

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

"الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية"

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY  
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année : 2023-2024

Faculté de Technologie

Département d'Hydraulique

THESE

Présentée En vue de l'obtention du diplôme de Doctorat en Hydraulique

*Etude d'évolution de certains  
barrages*

Option : Hydraulique urbaine

Par

*Mr. AMALI Abdelhamid*

Devant le jury

Président	MCA	BOUSLAH Soraya	UNIV. Badji Mokhtar, Annaba
Rapporteur	Pr.	MEKSAOUINE Mohamed	UNIV. Badji Mokhtar, Annaba
Examineur	MCA	KECHIDA Said	UNIV. Badji Mokhtar, Annaba
Examineur	MCA	MRAD Dounia	UNIV. M <sup>ed</sup> Chérif Messaadia, Souk Ahras
Examineur	Pr.	MOUSSAI Belkacem	USTHB, Alger

## ***REMERCIEMENTS***

Je tiens à remercier tout d'abord « DIEU », le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné le courage, la volonté, la santé, la patience et les moyens de mener à terme ce modeste travail.

En présentant ce travail, il m'est agréable d'exprimer, en premier lieu mes remerciements à Monsieur MEKSAOUINE Mohamed, Professeur à l'UBMA qui a bien voulu en assurer la direction, par la confiance, les conseils et les orientations qu'il m'a prodigué dans le cadre de mes recherches et de m'avoir accueilli au Laboratoire Sol et hydraulique.

Je remercie également monsieur LOUACHERIA Fares Professeur à l'UBMA pour son aide précieuse et encouragement malgré ses nombreuses occupations. Sa disponibilité et sa collaboration ont grandement facilité ce travail.

Je tiens à remercier vivement ma famille, mes amis (es) et collègues, chacun ayant contribué à sa façon à l'accomplissement de ce travail.

Je ne remercierai jamais assez mes parents qui m'ont toujours soutenu, poussé, encouragé, conseillé et stimulé. Ce travail est en grande partie le vôtre : vous avez su me donner le goût d'apprendre, de questionner, de remettre en cause les évidences, d'apprécier la complexité et enfin, celui de transmettre. « Merci pour tout » est bien peu de choses. C'est avec modestie et sincérité que je partage la joie du travail accompli avec toutes celles et tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, le sachant ou non, y ont contribué. A toutes et à tous, merci d'être ou d'avoir été ; sans quoi, je ne serais pas.

***Abdelhamid AMALI***

## RESUME

Les barrages sont des projets d'infrastructure qui constituent une menace importante à la fois pour l'humanité et pour l'environnement. Ce risque est défini par deux facteurs principaux. Premièrement, cela implique le potentiel de conséquences catastrophiques en termes de perte de vies humaines, de dégâts matériels et de dommages environnementaux résultant d'une rupture de barrage. Deuxièmement, la survenance d'une telle perturbation est très improbable en raison des progrès technologiques intégrés aux récentes constructions de barrages.

A cet effet, nous avons concentré notre travail sur les nouvelles techniques utilisées pour l'amélioration de comportement du sol utilisé dans la construction de barrages en terre homogène, notamment l'ajout de fibres de caoutchouc à ce sol avant de l'utiliser dans la construction du barrage d'une part et d'autre part le renforcement du corps du barrage par les géosynthétiques " géogrille" au cours de réalisation de ce dernier.

En plus, divers calculs ont été effectués afin d'évaluer l'effet de variation des longueurs des couches en géogrille, intégrées au corps du petit barrage en terre de MACHARAA sur le comportement de ce dernier d'une part, et d'autre part l'influence de l'ajout de fibres de caoutchouc sur les propriétés mécaniques du sol constituant le corps du barrage d'AIN ARENAT et par conséquent sur le comportement de cet ouvrage soumis aux sollicitations sismiques.

L'utilisation de logiciel de simulation en géotechnique PLAXIS 3D, a permis de simuler le comportement de deux barrages en termes de déformation (d é p l a c e m e n t s ) et de stabilité(coefficient de sécurité), les résultats obtenus montrent que les techniques utilisées ont un impact significatif sur l'amélioration et l'évolution de comportement des barrages en terre aux différents cas de chargés étudiés.

Enfin, la simulation numérique continue d'être une approche fiable et efficace pour évaluer la réponse des barrages en terre dans diverses conditions de chargement. Ces résultats peuvent aider les ingénieurs à prendre des décisions éclairées sur la conception et la construction de barrages en terre. À l'avenir, la recherche pourrait explorer d'autres procédures de renforcement pour ces types de structures afin d'améliorer leur réponse à des circonstances de chargement plus complexes.

**Mots clés :** Barrage en terre - Renforcement - Géogrille - fibre de caoutchouc - Plaxis 3D - Déplacements - Coefficient de sécurité.

## ملخص

السدود هي مشاريع البنية التحتية التي تشكل تهديدا كبيرا للإنسانية والبيئة، يتم تحديد هذا الخطر من خلال عاملين رئيسيين: أحدهما احتمال حدوث عواقب كارثية في المنطقة من حيث الخسائر في الأرواح والأضرار المادية والأضرار البيئية الناتجة عن انهيار السد والأخر أنه من غير المحتمل حدوث مثل هذا الاضطراب بسبب التقدم التكنولوجي الذي تم دمجها في البناء الأخير للسدود. ولتحقيق هذه الغاية، ركزنا عملنا على التقنيات الجديدة المستخدمة في تحسين سلوك التربة التي تستخدم في بناء السدود الترابية المتجانسة ومن بين هذه التقنيات إضافة الألياف المطاطية لذه التربة قبل استخدامها في بناء السد من ناحية ومن ناحية أخرى التعزيز بطبقات من شبكات الجيوغريل لجسم السد خلال مرحلة الانجاز.

بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء حسابات مختلفة من أجل تقييم تأثير الاختلاف في أطوال طبقات الجيوغريل - المدمجة في جسم السد- على سلوك سد المشرع من ناحية، ومن ناحية أخرى تأثير إضافة الألياف المطاطية على الخواص الميكانيكية للتربة المكونة لجسم سد عين أرناط وبالتالي على سلوك هذا الهيكل تحت الإجهاد الزلزالي.

إن استخدام برنامج المحاكاة الجيوتقنية PLAXIS 3D مكننا من محاكاة سلوك السدين من حيث التشوه (الإزاحات) والثبات (معامل الأمان)، وأظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن التقنيات المستخدمة كان لها تأثير كبير في تحسين وتطوير سلوك هذه السدود الترابية في حالات الأحمال المختلفة المدروسة.

أخيراً، لا تزال المحاكاة العددية تمثل طريقة موثوقة وفعالة لتقييم استجابة السدود الترابية في ظل ظروف التحميل المختلفة ويمكن أن تساعد هذه النتائج المهندسين على اتخاذ قرارات مستنيرة بشأن تصميم وبناء السدود الترابية في المستقبل، كما يمكن للأبحاث استكشاف إجراءات تقوية أخرى لهذه الأنواع من الهياكل لتحسين استجابتها لظروف التحميل الأكثر تعقيداً.

**الكلمات المفتاحية:** السد الترابي - التسليح - شبكات جيوغريل - الألياف المطاطية - Plaxis 3D - الإزاحات - معامل الأمان.

## **ABSTRACT**

Dams are infrastructure projects that pose a major threat to humanity and the environment. This risk is determined by two main factors: one is the possibility of catastrophic consequences in the region in terms of loss of life, material and environmental damages resulting from a dam failure. The other one is that such a disturbance is unlikely to occur due to technological advances that have been incorporated into the construction of recent dams.

To achieve this goal, we focused our work on new technologies used to improve the behavior of the soil that is used in building homogenous earth dams. Among these technologies is adding rubber fibers to this soil before using it in building the dam, on the one hand, and on the other hand, reinforcing the dam body with layers of geogrid during the completion stage.

In addition, various calculations were carried out in order to evaluate the effect of the variation in the lengths of the layers of geogrid - integrated into the dam body - on the behavior of the MACHERRAA dam on one hand, and the effect of adding rubber fibers on the mechanical properties of the soil that makes up the body of the AIN ARENAT dam on the other hand. and thus, on the behavior of these structures under seismic stress.

The use of the geotechnical simulation program PLAXIS 3D made it possible to simulate the behavior of the two dams in terms of deformation (displacements) and stability (safety factor), and the results obtained showed that the used techniques have a significant impact on the improvement and development of the behavior of the earth dams in the different load cases studied.

Finally, numerical simulation still represents a reliable and effective method to evaluate the response of earthen embankments under different loading conditions. These results can help engineers to make informed decisions about the design and the construction of earthen dams.

In the future, research can explore other strengthening measures for these types of structures to improve their response to more complex loading conditions.

**Keywords:** Earth dam - Reinforcement - Geogrids - Rubber fibers - PLAXIS 3D - Displacements - Safety factor.

## TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	i
Résumés.....	ii
Abstract.....	iii
ملخص.....	iv
Table de matières.....	v
Liste des figures.....	x
Liste des tableaux.....	xiii
Liste des abréviations.....	xiv
Introduction générale.....	1
 <b><i>CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur les barrages</i></b>	
I.1 Introduction.....	3
I.2. Définition.....	3
I.3 Typologie des barrages.....	3
I.3.1 Les barrages rigides.....	3
I.3.1.1 Barrage poids.....	4
I.3.1.2 Barrage à contreforts.....	4
I.3.1.3 Barrage voute (ou Multi voutes).....	5
I.3.2 Les barrages souple (en remblai).....	5
I.3.2.1 Barrage en terre homogène.....	6
I.3.2.2 Barrage zoné avec un noyau étanche.....	6
I.3.2.3 Barrage à masque amont.....	8
I.4. Les ruptures des barrages.....	9
I.4.1. Les causes de rupture.....	10

I.4.2.	Les types de rupture .....	11
I.4.3.	La submersion des barrages.....	12
I.4.4.	Quelques ruptures graves des barrages.....	13
I.4.4.1	<i>Exemple de la rupture par la submersion.....</i>	13
I.4.4.2	<i>Exemple de la rupture par l'érosion régressive.....</i>	14
I.5.	La stabilité des barrages en remblai .....	15
I.5.1	Les Actions .....	16
I.5.1.1	<i>Détermination des actions.....</i>	16
I.5.1.2	<i>Les combinaisons des actions.....</i>	16
I.5.2	L'étude de stabilité .....	16
I.5.2.1	<i>Méthodes de FELLENIUS .....</i>	18
I.5.2.2	<i>Méthodes de BISHOP.....</i>	19
I.5.2.3	<i>Valeurs usuelles de coefficient de sécurité.....</i>	19
I.6	Amélioration de comportement des barrages en remblai.....	20
I.6.1	Renforcement par éléments linéaires (Terre Armée).....	20
I.6.2	Renforcement par éléments courts (Fibres).....	21

***CHAPITRE II : Techniques de renforcement du sol***

II.1.	Introduction .....	22
II.2.	Techniques de renforcement des sols.....	22
II.2.1	Renforcements inextensibles .....	23
II.2.2	Renforcements extensibles .....	23
II.3	Les géosynthétiques .....	23
II.3.1	Présentation des geosynthétiques.....	23
II.3.2	Origine des géosynthétiques .....	24
II.3.3	Les différents types des Géosynthétiques.....	25
II.3.3.1	<i>Les géotextiles.....</i>	25

II.3.3.2 Les Géogrilles.....	26
II.3.3.3 Le géobandes.....	27
II.3.3.4 Les géoconteneurs.....	28
II.3.3.5 Les géobags.....	28
II.3.4 Fonctions des géotextiles et produits apparentés.....	29
II.3.4.1 Séparation.....	29
II.3.4.2 Filtration.....	30
II.3.4.3 Lutte contre l'érosion de surface.....	30
II.3.4.4 Le renforcement.....	31
II.3.4.5 La protection.....	32
II.3.4.6 Anti-fissuration.....	33
II.3.5 Propriétés mécaniques et hydrauliques des géotextiles.....	33
II.3.6 L'utilisation des géotextiles dans les ouvrages hydrauliques.....	35
II.3.6.1 Drainage et protection sous la géomembrane.....	35
II.3.6.2 Renforcement des barrages en terre.....	35
II.3.6.3 Surélévation des barrages en terre.....	35
II.4 Les fibres synthétiques.....	36
II.4.1 Différents types de fibres synthétiques.....	36
II.4.1.1 Fibre de polypropylène (PP).....	36
II.4.1.2 Fibre de polyester (PET).....	36
II.4.1.3 Fibres de polyéthylène (PE).....	37
II.4.1.4 Fibre de nylon.....	37
II.4.1.5 Fibres d'alcool polyvinylique (PVA).....	37
II.4.2 Propriétés mécaniques et physiques des fibres synthétiques.....	37
II.4.3 Mécanismes de renforcement de sol par fibres synthétiques.....	38
II.4.4 Différentes applications du renforcement par fibre.....	39

II.4.4.1 Murs de soutènement .....	39
II.4.4.2 Protection des pentes et des fondations.....	40
II.5 Conclusion.....	40

**CHAPITRE III : Etude d'évolution de comportement d'un barrage en terre renforcé par géogrid**

III.1. Introduction .....	44
III.2. Présentation général et situation géographique .....	44
III.2. 1. Situation géographique du petit barrage de MACHARAA .....	44
III.2.2 Caractéristique hydrologique .....	46
III.2.3 Caractéristiques géométrique et géotechnique de l'ouvrage .....	46
III.3. Présentation de l'outil numérique utilisé (Plaxis 3D).....	47
III.4. Analyse de la stabilité du barrage.....	48
III.4.1. Les différents scénarios de renforcement par géogrid .....	48
III.4.2 Le code Plaxis 3D.....	50
III.4.3 Résultats de la simulation numérique .....	52
III.4.3.1. Analyse statique .....	52
III.4.3.2. Analyse de la stabilité du barrage sous sollicitations sismiques.....	65
III.5 Conclusion .....	71

**CHAPITRE IV : Comportement dynamique d'un barrage en terre renforcé par fibre de caoutchouc**

IV.1. Introduction.....	73
IV.2. Présentation général et situation géographique .....	73
IV.2. 1. Situation géographique du barrage.....	73
IV.2.2 Caractéristique hydrologique .....	74
IV.2.3 Caractéristiques géométrique et géotechnique de l'ouvrage .....	75
IV.3. Travaux de laboratoire.....	76

IV.3.1	Fibre de caoutchouc utilisés.....	76
IV.3.2	Les propriétés caractéristiques du sol avant et après renforcement par les fibres.....	77
IV.4.	Analyse de la stabilité du barrage .....	78
IV.4.1	Le code Plaxis 3D.....	78
<i>a.</i>	<i>La géométrie</i> .....	78
<i>b.</i>	<i>Maillage</i> .....	78
<i>c.</i>	<i>Phases de calcul</i> .....	79
IV.4.2	Résultats de la simulation numérique.....	80
IV.4.2.1	Résultats de calcul de la stabilité dynamique du barrage (sans renforcement).....	80
IV.4.2.2	Résultats de calcul de la stabilité dynamique du barrage renforcé par fibres .....	83
IV.5	Conclusion .....	87
	Conclusion générale.....	88
	Références bibliographiques.....	89

## LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 Barrage Djorf Torba (W. Béchar) .....	4
Figure I. 2 Barrages Ghrib (w. Aïn Defla) .....	4
Figure I. 3 Barrage K'sob (W. M'sila) .....	5
Figure I. 4 Barrage Tichi haf (W. Bejaïa).....	5
Figure I. 5 Coupe en travers d'un barrage homogène .....	6
Figure I. 6 Coupe en travers d'un barrage zoné avec un noyau étanche .....	7
Figure I. 7 Coupe en travers d'un barrage à noyau central.....	7
Figure I. 8 Coupe en travers d'un barrage à masque amont .....	8
Figure I. 9 Barrage a masque amont (Sidi aissa, W.Ms'ila) en cours de réalisation.....	9
Figure I. 10 La carte de risque .....	12
Figure I. 11 Barrage de Swift aux USA avant la rupture.....	13
Figure I. 12 Les premières heures de rupture du barrage de Swift.....	13
Figure I. 13 Etat final de la rupture du barrage de Swift .....	14
Figure I. 14 Les différents phases de rupture du barrage Teton.....	15
Figure I. 15 Principe de la méthode des tranches.....	18
Figure II.1 Les différents types de géotextiles .....	26
Figure II. 2 Les différents types de géogrille .....	27
Figure II. 3 Les géobandes.....	27
Figure II. 4 Les géoconteneurs.....	28
Figure II. 5 Le géobag .....	29
Figure II. 6 Séparation par géotextile (Contournement de Bouira).....	29
Figure II. 7 Séparation par géotextile (Rocade sud d'Alger).....	30
Figure II. 8 Filtration par géotextile (Autoroute Est/Ouest) .....	30
Figure II. 9 Protection Anti-érosion (Autoroute Est/Ouest).....	31
Figure II. 10 Renforcement des talus.....	32
Figure II. 11 Protection par géobag.....	32
Figure II. 12 Renforcement des talus.....	33
Figure II. 13 Classification du mécanisme de renforcement de sol.....	39
Figure II. 14 Un remblai de sol sans cohésion renforcé par des fibres.....	40
Figure III. 1 Vue arienne du site du barrage. (Image satellitaire par Google Earth) .....	45

Figure III. 2 Vue direct du site du barrage .....	45
Figure III. 3 Coupe type en travers de la digue.....	46
Figure III. 4 Modèle numérique du barrage MACHARAA sans renforcement.....	48
Figure III. 5 Barrage avec renforcement pour $0,25b \leq Li \leq 0,25B$ .....	49
Figure III. 6 Barrage avec renforcement pour $0,5b \leq Li \leq 0,5B$ .....	49
Figure III. 7 Barrage avec renforcement pour $0,75b \leq Li \leq 0,75B$ .....	49
Figure III. 8 Barrage avec renforcement pour $b \leq Li \leq B$ .....	49
Figure III. 9 Géométrie du barrage en 2D (Bande centrale).....	50
Figure III. 10 Géométrie du barrage en 3D .....	50
Figure III. 11 Nœuds choisis pour l'analyse dynamique .....	51
Figure III. 12 Séisme adopté lors de la simulation dynamique.....	52
Figure III. 13 Déplacements totaux du barrage sans renforcement par géogrille .....	53
Figure III. 14 Déplacements totaux pour $0,5b \leq Li \leq 0,5B$ .....	53
Figure III. 15 Déplacements totaux pour $0,5b \leq Li \leq 0,5B$ .....	54
Figure III. 16 Déplacements totaux pour $0,75b \leq Li \leq 0,75B$ .....	54
Figure III. 17 Déplacements totaux pour $b \leq Li \leq B$ .....	55
Figure III. 18 Calcul de $F_s$ du barrage sans renforcement par géogrille .....	56
Figure III. 19 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,25b \leq Li \leq 0,25B$ .....	56
Figure III. 20 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,5b \leq Li \leq 0,5B$ .....	57
Figure III. 21 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,75b \leq Li \leq 0,75B$ .....	57
Figure III. 22 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $b \leq Li \leq B$ .....	58
Figure III. 23 Déplacements totaux du barrage sans renforcement par géogrille .....	59
Figure III. 24 Déplacements totaux pour $0,25b \leq Li \leq 0,25B$ .....	59
Figure III. 25 Déplacements totaux pour $0,5b \leq Li \leq 0,5B$ .....	60
Figure III. 26 Déplacements totaux pour $0,75b \leq Li \leq 0,75B$ .....	60
Figure III. 27 Déplacements totaux pour $b \leq Li \leq B$ .....	61
Figure III. 28 Calcul de $F_s$ du barrage sans renforcement par géogrille .....	62
Figure III. 29 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,25b \leq Li \leq 0,25B$ .....	62
Figure III. 30 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,5b \leq Li \leq 0,5B$ .....	63
Figure III. 31 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,75b \leq Li \leq 0,75B$ .....	63
Figure III. 32 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $b \leq Li \leq B$ .....	64
Figure III. 33 Exemple de déplacements totaux du modèle considéré en 3D.....	65

Figure III. 34 Déplacements totaux du barrage (sans renforcement) en fonction du temps de séisme .....	62
Figure III. 35 Déplacements totaux sous sollicitations sismiques pour $0,25b \leq L_i \leq 0,25B$ .....	66
Figure III. 36 Déplacements totaux sous sollicitations sismiques pour $0,5b \leq L_i \leq 0,5B$ .....	66
Figure III. 37 Déplacements totaux sous sollicitations sismiques pour $0,75b \leq L_i \leq 0,75B$ .....	67
Figure III. 38 Déplacements totaux sous sollicitations sismiques pour $b \leq L_i \leq B$ .....	67
Figure III. 39 Calcul de $F_s$ du barrage sans renforcement par géogrille ( $F_s= 1,18$ ).....	68
Figure III. 40 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,25b \leq L_i \leq 0,25B$ .....	69
Figure III. 41 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,5b \leq L_i \leq 0,5B$ .....	69
Figure III. 42 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $0,75b \leq L_i \leq 0,75B$ .....	70
Figure III. 43 Calcul de $F_s$ du barrage avec renforcement pour $b \leq L_i \leq B$ .....	70
Figure IV. 1 Vue arienne du site du barrage. (Image satellitaire par Google Earth).....	74
Figure IV. 2 Vue direct du site du barrage .....	74
Figure IV. 3 Coupe type en travers de la digue.....	75
Figure IV. 4 Fibres de caoutchouc utilisés .....	77
Figure IV. 5 Préparation de mélange (fibres + sol) .....	77
Figure IV. 6 Géométrie du barrage et ses appuis en 3D.....	78
Figure IV. 7 Nœuds choisis pour l'analyse dynamique .....	79
Figure IV. 8 Séisme adopté lors de la simulation dynamique.....	79
Figure IV. 9 Déplacements totaux du barrage sans renforcement.....	80
Figure IV. 10 Déplacement horizontal vers X ( $U_x$ ) .....	81
Figure IV. 11 Déplacement horizontal vers Y ( $U_y$ ) .....	81
Figure IV. 12 Déplacement verticaux ( $U_z$ ).....	82
Figure IV. 13 Calcul de coefficient de sécurité en fonction des déplacements totaux .....	83
Figure IV. 14 Déplacements totaux du barrage après renforcement .....	84
Figure IV. 15 Déplacements horizontal ( $U_x$ ) après renforcement.....	84
Figure IV. 16 Déplacements horizontal ( $U_y$ ) après renforcement .....	85
Figure IV. 17 Déplacements horizontal ( $U_z$ ) après renforcement.....	86
Figure IV. 18 Calcul de coefficient de sécurité en fonction des déplacements totaux .....	86

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 Pertes humaines et matérielles majeures aux 19ème et 20ème siècles.....	10
Tableau II.1 Fonctions principales des géotextile .....	33
Tableau II.2 Durée maximale d'exposition des géotextiles et produits apparentés .....	34
Tableau II.3 Propriétés mécaniques des fibres.....	38
Tableau II. 4 Propriétés physiques des fibres .....	38
Tableau III.1 Caractéristiques hydrologiques du site du barrage.....	46
Tableau III. 2 Caractéristiques géométrique du corps du barrage.....	47
Tableau III. 3 Caractéristiques géotechniques du corps du barrage et sa fondation.....	47
Tableau IV. 1 Caractéristiques hydrologiques du site du barrage.....	75
Tableau IV. 2 Caractéristiques géométrique du corps du barrage .....	76
Tableau IV. 3 Caractéristiques géotechniques du corps du barrage.....	76
Tableau IV. 4 Caractéristiques des fibres de caoutchouc .....	77
Tableau IV. 5 La cohésion et l'angle de frottement interne en fonction de pourcentage de fibres ajoutés.....	78

## LISTE D'ABREVIATIONS

$t$	Résistant au cisaillement
$n$	Contraintes normales
$p$	Pression interstitielle
$c$	Cohésion
$\varphi$	Angle de frottement interne
$dl$	La portion de cercle de glissement intercepté par la tranche d'ordre $n$ .
$l$	La longueur de l'arc de cercle de situé dans la partie saturée, c'est à dire sous la ligne phréatique.
$N_n$	La composante normale et $T_n$ la composante tangentielle du poids $P_n$ de la tranché ramenée au niveau de cercle de glissement.
$X_n, Z_n$	Les composantes de l'action de la tranche d'ordre $n-1$ sur la tranche d'ordre $n$ .
$X_{n+1}, Z_{n+1}$	Les composantes de l'action de la tranche d'ordre $n+1$ sur la tranche d'ordre $n$ .
$F_s$	Facteur de sécurité
ISO	L'Organisation internationale de normalisation
ASTM	American Society of Testing Materials
BSI	British Standards Institution
ODFRS	Sol renforcé de fibres distribuées orientées
RDFRS	Sol renforcé de fibres distribuées de manière aléatoire
NGA	Nivellement Générale d'Algérie
$\gamma$	Poids volumique saturé
$E$	Module de Young
$E_A$	Rigidité annulaire
$U$	Déplacements totaux
$ u $	Valeur absolue de déplacements totaux.
$U_x$	Déplacement horizontal vers le sens X
$U_y$	Déplacement horizontal vers le sens Y
$U_z$	Déplacement verticaux

## **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

Les barrages sont des projets d'infrastructure qui constituent une menace importante à la fois pour l'humanité et pour l'environnement. Ce risque est défini par deux facteurs principaux.

Premièrement, cela implique le potentiel de conséquences catastrophiques en termes de perte de vies humaines, de dégâts matériels et de dommages environnementaux résultant d'une rupture de barrage. Deuxièmement, la survenance d'une telle perturbation est très improbable en raison des progrès technologiques intégrés aux récentes constructions de barrages.

Des approches probabilistes ont été développées pour évaluer la sécurité des barrages en remblai. Ceci est crucial car ces barrages sont les plus répandus dans le monde et ont connu un nombre considérable de ruptures. Étant donné que les matériaux qui les composent peuvent présenter d'une part des variations naturelles importantes et d'autre part l'incertitude inhérente liée aux matériaux, aux contraintes et à la modélisation des états limites, il est crucial d'inclure ces facteurs afin d'améliorer l'évaluation des structures de barrages hydrauliques.

A cet effet, notre attention a été portée sur l'application de nouvelles techniques pour améliorer les caractéristiques géotechniques des sols constituant les barrages en terre (par l'ajout de fibre de caoutchouc) d'une part et d'autre part de renforcer le corps du barrage (lors de la réalisation) par des géosynthétiques de renforcement " géogrille".

La thèse est structurée en quatre chapitres.

- Le premier chapitre traitait de la recherche bibliographique sur les barrages en général et les barrages en terre en particulier.
- Le deuxième chapitre expose les diverses méthodes de renforcement du sol à l'aide des géosynthétiques et des fibres synthétiques.
- Le troisième chapitre aborde la modélisation du petit barrage de MACHARAA avec et sans renforcement par géogrille.
- Le quatrième chapitre consiste « en modélisation du petit barrage d'AIN ARNAT sous sollicitations sismique, avec et sans renforcement par fibre de caoutchouc ».

Enfin, la conclusion générale conclut les résultats de notre travail.

# **Chapitre I**

## **Généralités sur les barrages**

## I.1 Introduction

Ce chapitre se concentre principalement sur la revue de la littérature spécialisée concernant les barrages en général. Trois composants fondamentaux sont présentés.

- Les différents types des barrages, leurs classifications et leurs caractéristiques.
- Les fonctions principales des barrages, les phénomènes de ruptures et de dommages induits par les différents cas de charge notamment pour les barrages en terre.
- Les leçons tirées des différents exemples de ruptures des barrages en terre lors de la réalisation ou bien lors de différentes phases d'exploitation de ces ouvrages.

## I.2. Définition

Un barrage est une construction artificielle qui obstrue l'écoulement d'un cours d'eau, dans le but de le réguler ou d'assurer l'approvisionnement en eau des zones urbaines, l'irrigation des cultures ou la production d'énergie.

Il existe une ambiguïté concernant les termes barrage et digue. Parfois, le terme digue est utilisé pour désigner un petit barrage construit à l'aide d'un remblai. On peut aussi construire des digues en utilisant les falaises des canaux ou des cours d'eau canalisés. En règle générale, les barrages sont édifiés sur les cours d'eau.

Les barrages sont habituellement implantés le long des cours d'eau, mais il existe aussi des ouvrages spécifiques conçus pour retenir les eaux de ruissellement d'un thalweg en créant une « retenue collinaire », ainsi que des autres ouvrages dont les réservoirs sont remplis soit par pompage, soit en détournant l'eau d'un autre ruisseau.

## I.3 Typologie des barrages

Les types de matériaux qui les composent permettent de distinguer deux grandes familles de barrages : Les barrages rigides qui sont en béton ou en maçonnerie, tandis que les barrages souples qui sont en enrochement ou en terre.

### I.3.1 Les barrages rigides

Des matériaux solides tels que des éléments de maçonnerie en béton et de la roche sont utilisés pour construire un barrage rigide, qu'il soit en béton ou en maçonnerie. Sa conception consiste à retenir l'eau en se basant uniquement sur le poids des matériaux, ce qui contre la pression horizontale de l'eau sur le barrage. [1]

Cette catégorie de barrage a une résistance relativement modeste à la déformation. Ces structures sont généralement idéales pour les fondations rocheuses stables qui présentent une déformation minimale. Cependant, leur coût n'est justifiable que si la zone d'excavation est modeste et facilement obstruée.[2] Il existe plusieurs catégories de barrages rigides :

### ***1.3.1.1 Barrage poids***

Un barrage-poids est une grande construction en maçonnerie ou en béton qui repose sur son propre poids pour maintenir sa stabilité face à la force exercée par l'eau. [1]



**Figure I. 1** Barrage Djorf Torba ( W. Béchar).

### ***1.3.1.2 Barrage à contreforts ou à voutes Multiples***

Les barrages de ce type sont réalisés d'un voile d'étanchéité en béton armé incliné vers l'aval, soutenu par des contreforts qui garantissent la stabilité de l'ouvrage. [3]

Il convient de souligner que l'on améliore la stabilité en attachant un fruit entre 0,5 et 1/1 au voile, car la force de l'eau est dirigée vers le bas en raison de sa composante verticale. [4]



**Figure I. 2** Barrages Ghrib (w. Aïn Defla)



**Figure I. 3** Barrage K'sob (W. M'sila)

#### ***I.3.1.1 Barrage voute.***

Ce type de barrages est construit dans des vallées étroites aux pentes très résistantes, capables de résister aux forces résultant du poids de l'eau. [5]



**Figure I. 4** Barrage Tichi haf (W. Bejaïa)

#### **I.3.2 Les barrages souple (en remblai)**

Ces types de barrages sont réalisés en utilisant des matériaux de terre et des enrochements, parfois en ajoutant un élément de gabion, Habituellement, ces constructions sont conçues pour être utilisées sur un sol meuble, mais elles peuvent aussi être posées sur des fondations rocheuses. [6]

Des preuves anciennes datant de plus de 2 000 ans, principalement en Asie, ont été retrouvées, indiquant que ce type de barrage est connu depuis longtemps. Actuellement, ce mode

de construction représente une part importante des barrages réalisés dans le monde. Son développement a été largement influencé par l'expérience et les progrès des techniques de manutention, de la mécanique des sols et des méthodes analytiques.

Les barrages en remblai sont classés en trois grandes catégories principales :

- Barrages en terre homogènes : généralement construits avec des matériaux imperméables.
- Barrages zonés : à l'origine, ils sont constitués d'un massif avec un noyau central étanche.
- Barrages constitués de matériaux entièrement perméables (sable, grave, cailloux, tout-venant) et équipés d'un dispositif d'étanchéité artificiel pour garantir leur étanchéité. [6]

### I.3.2.1 Barrage en terre homogène

La terre dense et imperméable constitue la base du barrage en terre homogène, avec un système de drainage en aval et d'un dispositif mécanique de protection pour faire face à la force de la vague en amont.

La disponibilité de matériaux de remplissage de qualité suffisante dans les zones adjacentes au site du barrage est la condition primordiale pour la possibilité de réalisation de ce type des barrages. [7]

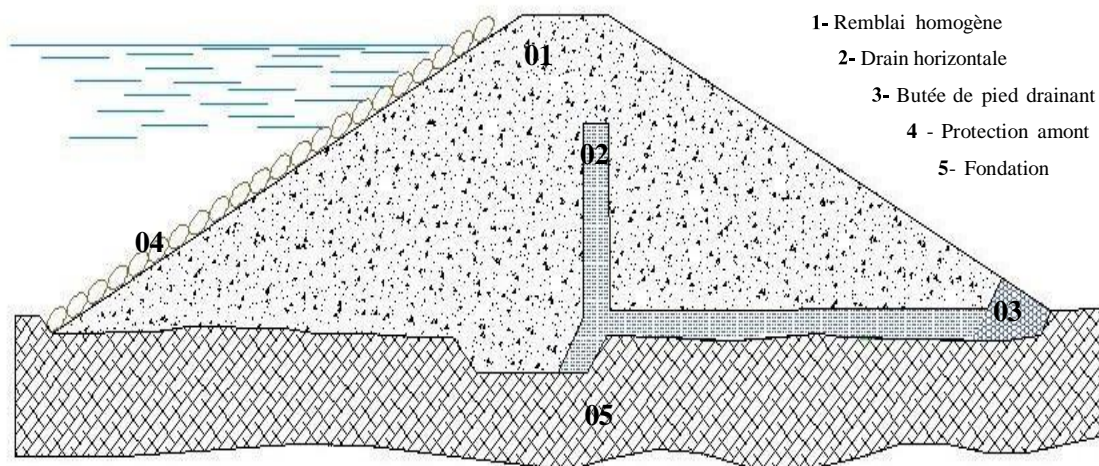


Figure I. 5 Coupe en travers d'un barrage homogène

### I.3.2.2 Barrage zoné avec un noyau étanche

Il est fréquent que la diversité des matériaux ou les caractéristiques géotechniques du sol compliquent la réalisation d'une digue homogène faite d'un matériau imperméable.

Une approche fréquemment adoptée dans ce contexte consiste à créer un massif constitué de plusieurs sections, chacune étant réalisée avec un matériau particulier sélectionné en fonction de son rôle prévu.

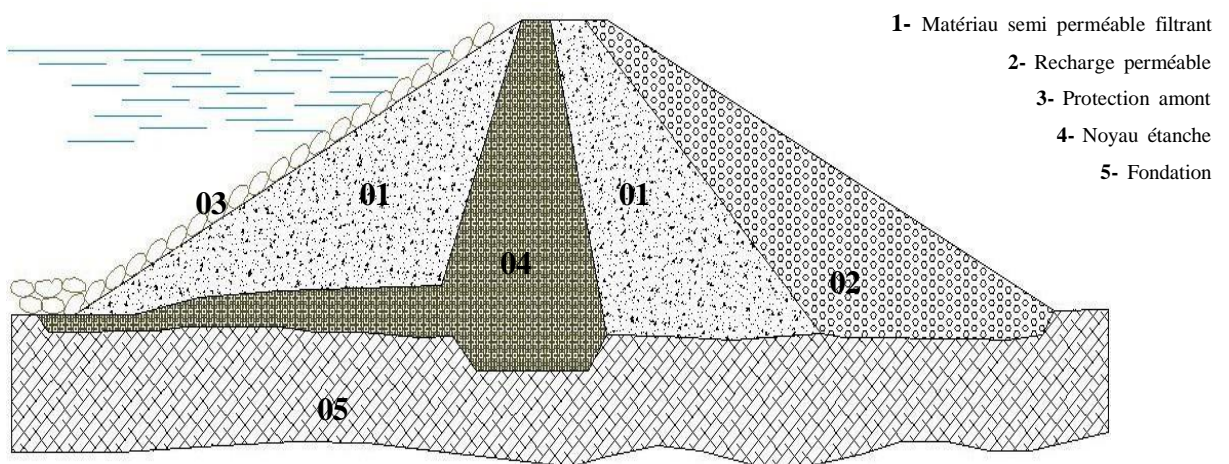
Un barrage zoné représente une approche de conception relativement récente et moderne par rapport aux barrages homogènes. [8]

L'imperméabilisation du barrage est réalisée grâce à l'utilisation d'un noyau étanche composé de matériau argileux, qui peut être positionné soit en amont, soit au milieu de la structure du barrage.

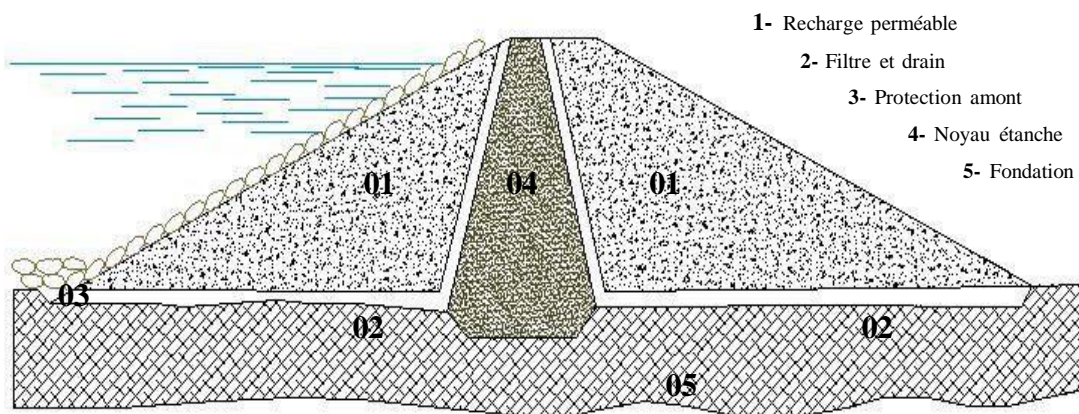
Le zonage, qui consiste à diviser le corps du barrage en éléments distincts, offre l'avantage de réduire considérablement les coûts des matériaux utilisés. De plus, cette méthode permet une utilisation optimale des matériaux disponibles sur le site, ce qui contribue à une construction plus efficace et durable.

Le barrage de Chicoasen au Mexique était le plus haut barrage en enrochement du monde, atteignant une hauteur de 263 mètres et un volume de 15 hectomètres cubes. [9-13]

Actuellement, le barrage de Lianghekou en Chine (réalisé en 2023) est le plus haut barrage en remblai du monde avec une hauteur de 295 mètres.



**Figure I. 6** Coupe en travers d'un barrage zoné avec un noyau étanche



**Figure I. 7** Coupe en travers d'un barrage à noyau central

### 1.3.2.3 Barrage à masque amont

Les barrages-masques sont constitués avec des matériaux quelques peu poreux, ce qui contribue à maintenir la stabilité.

Une barrière étanche, appelée masque, est positionnée en amont du barrage pour assurer son étanchéité et lui permettre de stocker l'eau dans son réservoir.

La partie d'étanchéité amont, communément appelée masque, est généralement construite à l'aide de béton, de matériaux bitumineux ou d'une géo-membrane. L'épaisseur modeste du matériau lui permet de s'adapter à de petites déformations, mais inévitables, de la masse porteuse. En fait, les géomembranes peuvent même tolérer des déformations importantes. L'existence du masque en amont présente (en cas de rupture) deux avantages : un drainage efficace et très facile de la substance de rétention et la réparation rapide de l'ouvrage.

Le corps du barrage, qui joue un rôle crucial dans le maintien de la stabilité de l'ouvrage, peut effectivement être réalisé avec divers matériaux peu déformables.

Il est courant de trouver des composants fonctionnels supplémentaires dans ce type de barrages afin d'améliorer leur sécurité.

- Un matériau d'ajustement ou de transition agit comme un support pour la fine couche d'étanchéité, la protégeant des perforations par les parties abrasives du support solide.
- Un drain de cheminée et un drain à tapis : ces systèmes de drainage contribuent à prévenir l'accumulation d'eau et à assurer la stabilité et la sécurité du barrage en évitant les risques de défaillance liés à l'infiltration.
- L'utilisation de matériaux de protection est essentielle pour préserver l'intégrité des barrages. En protégeant le revêtement en aval, des éléments comme la couche arable herbeuse, les enrochements ou la maçonnerie en pierre sèche peuvent aider à prévenir l'érosion et à maintenir la stabilité de la structure. De plus, ces matériaux peuvent également servir à protéger la couche d'étanchéité, garantissant ainsi que l'eau ne s'infiltré pas de manière indésirable.

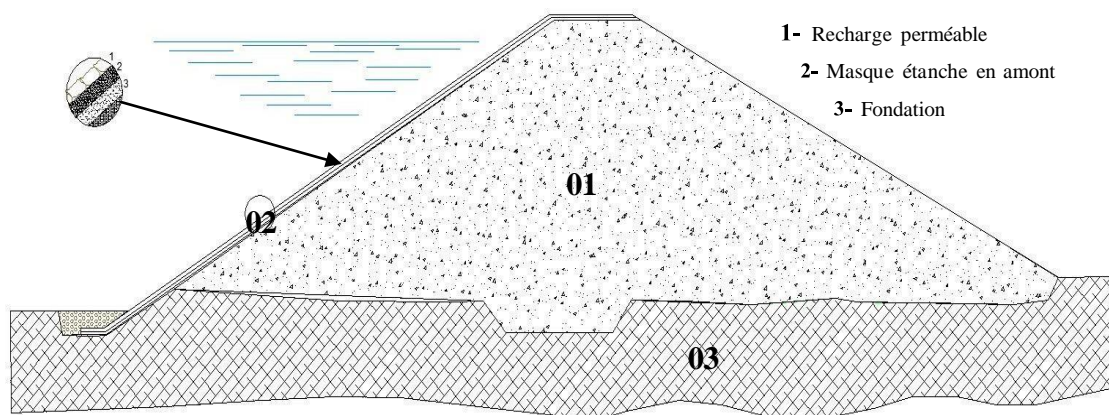


Figure I. 8 Coupe en travers d'un barrage à masque amont



**Figure I. 9** Barrage a masque amont (Sidi Aissa, W.Ms'ila) en cours de réalisation.

#### **I.4. Les ruptures des barrages**

Le rôle fondamental d'un barrage ou d'une digue est de retenir l'eau, que ce soit pour la gestion des ressources en eau, la prévention des inondations ou la production d'énergie.

Dans le contexte des barrages et des digues, et à l'instar de la CIGB (Commission Internationale des Grands Barrages) la cessation de leur rôle principal, qui est de retenir l'eau, est effectivement désignée par le terme « rupture ».

Une rupture est définie comme tout déplacement qui compromet l'intégrité du remblai et, par conséquent, la gestion de la masse d'eau. Cela peut avoir des conséquences significatives, notamment en ce qui concerne la sécurité des infrastructures. De plus, il est intéressant de noter que ce concept peut également s'appliquer à d'autres situations, comme la fin de construction d'un ouvrage [14].

Bien que les défaillances de barrages soient peu fréquentes, il a été enregistré environ 2 000 incidents depuis le XII<sup>e</sup> siècle. Au cours du 20<sup>ème</sup> siècle, il a été observé entre 10 et 40 ruptures de barrages par décennie. Entre 1960 et 1980, sept de ces accidents ont causé près de 5 150 pertes humaines [15].

En examinant les ruptures survenues par rapport au nombre de barrages en fonctionnement durant cette même période, il est possible de constater une réduction progressive du taux de ruptures. [67]

Le tableau 1.1 répertorie les catastrophes les plus importantes survenues à la suite de l'effondrement des barrages et les dégâts qui ont résulté depuis le 19<sup>ème</sup> siècle.

**Tableau I.1** Pertes humaines et matérielles majeures aux 19<sup>ème</sup> et 20<sup>ème</sup> siècle.

Barrage	Pays	Date de Rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la Retenue(hm <sup>3</sup> )	Nombre de victimes
<b>Barrage en remblai, rupture durant la construction</b>					
Panshet	Inde	1961	49	214	<b>1 000</b>
Sempor	Indonésie	1967	60	56	<b>200</b>
<b>Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau</b>					
Dale Dyke	Grande-Bretagne	1864	29	3,2	<b>230</b>
<b>Barrage en remblai, rupture en service</b>					
Iruhaïke	Japon	1868	28	18	<b>1200</b>
Mill River	États-Unis	1874	13	<i>Inconnu</i>	<b>140</b>
South Fork	États-Unis	1889	21	18	<b>2 200</b>
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	<b>129</b>
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0,2	<b>139</b>
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	<b>100</b>
Machu	Inde	1979	26	101	<b>2 000</b>
Gotvan	Iran	1980	22	<i>Inconnu</i>	<b>200</b>
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	<b>127</b>
<b>Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau</b>					
Puentes	Espagne	1802	69	13	<b>600</b>
Saint Francis	États-Unis	1928	62	47	<b>450</b>
<b>Barrage poids, rupture en service</b>					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	<b>200</b>
Tigra	Inde	1917	25	124	<b>1 000</b>
Malpasset	France	1959	60	49	<b>423</b>
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	<b>1 000</b>
<b>Barrage à contreforts et voûtes multiples</b>					
Gleno	Italie	1923	35	5	<b>600</b>
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	<b>140</b>

[Source : [www.hydrocoop.org](http://www.hydrocoop.org)].

#### I.4.1. Les causes de rupture

Les facteurs qui peuvent mener à la rupture d'un barrage sont variés et peuvent inclure divers aspects tels que :

- **Techniques** : Il existe plusieurs facteurs qui peuvent mener à une défaillance structurelle. Parmi ceux-ci, on peut citer des anomalies dans la conception ou la construction, la dégradation des matériaux avec le temps, un entretien insuffisant, des vannes d'évacuation d'eau qui ne

fonctionnent pas correctement, des obstructions dans les systèmes d'évacuation des crues, comme les déversoirs ou les vannes, ainsi que l'absence d'un système de surveillance pour contrôler le comportement de la structure. [67-68]

- **Naturelles** : Les séismes, les inondations sévères et les glissements de terrain qui touchent les fondations du barrage, ainsi que les ruptures de réservoirs ou les avalanches, peuvent provoquer un débordement soudain au sommet du barrage. [67-68]
- **Humaines** : Des études préliminaires manquant de rigueur, Les travaux d'exécution sont mal contrôlés, des dysfonctionnements, une mauvaise surveillance et le manque de maintenance, voire des actes imprévus comme des sabotages, des agressions ou des guerres. Peuvent certainement conduire à des incidents. Il convient de signaler que les barrages sont généralement couverts par la Convention de Genève.

#### I.4.2. Les types de rupture

L'une des causes de déformation des structures et des fondations des barrages en terre est leur exposition aux charges et des forces externes. La principale cause de contrainte dans la structure d'un barrage est la force gravitationnelle agissant sur le poids propre du barrage et la pression hydrostatique exercée par le réservoir, entraînant des déplacements verticaux et horizontaux. [16]

Il est possible que la rupture soit :

- **Brutale** Pour les barrages en béton, s'il y a une mauvaise résistance des surfaces portantes, des changements non étudiés dans la géométrie du barrage, des problèmes peuvent survenir.
- **Progressive** Concernant les barrages en remblai, la rupture peut survenir soit en raison d'une *érosion externe* provoquée par la submersion de l'ouvrage ou le ruissellement sur le versant aval, soit en raison d'une *érosion interne* provoquée par le mouvement des matériaux à travers l'ouvrage ou ses fondations (phénomène dit " renard ").

Même après avoir été compacté, le remblai reste un matériau qui peut être compressé, en particulier si c'est de l'argile.

Il ne fait aucun doute que les couches inférieures du remblai supportent le poids des couches supérieures et sont plus susceptibles de s'affaisser lorsque la construction est d'une hauteur considérable. [17]

Dans un barrage en remblai zoné, à cause de tassements différentiels se produisant entre le noyau et les zones filtrantes des fluctuations de contraintes peuvent survenir. [18]

L'érosion hydraulique est la principale cause de rupture des ouvrages hydrauliques. [19]

Ce phénomène fait référence au processus - sous l'influence des infiltrations - de séparation et de transport des particules. [20]

Les enquêtes des accidents sur l'ensemble des barrages en remblai réalisés depuis 1900 montrent que la première cause de rupture de ce type de barrages (représentant 38 % des accidents) était la corrosion interne d'une part et d'autre part la création d'un vide dû à une infiltration. [21]

Les mécanismes d'érosion interne sont divers (très complexes) et reposent sur de multiples paramètres qui interagissent les uns avec les autres. [22]

A ces explications mécaniques s'ajoute une cause physico-chimique connue sous le nom de défloculation « dispersive » des argiles, qui est généralement mal connue [18].

### I.4.3. La submersion des barrages

La rupture d'un barrage crée une vague de submersion, qui entraîne une montée rapide du niveau d'eau dans la surface inondable en aval du barrage (jusqu'à 15 mètres).

Les concepteurs et les exploitants accordent la priorité à la protection des grands barrages contre les inondations, Car ils savent qu'un tiers des effondrements de barrages sont dus à des inondations. [23]

Le calcul et la prévision des crues restent une tâche importante et complexe dans le domaine de l'hydrologie. Une compréhension globale des précipitations rares et sévères est cruciale pour évaluer avec précision les inondations peu fréquentes et graves. [24]

Des équipes de chercheurs en hydrologie, statistiques et ingénierie ont mené des recherches approfondies pour la détermination le débit maximal, le volume des apports et la fréquence des crues de nombreuses rivières. [25]

Cette carte montre la répartition des régions qui risquent d'être submergées par une vague provoquée à cause de l'effondrement complète de l'ouvrage. [26]

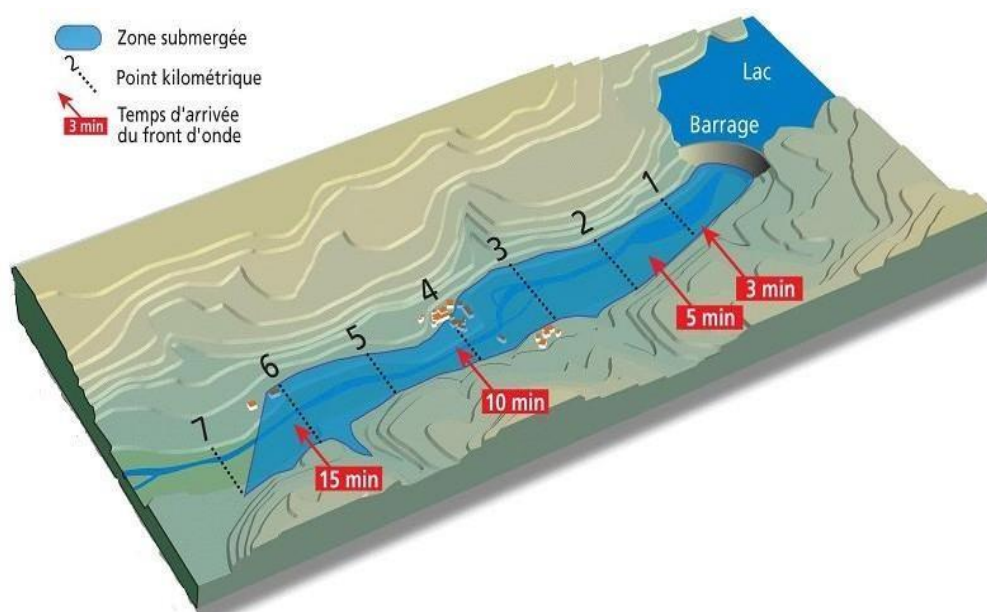


Figure I. 10 La carte de risque

## I.4.4. Quelques ruptures graves des barrages

### I.4.4.1 Exemple de la rupture par la submersion

La cause fréquente d'effondrement de barrages est submersion du corps du barrage, notamment pour les barrages en remblai, à cause de ça les conséquences peuvent dégénérer en événements catastrophiques.

L'apparition d'un débordement de barrage résulte généralement d'une inondation exceptionnellement grave et sert fréquemment de signe d'avertissement d'une rupture imminente partielle ou complète du barrage. L'examen et la vérification des exemples précédents, de cette cause particulière de rupture des barrages montre l'insuffisance des techniques hydrologiques utilisées auparavant pour prévoir les crues graves et déterminer les conditions appropriées pour la conception des déversoirs.

La figure I.11 représente la submersion et la rupture du barrage Swift aux États- Unis en 1964, où la hauteur du barrage était inférieure à 30 m.



**Figure I. 11** Barrage de Swift aux USA avant la rupture



**Figure I. 12** Les premières heures de rupture du barrage de Swift



**Figure I. 13** Etat final de la rupture du barrage de Swift

#### ***1.4.4.2 Exemple de la rupture par l'érosion régressive***

L'interaction entre l'eau, les remblais et les structures construites dans le sol peut entraîner des dégâts très graves sur la structure, voire même une rupture. Environ la moitié des accidents enregistrés sont imputés à ces dégâts importants [14]. Un exemple notable est la rupture totale du barrage de Teton.

Le barrage de Teton, un barrage en terre avec une hauteur totale d'environ 93 m, la longueur en crête est de 975 m, il est implanté sur la rivière Teton dans le comté de Madison, dans le sud-est de l'Idaho, Il s'est complètement effondré lors de son premier remplissage.

Le 5 juin 1976, à 11h57 de matin. Le niveau normal d'eau dans le réservoir du barrage était de 9 m en dessous de la crête du barrage.

La rupture a été déclenchée à 7h30 par une fuite importante près de la culée droite (nord-ouest) du barrage, à environ 39 m sous la crête. La structure a été rompue 4,5 heures plus tard suite à une érosion interne, provoquant la perte de 11 vies et des inondations massives de terres agricoles et de villes en aval du barrage. Le débit maximal lors de la rupture a été estimé à 42 500 m<sup>3</sup>/s.

En raison d'un avertissement impromptu en aval, cette brèche n'a fait que 11 morts, mais près de 20 000 personnes sur un total de 25 000 évacuées se sont retrouvées sans endroit où vivre. [69]

Parmi les défauts de conception, était l'absence d'un système technique défensif approprié, une solution capable pour faire face aux différents modes de défaillance possibles.

En outre, une gestion efficace est nécessaire tout au long des différentes étapes du processus de construction.



**Figure I. 14** Les différents étapes de rupture du barrage Teton

### **I.5. La stabilité des barrages en remblai**

L'analyse de la stabilité statique et dynamique d'un remblai est très importante car elle affecte directement la conception de l'ouvrage, notamment la pente du remblai, les dispositifs de filtration et de drainage. Ces facteurs déterminent la quantité et le type de matériaux requis, ce qui a un impact sur le coût global du projet.

Par ailleurs, il est évident qu'un barrage insuffisamment dimensionné et instable présente un risque important pour la sécurité des populations, les activités agricoles et les aménagements en aval. De plus, il est fort probable qu'un tel barrage nécessitera des travaux d'entretien. La recharge ou la restauration des remblais, par exemple, peuvent être très coûteuses. Négliger les investigations de base afin d'économiser de l'argent peut sembler tentant, mais les dépenses impliquées dans de tels projets dépassent souvent les économies possibles. [27]

La stabilité d'un barrage en remblai dépend de ses caractéristiques géométriques, de la composition de ses matériaux, de la pression hydrostatique exercée par l'eau et des forces extérieures agissant sur lui. La présence d'eau nuit à la stabilité des talus et des fondations.

La présence de pression d'eau dans les pores, les fissures, les joints ou autres discontinuités dans les matériaux constituant la pente et la base du remblai diminuera la résistance de ces composants. [70]

Tout au long de la construction et de l'exploitation du barrage, celui-ci subira diverses charges (actions) qui se traduiront par des contraintes et des déformations. (CFGB).

### **I.5.1 Les Actions**

L'étude de stabilité d'un barrage en remblai se fait en deux étapes principales :

- La détermination des toutes les actions auxquelles le corps du barrage est soumis.
- L'analyse de toutes les combinaisons des actions déterminées, et cela afin de sélectionner les actions les plus défavorables par rapport au scénario de rupture probablement envisagé.

#### ***I.5.1.1 Détermination des actions***

- *Action permanente* : le poids de remblai (corps du barrage).
- *Action variable* : la force de poussée hydrostatique de l'eau ou bien les pressions (internes), en fonction la hauteur d'eau dans le réservoir du barrage.
- *Action accidentelle(inattendue)* : Les séismes ou les tremblements de terre.

#### ***I.5.1.2 Les combinaisons des actions***

Trois combinaisons d'actions sont généralement prises en compte lors du calcul des barrages de petite et de moyenne taille.

- *Combinaison permanente* : les pressions interstitielles et le poids propre du remblai (enfin de construction).
- *Combinaison quasi permanente* : poids propre du remblai et le champ de pression interstitielle (lorsque le barrage est plein).
- *Combinaison fréquente* : Le poids du remblai lui-même et la pression interstitielle provoquée par la vidange rapide du réservoir du barrage.
- *Combinaison accidentelle* : l'impact d'un séisme doit également être pris en compte.

Il est indispensable d'étudier la stabilité d'un barrage en remblai aux différents périodes de sa durée de vie :

- En fin de construction (barrage vide).
- Dans des cas d'exploitation normales, un débit continu se produit à travers la structure lorsque l'eau du réservoir atteint son niveau normal.
- Vidange rapide.
- État normal de la retenue en service sous sollicitations d'un séisme.

### **I.5.2 L'étude de stabilité**

Si les fondations et le remblai ne sont pas composés de matériaux fins, il y a deux scénarios possibles.

- *Matériaux très perméables* : La stabilité globale de la structure est fortement dépendante de

l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) de ces matériaux.

- *Matériaux semi-perméables* : Dans ce cas, notamment lors d'une vidange rapide il faut tenir en compte les effets des pressions interstitielles.

De manière pratique, les calculs prouvent que dans la plupart des scénarios, il est possible de rendre l'analyse de la stabilité plus simple en considérant les deux cas de charge les plus défavorables.[28]

Pour atteindre la stabilité à la fin de la construction, avant la consolidation, il est essentiel d'utiliser les paramètres obtenus par l'essai triaxial non drainé, non consolidé, interprétées en termes de contraintes totales.

La période de temps prolongée, suite au processus de consolidation, pendant laquelle le versant amont subit une diminution rapide des contraintes effectives. Les caractéristiques obtenues lors de l'essai triaxial consolidé non drainé sont utilisées pour cette évaluation.

L'analyse de stabilité des barrages en remblai se base sur l'évaluation de la stabilité de son talus amont et de son talus aval par rapport à sa fondation. Pour avoir un résultat, il est obligé de définir la géométrie de la zone de fracture qui engendre le glissement au contact. Généralement, elle est considérée comme une surface sous forme d'un cylindre circulaire d'axe horizontal, qui s'appelle le cercle de glissement dans une coupe type verticale de la digue (corps) du barrage.

Suivant au principe de cette théorie, nous divisons la digue en tranches verticales adjacentes de faible épaisseur et analysons l'équilibre global, en particulier lorsqu'il est sur le point de glisser sur la trajectoire circulaire. Le barrage et sa fondation, lorsqu'ils sont composés des alluviaux, sont réalisés dans un terrain qui présente une résistance à la force de cisaillement en fonction des contraintes normales ( $n$ ), de la pression interstitielle ( $p$ ), de la cohésion ( $c$ ) et de l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) dans le domaine intergranulaire. Cette relation peut être exprimée comme suit :

$$t = c + (n - p)tg\varphi$$

Différentes méthodes de calcul existent, qui varient en fonction des hypothèses utilisées sur les interactions entre la tranche et la pression interstitielle. La technique FELLENIUS est la méthode la plus fréquemment utilisée, affinée par BISHOP.

Les deux scénarios supposent que la rupture se produit le long d'une surface de glissement en forme de cylindre circulaire et qu'elle se produit instantanément sur toute la surface.

De plus, nous postulons qu'aucune interaction ne se produit dans la troisième dimension du barrage perpendiculaire à la vallée. Pour que cette approximation soit précise, la longueur du barrage dans la troisième dimension doit être équivalente de 2 à 3 fois la longueur total de l'arc de glissement (rupture). En partant de cette hypothèse, nous procédons à la présentation (avec dessin)

de plusieurs cercles de glissement sur une tranche transversale du barrage et identifions le cercle le plus représentatif (important), qui est celui avec un coefficient de sécurité plus bas, en utilisant la méthode décrite ci-après.

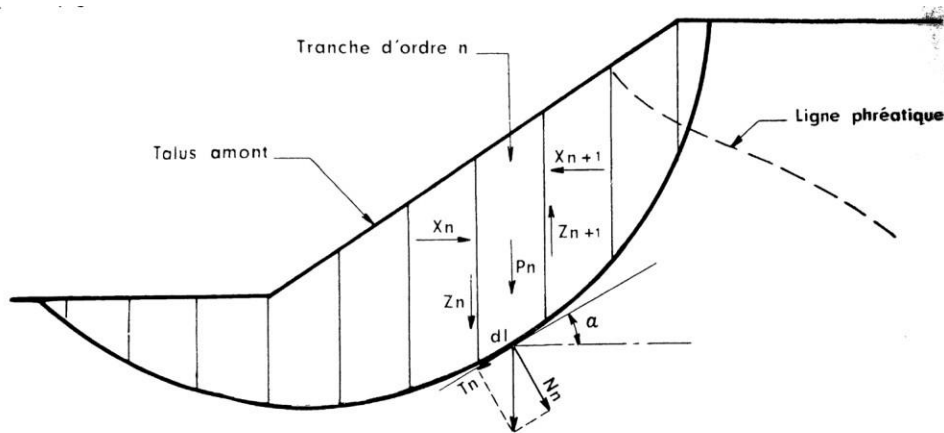


Figure I. 15 Principe de la méthode des tranches

Soient :

$dl$  : la portion de cercle de glissement intercepté par la tranche d'ordre  $n$ .

$l$  : la longueur de l'arc de cercle de situé dans la partie saturée, c'est à dire sous la ligne phréatique.

$N_n$ : la composante normale et  $T_n$  la composante tangentielle du poids  $P_n$  de la tranché ramenée au niveau de cercle de glissement.

$X_n$  et  $Z_n$  : les composantes de l'action de la tranche d'ordre  $n-1$  sur la tranche d'ordre  $n$ .

$X_{n+1}$  et  $Z_{n+1}$ : les composantes de l'action de la tranche d'ordre  $n+1$  sur la tranche d'ordre  $n$ .

### 1.5.2.1 Méthodes de FELLENIUS

Dans ce cas, la méthode de tranche utilisée repose sur un type de rupture circulaire et vise uniquement à assurer l'équilibre des moments. De plus, on pense que les forces entre tranches adjacentes sont soit égales, soit opposées dans la direction.[29]

Le principe de base de cette méthode est de diviser le volume de sol étudié en un nombre spécifié de tranches adjacentes, à appliquer diverses contraintes à ces tranches et à analyser l'équilibre global. [30]

Le résultat du quotient du moment résistant divisé par le moment moteur est appelé le facteur de sécurité  $F_s$ . La formule de moment des forces résistantes s'écrit :

$$\sum(N - pdl)tg \varphi R + \sum(c \cdot dl) R = R[\sum(N - pdl)tg \varphi + cl]$$

La formule de moment des force motrices s'écrit :

$$\sum TR = R \sum T$$

La formule de coefficient de sécurité s'écrit alors :

$$F_s = \frac{\sum(N - pdl) \operatorname{tg}\varphi + cl}{\sum T}$$

### 1.5.2.2 Méthodes de BISHOP

Cette méthode est plus précise que celle de FELLENIUS, le coefficient de sécurité  $F_s$  pour ce cas a la même définition que ci-dessus, mais son expression est plus complexe :

$$F_s = \frac{\sum \frac{cdl + \operatorname{tg}\varphi(N - pdl)}{m_x}}{\sum T}$$

$m_x$  : étant n coefficient, différent pour chaque tranche et lui-même fonction de  $F_s$ .

$$m_x = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\varphi}{F_s} \right)$$

$\alpha$  : Angle entre l'élément dl et l'horizontale.

Le calcul est effectué par itérations consécutives. Nous utilisons l'approche FELLENIUS pour évaluer une valeur initiale de  $F_s$ , qui est ensuite intégrée au calcul pour fournir une deuxième évaluation plus précise.

Les coefficients de sécurité obtenus tendent à être légèrement plus élevés. Pour éviter une augmentation excessive du poids de calcul, nous priorisons l'identification du cercle le plus critique grâce à la méthode FELLENIUS. En fin, Il faut vérifier que la valeur du facteur de sécurité calculé par la méthode BISHOP est supérieure à la valeur du facteur de sécurité calculé par la méthode FELLENIUS.

### 1.5.2.3 Valeurs usuelles de coefficient de sécurité

On effectue le calcul pour les talus en amont et en aval. On obtient une stabilité minimale pour le talus amont lorsque le réservoir du barrage est rapidement vidé.

Pour le talus aval, la répartition des pressions interstitielles est celle résultant de l'écoulement permanente vers le drain aval, le réservoir étant plein derrière le barrage.

Lorsqu'il y a un écoulement permanent et une structure du barrage symétrique, le coefficient de sécurité du talus amont en cas de vidange rapide reste constamment inférieur à celui du talus aval.

Selon le manuel d'ingénierie 1110-2-1902 « ENGINEERING AND STUDIES of Slope Stability » du Corps des Ingénieurs de la Terre des États-Unis (USACE), basé à Washington, DC 20314-1000, les valeurs des coefficients de sécurité minimale pour les barrages en terre sont d'environ :

- Fin de construction (réalisation) du barrage, (talus amont et aval)  $F_s \geq 1.5$
- Niveau normale de la retenue -état stationnaire -(talus amont et aval)  $F_s \geq 1.5$
- Vidange rapide de la retenue (talus amont)  $F_s \geq 1.3$

Les types des barrages les plus courants dans le monde sont les barrages en remblai qui sont caractérisés principalement par :

- Capacité à s'adapter à différents types de conditions de fondation.
- Utilisation de matériaux indigènes, facilement disponibles à proximité, minimisant ainsi le besoin de transports importants.
- La conception offre un haut degré de flexibilité en raison de matériaux de remplissage sélectionnés.

*N.B:* Les barrages en remblai présentent plusieurs inconvénients, notamment leur vulnérabilité aux déversements et aux fuites, ainsi que l'érosion interne des fondations et le corps du barrage. Selon ESHA (2005), les barrages en remblai sont exposés au risque de rupture beaucoup plus que les barrages en béton.

## I.6 Amélioration de comportement des barrages en remblai

Les techniques conventionnelles de construction de barrages en remblai sur une pente stable et pour une hauteur donnée peuvent impliquer des dépenses très considérables en matériaux de construction, en temps de construction d'une part et d'autre part en extension de la surface de base du barrage en remblai.

Tandis que les barrages en remblais de faible hauteur (les retenues), cela ne soit pas très préoccupant, pour les barrages hauts dotés de pentes plus plates, cela peut entraîner une augmentation considérable du coût des dommages. Dans certains cas également, si le matériau de construction approprié n'est pas disponible à proximité d'un site, il y aura alors une augmentation supplémentaire des coûts due au transport du matériel approprié.

L'une des solutions à ce problème consiste à rendre les pentes du barrage beaucoup plus raides que celles obtenues par la procédure de conception conventionnelle. Les pentes du remblai peuvent être rendues plus raides en les renforçant par des matériaux de renforcement appropriés.

Le **sol renforcé** est une technique (méthode) où les éléments de traction sont placés dans le sol pour améliorer la stabilité et contrôler la déformation de ce dernier. [31]

### I.6.1 Renforcement par éléments linéaires (Les terres armées)

La terre armée est une technique moderne pour renforcement des ouvrages de génie civil tel que les ponts, les culées les structures de soutènement. Le principe de cette technologie est basé sur l'intégration d'éléments linéaires dans le sol, ces éléments sont appelés renforts. Ces derniers ont la capacité de résister des forces (contraintes de traction) importantes.

L'utilisation de cette technique fournit des solutions efficaces pour améliorer le comportement et la résistance des ouvrages en terre (remblais) à l'aide de renforts *géosynthétiques*.

### **I.6.2 Renforcement par éléments courts (Fibres)**

La technique renforcement du sol par fibres (éléments courts), est basé d'intégrer des *fibres synthétiques* (industriels) ou végétales aux sols. Les avantages d'utilisation de cette technique sont multiples tels que :

- Les travaux d'intégration et de mélange (malaxage) des fibres avec le sol sont simples et faciles.
- Grace à sa distribution aléatoire dans le sol les fibres peuvent limiter les plans de faiblesse potentiels.
- Les fibres distribuées aléatoirement dans le sol fournit une augmentation isotrope de la résistance du composite du sol.
- Les fibres utilisées peuvent être distinguées par son matériau constitutif.

En plus, plusieurs types de fibres (végétales et industriels) sont utilisés par les chercheurs afin de renforcer à la fois les sols cohésifs et granulaires tels que les fibres les fibres naturelles, les fibres de polypropylène, de caoutchouc et de verre et [32].

Le matériau sol renforcé par fibres peut être utilisé pour construire des ouvrages hydraulique (barrage en terre ou retenue collinaire), des remblais, comme en techniques routières.

### **I.7 Conclusion**

Dans ce premier chapitre, nous avons abordé la définition des barrages et la présentation de leurs types en général, et en particulier nous nous sommes concentrés dans ce chapitre sur les barrages en terre, car ces types des barrages sont plus susceptibles à la rupture que les barrages en béton, et cela est dû à la nature des matériaux utilisés pour construire ces ouvrages.

De plus, nous avons également présenté les causes et les types de rupture (défaillance) les plus courants des barrages en terre avec quelques exemples, Ainsi que les techniques modernes utilisées pour améliorer les propriétés géotechniques et hydrauliques des composants du sol utilisés dans la construction de ce type des barrages, tels que le renforcement par les fibres synthétiques et les géosynthétiques.

# **Chapitre II**

## **Techniques de renforcement du sol**

## II.1. Introduction

Les ingénieurs ont conçu des stratégies visant d'améliorer les caractéristiques des terrains existants ou à créer des structures en terre renforcée afin de surmonter les défis et les problèmes de la construction sur des sols de mauvaise qualité.

Les matériaux géosynthétiques sont utilisés pour améliorer les propriétés du sol et par conséquent d'améliorer son comportement. Ils améliorent la résistance à la traction du sol, qui est souvent faible ou négligeable pour les sols cohésifs. Et cela permet d'améliorer la stabilité des ouvrages de manière générale et permet de développer des lieux actuellement négligés et auparavant considérés comme dangereux pour la réalisation des ouvrages importants.

Dans ce chapitre, nous donnerons un aperçu de l'état actuel des connaissances sur les différentes méthodes utilisées pour renforcer les sols.

Ensuite, un aperçu complet des fibres et des géosynthétiques sera fourni, y compris leurs types (classification) et leurs applications dans divers domaines de l'ingénierie de la construction.

## II.2. Techniques de renforcement des sols

Le renforcement des sols est une technique moderne utilisée pour améliorer les propriétés mécaniques du sol, dans des situations où il est insuffisant pour supporter les charges anticipées ou lorsque les tassements se produisent à un rythme lent.

Il existe d'autres approches qui peuvent être prises en considération. D'un point de vue pratique, ces approches peuvent être globalement réparties en deux types : la méthode de renforcement par ajout d'inclusions et la méthode de renforcement par densification.

La technique de renforcement de sol par densification repose sur l'amélioration des propriétés mécaniques des sols grâce à des méthodes de chargement telles que le pré-chargement du sol des fondations, le compactage dynamique ou statique, la consolidation sous vide pour évacuer l'eau contenue dans les pores du sol, ou des techniques d'injection utilisant différents types de coulis (tels que les résines, la chaux ou un mélange de ciment et de sable).

Lorsqu'un type des inclusions est ajouté au sol, les propriétés mécaniques initiales de ce sol -qui présente généralement une très faible résistance à la traction- sont améliorées grâce à l'incorporation de ces inclusions.

Ce chapitre examinera spécifiquement la technique d'amélioration de la résistance du sol grâce à la méthode de renforcement par ajout d'inclusions. Le but d'utilisation de matériaux de renforcement est d'optimiser les caractéristiques de traction du sol, ainsi d'augmenter la stabilité interne des structures. Une variété de matériaux a été utilisée pour améliorer et valoriser la construction d'ouvrages hydrauliques et géotechniques, notamment des murs de soutènement,

des fondations, des ouvrages en terre renforcée et des barrages.

Ces matériaux peuvent être, en fonction de leur capacité à s'étendre classés en deux catégories : les renforts extensibles et les renforts inextensibles.

### II.2.1 Renforcements inextensibles

D'une manière générale, ce type de renfort n'est pas élastique (flexible), et la valeur de déformation en traction de ce type des renforcements inextensibles à la rupture est inférieur que celui requis pour le sol. Les matériaux de renforcement métalliques, comme les bandes métalliques, les grilles métalliques et les mailles hexagonales peuvent être utilisés.

### II.2.2 Renforcements extensibles

Les matériaux de renforcement extensibles sont plus flexibles et ont une résistance inférieure par rapport aux alternatives inextensibles. Lors de la rupture, la valeur de déformation des inclusions extensibles est supérieure à celle du sol afin d'avoir une déformation plastique. Les renforcements extensibles peuvent inclure des matériaux non métalliques, tels que les géosynthétiques (géocomposites, géogrilles et géotextiles) et les fibres synthétiques. Ces matériaux sont caractérisés par leur rigidité, leur résistance et leur capacité à se plier d'une façon significative. Généralement, les géotextiles et les géogrilles subissent une valeur de déformation qui varie de 3 à 7% lorsqu'ils sont soumis à des charges de service, en fonction du type de polymère utilisé.

Les géosynthétiques présentent une résistance plus élevée à la corrosion et à d'autres processus chimiques. Les géosynthétiques ont une tolérance supérieure aux mouvements différentiels par rapport aux renforts traditionnels, grâce à leur flexibilité et uniformité exceptionnelles.

Néanmoins, un inconvénient majeur des géosynthétiques est leur forte susceptibilité au fluage sous l'effet des conditions météorologiques, en particulier dans les régions à températures élevées.

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéressons particulièrement à l'étude du comportement des barrages en terre qui ont été renforcés par des **géosynthétiques** et des **fibres synthétiques** pour valoriser et améliorer le comportement de ce type d'ouvrage hydraulique.

## II.3 Les géosynthétiques

### II.3.1 Présentation des geosynthétiques

Par définition, un produit géosynthétique est un produit qui contient au moins un composant dérivé d'un polymère naturel ou synthétique. Quelques exemples de polymères synthétiques comprennent le polyéthylène, le polyamide, le polyester et le polypropylène. Il se

présente sous la forme d'une feuille, d'une bande ou d'une structure occupant trois dimensions. Dans les domaines de la géotechnique et du génie civil, il est utilisé dans les situations où il entre en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux. La norme de nomenclature fournit des définitions pour un nombre important de géosynthétiques. NF EN ISO 10318. [33]

### II.3.2 Origine des géosynthétiques

Il n'est pas surprenant que le premier utilisateur des géosynthétiques dans au moins deux applications spécifiques ait été Karl Terzaghi.

À la fin des années 1950, Terzaghi utilisait des tissus filtrants (aujourd'hui géotextiles) comme formes flexibles. Par conséquent, ils ont été remplis d'un coulis de ciment, qui a servi à assurer la fermeture entre les culées rocheuses et les palplanches en acier du barrage de Mission, maintenant connu sous le nom de barrage de Terzaghi, situé en Colombie-Britannique, au Canada. Au cours de ce même projet, Terzaghi a utilisé des revêtements d'étang (aujourd'hui des géomembranes) pour empêcher le dessèchement d'un revêtement d'argile de contrôle des infiltrations en amont. Cette dernière application était sans doute le précurseur des revêtements composites (géomembranes placées sur des revêtements en argile compactée) couramment utilisés dans les applications actuelles de confinement des déchets. Les deux applications étaient antérieures d'environ 20 ans aux géosynthétiques conventionnels. [34]

Du génie géotechnique à l'ingénierie des transports en passant par l'ingénierie hydraulique et l'ingénierie géoenvironnementale, la discipline des géosynthétiques s'est fermement établie dans une variété de secteurs d'ingénierie. Cela a été rendu possible par des étapes importantes telles que la première conférence sur les géosynthétiques à Paris en 1977, la publication du premier livre sur le sujet en 1980 par Koerner et Welsh, la formation de l'International Géosynthetic Society en 1983 et l'émergence de nombreux revues spécialisées, magazines et bulletins d'information tout au long des années 1980.

Diverses applications des géotextiles sont apparues dans les années 1970. Un géotextile non tissé était utilisé comme filtre drainant dans la région située en aval du barrage de Valcross en France (Giroud, 1992). De plus, les géotextiles ont été utilisés comme méthode pour renforcer les ouvrages, tels que les murs de soutènement et les pentes.

Il est important de mentionner que les différents fabricants de géosynthétiques n'ont cessé de repousser activement les limites de la technologie. Ce faisant, leur influence, leurs produits et leurs conceptions ont eu un impact très favorable et sont largement considérés comme dignes de confiance.

Au cours des années 1990, l'ISO, l'ASTM et le BSI ont élaboré de nombreuses normes pour garantir la cohérence des géosynthétiques.

### II.3.3 Les différents types des Géosynthétiques

Les géosynthétiques utilisés pour le renforcement des sols peuvent être divisés en deux types distincts : les géotextiles, qui sont des constructions flexibles, et les géogrilles, qui sont des renforts rigides.

#### II.3.3.1 Les géotextiles

Un géotextile est une sorte de matériau textile plat et perméable. Il est fabriqué à partir de polymères naturels ou synthétiques et est utilisé en géotechnique hydraulique et en construction. Il est conçu pour être en contact avec le sol ou d'autres matériaux. Génie civil.

Les géotextiles actuellement sur le marché sont classés en fonction de la méthode de production dans les groupes suivants :

##### a) Géotextiles tissés

Ils sont fabriqués en entrelaçant deux fils ou filaments, plusieurs faisceaux de fibres, bandes ou autres éléments, en utilisant une technique de tissage conventionnelle pour produire une structure textile uniforme.

Les fils utilisés dans le processus de fabrication des textiles tissés peuvent être constitués de monofilaments, de multifilaments ou d'un mélange des deux. (Figure II.1-a, b, c).

Les rubans sont de plus en plus souvent utilisés dans la fabrication de tissus, aux côtés des monofilaments et des multifilaments (Figure II.1-d).

Le tissage produit des matériaux avec un module de traction élevé, une faible déformabilité et une structure de pores uniforme, avantageux pour les applications hydrauliques. Cependant, cela entraîne également une anisotropie dans le plan.

##### b) Géotextiles non tissés

Ces matériaux comprennent des fibres ou des fils organisés soit selon une certaine orientation, soit de manière aléatoire.

Ils sont reliés entre eux en une bande lâche à l'aide de trois méthodes différentes : le collage mécanique (également appelé aiguilletage), le collage chimique (en utilisant des substances comme la colle, le caoutchouc, le latex ou des dérivés de cellulose) et le collage thermique (en utilisant des agents qui provoquent une fusion partielle) (Figure II.1-e).

##### c) Géotextiles tricotés

Ils sont formés en combinant plusieurs fils et en les entrelaçant à l'aide d'aiguilles. (Figure II.1-f).



**Figure II.1** Les différents types de géotextiles

### II.3.3.2 Les Géogrilles

Une géogrille est une construction plate en matériau polymère qui présente un réseau de pièces régulier et ouvert. Il est spécialement conçu pour résister aux forces de traction et peut être formé par extrusion, collage ou entrelacement. Les ouvertures des géogrilles sont plus grandes que celles des composants.

La résistance des surfaces porteuses du treille est une propriété du composant lui-même (Jewell et al, 1984). Par conséquent, une analyse de l'effet du renforcement ouvert sur la résistance au cisaillement direct est souvent effectuée afin d'améliorer la résistance au frottement entre le sol et la surface du treillis de renforcement.

Il existe de nombreuses façons de différencier :

- **Les géogrilles uniaxiaux** Présentant une résistance à la traction anisotrope, avec plus de résistance dans une direction par rapport à la direction perpendiculaire, et possédant une structure de maillage étendue.
- **Les géogrilles biaxiaux** Le maillage dans ce scénario est carré et présente une résistance égale dans les deux sens.
- **Les géogrilles triaxiales** Les résultats proviennent des dernières avancées en matière de recherche et de développement dans le domaine de renforcement par géogrilles. Cette variante de géogrille améliore l'architecture du produit standard pour offrir des performances supérieures par rapport aux géogrilles biaxiales classiques.

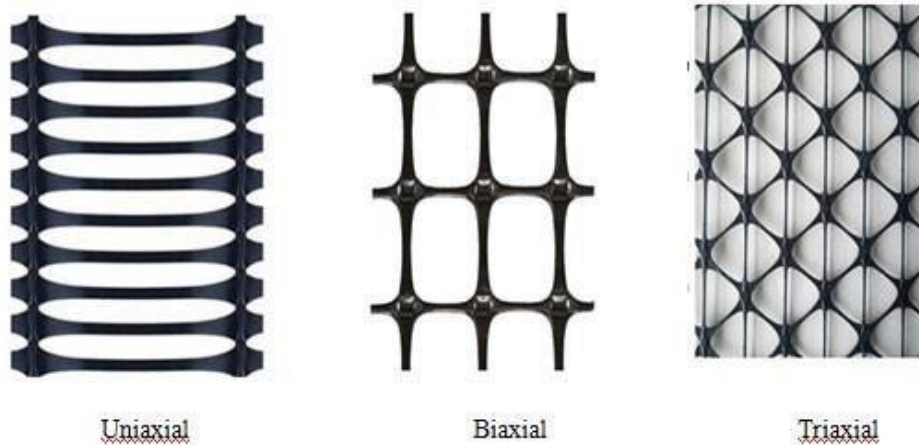


Figure II. 2 Les différents types de géogrille

### II.3.3.3 Le géobandes

Il s'agit d'une sorte de matériau à base de polymères qui se présente sous la forme de bandes étroites dont la largeur ne dépasse pas 200 mm. Il est utilisé en contact direct avec la terre et/ou d'autres substances dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. [35]



Figure II. 3 Les géobandes

### II.3.3.4 Les géoconteneurs

Un conteneur géosynthétique rempli de terre ou d'un autre matériau en est la définition précise de géoconteneur. [35]

Le concept fondamental derrière ces constructions de géoconteneurs est de fournir une masse stable et poreuse pour lutter contre l'érosion. Ce massif, constitué de géotextile non tissé filtrant et de sable local, peut être immergé ou non. Il possède d'excellentes propriétés hydrauliques, lui permettant de gérer efficacement des conditions hydrauliques difficiles.

Les dimensions des géoconteneurs et le choix du géotextile seront directement influencés par les conditions locales, notamment les conditions hydrologiques et de mise en œuvre. Chaque site aura des exigences uniques, c'est pourquoi les géoconteneurs seront construits en fonction de ces besoins précis.

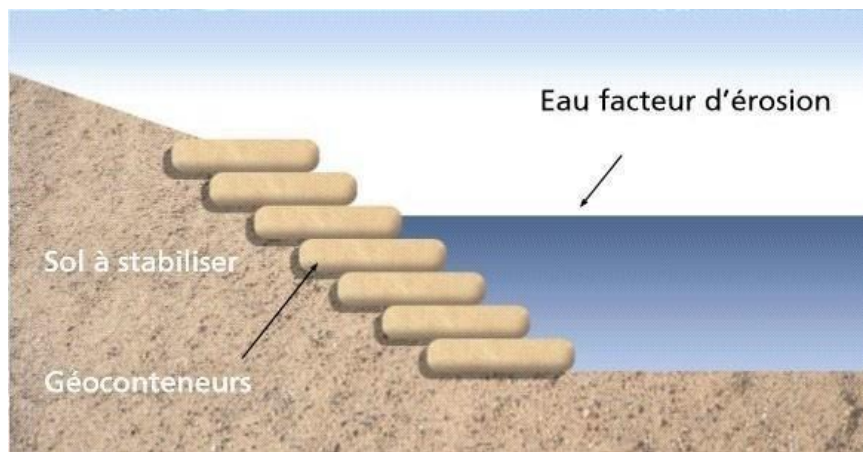


Figure II. 4 Les géoconteneurs

### II.3.3.5 Les géobags

Le géobag non tissé est construit à partir d'un matériau textile spécialisé conçu sur trois bords et doté d'une ouverture sur un seul côté. Il est destiné à être rempli de terre et est mis en place lors de la réalisation d'ouvrages maritimes et hydrauliques. Les géobags, également appelés sacs géotextiles non tissés, sont des produits géosynthétiques composés de polyester, de polypropylène ou de polyéthylène. Ils sont spécifiquement conçus pour protéger les systèmes hydrauliques et les berges des rivières en empêchant l'érosion et l'affouillement.

Actuellement, les géobags non tissés aiguilletés sont largement utilisés à des fins de contrôle de l'érosion. L'érosion des sols causée par les inondations est devenue un problème critique à proximité des berges de la rivière. Afin d'atténuer ce type d'érosion, les géobags sont utilisés comme couvertures pour protéger le sol de la digue en créant une couche de géobags qui fonctionne comme une barrière protectrice.

Les géobags, fabriqués à partir de non-tissés aiguilletés, sont principalement utilisés pour atténuer l'érosion des sols causée par les inondations, les courants, l'action des vagues et les

fluctuations du niveau d'eau des berges des rivières.



Figure II. 5 Le géobag

### II.3.4 Fonctions des géotextiles et produits apparentés

Les géotextiles et produits associés répondent à de multiples usages dans les domaines de la géotechnique et du génie civil, où ils sont utilisés.

#### II.3.4.1 Séparation

Lorsqu'il est utilisé pour la séparation, le géotextile est positionné entre deux sols de granulométries sensiblement différentes, l'un étant fin et l'autre plus grossier. Son objectif est de maintenir l'intégrité et les performances de chaque matériau. Il agit comme une barrière entre les deux environnements, permettant la circulation des fluides sans obstruction. Cette fonction sert principalement à atténuer l'orniérage sur les routes, notamment sur les pistes ou les voies à faible trafic. Il est également utilisé pour les fondations, les voies ferrées et sous les remblais sur les sols compressibles. [36]



Figure II. 6 Séparation par géotextile (Contournement de Bouira)



**Figure II. 7** Séparation par géotextile (Rocade sud d'Alger)

#### **II.3.4.2 Filtration**

Un géotextile utilisé comme filtre doit laisser s'écouler l'eau dans une direction perpendiculaire à sa surface, tout en empêchant le mouvement des particules de sol. Le géotextile doit avoir une perméabilité supérieure à celle du sol qu'il filtre. La filtration consiste donc à trouver un équilibre entre l'érosion du sol due à la perte de petites particules et le blocage du filtre, ce qui peut entraîner une augmentation de la pression interstitielle et endommager la structure. Ce rôle vise principalement à protéger les drains de toute obstruction, qu'ils soient composés de matériaux granulaires, tubulaires ou géotextiles. Les géotextiles sont utilisés dans la construction de barrages en terre depuis 1970. Cette fonction peut également être utilisée pour protéger les berges contre l'action des vagues. Dans ce scénario, un géotextile est positionné sous un enrochement. [36]



**Figure II. 8** Filtration par géotextile (Autoroute Est/Ouest)

#### **II.3.4.3 Lutte contre l'érosion de surface**

Dans ce scénario, le géotextile limite le déplacement des particules de sol en surface,

induit par l'action de l'eau ou du vent. Diverses méthodes sont utilisées pour atténuer l'érosion. Un géotextile à structure relativement lâche retiendra une couche de terre sur la pente, tandis qu'un géotextile à structure tissée serrée fonctionnera comme un coussin protecteur. L'utilisation de géotextiles dans la lutte contre l'érosion est généralement conforme aux objectifs de ré-végétalisation. Ces deux stratégies sont souvent combinées. La protection est principalement offerte par les éléments associés tels que les fibres végétales, entre autres, et englobe les éléments suivants :

- Les berges des canaux ou cours d'eau sensibles à l'érosion causée par la rivière.
- Torrents ou certains ouvrages hydrauliques qui subissent un écoulement turbulent.
- Zones côtières sensibles à l'érosion causée par la mer et le vent ; – pentes, remblais ou plates-formes vulnérables à l'érosion due aux précipitations. [36]



**Figure II. 9** Protection Anti-érosion (Autoroute Est/Ouest)

#### **II.3.4.4 Le renforcement**

L'utilisation de géotextile comme renfort améliore la résistance mécanique du massif de sol. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction et la déformabilité du massif avant rupture. Le renforcement peut également inclure la réintroduction de contraintes sur un autre composant ou une connexion vulnérable. Dans ce scénario, nous rencontrons une situation où une géomembrane est positionnée sur une pente et recouverte d'une couche de sol. La rupture peut se produire de deux manières : soit par déchirure de la géomembrane due à la tension, soit par glissement de la couche de sol.

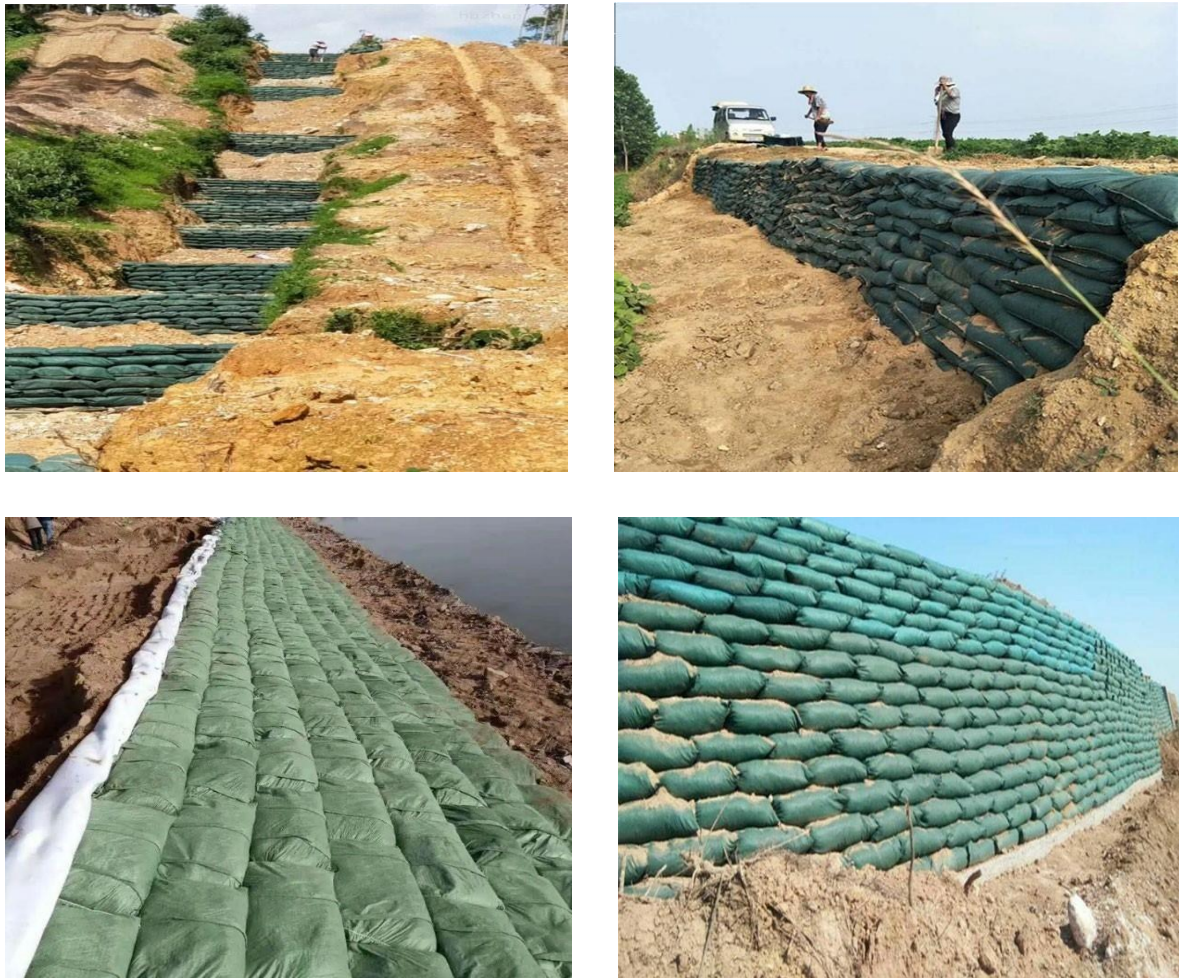
Dans ce scénario, la mise en place d'un géotextile entre la géomembrane et le sol permet d'atténuer les contraintes. L'utilisation de géotextiles pour le renforcement est devenue importante au milieu des années 1980 pour de nombreuses applications, notamment le renforcement de murs avec des pentes verticales ou presque verticales, des radiers ou des radiers de fondation sur des sols compressibles ou karstiques. [36]



**Figure II. 10** Renforcement des talus

#### **II.3.4.5** La protection

Prévention ou limitation des endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné, en utilisant un géotextile ou un produit apparenté. [35]



**Figure II. 11** Protection par géobag

### II.3.4.6 Anti-fissuration

Les géotextiles peuvent également être utilisés pour retarder le développement de fissures à la surface des constructions de chaussée. [35]



**Figure II. 12** Renforcement des talus

Le tableau ci-dessous présente les Fonctions principales assurées par les géotextiles et les produits apparentés aux Géotextiles.

**Tableau II.1** Fonctions principales des géotextiles.[37]

	Géotextile	Géoespaceur	Géogrille	Géoconteneur
Protection	✓			✓
Drainage	✓	✓		
Filtration	✓		✓	✓
Séparation	✓			
Renforcement	✓		✓	✓
Résistance à L'érosion	✓	✓		✓

### II.3.5 Propriétés mécaniques et hydrauliques des géotextiles

Les propriétés mécaniques des géotextiles sont affectées par la technique de fabrication et les propriétés du polymère de base. Lorsqu'il est soumis à des contraintes, la résistance du matériau peut aller de quelques KN/m<sup>2</sup> à plus de 1 000 KN/m<sup>2</sup>. Cette variation se produit pour des déformations allant de 10 % à plus de 100 % au point de rupture.

Les tests évaluent d'autres qualités mécaniques, comme la capacité à résister aux efforts de poinçonnage dynamiques ou statiques. L'examen préliminaire consiste à lâcher un cône sur un géotextile et à mesurer la taille de l'ouverture résultante. Le résultat est contraint dans une plage

de deux valeurs : allant de 0 mm pour un géotextile durable à 50 mm pour un géotextile non durable.

Le deuxième test, appelé poinçonnage pyramidal, implique l'application d'un poinçon en forme de pyramide sur un géotextile à une vitesse constante. Tout au long de cette évaluation, notre objectif principal est de mesurer le degré de résistance aux chocs. Ces deux qualités sont responsables de la résistance à la crevaison.

Le comportement hydraulique des géotextiles peut être évalué sur la base de trois attributs fondamentaux : la permittivité, la transmissivité et l'ouverture de filtration.

Outre l'analyse des caractéristiques hydrauliques et mécaniques, il est souvent important d'évaluer la durabilité des géotextiles. La dégradation des géotextiles est principalement influencée par la composition du polymère. Les géotextiles ont une résilience exceptionnelle à long terme dans les applications de génie civil. Il faut néanmoins tenir compte du fait que les géotextiles ne disposent souvent pas de protection UV et doivent donc être recouverts rapidement. Lors du choix d'un géotextile, il est crucial de prendre en compte la possibilité d'une exposition prolongée aux rayons ultraviolets (UV). Deux critères sont utilisés pour évaluer la résistance aux facteurs climatiques et la résistance microbologique.

La norme NF EN 13251 [38] et le guide ISO TR 20432 [39] précisent la durée maximale d'exposition et le coefficient de réduction potentiel. Si les géotextiles ne sont pas destinés à être recouverts rapidement, ils doivent subir l'essai accéléré de résistance aux agents climatiques prévu par la norme NF EN 12224. [40]

Le tableau ci-dessous présente résistance résiduelle et la durée maximale d'exposition des géotextiles.

**Tableau II.2** Durée maximale d'exposition des géotextiles et produits apparentés. [40]

Application	Résistance résiduelle après essai de vieillissement	Durée maximale d'exposition pendant la mise en œuvre
Renfort ou autres applications où la durabilité est un facteur important sur une période de temps prolongée.	> 80 %	1 mois <sup>(1)</sup>
	60 à 80 %	2 semaines
	< 60 %	1 jour
Autres applications	> 60 %	1 mois <sup>(1)</sup>
	20 à 60 %	2 semaines
	< 20 %	1 jour

<sup>(1)</sup> Une exposition allant jusqu'à quatre mois peut être acceptable en fonction de la saison et de la situation géographique en Europe.

### **II.3.6 L'utilisation des géotextiles dans les ouvrages hydrauliques**

Ces applications incluent l'utilisation de ces technologies dans divers contextes tels que les barrages (y compris ceux situés à haute altitude), les canaux, les réservoirs de stockage d'eau et les couvertures flottantes pour le stockage de l'eau potable. [41]

#### ***II.3.6.1 Drainage et protection sous la géomembrane***

Il est généralement déconseillé de placer la géomembrane directement sur la base du coffrage dans les ouvrages hydrauliques, à moins que le risque de poinçonnage ou de dégazage n'ait été complètement éliminé.

Afin d'atténuer ces dangers potentiels, des géosynthétiques pourraient être utilisés. Le but du drainage de l'eau sous la géomembrane est d'atténuer l'accumulation de fuites potentielles et de minimiser le risque de dépression. Différents matériaux, comme les géocomposites drainants, sont capables de remplir ces rôles (géobandes).

Le drainage des gaz est nécessaire dans les situations où l'on prévoit une augmentation du niveau de la nappe phréatique ou lorsqu'il n'est pas possible d'éliminer tous les débris organiques. Actuellement, il est courant de séparer les systèmes de drainage de liquides des systèmes de drainage de gaz.

Une couche protectrice, souvent un géotextile, peut être placée entre le sol de fondation et la géomembrane si le sol de fondation n'est pas suffisamment lisse pour garantir l'intégrité de la géomembrane.

#### ***II.3.6.2 Renforcement des barrages en terre***

L'utilisation de la méthode de renforcement avec un géotextile ou un produit géotextile similaire, tel qu'une géogrille, dans la construction de barrages en terre (et les retenues collinaires) permet de réduire les pentes structurelles en aval, ce qui entraîne des économies substantielles pour les projets.

Cette méthode permet de construire un déversoir de barrage avec son seuil au sommet de la structure, éliminant ainsi les vannes coûteuses et autres structures de contrôle des crues qui seraient autrement nécessaires en plus du barrage.

En cas de crues d'eau lors des travaux, il est possible de permettre une partie du débit déborder sur le barrage inachevé. Cela fournit économie supplémentaire en minimisant le besoin de détournement temporaire du cours d'eau.

#### ***II.3.6.3 Surélévation des barrages en terre***

Il est possible d'utiliser les géotextiles pour former une structure double face permettant de surélever un barrage en terre existant et ainsi d'augmenter la capacité de l'évacuateur et éventuellement la capacité de rétention du réservoir qu'il retient. En plus de sa rentabilité, la

répartition uniforme des charges sur toute la digue, la masse et la capacité d'augmenter la stabilité des remblais existants rendent la méthode bien adaptée à la construction au-dessus des barrages en terre.

## **II.4 Les fibres synthétiques**

Les fibres synthétiques sont souvent utilisées dans le sol pour améliorer ses qualités (Wang, 2006). Elles sont apparues au début du XXe siècle, après le triomphe des fibres naturelles. Par la suite, une multitude de fibres artificielles ont été créées, chacune ayant des caractéristiques distinctes adaptées à certains usages.

Ces fibres, semblables aux fibres artificielles, sont acquises via le processus de filage. Leur faible coût, leur disponibilité et leur capacité d'adaptation et de modification les rendent très attractifs pour de nombreux industriels. Cependant, leur impact négatif sur l'environnement, tant lors de leur fabrication qu'après utilisation, ainsi que les défis liés à leur recyclage ne peuvent être négligés.

Les fibres synthétiques dont nous parlerons dans ce chapitre sont le polypropylène, le polyester, le polyéthylène, le nylon et l'alcool polyvinylique.

### **II.4.1 Différents types de fibres synthétiques**

#### **II.4.1.1 Fibre de polypropylène (PP)**

Le polypropylène est un polymère thermoplastique créé par le processus de polymérisation par réaction de croissance en chaîne d'un polymère monomère.

Lorsque des fibres de polypropylène sont ajoutées au sol, elles améliorent considérablement les mesures de résistance du sol et régulent efficacement la biodégradation sous les aspects biologiques et chimiques.[42]

Le polypropylène est le deuxième matériau le plus utilisé (après le polyéthylène). Il est similaire au polyéthylène mais présente une plus grande résistance à la chaleur que le polyéthylène.

#### **II.4.1.2 Fibre de polyester (PET)**

Le polyester est également l'un des polymères et plus précisément il s'agit d'un ester dans le groupe fonctionnel principal. On l'appelle communément téréphtalate. Ce matériau est largement utilisé dans l'industrie textile.

Les fibres du polyester sont pour la plupart filées avec des fibres d'origine naturelle pour former un tissu aux propriétés mixtes. Le polyester, lorsqu'il est mélangé au coton, peut être très résistant et présente une bonne résistance à la déchirure, au froissement et au rétrécissement [43].

### **II.4.1.3 Fibres de polyéthylène (PE)**

Le polyéthylène est le matériau prédominant utilisé dans les décors contemporains. Cette fibre est principalement utilisée pour l'emballage et composée d'un homopolymère artificiel par addition linéaire. La fabrication est limitée aux bouteilles en plastique, aux géomembranes, aux sacs en plastique et aux films plastiques.

Le polyéthylène est composé de polymères d'éthylène identiques. Le polyéthylène basse densité est obtenu par un processus d'extraction dans des conditions de haute pression et de haute température, tandis que le polyéthylène haute densité est fabriqué dans des conditions de basse température et de basse pression.

Le polyéthylène présentant un comportement thermoplastique, en ajouter un pourcentage au sol peut en augmenter la résistance à la rupture. [44]

### **II.4.1.4 Fibre de nylon**

Le nylon est un matériau thermoplastique qui peut être transformé en fibres et en films par fusion. C'est le résultat d'un certain nombre de liaisons polymères répétitives. Le nylon a été le premier polymère thermoplastique synthétique à succès commercial. Le nylon, lorsqu'il est mélangé à des additifs chimiques, peut entraîner de nombreuses améliorations de propriétés souhaitées.

Les fibres de nylon ont de nombreuses applications commerciales dans les tissus et les produits utilisables quotidiennement.

Ses larges applications incluent les revêtements de sol, le renforcement du caoutchouc, les composants automobiles et les industries de l'emballage. [45]

### **II.4.1.5 Fibres d'alcool polyvinylique (PVA)**

Les fibres PVA (alcool polyvinylique) sont des fibres exceptionnellement performantes lorsqu'elles sont renforcées avec du béton et du mortier. Sa qualité de mélange et de création de liaisons au niveau moléculaire avec le mortier et le béton est bien supérieure (jusqu'à 200 %) à celle des autres fibres.

En ce qui concerne le nylon et le polyester, le retrait du PVA est moindre lorsqu'il est chauffé. [46-49]

Comme elle présente une plus grande résistance aux produits chimiques et aux intempéries que les fibres de polypropylène, elle a été plus demandée.

## **II.4.2 Propriétés mécaniques et physiques des fibres synthétiques**

Les tableaux II.3 et II.4 fournissent les caractéristiques mécaniques et physiques spécifiques des fibres.

**Tableau II.3** Propriétés mécaniques des fibres.[50]

Type de fibre	Module élastique des fibres (GPa)	Résistance à la traction (Mpa)	Densité (g/cm <sup>3</sup> )
Fibre de polypropylène (PP)	Jusqu'à 14.7	20 - 40	0.855
Fibre de Polyester (PET)	10.6	10 - 123	0.06
Fibres de polyéthylène (PE)	1.50	4.2 GPa	0.88–0.96
Fibre de nylon	2.7	82.7	1.15
Fibres d'alcool Polyvinylique PVA	25 - 40	880 - 1600	1.3

**Tableau II. 4** Propriétés physiques des fibres. [50]

Type de fibre	Longueur (mm)	Absorption d'eau (%)	Isolation thermique (*10 <sup>-6</sup> )	Densité spécifique
Fibre de Polypropylène (PP)	6, 12, 18, 24, 35 et 50	0.03	100-150	0.9
Fibre de polyester (PET)	3, 6, 12, 20 et 64	Faible	80	0.96
Fibres de Polyéthylène (PE)	12, 25 et 50	Faible	100 - 220	0.9
Fibre de nylon	10, 12	-	80	1.14
Fibres d'alcool polyvinylique PVA	12	-	100 - 220	1.27

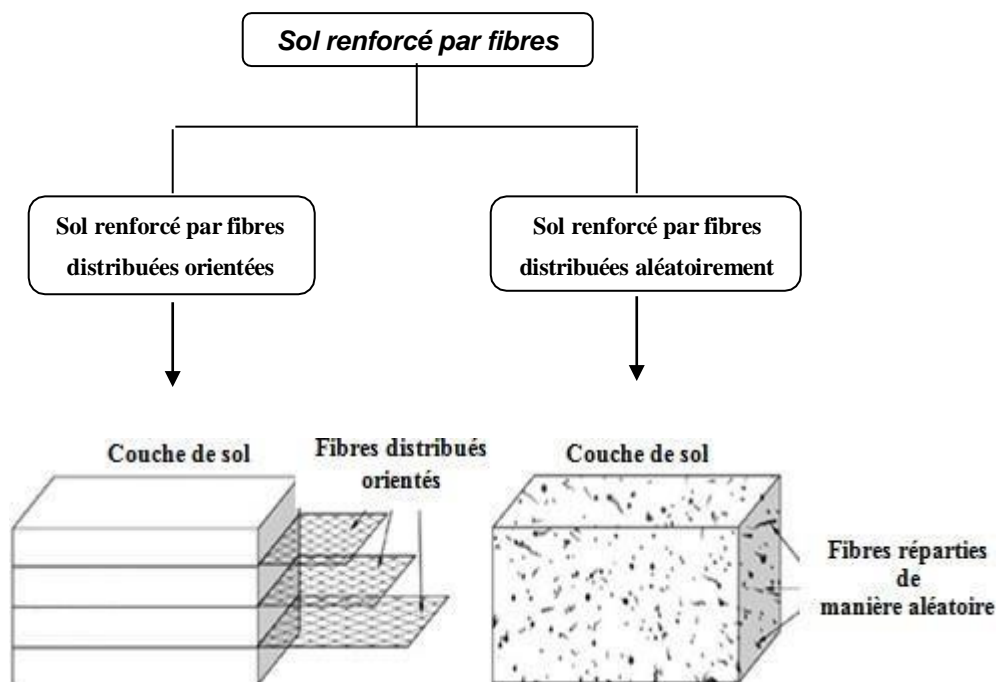
### II.4.3 Mécanismes de renforcement de sol par fibres synthétiques

Les revêtements de sol renforcés de fibres peuvent être classés en deux types en fonction de la technique d'application.:

- Sol renforcé de fibres distribuées orientées (ODFRS).
- Sol renforcé de fibres distribuées de manière aléatoire (RDFRS) (Figure II.13).

Le mécanisme de l'ODFRS est similaire aux applications géosynthétiques conventionnelles où des matériaux ont été introduits dans des couches de sol plus faibles telles que des géogrilles, des géocellules, des géomats, des géotextiles, etc. Une résistance de friction supplémentaire est fournie le long des plans renforcés grâce au renfort de fibres orientées distribuées, tandis que les régions non renforcées les plus faibles doivent résister à la rupture grâce à leur résistance. [51]

De plus, l'approche RDFRS permet de créer un composite fibre-sol en mélangeant simplement des fibres dans le sol, semblable à d'autres ajouts tels que la chaux, le ciment, le sulfate de calcium, les cendres volantes et la fumée de silice. [52]



**Figure II. 13** Classification du mécanisme de renforcement de sol

#### II.4.4 Différentes applications du renforcement par fibre

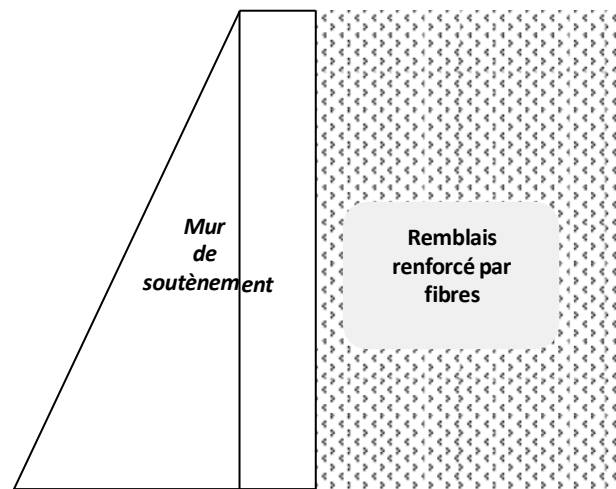
La littérature contient des recherches approfondies qui prouvent la rentabilité de l'utilisation de fibres synthétiques en ingénierie géotechnique, en particulier dans les couches de chaussée.

Les activités comprennent la construction de routes, d'autoroutes et d'autres formes d'infrastructures de transport, ainsi que la construction de murs de soutènement et de remblais ferroviaires. Le but de ces procédures est de protéger les pentes et de réduire le risque de liquéfaction.

##### II.4.4.1 Murs de soutènement

Des études ont montré que l'incorporation de fibres de polypropylène avec le sol de remblai et placées derrière un mur de soutènement améliore la stabilité du mur et réduit la quantité

de contrainte exercée sur celui-ci. De plus, il a été observé que ce phénomène est plus prononcé lors de l'utilisation d'un sol à fibres courtes en conjonction avec une géogridde. [53]



**Figure II. 14** Un remblai de sol sans cohésion renforcé par des fibres [54]

#### **II.4.4.2 Protection des pentes et des fondations**

Les sols mélangés à des fibres réparties de manière aléatoire peuvent être utilisés comme parcelles pour réparer les pentes sensibles dans certaines régions.

L'amélioration des pentes par renforcement repose sur l'utilisation d'un mélange de sable et de fibres, qui peuvent être mis en place de manière similaire au béton projeté, conduisant à la création d'une structure de rétention gravitaire auto-drainant.

Une autre utilisation des fibres dans le génie civil est leur emploi dans la construction de fondations dans des sols à capacité portante insuffisante. Ceci est particulièrement avantageux dans les scénarios où les coûts liés à l'exécution d'une résolution approfondie des fondations ne sont pas viables dans les limites financières des projets de construction économiques.

Les fondations peu profondes sont souvent construites au niveau du sol, en s'appuyant sur des murs sur pieux ou d'autres structures de soutènement. Des approches alternatives peuvent être explorées pour améliorer la qualité des sols dans ces situations. Ceci peut être accompli en intégrant des produits chimiques de cimentation ou en insérant des composants dirigés ou dispersés de manière aléatoire, tels que des fibres. [55]

## **II.5 Conclusion**

Ce chapitre a présenté les méthodes utilisées pour renforcer le sol, notamment le renforcement par des géosynthétique et par des fibres synthétiques.

L'utilisation de ces deux méthodologies dans les projets géotechniques dans le but d'améliorer leur efficacité a connu une diversification importante au cours des trente dernières années.

Pour acquérir une compréhension complète des matériaux géosynthétiques et des fibres synthétiques, ainsi que de leurs techniques couramment utilisées, nous avons fourni une analyse approfondie de leurs origines, types, fonctions, caractéristiques et de leurs applications dans le domaine plus large de l'ingénierie géotechnique et plus particulièrement dans les ouvrages hydrauliques.

Les ouvrages en sol renforcées par des géosynthétiques et des fibres synthétiques sont des structures composites complexes. Leur comportement global est déterminé par les processus d'interaction qui se produisent au sein du matériau granulaire et aux interfaces entre le sol et le renfort. Comprendre les paramètres d'interaction sol-géosynthétique et leur évolution dans le temps est crucial pour concevoir et assurer la stabilité de ces systèmes.

# **Chapitre III**

## **Etude d'évolution de comportement d'un barrage en terre renforcé par géogrid**

### III.1. Introduction

Un barrage est une construction hydraulique imperméable érigée sur une rivière pour créer un réservoir en amont de la rivière afin de retenir l'eau pour divers usages. [56]

De simples barrages en terre agissent comme un palliatif contre le glissement et le retournement en se soutenant.

Dans les régions où il serait coûteux de produire ou d'importer du béton, ils peuvent s'avérer très rentables. [57]

La rupture d'un barrage en terre peut potentiellement entraîner plus de morts et de dégâts que la rupture de tout autre bâtiment artificiel, c'est particulièrement préoccupant [58, 59].

Plusieurs paramètres affectent la stabilité des barrages en terre, la géométrie du barrage, les caractéristiques géotechniques des fondations et des matériaux constituant le corps du barrage, les efforts internes (infiltrations) et externes (séismes) appliqués au barrage [60, 61].

La stabilité d'un barrage en terre nécessite des calculs et des analyses approfondies de nombreuses incertitudes spécifiques au site pour évaluer les caractéristiques de sécurité des barrages dans une conception particulière [62,63].

Comme nous l'avons noté dans le deuxième chapitre, la méthode de renforcement par géogriddes est considérée parmi les techniques utilisées pour améliorer le comportement des sols en général et des remblais (barrage en terre) en particulier.

Compte tenu des problèmes mentionnés ci-dessus, dans cette étude, on tente d'évaluer le comportement d'un petit barrage en terre de MACHARAA situé au nord de la wilaya de Bordj Bou Arreridj en Algérie et d'étudier sa stabilité statique et dynamique sans et avec renforcement par géogriddes à l'aide du logiciel PLAXIS 3D.

En outre, il est noté que pour effectuer les analyses, la méthode des éléments finis (FEM) du Plaxis 3D est utilisée.

Les objectifs de cette étude peuvent être définis comme suit :

- Évaluation de la stabilité statique et dynamique du barrage de MACHARAA avec et sans renforcement par géogridde.
- L'effet du type et de la longueur de géogridde sur le calcul du coefficient de sécurité du barrage dans les deux cas statique et dynamique.

### III.2. Présentation générale et situation géographique

#### III.2. 1. Situation géographique du petit barrage de MACHARAA

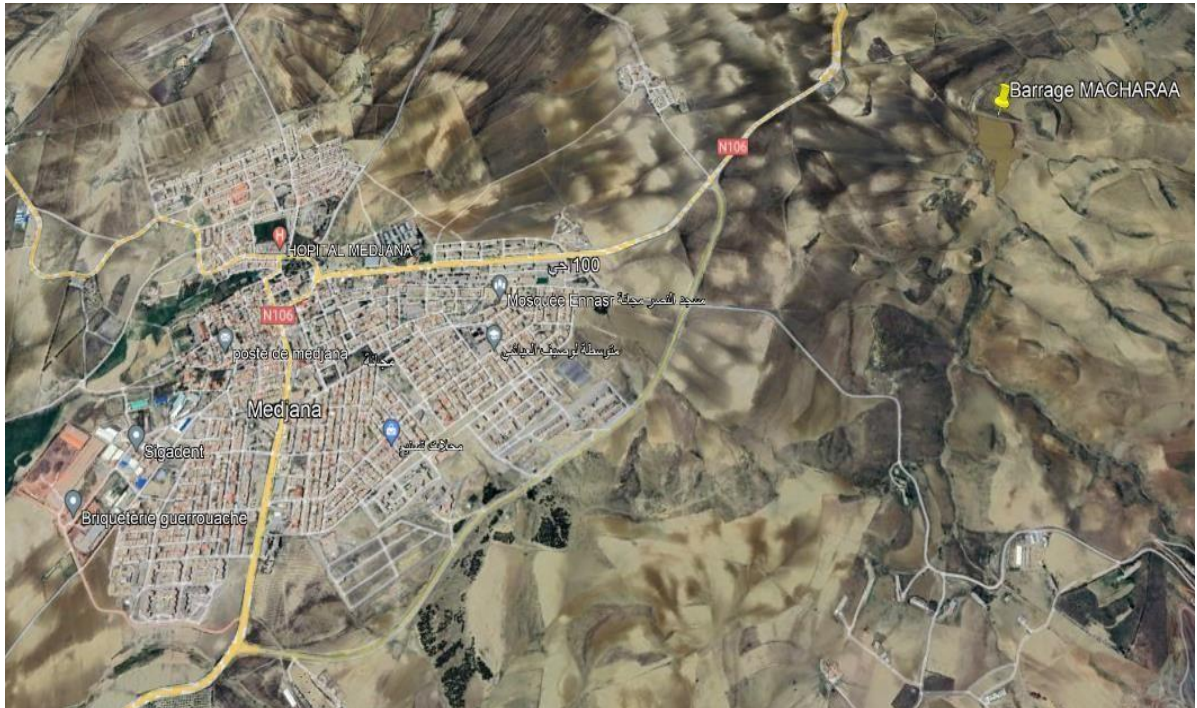
Le petit barrage en terre de MACHARAA est situé à 10 km de la ville de Bordj Bou Arreridj au nord de l'Algérie.

Le site est délimité par les coordonnées UTM fuseau 31 suivantes :

X = 649248.00 m E

Y = 4002492.00 m N

Z = 1025 m NGA



**Figure III. 1** Vue arienne du site du barrage. (Image satellitaire par Google Earth)



**Figure III. 2** Vue direct du site du barrage

### III.2.2 Caractéristique hydrologique

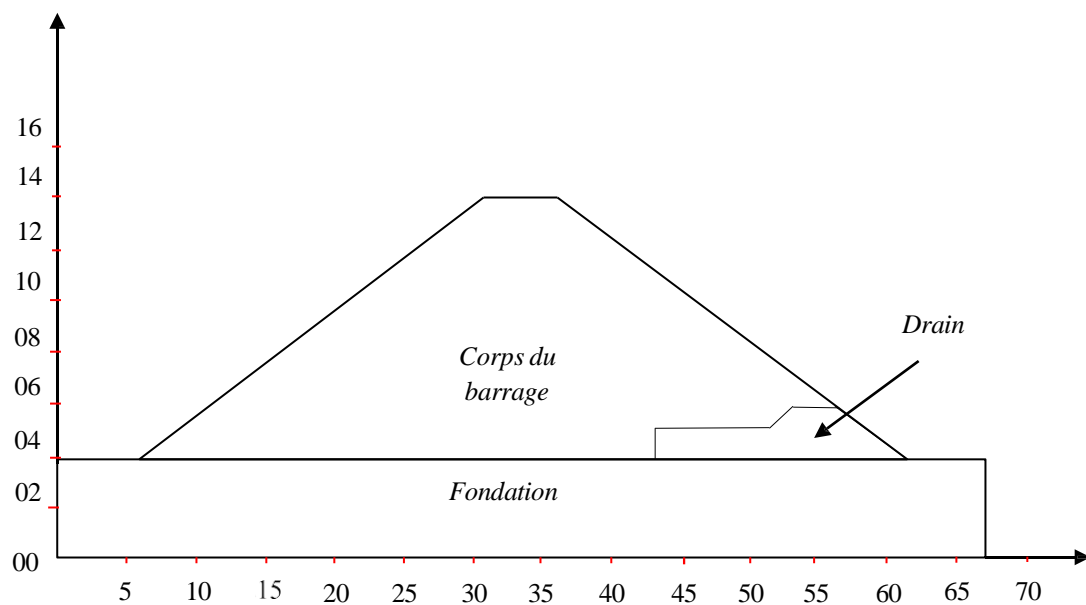
Les paramètres hydrologiques du site du barrage (bassin versant) sont présentés dans le tableau III.1

**Tableau III.1** Caractéristiques hydrologiques du site du barrage.[64]

Destination de la retenue	Irrigation
Surface du bassin versant (Km <sup>2</sup> )	8,45
Périmètre du bassin versant (Km)	12,46
Temps de concentration (Heur)	1,87
Pluie moyenne annuelle (mm)	406
Apport moyen annuel (Hm <sup>3</sup> )	0,30
Volume total (m <sup>3</sup> )	142000
Volume régularisé (m <sup>3</sup> )	340000
Surface du plan d'eau (ha)	5,32
Surface à irriguée (ha)	32

### III.2.3 Caractéristiques géométrique et géotechnique de l'ouvrage :

Le barrage MACHARAA est une digue en terre homogène reposant sur une fondation quasi imperméable, la figure III.3 présente la coupe type en travers de la digue, ainsi que les différents organes constituant le corps du barrage. [64]



**Figure III. 3** Coupe type en travers de la digue

Le tableau III.2 présente les caractéristiques géométriques du corps du barrage de MACHARAA ainsi que les différents niveaux d'eau dans la cuvette.

**Tableau III. 2** Caractéristiques géométrique du corps du barrage. [64]

Hauteur de la digue (m)	10
Longueur en crête (m)	250
Largeur en crête (m)	5
Pente talus amont	2.5H/1V
Pente talus aval	2.5 H/1V
Cote lit d'oued (m)	1030
Cote du niveau normal de la retenue NNR (m)	1037
Cote du niveau des plus hautes eaux NPHE (m)	1039
Cote en crête de la retenue (m)	1040,30

Le tableau III.3 présente les caractéristiques géotechniques de la fondation et des différents organes constituant le corps du barrage.

**Tableau III. 3** Caractéristiques géotechniques du corps du barrage et sa fondation. [64]

Désignation du sol	Nature du sol	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\varphi$ (°)	E (KN/m <sup>2</sup> )
Noyau (La digue)	Argile	21	10	27	15000
Drain	Enrochement	20	00	38	30000
Fondations	Argile	21	20	35	50000

### III.3. Présentation de l'outil numérique utilisé (Plaxis 3D)

PLAXIS est un progiciel qui utilise l'analyse par éléments finis pour étudier la déformation, la stabilité, la dynamique et l'écoulement des eaux souterraines des structures en deux ou trois dimensions. De plus, PLAXIS permet de résoudre un large éventail de problèmes géotechniques, principalement grâce à sa capacité à prendre en compte l'interaction sol- structure.

PLAXIS possède des fonctionnalités qui permettent le traitement de tâches complexes à l'aide de modèles constitutifs avancés pour simuler un comportement non linéaire dépendant de

la température, des effets temporels, l'anisotropie des matériaux et des déplacements massifs à l'aide de la technique lagrangienne. Ces modèles prennent en compte l'écoulement du fluide dans les paramètres simulés et la création de pressions interstitielles. Cela permet d'effectuer des calculs dans des limites totales ou effectives.

Le manuel d'utilisation de Plaxis Code (CONNECT Edition V20) propose une description complète du logiciel.

### III.4. Analyse de la stabilité du barrage

#### III.4.1. Les différents scénarios de renforcement par géogridde

L'analyse de la stabilité du petit barrage de MACHARAA à été faite par la méthode d'éléments finis sous logiciel de Plaxis 3D.

Le barrage a été étudié pour la première fois sans utiliser de renfort par géogridde (Figure III. 4), puis des couches en géogridde sont intégrées horizontalement dans le corps du barrage en tenant en compte la variation des longueurs des couches en fonction de la longueur de la base et de la crête du barrage.

Pour bien comprendre les différents cas étudiés, la variation des longueurs des couches de géogridde est notée  $L_i$ ,  $b$  La largeur de la crête du barrage et la largeur de sa base est notée  $B$ . le géogridde utilisé est de type uniaxial avec une valeur de rigidité de  $E_A=100\text{kn/m}$ . [65] et la distance entre les couches de géogridde est fixé à 1m.

Quatre cas ont été étudiés pour différentes longueurs de couches de géogridde, figures III.5 à III.8.

- Cas 01 :  $0,25b \leq L_i \leq 0,25B$
- Cas 02 :  $0,5b \leq L_i \leq 0,5B$
- Cas 03 :  $0,75b \leq L_i \leq 0,75B$
- Cas 04 :  $b \leq L_i \leq B$

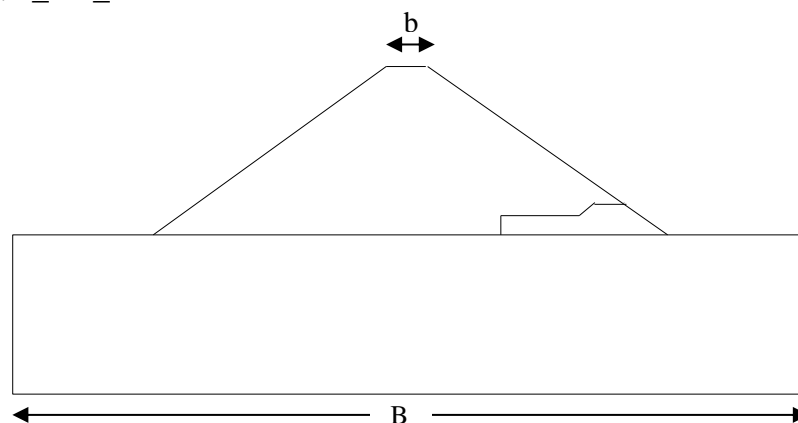
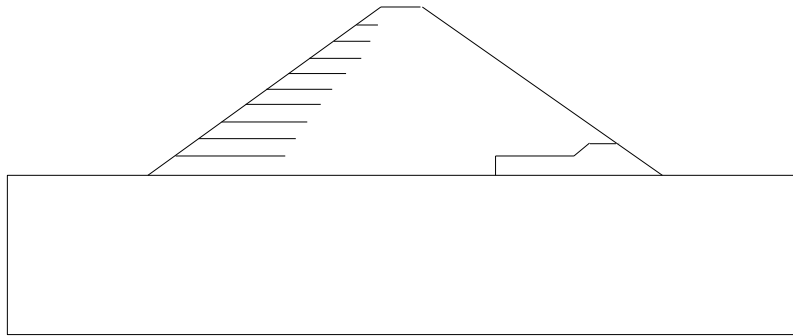
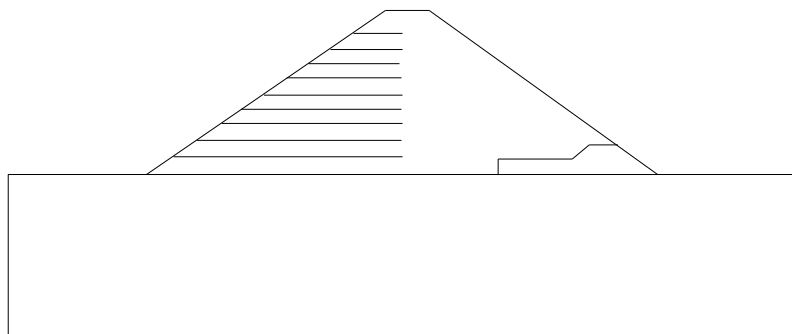


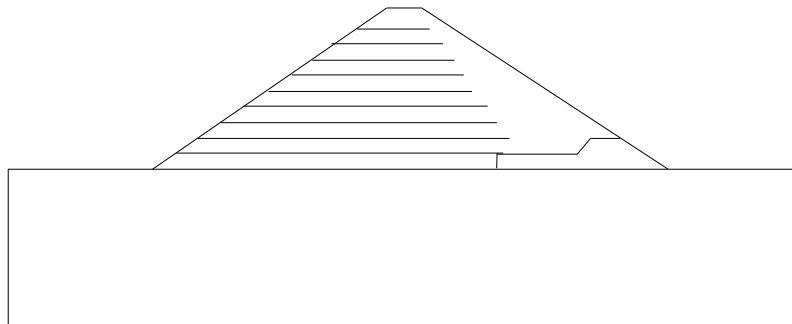
Figure III. 4 Modèle numérique du barrage MACHARAA sans renforcement



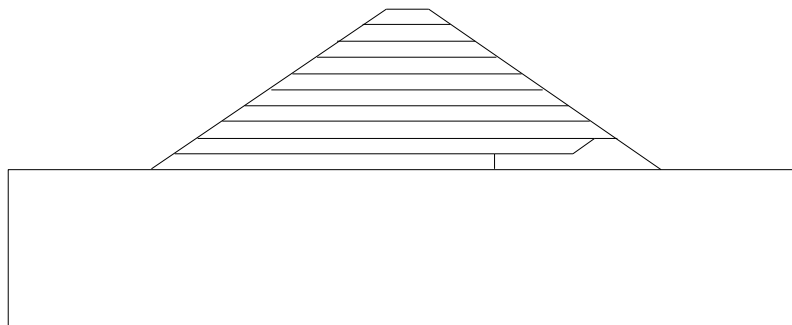
**Figure III. 5** Barrage avec renforcement pour  $0,25b \leq L_i \leq 0,25B$



**Figure III. 6** Barrage avec renforcement pour  $0,5b \leq L_i \leq 0,5B$



**Figure III. 7** Barrage avec renforcement pour  $0,75b \leq L_i \leq 0,75B$

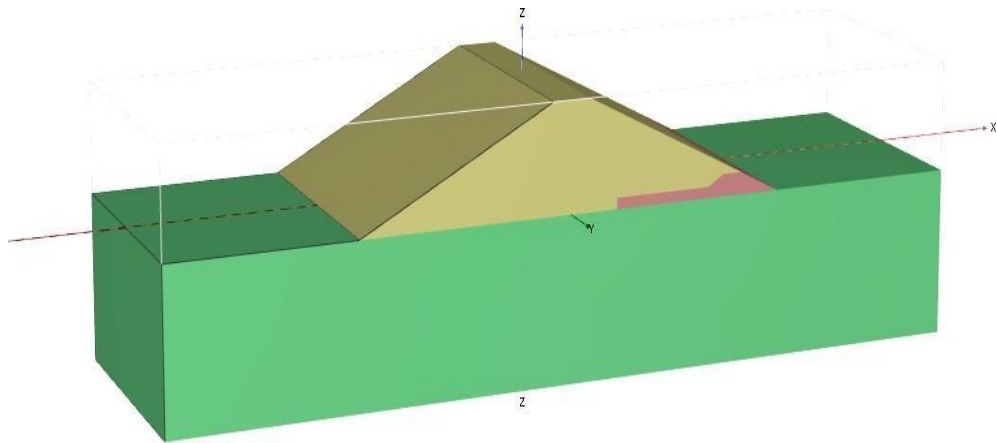


**Figure III. 8** Barrage avec renforcement pour  $b \leq L_i \leq B$

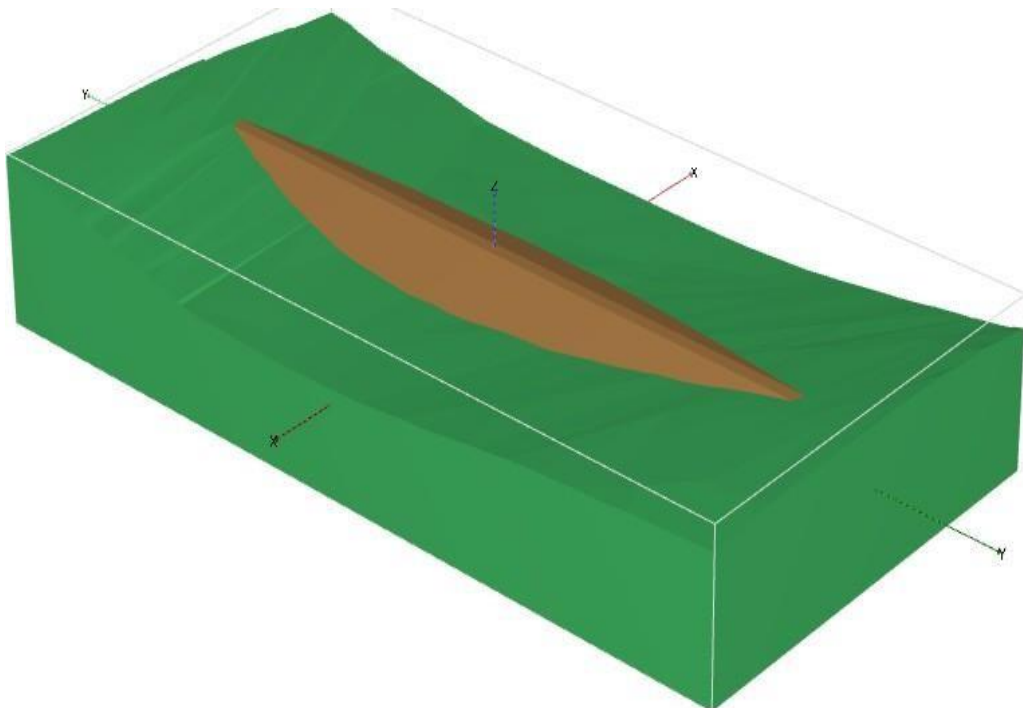
### III.4.2 Le code Plaxis 3D

#### a. La géométrie

La géométrie du barrage est présentée en 2D (pour analyse de stabilité statique) et en 3D (pour analyse de stabilité dynamique) dans la figure III.9 et III.10 respectivement.



**Figure III. 9** Géométrie du barrage en 2D ( Bande centrale)

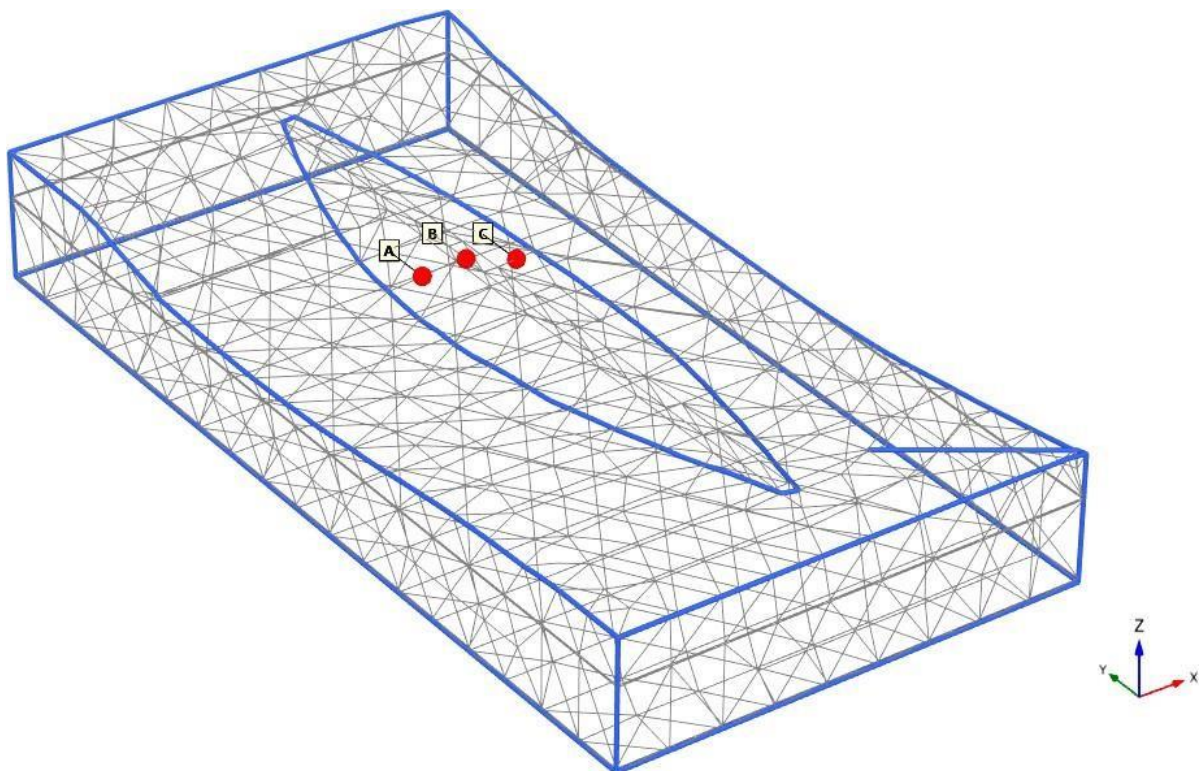


**Figure III. 10** Géométrie du barrage en 3D

### ***b. Maillage***

Les éléments utilisés dans cette étude sont des éléments triangulaires à 15-nœuds. Avant d'effectuer les calculs, des emplacements spécifiques sur le modèle numérique sont choisis comme indicateurs pour générer diverses courbes de comparaison. Le modèle numérique affiche des points présélectionnés et sont illustrés dans la figure III. 11.

- Nœud A: Talus amont
- Nœud B : Crête du barrage.
- Nœud C: Talus aval.



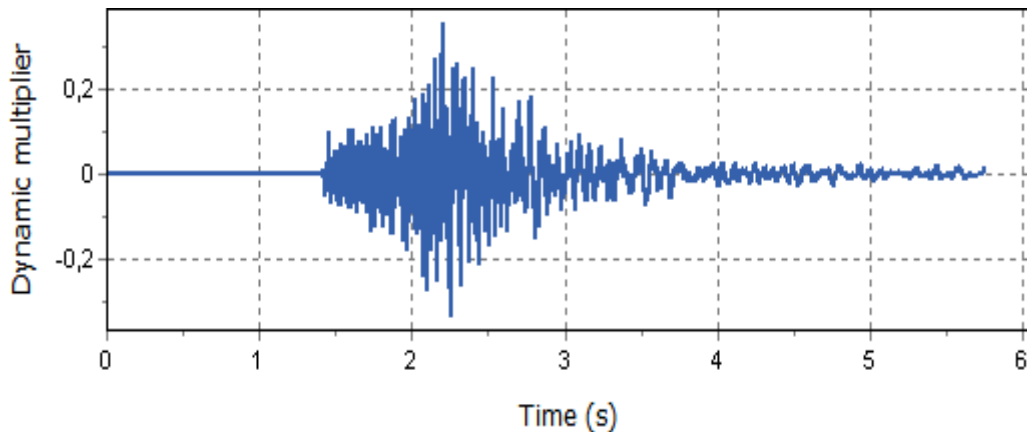
**Figure III. 11** Nœuds choisis pour l'analyse dynamique

### ***c. Phases de calcul***

La première phase de calcul comprend l'analyse du comportement du barrage (sans et avec renforcement par géogrille) pendant le processus de remplissage progressif, en tenant compte de facteurs tels que son propre poids, la pression hydrostatique et le débit d'eau lorsque la retenue atteint son niveau normal de stockage (NNR).

La deuxième est comprise l'analyse le comportement du barrage (sans et avec renforcement par géogrille) durant une vidange rapide d'une durée de 24h.

Pour la dernière phase, l'analyse se concentre sur le comportement dynamique du barrage (sans et avec renforcement par géogrille) lorsqu'il est complètement rempli et soumis à un séisme dont les caractéristiques sont présentées dans la figure III.12.



**Figure III. 12** Séisme (de Béjaïa) adopté lors de la simulation dynamique [64]

### III.4.3 Résultats de la simulation numérique

#### III.4.3.1. Analyse statique

Cette section présente les résultats de l'analyse de comportement statique (Barrage plein et lors d'une vidange rapide) du barrage de MACHARAA à l'aide de PLAXIS.3D dans un modèle bidimensionnel.

Dans un premier temps, des analyses statiques sont menées dans le domaine temporel pour simuler la réponse du barrage dans des conditions de déformation plane. Ces analyses prennent en compte à la fois le comportement du barrage avec et sans l'utilisation de couches de géogridde pour le renforcement du corps du barrage.

#### a. Réservoir plein d'eau

- *Déplacements totaux*

Les charges statiques, telles que la pression hydrostatique et le poids propre, sont classées comme charges permanentes et leurs fluctuations sont insignifiantes.

La réaction de la structure d'un barrage à ces charges repose principalement sur les propriétés élastiques des matériaux, à savoir leur capacité à se déformer en réponse à une contrainte et à reprendre leur forme initiale une fois les contraintes seront relâchées.

Les déplacements ont été initialisés à zéro avant l'analyse. Une fois le processus de remplissage du barrage terminé, Les figures III.13, III.14, III.15, III.16 et III.17, démontrent clairement les déplacements totaux ( $U_{Total}$ ) provoqués par les effets combinés de la force du poids du barrage et de la pression hydrostatique pour le cas du barrage non renforcé et pour les différents cas de renforcements par géogridde.

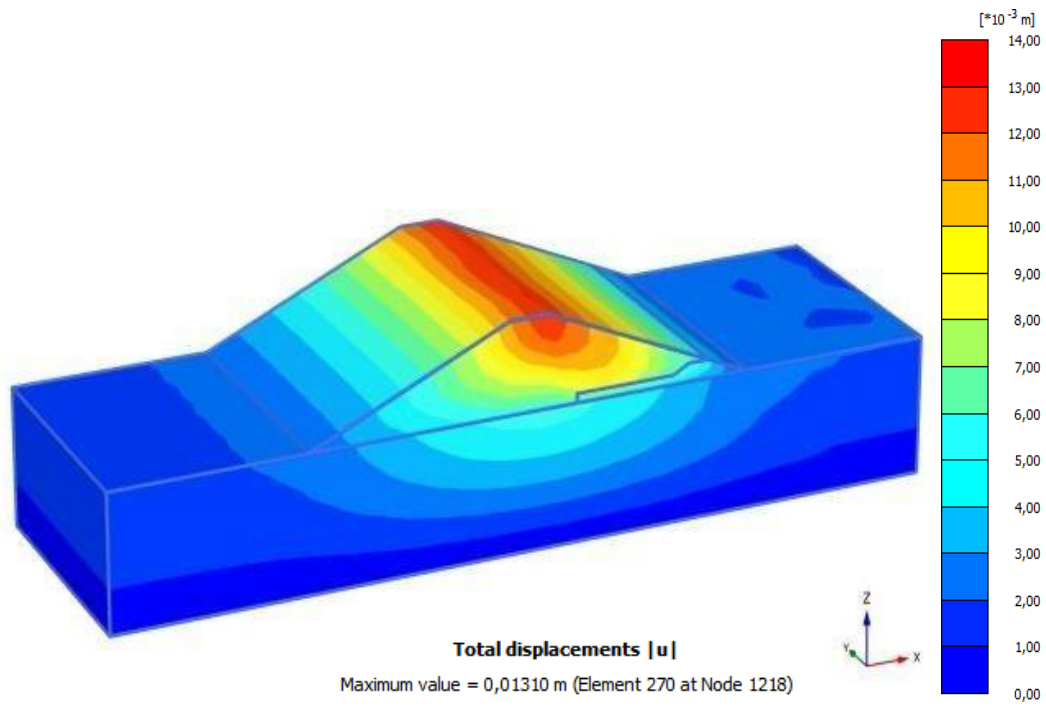


Figure III. 13 Déplacements totaux du barrage sans renforcement par géogrille

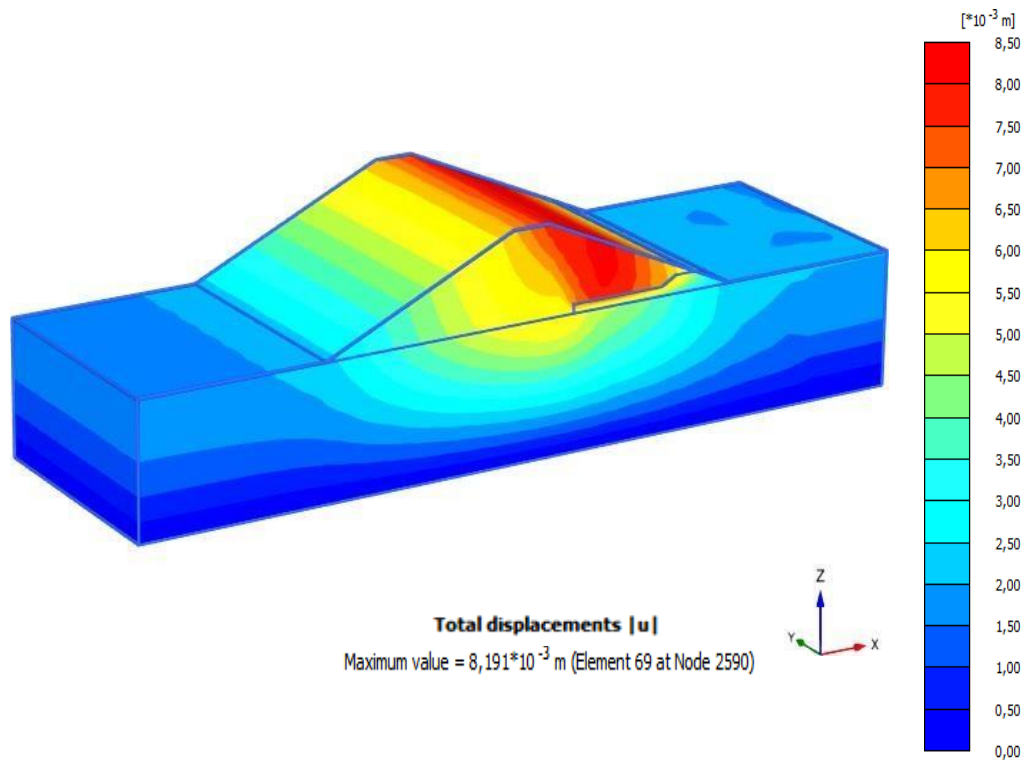


Figure III. 14 Déplacements totaux pour  $0,25b \leq L_i \leq 0,25B$

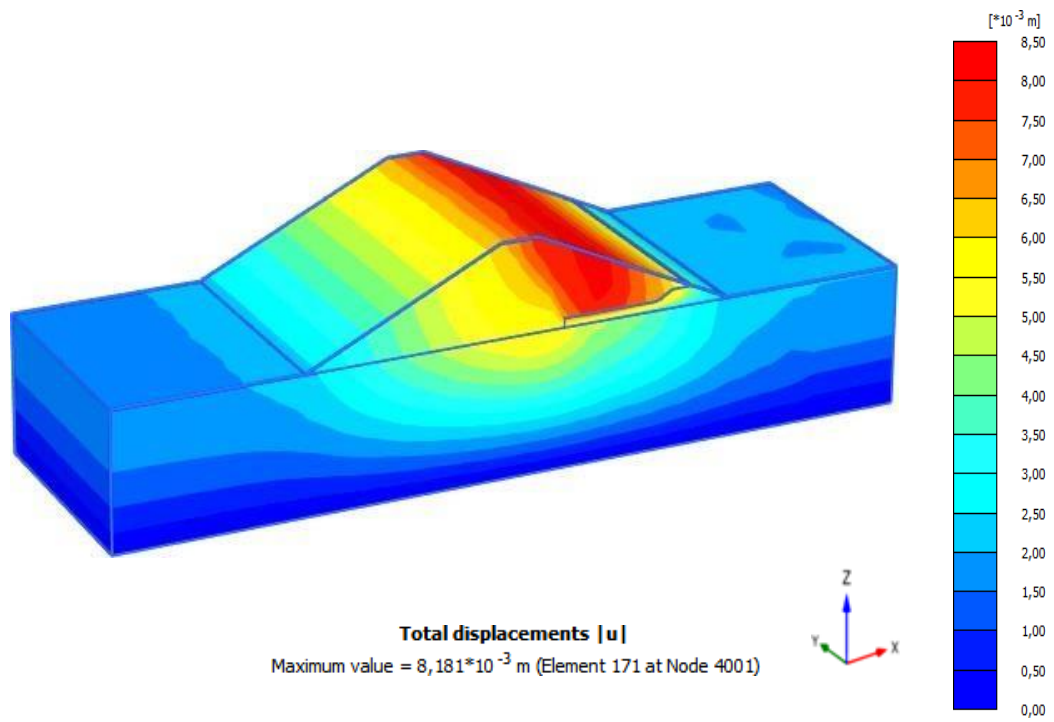


Figure III. 15 Déplacements totaux pour  $0,5b \leq L_i \leq 0,5B$

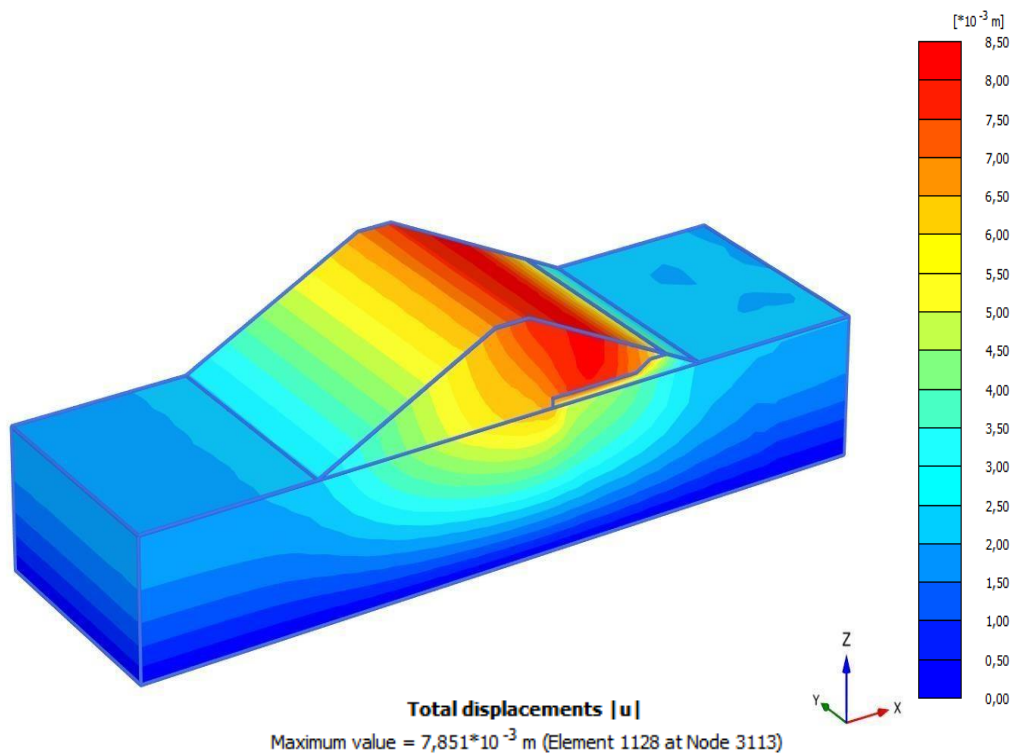
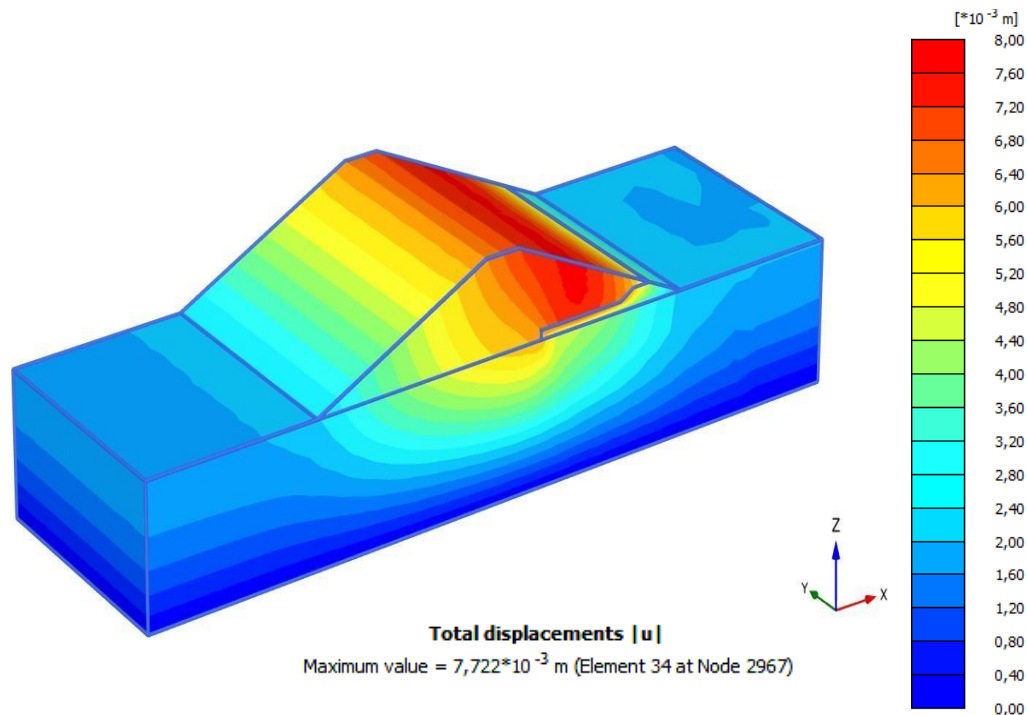


Figure III. 16 Déplacements totaux pour  $0,75b \leq L_i \leq 0,75B$



**Figure III. 17** Déplacements totaux pour  $b \leq L_i \leq B$

Les figures III.13 et III.14 montrent que la valeur maximale de déplacement totaux  $|u|$  dans le cas 01 est diminuée de 0,0131m à 0,008191m, Soit d'un pourcentage de 59,93 % par rapport au cas du barrage sans renforcement.

Tandis que la figure III.15 montre que la valeur maximale de déplacements totaux dans le cas 02 est diminuée de 0,0131m (barrage sans renforcement) à 0,008181m, Soit d'un pourcentage de 60,12 %.

La figure III.16 montre que la valeur maximale de déplacements totaux des cas 03 est diminuées de 0,0131m à 0.007851m, par rapport au cas du barrage sans renforcement, soit un pourcentage de 66,87%.

La comparaison entre la figure III.13 et III.17 montre que la valeur maximale de déplacements totaux des cas 04 est diminuées de 0,0131m à 0.007722 m, par rapport au cas du barrage sans renforcement, soit un pourcentage de 69,64%.

- **Coefficient de sécurité**

Les résultats de calcul des coefficients de sécurité en fonction de déplacements totaux sont présentés dans les figures III.18, III.19, III.20, III.21 et III.22.

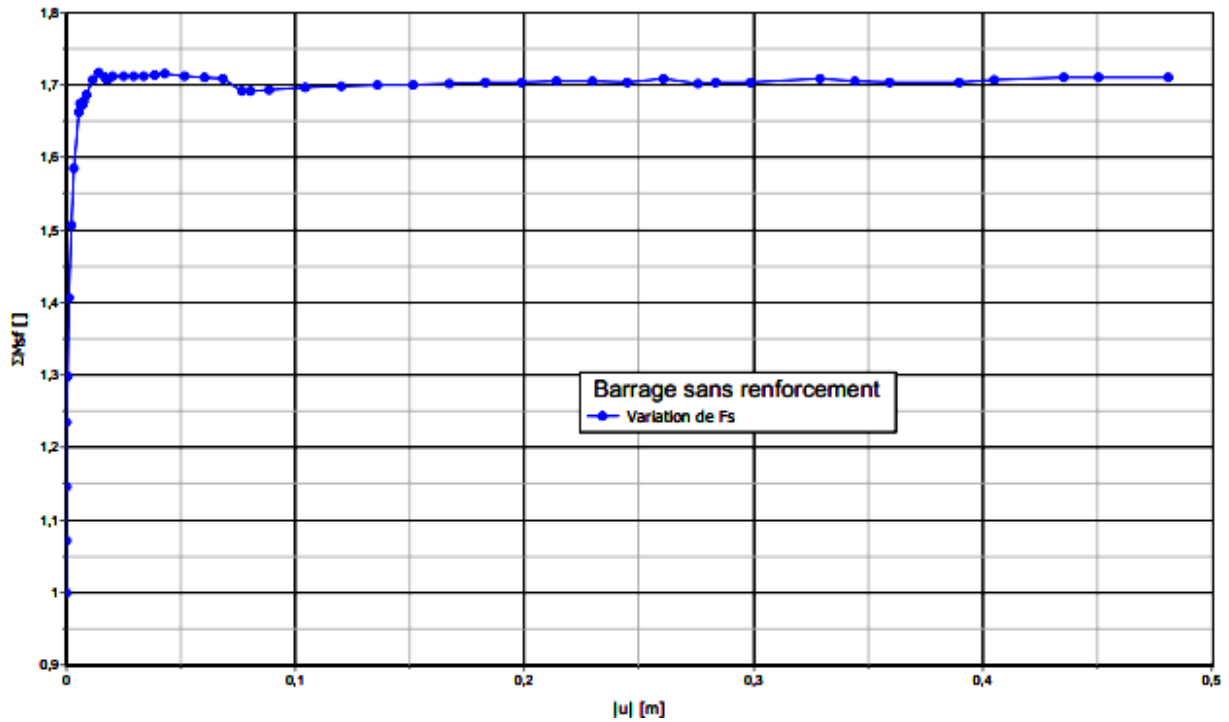


Figure III. 18 Calcul de  $F_s$  du barrage sans renforcement par géogridde

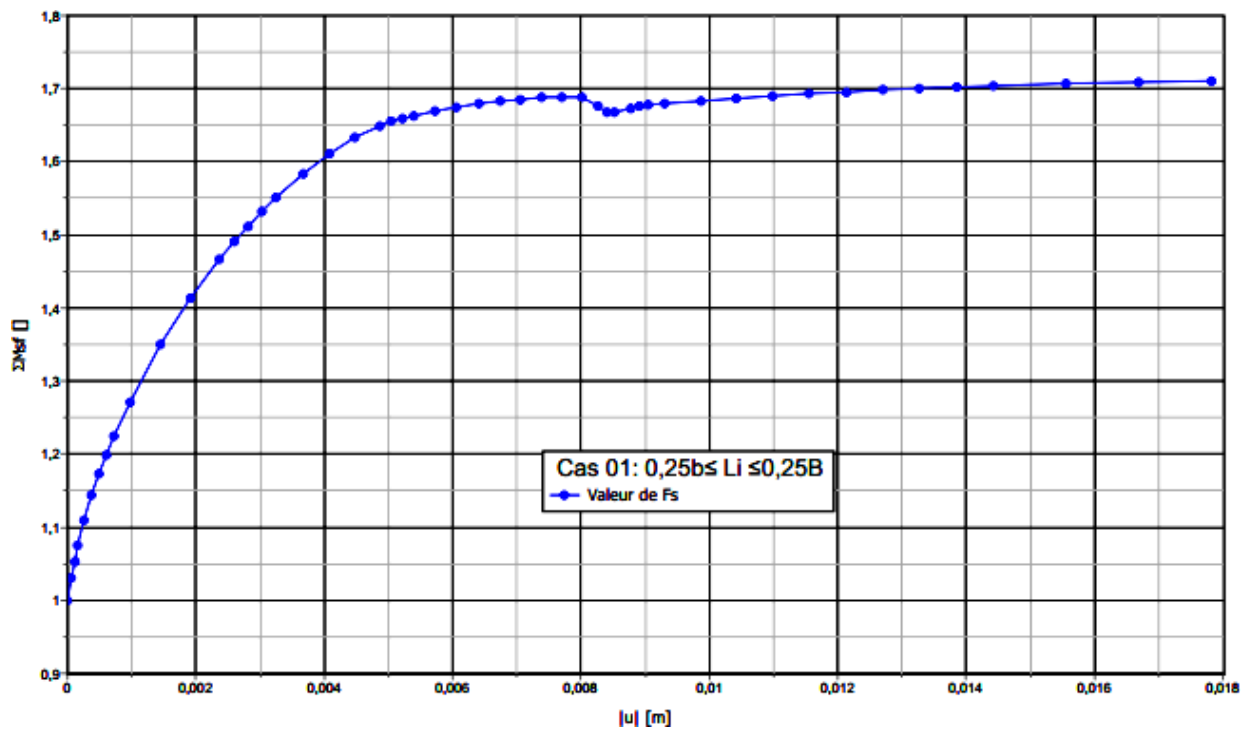


Figure III. 19 Calcul de  $F_s$  du barrage avec renforcement pour  $0,25b \leq L_i \leq 0,25B$

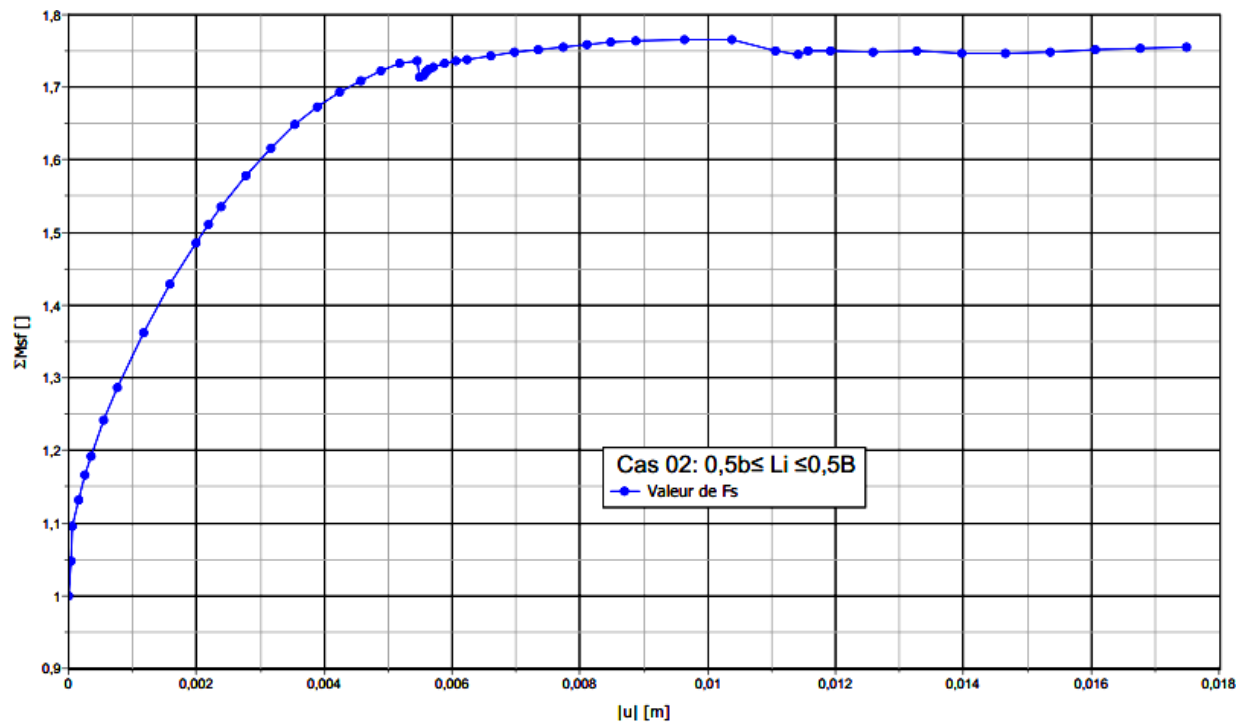


Figure III. 20 Calcul de  $F_s$  du barrage avec renforcement pour  $0,5b \leq L_i \leq 0,5B$

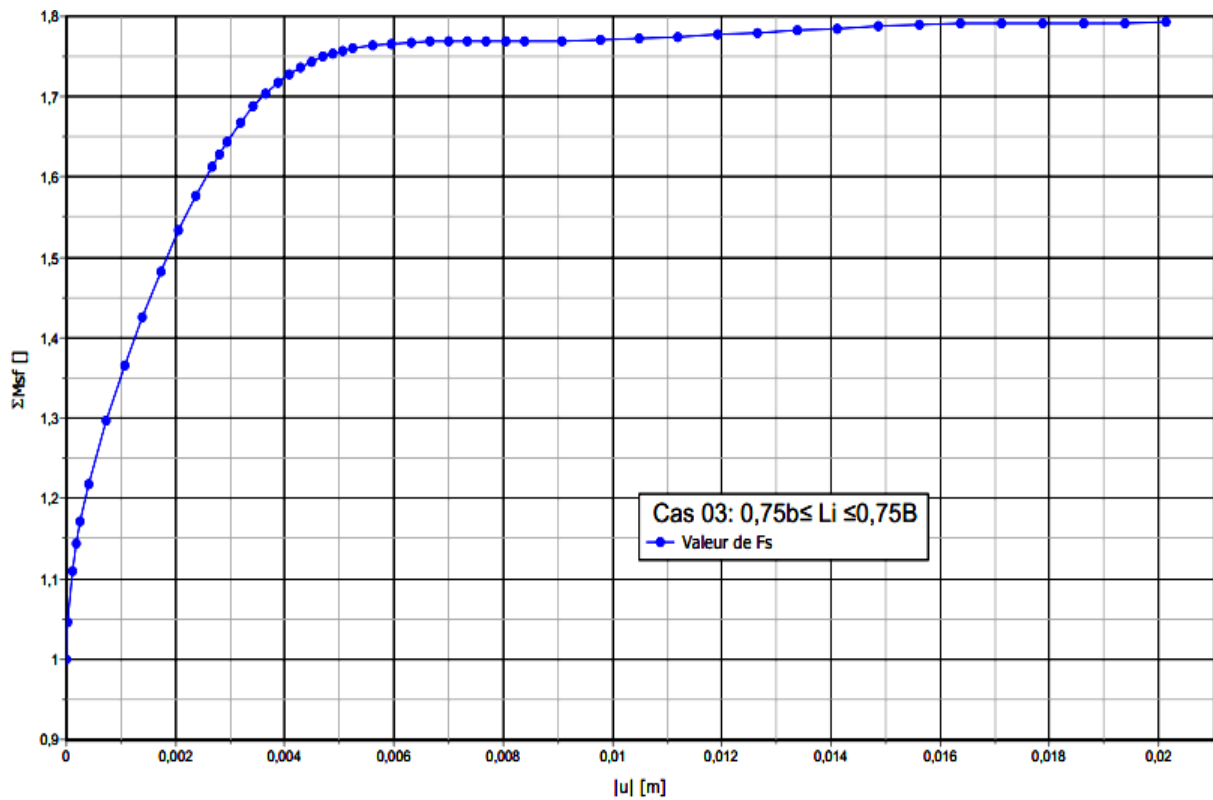


Figure III. 21 Calcul de  $F_s$  du barrage avec renforcement pour  $0,75b \leq L_i \leq 0,75B$

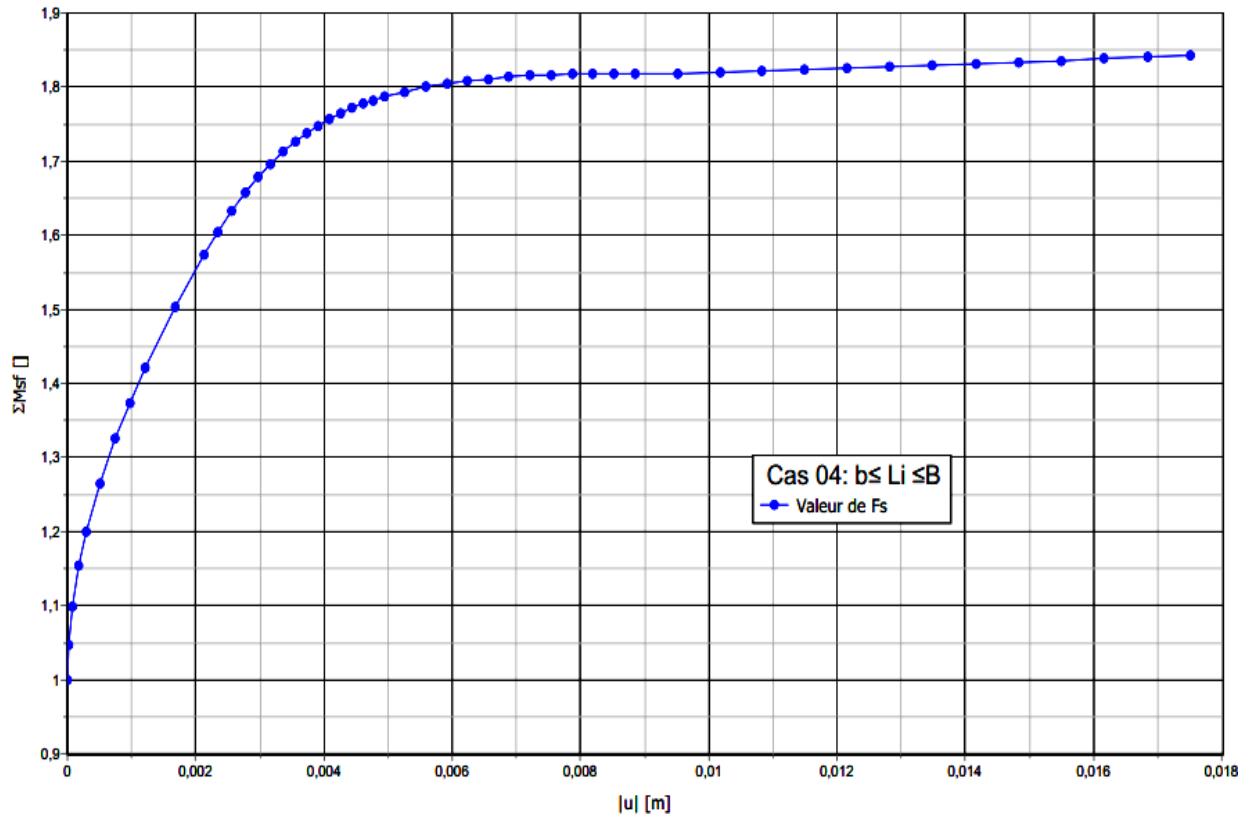


Figure III. 22 Calcul de  $F_s$  du barrage avec renforcement pour  $b \leq L_i \leq B$

La figure III.19 montre que la valeur du coefficient de sécurité du cas 01 est restée constante ( $F_s=1,71$ ) par rapport au cas du barrage sans renforcement par géogridde (figure III.18), c'est-à-dire que les longueurs des couches de géogridde sont insuffisantes pour renforcer la zone de glissement du talus aval.

La figure III.20 montre que la valeur du coefficient de sécurité pour le cas 02 ( $F_s=1,75$ ) a été significativement augmentée de 2,4% par rapport au cas 01. et ce montre que les couches de géogridde dans ce cas sont légèrement augmentés la stabilité de la zone de glissement du talus aval du barrage.

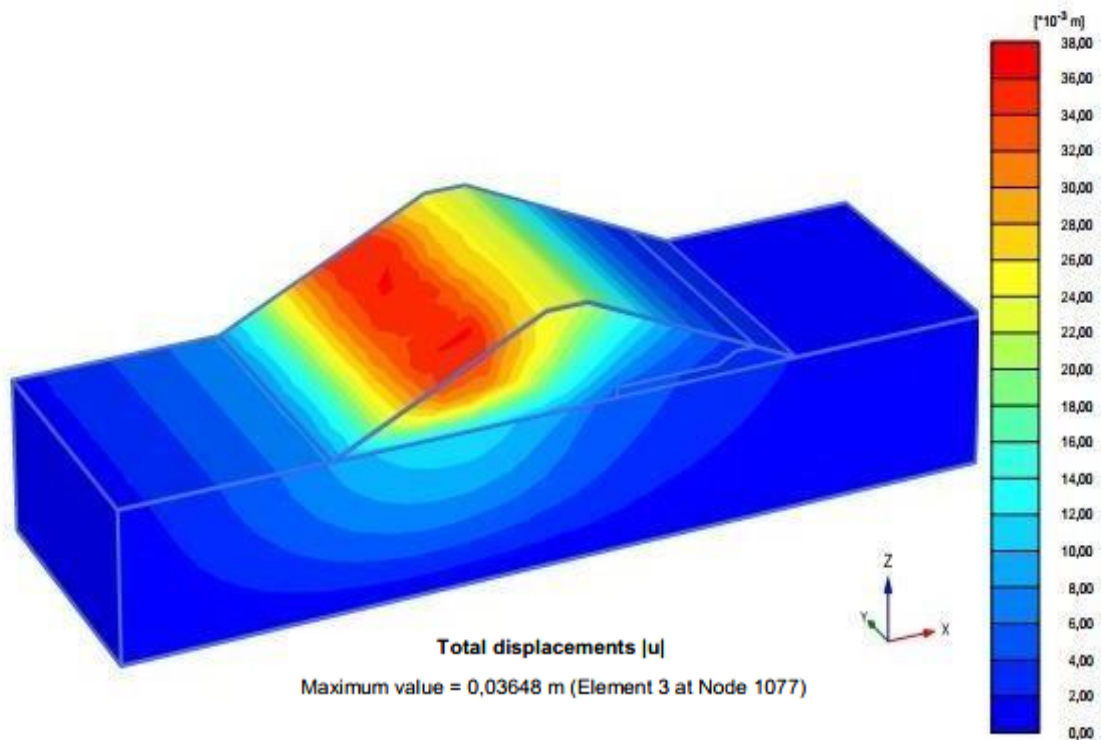
La figure III.21 montre que la valeur du coefficient de sécurité pour le cas 03 ( $F_s=1,79$ ) a été significativement augmentée de 4,67% par rapport au cas 01. et ce montre que les couches de géogridde sont toujours augmentés légèrement la stabilité de la zone de glissement en aval du barrage.

Dans le dernière cas (figure III.22), la valeur du coefficient de sécurité ( $F_s=1,85$ ) a été significativement augmentée de 8,18% par rapport au cas 01. et ce montre que les couches de géogridde sont toujours augmentés légèrement la stabilité de la zone de glissement en aval du barrage.

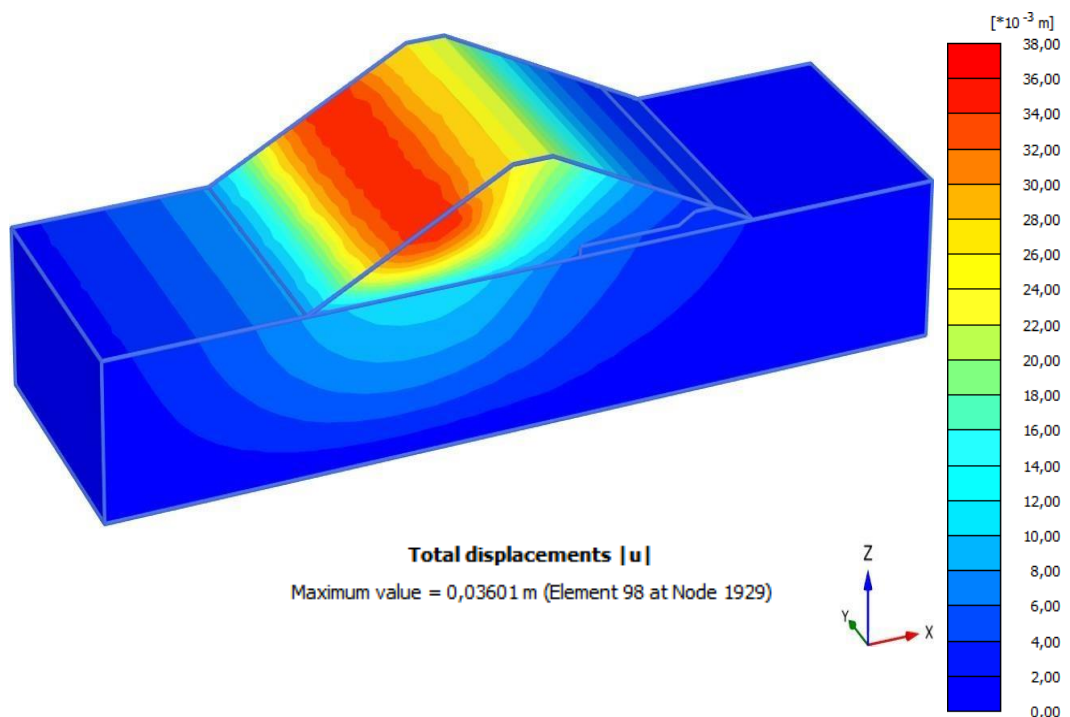
## b. Vidange rapide

- *Déplacements totaux*

Les résultats de calcul de déplacements totaux dans le cas de vidange rapide de réservoir du barrage sont présentés dans les figures III.23, III.24, III.25, III.26 et III.27 respectivement.



**Figure III. 23** Déplacements totaux du barrage sans renforcement par géogrille



**Figure III. 24** Déplacements totaux pour  $0,25b \leq L_i \leq 0,25B$

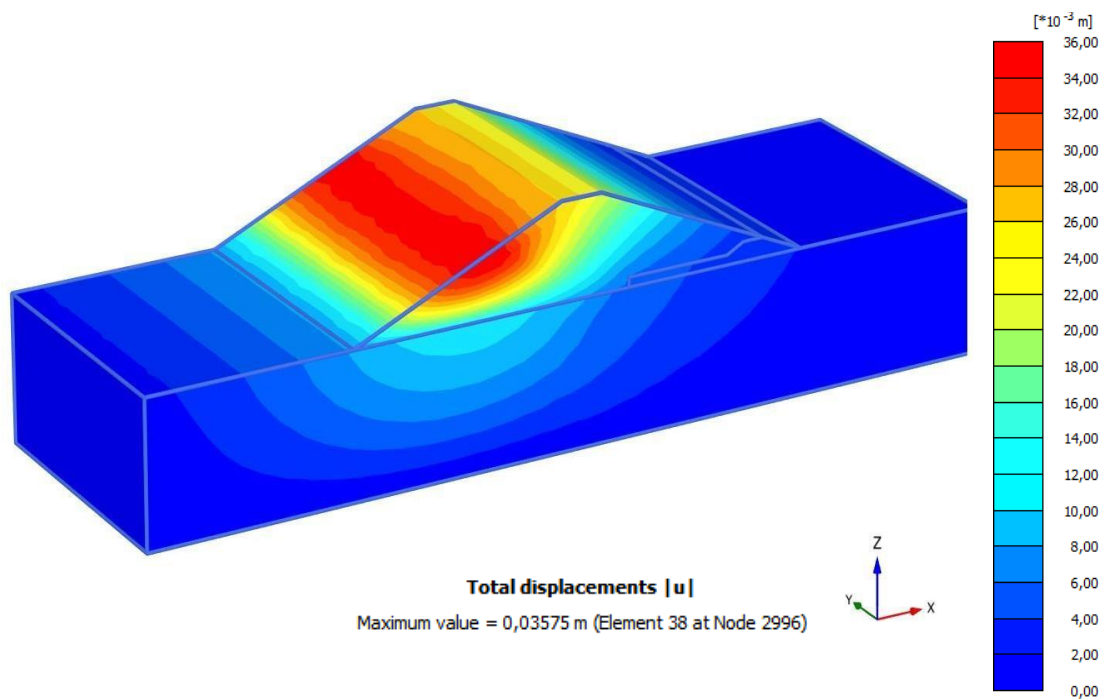


Figure III. 25 Déplacements totaux pour  $0,5b \leq L_i \leq 0,5B$

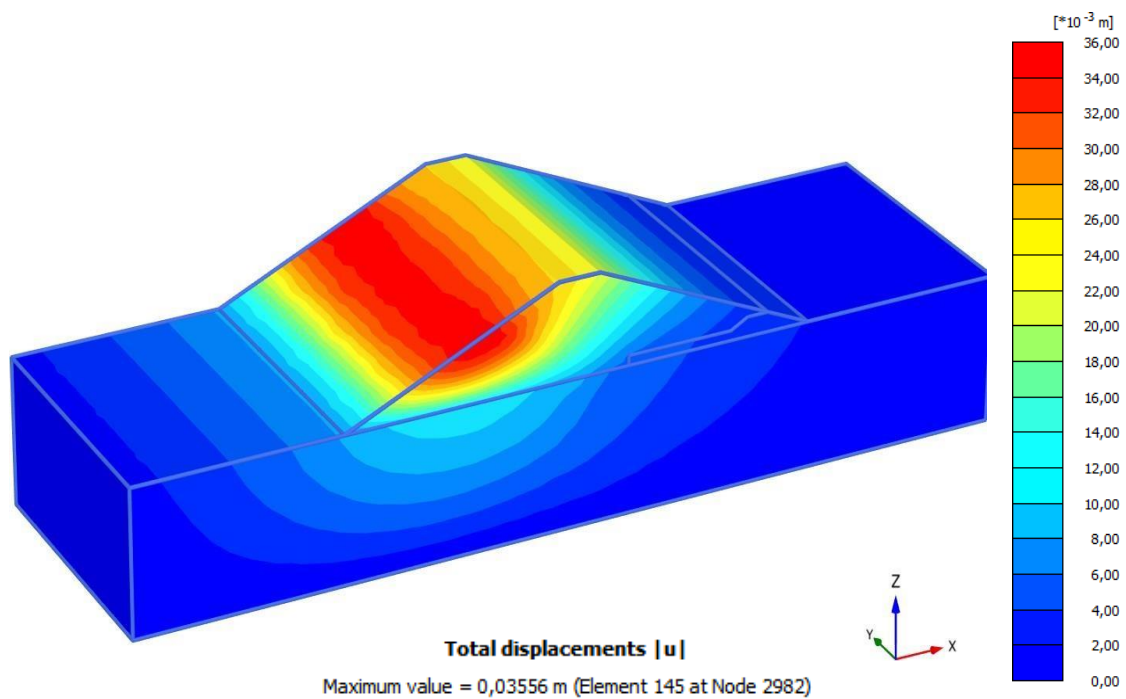
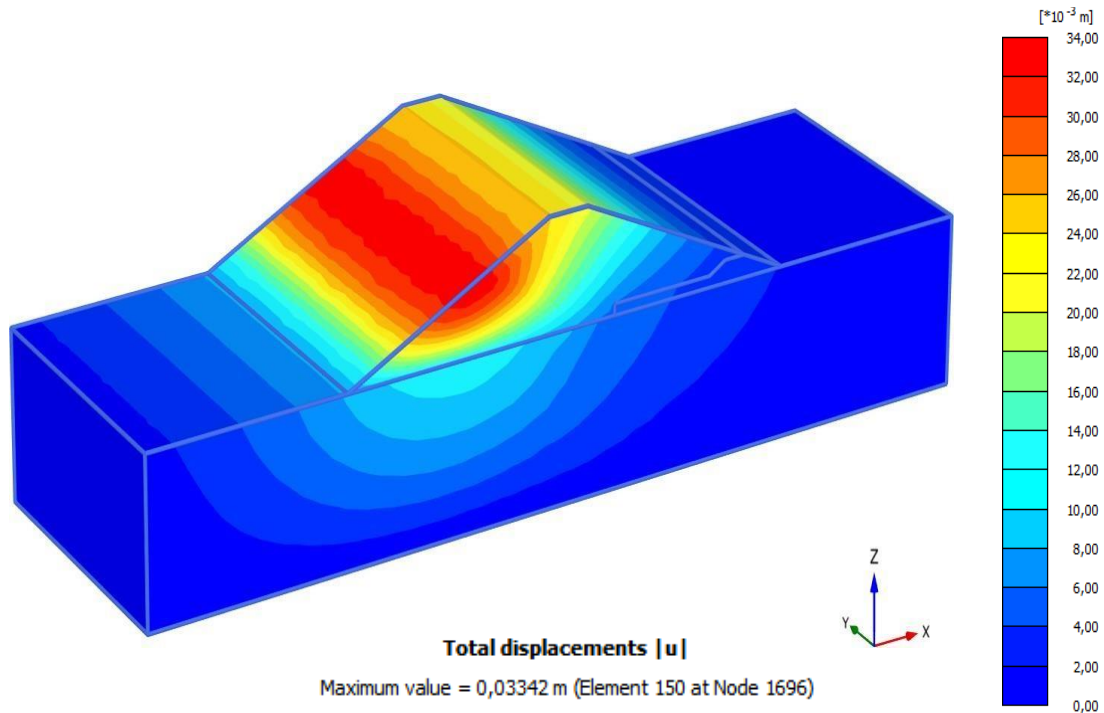


Figure III. 26 Déplacements totaux pour  $0,75b \leq L_i \leq 0,75B$



**Figure III. 27** Déplacements totaux pour  $b \leq L_i \leq B$

La comparaison entre les figures III.23 et III.24 montre que la valeur maximale de déplacements totaux du cas 01 ( $|u|=0,036$  m) a diminué de 1,39% par rapport au cas du barrage sans renforcement ( $|u|=0,0365$  m).

La figure III.25 montre que la valeur maximale du déplacement total du cas 02 ( $|u|=0,0358$  m) a diminué de 0,56% par rapport au cas 01 ( $|u|=0,036$  m).

La figure III.26 montre que la valeur maximale du déplacement total du cas 03 ( $|u|=0,0356$  m) a diminué de 0,56% par rapport au cas 02 ( $|u|=0,0358$  m).

La figure III.27 montre que la valeur maximale du déplacement total du cas 04 ( $|u|=0,033$  m) a diminué de 7,3% par rapport au cas 03 ( $|u|=0,0356$  m).

- **Coefficient de sécurité**

Les résultats de calcul de coefficient de sécurité en fonctions de déplacements totaux pour les trois cas de charge et pour chaque cas de renforcement par géogridde sont présentés dans les figures Figure III.28, III.29, III.30, III.31 et III.32 respectivement.

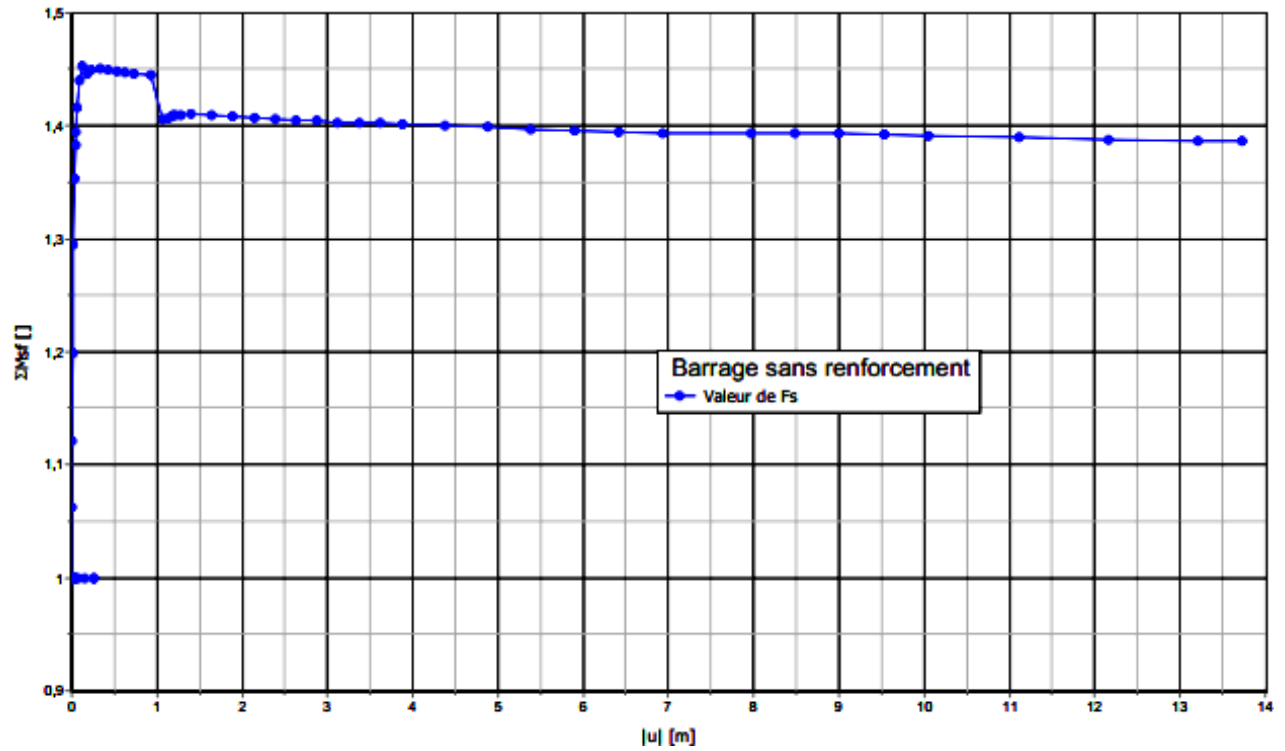


Figure III. 28 Calcul de  $F_s$  du barrage sans renforcement par géogridde

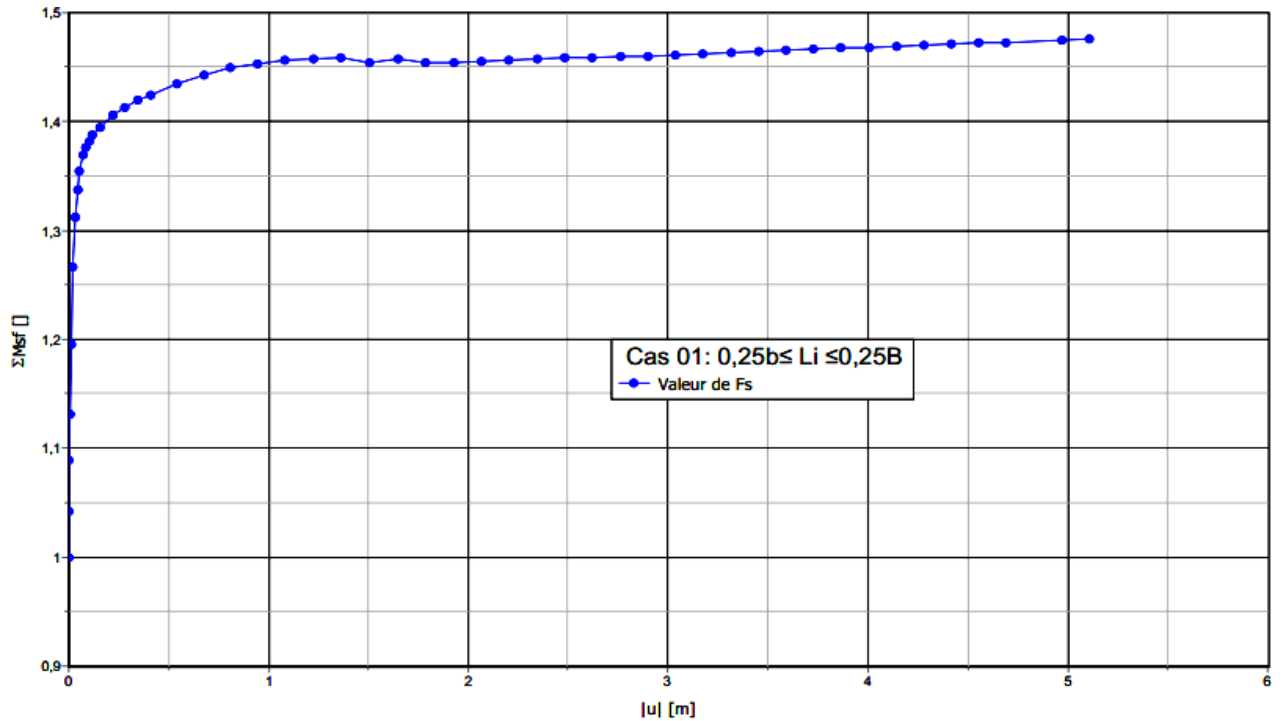


Figure III. 29 Calcul de  $F_s$  du barrage avec renforcement pour  $0,25b \leq L_i \leq 0,25B$

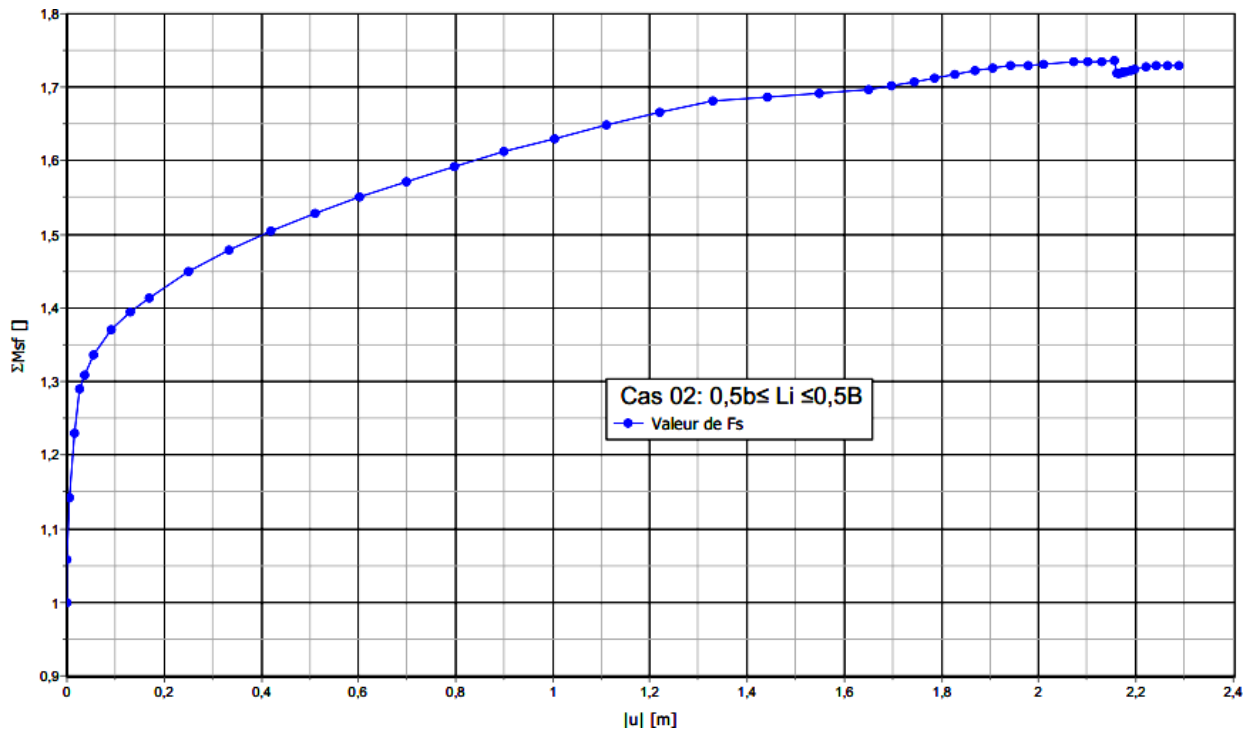


Figure III. 30 Calcul de  $F_s$  du barrage avec renforcement pour  $0, 5b \leq L_i \leq 0,5B$

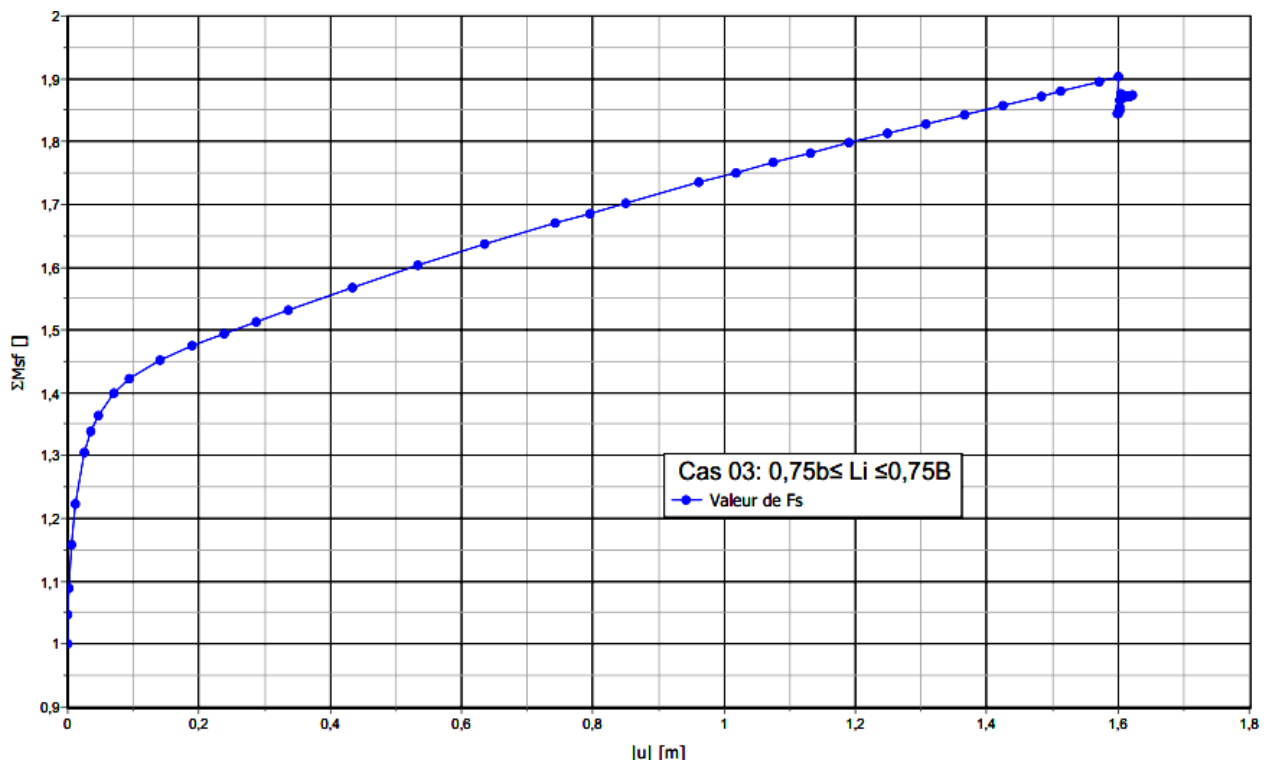


Figure III. 31 Calcul de  $F_s$  du barrage avec renforcement pour  $0,75b \leq L_i \leq 0,75B$

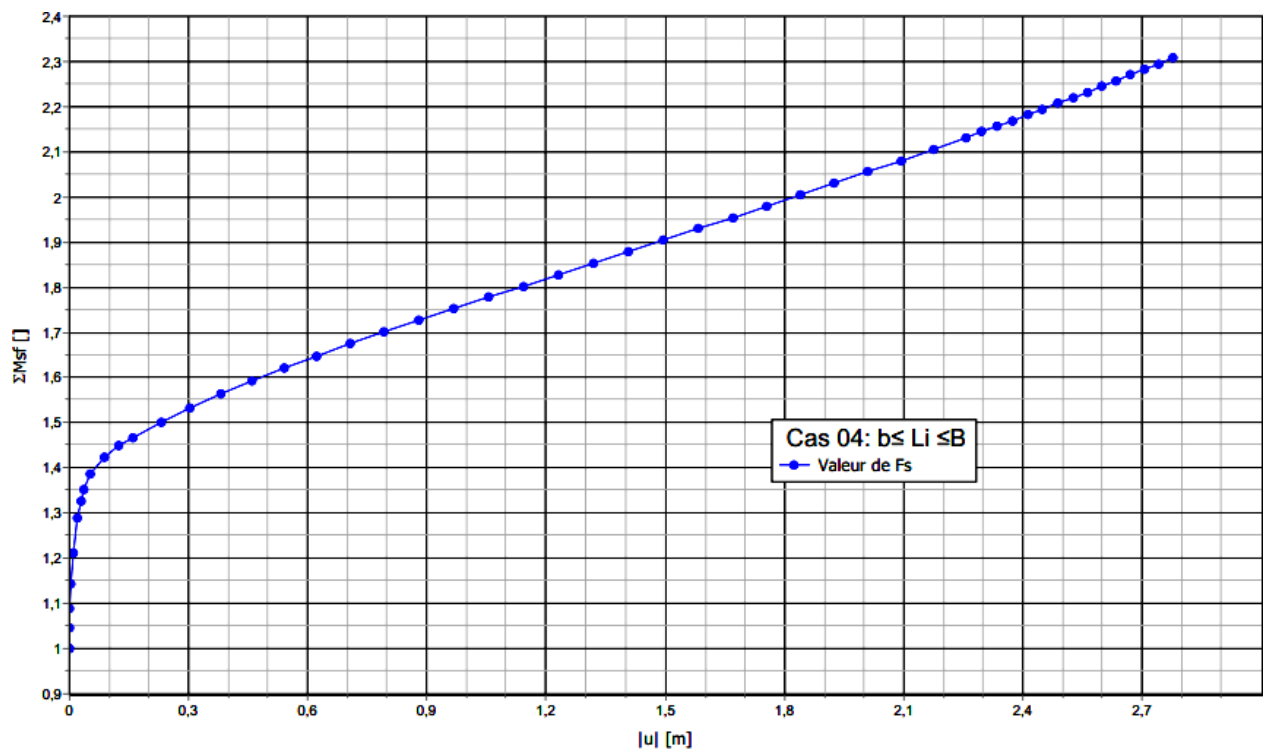


Figure III. 32 Calcul de  $F_s$  du barrage avec renforcement pour  $b \leq L_i \leq B$

Les figures III.28 et III.29 montrent que la valeur du coefficient de sécurité du cas 01 ( $F_s=1,47$ ) a légèrement augmenté de 5,76% par rapport au cas du barrage n'est pas renforcé par géogrille ( $F_s=1,39$ ), c'est-à-dire que les longueurs des couches de géogrille sont moindres que la longueur de la zone de glissement du talus amont et les conditions de longueurs des couches de géogrille ne sont pas évidentes dans ce cas.

La valeur du coefficient de sécurité pour le cas 02 ( $F_s=1,73$ ) a été significativement augmentée de 17,69% par rapport au cas01, et augmentée de 24,46% par rapport au cas du barrage n'est pas renforcé ( $F_s=1,39$ ) et ce montre que les longueurs des couches de la géogrille dans ce cas sont légèrement supérieures à la longueur de la zone de glissement du talus en amont du barrage (figure III.30).

La figure III.31 montre que la valeur du coefficient de sécurité ( $F_s=1,87$ ) pour le cas 03 a légèrement augmenté de 8,09% par rapport au cas précédent ( $F_s=1,73$ ) et a considérablement augmenté de 34,53% par rapport au cas où le barrage n'est pas renforcé ( $F_s=1,39$ ). et cela montre que les longueurs des couches de la géogrille dans ce cas sont toujours supérieures à la longueur de la zone de glissement du talus en amont du barrage.

Pour le cas 04 la valeur du coefficient de sécurité ( $F_s=2,3$ ) a augmenté significativement de 22,99% par rapport au cas précédent ( $F_s=1,87$ ) et a augmenté significativement de 65,47% par rapport au cas où le barrage n'était pas renforcé ( $F_s=1,39$ ) et ce indique que les longueurs des couches de la géogrille dans ce cas sont toujours supérieures à la longueur de la zone de glissement du talus amont du barrage et que le corps du barrage est entièrement renforcé.

III.4.3.2. Analyse de la stabilité du barrage sous sollicitations sismiques.

- Déplacements totaux

La figure III.33 présente les résultats de calcul de déplacements totaux en 3D du modèle simulé (le barrage avec ses appuis).

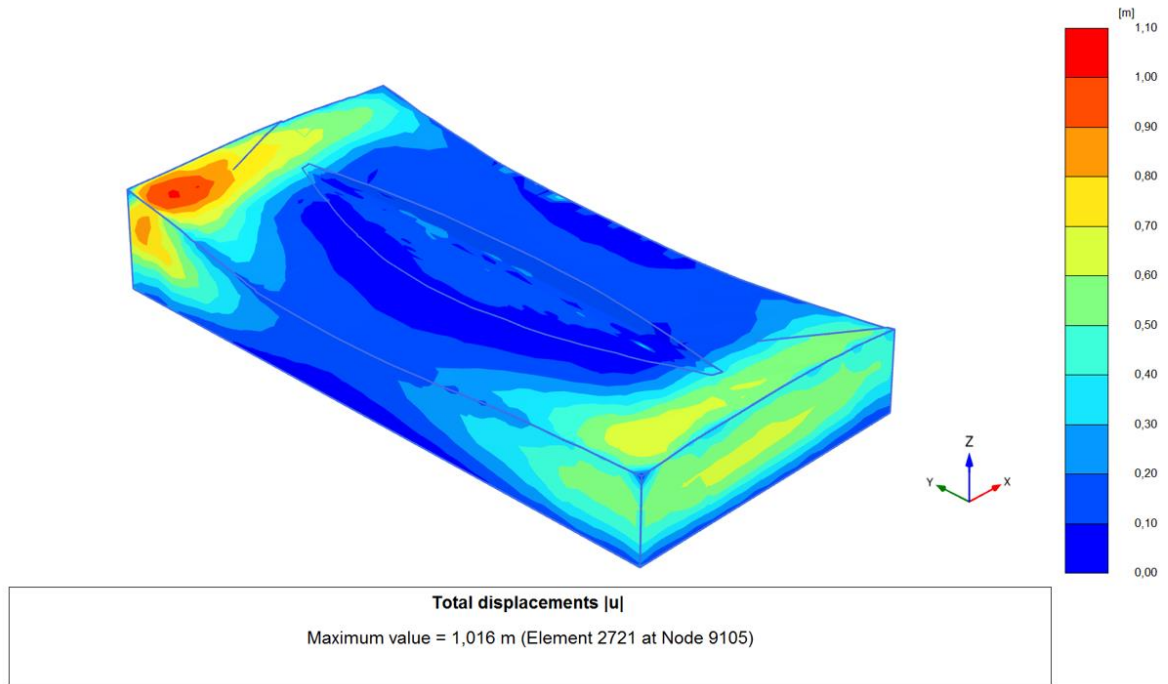


Figure III. 33 Exemple de déplacements totaux du modèle considéré en 3D.

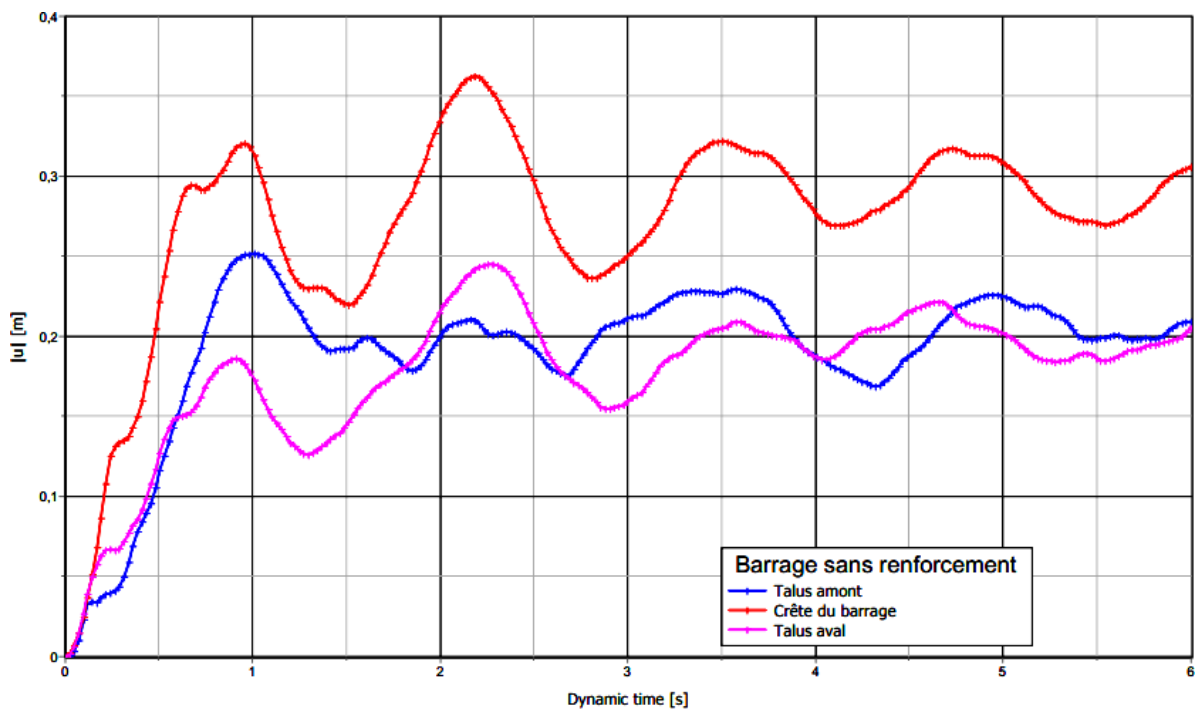
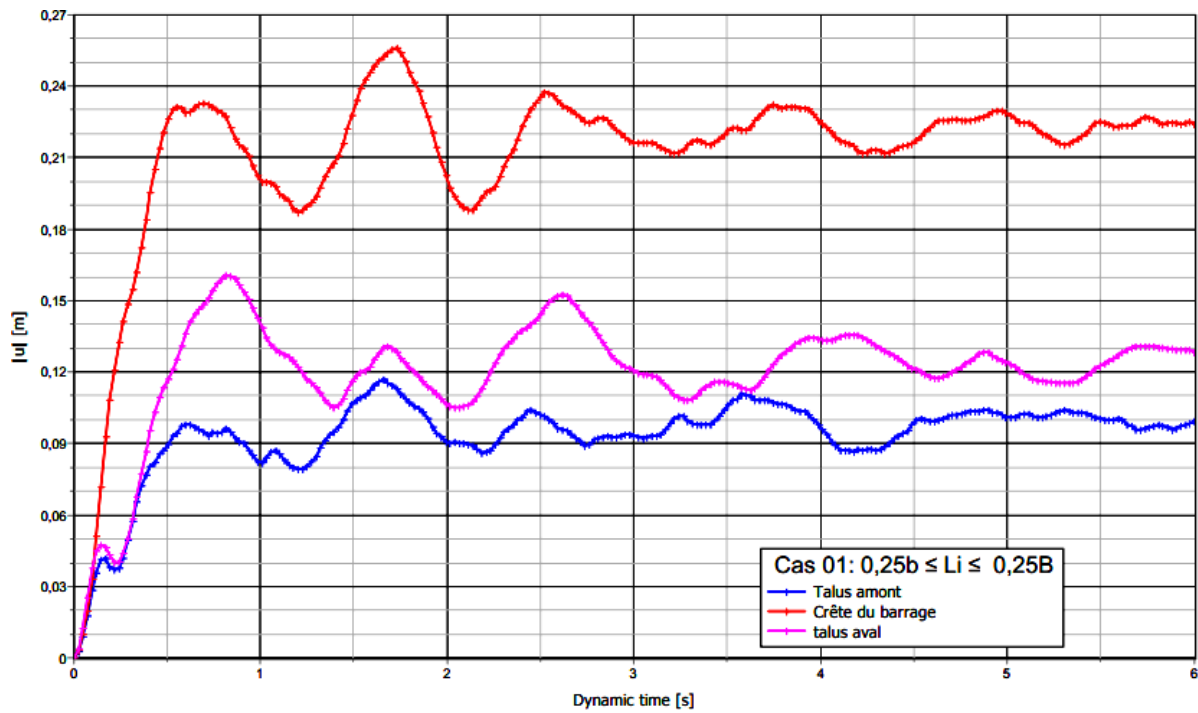
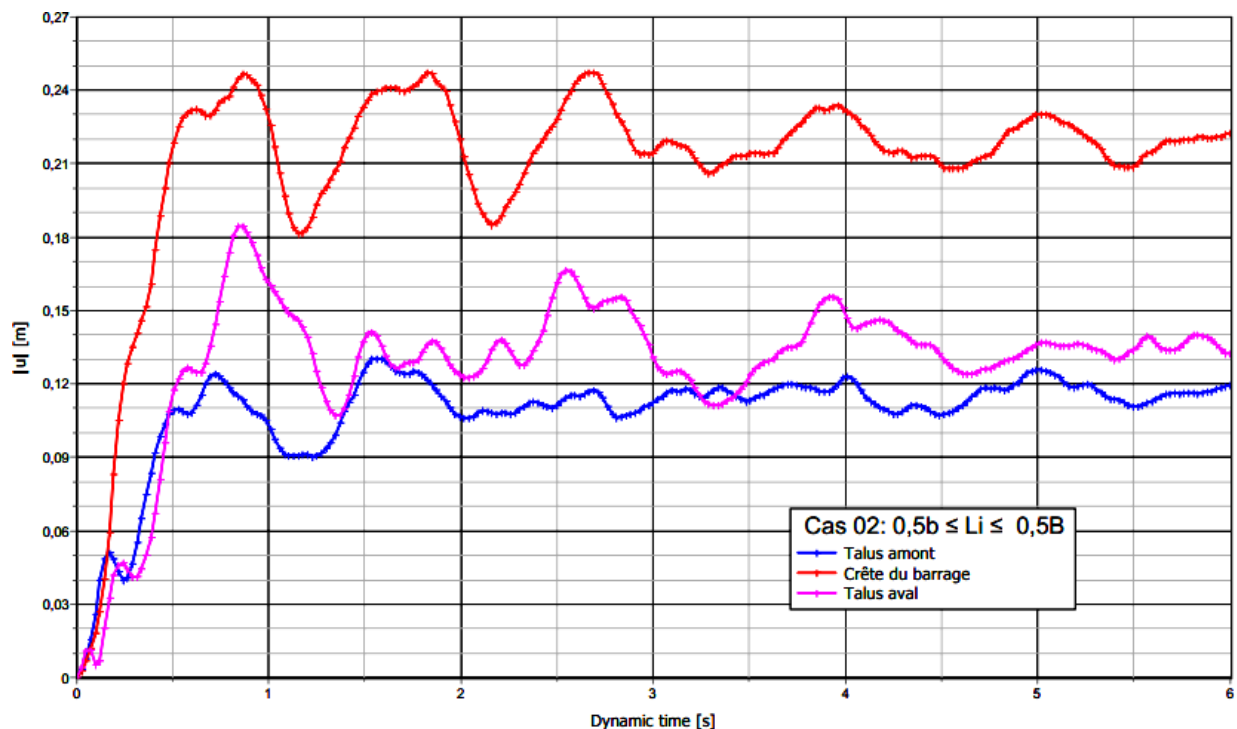


Figure III. 34 Déplacements totaux du barrage (sans renforcement) en fonction du temps de séisme



**Figure III. 35** Déplacements totaux sous sollicitations sismiques pour  $0,25b \leq Li \leq 0,25B$

La comparaison entre la figure III.34 et la figure III.35 montre que les valeurs maximales des déplacements totaux des nœuds sélectionnés pour la simulation sont diminuées de 0,25 m à 0,12 m pour le talus amont, de 0,36 à 0,256m pour la crête du barrage et de 0,248m à 0,158m pour le talus aval.



**Figure III. 36** Déplacements totaux sous sollicitations sismiques pour  $0,5b \leq Li \leq 0,5B$

Les figure III. 36 et III.37 montrent que les valeurs maximales des déplacements totaux au niveau de la crête et le talus aval du barrage dans les cas 02 et 03 sont légèrement diminuées par rapport aux cas précédents.

En plus la valeur maximale de déplacements totaux au niveau du taus amont reste toujours stable pour les trois cas.

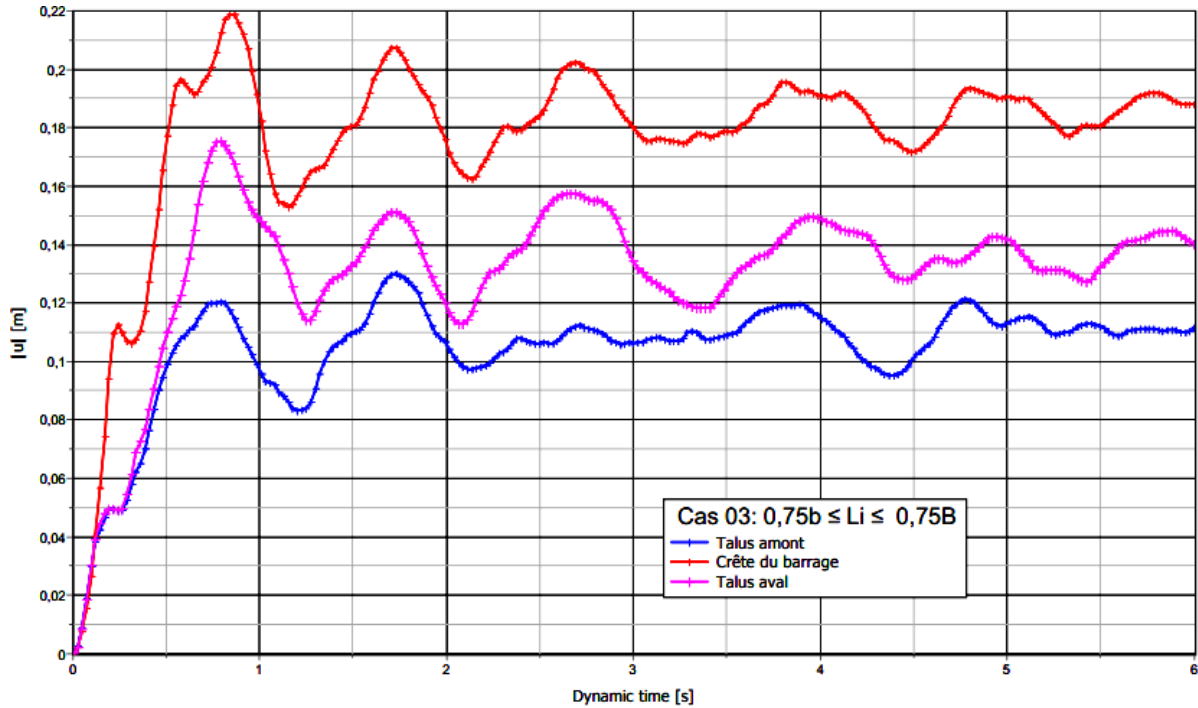


Figure III. 37 Déplacements totaux sous sollicitations sismiques pour  $0,75b \leq Li \leq 0,75B$

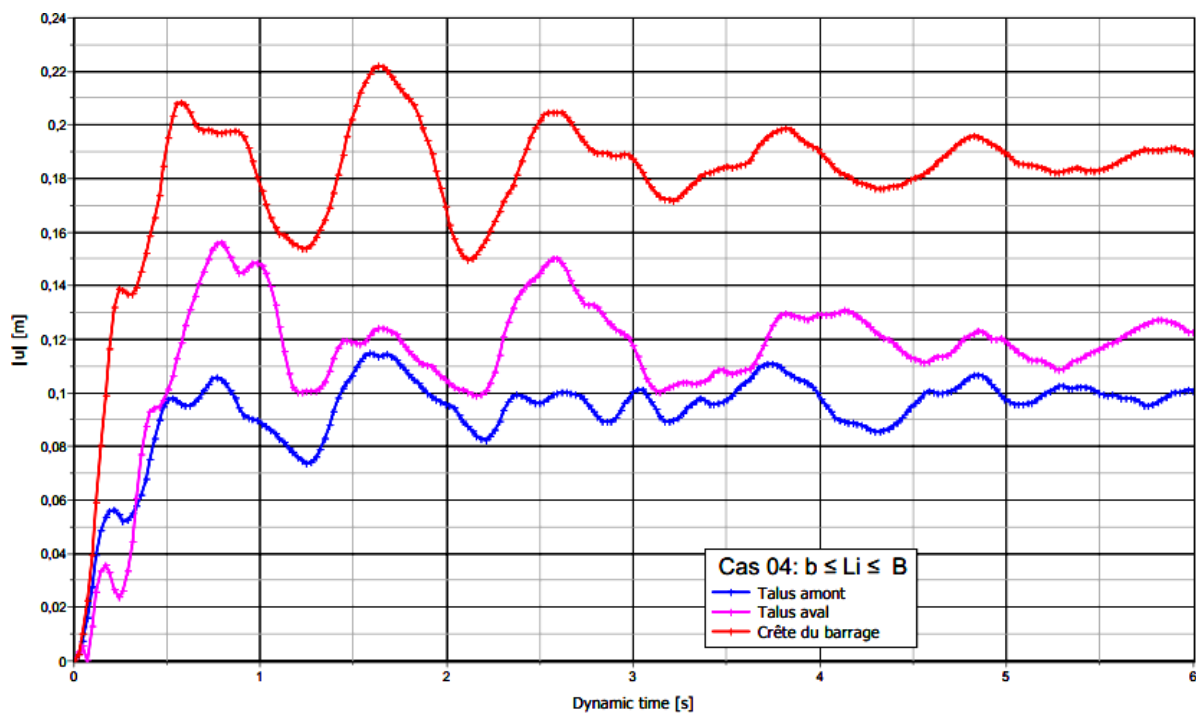
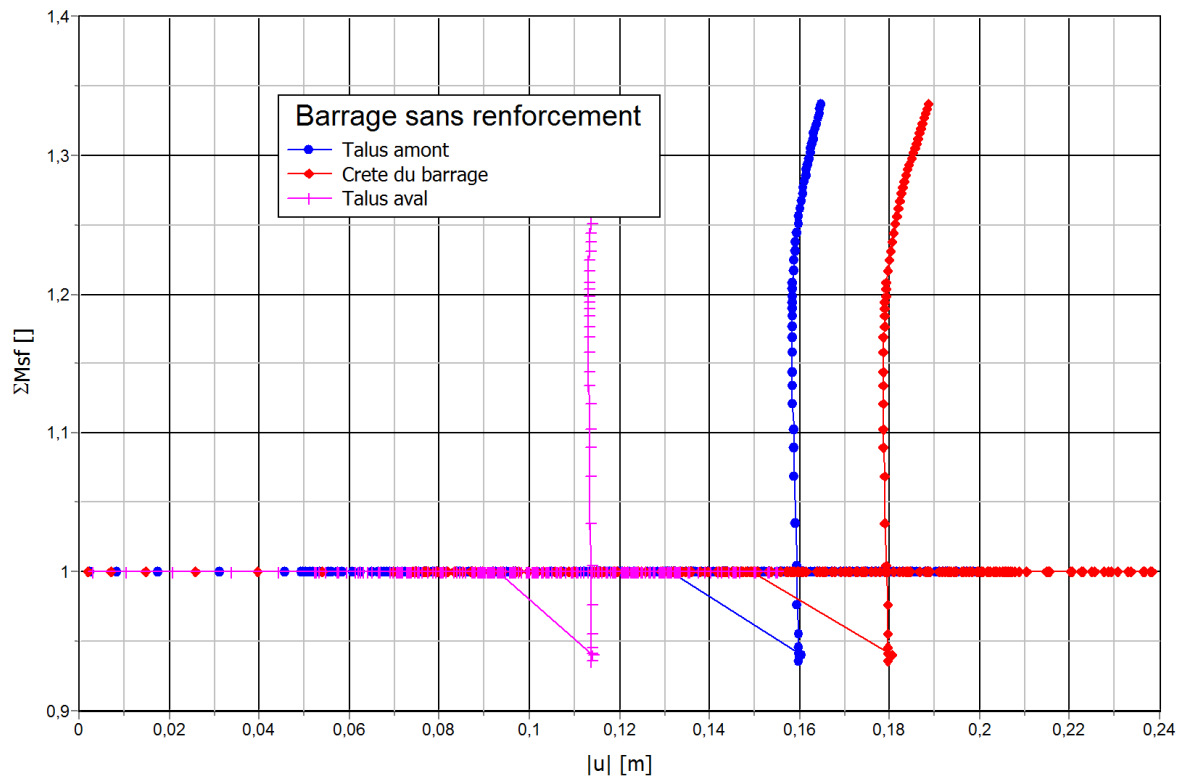


Figure III. 38 Déplacements totaux sous sollicitations sismiques pour  $b \leq Li \leq B$

La figure III.38 montre que la valeur maximale de déplacements totaux pour le talus amont est diminuée de 0,13m 0,115m et de 0,13m, et pour la crête du barrage la valeur maximale de déplacements totaux reste presque stable (0,22m) par rapport aux cas précédents d'une part, et d'autre part la valeur maximale de déplacements totaux est augmentée de 15,8m à 17,8 pour le talus aval.

- *Coefficient de sécurité*

Les résultats de calcul de coefficient de sécurité en fonction du temps dynamique de séisme pour les différents cas étudiés sont présentés dans les figures III.39, III.40, III.41, III.42 et III.43 respectivement.



**Figure III. 39** Calcul de Fs du barrage sans renforcement par géogridde (Fs= 1,34)

Les résultats obtenus montrent que les valeurs de coefficients de sécurité calculés pour les différents cas simulés sont augmentées en fonction de l'augmentation des longueurs des couches de géogridde.

Il a été constaté que la valeur de coefficient de sécurité est augmentée de 1,34 (barrage sans renforcement) à 1,68 (le barrage complètement renforcé) c'est à dire d'un pourcentage de 25,37% par rapport au cas initiale.

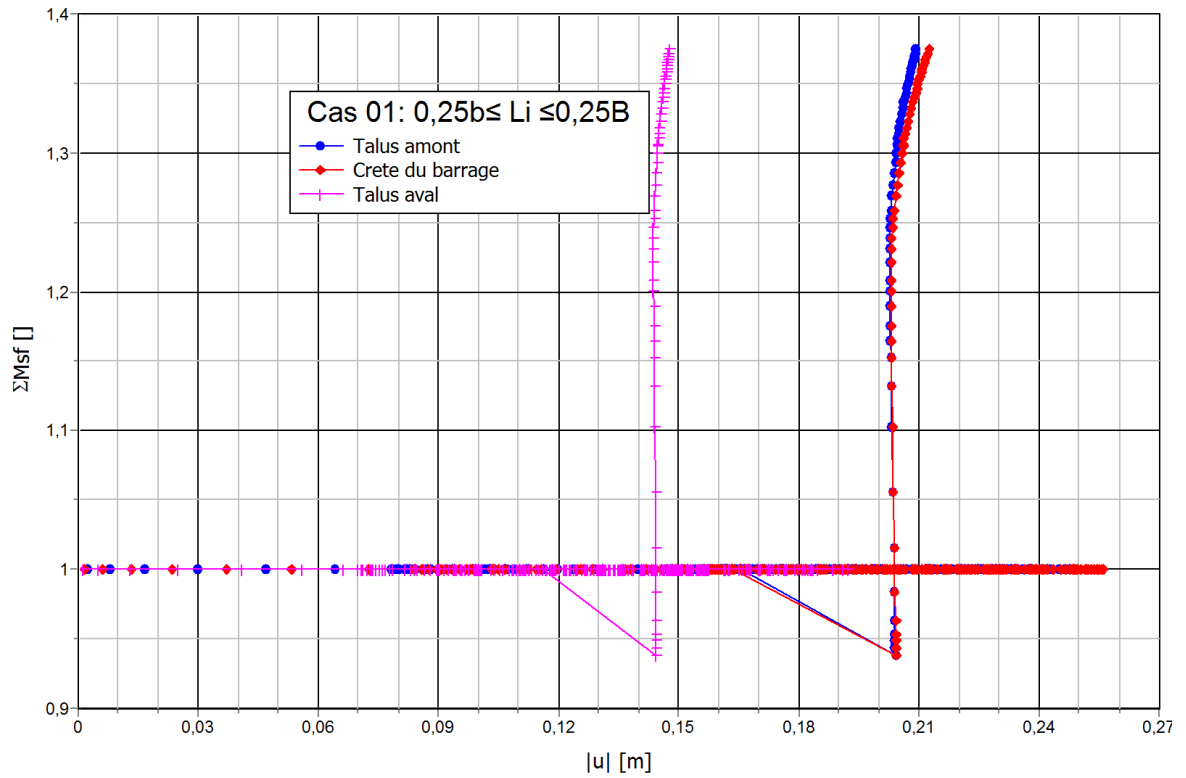


Figure III. 40 Calcul de Fs du barrage avec renforcement pour  $0,25b \leq Li \leq 0,25B$  ( $F_s = 1,38$ )

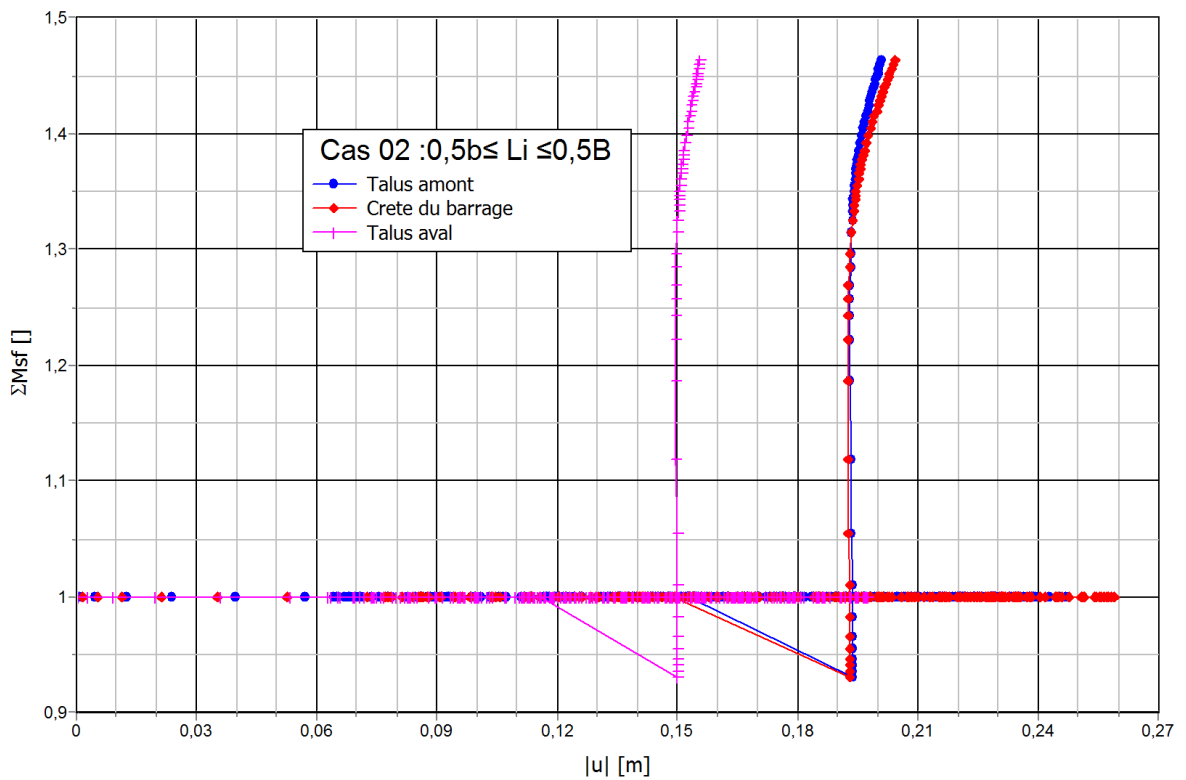


Figure III. 41 Calcul de Fs du barrage avec renforcement pour  $0,5b \leq Li \leq 0,5B$  ( $F_s = 1,46$ )

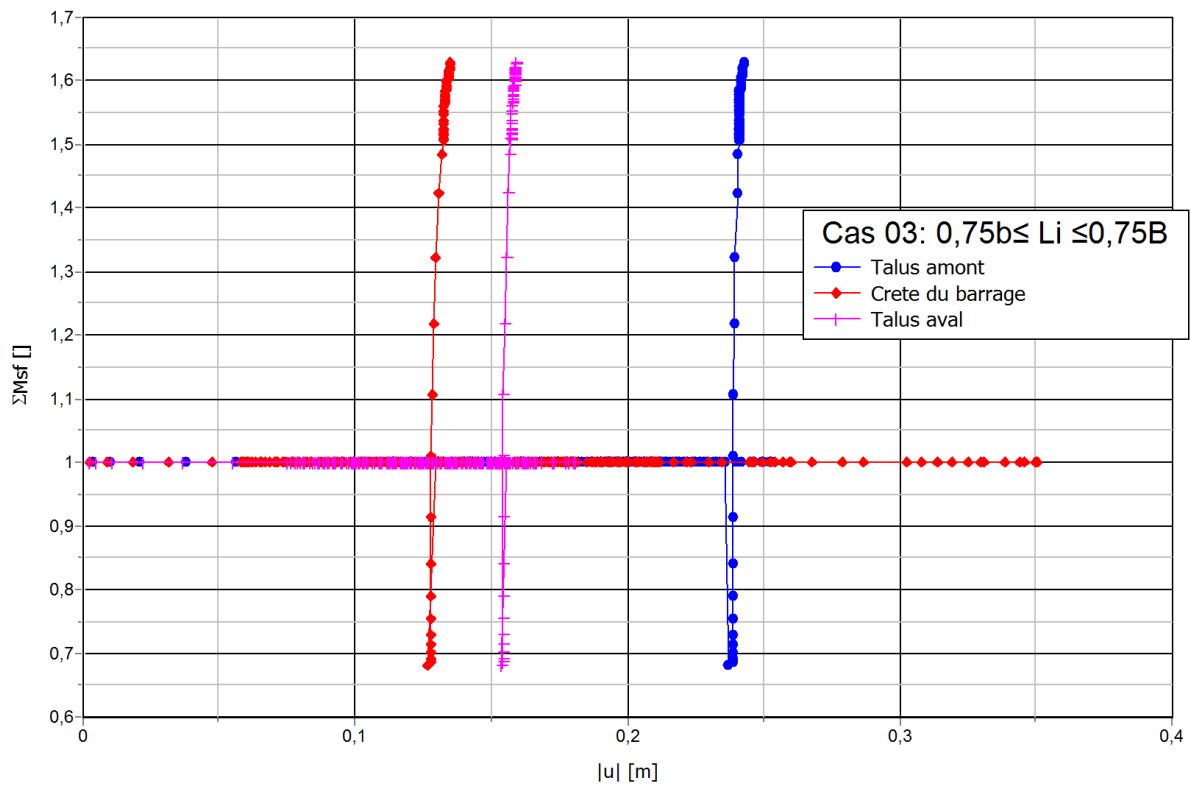


Figure III. 42 Calcul de Fs du barrage avec renforcement pour  $0,75b \leq Li \leq 0,75B$  ( $F_s = 1,63$ )

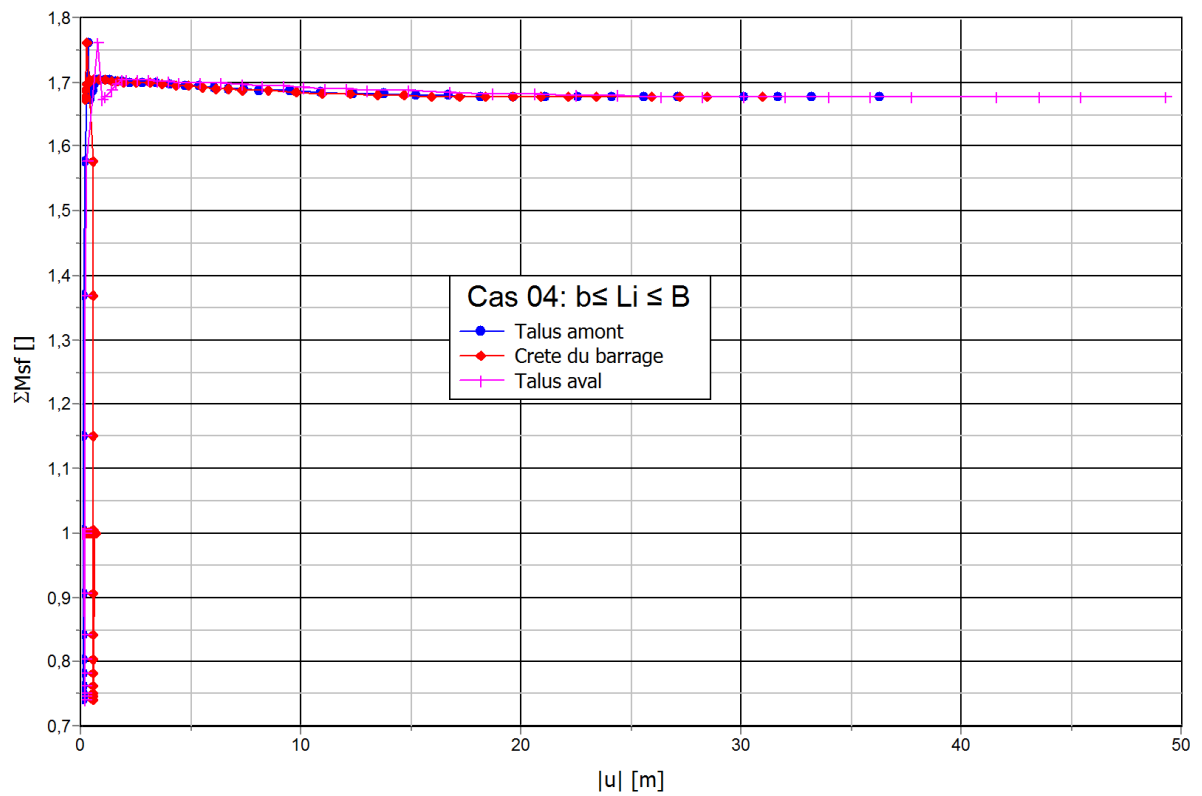


Figure III. 43 Calcul de Fs du barrage avec renforcement pour  $b \leq Li \leq B$  ( $F_s = 1,68$ )

### **III.5 Conclusion**

- Les géogrids disposent de moyens de renforcement très efficaces pour améliorer le comportement des barrages en terre.
- La longueur des couches a une influence très importante sur le comportement et le coefficient de sécurité du barrage en terre notamment pendant la vidange rapide du réservoir du barrage et surtout sous sollicitations sismiques.
- La longueur des couches de géogrid est en proportion directe avec la valeur du facteur de sécurité, c'est-à-dire qu'il existe une relation proportionnelle entre la valeur des longueurs des couches de géogrid et la valeur du facteur de sécurité.
- Le renforcement n'a pas d'effet lorsque les longueurs des couches de géogrid dans la masse glissante.
- L'utilisation des géogrid diminue légèrement les déplacements et augmente fortement les valeurs de coefficients de sécurité pour les différents cas de renforcement étudiés.

# **Chapitre IV**

## **Comportement dynamique d'un barrage en terre renforcé par fibre de caoutchouc**

## IV.1. Introduction

Comme on a vu dans le deuxième chapitre, parmi les techniques utilisées pour améliorer les caractéristiques géotechniques d'un sol est la technique de renforcement de sol par les fibres synthétiques.

Le mélange aléatoire de fibres avec le sol est également considéré comme une méthode efficace de renforcement du sol.

Dans ce chapitre on va étudier le comportement d'un petit barrage en terre homogène renforcé par fibres de caoutchouc sous sollicitations sismiques et ce va se passer par deux phases.

La première phase est un travail en laboratoire (expérimental), où nous ajouterons des pourcentages différents de fibres de caoutchouc aux échantillons du sol utilisé pour la réalisation du corps du petit barrage d'AIN ARNAT.

A cet effet des échantillons de mélange (fibres de caoutchouc + sol) ont été préparées au niveau de laboratoire afin de trouver le pourcentage de fibres qui améliore les valeurs de la cohésion  $c$  et de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ).

La deuxième étape est un travail de simulation à l'aide du programme Plaxis 3D, pour analyser le comportement du barrage sous sollicitations sismique, en prenant en compte les valeurs initiales des deux paramètres ( $\phi$ ,  $c$ ), puis en utilisant les nouvelles valeurs de ces paramètres, que nous avons obtenu après avoir ajouté le pourcentage approprié de fibres de caoutchouc.

## IV.2. Présentation générale et situation géographique

### IV.2. 1. Situation géographique du barrage

Le petit barrage en terre homogène d'AIN ARNAT est situé à 15 km de la ville de Sétif au nord de l'Algérie.

Le barrage est un barrage de type remblai homogène, sur le prolongement d'un affluent, secondaire de l'oued BOUSELLAM au niveau de la commune d'AIN ARNAT dans la wilaya de Sétif. Il est construit à la fin d'année 1998, d'une hauteur de 12 m et d'une capacité de stockage d'environ de 220000 m<sup>3</sup>.

Le site est délimité par les coordonnées UTM fuseau 31 suivante (figure IV.1 et IV.2):

$$X = 705862.31 \text{ m E}$$

$$Y = 4003768.13 \text{ m N}$$

$$Z = 953 \text{ m NGA}$$



**Figure IV. 1** Vue arienne du site du barrage.(Image satellitaire par Google Earth)



**Figure IV. 2** Vue direct du site du barrage

#### IV.2.2 Caractéristique hydrologique

Les paramètres hydrologiques du site du barrage (bassin versant) sont présentés dans le tableau IV.1

Tableau IV. 1 Caractéristiques hydrologiques du site du barrage. [66]

Destination de la retenue	Irrigation
Surface du bassin versant (Km <sup>2</sup> )	35,9
Périmètre du bassin versant (Km)	28,56
Temps de concentration (Heur)	2,18
Pluie moyenne annuelle (mm)	410
Apport moyen annuel (Hm <sup>3</sup> )	7,2
Volume mort (m <sup>3</sup> )	17300
Volume total (m <sup>3</sup> )	365000
Volume régularisé (m <sup>3</sup> )	1200000
Surface du plan d'eau (ha)	41,2
Surface à irriguée (ha)	415

#### IV.2.3 Caractéristiques géométrique et géotechnique de l'ouvrage :

Le barrage D'AIN ARENAT est une digue en terre homogène reposant sur une fondation imperméable, la figure IV.3 présente la coupe type en travers de la digue, ainsi que les différents organes constituant le corps du barrage. [1]

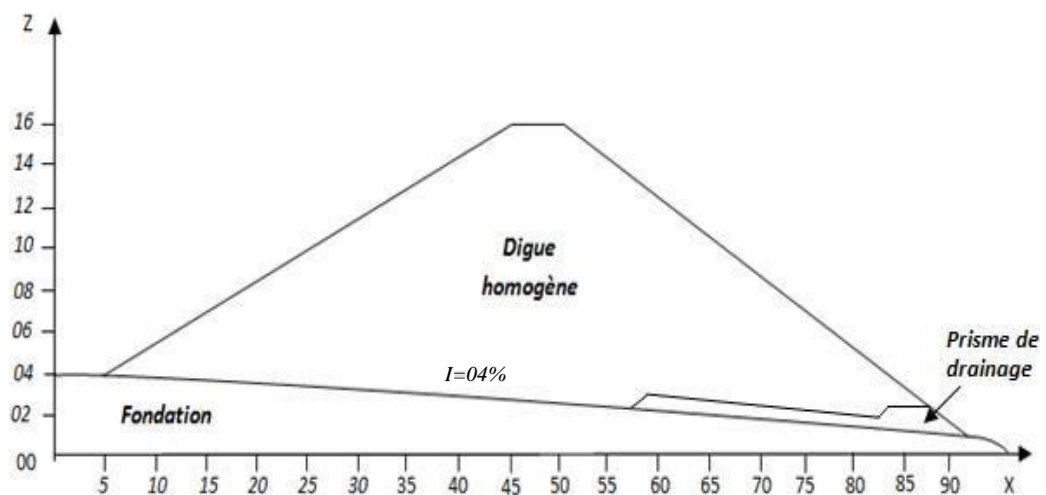


Figure IV. 3 Coupe type en travers de la digue

Le tableau IV.2 présente les caractéristiques géométriques du corps du barrage d'AIN ARENAT ainsi que les différents niveaux d'eau dans la cuvette.

**Tableau IV. 2** Caractéristiques géométrique du corps du barrage. [1]

Hauteur de la digue (m)	12
Longueur en crête (m)	306,41
Largeur en crête (m)	6,5
Pente talus amont	3H/1V
Pente talus aval	3H/1V
Cote lit d'oued (m)	950
Cote du niveau normal de la retenue NNR (m)	962
Cote du niveau des plus hautes eaux NPHE (m)	963,5
Cote en crête de la retenue (m)	964,5

Les caractéristiques géotechniques de la fondation et de différents organes constituant le corps du barrage sont présentés dans le tableau IV.3

**Tableau IV. 3** Caractéristiques géotechniques du corps du barrage.[1]

Désignation du sol	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	E (KN/m <sup>2</sup> )
Corps du barrage	21	60	12,8	1500
Drain	20	00	38	30000
Fondations	21	70	35	50000

### IV.3. Travaux de laboratoire

L'amélioration du comportement du sol nécessite l'amélioration de ses propriétés mécaniques, telles que la cohésion © et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ).

Dans cette partie, nous réaliserons plusieurs essais expérimentaux où nous ajouterons différents pourcentages de fibres de caoutchouc aux échantillons de sol utilisés pour construire le corps du petit barrage d'AIN ARNAT (ramenées de la zone d'emprunte) afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques de ce sol et par conséquent le comportement du barrage sous sollicitations dynamiques.

#### IV.3.1 Fibre de caoutchouc utilisés

Les fibres de caoutchouc utilisés dans ces essais sont fournies par SAEL, une entreprise basée à Alger. Cette société exploite une division dédiée au recyclage des déchets de caoutchouc générés à différentes étapes de leur processus de fabrication, notamment les joints, les semelles de chaussures, les tuyaux, les supports et autres produits connexes. La figure IV.4 représente un

échantillon des fibres acquises avec les caractéristiques visuelles des fibres observées au microscope. Les fibres de caoutchouc utilisées ont une densité de l'ordre de  $0,91 \text{ g/cm}^3$ .



**Figure IV. 4** Fibres de caoutchouc utilisés.

Les caractéristiques des fibres utilisées sont présentées dans le tableau IV.4.

**Tableau IV. 4** Caractéristiques des fibres de caoutchouc

Paramètres	Unité	Valeur moyenne
Diamètre	mm	01
Longueur	mm	02-18
Densité	$\text{g/cm}^2$	0,91

#### IV.3.2 Les propriétés caractéristiques du sol avant et après renforcement par les fibres

La figures V.5 présente les échantillons (mélange de sol avec les fibres) préparés pour les essais de cisaillement.



**Figure IV. 5** Préparation de mélange (fibres + sol)

Le tableau IV.5 montre les valeurs de cohésion et de l'angles de frottement du sol en terme de pourcentages de fibres de caoutchouc ajoutées aux échantillons sur lesquels les essais ont été faites.

**Tableau IV. 5** La cohésion et l'angle de frottement interne en fonction de pourcentage de fibres ajoutés.

Pourcentage de fibres (%)	00	01	02
Cohésion $c$ (KN/m <sup>2</sup> )	60	64,59	<b>67,31</b>
L'angle de frottement $\phi$ (°)	12,8	13,1	<b>13,2</b>

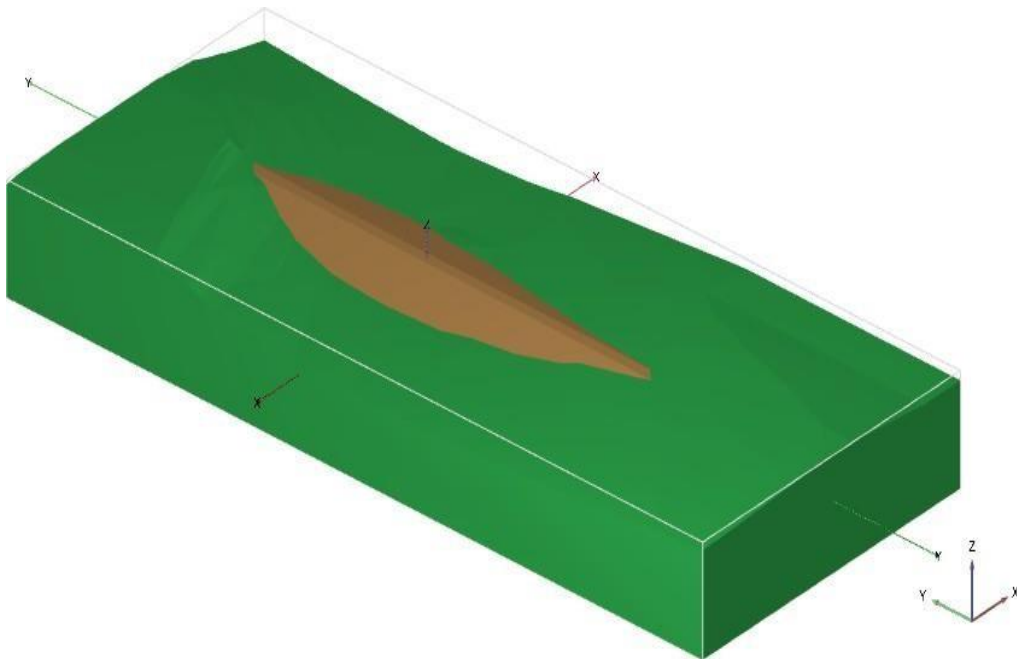
**N.B:** Dans notre cas, nous baserons notre calcul sur la valeur de  $c$  et  $\phi$  présentés en gras dans le tableau ci-dessus

#### IV.4. Analyse de la stabilité du barrage

##### IV.4.1 Le code Plaxis 3D

###### a. La géométrie

Figure IV.6 montre que la rive gauche des fondations présente une forte pente.



**Figure IV. 6** Géométrie du barrage et ses appuis en 3D.

###### b. Maillage

Avant d'effectuer les calculs, des emplacements spécifiques sur le modèle numérique sont choisis comme indicateurs pour générer diverses courbes de comparaison. Le modèle numérique affiche des points présélectionnés et sont illustrés dans la figure IV.7.

- Nœud A: Talus amont.
- Nœud B : Crête du barrage.
- Nœud C: Talus aval.
- Nœud D: Rive gauche de la crête.
- Nœud E: Rive droite de la crête.

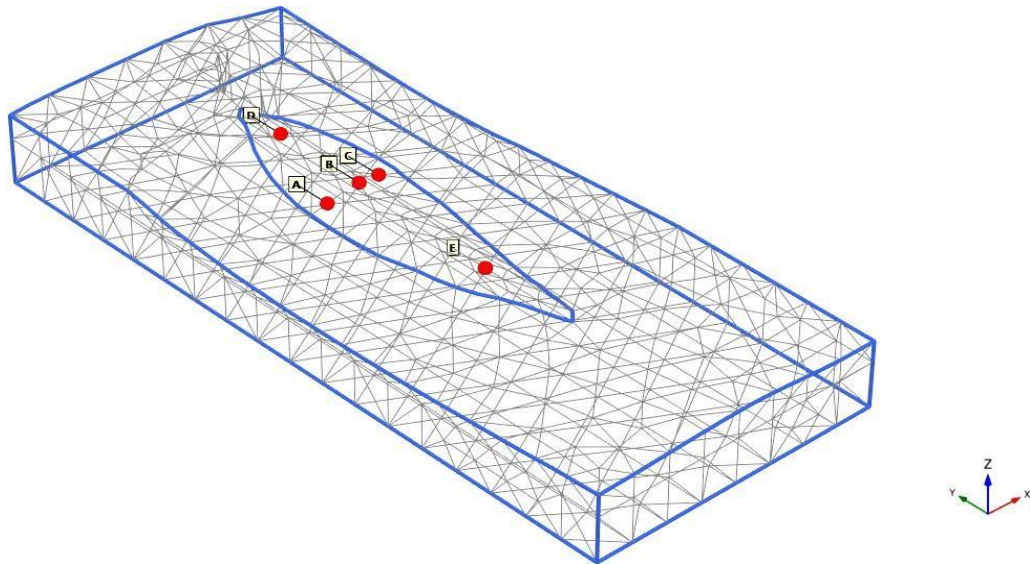


Figure IV. 7 Nœuds choisis pour l'analyse dynamique

### c. Phases de calcul

La première phase de calcul comprend l'analyse le comportement du barrage sous sollicitations sismiques en utilisant les valeurs initiales des paramètres ( $c$ ,  $\varphi$ ) du sol constituant la digue (avant le renforcement par fibres de caoutchouc).

La deuxième phase comprend l'analyse le comportement du barrage sous sollicitations sismiques en utilisant les valeurs améliorées des paramètres ( $c$ ,  $\varphi$ ) du sol constituant la digue (après le renforcement par fibre de caoutchouc).

Les caractéristiques de séisme utilisé sont présentées dans la figure IV.8.

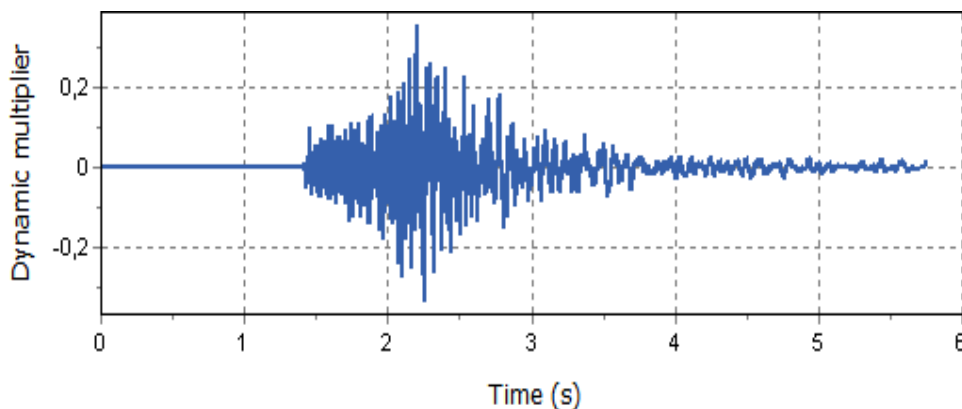


Figure IV. 8 Séisme adopté lors de la simulation dynamique. [66]

### IV.4.3 Résultats de la simulation numérique

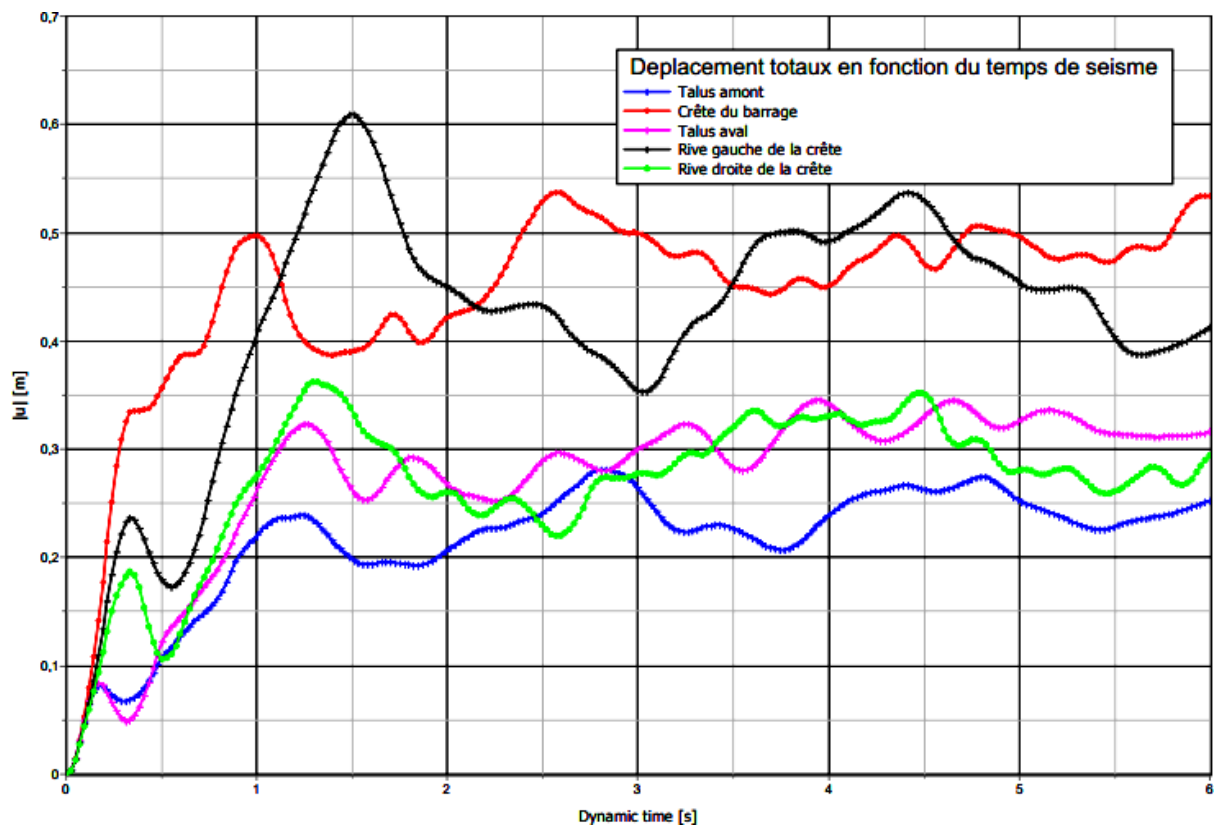
#### IV.4.3.1 Résultats de calcul de la stabilité dynamique du barrage (sans renforcement)

- *Déplacements totaux*

Dans cette phase de simulation, le modèle a été soumis à une force de séisme caractérisé par une durée de 12 secondes et une accélération maximale de l'ordre de 0.35g.

Les résultats obtenus à la fin de cette simulation montrent que la valeur maximale du déplacement total a été observé au niveau de la rive gauche de la crête du barrage  $U_{Total\ max} = 0,61\ m$ , ce qui équivaut à 5,08 % de la hauteur totale du barrage.

La valeur minimale du déplacement total est atteinte au niveau du talus amont du barrage  $U_{Total\ min} = 0,28\ m$ , ce qui équivaut à 2,33 % de la hauteur totale du barrage (figure IV.9).



**Figure IV. 9** Déplacements totaux du barrage sans renforcement

La figure IV.10 montre que la valeur maximale de déplacement horizontale de l'ordre de 0,42 m vers le sens X est observée toujours au niveau de la rive gauche de la crête du barrage, ce qui correspond à 3,5% de la hauteur totale du barrage d'une part et de 68,85% de la valeur maximale de déplacements totaux d'autre part.

En plus le déplacement minimal est observé au niveau de la partie centrale de la crête

du barrage avec une valeur de 0,16m, ce qui correspond 1,33% de la hauteur totale du barrage et 57,14% de la valeur minimale de déplacements totaux.

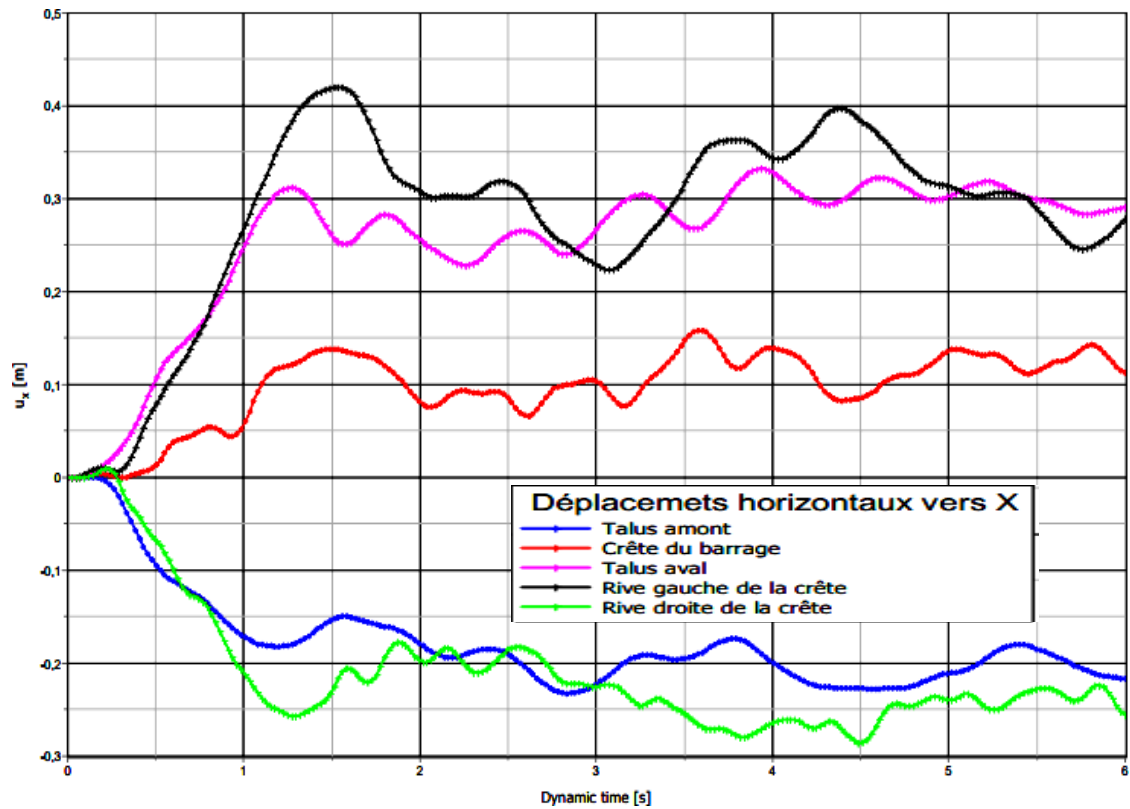


Figure IV. 10 Déplacement horizontal vers X ( $U_x$ )

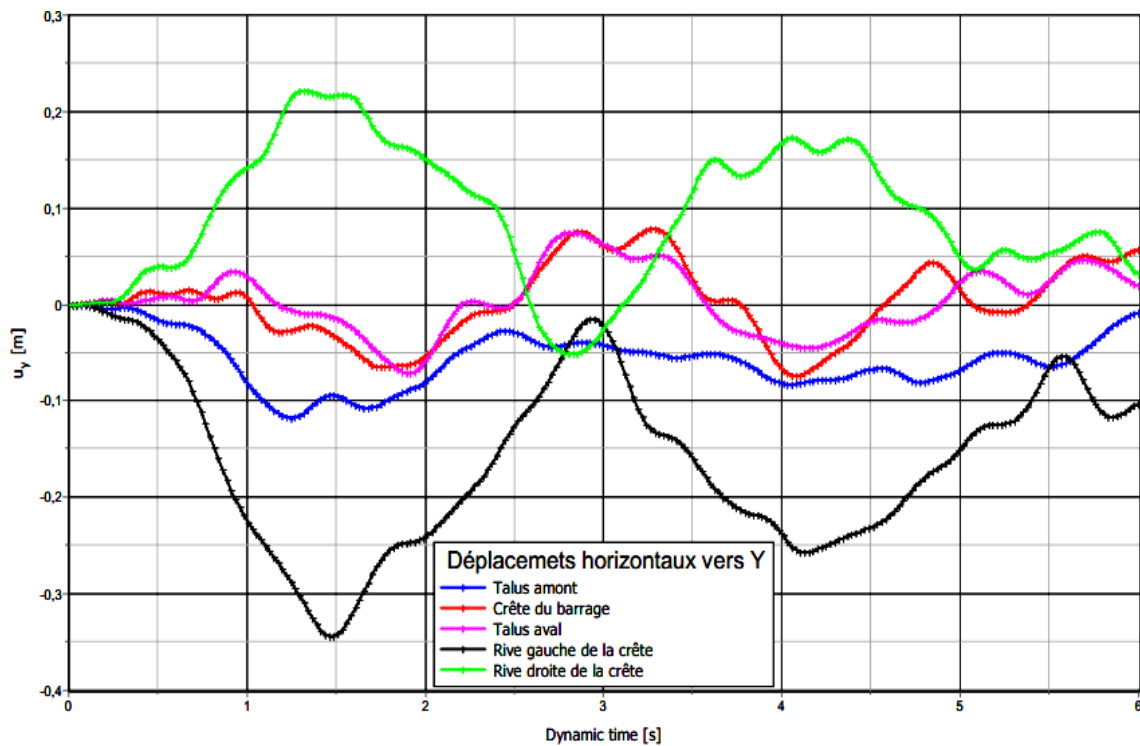
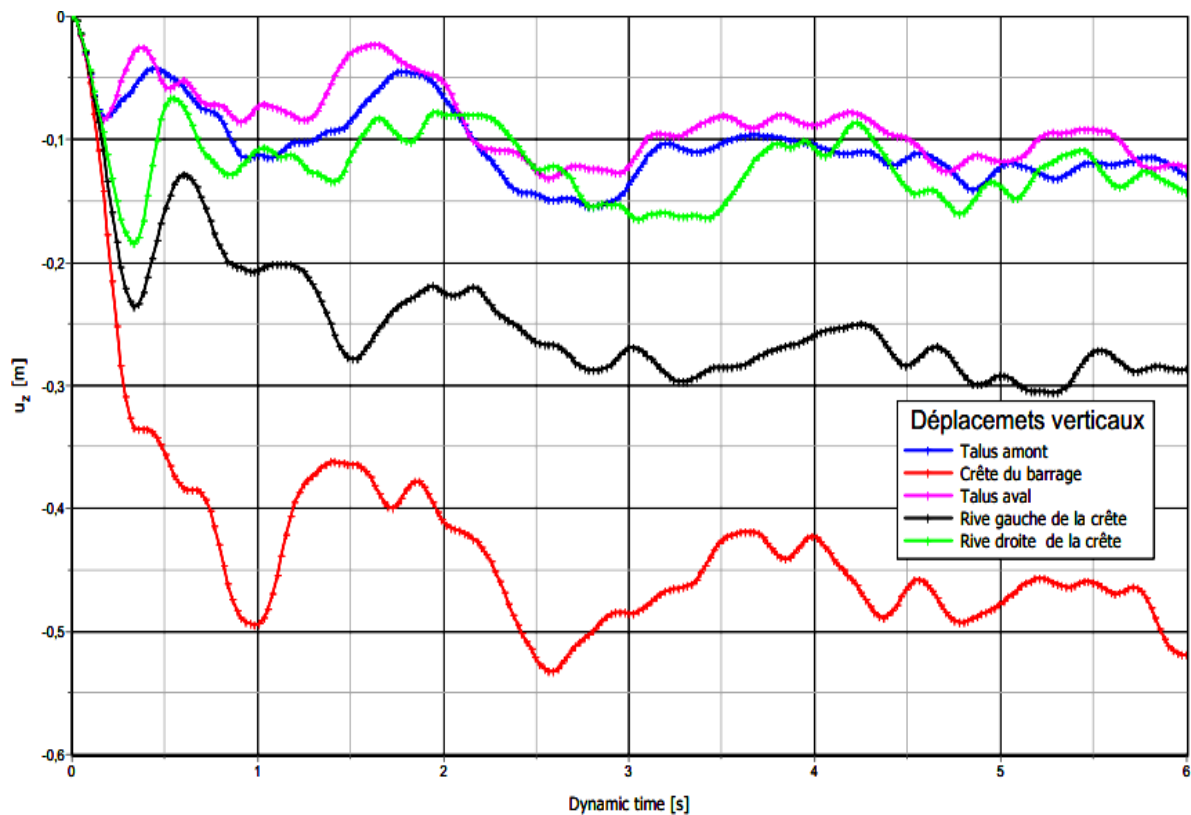


Figure IV. 11 Déplacement horizontal vers Y ( $U_y$ )

La figure IV.11 montre que la valeur maximale de déplacement horizontal vers le sens Y est observée toujours au niveau de la rive gauche de la crête du barrage d'un ordre de 0,35m, ce qui correspond de 0,625 % de la hauteur totale du barrage d'une part et de 13,3 % de la valeur maximale de déplacements totaux d'autre part.

En plus le déplacement minimal est observé au niveau du talus aval de la digue avec une valeur de 0,075m, ce qui correspond 1,33% de la hauteur totale du barrage et 57,14% de la valeur minimale de déplacements totaux.

Il est constaté aussi que le sens de déplacement maximal dans ce cas est à l'inverse du sens positif de notre repère géométrique choisi lors de la simulation.



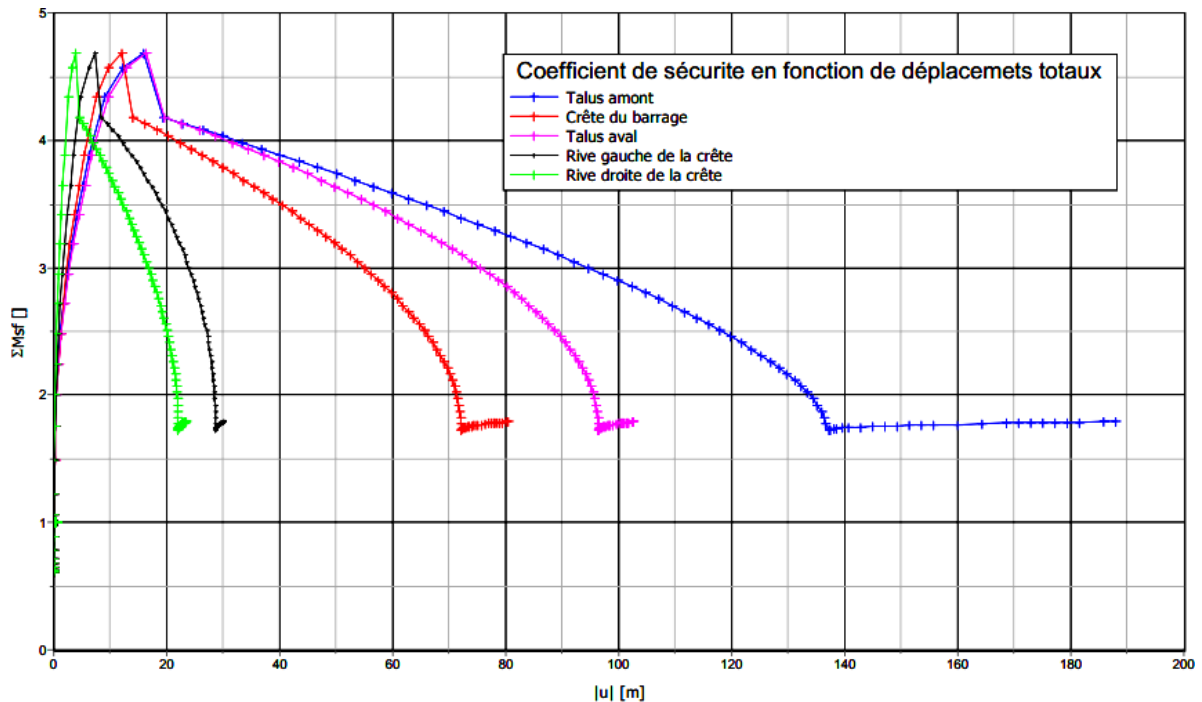
**Figure IV. 12** Déplacement verticaux (Uz)

Les résultats de calcul des déplacements verticaux sont présentés dans la figure IV.12, Il est apparu clairement que tous les déplacements ont un sens négatif (contrairement au sens de repère géométrique de Z choisi lors de simulation ) c'est à dire tous les déplacements constatés sont sous formes des tassements avec une valeur maximale enregistré au niveau de la partie centrale de la crête du barrage de l'ordre de 0.53 m, cette valeur présente 86,86% de la valeur maximale de déplacement total et de 4,42% de la hauteur totale du barrage.

En fin le déplacement minimal dans ce cas à été enregistré au niveau du talus aval de la digue avec une valeur égale à 0,13m, qui présente 61,9% de la valeur minimale de déplacement total et de 1,08% de la hauteur totale du barrage.

- *Coefficient de sécurité*

Les résultats de calcul des coefficients de sécurité du barrage en fonction de déplacements totaux pour les différents nœuds sélectionnés sont présentés dans la figure IV.13



**Figure IV. 13** Calcul de coefficient de sécurité en fonction des déplacements totaux

La valeur de coefficient de sécurité reste constante pour tous les nœuds sélectionnés avec une valeur estimée de 1,7.

#### IV.4.3.2 Résultats de calcul de la stabilité dynamique du barrage renforcé par fibres

- *Déplacements totaux*

Dans cette partie, le modèle est simulé avec les nouvelles valeurs de la cohésion ( $c$ ) et l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) qui ont été obtenues lors des essais en laboratoire menés sur le sol constituant le corps du barrage d'AINT ARENAT après l'avoir renforcé par fibres de caoutchouc.

La figure IV.14 montre que la zone de déplacement total maximal dans ce cas est localisée sur la rive gauche de la crête du barrage et estimée de 0,515 m avec une diminution de 15,57% par rapport au cas où le barrage n'est pas renforcé.

En plus la valeur minimale de déplacement total dans ce cas ( $u=0.21m$ ) est diminuée de 25% par rapport au cas où le barrage n'est pas renforcé, ce déplacement est observé au niveau du talus amont du la digue.

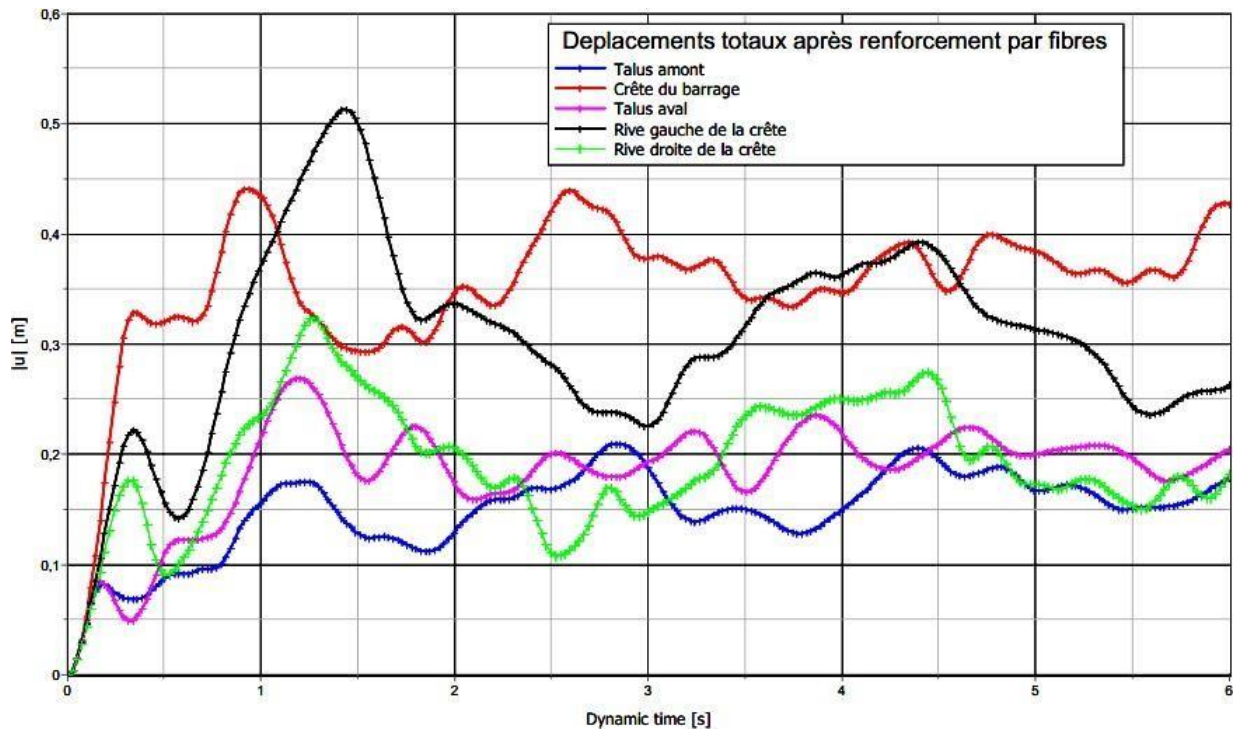


Figure IV. 14 Déplacements totaux du barrage après renforcement

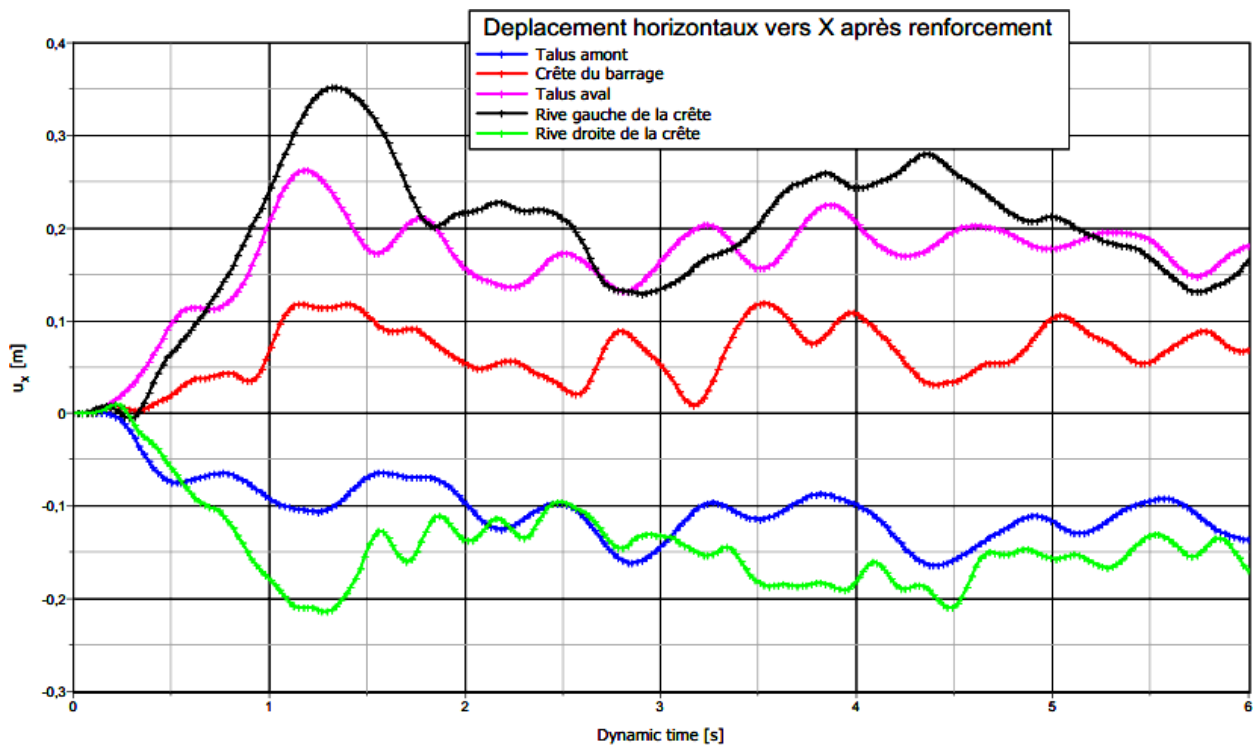
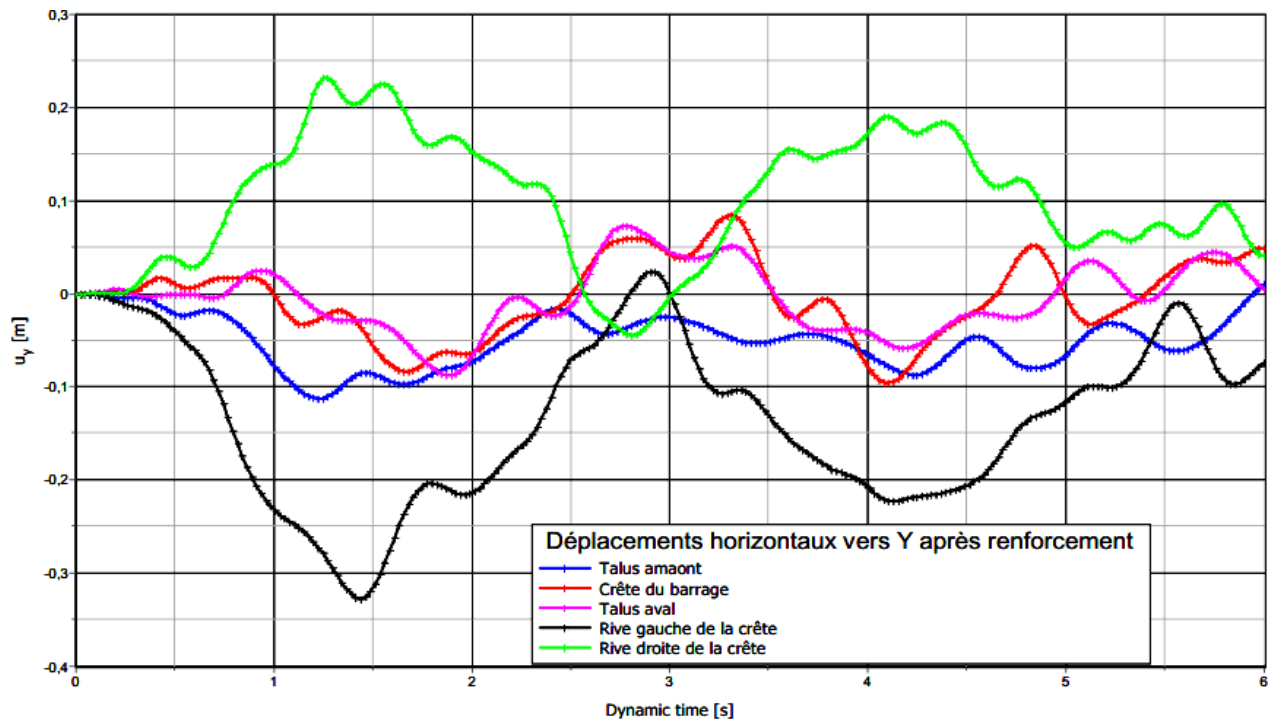


Figure IV. 15 Déplacements horizontal ( $U_x$ ) après renforcement



**Figure IV. 16** Déplacements horizontal ( $U_y$ ) après renforcement

Les figures IV.15 et IV.16 présentent les déplacements horizontaux en fonction du temps dynamique de séisme aux deux sens X et Y respectivement.

Les résultats obtenus montrent la zone de déplacement horizontal maximal vers le sens X est située au niveau de la rive gauche de la crête d'une valeur de 0,35m, avec une diminution de 16,67% par rapport au cas où le barrage sans renforcement.

En plus la zone de déplacement horizontal maximal vers le sens Y est située toujours au niveau de la rive gauche de la crête d'une valeur de 0,325m, avec une diminution de 7,14% par rapport au cas où le barrage sans renforcement.

La figure IV.17 présente les résultats de calcul des déplacements verticaux en fonction du temps de séisme, Il est constaté clairement que les déplacements ont toujours un sens négatif (contrairement au sens de repère géométrique de Z choisi lors de simulation) c'est à dire tous les déplacements sont sous formes des tassements.

La zone de déplacement maximal dans ce cas est localisée au niveau de la partie centrale de la crête du barrage avec une valeur l'ordre de 0,44 m, avec une diminution de 16,98% par rapport au cas du barrage sans renforcement.

Cette valeur correspond à 85,43% de la valeur maximale de déplacement total du barrage avec renforcement par fibres de caoutchouc.

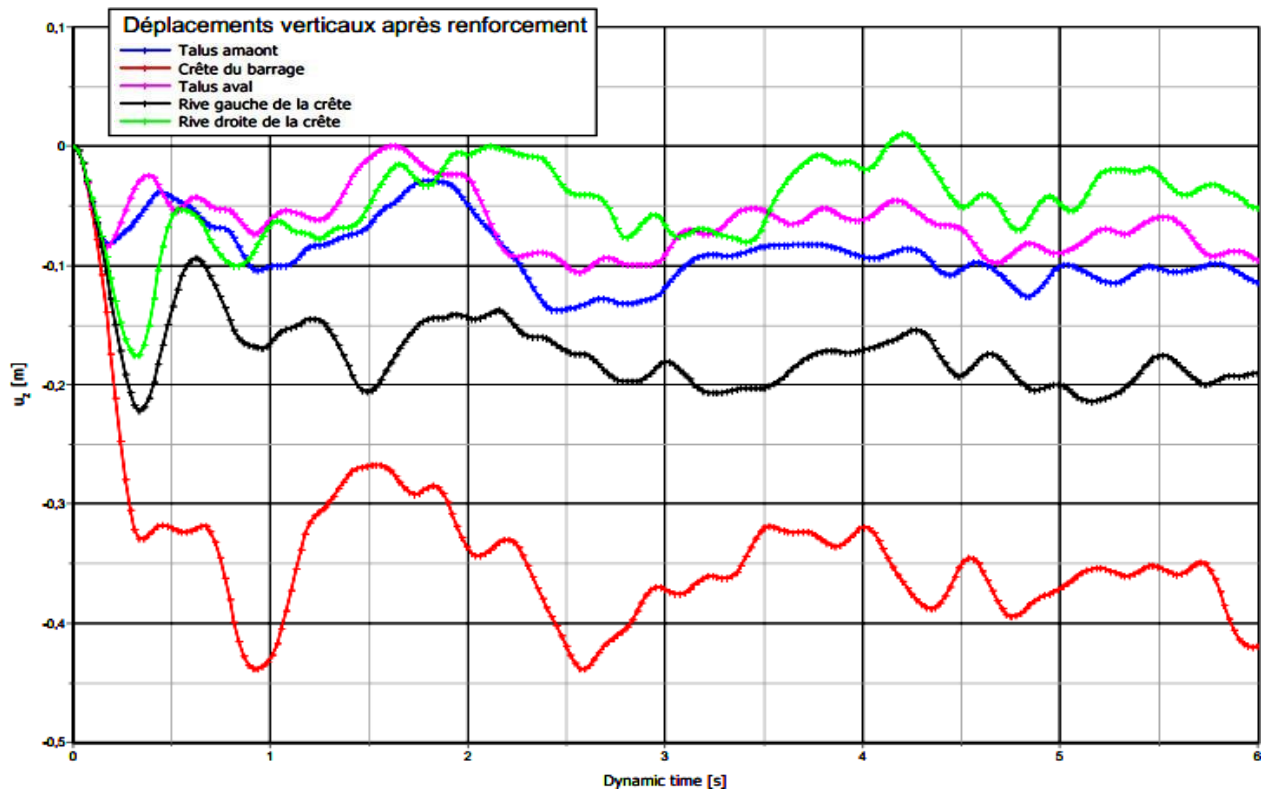


Figure IV. 17 Déplacements horizontal ( $U_z$ ) après renforcement

- *Coefficient de sécurité*

Les résultats de calcul des coefficients de sécurité en fonction de déplacements totaux du barrage renforcé par fibres pour les différents points dans les figures sélectionnés sont présentés dans la figure IV.18.

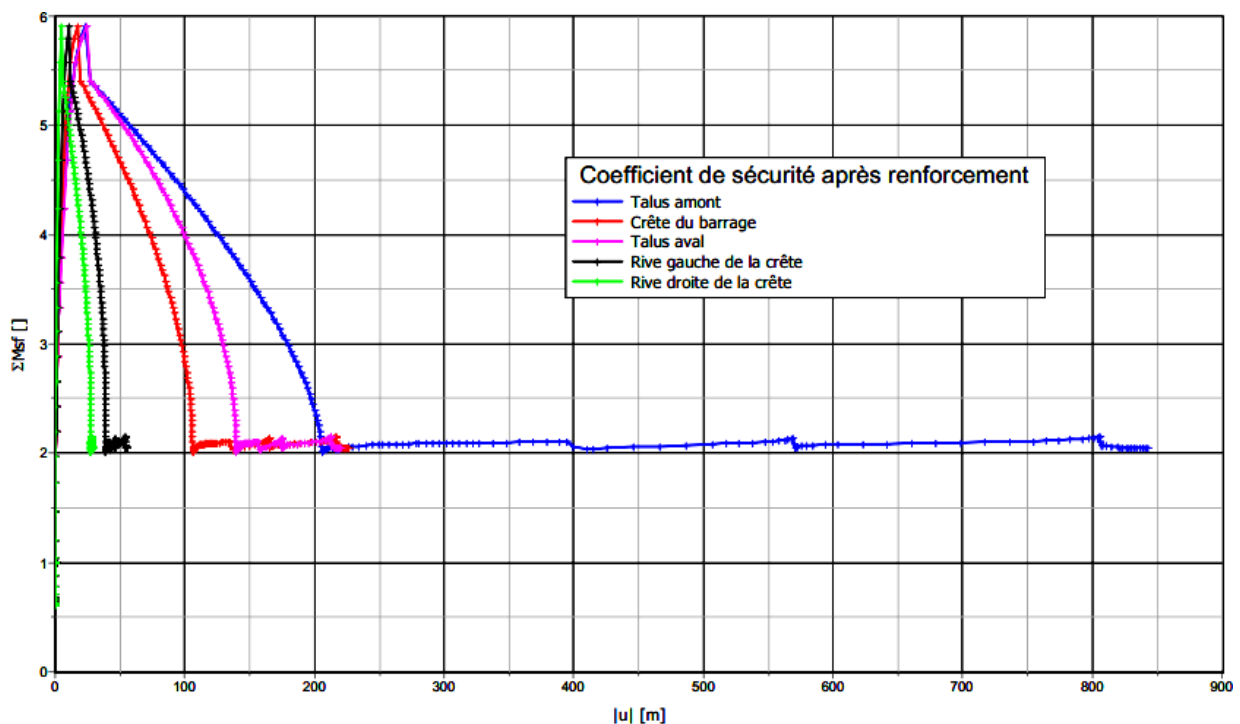


Figure IV. 18 Calcul de coefficient de sécurité en fonction des déplacements totaux

A la fin de simulation la valeur de coefficient de sécurité de l'ensemble de l'ouvrage dans ce cas est estimée de 2,00 c'est à dire une augmentation de 17,65% par rapport à la valeur de coefficient de sécurité calculé dans le cas du barrage sans renforcement.

#### **IV.5 Conclusion**

A la lumière des résultats de simulation obtenus dans ce chapitre on peut conclure que :

- La technologie de renforcement des sols avec des fibres de caoutchouc s'avère particulièrement efficace, notamment pour les sols utilisés dans la construction de barrages, surtout lorsque les propriétés géotechniques (telles que  $c$  et  $\phi$ ) de ces sols sont défavorables.
- L'utilisation du sol renforcé par fibre de caoutchouc pour la construction des barrages en terre homogène améliore le comportement et la stabilité du barrage dans le cas dynamique.
- Le renforcement par fibres de caoutchouc minimise les déplacements totaux d'une part et augment la valeur de coefficient de sécurité du barrage d'une autre part.

## **CONCLUSION GÉNÉRALE**

Les barrages sont des projets d'infrastructure qui constituent une menace importante à la fois pour l'humanité et pour l'environnement. Ce risque est défini par deux facteurs principaux. Premièrement, cela implique le potentiel de conséquences catastrophiques en termes de perte de vies humaines, de dégâts matériels et de dommages environnementaux résultant d'une rupture de barrage. Deuxièmement, la survenance d'une telle perturbation est très improbable en raison des progrès technologiques intégrés aux récentes constructions de barrages.

A cet effet, nous avons concentré notre travail sur les nouvelles techniques utilisées pour l'amélioration de comportement du sol constituant les barrages en terre tels que l'ajout de fibre de caoutchouc d'une part et d'autre part le renforcement par les géosynthétiques " géogrilles".

En plus, des analyses ont été effectués afin d'évaluer l'effet de variation des longueurs des couches en géogrille, intégrées au corps du petit barrage en terre de MACHARAA sur le comportement de ce dernier d'une part, et d'autre part l'influence de l'ajout de fibres de caoutchouc sur les propriétés mécaniques du sol constituant le corps du barrage d'AIN ARNAT et par conséquent sur le comportement de cet ouvrage soumis aux sollicitations sismiques.

L'utilisation de logiciel PLAXIS 3D, a permis de simuler le comportement de deux barrages en termes de déformation (déplacements) et de stabilité (coefficient de sécurité), les résultats obtenus montrent que les techniques utilisées ont un impact significatif sur l'amélioration et l'amélioration de comportement des barrages en terre aux les différents cas étudiés.

Enfin, la simulation numérique continue d'être une approche fiable et efficace pour évaluer la réponse des barrages en terre dans diverses conditions de chargement. Ces résultats peuvent aider les ingénieurs à prendre des décisions éclairées sur la conception et la construction de barrages en terre. À l'avenir, la recherche pourrait explorer d'autres procédures de renforcement pour ces types de structures afin d'améliorer leur réponse à des circonstances de chargement plus complexes.

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- [1] Patrick le Delliou. "Les barrages : Conception et maintenance", vaulx-en-velin/Lyon, ENTPE / PUL, 2008 ,270 p. ( ISBN 978-2-7297-0807-8), p 45.
- [2] Durand jean- Maurice, Royet Paul et Mériaux Patrice. "Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale", 1999, Cemagref edition, ( ISBN 2-85362-511-7), P 63-64.
- [3] Durand jean- Maurice, Royet Paul et Mériaux Patrice., "Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale", 1999, Cemagref edition. ( ISBN 2-85362-511-7), P 70.
- [4] Carrère Alain., " Barrages, Technique de l'Ingénieur", 1996.
- [5] Patrick Le Delliou, "Les barrages : Conception et maintenance", Vaulx-en-Velin/Lyon, éditions PUL, 2008. (ISBN 978-2-7297-0807-8), pp 95-96
- [6]. Degoute. G (1997). "Petits barrages". Edition, CEMAGREF – Engref p 66.
- [7] CFBR (2012). Technologie des barrages. Comité français des barrages et réservoirs Cedex, Paris.
- [8] Brousek. N (1973). "La protection des parements des barrages en terre et en enrochement", XIème ICOLD, Madrid, Q.42, R.23, pp 396-404.
- [9] CIGB (2010). "Barrages en enrochement avec masque amont en béton : concepts utiles à leur conception et à leur construction", Bulletin n°141, ICOLD, Paris.
- [10] Daniel. H (1984). "L'eau et le sol", Edition Cabay , p 288.
- [11] Degoute. G (1997). "Recommandations pour la Conception, la réalisation et le Suivi des petits barrages". Édition CEMAGREF -Engref, P 175.
- [12] Degoute. G (1997). "Petits barrages". Edition, CEMAGREF – Engref p 184.
- [13] Djemili. L (2006). "Critères de choix de projet des barrages en terre : étanchéité par le masque en béton bitumineux",Thèse de Doctorat, Université de Batna, Algérie.
- [14] P. Agresti, S. Aigouy et autres , "revue française de géotechnique", N° 136,3<sup>ème</sup> trimestre 2011
- [15] Jansen R.A. (1980 ). "Dams and public safety", Water and Power Resources Service, U.S. Department of the Interior, Washington (USA).
- [16] GIKAS V., SAKELLARIOU M. (2008). "Horizontal deflection analysis of a large earthen dam by means of geodetic and geotechnical methods", 13th FIG Symposium on Deformation Measurement and Analysis, LISBON.
- [17] CIGB. (2000). "Apports combinés de l'auscultation et la modélisation pour l'analyse et la compréhension du comportement des barrages"- "Combined use of monitoring and modelling for the dams behaviour analysis", Vingtième congrès des grands barrages, Beijing.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

---

- [18] BORTKEVICH S., KRASIL'NIKOV M. (1973). "Investigation of the stress state in the clay core of an earth dam".
- [19] LACHOINETTE D., BONELLI S. (2008). "Modélisation de l'érosion par renard hydraulique : du laboratoire à l'ouvrage", XXVI rencontres universitaires de Génie Civil, Nancy, France.
- [20] AIT ALAIWA N., SAIYOURI N., HICHER P. (2008). "Etude du colmatage lié au processus d'érosion interne", Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur Insertion des grands ouvrages dans leur environnement, Nantes, 18-20 juin 2008.
- [21] SCHLEISS A.J., POUGATSCH. H. (2011). "Les barrages : du projet à la mise en service", Traité de Génie civil de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, publié sous la direction de René Walther et Manfred A Hirt, 17, p 703.
- [22] YAKHLEF F., JABBOURI A., KHAMLICH A., BEZZAZI M., DUBUJET P., PARRONVERA M., RUBIOCINTAS M.D., OLEGARO C.L. (2009). "Modélisation de l'érosion interne et de l'initiation du renard hydraulique dans un barrage", 19ème Congrès Français de Mécanique, Marseille.
- [23] ICOLD. (2009). Bulletin 138, "La surveillance : élément de base d'un processus Sécurité des barrages, Surveillance"- "basic elements in a Dam safety process", Paris.
- [24] DESUROSNE I., OANCÉA V., OBERLIN G., TOMA A., HUBERT P. (1993). "Analyse comparative, PMPPMF en estimation des crues rares et extrêmes", Vol 8(2), p 93-102.
- [25] ROUISSAT B. (2002). "Analyse décisionnelle appliquée à la sécurité des grands barrages : Cas de la submersion", mémoire de Magister, Université Aboubekr Belkaid Tlemcen (Algérie).
- [26] Rupture des barrages, Document d'information, ministère de l'Écologie et du développement durable, Décembre 2004, France.
- [27] Vieillessement et réhabilitation des petits barrages en terre - Danielle Lautrin - Cemagref
- [28] Durand Jean- Maurice, Royet Paul et Mériaux Patrice, Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, 1999, Cemagref édition. ( ISBN 2-85362-511-7), p 157.
- [29] COMETE FRANÇAIS DES BARRAGES CFBR, Petits Barrages : Recommandations Pour La Conception La Réalisation et Le Suivi. (Edition CEMAGREF 2002).
- [30] Patrick Le Delliou, Les barrages : Conception et maintenance, Vaulx-en-Velin/Lyon, éditions/ PUL, 2008, 270 p. (ISBN 978-2-7297-0807-8), pp 83.
- [31] Prof. S. W. Thakare , Ms. R. B. Wath, (2014), "Performance of Geotextile Reinforced Slopes of Earthen Dam", International Journal of Engineering Science Invention, 3(7), P 18-22.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

---

- [32] Mehmet Fatih YAZICI et Siddika Nilay KESKİN. 2021), "A Review on Soil Reinforcement Technology by Using Natural and Synthetic Fibers", Journal of Science and Technology, 14(2), p 631-663.
- [33] NF EN ISO 10318 (mai 2006 – indice de classement : G38-109) : Géosynthétiques – Termes et définitions.
- [34] Terzaghi, K., et Lacroix, Y. (1964). « Mission dam: a dam of earth and rockfull on a highly compressible foundation» Géotechnique, Londres, 14(1), 13–50
- [35] Le moniteur, le Comité français des géosynthétiques (CFG), 10 avril 2015.
- [36] Stéphane Lambert. Les géotextiles : fonctions, caractéristiques et dimensionnement. Ingénieries eau agriculture-territoires, 2000, 22, p. 17 - p. 25.
- [37] Comité français des géosynthétiques, Recommandations générales pour l'utilisation des géosynthétiques dans les centres de stockage de déchets, Fascicule 11, 1995.
- [38] NF EN 13251 (septembre 2001 – indice de classement : G38-183) : Géotextiles et produits apparentés – Caractéristiques requises pour l'utilisation dans les travaux de terrassement, fondations et structures de soutènement.
- [39] ISO TR 20432 (décembre 2007) : Lignes directrices pour la détermination de la résistance à long terme des géosynthétiques pour le renforcement des sols.
- [40] NF EN 12224 (mars 2002 – indice de classement : G38-161) : Géotextiles et produits apparentés. Détermination de la résistance au vieillissement dû aux conditions climatiques.
- [41] Heibaum M., Fourie A., Girard H., Karunaratne G.P., Lafleur J., Palmeira, E.M. « Hydraulic applications of géosynthetics. Proceedings », 8<sup>th</sup> International Conference on Géosynthetics, Yokohama (Japon), 2006.
- [42] Rafael Aguilar, Javier Nakamatsu, Eduardo Ramírez, Mariela Allergen, Jorge Ayarza, Suyeon Kim c, Miguel A. Pando d, Luis Ortega-San-Martin,2016, The potential use of chitosan as a biopolymer additive for enhanced mechanical properties and water resistance of earthen construction. Construction and Building Materials 114 625–637.
- [43] Prakash Duraisamy, XiaohuiYuan, ElSaba,A. and Sumithra Palanisamy, Contrast enhancement and assessment of OCT images, Proceedings of International Conference on Informatics, Electronics & Vision (ICIEV), 2012 Date: 18-19 May 2012 pp.91-95(Location :Dhaka, Print ISBN: 978-1-4673-1153-3,INSPEC Accession Number: 13058449,Digital Object Identifier :10.1109/ICIEV.2012.6317381)

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

---

- [44] Sumithra M. G., Thanushkodi, K. and Helan Jenifer Archana ,A. (2011) " A New Speaker Recognition System with Combined Feature Extraction Techniques" , Journal of Computer Science, 7 (4), pp.459- 465.
- [45] A. Jesudass et al 2021," Earthen blocks with Synthetic Fibres – A Review", IOP Conference Series: Materials Science and Engineering.
- [46] Kumar S, Tabor E.,2003 Strength characteristics of silty clay reinforced with randomly oriented nylon fibers. The Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 127 ,774–82.
- [47] Rowell M, Han S, Rowell S. Characterization and factors affecting fiber properties. NaturalPolymers Agro Composites, 2000115–34.
- [48] Kaniraj R, Gayathri V. Geotechnical behavior of fly ash mixed with randomlyoriented fiber inclusions. Geotextile and Geomembrane 200321 ,123–49.
- [49] Abtahi M, Sheikhzadeh M, Hejazi M, Hassani Y. Compressive behavior of composite soils reinforced with recycled waste tire cords and polypropylene fibers. In: 1st Int and 7th national conference of textile engineering, Rasht, Iran; 2009.
- [50] A Jesudass et al, (2021), "Earthen blocks with Synthetic Fibres - A Review", IOP Conference Series: Materials Science and Engineering.
- [51] Gowthaman, S., Nakashima, K. and Kawasaki, S, (2018). "A State of the Art Review on Soil Reinforcement Technology Using Natural Plant Fiber Materials: Past Findings, Present Trends and Future Directions", Materials, 11(4), 553.
- [52] Ahmad, F., Bateni, F. and Azmi, M,. (2010). "Performance Evaluation of Silty Sand Reinforced with Fibers", Geotextiles and Geomembranes, 28, 93–99.
- [53] Park, T., Tan, S. A., (2005), "Enhanced performance of reinforced soil walls by theinclusion of short fiber", Geotextiles and Geomembranes, 23, 348–361
- [54] Shukla, S. K., (2017), "Fundamentals of Fibre-Reinforced Soil Engineering"
- [55] Consoli, N. C., Bassani, M. A. A., and Festugato, L., (2010). "Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils", Geotextiles and Geomembranes, 28(4), 344-351.
- [56] P. N. Modi, Irrigation water resources and water power engineering. 9th ed, Standard Book House, pp.326, New Delhi, India, 2014.
- [57] O. E. Omofunmi, J. G. Kolo , A. S. Oladipo, P. D. Diabana , A. S. Ojo,.(2017). "Review on Effects and Control of Seepage through Earth-fill Dam", Current Journal of Applied Science and Technology, 22(5), pp.1-11.
- [58] L. Pelecanos, S. Kontoe, L. Zdravković,.(2016). "Dam-reservoir interaction effects on the elastic dynamic response of concrete and earth dams", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 82, pp.138-141.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

---

- [59] J. L. Sherard , L. P. Dunnigan,.(1989). "Critical filters for impervious soils", Journal of Geotechnical Engineering.,115 (7), pp.927-947.
- [60] P. A. Lane, D. V. Griffiths,.(2000). "Assessment of stability of slopes under drawdown conditions", Journal of geotechnical and geo-environmental engineering. 126 (5), pp.443–450.
- [61] M. M. Berilgen,.(2007). "Investigation of stability of slopes under drawdown conditions", Computers and Geotechnics, 34 (2), pp. 81-91.
- [62] S. S. Athani, Shivamant, C. H. Solanki, G. R. Dodagoudar,.(2015). "Seepage and Stability Analyses of Earth Dam Using Finite Element Method" , Aquat. Procedia. 4, pp. 876–883.
- [63] A. Mouyeaux, C. Carvajal, P. Bressolette, L. Peyras, P. Breul, C. Bacconnet,.(2018). "Probabilistic stability analysis of an earth dam by Stochastic Finite Element Method based on field data", Computers and Geotechnics, 101, pp. 34–47.
- [64] L'organisme nationale de contrôle technique de construction hydraulique ( CTH), Antenne Bordj Bou Arreridj.
- [65] <https://www.tensarcorp.com/solutions/geogrids>.
- [66] L'organisme nationale de contrôle technique de construction en hydraulique ( CTH), Antenne de Sétif.
- [67] Marche C. (2008) Barrage : crues de rupture et protection civil. Presse internationales polytechnique. Canada, 388p.
- [68] Paquier A. (2002) Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint-Venant. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation à diriger des recherches, université de Claude Bernard Lyon 1, PP.44.
- [69] Lebreton A. (1997) Prévision des risques dus aux barrages, Elsevier, Paris 16, pp108-113.
- [70] A. Malekpour, D. farsadizadeh, A. Hosseinzadeh dalir, J. Sadrekarimi (2012). " Effect of horizontal drain size on the stability of an embankment dam in steady and transient seepage conditions", Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences, 36, pp139-152.