



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTÉ : GENIE CIVIL ET d'ARCHITECTURE
DÉPARTEMENT : GENIE CIVIL

MÉMOIRE DE MASTER

Présenté par : MARROUKI Mahmoud
DOMAINE : SCIENCE ET TECHNOLOGIE
FILIERE : TRAVAUX PUBLICS
OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème

Analyse et modélisation de l'interaction sol –
structure de la protection des berges de l'oued
M' ZI

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M ^f : MERAH Ahmed	MCA	Président
M ^f : MOUATTAH Kaddour	MCA	Examinateur
M ^{me} : BOULAGHMEN F Z	MAA	Promotrice

Promotion : JUIN – 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je remercie ALLAH le tout puissant, clément et Miséricordieux de m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail, ensuite je remercie mon **Cheikhe sidi haj mohamed SOUFI** avec **Sidi Béchir MOUKRANI** et ensuite je remercie infiniment mes parent **Mohamed** et **Rahma**, qui m'ont encouragé ;

Je n'oublie pas mes petits jolis fillet **Borra** et **Rahma Bourane**.

Et Je dédie aussi ce modeste travail à toutes les personnes que je m'aide.

Remerciements

Je commence par remercier Dieu le Tout Puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et l'amour du savoir pour pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos plus vifs remerciements vont à M^{me} F.Boulaghmen pour avoir accepté de nous encadrer et nous diriger tout au long de la réalisation de ce projet de fin d'étude, et pour tous les conseils instructifs et judicieux ainsi que sa continuelle disponibilité.

Nous tenons à remercier également les membres de jury : M^r A.Merah et M^r K.Mouattah pour avoir accepté d'examiner ce travail.

A tous les enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Dédicace

*Je remercie ALLAH le tout puissant, clément et
Miséricordieux de m' avoir motivé à réaliser ce modeste
travail, ensuite je remercie mon **Cheikhe sidi haj mohamed
SOUFI** avec **Sidi Béchir MOUKRANI** avec **sidi
Abdelhamid B** et ensuite je remercie infiniment mes parent
Mohamed et Rahma, qui m' ont encouragé; Je n' oublier pas
mon belle épouse **Zineb** avec mes petits jolis fillet **Borra et
Rahma Bourane**.*

*Et Je dédie aussi ce modeste travail à toutes les personnes
que je connais.*

-TABLE DES MATIÈRES –

Résumé	i
Liste des figures	ii
Liste des tableaux	v
Liste des symboles	vii
Introduction générale	1
CHAPITRE 1 Recherches bibliographique	
I.1 INTRODUCTION	2
I.2 Différents types des ouvrages de protection des berges	2
I.2.1 Mur de soutènement en B A	3
I.2.1.1 Murs en Béton Armé ou mur cantilever	3
I.2.1.1.1 Murs en T renverse	3
I.2.1.1.2 Murs à contreforts	4
I.2.1.1.3 Autres type des murs	5
I.2.2 Écran de soutènement en palplanche métallique	6
I.2.2.1 Définition	6
I.2.2.2 Palplanche métallique	6
I.2.2.2.1 Les Rideaux de palplanches métalliques	7
I.2.2.2.2 Différents profils de palplanches en acier	7
I.2.2.2.2.1 Les palplanches profils en U	7
I.2.2.2.2.2 Système de raccord	7

I.3 METHODE DE CALCUL LES FORCES ET STABILITE EXTERNE	9
I.3.1 État des sols au repos.....	9
I.3.2 Notion de poussée et butées.....	10
I.3.3 Calcul des efforts de poussée-butée.....	11
I.3.3.1 Les méthodes dites (classique):	11
I.3.3.1.1 Méthode de coulomb.....	11
I.3.3.1.2 La méthode de Rankine	13
I.3.3.1.3 Méthodes des éléments finis.....	14
I.4 STABILITE DES MURS DE SOUTÈNEMENT.....	15
I.4.1 Stabilité au glissement.....	15
I.4.2 Stabilité au renversement.....	17
I.4.3 Stabilité au poinçonnement.....	18
I.4.4 Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton Armé	20
I.5 CONCLUSION.....	21
Chapitre II Présentation de la zone d'étude et reconnaissance géotechnique.	
II.1 INTRODUCTION	22
II.2 Présentation De La Zone D'étude.....	22
II.2.1 Présentation Du Bassin Versant D'Oued M'zi.....	23
II.2.2 Situation en plan du réseau routier de la zone d'étude.....	24
II.2.2.1 Historique des crues d'Oued M'zi.....	24
II.2.2.2 Contexte climatique local.....	25
II.2.2.3 Contexte géologique.....	25
II.2.2.4 Contexte hydrologique du site.....	26

II.2.2.5 Données géotechniques.....	26
II.3 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE.....	26
II.3.1 Organisation de la reconnaissance.....	26
II.3.2 Résultats des sondages carottés.....	27
II.3.3 Résultats du sondage pressiométrique.....	27
II.3.3.1 Caractéristiques pressiométrique.....	28
II.3.4 Essais de Laboratoire.....	32
II.3.4.1 Programme des essais de laboratoire.....	32
II.3.4.2 Résultats des essais physico mécaniques.....	33
II.3.4.3 Analyses chimiques.....	34
II.3.4.4 Résultats des essais chimiques.....	34
II.3.4.5 Analyse granulométrique.....	35
II.3.4.6 limite d'Atterberg.....	35
II.3.4.7 Essais de cisaillement rectiligne UU.....	36
II.4 CONCLUSION.....	36
Chapitre III	Dimensionnement de l'ouvrage géotechnique
III.1 INTRODUCTION.....	38
III.2 CAPACITE PORTANTE DU SOL DE LA ZONE D'ETUDE.....	39
III.3 ETAT LIMITE DES DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS.....	39
III.3.1 Types de fondations superficielles.....	39
III.3.2 Pré dimensionnement.....	39
III.4 METHODE DE CALCUL.....	40
III.4.1 Calcul de la capacité portante.....	40
III.4.2 Hauteur d'encastrement équivalente « De ».....	40
III.4.3 Pression limite nette équivalente « p*le » au pressiomètre Ménard et Résistance de pointe	41
III.4.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique.....	42
III.4.5 Calcul de la capacité portante.....	45

III.5 SURCHARGE A ETUDIE.....	52
III.6 DIMENSIONNEMENT DU MUR EN B.A.....	54
III.6.1 Pré dimensionnement du mur de soutènement.....	54
III.6.2 Calcul des poussées et vérification de la stabilité.....	55
III.6.2.1 Données Géotechniques.....	55
III.6.2.2 Données Géométriques	55
III.6.2.2.1 Bilan des forces agissantes sur le mur.....	55
III.6.3 Analyse de stabilité des murs de soutènement.....	57
III.7 CONCLUSION.....	61
CHAPITRE IV	
Modélisation avec robot et plaxis	
IV .1 CALCUL DU MUR PAR LE PROGRAMME EXPERT 2010 MUR DE SOUTENEMENT.....	62
IV .1.1 INTRODUCTION.....	62
IV .1.2 CALCUL DU MUR DE SOUTENEMENT EN BETON ARME.....	62
IV .1.2.1 Pré dimensionnement.....	63
IV .1.2.2 Présentation de programme.....	64
IV .1.2.3 Géométrie du mur.....	65
IV .1.2.3.1 Général.....	65
IV .1.2.3.2 Voile et Semelle.....	65
IV .1.2.3.4 Sols.....	66
IV .1.2.3.5 charges.....	67
IV .1.2.3.6 Paramètres de calcul.....	67
IV .1.2.3.7 Résultats.....	68
IV .1.3 LES RESULTATS DE ROBOT EXPERT.....	69
IV.2 MODELISATION LE RIDEAUX DE PALPLANCHE PAR LE PROGRAMME PLAXIS V 8.6.....	74
IV.2 .1 INTRODUCTION.....	74
IV.2 .2 PRESENTATION DU CODE ELEMENTS FINIS PLAXIS.....	75

IV.2 .3 TYPES D'ELEMENTS UTILISES PAR PLAXIS 2D.....	76
IV.2 .4 LES MODELES DE COMPORTEMENT INTEGRES DANS PLAXIS.....	77
IV.2 .5 SIMULATION AVEC LE CODE PLAXIS 2D.....	79
IV.2 .6 ÉTABLISSEMENT D'UN MODELE DE CALCUL.....	79
IV.2 .7 CONCLUSION	89

CHAPITRE V

Analyse et Discussion

V. 1 INTRODUCTION.....	96
V. 2 MUR DE SOUTÈNEMENT EN BETON ARME (RIGIDE).....	96
V. 2.1 objectif.....	96
V. 2.2 Manuel	96
V. 2.3 calcul dynamique.....	98
V. 2.4 Interprétation des résultats.....	100
V. 3 RIDEAUX DE PALPLANCHE METALLIQUE (SOUPLE)	100
V. 3.1 Introduction.....	100
V. 3.2 Interprétation des résultats	102
V. 4 CONCLUSION.....	102

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE ou INSTITUT : GENIE CIVIL ET ARCHITECTURE
DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

RESUME DE MEMOIRE DE MASTER

Domaine : Science Et Technologie

Filière : TRAVAUX PUBLICS

Option : VOIES ET OUVRAGES D'ART

Thème : Analyse et modélisation de l'interaction sol – structure de la protection des berges de l'oued M' ZI.

Présenté par : MARROUKI Mahmoud.

Encadré par: BOULAGHMEN F.

Résumé : Suite aux crues Successives d'oued M'ZI et une visite rendu sur place nous avons constaté la nature de berge d'oued M'ZI qui est constituée par du sable, phénomène d'érosion accompagné par des éboulements en quelque endroits élargi de plus en plus la section du oued et menace les constructions adjacentes.

A cet effet on a opté un projet de fin d'étude qui s'intitulé « Analyse et Modélisation de l'interaction sol – structure pour la protection des berges d'oueds M'ZI ».

Notre projet consiste à étudier deux type de soutènements un mur de soutènement en Béton Armé de forme T renversé et un écran de soutènement de type palplanche métallique.

Dans la première partie on a modélise le mur de soutènement en B A en Utilisant le programme EXPERT 2010 Mur de soutènement qui est un paramètre essentiel pour justifies le coefficient de sécurité et définir le déplacement s'il y a existe.

la deuxième partie porte sur la modélisation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement du type palplanche métallique par la méthode numérique aux éléments finis en utilisant le logiciel Plaxis V8.6, dans laquelle on a étudié l'effet sur la stabilité de la palplanche.

Après cette modélisation on a essayé de donner une solution idéale pour réaliser l'un de ces types d'ouvrage de soutènement qui assure leur durabilité à long terme.

Mots clés : Modélisation numérique, Mur de soutènement, EXPERT 2010 mur de soutènement rideaux de palplanches, interaction sol-palplanches, facteur de sécurité, plaxis V8.6



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



جامعة عمار ثليجي - الأغواط

كلية/معهد: الهندسة المدنية و الهندسة المعمارية
قسم: الهندسة المدنية

ملخص مذكرة الماستر

الميدان: العلوم و التكنولوجيا

الشعبة: الأشغال العمومية

التخصص: طرق و منشآت فنية

عنوان المذكرة: تحليل تفاعل التربة - هيكل معدني لحماية حافة واد مزي

تقديم الطالب: مروكي محمود

الأستاذ المؤطر: بولغمان

ملخص المذكرة الغرض من الهياكل المحتجرة هو دعم التضاريس ، بمعنى آخر لمنع الانهيارات الأرضية ، بحيث يمكن للهيكال أن يقاوم هذه الظاهرة ، ويجب دراستها وحسابها بطريقة يتم تصميمها من حيث معايير السلامة ، و يظل مناسباً للاستخدام الذي تم تصميمه له ، مع مراعاة العمر المتوقع والتكلفة.

يتكون مشروعنا من دراسة نوعين من الجدران الاستنادية: جدار خرساني مقوى ذو شكل T مقلوب وشاشة احتفاظ بنوع الوبر المعدني.

في الجزء الأول ، هناك دراسة حالة على جدار احتياطي للسماح بتغيير التشرود وفقاً لقوة القص في القاعدة من خلال تطوير برنامج والتهجير في الجزء العلوي من الجدار بواسطة جدار دعم من الخبراء وهو عامل أساسي لتبرير عامل الأمان.

وهكذا ، يتناول الجزء الثاني النمذجة والتحليل العددي لسلوك شاشة الاحتفاظ بالصفائح المعدنية المستقرة في طبقة من الطين باستخدام الطريقة العددية للعنصر المحدد باستخدام برنامج Plaxis V 8.6 ، الذي لدينا فيه درس التأثير على استقرار كومة الألواح.

بعد هذا النموذج نجحنا في استخراج أهم النتائج وهي الضغوط الرأسية على مستوى تفاعل كومة التربة ، وكذلك تشريد التربة على هذه المستويات.

الكلمات المفتاحية: النمذجة العددية ، الجدار الاستنادي ، الجدار الخوازيق للصفائح الخبراء ، تفاعل كومة صفيحة التربة ، عامل الأمان ، Plaxis V 8.6 ، EXPERT 2010 .

- LISTE DES FIGURES –

Chapitre I -Recherche bibliographique

Figure I.1: Les Différents éléments d'un mur de soutènement.....	2
Figure I.2: Type de protection des berges des oueds.....	2
Figure I.3: Mur en T renversé classique.....	3
Figure I.4: Présentation murs en déblai.....	3
Figure I.5: Diverses dispositions des bèches.....	4
Figure I.6: Mur à contreforts en béton arme.....	5
Figure I.7: Les différentes Mur de soutènement.....	5
Figure I.8: Les rideaux de palplanches.....	6
Figure I.9: Rideaux des Palplanches métalliques Oued M'ZI.....	7
Figure I.10: Type de Palplanche Métallique en U.....	8
Figure I.11: Exemple de profil en U.....	8
Figure I.12: Contraintes au repos.....	10
Figure I.13: Principe de la poussée et de la butée.....	11
Figure I.14: Poussée sur un mur selon Coulomb.....	12
Figure I.15: Poussée sur un mur selon Rakine.....	14
Figure I.16: Réduction du système des forces.....	15
Figure I.17: Stabilité au glissement d'un mur de soutènement	16
Figure I.18: Schéma de réaction de la stabilité au glissement d'un mur de soutènement	16
Figure I. 19: la stabilité au renversement d'un écran de soutènement	17
Figure I. 20: Schéma de réaction de la stabilité au renversement d'un mur de soutènement	18
Figure I. 21: Stabilité au poinçonnement d'un écran de soutènement	19
Figure I. 22: Schéma de réaction de la stabilité au poinçonnement d'un mur de soutènement ...	19
Figure I. 23: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en Béton Armé	20

Chapitre II - Présentation de la zone d'étude et reconnaissance géotechnique –

Photo 01 : Photo aérienne du site.....	23
Figure II.1 : Situation géographique du bassin versant d'Oued M' zi.....	23
Figure II.3 : Réseaux routier de la zone d'étude.....	24
Photo 04 : Photos de dégât de la crue du 30 septembre 2016.....	24
Photo 05: Les Sondages carottés.....	26

Chapitre III - Dimensionnement de l'ouvrage géotechnique -	
Figure III.1: la profondeur Hors Gel.....	38
Figure III.2: Hauteur <i>De</i>	41
Figure III.3: Définition de la pression limite nette équivalente.....	45
Figure III.4: Schéma représentatif des différentes couches sous le mur de soutènement.....	47
Figure III.5: Désignation des éléments des charges.....	53
Figure III.6: Coupe transversale du mur.....	54
Figure III.7: Données géométriques du mur.....	55
Figure III.8: Bilan des forces.....	56
Figure III.9: Bilan des charges.....	56
Figure III.10: Bilan des contraintes.....	60
Chapitre IV -Modélisation avec robot et plaxis -	
Figure IV .1: Mur de soutènement analysée.....	63
Figure IV .2: Donnée de Géométrie (général).....	65
Figure IV .3: Donnée de Géométrie (voile semelle).....	65
Figure IV .4: Donnée de Sol en stratification primaire.....	66
Figure IV .5: Donnée de Sol en Aval en Amont	66
Figure IV .6: Insertion des charges	67
Figure IV .7: Donnée Paramètres de calcul.....	67
Figure IV .8: Poussées sur éléments horizontaux.....	68
Figure IV .9: Poussées sur éléments verticaux.....	68
Figure IV .10: Déplacements.....	69
Figure IV.11 : Exemple de problème en déformations plane.....	76
Figure IV.12: Vue en coupe du projet.....	79
Figure IV. 13 : Dimensions géométriques du modèle (30x20) m.....	80
Figure IV. 14: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	82.
Figure IV. 15 : Maillage du projet.....	82
Figure IV. 16: Nombre d'éléments 310 Nbre de nœuds 2717	82
Figure IV. 17 : Phases de calcul.....	83

Figure IV. 18 : Mise en place la palplanche.....	83
Figure IV. 19 : Maillage déformé.....	84
Figure IV. 20 : Représentation des vecteurs déplacements.....	85
Figure IV.21 : Visualisation des directions principales des contraintes effectives.....	85
Figure IV.22 : Résultats par parement de la phase 03.....	86
Figure IV.23 : Facteur de sécurité.....	87
Figure IV.24 : Conditions hydrauliques initiales à 12.00m.....	87
Figure IV.25 : Génération des contraintes initiale.....	88
Figure IV.26 : Conditions hydrauliques initiales à 15.00m.....	88
Figure IV.27 : Génération des contraintes initiale.....	88
Figure IV.28 : Déplacements.....	89

Chapitre V- Analyse et Discussion-

Figure V. 1 : Les Dimensions du calcul Manuel	97
Figure V.2 : Les Dimensions des Murs.....	98
Figure V.3 : Résultat de Déplacements.....	99
Figure V. 4 : Input des programme plaxis v8.6.....	101

Liste des tableaux

Chapitre I

Recherches Bibliographique

Tableau I.1:Caractéristique moyennes des communément rencontre.....	13
Tableau I.2:Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement.....	17

Chapitre II

Présentation de la zone d'étude et reconnaissance géotechnique

D'après le rapport géotechnique de laboratoire LTPS

Tableau II.1:Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°1.....	28
Tableau II.2:Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°2.....	29
Tableau II.3:Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°3.....	30
Tableau II.4:Catégories conventionnelles de sols	31
Tableau II.5:Masse volumique apparente.....	33
Tableau II.6:Teneur en eau naturelle.....	33
Tableau II.7:Résultats de l'analyse chimique.....	34
Tableau II.8:Analyse granulométrique	35
Tableau II.9:Essais de cisaillement rectiligne UU_	36

Chapitre III

Dimensionnement de l'ouvrage géotechnique

Tableau III.1:Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993).....	42
Tableau III.2:Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993).....	44

D'après le rapport géotechnique de laboratoire LTPS

Tableau III.3:Valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°1.....	45
Tableau III.4:Valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°2.....	48
Tableau III.5:Valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°3.....	50
Tableau III.6:Récapitulatif des charges et surcharges.....	53
Tableau III.7:Recapulative des moments.....	58
Tableau III.7:Verification.....	59

Chapitre IV

Modélisation avec robot et plaxis

Tableau IV .1: Caractéristiques du sol.	62
Tableau IV .2: Caractéristiques du béton	63
Tableau IV. 3:Propriétés des couches de sols et des interfaces.....	80
Tableau IV.4:Les caractéristiques du rideau de palplanches	81
Tableau IV.5:Etude paramétrique (conditions hydrauliques).....	89

Chapter V

Analyse et discussion

Tableau V.1:La récapitulative de la Vérification au Stabilité calcul Manuel.....	97
Tableau V.2:La récapitulative de la Vérification au Stabilité calcul Manuel	98
Tableau V. 3:La récapitulative de la Vérification au Stabilité par EXPERT 2010	99
Tableau V.4: La récapitulative de la Vérification au Stabilité par Programme PLAXIS.....	101

Liste des symboles

γ_{sat}	[kN/m ³]	Poids volumique "saturé"
E _{ref}	[kN/m ²]	Module d'Young
EA	[kN/m]	Rigidité normale
EI	[kNm ² /m]	Rigidité de flexion
ν	[-----]	Coefficient de Poisson
C _{ref}	[kN/m ²]	la cohésion
C'	[kN/m ²]	la cohésion effective
ϕ	[°]	l'angle de frottement
ϕ'	[°]	l'angle de frottement interne effectif
ψ	[°]	l'angle de dilatance
R _{inter}	[-----]	Résistance d'interface
w	[kNm/m]	Poids
L _s	[m]	Espacement
F _a	[kN]	force de poussée
F _P	[kN]	force de butée
F _C	[kN]	La force de contrebutée
T	[kN]	l'effort d'ancrage
K _a	[-----]	coefficient de poussée
K _P	[-----]	coefficient de butée
D	[m]	la fiche
H	[m]	La hauteur
Z ₀	[m]	La hauteur de butée
K ₀	[-----]	Coefficient des terres au repos
A	[-----]	section de pointe,
p _l	[kN]	pression limite nette équivalente
K _p	[-----]	facteur de portance
h	[-----]	la partie où s'exerce le frottement latéral
q _s	[-----]	le frottement latéral unitaire limite
N ₀	[kN]	Charge verticale poids du massif compris
T ₀	[kN]	Effort horizontal.
M ₀	[kN.m]	Moment de renversement
I	[kN/m ²]	Inertie de la section
E	[T/m ²]	Valeur du module d'élasticité .
S	[m ²]	Surface de la fondation.
E _m	[bars]	Module pressiométrique.
P ₀	[bars]	contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai.
P _l	[bars]	Pression limite.
P _s	[kN]	poids des particules solides
V _t	[m ³]	volume total
P _w	[kN]	poids de l'eau
P _s	[kN]	poids des particules solides
H	[m]	hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'analyse des ouvrages de génie civil, est une préoccupation de plus en plus forte dans le domaine de la géotechnique, en particulier en milieu urbain lors de la construction des ouvrages de Soutènement complexes à proximité de constructions existantes.

D'après les crues Successive d'oued M'ZI et après la visite nous avons remarqué la nature de ces berges d'oued M'ZI qui est constituée par du sable, le phénomène de l'érosion accompagné par des éboulements en quelque endroits élargie de plus en plus la section du oued et menace les constructions adjacentes.

A cet effet on a opté un projet de fin d'étude qui s'intitulé « Analyse et Modélisation de l'interaction sol – structure pour la protection des berges d'oueds M'ZI »;

Nous avons choisis deux types de soutènement permis les ouvrages réalisables qui sont Mur de soutènement en Béton Armé et un écran de soutènement en palplanche métallique, ainsi que nous avons connu les données géométrique concernant la hauteur de notre berges d'oued; et Rappelons que les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol.

Pour réaliser ce travail et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, Nous avons utilisé plusieurs méthodes sous différentes programmes.

La méthode des éléments finis (MEF) est actuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application, ou elle est utilisée dans le calcul de la structure et cela pour déterminer le coefficient de sécurité F.

Dans la première chose nous avons défini tous les éléments du mur de soutènement avec les différent choix et leur utilisation

Et après on a étudié le sol pour supporter notre ouvrage à projeter ; et après la modélisation par deux programme pour chaque choix d'ouvrage et on a terminé par le meilleur choix pour la réalisation.

L'emploi des ouvrages de soutènement est universellement répandu. Du fait que la réalisation de ces derniers est coûteuse, la réduction de cette facture nécessite une connaissance sur le financement du projet qui est indispensable afin de nous orienter dans le choix du type de soutènement. Le choix se fait par rapport à l'importance, le budget et la situation du projet, pour cela après les calculs avec la géométrie pré-dimensionnelle des modifications sont nécessaires sur la géométrie de soutènement dans le but d'économiser les frais de la construction et assurer sa durabilité à long terme.

I.1 INTRODUCTION:

Les murs de soutènement ou les écrans de soutènement sont par définition des ouvrages indépendants afin de reprendre la poussée des terres [1]. Ils sont réalisés, dans la plupart des cas, afin de limiter l'emprise occasionnée par les talus soit en remblai soit en déblai.

Tout comme dans le cas des fondations pour constructions, la conception, le calcul et la réalisation des murs de soutènement se confrontent plus souvent aux problèmes de l'étude et de la détermination des réactions du sol sur le mur. Le choix du type de mur, sa nature et ses dimensions sont une conséquence presque directe de la nature du sol à soutenir et ses différentes caractéristiques physiques et mécaniques [1].

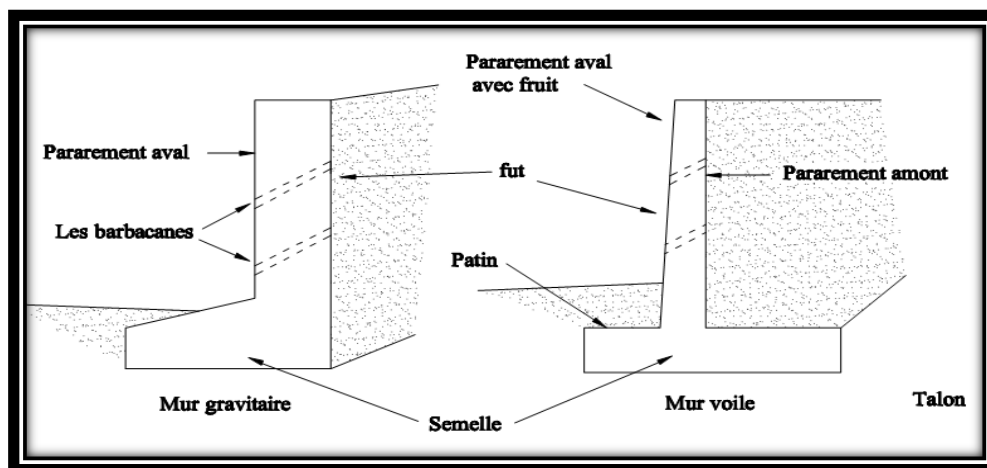


Figure I. 1 : Les différents éléments d'un mur de soutènement [2]

I.2 DIFFERENTS TYPES D'OUVRAGES DE PROTECTION DES BERGES :

dans le schéma suivant nous avons présentons les types de soutènement sur la figure I.2

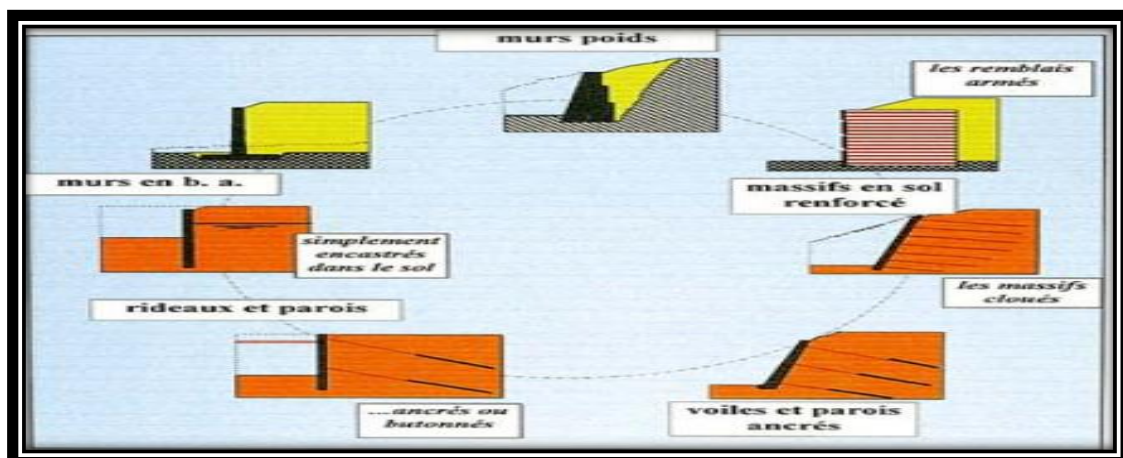


Figure I. 2: Type de protection des berges des oueds [10].

I.2.1 MUR DE SOUTÈNEMENT EN BETON ARME:

On classe les murs de soutènement en béton armé en deux grandes catégories :

I.2.1.1 Murs en béton armé ou mur cantilever :

I.2.1.1.1 Mur en T renversé :

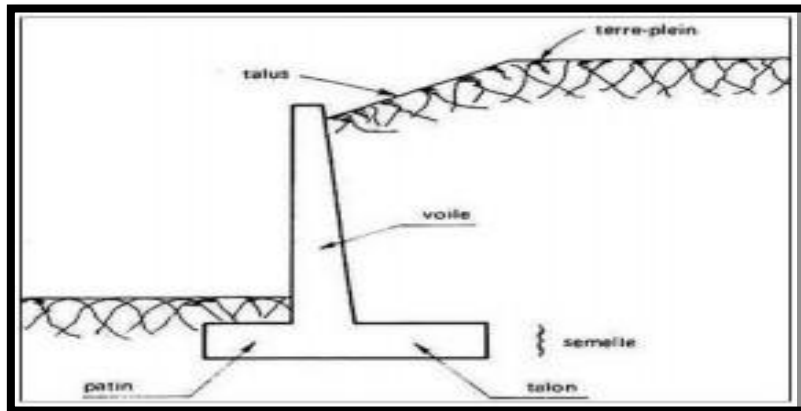


Figure I.3: Mur en T renversé classique [10].

Le mur en « T renversé » est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soude. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 6 à 8 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées [2]. En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin [1].

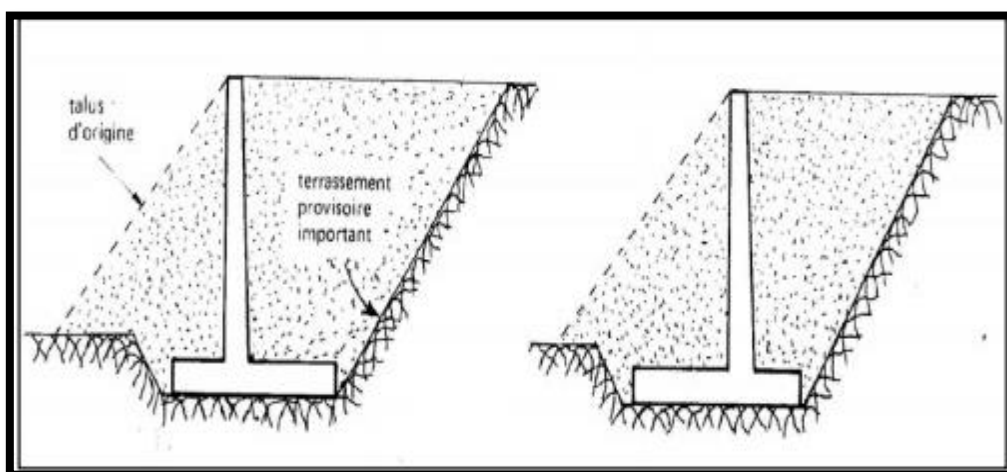
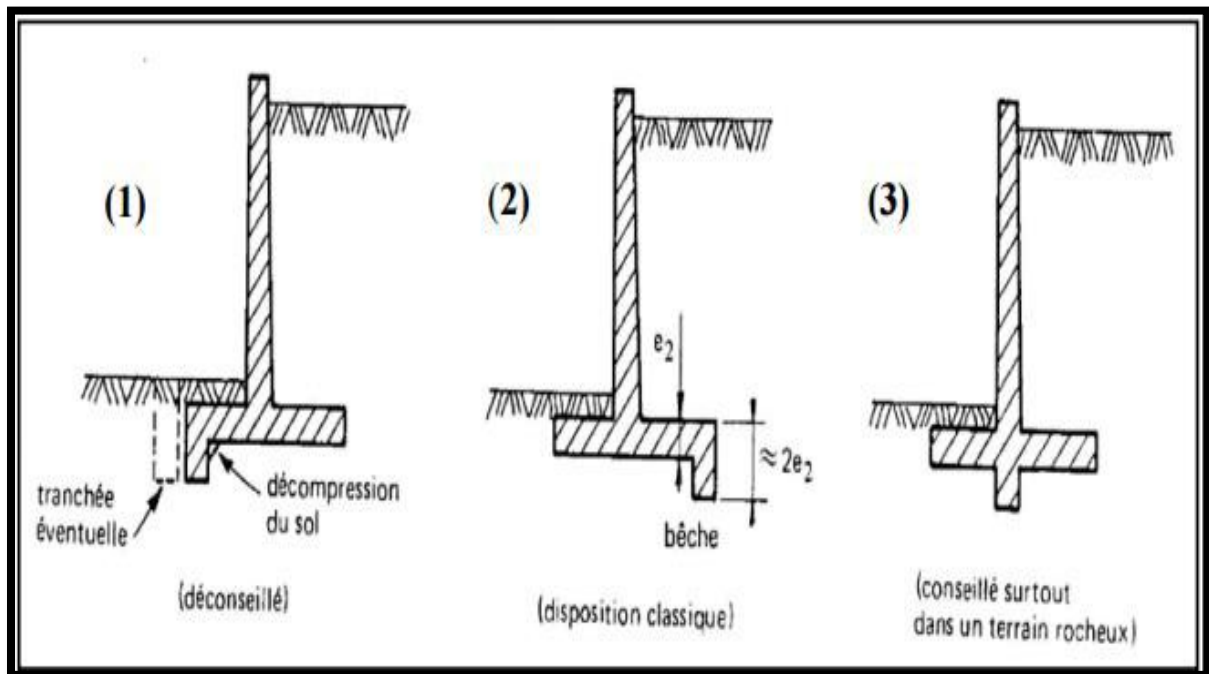


Figure I. 4: Présentation murs en déblais [10].

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une bèche. Celle-ci peut être mise soit, à l'avant ; ou à l'arrière de la semelle ; ou parfois encore en prolongement du voile [1].

Cette bèche, toujours coulée en pleine fouille sans coffrage, le premier cas peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bèche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur, la butée devant la bèche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple) [1].

**Figure I.5:** Diverses dispositions de bèches [6].

Le troisième cas est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferrailage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bèche les treillis soudés formant armatures en attente [1].

I.2.1.1.2 Mur a contreforts :

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile [10].

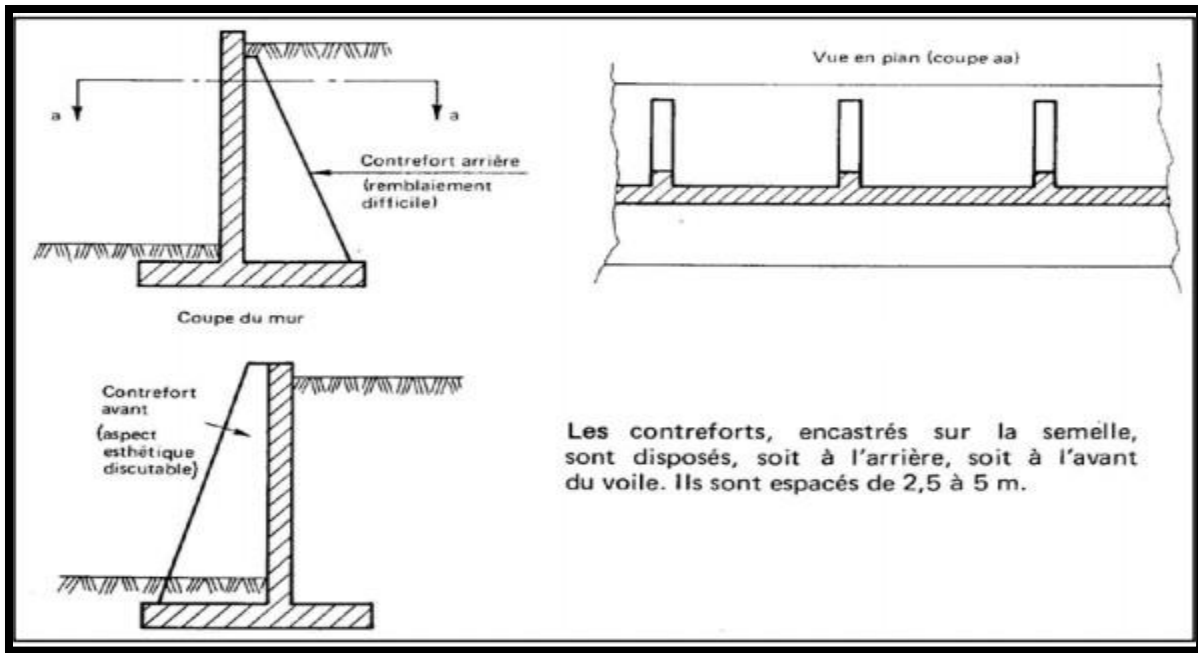


Figure I. 6: Mur à contreforts en béton armé [10].

I.2.1.1.3 Autres types de murs :

Pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, on peut encore adopter les solutions; mais d'emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'exécution difficile et de grever le cout du mur, même si l'on peut économiser par ailleurs sur la matière [1].

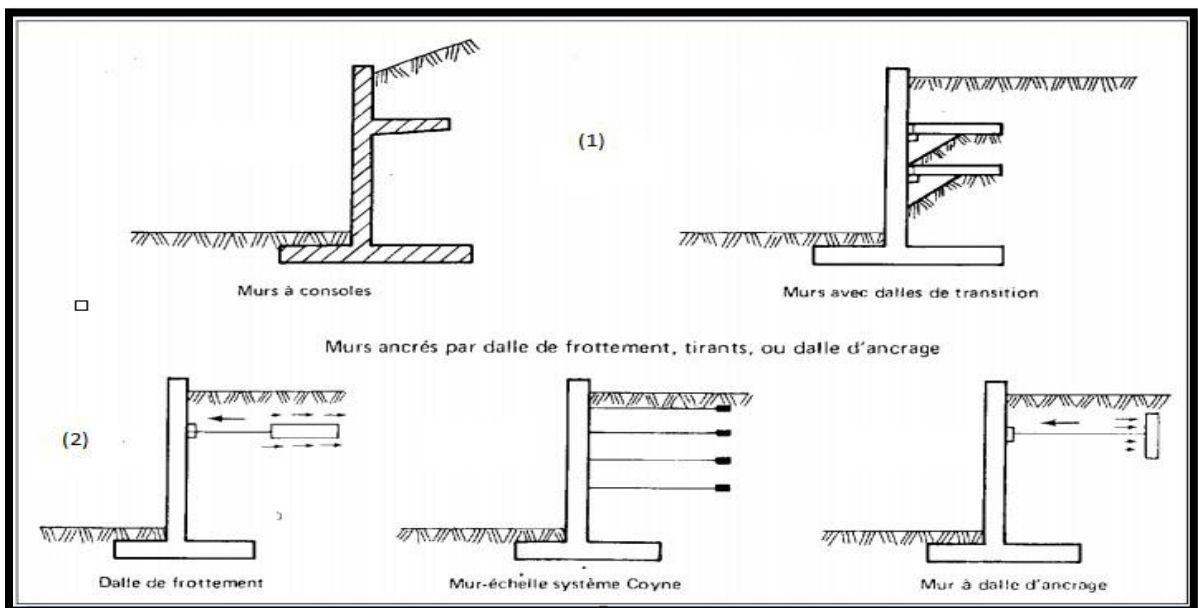


Figure I. 7: Les différents Murs de soutènement. [10].

I.2.2 Écran de soutènement en palplanche métallique : Les rideaux de palplanches, encastres dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage [7].

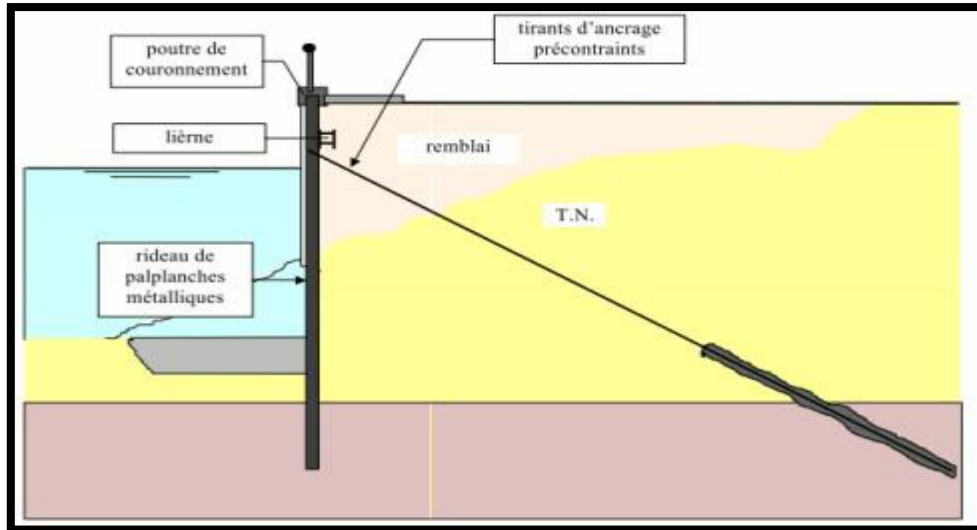


Figure I. 8: Les Rideaux de Palplanches [5].

I.2.2.1 Définition :

Une palplanche (composé de *pal* et *planche*) est un écran conçu pour être battu en terre en s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées *serrures*. Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable [4].

Largement utilisées dans les applications géotechniques, les palplanches sont des lames métalliques enfoncées verticalement dans le sol. Flexibles de par leur faible épaisseur, leur longueur est en pratique limitée à 30 m.

I.2.2.2 Palplanches métalliques :

Pendant les années 1960, le cours du fer diminua de manière importante ce qui fit croître de manière exponentielle l'utilisation de l'acier dans les méthodes de soutènement. Ainsi, la palplanche acier qui existait depuis 1910 devint intéressante uniquement à partir de 1960 et remplaça aussitôt la palplanche béton dans tous ses domaines d'application [11].

❖ Domaines d'utilisation

- ✓ Batardeau,
- ✓ Soutènement notamment en site aquatique,
- ✓ Parois cylindriques appelées «gabions»,
- ✓ Blindage de fouille,
- ✓ Barrage,
- ✓ Ouvrage portuaire,
- ✓ Protection de berge et canaux,
- ✓ Culée de pont.

❖ Domaine géotechnique

Tous types de terrain à l'exception des terrains rocheux.

❖ Mise en œuvre et profilés

La palplanche acier est obtenue à partir d'une tôle laminée à froid (pour les épaisseurs inférieures à 9 mm) ou à chaud façonnée au profil désiré. Leur mise en œuvre se fait par emboîtement des extrémités de chaque palplanche appelée « serrures » ce qui constitue un rideau de palplanche [13].

I.2.2.2.1 Les Rideaux de palplanches métalliques :

Les palplanches sont des pièces longues et plates, en bois, béton armé ou métal, qu'on enfonce dans le sol par battage les unes à côté des autres et au contact, de façon à constituer des rideaux plans ou courbes qui sont parfois complétés par des pieux.



Figure I. 9 : Rideaux des Palplanches métalliques Oued M'ZI.

I.2.2.2.2 Différents profils de palplanches en acier:

Il existe en pratique un éventail assez large de produits disponibles sur le marché, adaptés chacun aux différentes d'applications.

I.2.2.2.2.1 Les palplanches profils en U :

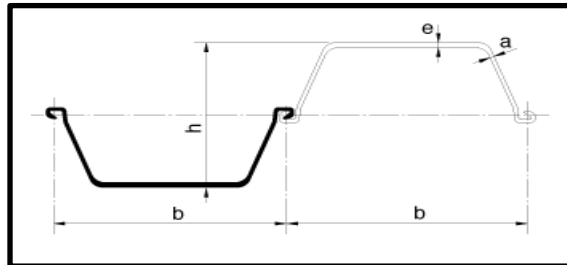


Figure I – 10 : Type de Palplanche Métallique en U.

Le profil le plus couramment employé est en forme U; car il présente une grande inertie et donc adapté à l'application de soutènement.

Les palplanches plates sont des profils à part présentant une faible inertie. Elles sont donc utilisées dans les cas où le mur est soumis à la traction. Pour un mur travaillant en flexion, on leur préférera des profils de plus forte inertie (en U par exemple).

Ce sont les profils les plus utilisés du fait de leur diversité et de leurs systèmes d'attaches hautement étanches. Ils offrent une bonne résistance à la corrosion favorisée par l'épaisseur d'acier au point critique. Ces profilés sont souvent utilisés pour un battage dans un espace réduit et peuvent être réutilisés facilement grâce à leur forme symétrique. Ils s'utilisent principalement pour reprendre les efforts de flexion [11].

Enfin les palplanches acier possèdent des propriétés géométriques qui sont :

- ✓ Poids: entre 20 et 120 Kg/m,
- ✓ Epaisseur: entre 3 et 20 mm,
- ✓ Longueur: de 1 à 30 m,
- ✓ Nuance d'acier: de 240 à 420 MPa.

I.2.2.2.2.2 Système de raccord:

Un système de raccord au niveau des angles est nécessaire bien que les palplanches admettent un degré de rotation lors de leur mise en place. Il existe principalement quatre clefs de fermeture qui s'utilisent en fonction du degré de l'angle ou de la position des palplanches pour la fermeture à savoir, Dos/Dos, Ventre/Dos ou Ventre/ventre. Il peut arriver que dans

certain cas aucune clef de fermeture ne soit utilisée, l'utilisation d'une palplanche coupée sur toute une longueur qui sera soudée directement sur le rideau permettra sa fermeture, c'est une Technique moins onéreuse mais généralement plus longue. Il est également possible de mettre en place des palplanches avec un raccord pré-soudé [11].

✓ **Avantage :**

- ✚ Forte aptitude au réemploi,
- ✚ Très bonne étanchéité,
- ✚ Très grande résistance,
- ✚ Large gamme de profilé,
- ✚ Très grande élasticité,
- ✚ 100% recyclable,
- ✚ Facilité et rapidité de mise en œuvre,
- ✚ Durée de vie (de 50 à 100 ans en fonction du traitement).

✓ **Inconvénients :**

- ✚ Matériau onéreux suivant la variation du cours de l'acier,
- ✚ Dégradation avec le temps (corrosion),
- ✚ Fortes nuisances (sonore, vibration, espace de travail) dues aux méthodes de mise en œuvre [11].

I.3 METHODE DE CALCUL DES FORCES ET STABILITE EXTERNE:

I.3.1 Etat des sols au repos [1]:

Le cas du sol au repos se rencontre lorsque l'écran est réputé fixe ou suppose très rigide.

A la profondeur z sous un remblai indéfini **Figure I.12**

- la contrainte effective verticale (sur une facette horizontale) est $\sigma_v = \gamma \cdot z$
- la contrainte horizontale (sur une facette verticale), s'il n'y a pas de déplacement latéral est : $\sigma_H = K_0 \sigma_v$

K_0 étant, par définition, le coefficient des terres au repos.

Exemples:

- Pour un sable, $K_0 = 1 - \sin \varphi$ φ angle de frottement;
- Pour les argiles molles et les vases, $K_0 = 1$
- Pour les argiles normalement consolidées, $K_0 \approx 0,5$

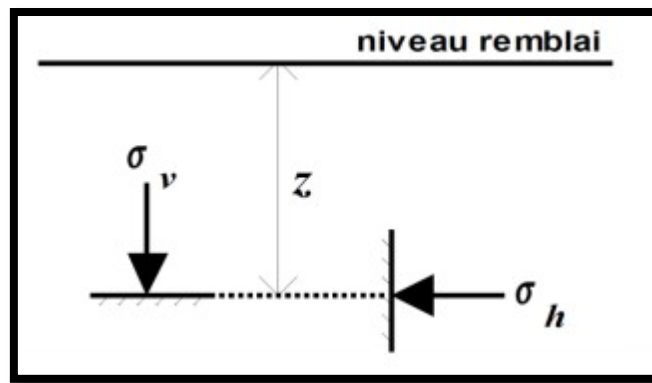


Figure I.12: Contraintes au repos [1].

I.3.2 Notion de poussée et de butée [1] :

On détermine les actions du sol sur un écran quand le sol est à la rupture. Suivant les déplacements relatifs entre le sol et l'écran, le sol se trouvera en équilibre de poussée (état actif) ou de butée (état passif).

En supprimant le demi-massif de gauche, et en déplaçant l'écran parallèlement à lui-même vers la droite, il se produit un équilibre dit de butée (ou passif).

En le déplaçant vers la gauche, il se produit un équilibre de poussée (Ou actif). La figure représente la force horizontale F_a appliqué à cet écran pour le déplacer d'une longueur ε .

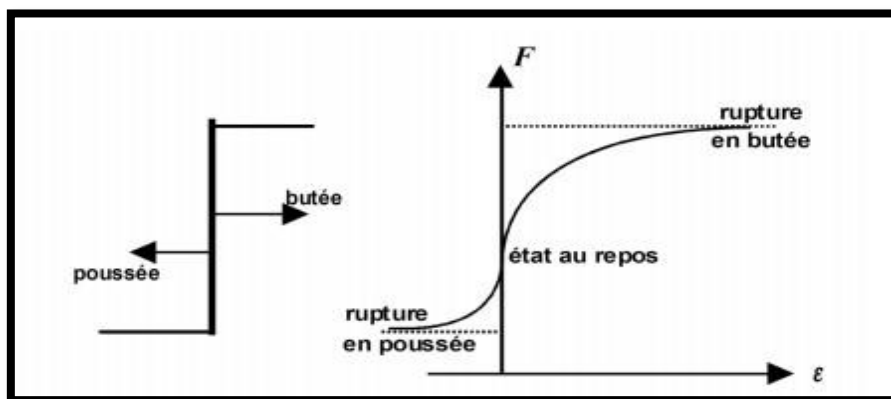


Figure I.13: Principe de la poussée et de la butée [4].

I.3.3 Calcul des efforts de poussée-butée [1]:

Plusieurs théories permettent de calculer les coefficients de poussée et de butée d'un sol pulvérulent ($C = 0$). On mentionne les principales par ordre chronologique.

I.3.3.1 Les méthodes dites (classique):

L'usage veut, quand on parle des méthodes de calcul des écrans de soutènement, que l'on distingue deux ensembles celui des méthodes « classiques », et celui des « autres » méthodes.

I.3.3.1.1 Méthode de Coulomb:

Charles Augustin Coulomb (1736 - 1806) a été d'abord un ingénieur du génie militaire avant de devenir plus tard un physicien encore plus célèbre par ses mémoires sur l'électricité et le magnétisme entre 1785 et 1791. Son premier ouvrage important fut, en tant que "Lieu tenant en Premier du Génie", il publia à l'Académie des Sciences un important mémoire de mécanique appliquée intitulé : Sur une application des règles de Maximisa & Minimisa a quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. (Par M. COULOMB, Ingénieur du Roi)[1].

Cette théorie, déjà ancienne, permet la détermination de la force de Poussée s'exerçant sur un écran d'orientation verticale ou inclinée (**Figure I.14**).

Hypothèses :

- le sol est homogène et isotrope;
- le mur est rigide;
- la surface de rupture est plane;
- l'angle de frottement δ entre le mur et le sol est connu (δ est l'angle entre la résultante des forces de poussée et la perpendiculaire au mur) ;
- La cohésion n'est pas prise en compte.

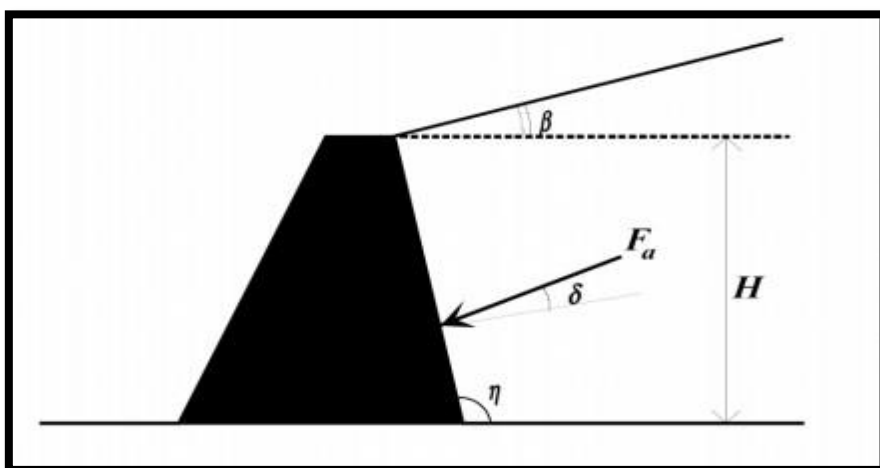


Figure I.14: Poussée sur un mur selon Coulomb [4].

La force de poussée F_a : $F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$

Ou K_a coefficient de poussée, est donne par la formule de Poncelet :

$$K_a = \frac{\sin^2(-\varphi)}{\sin^2(+\gamma)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \gamma) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(+\gamma) \sin(-\beta)}} \right]^{-2}$$

Pour $\beta = 0$, $\eta = \pi / 2$ et $\delta = 0$ (mur lisse), on obtient:

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Tableau I.1: Caractéristique moyennes

Nature du Terrain	Immergé		Sec / Humide	
	φ	γ	φ	γ
	degré	t/m3	degré	t/m3
Déblais Rocheux	40°	2	35°	1.1
Gravier ; Sable	35°	1.9	30°	1.1
Graviers / Sables. Limons / Argile	30°	2	25°	1.1
Limons / Argile	25°	1.9	15°	1
Terre Végétale. Argile / Limons Organiques	15°	1.8	Pas de Caractéristique moyennes	

φ : Angle de frottement interne (en degrés); γ : Masse volumique (en t/m3)

I.3.3.1.2 La méthode de Rankine :

En plus des hypothèses suivantes :

- sol semi-infini, homogène, isotrope,
- condition de déformation plane,
- courbe intrinsèque de MOHR-COULOMB,
- massif a surface libre plane,

RANKINE (1857) avait rajoute l'hypothèse que la présence d'un écran ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif.

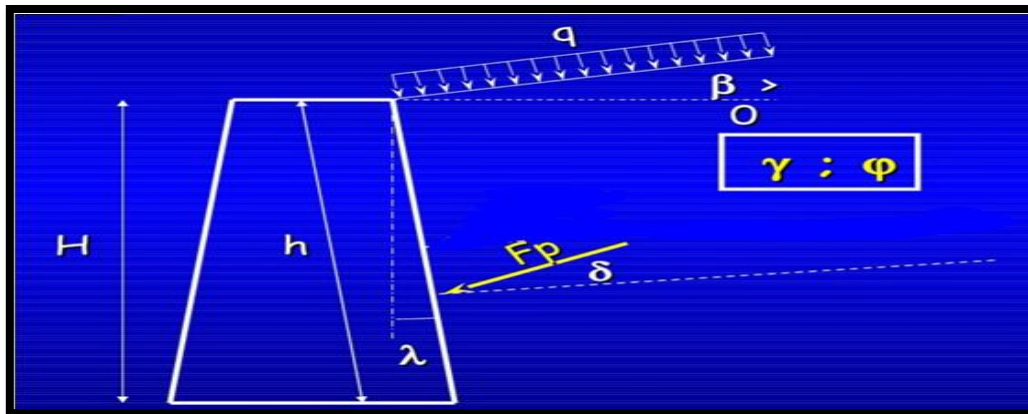


Figure I .15: Poussée sur un mur selon Rankine [11].

La répartition des contraintes de poussée sur l'écran est donc linéaire en fonction de h ; cette répartition triangulaire donne directement la force de poussée. $F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$

Hypothèses : le sol est isotrope ;

- le mur ne modifie pas la répartition des contraintes verticales V :

$\sigma = \gamma \cdot h$ pour un sol a surface horizontale ;

$\sigma_v = \gamma \cdot h \cdot \cos \beta$ pour un sol a surface inclinée d'un angle β sur l'horizontale.

(h : Longueur du parement $h = H / \cos \lambda$)

Pour les sols pulvérulents ($c = 0$), dans le cas d'une surface libre horizontale :

La contrainte de poussée (active) est $\sigma_a = K_a \cdot \gamma \cdot h$

Avec coefficient de poussée : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

La contrainte de butée (passive) est $\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot h$

Avec coefficient de butée : $K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$

I.3.3.1.3 Méthodes des éléments finis:

La méthode aux modules de réaction à rencontré certains problèmes cependant et afin de les surmonter le recours à la méthode dite méthode aux éléments finis s'impose.

Cette méthode est un outil très général dont le principe est de relier les contraintes aux déformations au travers de lois de comportement. Pour ce faire le modèle étudié est découpé en éléments (on parle de maillage) sur lesquels s'appliquent les contraintes ou les déplacements.

Cette approche offre la possibilité de prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages de soutènement des phénomènes très complexes d'interaction sol structure que les méthodes théoriques classiques ne peuvent pas appréhender.

De nos jours des logiciels disponibles tels que (Plaxis, phase, etc...) permettent d'effectuer un calcul, cette méthode intègre plusieurs lois de comportement de type élasto-plastique avec écrouissage. Ainsi le modélisateur est capable de recréer les conditions initiales du terrain et également d'établir les différentes phases du projet : la mise en place du soutènement, les travaux d'excavation, renforcements par encrages et enfin rabattement de la nappe.

I.4 STABILITE DES MURS DE SOUTÈNEMENT :

Bilan des efforts extérieurs appliqués à un mur

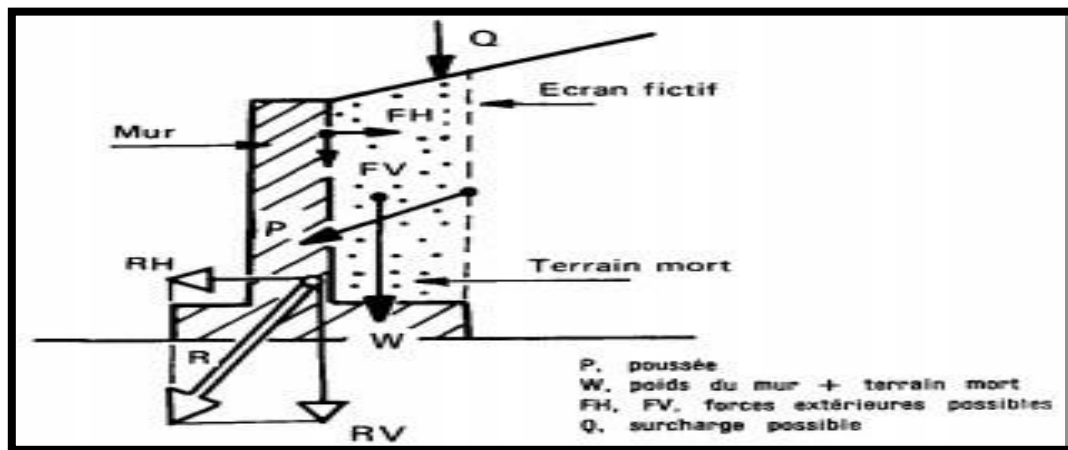


Figure I.16: Réduction du système des forces [6].

La section précédente a permis de déterminer l'effort F due à pousser des terres. Mais le bilan complet des efforts extérieurs appliqués au mur de soutènement.

I.4.1 Stabilité au glissement :

Le mur peut glisser sur sa base. La poussée des terres et celles des surcharges doit être reprise par le frottement mobilisé à la sous-face de la semelle du mur. A défaut la semelle est munie d'une bêche permettant d'améliorer la résistance au glissement.

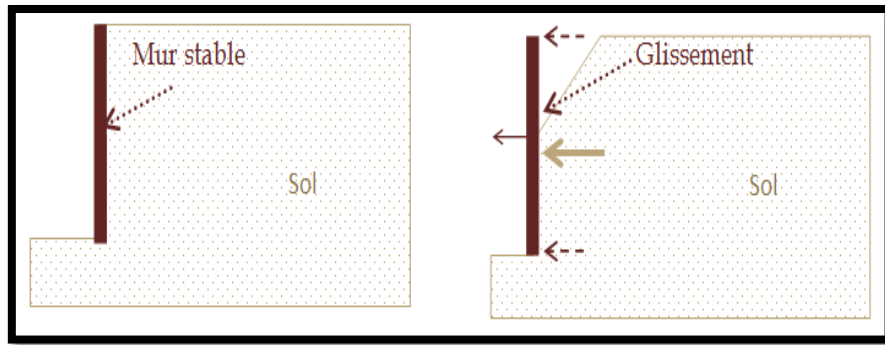


Figure I.17: Stabilité au glissement d'un mur de soutènement [3].

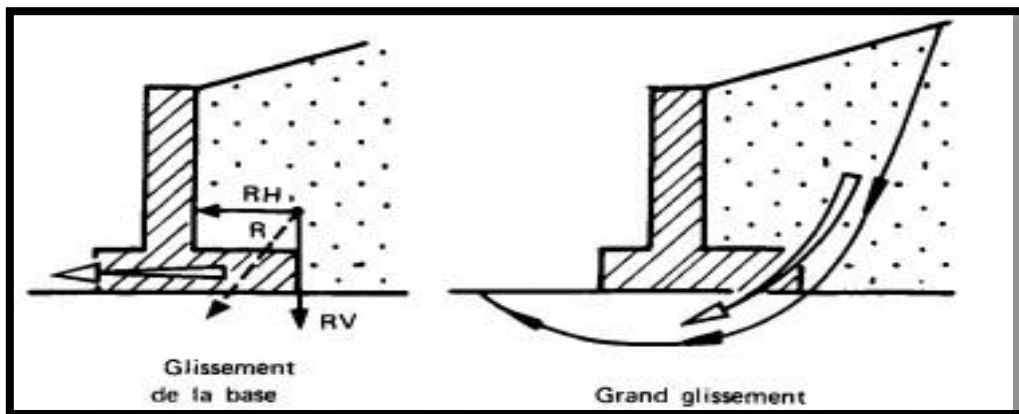


Figure I.18: Schéma de réaction de la stabilité au glissement d'un mur de soutènement [6].

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité

Généralement pris égal à 1,5. La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur.

La stabilité au glissement est assurée lorsque :

$$= \frac{\sum \text{des efforts verticaux retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des efforts horizontaux x faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$$

La vérification de la résistance au glissement s'écrit :

$$F_{gl} = (RV \cdot \text{tg } \delta + C \cdot B) / RH$$

$$R_v = W + P_v$$

Avec

$$F_{gl} > 1.5$$

B : largeur de la fondation

C : L'apport de la cohésion C sous la forme d'un effort Ph. (effet de collage):

$$Ph=C.B$$

Angle de frottement sol-mur (pour un mur en béton on prend généralement $\delta = 2/3.\phi$).

Tableau I.2 : Angle de frottement sol-mur en fonction de l'état de surface du parement [5].

Etat de surface du parement	angle de frottement sol - mur
surface très lisses ou lubrifiées	$\delta = \varphi$
surface peu rigoureuse (béton lisse ; béton traite)	$\delta = 1/3\varphi$
surface rigoureuse (béton ; béton projeté ; maçonnerie ; acier)	$\delta = 2/3\varphi$
mur caissons	$\delta \geq 2/3\varphi$
parements fictifs inclinés des murs cantilevers	$\delta = \varphi$

I.4.2 Stabilité au renversement :

Un mur de soutènement est soumis à des moments qui sont de nature à le faire tourner par rapport à sa base et le faire renverser. La conception du soutènement doit tenir compte de la valeur du moment moteur produit par les poussées des terres et des surcharges pour l'équilibrer à l'aide d'un moment résistant apporté par le poids du soutènement et celui des terres qu'il déplacerait dès qu'il se met à tourner.

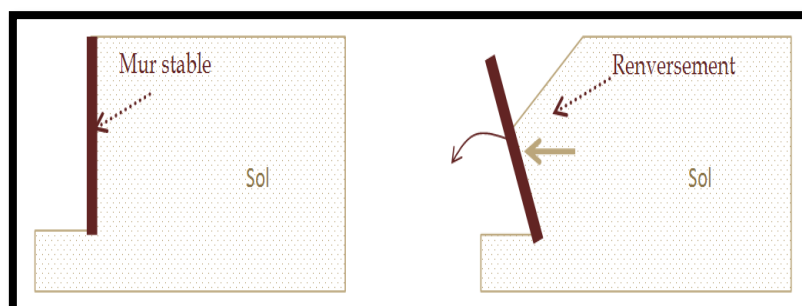


Figure I. 19: Stabilité au renversement d'un écran de soutènement [3].

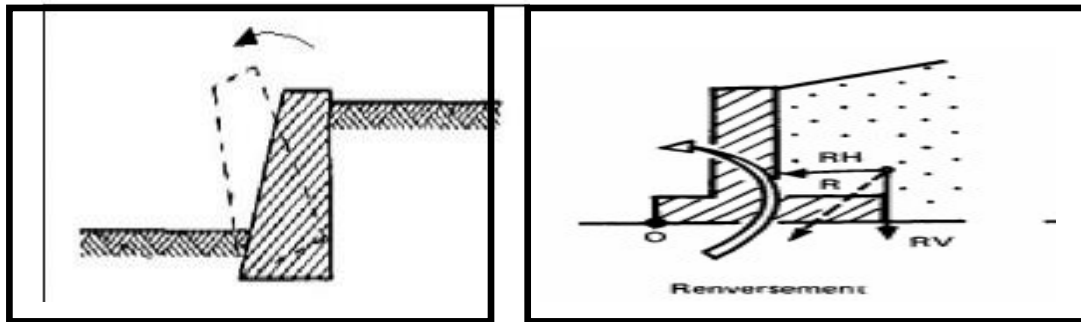


Figure I. 20:Schema de réaction de la stabilité au renversement d'un mur de soutènement [6].

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation.

La justification consiste à s'assurer que :

$$\text{somme des momoents résistants / somme des moments moteurs} > 1,5$$

$$F_{\text{ren}} = M' \cdot RV / M'' \cdot \{R\} r_{\text{sub}} \{H\} \text{ Avec : } F_{\text{ren}} > 1,5$$

M' : un moment résistant

M'' : un moment moteur

Les moments résistants sont induits par :

- l'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.
- L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.

Les moments moteur sont ceux induits par :

- la poussée des terres
- éventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

I.4.3 Stabilité au poinçonnement :

Le mur peut poinçonner par un excès de charges verticales. La conception de la semelle du mur doit tenir compte de ce risque d'instabilité.

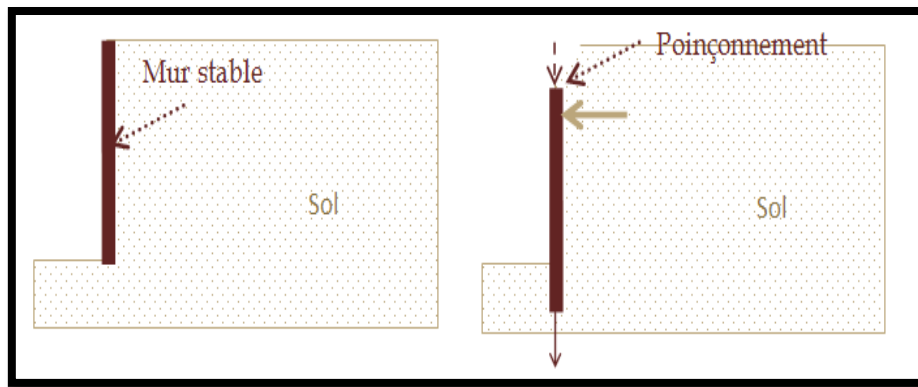


Figure I. 21: Stabilité au poinçonnement d'un écran de soutènement [3].

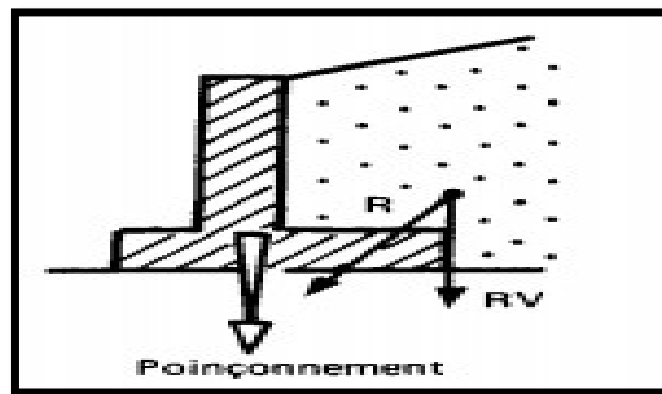


Figure I. 22: Schéma de réaction de la stabilité au poinçonnement d'un mur de soutènement [6].

La stabilité au poinçonnement est examinée par un calcul de capacité portante du terrain de fondation. La répartition de la composante verticale R_V de R le long de la base B de l'ouvrage fournit la contrainte moyenne appliquée ($Q_{appl} = R_V/B$)

Cette contrainte est comparée à la contrainte maximale (capacité portante) (Q_{max}) fonction des caractéristiques du terrain de fondation, éventuellement réduite (abaques de Meyerhof), quand la fondation est soumise à une sollicitation excentrée et inclinée. (La force portante du sol est calculée par essais en laboratoire)

$$F_{POIN} = \frac{Q_{max}}{Q_{appl}} ; F_{POIN} > 3$$

Des éléments et valeurs que l'on retrouve très fréquemment dans la littérature technique sous le terme « Dimensions usuelles pour les murs courants »

Le Guide pour l'étude et la réalisation des soutènements donne quelques règles simples pour les murs-cantilever « courants » en béton armé. Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle donnée par ce document car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications relatives à la stabilité externe.

I.4.4 Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé :

Des éléments et valeurs que l'on retrouve très fréquemment dans la littérature technique sous le terme « Dimensions usuelles pour les murs courants »

Il est prudent de majorer de 15 % la largeur de semelle donnée par ce document car elle ne permet pas toujours de satisfaire les vérifications relatives à la stabilité externe [12].

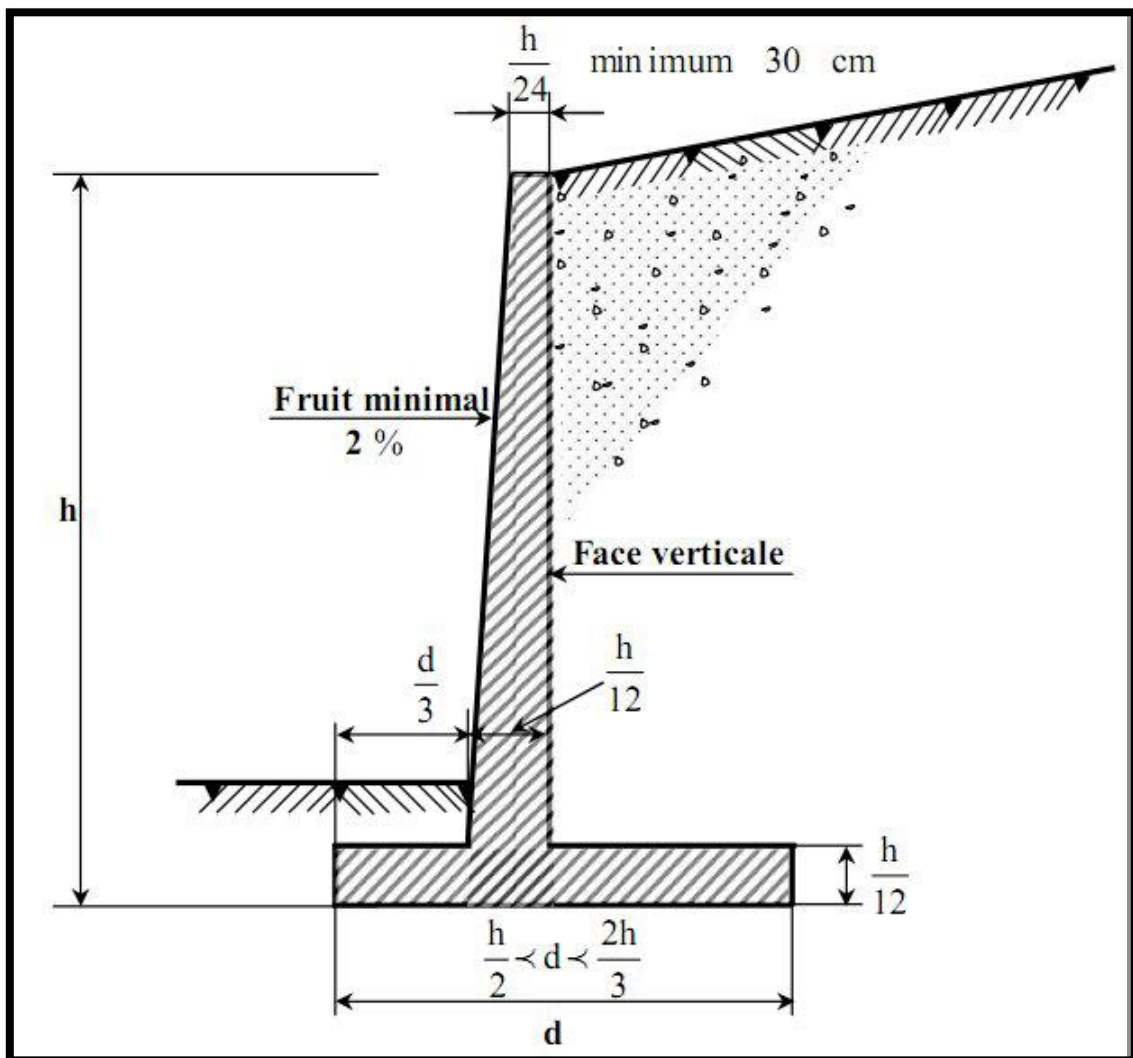


Figure I. 23: Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé [12].

I.5 CONCLUSION :

Il existe différents types de soutènements. Le choix entre les types de soutènements doit être fait en fonction :

- Du degré de la pente et le dénivèle du terrain ;
- Du type de terre (terre simple, cailloux, graviers ;
- De la quantité de terre à retenir en m³ ;
- De la hauteur du mur a réalisé ainsi que sa longueur.

Chaque technique de construction d'un mur de soutènement répond à des besoins bien précis. Un mur de soutènement est un mur vertical qui retient la terre et s'oppose à sa poussée. Sa construction doit donc être réalisée parfaitement pour assurer une solidité et une durée de vie optimale.

La qualité des mesures réalisées sur cet ouvrage en font un bon exemple pour la vérification des modèles utilisés dans le calcul des rideaux de soutènement.

Une prédiction de cette expérimentation a été réalisée à l'aide d'une modélisation par éléments finis avec un modèle élastique - parfaitement plastique utilisant le critère de Mohr-Coulomb non associé. Cette prédiction a montré que ce modèle décrit correctement le comportement du rideau dans les phases de fonctionnement, à savoir l'excavation et le chargement en surface.

Des difficultés ont été rencontrées pour le calcul de la première phase de chargement à cause de la négligence de la perturbation induite par l'installation du rideau. Une étude paramétrique a montré que les prédictions numériques sont particulièrement sensibles au module d'Young et à la cohésion capillaire.

Du fait que ces paramètres sont très sensibles au remaniement, il est recommandé de les déterminer à partir d'essais in situ.

D'après notre présentation des différents types de palplanches et leurs mises en œuvre, On peut conclure que l'application des rideaux mixtes est plus avantageuse, il se caractérise Par des efforts supérieurs à ce que des palplanches courantes peuvent supporter.

Les palplanches métalliques sont utilisées de plus en plus pour la réalisation d'ouvrages provisoires et définitifs.

II.1 INTRODUCTION :

Dans le présent chapitre on présentera notre projet d'étude « Analyse et Modélisation de l'interaction sol – structure pour la protection des berges d'oueds M'ZI ».

Un programme d'investigation muni par le LTP Sud afin de déterminer :

- La lithologie du sous-sol.
- La géométrie des couches rencontrées.
- Les propriétés physico-mécaniques des sols d'assise, ainsi que son agressivité vis-à-vis le Béton de fondation.

II.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE :

La wilaya de Laghouat située au centre du pays à 400 km au sud de la capitale d'Alger ; la wilaya s'étend sur une superficie de 25 052 km² ; elle est composée de 10 daïras ; comprennent au total 24 communes selon le dernier découpage administratif en 1984. Sa population a été évaluées en 2008 ; a 477.328 habitants ; et une densité de 18 habitant par un km².

Elle est limitée par la wilaya de Djelfa et Tiaret au nord ; la wilaya El-bayadhe a l'ouest ; la wilaya de Ghardaïa au sud et la wilaya de Djelfa en est. Région de pastoral d'Algérie ; elle possède également le plus grands gisement de gaz Natural en Afrique ; la wilaya de Laghouat est traversée par chaîne de l'atlas saharienne avec les sommets qui dépassent les 2 000 mètres (djebel amour 2 200 mètres).

Le climat est de type continental au nord-ouest avec une pluviométrie varient de 300 à 400 mm ; des chutes de neige et des gelées blanches. Dans la région des hautes plateaux ; le climat est de type saharien et aride. La pluviométrie varie entre 150 mm au centre de 50 mm au sud. Les hivers sont caractérisés par des gelées blanches et les étés par une forte chaleur accompagnée de vents sable. Les principaux Oued sont : **OUED M'ZI** ; Oued touil et Oued medsous en Algérie [8] ;

L'ouvrage que nous étudierons correspond à un ouvrage de protection des berges d'Oued M'zi contre les débordements annuels et dont la ville de Laghouat subit des pertes économiques important. Il est d'une longueur de 368.3 ml.

L'ouvrage sera réalisé sur la berge droite d'oued M'ZI au niveau de la section situé à côté de la double voie longeant oued M'ZI entre la RN01 et le pont SIDI HAKOUM en perpendiculaire de l'avenue de l'indépendance du centre-ville.



Photo 01 : Photo aérienne de site.

II.2.1 Présentation Du Bassin Versant D'Oued M'zi :

L'Oued M'zi constitue l'un des plus importants cours d'eau dans l'Atlas Saharien Central (Fig. II.1), il prend sa source au Niveau d'Aflou dans le massif de Djebel Amour, vers le Sud-est de Laghouat il rejoint l'Oued Messaad d'où il prend le nom de l'Oued Djedi (Fig. II.2) qui se débouche dans le Chott Melghir au sud de Biskra après un parcours de 450 kms formant ainsi un système endoréique typique des régions arides et semi-aride [8].

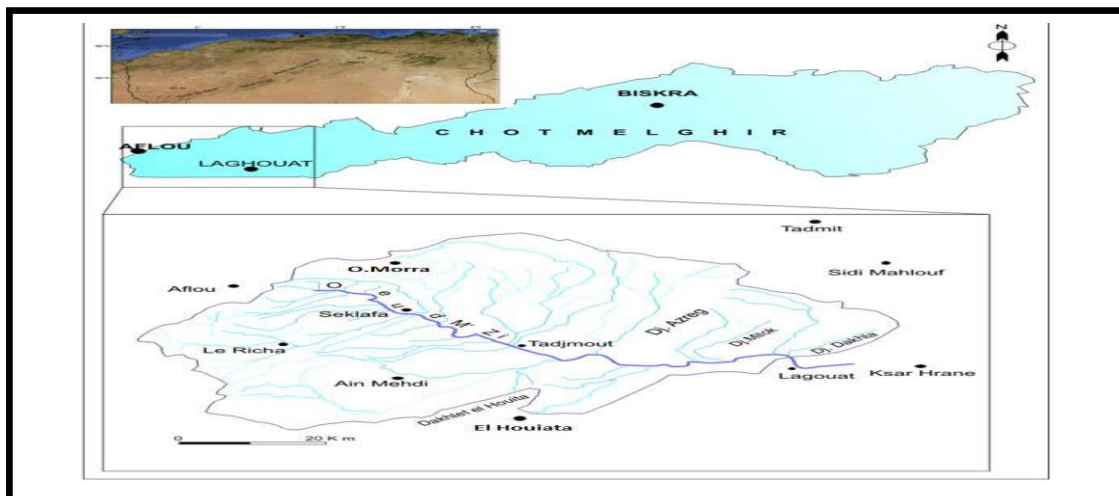


Figure II.1 : Situation géographique du bassin versant d'Oued M' zi [8].

II.2.2 Situation en plan du réseau routier de la zone d'étude :

Notre zone d'étude est située dans la partie Nord de la ville de Laghouat à la frontière d'Oued M'zi localisé au voisinage du centre de ville, cette route porte le nom de Khat-El-Oued

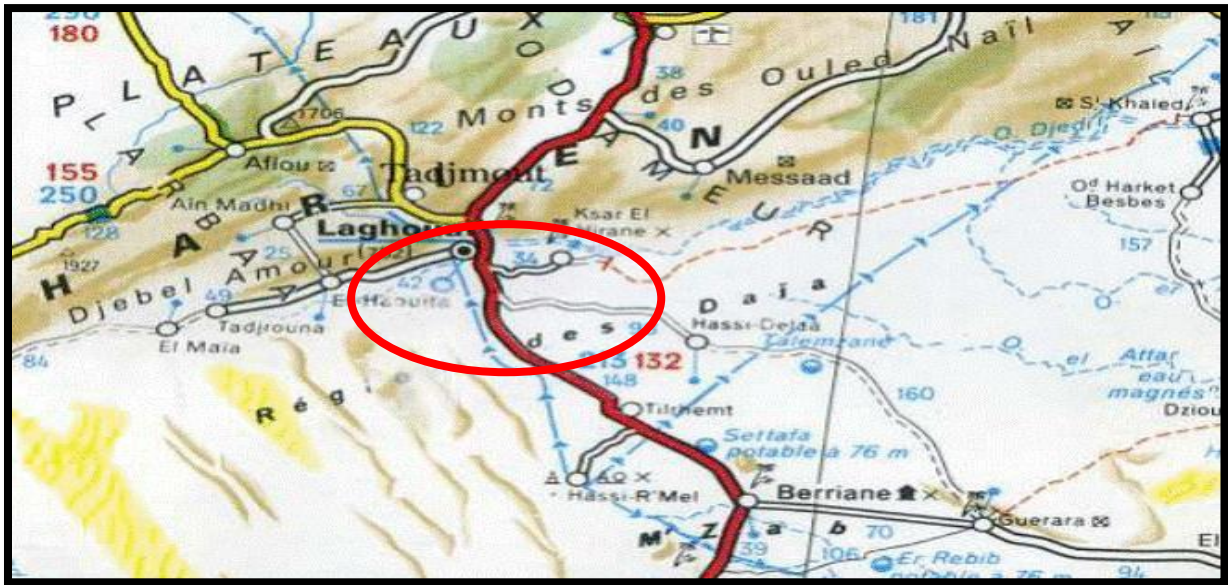


Figure II.3 : Réseaux routier de la zone d'étude.

II.2.2.1 Historique des crues d'Oued M'zi :

Le mur de protection de la rive a subi de fortes vagues toute la nuit ; l'oued avait débordé au-dessus de la berge d'oued.



Photo 04 : dégâts de la crue du 30 septembre 2016

II.2.2.2 Contexte climatique local :

Le climat de la région de Laghouat est typiquement Saharien, se caractérisant par deux saisons : une saison chaude et sèche (d'avril à septembre) et une autre froide (de novembre à mars), où on note une grande différence entre les températures de l'été et celles de l'hiver. On enregistre une moyenne annuelle de 25°C, avec une évaporation de l'ordre de 2000 mm par an et une faible hauteur de pluies avec une moyenne de précipitations de 60 mm/an.

II.2.2.3 Contexte géologique :

Le territoire de Laghouat est partagé en deux régions d'inégale superficie, présentant chacune un intérêt particulier.

La première, qui comprend la partie Nord-Ouest de la wilaya, est une région montagneuse, accidentée à peu près nue et aride. Des chaînons rocheux, isolés à pente raide, généralement peu accessibles, y formant les ceintures des grandes vallées. Les dernières pentes de ces montagnes aboutissent à Laghouat.

Cette Oasis est partagée en deux parties, Nord et Sud, par une crête rocheuse dont la direction générale est Ouest Est. Au Nord une autre ligne de crête parallèle à la précédente offre deux coupures assez larges, l'un donnant passage à l'oued M'Zi, l'autre formant un col appelé le col des sables.

La deuxième région, situé au Sud de Laghouat est constituée par d'immenses plaines ondulées formant la zone des dayas.

Dans le Nord de la wilaya, ce sont les éléments du crétacé inférieur qui dominent. Ces éléments sont parfois coupés par des faciès marins normaux à récifaux et par des éléments continentaux lagunaires. En descendant vers le Sud, ces formations sont remplacées par des formations du crétacé supérieur marin et du crétacé supérieur continental, qui atteignent la latitude de Laghouat, entre mêlées de formation du Pontien (miocène).

Plus au Sud encore, les formations des pliocènes continentales composées en particulier des poudings et des calcaires lacustres forment la partie Nord du plateau. Elles dominent presque exclusivement la partie Sud-Ouest, tandis que dans la partie Sud Est apparaissent les formations du Pontien (miocène).

Ces formations allant jusqu'à l'extrême Sud du Plateau, ne changent qu'à la pointe Nord de la Chebka du M'Zab, où réapparaît le crétacé supérieur marin, prolongé vers le Sud par le crétacé moyen marin et le turonien.

II.2.2.4 Contexte hydrologique du site :

Durant l'opération de sondage, la nappe a été détectée à une profondeur de 12 m. Signalons que le niveau de la nappe affleure pendant la période des crues.

II.2.2.5 Données géotechniques :

La reconnaissance du sol est un paramètre fondamental et essentiel pour définir le type de l'ouvrage correspondant, ainsi que la proposition des fondations envisagées pour notre projet, et de choisir un bon emplacement dans le but d'avoir un bon comportement mécanique de l'ouvrage.

II.3 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

II.3.1 Organisation de la reconnaissance :

Un programme de reconnaissance a été effectué à l'aide des moyens suivants :

Trois sondages carottés de reconnaissance d'une profondeur de 20m par rapport au terrain naturel dans le but de :

- Déterminer la nature du sous-sol.
- visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.
- prélever des échantillons pour réaliser des essais en laboratoire



Photo 05: Les sondages carottés.

II.3.2 Résultats des sondages carottés :

Sondage carotté n°1: (31s 48427.03 E – 3741261.29 N)

0.00-3.50m : Tout Venant d'Oued ;

3.50-4.00m : Limon argileux à Argile limoneuse de couleur marron à jaune ;

4.00-9.50 m: Grés friable rougeâtre devenant compact en profondeur, contenant des passages rocheux de nature carbonaté (4.50-5.00);

9.50- 10.00m : Marne très fracturé verdâtre.

Sondage N°02 : (31s 480475.59 E – 3741232.30 N)

0.00-7.00m : Tout Venant d'Oued

7.00-10.00 : Limon argileux a argile limoneuse de couleur marron à jaune.

Sondage N°03 : (31s 48 93 78 E – 37 41 282 N)

0.00-5.00m : Remblais

5.00-9.00m : Sable grossier rougeâtre ;

9.00-10.50m : Tout venant d'Oued (Galet) ;

10.50-12.00m : Sable grossier intercalé par des passages de limon argileux à argile limoneuse friable ;

12.00-20.00m : sable grossier a fin rougeâtre

NB : le troisième sondage a été réalisé à l'extérieur du lit d'oued sur le trottoir

• **Résultat de la reconnaissance géologique du site :**

D'après les résultats obtenus à partir de l'opération de sondage on peut conclure que le terrain dans l'ensemble est formé d'un dépôt alluvionnaire d'une épaisseur très importante.

II.3.3 Résultats du sondage pressiométrique :

L'essai pressiométrique est un essai de force portante particulier effectué in situ (dans un forage). C'est un essai de chargement statique du terrain en place, Il consiste à appliquer sur la paroi du forage par l'intermédiaire d'une sonde cylindrique dilatable une pression croissante jusqu'à la rupture du terrain, si possible. A chaque palier de pression, on relève l'accroissement de volume de la sonde. Les mesures réalisées sont portées sur des diagrammes pressio-géologiques établis pour

chaque forage et qui représentent la juxtaposition du profil géologique obtenu à partir de l'analyse des carottes de forage et du profil pressiométrique avec les valeurs de E et p_l . L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane.

Il permet un calcul précis de la force portante du sol et des tassements sous fondation.

L'essai pressiométrique de type Ménard (norme NF P 94-110) présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est applicable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

II.3.3.1 Caractéristiques pressiométrique :

Les essais pressiométrique réalisés sur le site au niveau des forages **SP01** , **SP02** et **SP03** ont permis de calculer à partir des diagrammes de chargement, les caractéristiques pressiométrique suivantes :

a) Les résultats des essais pressiométrique :

Tableau II.1: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°1

N°	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			
	Chantier	Forage	Profondeur (m)	P_0 (MPa)	p_{lm} (MPa)	E_M (MPa)	E_M élastique (MPa)
1	M S	SP 01	1,00	0,16	0,18	2,0	2,0
2	M S	SP 01	3,00	0,09	0,12	1,2	1,2
3	M S	SP 01	5,00	0,12	0,25	2,8	2,8
4	M S	SP 01	7,00	0,81	1,18	24,6	24,6
5	M S	SP 01	9,00	1,30	2,07	67,4	67,4
6	M S	SP 01	10,00	2,11	3,80	74,4	74,4
7	M S	SP 01	12,00	3,13	4,30	97,2	97,2
8	M S	SP 01	14,00	3,65	4,38	389,7	389,7

9	M S	SP 01	16,00	4,17	4,82	301,5	301,5
10	M S	SP 01	18,00	4,69	5,63	113,8	113,8
11	M S	SP 01	20,00	5,21	6,25	274,6	274,6
12	M S	SP 01	22,00	5,23	6,28	260,1	260,1
13	M S	SP 01	25,00	5,26	6,31	285,7	285,7
14	M S	SP 01	27,00	5,28	6,34	330,8	330,8

Tableau II.2: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°2

N°	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			
	Cha	Forage	Pro (m)	P ₀ (MPa)	P _{lm} (MPa)	E _M (MPa)	E _M élastique(MPa)
1	M S	SP 02	2,00	0,22	0,28	1,9	1,9
2	M S	SP 02	4,00	0,27	0,37	3,3	3,3
3	M S	SP 02	6,00	0,40	0,48	6,8	6,8
4	M S	SP 02	8,00	0,54	0,68	10,4	10,4
5	M S	SP 02	10,00	1,21	1,89	21,1	21,1
6	M S	SP 02	12,00	4,13	4,96	234,3	234,3
7	M S	SP 02	14,00	4,65	5,58	481,8	481,8
8	M S	SP 02	16,00	5,17	6,20	721,2	721,2
9	M S	SP 02	18,00	3,69	4,43	245,6	245,6
10	M S	SP 02	20,00	5,21	6,25	712,8	712,8
11	M S	SP 02	22,00	5,23	6,28	719,3	719,3

12	M S	SP 02	24,00	5,25	6,30	755,0	755,0
13	M S	SP 02	26,00	5,27	6,32	415,5	415,5
14	M S	SP 02	28,00	5,29	6,35	744,9	744,9
15	M S	SP 02	30,00	4,81	5,77	401,4	401,4

Tableau II .3: Caractéristiques pressiométrique de sol du sondage N°3

N°	Informations sur l'essai			Paramètres fondamentaux			
	Cha	Forage	Pro(m)	P ₀ (MPa)	P _{lm} (MPa)	E _M (MPa)	E _M élastique(MPa)
1	M S	SP 03	2,00	0,22	0,27	4,8	4,8
2	M S	SP 03	4,00	0,18	0,40	2,2	2,2
3	M S	SP 03	6,00	0,27	0,46	8,9	13
4	M S	SP 03	8,00	0,59	0,81	8,6	20
5	M S	SP 03	10,00	1,01	1,40	41,5	41,5
6	M S	SP 03	12,00	0,53	0,76	31,5	31,5
7	M S	SP 03	14,00	1,25	1,91	67,0	67,0
8	M S	SP 03	16,00	1,50	2,71	85,4	85,4
9	M S	SP 03	18,00	3,56	4,27	666,1	666,1
10	M S	SP 03	20,00	3,47	4,17	450,2	450,2
11	M S	SP 03	22,00	1,38	1,99	37,0	37,0
12	M S	SP 03	24,00	4,08	4,90	253,4	253,4

13	M S	SP 03	26,00	4,68	5,62	466,2	466,2
14	M S	SP 03	27,00	4,65	5,57	246,6	246,6
15	M S	SP 03	28,00	4,75	5,70	595,4	595,4
16	M S	SP 03	29,00	4,79	5,74	512,0	512,0
17	M S	SP 03	30,00	4,94	5,93	409,1	409,1

b) Interprétations des résultats pressiométrique :

Tableau II.4: Catégories conventionnelles de sols

Classe de sol			Pressiomètre (MPa) P_l
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables. Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 à 2,5
	C	Compacte	> 3,0
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0
	B	Compacts	> 4,5
Roches (1)	A	Altérées	2,5 à 4,0

	B	Fragmentées	> 4,5
(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométrique supérieurs à 50 à 80 MPa.			

Compte tenu des coupes géologiques décelées par les trois sondages, on remarque que les valeurs des pressions limites données par le pressiomètre sont en conformité avec l'identification des sols et des résultats géotechniques.

On cite à titre d'exemple sondage n° 01 :

De 0.00 à 7,50 m, existe un faciès Tout Venant d'oued avec un passage rocheux qui a donné une pression limite allant de 0,28 MPa à 0.48MPa et un module pressiométrique de 1.9 MPa à 3.9 MPa. Par contre à partir de 7.50 m, où il y a le niveau de calcaire marneux, les valeurs de pression limite varient entre 3,69 MPa et > 5 MPa (en majorité > 5MPa), et un module pressiométrique supérieur à 245 MPa, cela signifie que les faciès sont résistants, durs et sont dotés de bonnes caractéristiques pressiométrique.

II.3.4 Essais de Laboratoire :

II.3.4.1 Programme des essais de laboratoire :

Il y a lieu de rappeler qu'un programme des essais de laboratoire a été établi par le LTP Sud, le prélèvement intéresse beaucoup plus les formations marneuses où seront implantés les pieux. Les essais réalisés en laboratoire sur les échantillons non remaniés ont porté essentiellement sur :

- **Mesure de poids volumique sec γ_d (t/m³)**

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$$

P_s: poids des particules solides et **V_t**: volume total

- **Poids volumique apparent ou poids volumique humide γ_h**

$$\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$$

P_t : poids total du matériau et **V_t**: volume total du matériau

➤ **mesure de la teneur en eau naturelle W_n (%)**

C'est la caractéristique la plus facile à déterminer. La teneur en eau se détermine par deux pesées. Une première pesée de l'échantillon à l'état initial donne la masse m de l'échantillon humide et une deuxième pesée, après passage à l'étuve à 105°C pendant 24 heures (évaporation de l'eau libre et de l'eau capillaire), donne la masse sèche de l'échantillon

$$W_n = \frac{P_w}{P_s}$$

P_w : poids de l'eau et P_s : poids des particules solide

II.3.4.2 Résultats des essais physico mécaniques :

➤ **Masse volumique apparente γ_d t/m³**

Tableau II.5: Masse volumique apparente.

<i>N° du Sondage</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
<i>Densité KN/m³</i>			
γ_d maximal	20	23.8	22.2
γ_d moyenne	19	20	20.7
γ_d minimale	18	19	20

Le sol en général est très dense.

➤ **Teneur en eau naturelle (W_n %)**

Tableau II . 6 : Teneur en eau naturelle.

<i>N° du Sondage</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>
Teneur en eau (%)			
W_n	5.38 %	8.55 %	12.07 %

La teneur en eau naturelle est comprise entre 5.38 % et 12.07 %, donc c'est un sol Faiblement humide.

II.3.4.3 Analyses chimiques :

L'analyse chimique consiste à déterminer la teneur de certains éléments chimiques dans le sol tel que : les sulfates, les gypses, les matières organiques,...et cela pour prévoir les caractéristiques du Béton à utiliser pour qu'il aura une bonne résistance vis à vis de L'environnement auquel il appartient. Ces essais comportent :

- ❖ teneur en insolubles.
- ❖ teneur en sulfates.
- ❖ teneur en carbonates.

II.3.4.4 Résultats des essais chimiques :

Tableau II.7: Résultats de l'analyse chimique.

Echantillon	% Insolubles	%Sulfates	%carbonates	facies
S1 :0.00-3.50	84.80	0.34	9.00	sable
S1 :3.50-4.00	60.43	0.48	39.00	Sable limoneux
S1 :4.00-4.50	84.47	0.58	10.00	Sable
S1 :6.00-9.00	90.95	/	9.00	Sable
S1 :9.50-10.00	90.66	/	9.00	Sable
S2 :3.00-7.00	86.42	0.36	10.00	Sable
S2 :7.00-10.00	86.44	0.17	8.00	sable

Ces résultats confirment la description visuelle, il s'agit d'un sable contenant des traces de gypses.

Les analyses chimiques ont montré que le sol est agressif vis-à-vis du Béton, il est recommandé donc d'utiliser un ciment résistant aux sulfates pour les coulages de Béton des infrastructures.

II.3.4.5 Analyse granulométrique:

Les analyses granulométriques effectuées sur des échantillons prélevés du dépôt alluvionnaire, ont montré les distributions granulaires suivantes :

Tableau II.8. Analyse granulométrique:

Echantillon	% Gravier	% Gros sable	% Sable fin	% Limon	% Argile
S1 :0.00-3.50	02	82	04	/	/
S1 :3.50-4.00	00	00	24	46	30
S1 :4.00-4.50	02	70	28	/	/
S1 :6.00-9.00	10	66	24	/	/
S2 :3.00-7.00	02	88	10	/	/
S2 :7.00-10.00	12	22	30	06	30

Ces résultats ont montré qu'il s'agit d'un sable grossier à fin limoneux argileux à argileux limoneux.

N B: Il est à noter que l'analyse granulométrique n'a été effectuée que sur la fraction inférieure à 10 mm.

II.3.4.6 limite d'Atterberg :

Les mesures des limites d'Atterberg effectuées sur la fraction fine, ont révélé les paramètres suivants :

- ❖ Limite de liquidité entre 40 % et 48 % ;
- ❖ Limite de plasticité entre 20 % et 25 % ;
- ❖ L'indice de plasticité entre 19 % et 23 %.

Ces résultats montrent que la fraction fine du sable possède une plasticité faible voire nulle.

II.3.4.7 Essais de cisaillement rectiligne UU :

Les caractéristiques intrinsèques exprimées par l'angle de frottement et la cohésion sont :

Tableau II. 9 : Essais de cisaillement rectiligne UU :

Echantillon	L'angle de frottement interne (Φ_{uu})	Cohésion (C_{uu})
S1 :0.00-3.50	31.84	0.14
S1 :3.50-4.00	30.43	0.53
S1 :4.00-4.50	26.1	0.51
S1 :6.00-9.00	29.42	0.36
S2 :3.00-7.00	30.37	0.39
S2 :7.00-10.00	30.01	0.43
S3 0.00-6.00	30.02	0.12
S3 : 8.00-10.00	30.04	0.14

$$\Phi_{\text{Moyen}} (0.00 \text{ m} - 07.00\text{m}) = ((31.84+30.43+26.1)/3+30.37+30.02))/3 = 29.94^\circ$$

$$\Phi_{\text{Moyen}} (07.00\text{m} - 10.00\text{m}) = ((29.42+30.01+30.04))/3= 29.82^\circ$$

$$C_{\text{Moyen}} (0.00\text{m} - 07.00\text{m}) = ((0.14+0.53+0.51)/3+0.39+0.12))/3 = 0.30$$

$$C_{\text{Moyen}} (07.00\text{m} - 10.00\text{m}) = ((0.36+0.43+0.14))/3= 0.31$$

Ces résultats caractérisent un sol travaillant plus aux frottements qu'en cohésion.

II.4 CONCLUSION :

Les résultats de différents essais ont montré que le sol devant recevoir les fondations de l'ouvrage est formé d'un sol sableux de nature siliceuse qui contient parfois des fractions peu plastiques, et qu'il travaille beaucoup plus au frottement, ce type de sol est généralement très affouillable ; Les sols sableux ont une structure instable, ce qui les rend très sensibles à l'érosion éolienne, de plus comme l'eau s'écoule rapidement, ils sèchent rapidement ce qui favorise l'érosion aérienne.

III.1 INTRODUCTION:

Dans le cadre du choix de dimensionnement selon les deux types de soutènement, nous devons connaître les données géométrique concernant la hauteur de notre berges d'oued; et Rappelons que les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. Pour cela il est présenté l'étude du sol (reconnaissance du sol) qui nous a permet de connaître le comportement mécanique du sol lorsqu'il est soumis à un chargement :

- conditions de stabilité de la fondation,
- conditions de tassement du sol.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum. (**Figure III.1**).

Cette profondeur minimum est toutefois indispensable pour mettre la fondation à l'abri du gel, dans ce cas, on réalise des fondations superficielles dont l'encastrement $D < 4$ ou 5 fois la largeur

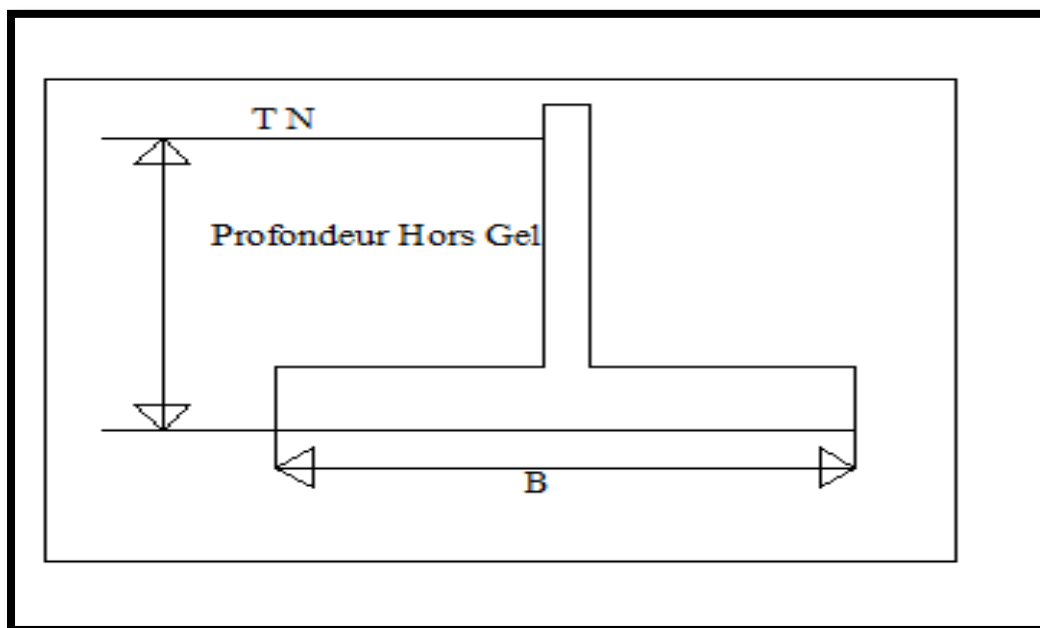


Figure III.1 : Désigne la profondeur Hors Gel.

III.2 CAPACITE PORTANTE DU SOL DE LA ZONE D'ETUDE :

Rappelons que la résistance au poinçonnement et au tassement en fonction de la cohésion et des fractions internes. Il est indispensable de connaître la capacité portante d'un sol afin de concevoir le système de fondation d'un ouvrage. Sa mesure s'acquiert généralement par des essais de sol.

III.3 ETAT LIMITE DES DIFFERENTS TYPES DE FONDATIONS :

Le type de fondation dépend de B et D (voir la **Figure III.1**)

B : largeur de la fondation.

D : Encastrement de la fondation

- ✚ si $D/B < 1.5$ la fondation est dite superficielle
- ✚ si $1.5 < D/B < 5$ la fondation est dite semi-profonde.
- ✚ si $D/B > 5$ la fondation est dite profonde.

III.3.1 Types de fondations superficielles :

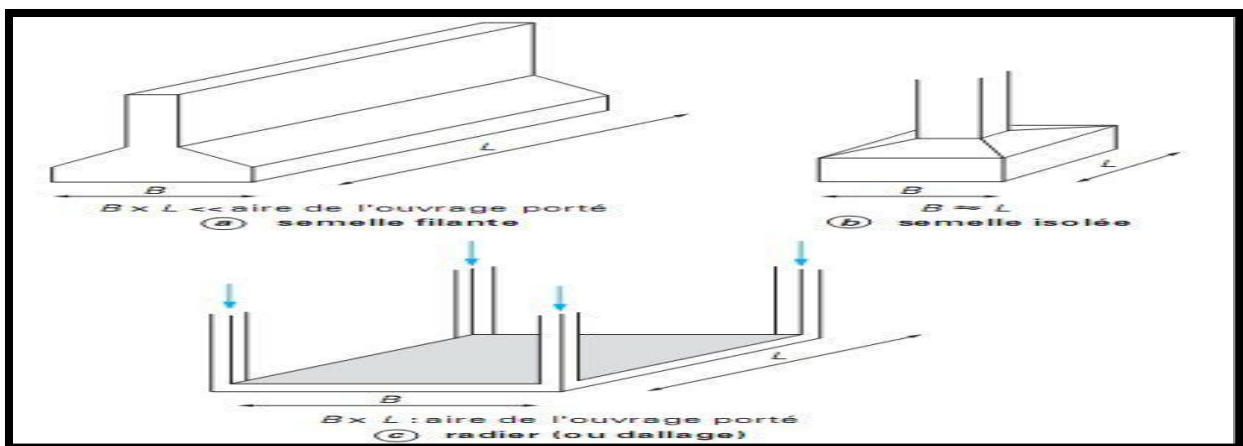


Figure III.2 différents types de fondations superficielles

On distingue :

Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L / B > 10$) ;

Les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

Les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut 3 les Radiers généraux.

III.3.2 Pré dimensionnement :

Notre projet qui nous avons étudié

- La longueur de notre projet **23** ml
- La hauteur de la berge 6.5 m et nous avons pris une hauteur de 7.30 m

$$\frac{h}{24} = \frac{7.30}{24} = 0.30 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} < d < \frac{2h}{3}$$

$$\frac{7.30}{2} < d < \frac{2 * 7.30}{3}$$

$$3.65 < d < 4.86$$

On prend $d=3.6\text{m}$

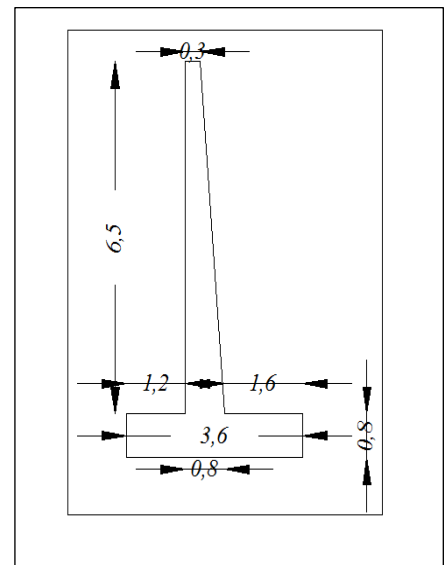
$$\frac{h}{12} = \frac{7.3}{12} = 0.60\text{m}$$

On prend $h_1=0.80 \text{ m}$

$$\frac{d}{3} = \frac{3.6}{3} = 1.2\text{m}$$

✚ largeur de la fondation $B=3.6\text{m}$

✚ Encastrement de la fondation $D = 2.3 \text{ m}$



Alors ceci implique que notre fondation est dite superficielle des semelles filantes.

III.4 METHODE DE CALCUL :

Un projet de fondation nécessite en premier lieu un calcul de mécanique des sols qui consiste à un :

a) Calcul à la rupture concernant le massif du sol sous la fondation qui utilise la théorie de la plasticité parfaite en introduisant un coefficient de sécurité F .

On notera qu'il y a lieu de se préoccuper du comportement à court terme et à long terme.

b) Calcul des tassements sous les fondations.

III.4.1 Calcul de la capacité portante :

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion «*C*» et de l'angle de frottement «*φ*» (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la **pression limite** «*p_l*» du pressiomètre Ménard ou à partir de la **résistance de pointe** «*Q_c*» du pénétromètre statique SPT.

NOTE : dans notre étude on a les données de l'essai pressiométrique.

III.4.2 Hauteur d'encastrement équivalente «*D_e*» :

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou Pénétromètre. On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur **Z**:

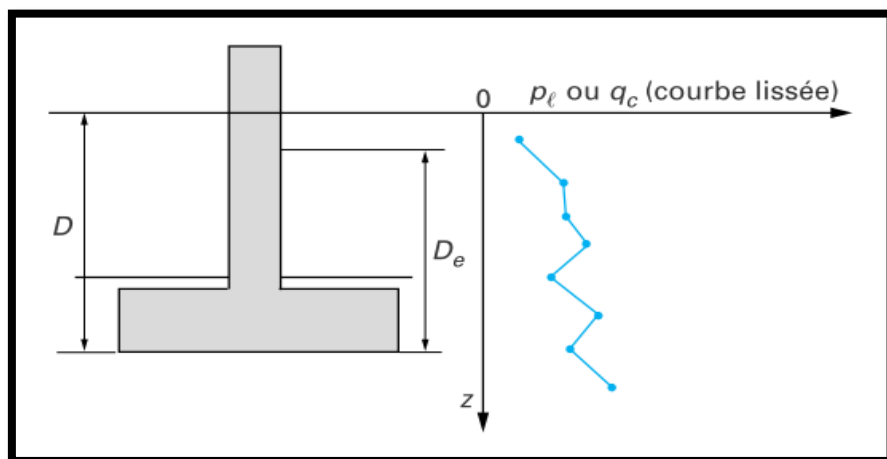


Figure III.2: Hauteur *D_e*.

La hauteur d'encastrement équivalente «*D_e*» est définie par :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^*(Z) \cdot dZ$$

P_{le}^{*} : étant la pression limite nette

D_e : la hauteur d'encastrement équivalente

III.4.3 Pression limite nette équivalente «*p*_{le}*» au pressiomètre Ménard et Résistance de pointe :

✚ **Pression limite:**

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites P_l sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette $p^*_l = p_l - p_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente p^*_{le} La valeur à la profondeur $D + 2/3 B$, comme indiqué sur

$$p^*_{le} = p^*_l \left(D + \frac{2}{3} B \right)$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins « $1,5B$ » au-dessous de la base de la fondation, on retient « p^*_{le} » pour la moyenne géométrique :

$$P^*_{le} = \sqrt[n]{P^*_{l1} * P^*_{l2} * P^*_{l3} * \dots * P^*_{ln}}$$

Ou :

$P^*_{l1} \cdot P^*_{l2} \cdot P^*_{l3} \cdot \dots \cdot P^*_{ln}$ Étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de D à $D + 1,5 B$, après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

III.4.4 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai pressiométrique:

Classification du sol :

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard on distingue les catégories de sols suivantes (**Tableau III.1**) :

Tableau III.1: Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)

Tableau des catégories conventionnelles de sols			
Classe de sol			Pressiomètre (MPa) P_l
Argiles. Limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0

	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables. Graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 à 2,5
	C	Compacte	> 3,0
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendres	1,5 à 4,0
	B	Compacts	> 4,5
Roches (1)	A	Altérées	2,5 à 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5
<p>(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométrique supérieurs à 50 à 80 MPa.</p>			

Charge verticale centrée:

La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_1 = q_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

Avec q_1 : contrainte de rupture,

q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

$$q_0 = \gamma_2 \cdot D$$

p_{le}^* : pression limite nette équivalente,

k_p : facteur de portance pressiométrique.

La méthode pressiométrique est une approche en contraintes totales. Si la base de la fondation est immergée, il n'y a donc pas lieu de tenir compte de la poussée d'Archimède dans les actions dues à l'eau, en d'autres termes, on ne déjauge pas la fondation.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les méthodes D'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de Portance « k_p » sont données par le **tableau III.2** et par **la Figure III.2**:

Tableau III.2: Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

Type de sol	Expression de K_p	K_p max (semelle carrée)	K_p max (semelle filante)
Argile et limons A; craies A	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.30	1.10
Argile et limons B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.50	1.22
Argile C	$0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.80	1.40
sable A	$\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.88	1.53
sable et graves B	$\left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.25	1.75
sable et graves C	$\left[1 + 0.80 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3.00	2.20
craies B et C	$1.3 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.18	1.83

Marnes ; marno - calcaire; roches altérées	$\left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.68	1.41
--	--	------	------

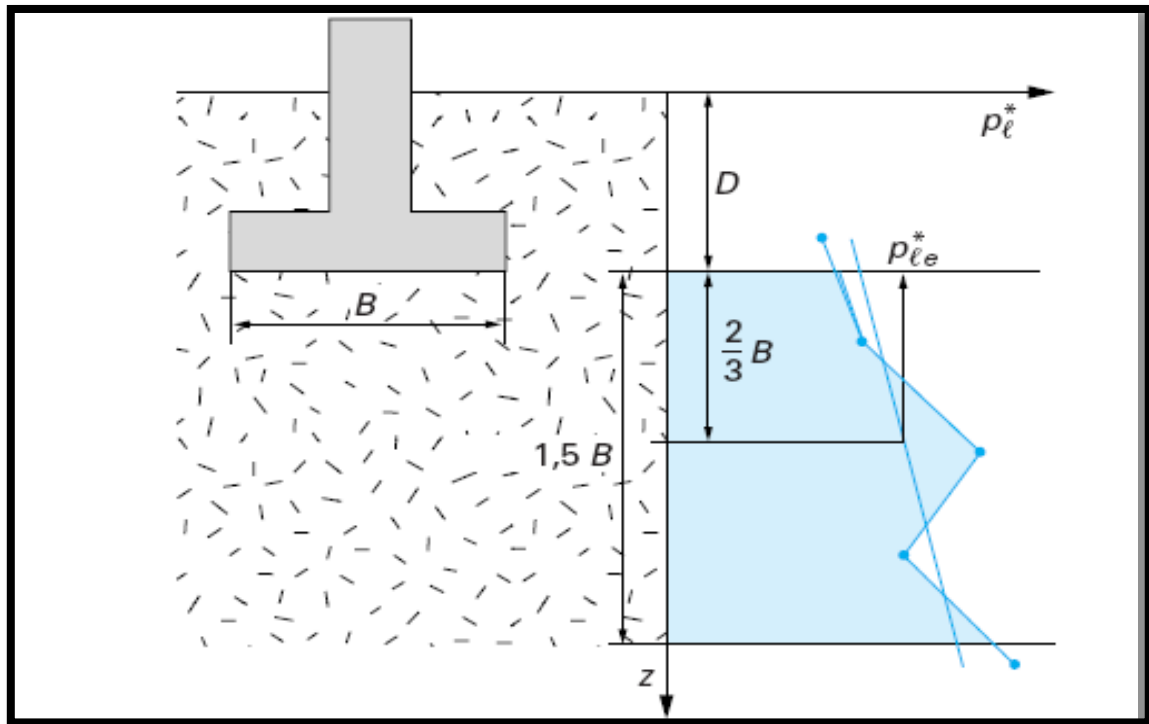


Figure III.3 : Définition de la pression limite nette équivalente.

III.4.5 Calcul de la capacité portante:

✓ Essai pressiométrique N°1:

Les valeurs des pressions limites nettes sont résumées dans le tableau suivant pour une Profondeur de 29 m :

Tableau III.3 : Valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°1

Pro	P ₀	P ₁	P ₁ [*]	P _{le} [*]
1.00	0.16	0.18	0.02	0.094
3.00	0.09	0.12	0.03	0.141
5.00	0.12	0.25	0.13	0.611

7.00	0.81	1.18	0.37	1.739
9.00	1.30	2.07	0.77	3.619
10.00	2.11	3.80	1.69	7.943
12.00	3.13	4.30	1.17	5.499
14.00	3.65	4.38	0.73	3.431
16.00	4.17	4.82	0.65	3.055
18.00	4.69	5.63	0.94	4.418
20.00	5.21	6.25	1.04	4.888
22.00	5.23	6.28	1.05	4.935
25.00	5.26	6.31	1.05	4.935
27.00	5.28	6.34	1.06	4.982
29.00	5.30	6.36	1.06	4.982

Remarque : Dans le calcul de la pression limite équivalente, on ne tient compte que de

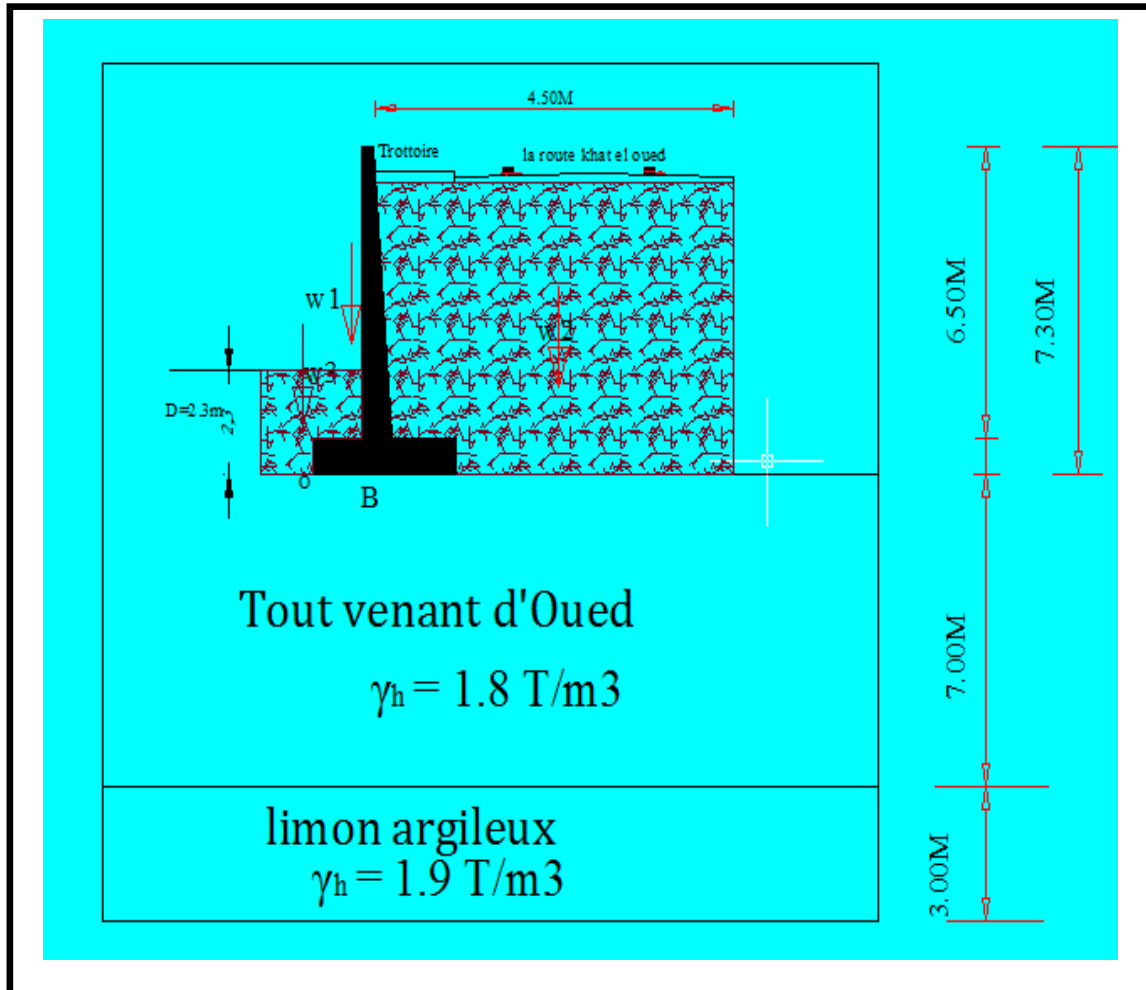
Valeurs de p_{le}^* au-dessus de:

$$\ll 1,5B \gg = 1.5 * 3.6 = 5.4 \text{ m}$$

La pression limite nette équivalente:

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* * P_{l2}^* * P_{l3}^* * \dots * P_{ln}^*}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[3]{0.094 * 0.14 * 0.611} = 0.2 \text{ Mpa} = 2 \text{ bars}$$

A.N : Calcul de la capacité portante:**Figure III.4 :** Schéma représentatif des différentes couches de sols sous le mur de soutènement.

Calcul de la capacité portante s'exprime a:

$$q_1 = q_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

$$q_0 = \gamma_2 \cdot D$$

$$q_0 = 1.8 \cdot 2.3 = 4.14 \text{ T/m}^2 = 0.414 \text{ bars}$$

Notre remblai est constitué d'argile et de limon B (Tableau III.2)

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$$

$$De = 2.3 - \frac{1}{0.2} * \frac{0.18+0.12}{2} = 1.55 \text{ m}$$

$$\mathbf{De = 1.55 \text{ m}}$$

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{3.6}{23} \right) \frac{1.55}{3.6} \right]$$

Donc : $\mathbf{K_p = 0.88}$

Donc la Calcul de la capacité portante est égale a :

$$q_{adm} = q_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

AN :

$$q_{adm} = 0.414 + 0.88 * 2 = 2.174 \text{ bars}$$

✓ **Essai pressiométrique N°2:**

Les valeurs des pressions limites nettes sont résumées dans le tableau suivant pour une

Profondeur de 30 m :

Tableau III.4 : Valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°2

Pro m	P ₀	P ₁	P ₁ [*]	P _{le} [*]
2	0,22	0,28	0.06	0.282
4	0,27	0,37	0.1	0.47
6	0,40	0,48	0.08	0.376
8	0,54	0,68	0.14	0.658
10	1,21	1,89	0.68	3.196
12	4,13	4,96	0.83	3.901
14	4,65	5,58	0.93	4.371
16	5,17	6,20	1.03	4.841
18	3,69	4,43	0.74	3.478

20	5,21	6,25	1.04	4.888
22	5,23	6,28	1.05	4.935
24	5,25	6,30	1.05	4.935
26	5,27	6,32	1.05	4.935
28	5,29	6,35	1.06	4.982
30	4,81	5,77	0.96	4.512

Remarque : Dans le calcul de la pression limite équivalente, on ne tient compte que de valeurs de p_{le}^* au-dessus de:

$$\ll 1,5B \gg = 1.5 * 3.6 = 5.4 \text{ m}$$

la pression limite nette équivalente:

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* * P_{l2}^* * P_{l3}^* * \dots * P_{ln}^*}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[3]{0.282 * 0.47 * 0.376} = 0.37 \text{ Mpa} = 3.7 \text{ bars}$$

Calcul de la capacité portante:

$$q_1 = q_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

$$q_0 = \gamma_2 \cdot D$$

De même pour sondage N°01

$$q_0 = 1.8 * 2.3 = 4.14 \text{ T/m}^2 = 0.414 \text{ bars}$$

Notre remblai est constitué Argiles. Limons C (Tableau III.2)

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$$

$$De = 2.3 - \frac{1}{0.37} * \frac{0.28+0.37}{2} = 1.42 \text{ m}$$

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{3.6}{23} \right) \frac{1.42}{3.6} \right]$$

Donc : $K_p = 0.87$

Donc la Calcul de la capacité portante est égale a :

$$q_{adm} = q_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

AN :

$$q_{adm} = 0.414 + 0.87 \cdot 3.7 = 3.63 \text{ bars}$$

✓ **Essai pressiométrique N°3:**

Les valeurs des pressions limites nettes sont résumées dans le tableau suivant pour une Profondeur de 30 m :

Tableau III.5 : Valeurs des pressions limites nettes du sondage pressiométrique N°3

Pro (m)	P_0	P_1	P_1^*	P_{le}^*
2	0.22	0.27	0.05	0.235
4	0.18	0.4	0.22	1.034
6	0.27	0.46	0.19	0.893
8	0.59	0.81	0.22	1.034
10	1.01	1.4	0.39	1.833
12	0.53	0.76	0.23	1.081
14	1.25	1.91	0.66	3.102
16	1.5	2.71	1.21	5.687
18	3.56	4.27	0.71	3.337
20	3.47	4.17	0.7	3.29
22	1.38	1.99	0.61	2.867

24	4.08	4.9	0.82	3.854
26	4.68	5.62	0.94	4.418
27	4.65	5.57	0.92	4.324
28	4.75	5.7	0.95	4.465
29	4.79	5.74	0.95	4.465
30	4.94	5.93	0.99	4.653

Remarque : Dans le calcul de la pression limite équivalente, on ne tient compte que de valeurs de p_{le}^* au-dessus de:

$$\ll 1,5B \gg = 1.5 * 3.6 = 5.4 \text{ m}$$

La pression limite nette équivalente:

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* * P_{l2}^* * P_{l3}^* * \dots * P_{ln}^*}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[3]{0.235 * 1.034 * 0.893} = 0.60 \text{ Mpa} = 6.00 \text{ bars}$$

Calcul de la capacité portante :

$$q_1 = q_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

q_0 : contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

$$q_0 = \gamma_2 \cdot D$$

De même pour sondage N°01 et 02

$$q_0 = 1.8 * 2.3 = 4.14 \text{ T/m}^2 = 0.414 \text{ bars}$$

Notre remblai est constitué Argiles. Limons C (Tableau III.2)

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$$

$$De = 2.3 - \frac{1}{0.60} * \frac{0.27+0.4}{2} = 1.74 \text{ m}$$

$$K_p = 0.8 \left[1 + 0.50 \left(0.6 + 0.4 \frac{3.6}{23} \right) \frac{1.74}{3.6} \right]$$

Donc : $K_p = 0.89$

Donc la Calcul de la capacité portante est égale a :

$$q_{adm} = q_0 + k_p \cdot p^*$$

AN :

$$q_{adm} = 0.414 + 0.89 * 6.0 = 5.75 \text{ bars}$$

On prend le cas le plus défavorable :

$$q_{adm} = \min\{2.174 ; 3.63 ; 5.75\}$$

On prend ; $q_{adm} = 2.174$ bars

III.5 SURCHARGE A ETUDIE:

III.5 .1 Charges permanente :

A- Mur de soutènement : surface du mur de soutènement * la densité du béton arme

$$W = S * 2.5 \text{ t/m}^3 = 6.4550 * 2.5 = 16.1375 \text{ t/ml}$$

B- Surcharge de remblais TVO:

B.1 – Remblais en amont : surface du Remblais en amont * la densité Remblais

$$P = 27.80 * 1.8 = 50 \text{ t/ml}$$

B.1 – Remblais en aval : surface du Remblais en aval * la densité Remblais

$$P = 5.75 * 1.8 = 10.35 \text{ t/ml}$$

C- Surcharge sur trottoirs :

Nous appliquons sur le trottoir une charge uniforme de 150 kg/m².

Nous avons dans notre projet un seul trottoir à cote droite de l'ouvrage sur la route de

Khat - El - Oued

- Trottoir 1:

PR= épaisseur du trottoir * la largeur du chaussée* la densité du béton

$$P1 = 0.25 \times 2.00 * 2.5 = 1.25 \text{ t/ml}$$

D- Surcharge sur la chaussée :

- Revêtement :

PR= épaisseur du couche de revêtement * la densité * la largeur du chaussée

$$PR= 0,08 \times 2,34 \times 7 = 1.31 \text{ t/ml}$$

$$PR= 1.31 \text{ t/ml}$$

- Couche de base GB :

$$PCB= 0,25 \times 2,2 \times 7.2 = 3.96 \text{ t/ml}$$

$$PCB= 3.96 \text{ t/ml}$$

- Couche de Fondation GNT (grave non traité)

$$PCF= 0,30 \times 1.8 \times 7.4 = 3.99 \text{ t/ml}$$

$$PCF= 3.99 \text{ t/ml}$$

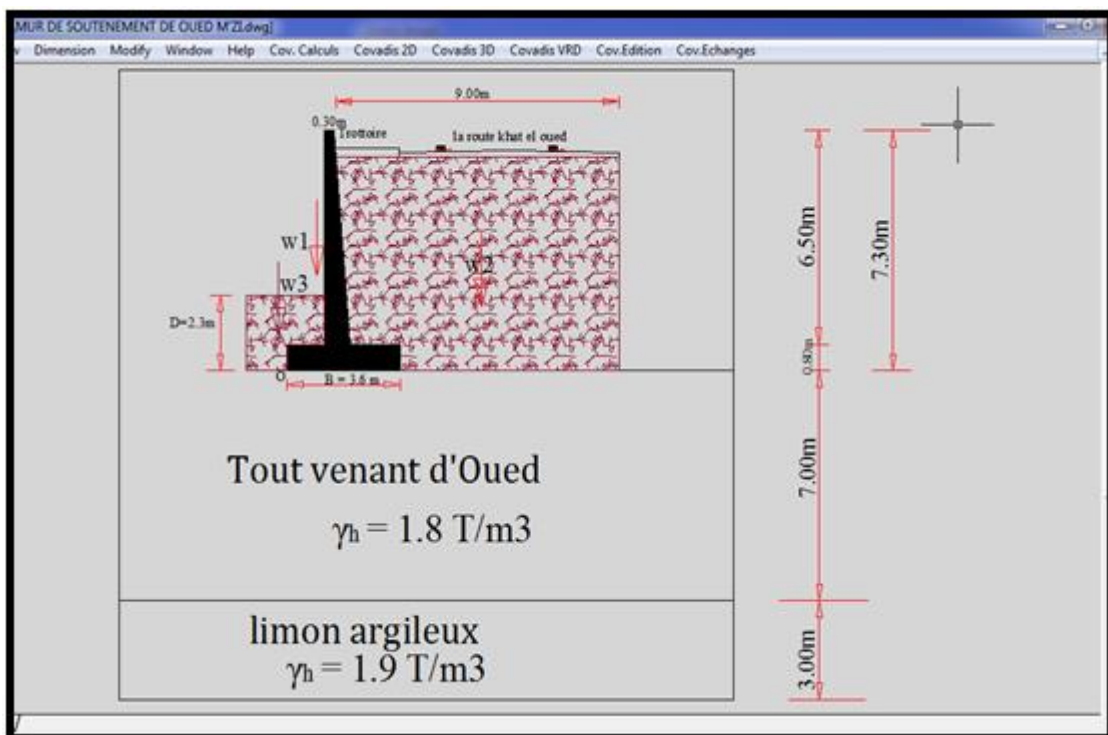


Figure III.5 : Désignation des éléments des charges.

III.5.2 Récapitulatif des charges et surcharges:

la longueur de l'ouvrage de soutènement	= 23 m	Designation des charges	
mur de soutènement	16.13 t/ml	W = 16.13T/ml	
le remblai tvo cote amont	50 t/ml	Gt1+ =50T/ml	
surcharge sur trottoirs	1.25 t/ml	Q =10.48T/ml	
surcharge sur la chaussée			

Revêtement	1.31 t/ml	
couche de base gb	3.96 t/ml	
couche de fondation gnt	3.99 t/ml	
le remblai tvo cote aval	10.35 t/m	Gt2 = 10.35T/ml

Tableau III.6: Récapitulatif des charges et surcharges

III.6 DIMENSIONNEMENT DU MUR EN B.A :

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs. Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Description :

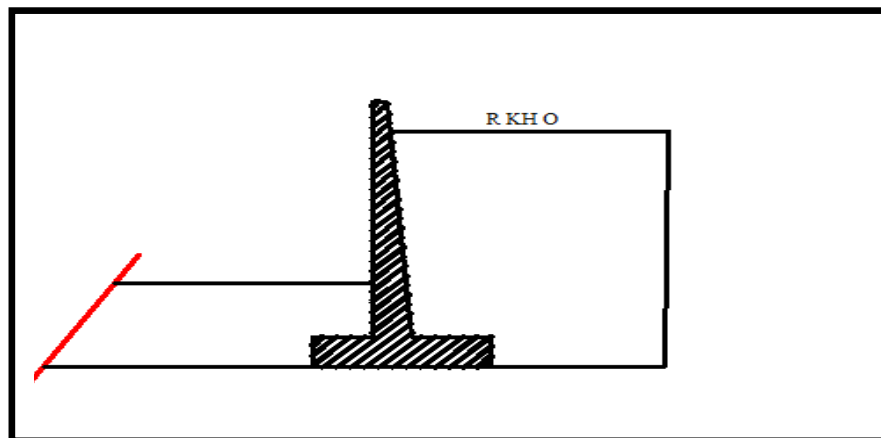


Figure III.6 : Coupe transversale du mur.

III.6.1 Pré dimensionnement du mur de soutènement:

Hauteur du mur $H = 6.5$ m

Largeur de la semelle $D=3.6$ m

Epaisseur du mur en basse $E_b=0.8$ m

Epaisseur du mur en haute $E_h =0.3$ m.

III.6.2 Calcul des poussées et vérification de la stabilité:

III.6.2.1 Données Géotechniques:

Poids volumique du remblai : $\gamma = 18 \text{ KN/ m}^3$

L'angle de frottement interne du remblai sans cohésion : $\varphi = 29.94^\circ$

L'angle de frottement sur le mur : $\delta = (2/3 \varphi) = 19.96^\circ$

Angle d'inclinaison de la surface : $\beta = 0$

III.6.2.2 Données Géométriques :

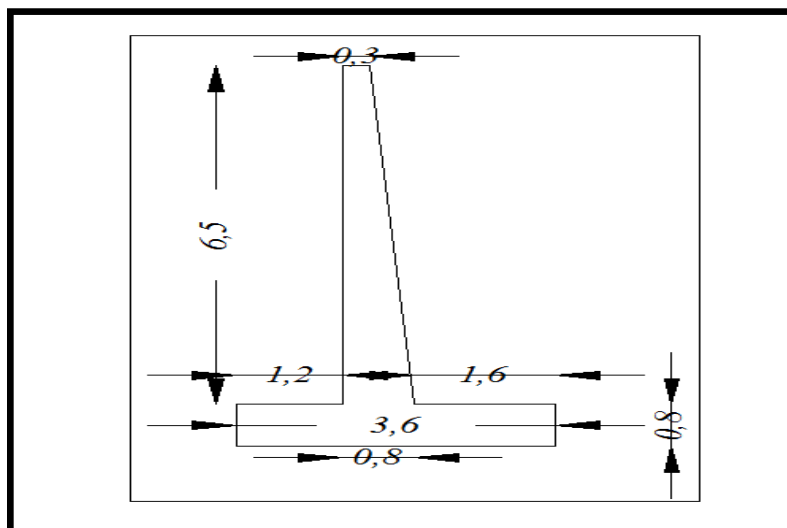


Figure III.7 : Données géométriques du mur.

III.6.2.2.1 Bilan des forces agissantes sur le mur:

✚ Forces stabilisatrices :

G1 : Poids des remblais.

G2 ,G3 ,G4 : Poids de chaque élément du mur.

q: la surcharge sur les remblais.

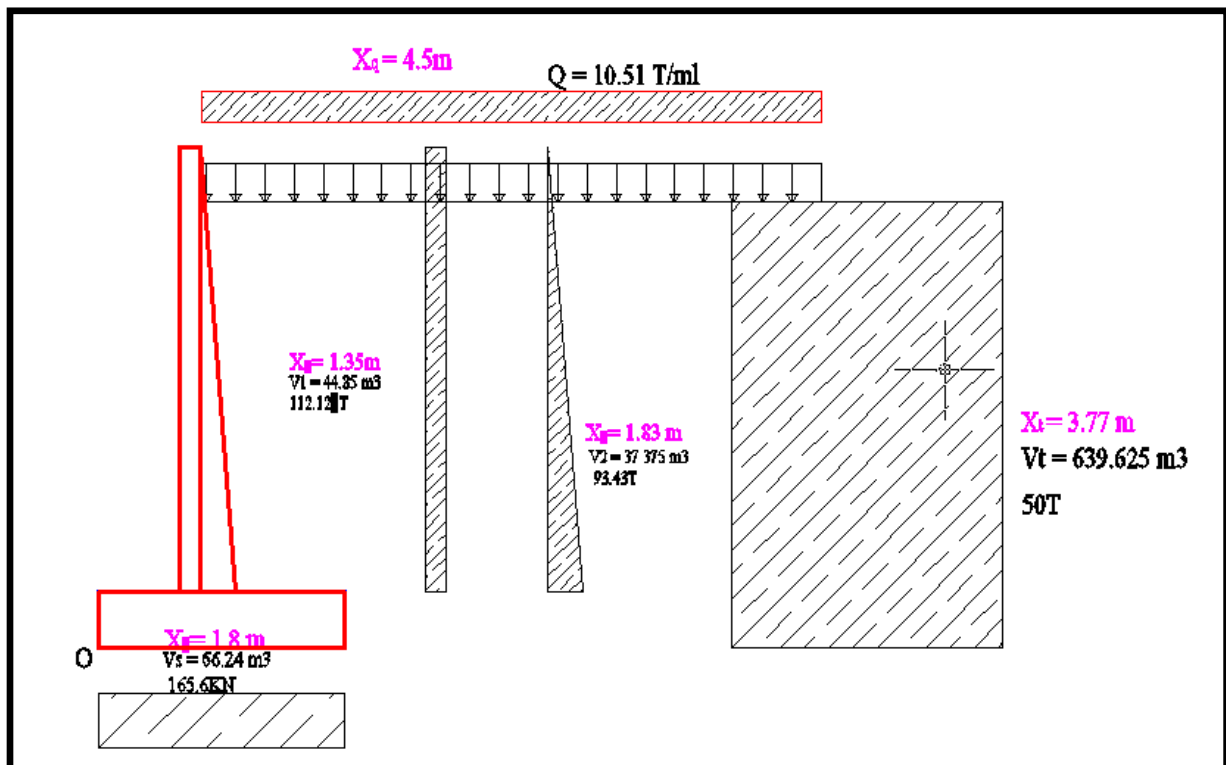
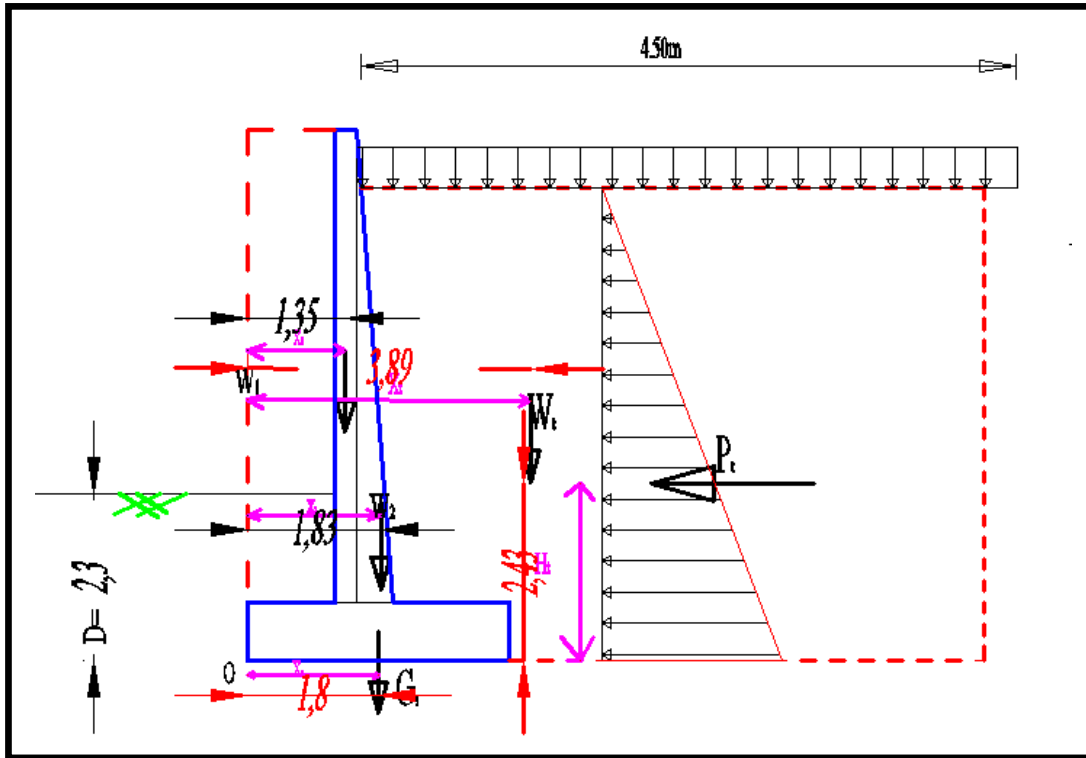
Xq , X1 ,X2 ,X3 ,X4 : Bras de levier des forces stabilisatrices

✚ Forces motrices :

P_t : poussée des terres.

P_q : poussée due à la surcharge.

Y1, Y2 : Bras de levier des forces P_t et P_q



III.6.3 Analyse de stabilité des murs de soutènement:

- ✚ Stabilité au renversement
- ✚ Stabilité au glissement
- ✚ Résistance au poinçonnement

III.6.3.1 Stabilité au renversement :

Le rapport de ces deux sommes est le coefficient de stabilité au renversement. Le mur est stable vis-à-vis du renversement, si ce coefficient de stabilité (*sécurité*) est supérieur ou égal à 1.5

III.6.3.2 Stabilité au glissement :

Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y a pas de risque de déplacement horizontal de l'ensemble.

On note :

N : la somme des efforts verticaux

P_H : la résultante de poussée projetée horizontalement

U : la résultante des sous-pressions éventuelles

Bu : la résultante de butée éventuelle

C et φ : les caractéristiques mécaniques du sol de fondation

B : la largeur de la fondation

F : le coefficient de sécurité

φ°	29.94	$H_T(m)$	6.5
$\gamma KN/m^3$	18.00	$H_S(m)$	2.3
Kp	0.33	b (m)	1.6
Kb	3.00	a (m)	1.2
fc28 Mpa	25.00	e (m)	0.8
q KN/m ²	10.00	H (m)	7.3

		$p = k_p \cdot \gamma \cdot H$	43.76			
		$Q = K_p \cdot q$	3.33			
Sollicitations de Renversement $M_{R/A}$: Moment de renversement par rapport au point A	Poussée:	Poussée	Poussée	x Distance	Moment	Moment
		ELS	ELU	/ à A	ELS	ELU
		KN	KN		KN.m	KNm
	Terre	$1/2 \cdot p \cdot H$	215.61	H/3	524.65	ELS*1.35
		159.71	ELS*1.35	2.43		708.27
	Surcharge	$Q \cdot H$	36.46	H/2	133.09	ELS*1.5
24.31		ELS*1.5	3.65	199.64		
la somme	184.02	252.07		657.74	907.91	

Sollicitations de Stabilité $M_{s/A}$: Moment de stabilité par rapport au point A	ELS	δ	h	L	Effort Verticale	Distance	Moment/A
		(KN/m ³)	m	m	KN	/ à A	KNm
	N1 remblais	18.00	6.50	1.60	187.2	2.50	468.00
	N2 Béton	25.00	6.50	0.55	89.375	2.50	223.44
	N3 Béton	25.00	0.80	3.60	72	0.50	36.00
q	10.00	—	2.80	$q \cdot 2.8 \cdot 1.1 = 28$	2.80	39.20	
					376.575		766.64

Tableau III.7: Récapitulative des moments:

Vérification au renversement (ELS)	$M_s/A = 766.64 \text{ KNm}$		$MR/A = 657.74 \text{ KNm}$
	Sécurité $= M_s/A / MR/A > 1.5$		Donc:
	A N	$1.16 < 1.5$	Stabilité au renversement n'est vérifiée
3)- GLISSEMENT (ELU)	on à:		
	Poussée:	$P_u = 252.07 \text{ KN}$	
	Butée:	$B_u = 1/2 \times H_s \times (k_b \times \delta h \times H_s)$	
		142.97 KN	
Frottement: $F = (\sum N) \times \text{tg}\phi = 214.65 \text{ KN}$			
Vérification au glissement	Sécurité	$P_u < B_u + F$	
	A.N =	$252.07 < 142.97 + 214.65 = 357.62 \text{ KN}$	donc : Pas de glissement

Tableau III.7: Vérification:

III.6.3.3 Résistance au poinçonnement:

Cette vérification consiste à s'assurer que les contraintes transmises au sol sont admissibles. Pour cela on doit dans un premier temps ramener tous les efforts appliqués au centre de la semelle (face inférieure) :

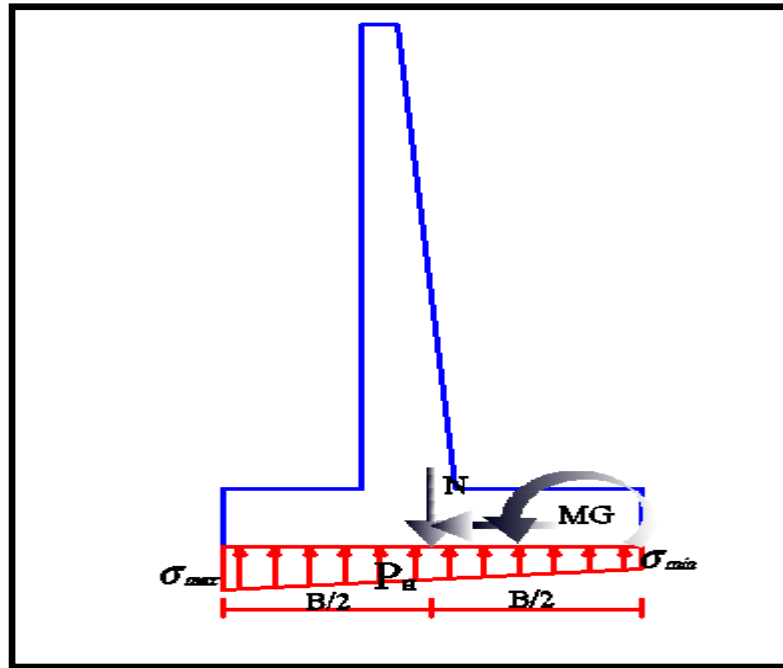


Figure III.10 : Bilan des contraintes.

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{6 M_G}{B^2}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{6 M_G}{B^2}$$

$$N = w_1 + w_2 + G_s + G_t + q = 48.75 + 40.625 + 72.00 + 187.2 + 28 + 72 = \mathbf{376.575 \text{ KN}}$$

$$MG = w_1 * 0.45 + w_2 * 0.14 + G_s * 0 - G_t * 2.1 + PH_1 * 6.5/2 + PH_2 * 6.5/3$$

$$= 48.75 * 0.45 + 40.625 * 0.14 - 187.2 * 2.1 + 36.46 * 6.5/2 + 215.61 * 6.5/3$$

$$= \mathbf{220.155 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{376.575}{3.6} + \frac{6 * 220.155}{3.6^2}$$

$$\sigma_{\min} = 206.53 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{376.575}{3.6} - \frac{6 * 220.155}{3.6^2}$$

$$\sigma_{\max} = 2.67 \text{ KN/m}$$

$$\sigma \frac{3}{4} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

où σ_{adm} est déterminé par un essai pressiométrique ou par les essais en laboratoire.

AN

$$\sigma \frac{3}{4} = \frac{3*(2.67)+206.53}{4} \leq \sigma_{adm}$$

$$5.3 > \sigma_{adm} = 2.174 \text{ bars}$$

2.174 bars Capacité portante d'une fondation superficielle calcul précédent

Donc la Résistance au poinçonnement n'est pas vérifiée

III.7 CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus de la stabilité du mur de soutènement en Béton Armé:

- La Stabilité au renversement n'est pas vérifiée.
- La stabilité au glissement est vérifiée
- Et la résistance au poinçonnement n'est pas vérifiée

D'après l'étude effectuée sur les structures en béton armé de notre Mur de soutènement, la vérification de la stabilité interne, font ressortir la nécessité d'un ancrage profond dans la couche compacte.

IV .1 calcul du mur par le programme expert 2010 mur de soutènement :

IV .1.1 Introduction :

Le dimensionnement de l'ouvrage de mur de soutènement nécessite une vérification plus juste possible

IV .1.2 Calcul du Mur de Soutènement en Béton Armé :

On se propose l'étude du mur de soutènement de 7.30 m de hauteur. Cette étude s'articule sur 2 axes qui sont :

1. pré dimensionnement du mur.
2. Calcul du mur par le logiciel Robot EXPERT2010 Le mur dispose des caractéristiques suivantes :

a)- Caractéristiques du sol :

Paramètres	symbole	TVO	Limons Argileuse	sable Argileuse	Unité
Poids volumique "non saturé"	γ_{unsat}	18.00	19.00	20.00	[kN/m ³]
Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	18.00	19.00	20.00	[kN/m ³]
Coefficient de Poisson	ν	0.2	0.2	0.2	-
Cohésion	C_{ref}	30	30	30	[kN/m ³]
Angle de frottement	Φ	29.94	29.94	29.94	[°]
Angle de dilatance	Ψ	5	5	5	[°]
Contrainte Admissible du sol	σ_{sol}	2.174 bars			

Tableau IV .1: Caractéristiques du sol.

b) Caractéristiques du Béton :

Poids volumique du Béton (kN/m^3)	γ Béton= 25
Classe C25/30 (MN/m^2)	$F_{c28} = 25$
Module de Young (MN/m^2) compression a 28 jours	$E = 32164.2$

Tableau IV .2: Caractéristiques du Béton.

IV .1.2.1 Pré dimensionnement:

Après avoir le catalogue de pré dimensionnement nous opte le pré dimensionnement comme ca

$$H= 7.30 \text{ m}$$

$$B=3.60\text{m.}$$

$$e = 0.80 \text{ m.}$$

$$b_1 = \frac{B}{3} = 1.20 \text{ m}$$

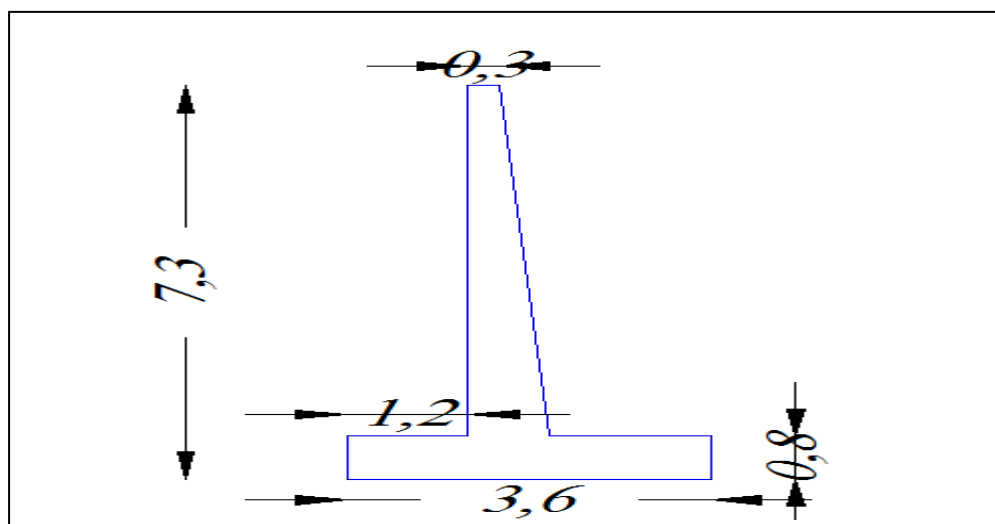


Figure IV .1: Mur de soutènement analysé.

IV .1.2.2 Présentation de programme:

Le programme EXPERT Murs de soutènement est un outil performant permettant d'effectuer les calculs géotechniques et les calculs de la structure en Béton armé (résistance ultime, surface théorique de ferrailage etc.).

Le module permet aussi d'effectuer le pré-dimensionnement de la section transversale de l'élément de la structure en Béton armé.

Les calculs des murs de soutènement sont effectués conformément aux prescriptions des normes françaises suivantes :

- ✓ paramètres géotechniques : DTU 13.12 ou Fascicule N° 62 – Titre V
- ✓ Ferrailage : BAEL 91 ou BAEL 91 mod.99

Les caractéristiques les plus importantes du programme EXPERT Murs de Soutènement sont les suivantes:

- ✓ Personnalisation des systèmes d'unités utilisés, des formats d'affichage des valeurs numériques, des caractéristiques des matériaux ;
- ✓ Sélection de la géométrie du mur de soutènement ;
- ✓ Définition de différents types de profilé du talus ;
- ✓ Définition du sol composé de différents strates et de nappe phréatique ;
- ✓ Édition et modification de la base de sols ;
- ✓ Définition libre d'un nombre quelconque de charges appliquées ;
- ✓ Calculs des armatures du mur de soutènement pour la flexion et fissuration ;
- ✓ Sélection et génération des types d'armatures ;
- ✓ Génération du dessin des armatures dans l'éditeur des plans d'exécution du logiciel ROBOT.

Le dimensionnement du mur de soutènement comprend :

- ✓ Vérification des contraintes dans le sol sous la semelle du mur de soutènement
- ✓ Définition des tassements moyens et de la différence de tassements;
- ✓ Vérification de la stabilité au renversement et au glissement
- ✓ Calcul du déplacement et du renversement du mur

- ✓ Définition de la section d'acier théorique dans le voile et la semelle
- ✓ Définition des combinaisons dimensionnées lors de la vérification de la résistance du mur de soutènement
- ✓ Quantitatif Béton, coffrage ;

Pour vous faciliter l'étude des murs de soutènement, le programme EXPERT Murs de Soutènement comprend six onglets prédéfinis :

IV .1.2.3 Géométrie du mur:

Les options disponibles sur cet onglet servent à définir la géométrie du mur de soutènement. La partie centrale de la boîte de dialogue contient le schéma du mur de soutènement.

IV .1.2.3.1 Général :

Après la sélection de l'onglet Général, la boîte de dialogue Géométrie prend la forme

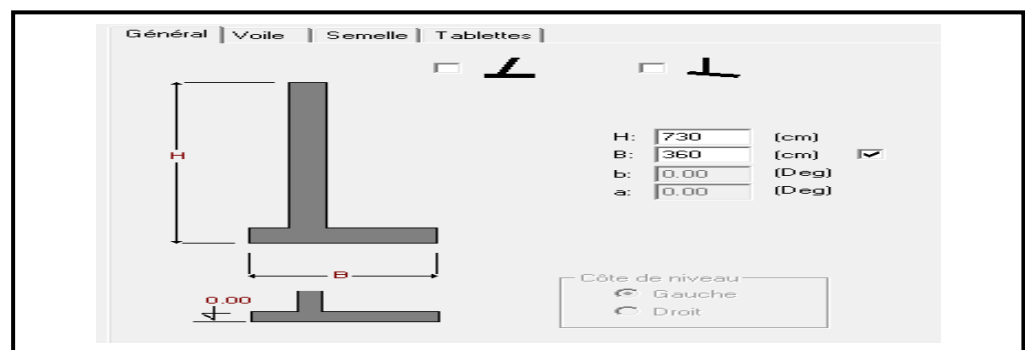


Figure IV .2: Donnée de Géométrie (général).

IV .1.2.3.2 Voile et Semelle:

Après la sélection de l'onglet Voile et l'onglet Semelle, la boîte de dialogue

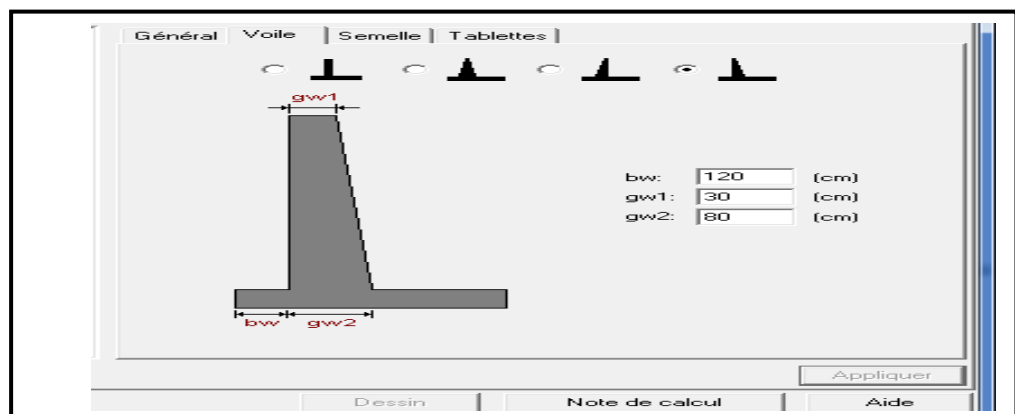


Figure IV .3: Donnée de Géométrie (voile).

IV .1.2.3.3 Sols:

Les sols qui se trouvent du côté droit/gauche du mur et ceux au-dessous du mur peuvent être définis dans l'onglet Sols présenté sur la figure ci-dessous. La définition des sols concerne les sols situés en amont et en aval du mur de soutènement.

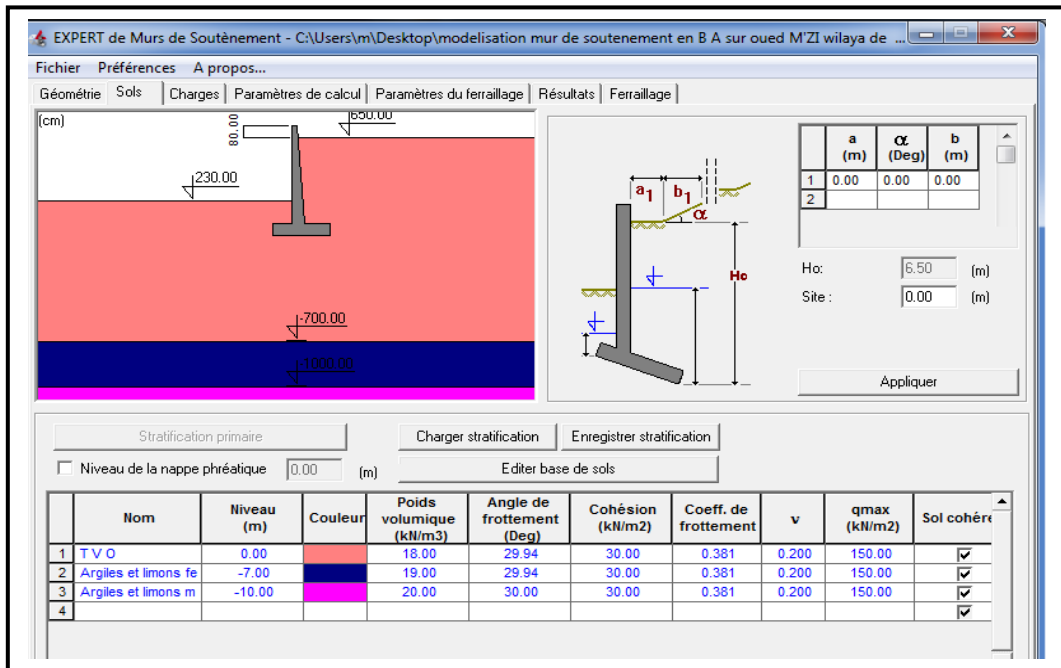


Figure IV .4: Donnée de Sol en stratification primaire.

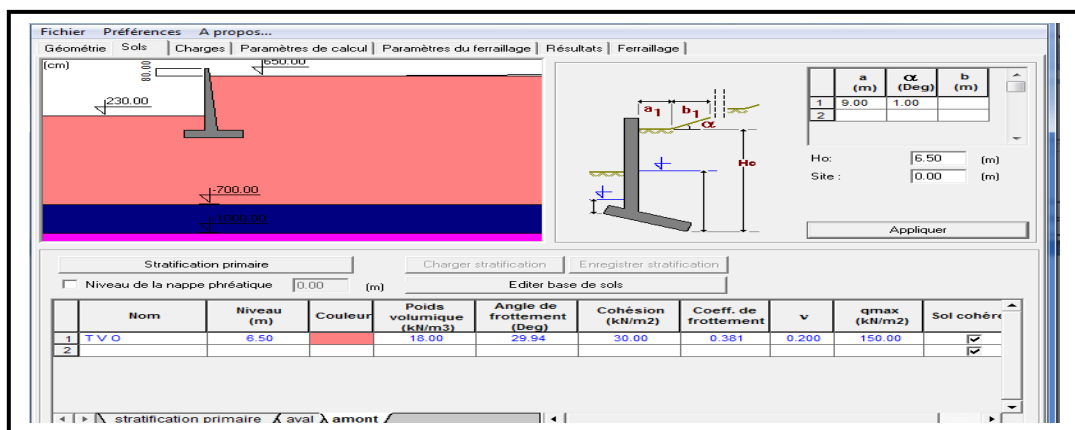


Figure IV .5: Donnée de Sol en Aval et en Amont.

IV .1.2.3.4 charges:

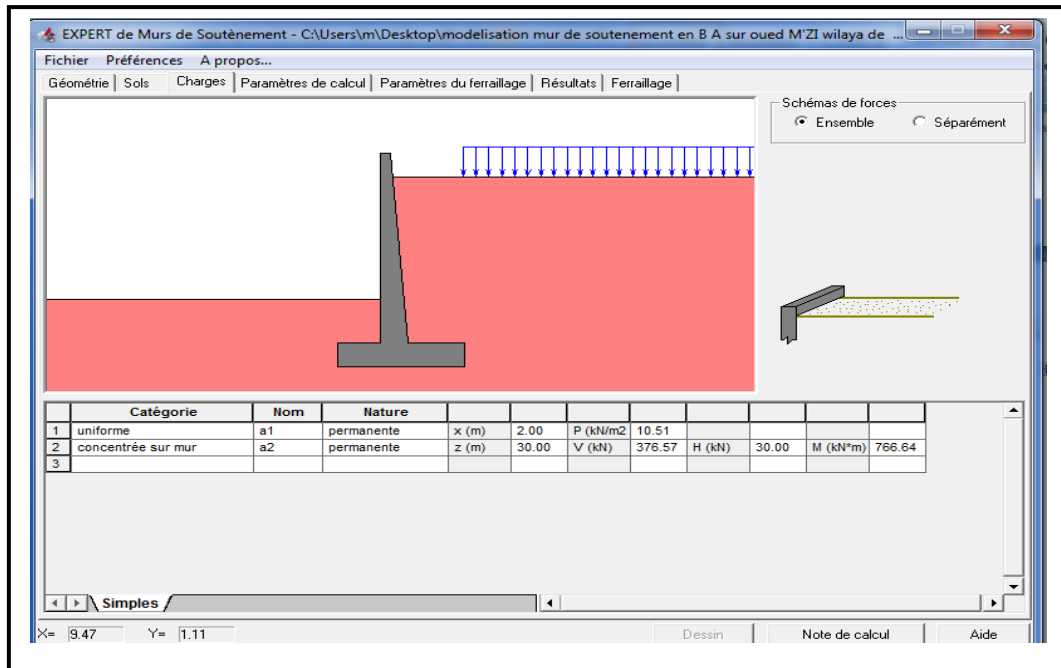


Figure IV .6: Insertion des charges.

IV .1.2.3.5 Paramètres de calcul:

Dans l'onglet Paramètres de calcul, nous avons définis les paramètres Géotechniques utilisés lors des calculs du mur de soutènement : étendue des Calculs pour ELS et ELU, coefficients de réduction et de correction, sélection de la méthode de calcul de la poussée, coefficients de frottement sol-voile, etc.

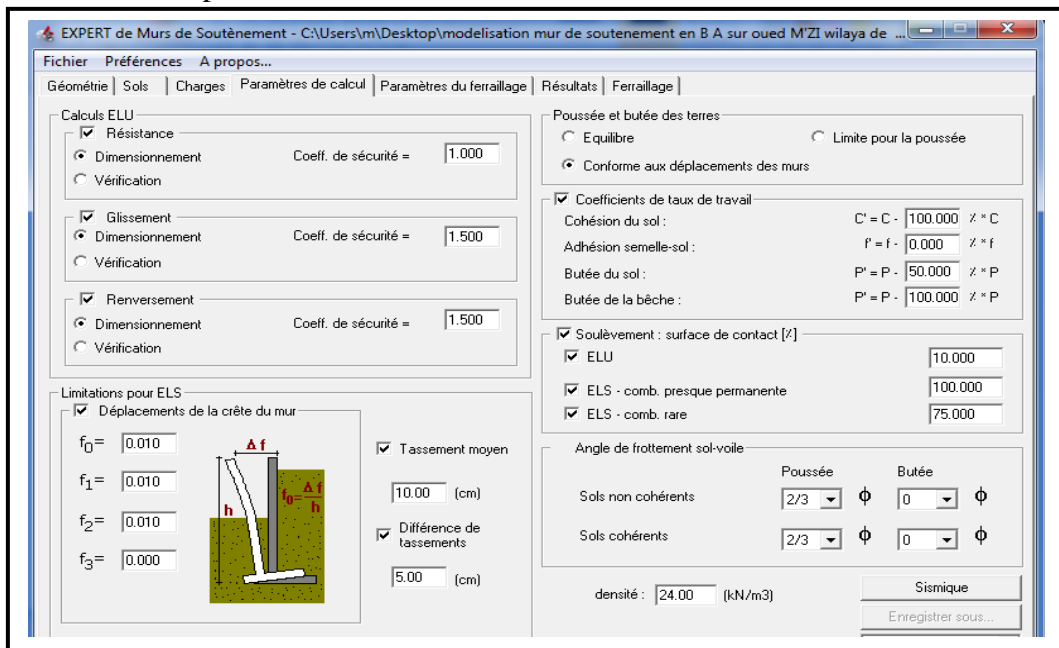


Figure IV .7: Donnée Paramètres de calcul.

IV .1.2.3.6 Résultats:

Les résultats des calculs effectués pour le mur de soutènement défini sont représentés sur l'onglet Résultats

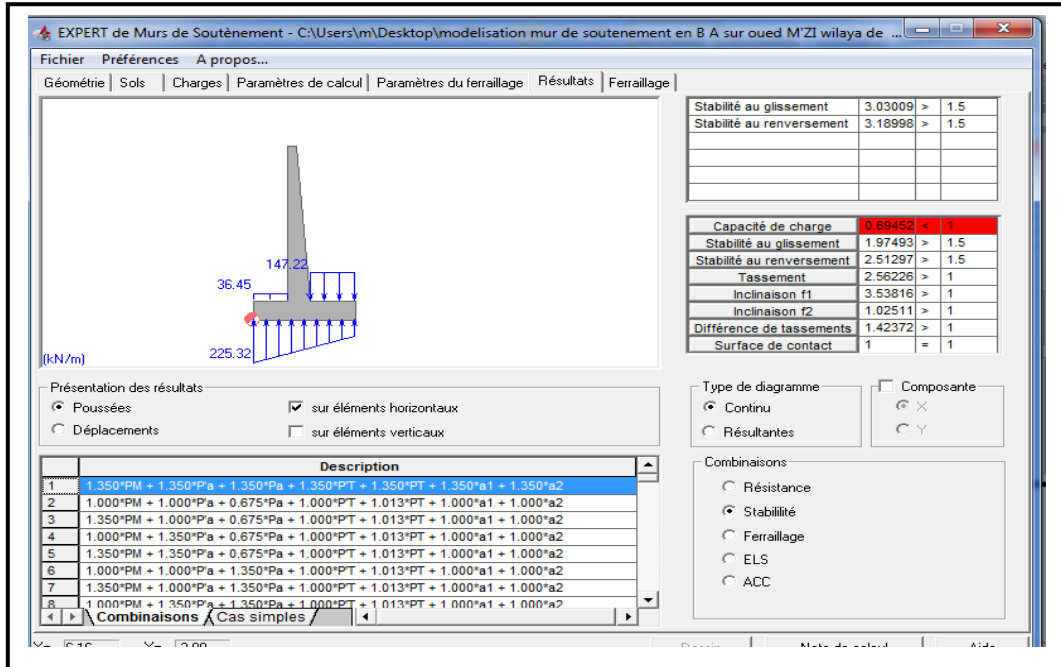


Figure IV .08: Poussées sur éléments horizontaux.

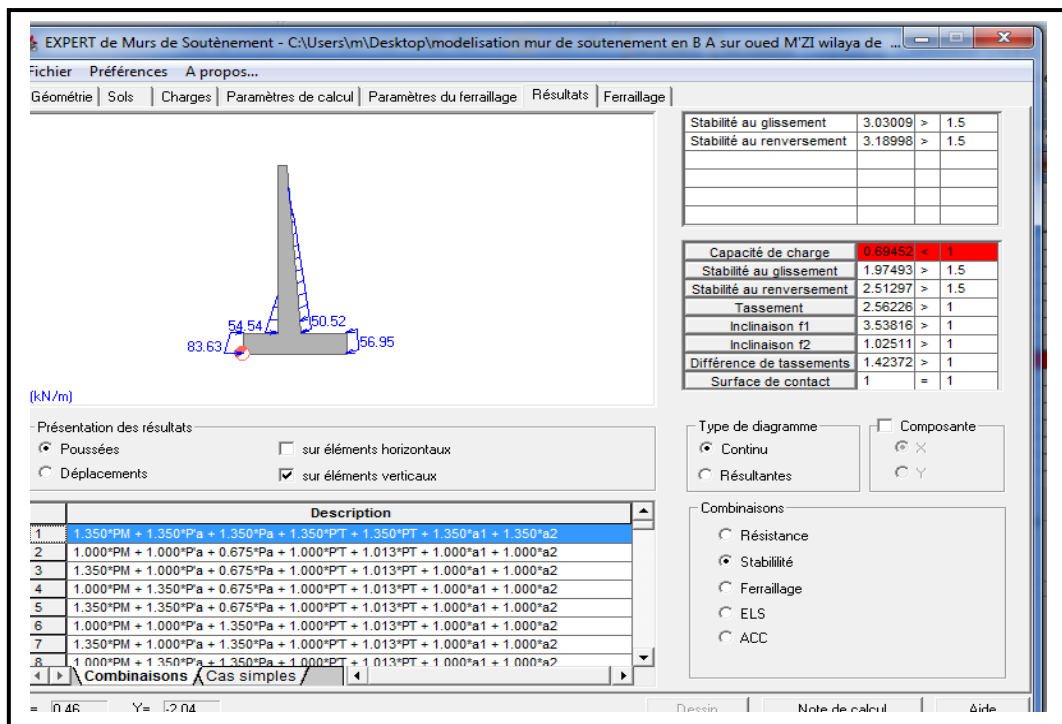


Figure IV .09: Poussées sur éléments verticaux.

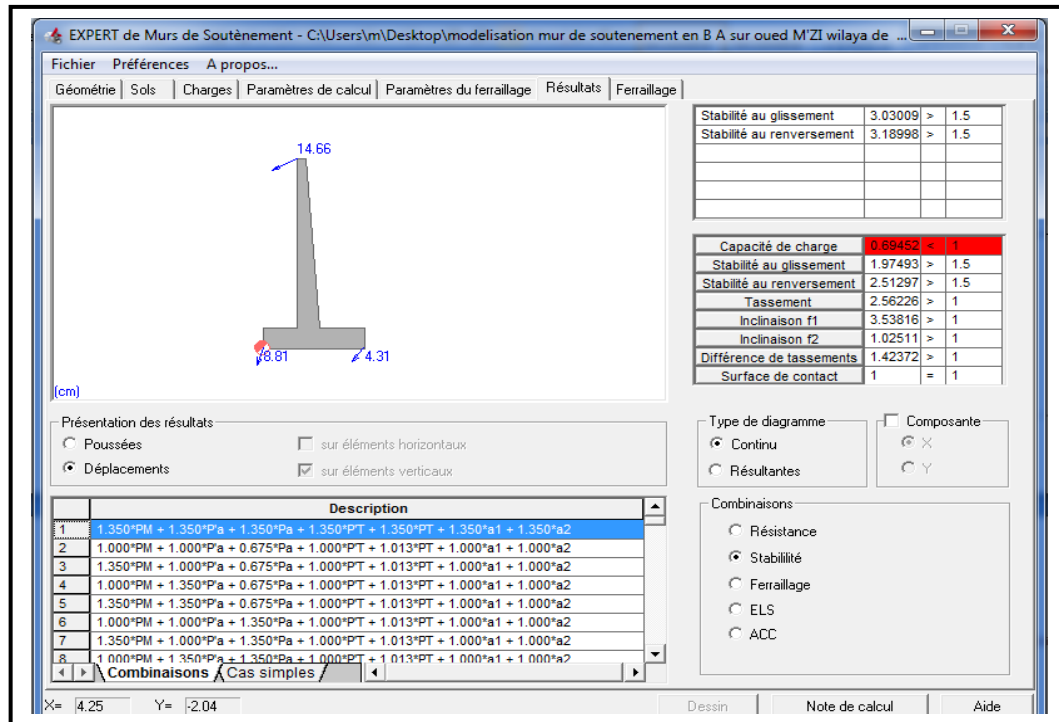


Figure IV .10: Déplacements.

IV .1.3 Les résultats de robot expert:

IV .1.3.1 Paramètres de calculs:

Mur de soutènement : modélisation mur de soutènement en B A sur oued M'ZI wilaya de Laghouat

1. paramètre de calcul

MATERIAU:

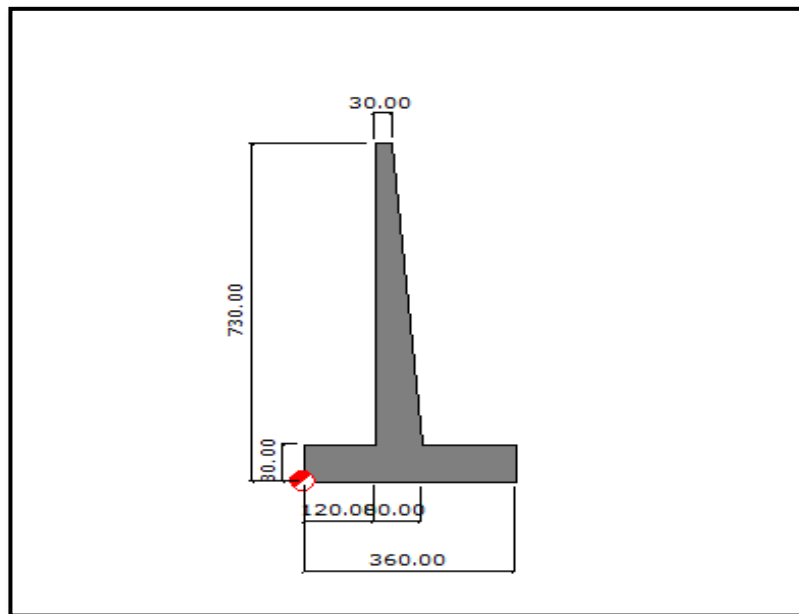
- **BETON:** classe C25/30, $f_{c28} = 25.00$ (MN/m²),
Poids volumique = 24.00 (kN/m³)
- **ACIER:** classe HA 500, $f_e = 500.00$ (MN/m²)

OPTIONS:

- Calculs suivant la norme: Béton: **BAEL 91 mod. 99**
Sols: **Fascicule N° 62. Titre V**
- Enrobage: $c_1 = 3e+001$ (mm), $c_2 = 5e+001$ (mm)
- Agressivité du milieu: agressif

- Fissuration: peu préjudiciable

2. Géométrie:

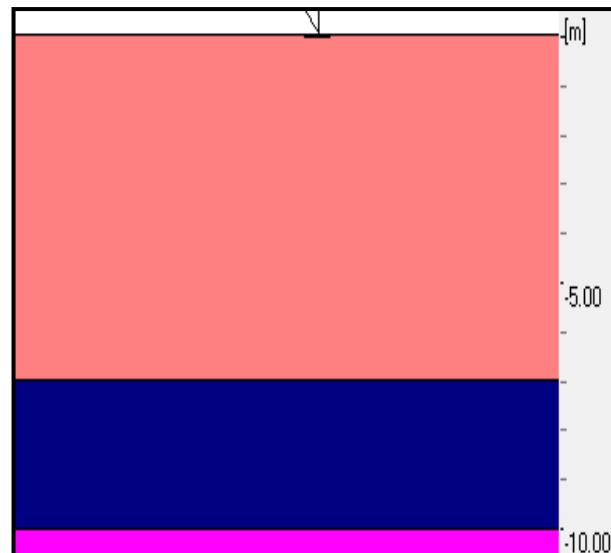


3. Sol:

- Définition des Paramètres géotechniques suivant la méthode: A
- Talus Profondeur du sol aval $H_o = 650.00$ (cm)
- Stratification primaire:

Paramètre:

Densité [kN/m ³]	Angle de frottement [Deg]	Cohésion [kN/m ²]	Epaisseur [cm]	Niveau [cm]	Nom du sol	N°
18.00	29.94	30.00	700.00	0.00	T V O	1.
19.00	29.94	30.00	300.00	-700.00	Argiles et limons fermes	2.
20.00	30.00	30.00	-	-1000.00	Argiles et limons mous	3.



- **Sols en amont:**

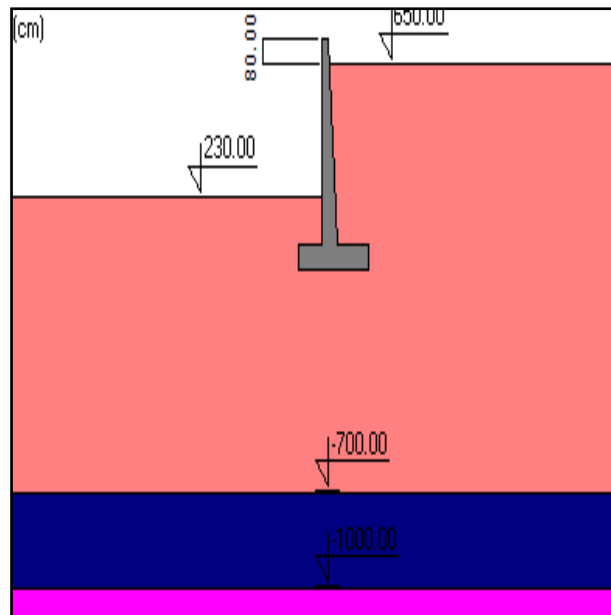
Paramètre:

Densité [kN/m ³]	Angle de frottement [Deg]	Cohésion [kN/m ²]	Épaisseur r [cm]	Niveau [cm]	Nom du sol	N°
18.00	29.94	30.00	650.00	650.00	T V O	1

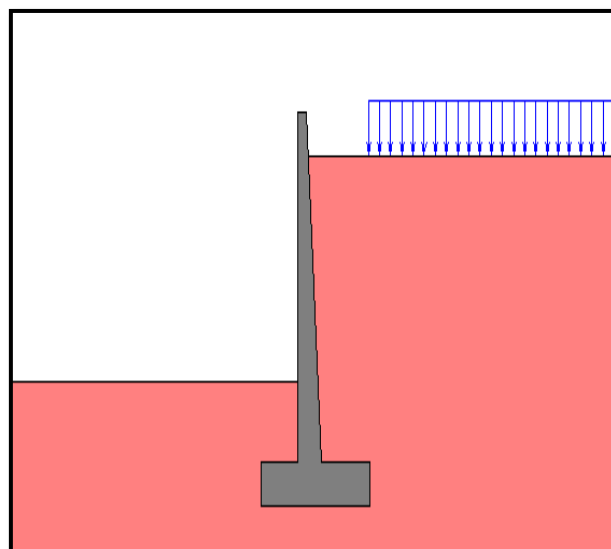
- **Sols en aval:**

Paramètre:

Densité [kN/m ³]	Angle de frottement [Deg]	Cohésion [kN/m ²]	Épaisseur r [cm]	Niveau [cm]	Nom du sol	N°
18.00	29.94	30.00	230.00	230.00	T V O	1



4. Charges



- Liste de charges

1 uniforme

a1b / permanente $x = 2.00$ (m) $P = 10.51$ (kN/m²)

2 concentrée sur mur

a2 permanente $z = 30.00$ (m) $V = 376.57$ (kN) $H = 30.00$ (kN)
 $M = 766.64$ (kN*m)

5. Résultats de calculs géotechniques

POUSSEES

Poussée et butée des terres : conforme aux déplacements du mur Coefficients de poussées et butées limites et équilibres pour les sols:

Sols en amont:

Kp	Ko	Ka	Angle de frottement [Deg]	Niveau [cm]	Nom du sol	N°
2.758	0.501	0.331	29.94	650.00	T V O	1.

Sols en aval:

Kp	Ko	Ka	Angle de frottement [Deg]	Niveau [cm]	Nom du sol	N°
2.993	0.501	0.298	29	230.00	T V O	1.

RESISTANCE

Combinaison dimensionnante: $1.350 \cdot PM + 1.000 \cdot P'a + 1.350 \cdot Pa + 1.350 \cdot P'T + 1.350 \cdot PT + 1.350 \cdot a1 + 1.000 \cdot a2$

Coefficient de sécurité: **0.695 < 1.000**

TASSEMENT

Combinaison dimensionnante: $1.000 \cdot PM + 1.000 \cdot P'a + 1.000 \cdot Pa + 1.000 \cdot P'T + 1.000 \cdot PT + 1.000 \cdot a1 + 1.000 \cdot a2$

Charge dimensionnante réduite:

$N = -419.24$ (kN/m) $M_y = -24.10$ (kN*m) $F_x = -61.54$ (kN/m)

- Tassement: $S = 3.90$ (cm) < $S_{dop} = 10.00$ (cm)

RENVERSEMENT

- Combinaison dimensionnante: $1.000*PM + 1.000*P'a + 1.350*Pa + 1.000*P'T + 1.013*PT + 1.350*a1 + 1.000*a2$
- Moment de renversement: $M_o = 398.01$ (kN*m)
- Moment empêchant le renversement de la fondation: $M_{uf} = 1000.20$ (kN*m)
 - Coefficient de sécurité: $2.513 > 1.500$

GLISSEMENT

- Combinaison dimensionnante: $1.000*PM + 1.000*P'a + 1.350*Pa + 1.000*P'T + 1.013*PT + 1.350*a1 + 1.000*a2$
- Valeur de la force de glissement: $Q_{tr} = 108.01$ (kN/m)
- Valeur de la force empêchant le glissement du mur:

$$Q_{tf} = N * f + C * A$$
 - au niveau du sol: $Q_{tf} = 213.31$ (kN/m)
 - Coefficient de sécurité: $1.975 > 1.500$

ANGLES DE ROTATION

Combinaison dimensionnante: $1.000*PM + 1.000*P'a + 1.000*Pa + 1.000*P'T + 1.000*PT + 1.000*a1 + 1.000*a2$

Charge dimensionnante réduite:

$N = -419.24$ (kN/m) $M_y = -24.10$ (kN*m) $F_x = -61.54$ (kN/m)

- Angle de rotation: $ro = 0.56$ (Deg)
- Coefficient de sécurité: $1.424 < 1.500$

IV.2 Modélisation le Rideaux de palplanche par Le programme Plaxis V :

IV.2 .1 INTRODUCTION:

Pour réaliser ce travail et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, nous avons eu recours aux méthodes qui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. La

méthode des éléments finis (MEF) est actuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application, ou elle est utilisée dans le calcul de la structure.

IV.2 .2 PRESENTATION DU CODE ELEMENTS FINIS PLAXIS:

Le code éléments finis Plaxis 2D représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvées, ainsi que de procédures de choix automatiques évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le système d'options du code Plaxis commencent par :

- ✚ Le Maillage
- ✚ Les conditions aux limites en déplacement
- ✚ Les contraintes initiales dues au poids des terres
- ✚ Les pressions interstitielles

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs :

✓ **Phase de calcul**

Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité) Une fois le phasage de l'étude terminée, des points bien particuliers peuvent être choisis pour tracer les courbes charges-déplacements.

Visualisation des résultats

Plaxis 2D permet la sortie des résultats suivants :

- La déformée de maillage,
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux) et les déformations,
- Les diagrammes des forces (moments, efforts verticaux et efforts de cisaillement)
- Les contraintes totales et effectives,

- Le coefficient de sur consolidation et les points de déformation plastique,
- Le champ d'écoulement et le niveau de l'eau,

IV.2 .3 Types d'éléments utilisés par PLAXIS 2D:

PLAXIS 2D peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymétrique*). Les modèles en déformations planes (*plain strain*) sont utilisés pour des structures ayant une section plus ou moins uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

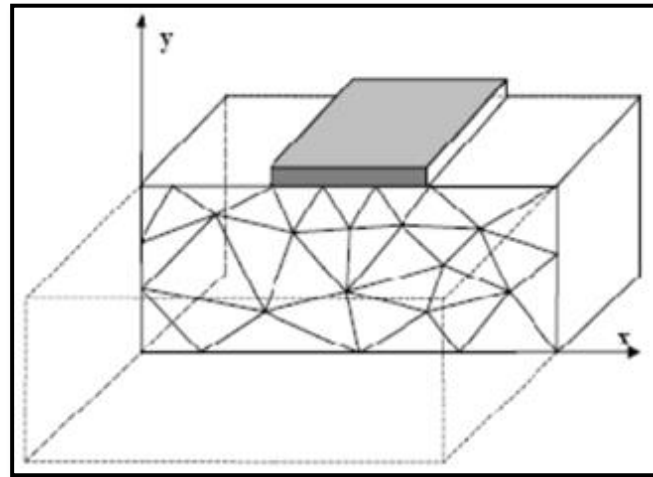


Figure IV.11 : Exemple de problème en déformations plane.

Deux types d'éléments peuvent être utilisés dans PLAXIS ; élément triangulaire à 6 nœuds et élément triangulaire à 15 nœuds. Ces éléments servent à modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. Numérique. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents.

IV.2 .4 Les modèles de comportement intégrés dans Plaxis:

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb nous a permis de définir le comportement de notre structure.

Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont :

❖ **Modèle élastique linéaire**

Le modèle élastique que utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . On passe de G à E par la relation :

$$E= 2 G (1+\nu)$$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments des structures en Béton ou en Métal en interaction avec le sol.

❖ **Le modèle de Mohr-Coulomb**

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autre sont c et ϕ respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire.

a) Le module de Young

. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant.

b) Le coefficient de poisson

Il varie généralement de 0.2 à 0.4, Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) L'angle de frottement

Plaxis 2D ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne.

d) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1kpa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u=0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » note Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0 \text{ pour } \varphi < 30^\circ$$

- Les cas où $\Psi < 0$ correspondent à des sables très lâches.
- La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

f) Le facteur de réduction de l'interaction (*Rinter*)

L'interaction entre sol et structure est dite rigide si le sol a les mêmes propriétés de la structure et il est non rigide pour le cas différent. On parle ici du facteur réducteur de l'interaction sol-structure note *Rinter* Il peut être donné par les deux formules suivantes :

$$C_{inter} = R_{inter} * C_{sol}$$

$$\tan(\varphi)_{inter} = R_{inter} * \tan(\varphi)_{sol}$$

Les valeurs suggérées pour *Rinter* selon le type de l'interaction sol/structure :

- ✓ Interaction Béton /acier = *Rinter* $\approx 0.7 - 0.8$

IV.2 .5 Simulation avec le code plaxis 2D :

Le logiciel PLAXIS permet de modéliser au mieux le comportement du sol. On a comportement élasto-plastique en considérant un critère de rupture de Mohr-Coulomb, modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols.

Le modèle élasto-plastique "Mohr-Coulomb" est caractérisé par 05 paramètres :

En élasticité,

E module d'élasticité de Young, ν coefficient de Poisson.

En plasticité,

C cohésion du sol, Φ angle de frottement du sol, Ψ angle de dilatance du sol.

IV.2 .6 Établissement d'un modèle de calcul :

IV.2 .6.1 La géométrie du modèle :

Le projet est symétrique il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 23 m de largeur sur 30 m de profondeur. Ce modèle est présenté sur **Figure IV.12** trois couches de sol composent la géologie du site :

- ✚ une couche de remblai en surface de 13.50 m de profondeur
- ✚ une couche limons Argileux en surface de 03.00 m de profondeur
- ✚ une couche sable Argileux de 12.7 m de profondeur
- ✚ la Nappe phréatique a 12 m

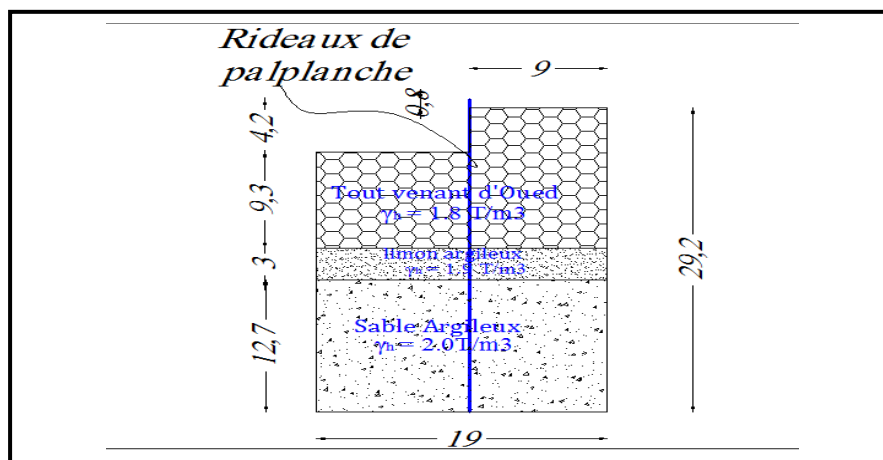


Figure IV.12: Vue en coupe du projet.

IV.2 .6.2 Dimensions géométriques du modèle numérique:

Le modèle numérique envisagé pour simulations et calculs est dimensionné comme suivant (Figure IV. 13):

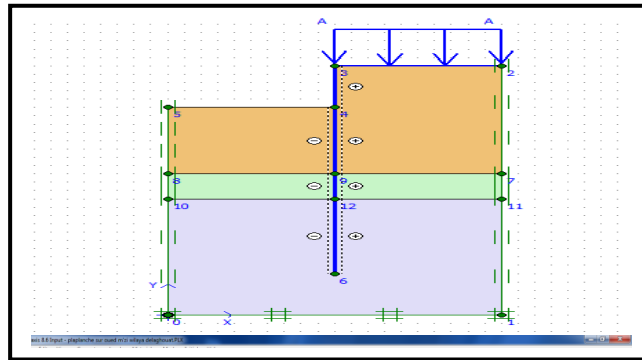


Figure IV. 13 : Dimensions géométriques du modèle (30x20) m.

IV.2 .6.3 Caractéristiques des matériaux:

IV.2 .6.3.1 Propriétés des couches des sols:

Le sol est constitué de trois couches, le modèle de comportement est celui de Mohr-Coulomb (MC) drainé. Les paramètres E_{ref} , C_{ref} , ψ et R_{inter} sont variables selon le cas simulé comme il est indiqué dans la table ci-après :

- ✓ E_{ref} : Module d'Young (constant)
- ✓ C_{ref} : Cohésion
- ✓ Ψ : Angle de dilatance
- ✓ R_{inter} : Résistance d'interface

Tableau IV. 3: Propriétés des couches de sols et des interfaces

Paramètres	Symbole	T V O	Limons Argileuse	Sable Argileuse	Unité
Modèle du matériau	Model	Mohr-COULOMB			-
Type de comportement	Type	DRAINE			-
Poids volumique "non saturé"	γ_{unsat}	18.00	19.00	20.00	$[kN/m^3]$

Poids volumique "saturé"	γ_{sat}	18.00	19.00	20.00	$[kN/m^3]$
Module d'Young (constant)	E_{ref}	$6.0 \cdot 10^4$	$1.0 \cdot 10^5$	$1.28 \cdot 10^5$	$[kN/m^3]$
Coefficient de Poisson	ν	0.2	0.2	0.2	-
Cohésion	C_{ref}	30	30	30	$[kN/m^3]$
Angle de frottement	Φ	29.94	29.94	29.94	$[^\circ]$
Angle de dilatance	Ψ	5	5	5	$[^\circ]$
Résistance d'interface	R_{inter}	0.6	0.6	0.6	-

IV.2 .6.3.2 Les caractéristiques des éléments structuraux:

- ✓ Caractéristiques du rideau de palplanches

Tableau IV.4: Les caractéristiques du rideau de palplanches.

Paramètres	symbole	valeur	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
Rigidité normale	EA	$2.00 \cdot 10^7$	$[kN/m]$
Rigidité de flexion	EI	$1.67 \cdot 10^6$	$[kNm^2/m]$
Poids	w	15.00	$[kNm/m]$
Coefficient de Poisson	ν	0.15	-

IV.2 .6.4 Les conditions aux limites:

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux du modèle en utilisant l'option par défaut.

IV.2 .6.5 Influence du maillage:

L'utilisateur de PLAXIS V8.6 doit sélectionner des éléments triangulaires à 15 nœuds pour modéliser la couche de sol et autres éléments. Pour le triangle à 15 nœuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte.

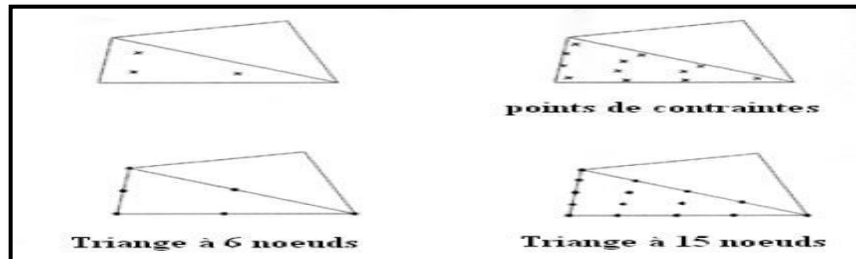


Figure IV. 14: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

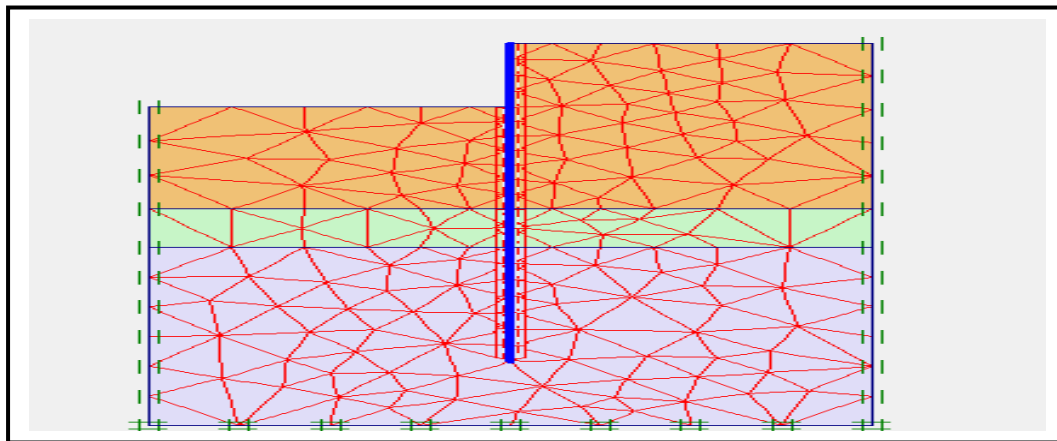


Figure IV. 15 : Maillage du projet.

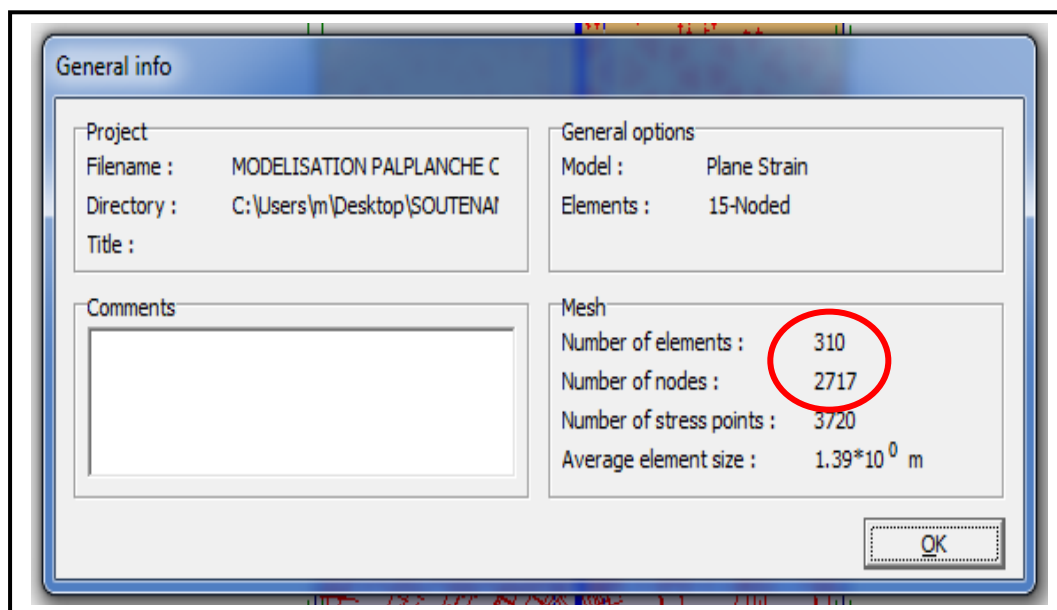


Figure IV. 16: Nombre d'éléments 310 Nbre de nœuds 2717.

IV.2 .6.6 Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence se fait en 3phases (**Figure IV. 20**)

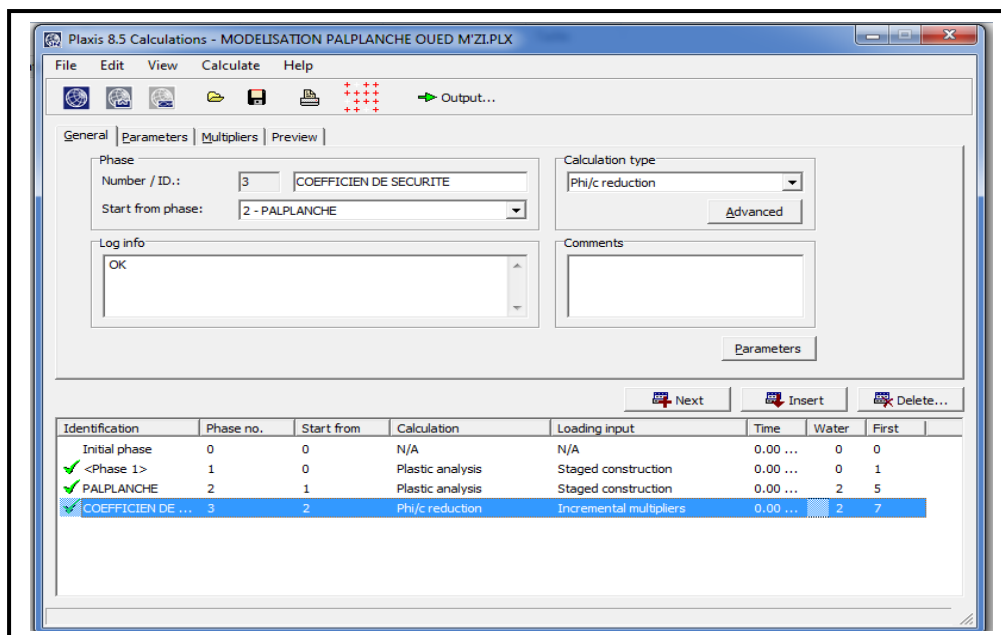


Figure IV. 17 : Phases de calcul.

Phase 1: Calcul plastique.

Phase 2: Mise en place la palplanche jusqu'à Z=25m

Phase 3: Calcul coefficient de sécurité.

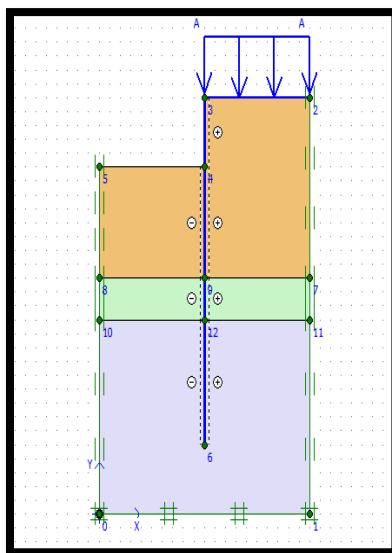


Figure IV. 18 : Mise en place la palplanche.

IV.2 .6.7 Les principaux résultats:

On s'intéressera à deux types de déformation: déformation de forme et déformation interne telle que:

- ✓ Déformation de maillage.
- ✓ Déformation des éléments structuraux indiquée par :
 - Déplacement horizontale (Ux)
 - Contrainte totale (Total stresses)
 - La courbe du moment.
 - La courbe d'Axial forces.
 - La courbe de Forces de contrainte.
 - Schéma du Coefficient de sécurité en fonction du déplacement

IV.2 .6.8 Résultats de la phase 3:

IV.2 .6.8.1 Déformation de maillage:

La déformation de maillage et des éléments structuraux sont représentés sur la (figure IV.22) On note une déformation total maximum de $190.82 * 10^{-3}$ m.

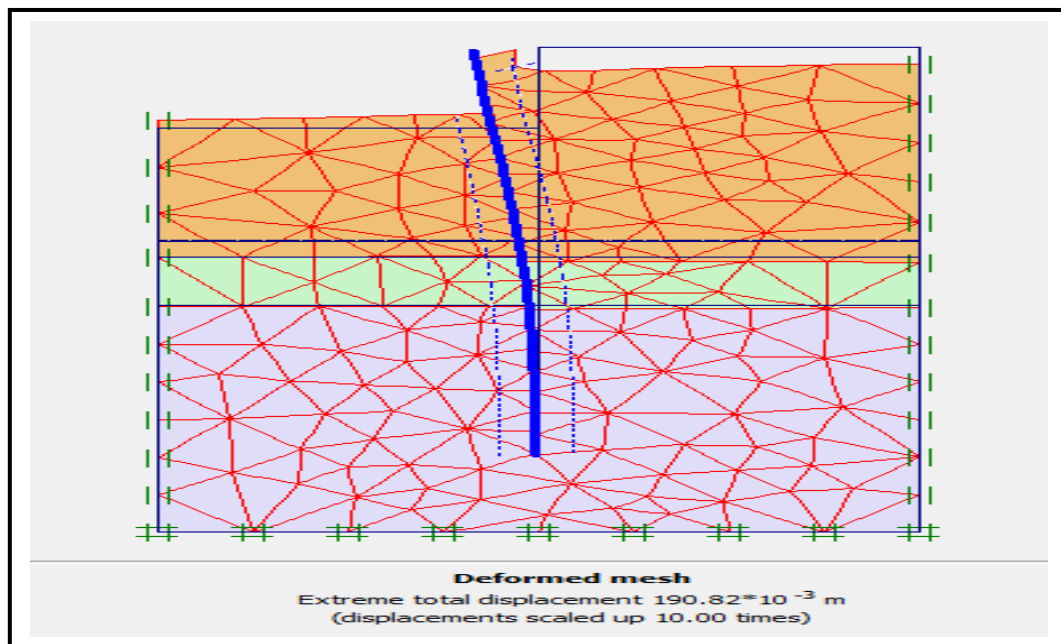


Figure IV. 19: Maillage déformé.

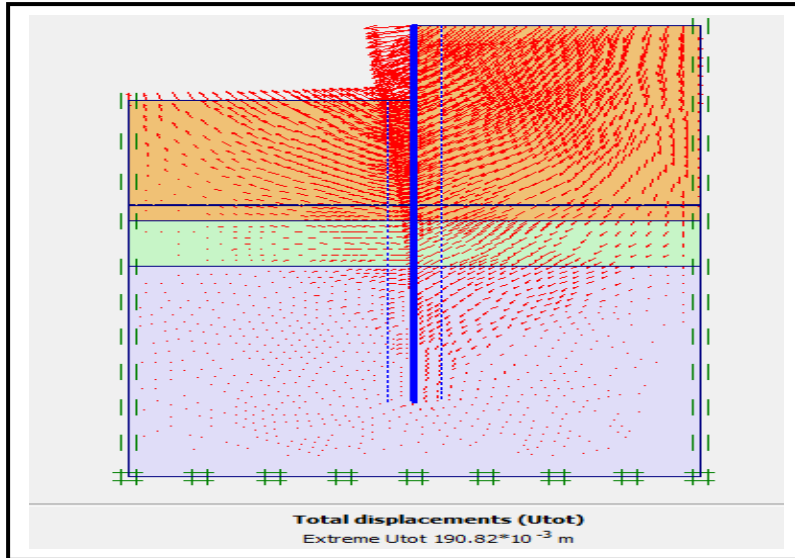


Figure IV. 20: Représentation des vecteurs déplacements.

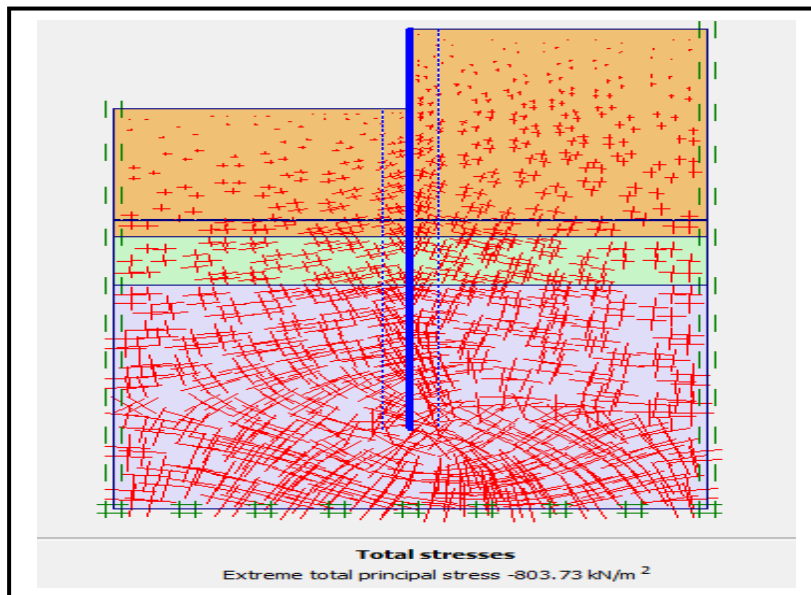
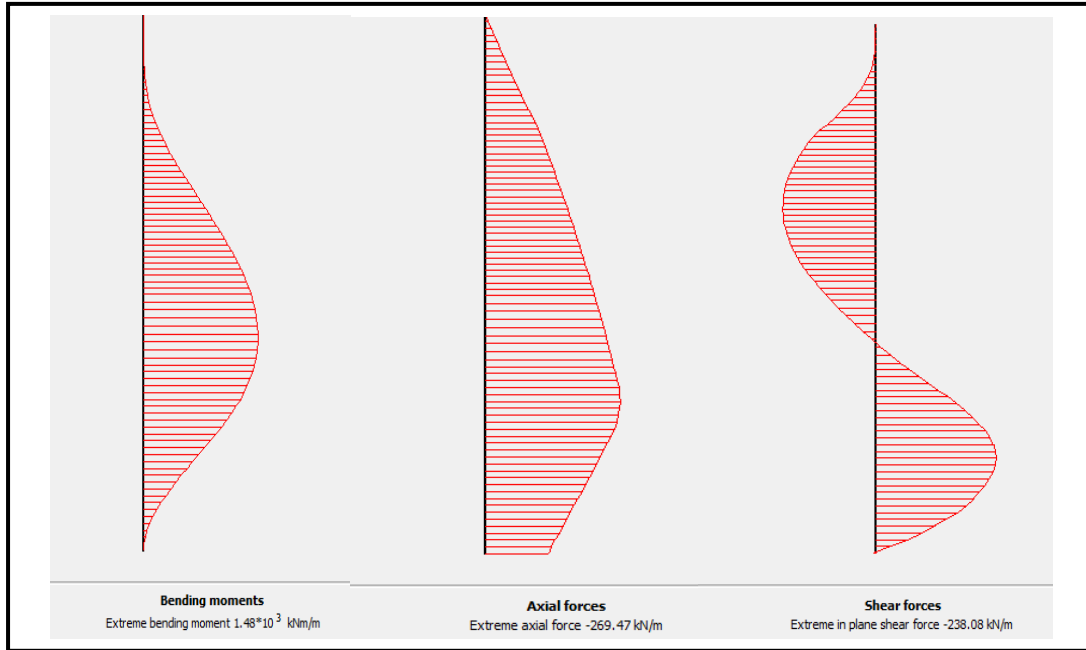


Figure IV.21: Visualisation des directions principales des contraintes effectives.

IV.2 .6.8.2 Déformation des éléments structuraux:

- Le déplacement horizontal (U_x) est de $190.82 * 10^{-3}$ m
- Contrainte totale (Total stresses) est de -803.73 KN/m^2
- Le moment fléchissant maximum (Bending moments) est de $1.48 * 10^3$ m
- force Axial est de -269.47 KN/m
- Force de contrainte (Shear forces) Est de -238.08 KN/m
- Coefficient de sécurité 5.006



(a) Moment fléchissant

(b) Force Axial

(c) Force de contrainte

Figure IV.22: Résultats par parement de la phase 03.

IV.2 .6.8.3 La sécurité:

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan \phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture.

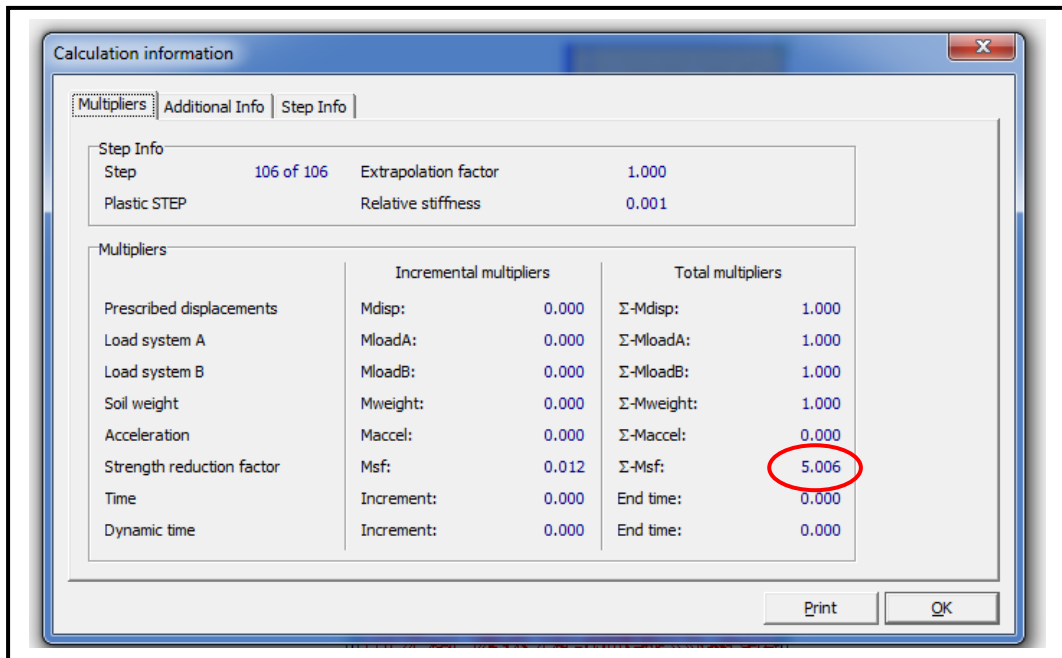


Figure IV.23: Facteur de sécurité.

IV.2 .6.9 Etude de l'Effet de la nappe phréatique sur deux étapes:

IV.2 .6.9.1 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

IV.2 .6.9.2 Conditions hydrauliques à 12.00m

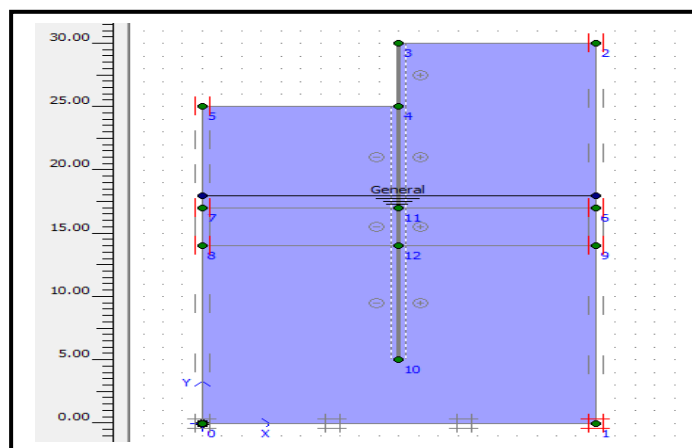


Figure IV.24: Conditions hydrauliques initiales à 12.00m.

IV.2 .6.9.3 Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, On génère les contraintes initiales en prenant. La valeur de K_0 est calculée automatiquement $K_0 = 1 - \sin\phi$

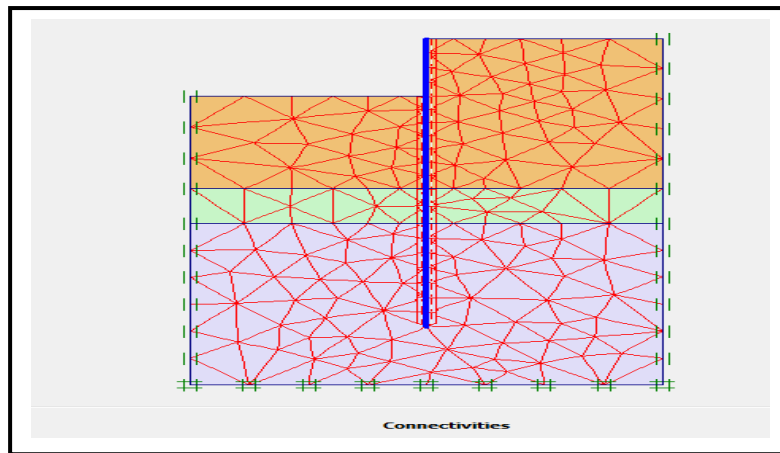


Figure IV.25: Génération des contraintes initiale.

IV.2 .6.9.4 Conditions hydrauliques à 15.00m

Le niveau de la nappe phréatique initiale est (15.00 m)

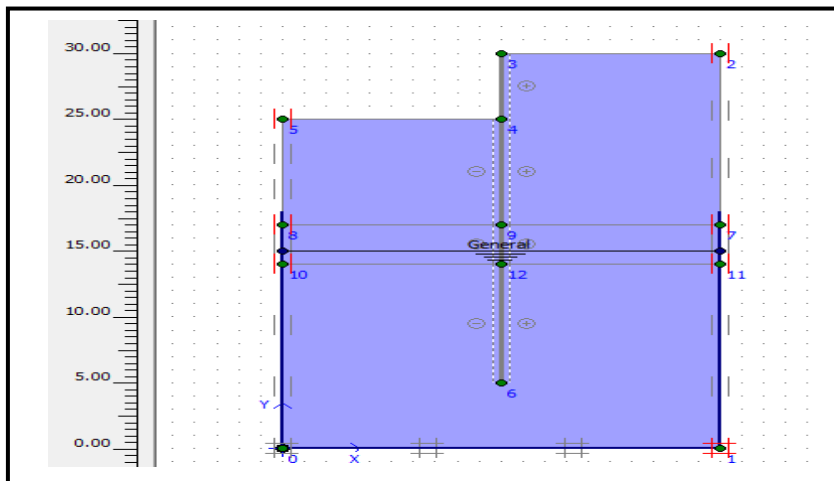


Figure IV.26: Conditions hydrauliques initiales à 15.00m

IV.2 .6.9.5 Contraintes Initiales:

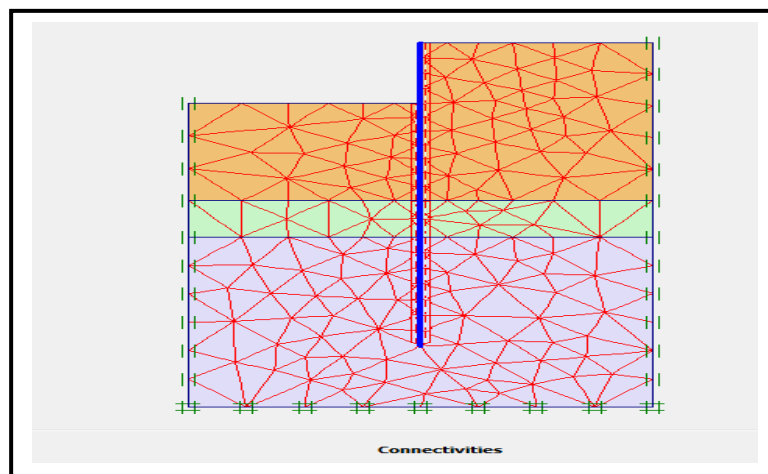


Figure IV.27: Génération des contraintes initiale.

IV.2 .6.9.6 Total déplacements

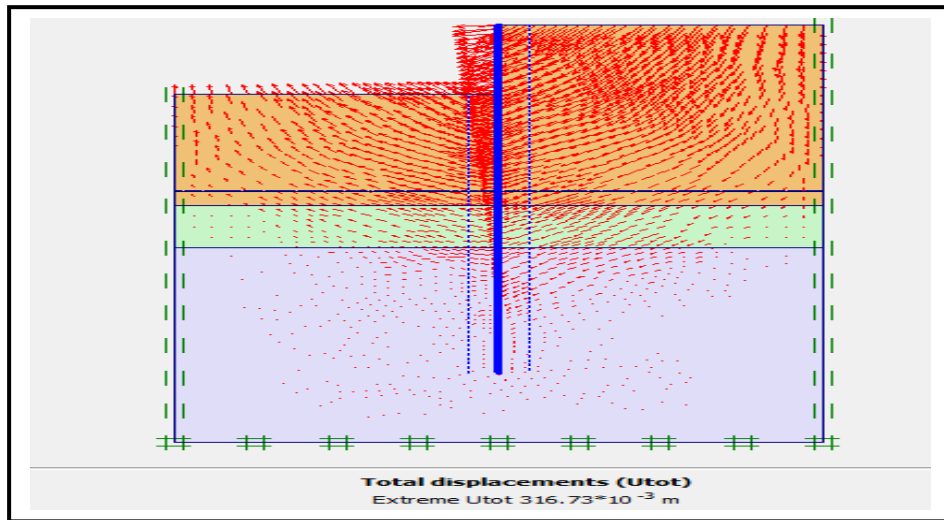


Figure IV.28: Déplacements.

IV.2 .6.9.7 Résultats

Après les deux modélisations effectuées sur l'effet de la nappe phréatique les résultats sont présentés sur le tableau suivant:

Tableau IV. 5: Etude paramétrique (conditions hydrauliques)

Le niveau de la nappe phréatique initiale (m)	12.00 m	15.00 m
pressions interstitielles actives (KN/m ²)	-803.73kN/m ²	-803.73kN/m ²
déplacements en fin d'excavation (m)	190.82 * 10 ⁻³ m	316.73* 10 ⁻³ m

IV.2 .6.9.8 Commentaires :

D'après les études précédentes on constate que la pression interstitielle active Reste en fonction du niveau de la nappe phréatique et que le déplacement augmente tout au long.

IV.2 .7 Conclusion :

Nous avons utilisé le Logiciel Robot Expert 2010 non-linéaire pour l'obtention du déplacement au sommet . Les résultats sont donnés sous forme de Courbe non linéaire qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de mur.

La simulation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement du type palplanche métallique stabilisée à court terme avec l'introduction des éléments d'interfaces a permis d'envisager l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement de l'écran à savoir les déplacements et le moment fléchissant. A cet effet nous avons proposés de réaliser la palplanche avec tirant d'ancrage dans un couche de Remblais.

L'étude paramétrique présente un intérêt particulier pour les ingénieurs géotechniciens car elle permet d'évaluer l'influence des paramètres sur la fiabilité des résultats des modélisations. Elle peut être employée pour obtenir les coefficients de variation et pour définir des intervalles de confiance sur les résultats de la modélisation tels que les déplacements, les déformations, les moments fléchissant.

V. 1 INTRODUCTION:

L'emploi des ouvrages de soutènement en béton Armé est universellement répandu. Vu que la réalisation de ces derniers est couteuse, la réduction de cette facture nécessite une connaissance sur le financement du projet qui est indispensable afin de nous orienter dans le choix de type de soutènement. Le choix se fait par rapport à l'importance, le budget et la situation du projet, pour cela après les calculs avec la géométrie pré-dimensionnelle des modifications sont nécessaires sur la géométrie de soutènement dans le but d'économiser les frais de la construction et assurer sa durabilité.

V. 2 MUR DE SOUTÈNEMENT EN BETON ARME (RIGIDE):

V. 2.1 OBJECTIF:

L'objectif de ce chapitre est de faire une étude comparative entre les résultats obtenus en utilisant les trois méthodes :

- ✓ Calcul manuel : c'est l'étude statique du tronçon, en utilisant les formules de notre cursus de formation.
- ✓ EXPERT 2010 Mur de Soutènement: pour l'étude dynamique, le logiciel utilise Fascicule N°62 titre V comme base de calcul.
- ✓ Plaxis V8.6: aussi utilisée pour l'étude dynamique.

La comparaison des résultats se fait par rapport aux:

- ✚ Dimensions.
- ✚ Coefficients de sécurité.

V. 2.2 calcul Manuel :

Les résultats suivants sont des modifications faites pour le calcul manuel qui nous a données des dimensions faible par rapport aux valeurs de pré dimensionnement:

Pré dimensionnement:

H= 7.30 m

La largeur de la semelle : $0.20+0.45H=3.48+15\%$. Par prudence, le B trouvé est majoré de 15% afin de satisfaire les vérifications de la stabilité externe

On prend $B = 3.60\text{m}$.

L'épaisseur : $e_0 = H_{24} = 0.30\text{m}$ $e_1 = H_{12} = 0.60\text{m}$

On prend $= 0.80\text{ m}$. La largeur de patin : $= B_3 = 1.20\text{ m}$

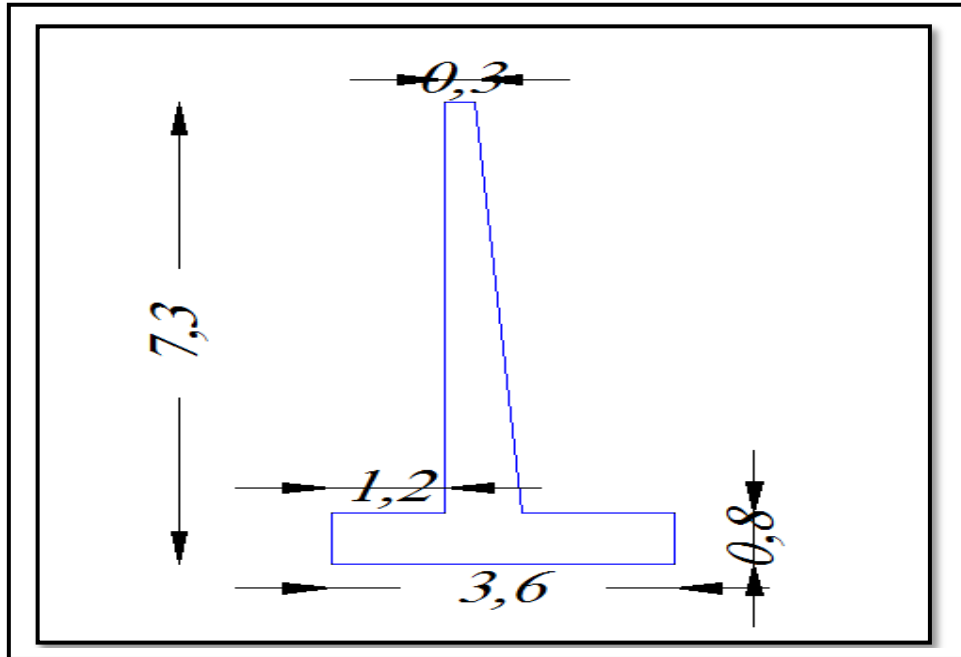


Figure V. 1: Les Dimensions du calcul Manuel.

Vérification au Stabilité avec la butée		
La Stabilité	Coefficient de sécurité	Condition
Au glissement	$252.07 < 357.62$ KN	Vérifie
Au renversement < 1.5	$1.16 < 1.5$	n'est pas Vérifie
Au poinçonnement	$5.3 > 2.17$ bars	n'est pas Vérifie

Tableau V.1: La Récapitulative de la Vérification au Stabilité calcul Manuel.

Vérification au Stabilité sans la prise en compte la butée		
La Stabilité	Coefficient de sécurité	de Condition
Au glissement	$252.07 > 214.65$	n'est pas Vérifié
Au renversement < 1.5	$1.16 < 1.5$	n'est pas Vérifié
Au poinçonnement	$5.3 > 2.17$	n'est pas Vérifié

Tableau V.2: La Récapitulatif de la Vérification au Stabilité avec la prise en compte la butée dans le calcul Manuel.

V. 2.3 calcul dynamique:

Logiciel EXPERT 2010 Mur de soutènement :

C'est les dimensions Géométrique des Murs

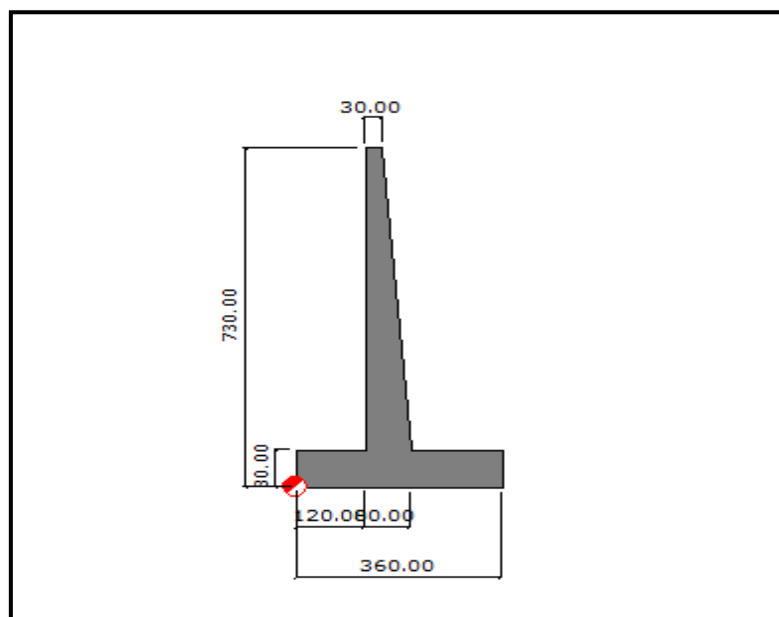


Figure V.2: Les Dimensions des Murs.

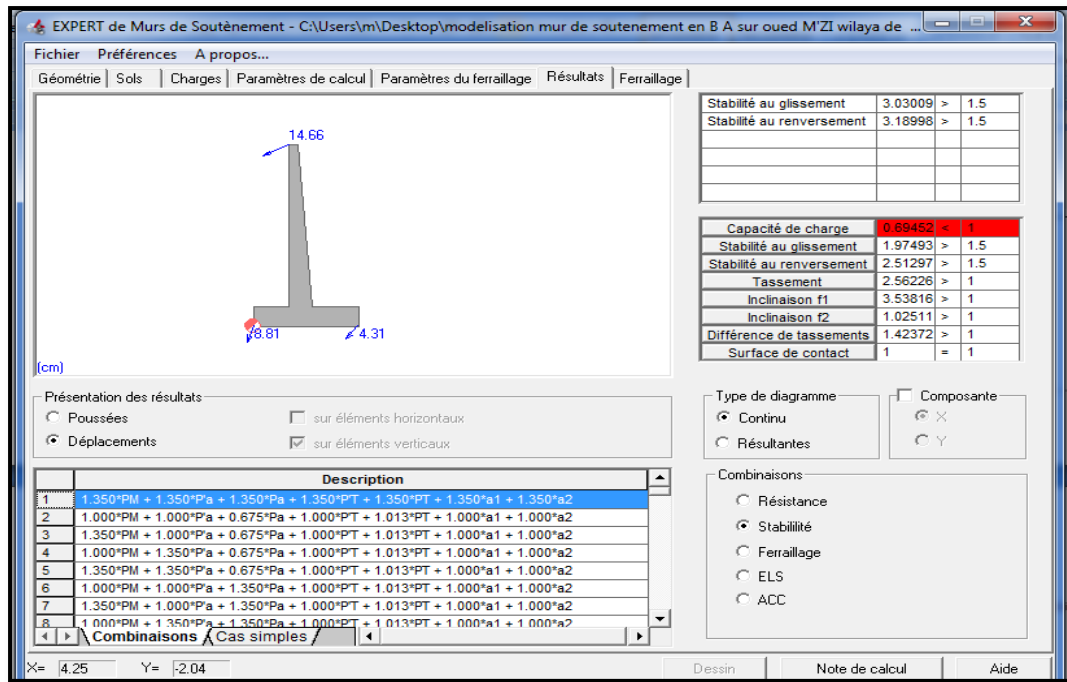


Figure V.3: Résultat de Déplacements.

Vérification de la stabilité résultat de programme EXPERT2010		
La Stabilité	Coefficient de sécurité	Condition
Au glissement >1.5	1.975 > 1.500	Vérifie
Au renversement >1.5	2.513 > 1.500	Vérifie
A résistance < 1	0.695 < 1.000	n'est pas Vérifie
Déplacement	14.66 cm	En tête de l'ouvrage
à l'angle de rotation	1.424 < 1.500	Vérifie On ne peut pas besoin cantilever

Tableau V.3: La Récapitulative de la Vérification au Stabilité par EXPERT 2010.

V. 2.4 Interprétation des résultats :

✓ Pour l'étude statique, la partie manuelle a donnée des dimensions avec fondation superficielle

✓ Et Après la détermination de la capacité portante q_{adm} qui nous avons prends Cas le plus défavorable $q_{adm} = 2.174 \text{ bars}$

Ça donne que la stabilité au poinçonnement n'est pas vérifié

✓ Et Pour l'étude dynamique les résultats de programme EXPERT 2010 donne que la stabilité n'est pas vérifié ; Coefficient de sécurité: $0.695 < 1.000$

La vérification au RENVERSERMENT est vérifie

Coefficient de sécurité: $2.513 > 1.500$

✓ La vérification au *GLISSEMENT* est vérifie

Coefficient de sécurité: $1.975 > 1.500$

✓ La vérification au *ANGLES DE ROTATION* est vérifie

Angle de rotation: $ro = 0.56^\circ$ (Dég)

Coefficient de sécurité: $1.424 < 1.500$

V. 3 RIDEAUX DE PALPLANCHE METALLIQUE (SOUPLE)

V. 3.1 Introduction

Une présentation synthétique a été faite dans le cadre de ce résultat de la méthode des éléments finis. Celle-ci a été développée pour le but de reproduire le comportement d'un rideau de palplanche tout en ralliant simplicité et rapidité à l'efficacité de la méthode. Afin d'estimer les déplacements et déformation des rideaux de palplanche par rapport au sol sur le comportement géo mécanique du rideau de palplanches.

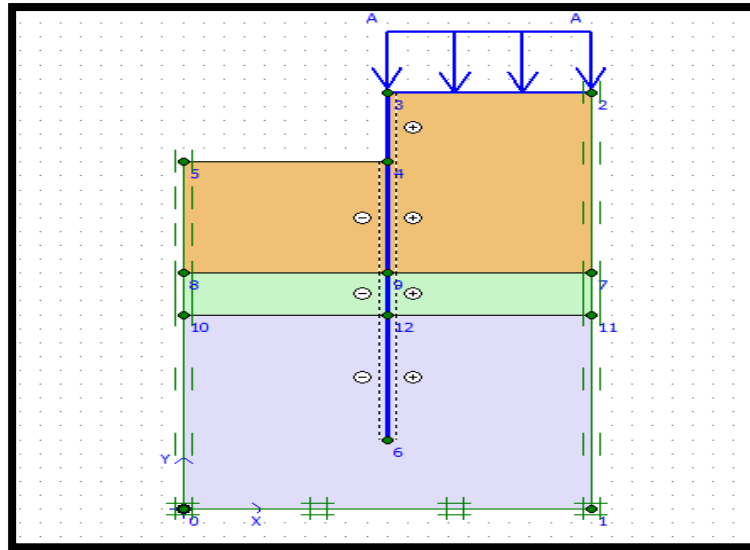


Figure V. 4: Input.

- Extraction les Resultat :

Rideaux de palplanche	La valeur	La Cause
Coefficient de Sécurité	5.006	vérifie
Déplacement (m)	$190.82 * 10^{-3}$	Augmentation, à cause des pression des terres latérales
Déformation	$190.82 * 10^{-3}$	La comportement de la palplanche est faible par rapport à la Poussée des Terres
Effort Normal (KN)	-269.47	/
Effort tranchant (kN/m)	-238.0	/
Moment (kNm/m)	$1.48 * 10^3$	/

Tableau V.4: La Récapitulative de la Vérification au Stabilité par programme plaxis.

V. 3.2 Interprétation des résultats :

Les résultats obtenus pour les différents types de soutènement et différents programmes va sortir il existe un déplacement à court terme.

V. 4 CONCLUSION:

Dans ce chapitre, on a fait une Analyse entre les résultats obtenus on utilisant les différentes méthodes, avec deux types de protection les résultats obtenu est faite par rapport aux Déplacement et le Coefficients de sécurité

1- Pour le mur de soutènement en Béton Armé

Le résultat de programme expert 2010 de déplacement en tête d'ouvrage atteint de 14.8 cm et que la vérification à la stabilité n'est pas vérifié on peut conclure de ce mieux que réaliser cet ouvrage avec des fondations profondes.

2- Pour les rideaux en palplanche métallique

Le maillage, on remarque une augmentation des déplacements de $190.82 * 10^{-3}$ m

Les résultats obtenus pour le cas d'étude traité ici montrent le comportement des palplanches métallique est faible par rapport à la poussée des terres.

CONCLUSION GENERALE

Dans la première on a défini les différents types de soutènement notamment le mur de soutènement en Béton Armé et un écran de soutènement en palplanche métallique

Les résultats des différents essais ont montré que le sol devant recevoir les fondations de l'ouvrage est formé d'un sol sableux de nature siliceuse qui contient parfois des fractions peu plastiques, Les sols sableux ont une structure instable.

D'après les résultats obtenus de la stabilité du mur de soutènement en Béton Armé la Stabilité au renversement et au glissement Et notamment la résistance au poinçonnement n'est pas vérifiée

Nous avons utilisé pour l'obtention du déplacement au sommet par le Logiciel Robot Expert 2010.

La simulation numérique et l'analyse du comportement d'un écran de soutènement du type palplanche métallique stabilisée à court terme avec l'introduction des éléments d'interfaces a permis d'envisager l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement de l'écran à savoir les déplacements et le moment fléchissant.

On a fait une Analyse entre les résultats obtenus on utilisant les différentes méthodes, avec deux types de protection les résultats obtenu est faite par rapport aux Déplacement.

On peut conclure Pour le mur de soutènement en Béton Armé ce mieux que réaliser avec des fondations profondes; ou bien d'utiliser les tirants d'ancrage pour le type de soutènement en palplanche métalliques.

Références Bibliographiques

- [1] Hicham BOUCHRA mémoire de fin d'étude université ibn zohr : Mur de Soutènement; 2016
- [2]. LARBI PACHA Samir; "Etude d'un mur de soutènement en B.A sur pieux" Mémoire de Master Université de Bejaia ; 2012.
- [3] Soutènement et Renforcement des Sols .
- [4]. Cours de mécanique des sols II ; Ecole National Des Travaux Publics De L'Etat.
- [5] A. ANNANE « mur de soutènement en zone sismique » Mémoire de Magister en Génie Civil
- [6] M. BIETH Emmanuel « Cours de Mécanique des sols appliquée Murs de soutènement »
- [7] M. BIETH Emmanuel « Cours de Mécanique des sols appliquée Murs de soutènement »
- [8] Aissaoui Asma; hydrologie et hydrogéologie du bassin versant de l'oued m'zi (Laghout, Algérie), université d'Oran 2, 2016
- [11] synthèse scientifique et technique
- Webographie :**
- [9] www.pamline.fr
- [10] www.adets.fr/Chapitre+5+-+Les+murs+de+souteneme
- [12] www.almohandiss.com