

**RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**Université CHIKH ELARBI TEBESSI**  
Institut Des Sciences Et De Technologies  
Département Des Mines

***MÉMOIRE***

*Présenté pour obtenir le diplôme de*  
Magister en Mines  
*OPTION : Géotechnique*

*Thème :*

***Modélisation des systèmes d'ancrage pour  
les murs de soutènement flexibles***

*Présenté par :*  
Amrani Dounia

*Dirigé par :*  
**Mr. Sid Madani**

*Devant le jury composé de :*

Président	: DJEBBAR Yacine	M.C	C. universitaire de Souk-Ahras
Examineur:	MEKSAOUINE Mohamed	M.C	Université de Annaba
Examineur:	ROUILI Ahmed	M.C	Université de Tébessa

---

## Dédicaces

---

« Je dédie ce travail :  
à toute ma famille, mon père, ma mère, mes frères et mes soeurs,  
à tous les amis et proches  
à toute personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin. »

---

---

## Remerciements

---

*« Je remercie en premier Dieu pour tout.*

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifié leur vie pour  
notre bien.*

*En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes  
enseignants,*

*du primaire aux études supérieures et en particulier le directeur de ce  
mémoire*

***Mr. Sid Madani** : Maître de conférences au centre universitaire de Souk-  
Ahras et **Mr. Rouili Ahmed** : Maître de conférences à l'université de  
Tébessa.*

*Je remercie également le président et les membres du jury d'avoir  
accepté d'examiner mon travail. »*

---

---

## Résumé

---

Il s'agit d'un projet réel de réalisation d'une paroi moulée renforcé par un système d'ancrage en France. L'étude d'un modèle de référence a été établie puis une étude paramétrique a été effectuée. Le modèle de référence ainsi obtenu est une bonne approximation de la réalité (des données inclinométriques de déplacement de la paroi moulée). Dans l'étude paramétrique, plusieurs paramètres de calcul (Maillage et précision de calcul) et plusieurs paramètres géotechniques (L'interface, pression hydrostatique et système d'ancrage) ont été variés individuellement. Il ressort de cette étude que la variation des paramètres dans des fourchettes raisonnables a un effet considérable sur les déplacements horizontaux de la paroi et les moments dans la paroi.

En fin, on a conclu que l'utilisation des procédures numériques peut procurer un moyen plus efficace et plus économique dans la conception des projets géotechniques.

**Mots clés :** Modélisation numérique, soutènement, paroi moulée, ancrage, calcul par éléments finis, le code PLAXIS.

---

# Abstract

---

It is a real project of realization a diaphragm wall anchored in France. The study of a reference model was established then a parametric study has been done. The reference model of thus gotten is a good approximation of the reality (of the inclinometric data of wall displacement). In the parametric study, several calculation parameters (discretisation and precisions) and geotechnical parameters (the interface, pressure of the sea and system anchor) have been varied individually. It is evident from this study that the variation of the parameters in reasonable interval has a considerable effect on the wall horizontal and the moments in wall.

In the end it was concluded that the use of digital procedures can provide a more efficient and more economical in project design geotechnical

**Key words:** Numerical modeling, support, wall, anchors, finite elements calculation, PLAXIS code.

---

# Table des matières

---

<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre 1 : Les soutènements</b>	<b>4</b>
1.1 Introduction .....	5
1.2 Lois de comportement des matériaux.....	5
1.2.1 Lois de comportement élastique.....	5
1.2.2 Lois de comportement élastoplastique.....	6
1.2.3 Lois de comportement élastique parfaitement plastique.....	6
1.2.4 Lois de comportement élastoplastique avec écrouissage.....	7
1.3 Interaction sol-structure .....	7
1.3.1 Modélisation de l'interaction sol-structures .....	7
1.3.1.1 Comportement du matériau de la structure.....	7
1.3.1.2 Comportement des sols.....	7
1.3.1.3 Comportement de l'interface.....	7
1.3.1.4 Contact sol-structures.....	8
1.3.1.4.1 Interaction sol-soutènement.....	10
1.4 Les problèmes de stabilisation (Poussée-Butée).....	11
1.4.1 Forces de poussée et de butée.....	11
1.4.2 Coefficients de poussée et de butée.....	12
1.4.2.1 Cas géostatique.....	12
1.4.2.1.1 Terres au repos.....	12
1.4.2.1.2 Cas général (Sol pulvérulent).....	13
1.4.3 Les méthodes de calcul.....	14
1.4.3.1 Méthode de Coulomb.....	14
1.4.3.2 graphique de Cullmann.....	14
1.4.3.2.1 Méthode de Rankine (1860).....	15
1.4.3.4 Méthode des équilibres limites.....	16
1.4.3.5 Théorème des états correspondants.....	16
1.5 Les structures de soutènement.....	17
1.5.1 Différents types d'ouvrages de soutènement.....	17

1.5.1.1	Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage soutènement.....	18
1.5.1.2	Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation.....	18
1.5.1.3	Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages.....	19
1.5.2	Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	20
1.5.3	Les murs de soutènement flexible.....	20
1.5.3.1.1	Méthodes de calcul.....	21
1.5.3.1.1	Méthodes de calcul aux états limites.....	22
1.5.3.1.1.1	Le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied.....	23
1.5.3.1.1.2	Rideau non ancré en tête et encastré en pied.....	24
1.5.3.1.2	Calculs aux coefficients de réaction.....	25
1.5.3.1.1.3	Calcule par la méthode des éléments finis (méthode numérique).....	27
1.6	Les systèmes d'ancrage.....	27
1.6.1.1	Classification en fonction de la nature du terrain.....	27
1.6.1.2	Classification en fonction du type d'action.....	28
1.6.1.2.1	Ancrages ponctuels.....	28
1.6.1.2.2	Ancrages répartis.....	28
1.6.1.3	Classification en fonction de leur fonctionnement.....	28
1.6.1.3.1	Ancrages actifs ou précontraints.....	28
1.6.1.3.2	Ancrages passifs.....	28
1.6.1.4	Classification en fonction de leur durée d'utilisation.....	30
1.6.1.4.1	Ancrages provisoires.....	30
1.6.1.4.2	Ancrages définitifs.....	30
<b>Chapitre 2 : Pratique des éléments finis en géotechnique</b>		<b>31</b>
2.1	Introduction.....	32
2.2	La méthode des éléments finis.....	32
2.2.1	L'histoire en bref de la méthode des éléments finis.....	32
2.2.2	Concepts de base.....	32
2.2.3	Calculs par la MEF.....	33
2.3	PLAXIS .....	34

2.3.1	Introduction au programme PLAXIS.....	34
2.3.3	Les modèles de sol incorpores dans le Plaxis code.....	35
2.3.3.1	Modèle élastique linéaire.....	35
2.3.3.2	Modèle de Mohr-Coulomb.....	37
2.3.3.3	Modèle de sol avec écouissage ( <i>Hardening Soil Model</i> ).....	41
2.3.3.3	Modèle pour sols mous ( <i>Soft Soil Model</i> ).....	46
2.3.3.4	Modèle pour sols « mous » avec effet du temps.....	49
2.4	Conclusion.....	52
<b>Chapitre 3 : Établissement d'un modèle de calcul de référence</b>		<b>53</b>
3.1	Introduction.....	54
3.2	Modélisation numérique.....	55
3.2.1	Modèle numérique de référence (Prototype).....	55
3.2.1.1	Présentation du site.....	55
3.2.1.2	Présentation de l'ouvrage.....	56
3.2.2	Développement du modèle numérique.....	57
3.2.2.1	Présentation générale du modèle numérique.....	57
3.2.2.2	Arrangement général.....	58
3.2.2.3	Création de la géométrie du modèle.....	59
3.2.2.4	Data-set de matériaux .....	60
3.2.2.5	Production du maillage des éléments finis.....	60
3.2.3	Modélisation du sol.....	63
3.2.4	Modélisation du mur.....	63
3.2.5	Modélisation de l'interface.....	64
3.2.6	Modélisation des ancrages.....	65
3.2.6.1	Élément nœuds à nœuds.....	65
3.2.6.2	Ancrage a tête fixe.....	65
3.2.7	Conditions initiales.....	66
3.3	Calculs numériques.....	68
3.3.1	Arrangement général du calcul.....	68
3.3.1.1	Définition des phases de calcul.....	69



3.3.1.2	Identification et exécution des phases.....	69
3.3.1.3	Types de calculs.....	70
3.3.1.4	Procédure de chargement par étape.....	70
3.3.2	Paramètres de control du calcul.....	71
3.3.2.1	Etapas additionnelles.....	72
3.3.2.2	Remise à zéro des déplacements.....	72
3.3.2.3	Ignore le comportement non drainé.....	72
3.3.2.4	Effacer les étapes intermédiaires.....	72
3.3.3	Les multiplicateurs du calcul.....	72
3.3.3.1	Multiplicateurs de chargement.....	73
3.3.3.2	Autres multiplicateurs de calcul.....	73
3.3.4	Exécution des calculs.....	74
3.3.4.1	Sélection des points pour la construction des courbes.....	74
3.3.4.2	Contrôle du progrès des calculs.....	75
3.3.4.3	Finalisation des calculs.....	75
3.4	Résultas numériques.....	76
3.4.1	Les principaux résultats.....	76
3.4.1.1	Déformation de maillage .....	76
3.4.1.2	Déformation des éléments structuraux.....	77
3.4.3	Validation du modèle numérique.....	80
3.4.3.1	Critère de validation.....	80
3.5	Conclusion.....	83
<b>Chapitre 4 : Étude paramétrique</b>		<b>84</b>
4.1	Introduction.....	85
4.2	Effet des paramètres de calculs.....	85
4.2.1	Maillage.....	85
4.2.2	Précision des calculs.....	92
4.3	Effet des paramètres géotechniques.....	99
4.3.1	Effet des interfaces.....	99
4.4	Effet de la pression hydrostatique.....	106

4.4.1	Modèle numérique.....	106
4.4.2	Calculs numériques.....	107
4.4.3	Résultats numériques.....	110
4.4.3.1	Les principaux résultats.....	110
4.4.3.1.1	Déformation de maillage.....	110
4.4.3.1.2	Déformation des éléments structuraux.....	111
4.4.3.2	Comparaison de résultats.....	115
4.5	Effet du système d’ancrage.....	121
4.5.1	Modèle numérique.....	121
4.5.2	Calculs numériques.....	121
4.5.3	Résultats numériques.....	122
4.5.3.1	Les principaux résultats.....	122
4.5.3.1.1	Déformation de maillage.....	122
4.5.3.1.2	Déformation des éléments structuraux .....	122
4.5.3.2	Comparaison des résultats.....	126
4.6	Conclusion.....	132
	<b>Conclusion et recommandations</b>	<b>133</b>
	<b>Référence Bibliographique</b>	<b>134</b>
	<b>Annexe</b>	<b>136</b>
	<b>Annexe : PLAXIS version 8 : caractéristiques.....</b>	<b>137</b>

---

## Notations et abréviations

---

Nous donnons ci-dessous les principales notations utilisées dans ce mémoire :

### ***Lettres Grecques***

$\gamma_{dray}$	: Poids volumique Humide.	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{wet}$	: Poids volumique saturé.	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\delta$	: Déplacement unitaire.	[m]
$\epsilon_v$	: Déformation volumique.	[m <sup>3</sup> ]
$\kappa^*$	: Indice de gonflement.	[-]
$\lambda^*$	: Indice de compression.	[-]
$\mu^*$	: Indice de fluage.	[-]
$\nu$	: Coefficient de Poisson.	[-]
$\nu_u$	: Coefficient de Poisson ultime.	[-]
$\nu_{ur}$	: Coefficient de Poisson en charge décharge.	[-]
$\sigma$	: Contrainte.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_n$	: Contraintes normales.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_{tension}$	: Résistance à la traction.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\tau$	: Contraintes de cisaillement (tangentielle).	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\tau$	: Seuil de la contrainte tangentielle.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	: Angle de frottement interne du sol.	[°]
$\varphi_u$	: Angle de frottement ultime.	[°]
$\psi$	: Angle de dilatance du sol.	[°]

### ***Lettres Latines***

$c$	: Cohésion du sol.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$d$	: Épaisseur équivalente.	[m]
$H$	: Profondeur.	[m]
$e$	: Épaisseur.	[m]
$E$	: Module d'Young.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{\text{inc}}^{\text{ref}}$	: Augmentation de la rigidité.	[kN/m <sup>2</sup> /m]
$E_{50}^{\text{ref}}$	: Module sécant dans un essai triaxial.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{\text{oedd}}^{\text{ref}}$	: Module tangent dans un essai oedométrique.	[kN/m <sup>2</sup> ]

$E_{ur}^{ref}$	: Module en décharge.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$EA$	: Rigidité normale.	[kN/m]
$EI$	: Rigidité de flexion.	[kNm <sup>2</sup> /m]
$f_i$	: Force de volume.	[kN]
$F$	: Force.	[kN]
$p$	: Précontrainte de tirant.	[kN/m]
$G$	: Module de cisaillement.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$Gu$	: Module de cisaillement ultime.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$G'$	: Module de cisaillement effectif.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$k$	: Coefficient de réaction.	[kN/m <sup>3</sup> ]
$[K]$	: Matrice de rigidité.	[-]
$K_0$	: Coefficient des terres au repos.	[-]
$K_x$	: Perméabilité horizontale.	[m/jour]
$K_y$	: Perméabilité verticale.	[m/jour]
$L$	: Longueur.	[m]
$L_s$	: Espacement.	[m]
$m$	: Puissance.	[-]
$M$	: Paramètre en fonction de $K_0NC$ .	[-]
$n$	: Porosité.	[-]
$OCR$	: <i>Over-Consolidation Ratio</i> (degré de surconsolidation).	[-]
$p$	: Pression.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_{ref}$	: Contraintes de référence.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$R_f$	: Coefficient à la rupture $q_f/q_a$ .	[-]
$R_{inter}$	: Facteur de Rigidité de l'interface.	[-]
$S$	: Surface.	[m <sup>2</sup> ]
$T_i$	: Force de surface.	[kN]
$U$	: Déplacement	[m]
$\Delta U$	: Déplacement relatif.	[m]
$\Delta U_n$	: Déplacements relatifs normal.	[m]
$\Delta U_t$	: Déplacements relatifs tangentiels.	[m]
$\Delta u_w$	: Surpression interstitielle.	[kN/m <sup>2</sup> ]
$V_t$	: Champ des déplacements cinématiquement admissibles.	[-]

$w$  : Poids. [kN/m/m]  
 $y_{ref}$  : Unité de profondeur. [m]

### ***Abréviations***

*HSM* : *Hardening Soil Model.*  
LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.  
MEF : Méthode des Eléments Finis.  
*SSCM* : *Soft Soil Creep Model.*  
*SSM* : *Soft Soil Model.*

---

# Liste des figures

---

## Chapitre 1

1.1	<i>Comportement élastique linéaire.</i>	5
1.2	<i>Comportement élastique non linéaire.</i>	6
1.3	<i>Exemples des situations d'interface.</i>	8
1.4	<i>Modélisation du contact.</i>	8
1.5	<i>Modes de déformation de l'interface.</i>	10
1.6	<i>Analyse du comportement d'un écran de soutènement : point de vue de la structure et point de vue du sol.</i>	11
1.7	<i>Sollicitations exercées sur un mur de soutènement.</i>	12
1.8	<i>Méthode graphique de Cullmann (cas de la poussée).</i>	15
1.9	<i>Hypothèse de la méthode de Rankine.</i>	16
1.10	<i>Etat correspondants.</i>	17
1.11	<i>Mur cantilever en béton armé.</i>	19
1.12	<i>Murs partiellement ou totalement ancrés.</i>	20
1.13	<i>Murs de soutènement ancré et non ancré.</i>	21
1.14	<i>Incompatibilité entre l'hypothèse du module de réaction et le développement d'un effet de voûte.</i>	22
1.15	<i>Rideau ancré en tête, simplement butée en pied.</i>	23

1.16	<i>Calcule à l'état limite d'un rideau encastré, non ancré.</i>	24
1.17	<i>Modélisation du comportement de l'interface sol-écran.</i>	25
1.18	<i>Comportement de l'interface sol-écran.</i>	25
1.19	<i>Déplacement d'un point du sol au cours du cycle excavation mise en tension de tirant.</i>	26
1.20	<i>Ancrage ponctuel.</i>	28
1.21	<i>Ancrage réparti.</i>	29

## **Chapitre 2**

2.1	<i>Organigramme de la structure du Plaxis code.</i>	35
2.2	<i>Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.</i>	36
2.3	<i>Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.</i>	37
2.4	<i>Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.</i>	37
2.5	<i>Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour <math>c=0</math>.</i>	38
2.6	<i>Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.</i>	38
2.7	<i>Définition du module à 50 % de la rupture.</i>	39
2.8	<i>Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.</i>	41
2.9	<i>Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.</i>	42
2.10	<i>Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.</i>	43
2.11	<i>Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformatin.</i>	44

2.12	<i>Définition du module oedométrique tangent.</i>	44
2.13	<i>Définition de l'angle de dilatance.</i>	45
2.14	<i>Forme des surfaces de charge du HSM.</i>	45
2.15	<i>Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.</i>	46
2.16	<i>Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.</i>	47
2.17	<i>Fenêtre des paramètres du SSM.</i>	49
2.18	<i>Fenêtre des paramètres avancés du SSM.</i>	49
2.19	<i>Effet du temps sur les essais oedométriques.</i>	50
2.20	<i>Diagramme des cercles <math>p_{eq}</math> dans le plan <math>p-q</math>.</i>	50
2.21	<i>Fenêtre des paramètres du SSCM.</i>	51
2.22	<i>Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.</i>	52

### **Chapitre 3**

3.1	<i>Vue en plan du site du nouveau port.</i>	55
3.2	<i>Coupe de la paroi au niveau du panneau instrumenté.</i>	56
3.3	<i>Prototype du mur de soutènement ancré.</i>	57
3.4	<i>Géométrie du modèle Numérique.</i>	58
3.5	<i>Élément fini triangulaire à 15-nodes.</i>	59
3.6	<i>Modèle Numérique – PLAXIS-Input.</i>	60
3.7	<i>Maille d'élément finis Typique et conditions limites de déplacement.</i>	61



3. 8	<i>Points de contraintes du modèle numérique.</i>	62
3. 9	<i>Nœuds du modèle Numérique.</i>	62
3.10	<i>Position des nœuds et points de contraintes dans l'élément poutre 5-nœuds.</i>	64
3. 11	<i>Distribution des nœuds et points de contraintes dans l'élément d'interface et sa connections avec les éléments du sol.</i>	65
3.12	<i>Conditions hydrauliques initiales.</i>	67
3.13	<i>Génération des pressions interstitielles initiales.</i>	67
3.14	<i>Génération des contraintes initiales.</i>	68
3.15	<i>Définition des composantes du modèle.</i>	69
3.16	<i>Fenêtre de calcul des phases: identification et exécution.</i>	69
3.17	<i>Onglet General de la fenêtre de calcul.</i>	70
3.18	<i>Onglet Parameters de la fenêtre de calcul.</i>	71
3.19	<i>Onglet Multipliers de la fenêtre de calcul.</i>	73
3.20	<i>Points sélectionnés pour les courbes.</i>	74
3.21	<i>Fenêtre Typique de la progression des calculs.</i>	75
3.22	<i>Fenêtre de calcul réussi des phases de calcule.</i>	76
3.23	<i>Maille déformée du modèle d'éléments finis.</i>	76
3.24	<i>Déplacements Totaux.</i>	77
3.25	<i>Déplacements totaux du sol.</i>	78
3.26	<i>Déplacements horizontaux du sol.</i>	79

3.27	<i>Convention des signes pour les contraintes.</i>	79
3.28	<i>Déplacements et moment fléchissant calculé du mur.</i>	80
3.29	<i>Déplacements obtenue réellement.</i>	81
3.30	<i>Illustration des résultats numérique.</i>	82
3.31	<i>Illustration des résultats numérique et réelle.</i>	82

## **Chapitre 4**

4.1	<i>Les déplacements horizontaux on fonction d'un maillage à 15 nœuds (réf).</i>	86
4.2	<i>Les déplacements horizontaux on fonction d'un maillage à 6noeuds.</i>	87
4.3	<i>Comparaison des déplacements horizontaux on fonction des maillages à15 nœuds (réf) et à 6 noeuds.</i>	88
4.5	<i>Moments fléchissant on fonction d'un maillage à 15 nœuds (réf).</i>	89
4.6	<i>Moments fléchissant on fonction d'un maillage à 6 nœuds.</i>	90
4.7	<i>Comparaison des moments fléchissant on fonction des maillages à15 nœuds (réf) et à 6 nœuds.</i>	91
4.8	<i>Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique.</i>	92
4.9	<i>Les déplacements horizontaux on fonction d'une erreur de 1%.</i>	93
4.10	<i>Les déplacements horizontaux on fonction d'une erreur de 3%(réf).</i>	94
4.11	<i>Comparaison des déplacements horizontaux on fonction des erreurs de 1% et 3%(réf).</i>	95
4.12	<i>Moments fléchissant on fonction d'une erreur de 1%.</i>	96
4.13	<i>Moments fléchissant on fonction d'une erreur de 3%(réf).</i>	97
4.14	<i>Comparaison des moments fléchissant on fonction des erreurs 1% et 3%(réf).</i>	98

4.15	<i>Les déplacements horizontaux on fonction d'une interface <math>R_{inter}=0,65</math>(réf).</i>	100
4.16	<i>Les déplacements horizontaux on fonction d'une interface <math>R_{inter}=1</math>.</i>	101
4.17	<i>Comparaison des déplacements horizontaux on fonction des interfaces <math>R_{inter}=0,65</math>(réf) et <math>R_{inter}=1</math>.</i>	102
4.18	<i>Moments fléchissant on fonction d'une interface <math>R_{inter}=0,65</math>(réf).</i>	103
4.19	<i>Moments fléchissant on fonction d'une interface <math>R_{inter}=1</math>.</i>	104
4.20	<i>Comparaison des moments fléchissant on fonction des interfaces <math>R_{inter}=0,65</math>(réf) et <math>R_{inter}=1</math>.</i>	105
4.21	<i>Modèle Numérique avec une charge statique.</i>	106
4.23	<i>Fenêtre de calcul des phases du nouveau modèle : identification et exécution.</i>	107
4.24	<i>Onglet Paramètres de la fenêtre de calcul.</i>	108
4.25	<i>Onglet Multipliers de la fenêtre de calcul.</i>	109
4.26	<i>Fenêtre de calcul réussi du nouveau modèle.</i>	110
4.27	<i>Maille déformée du nouveau modèle.</i>	111
4.28	<i>Déplacements totaux du sol.</i>	112
4.29	<i>Déplacements horizontaux du sol.</i>	113
4.30	<i>Déplacements et moment fléchissant calculé du mur.</i>	114
4.31	<i>Les déplacements horizontaux on fonction d'une pression hydrostatique.</i>	115
4.32	<i>Les déplacements horizontaux obtenus sans pression hydrostatique.</i>	116
4.33	<i>Comparaison des déplacements horizontaux (avec pression hydrostatique et sans pression hydrostatique).</i>	117
4.34	<i>Moments fléchissant obtenus avec pression hydrostatique.</i>	118

4.35	<i>Moments fléchissant obtenus sans pression hydrostatique.</i>	119
4.36	<i>Comparaison des moments fléchissant (avec pression hydrostatique et sans pression hydrostatique (réf)).</i>	120
4.37	<i>Fenêtre de calcul des phases.</i>	121
4.38	<i>Maille déformée d'élément finis typique.</i>	122
4.39	<i>Déplacements totaux du sol.</i>	123
4.40	<i>Déplacements horizontaux du sol.</i>	124
4.41	<i>Déplacements et moment fléchissant calculé du mur sans ancrages.</i>	125
4.42	<i>Les déplacements horizontaux obtenus sans ancrages.</i>	126
4.43	<i>Les déplacements horizontaux obtenus avec ancrages (réf).</i>	127
4.44	<i>Comparaison des déplacements horizontaux obtenus avec ancrages et sans ancrages.</i>	128
4.45	<i>Moments fléchissant obtenus sans ancrages.</i>	129
4.46	<i>Moments fléchissant obtenus avec ancrages (réf).</i>	130
4.47	<i>Comparaison des moments fléchissant obtenus avec ancrages et sans ancrages.</i>	131

---

# Liste des tableaux

---

## **Chapitre 1**

1.1	<i>Classification des ouvrages.</i>	18
-----	-------------------------------------	----

## **Chapitre 2**

2.1.1	<i>Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement <math>\lambda</math> et <math>\kappa</math>.</i>	47
-------	--	----

## **Chapitre 3**

3.1	<i>Différentes couches du terrain avec ces altitudes.</i>	56
-----	---	----

3.2	<i>Paramètres de modélisation du sol.</i>	63
-----	---	----

3.3	<i>Paramètres de modélisation du mur.</i>	64
-----	---	----

3.4	<i>Paramètres de modélisation du système d'ancrage.</i>	66
-----	---	----

3.5	<i>Comparaison des résultats numériques et réels.</i>	81
-----	---	----

# Introduction générale

*“La modélisation est un art de simplification qui permet aux ingénieurs de prévoir le comportement de ce qui est trop complexe pour être appréhendé complètement”*

*Professeur Michel Prat*

Les ingénieurs sont familiers avec les concepts et les calculs qui concernent les contraintes dans les matériaux, mais ce que compte le plus c'est le comportement apparent et les mouvements et les déformations qui causent les dommages et les dangers.

L'expérience en recherche a montré que les structures réelles et les sols supportés par ces structures se comportent de manière que nous devons supposer pour pouvoir obtenir des solutions aux problèmes que pose l'engineering.

Il y a environ un siècle, la technologie des écrans de soutènement est apparue sous sa forme moderne et à la même époque ont été entrepris les développements nécessaires à la mise au point des méthodes de justification du dimensionnement des ouvrages, efforts qui se sont poursuivis tout au long du xx<sup>e</sup>.

Parmi ces méthodes, la méthode des éléments finis qui est une méthode numérique de résolution approchée des équations différentielles décrivant les phénomènes physiques de l'ingénieur.

Elle est devenue un outil de travail, de calcul et de conception quotidien voir familier, de l'ingénieur, dans des domaines aussi variés que l'analyse des structures, le transfert de chaleur, la mécanique des fluides, les écoulements souterrains...etc.

Depuis 1980 environ, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interactions avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Le développement dans les logiciels de calcul permet aussi d'aboutir à des analyses numériques très avancées à des coûts bas et avec des temps de calculs relativement courts.

La demande croissante en précision lors de la conception des structures de soutènement a bénéficié pleinement du développement des programmes informatiques basés essentiellement sur la méthode des éléments finis

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols.

A titre d'exemple de ces logiciels spécialisé, le PLAXIS, qui est conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Mais il y a encore un besoin de développer de nouvelles techniques de simulation, où, les résultats expérimentaux peuvent être utilisés pour le développement et la validation de nouveaux modèles numériques. D'un autre côté, les résultats des programmes informatiques proposés, doivent être continuellement vérifiés par comparaison aux résultats des essais de laboratoires et observations sur site pour mieux apprécier leur potentiel et inconvénients.

## Problématique et objectif :

Très peu de recherches ont été réalisées pour comprendre les facteurs qui régissent sur le comportement des murs de soutènements flexibles renforcés par un système d'ancrage, et en particulier, une confrontation entre les mesures expérimentales et les résultats d'analyses numériques.

L'axe principal de la présente investigation étant d'étudier le comportement d'un mur de soutènement flexible renforcé par un système d'ancrage. La littérature montre que peu d'analyses numériques ont été réalisées sur ce type de structures malgré leur utilisation intensive dans la pratique. Une importante étude et réalisation ont été faites en France, utilisant des données obtenues sur site et au laboratoire, les résultats principaux de cette recherche ont été publiés par Philippe Loignant et al. (2004).

En plus, les résultats obtenus peuvent constituer une base de données pour la validation de futurs modèles numériques.

Dans cette perspective, les objectifs fixés pour cette investigation peuvent être résumés comme suit :

- a) Le développement et validation d'un nouveau concept de modélisation, consistent à simuler 'numériquement' les murs de soutènements flexibles renforcés par des systèmes d'ancrages, considérés comme référence.
- b) L'utilisation du code **PLAXIS** comme moyen de calcul pour le développement d'un modèle d'élément finis et la détermination des résultats de calculs en terme de contraintes et déformations, se base sur le concept de modélisation proposé. L'analyse numérique prend en considération la géométrie du mur (paroi moulée), les conditions aux limites et les conditions de chargement imposées. Pour la simulation du comportement du sol le modèle appelé 'Mohr-Coulomb' incorporé dans le code **PLAXIS** est sélectionné.
- c) Une fois le modèle numérique ajusté et les résultats obtenus sont comparables aux résultats réels (selon le concept de modélisation proposé), une étude paramétrique peut être entreprise. L'effet sur le comportement de paramètres pouvant influencer le comportement de ce type de structures de soutènement est considéré. Ceci peut être utile à mieux comprendre le mode de comportement de ce type de murs et bien visualiser l'importance et l'influence des systèmes d'ancrage vis-à-vis la stabilité de ce dernier.

Les paramètres suivants seront étudiés :

1. *Paramètres de calculs* : Maillage, précision des calculs (tolérance).
2. *Paramètres géotechniques* : Les interfaces ; pression hydrostatique, système d'ancrage.

# **CHAPITRE 1**

## **LES SOUTENEMENTS**



## 1.1 Introduction

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre .Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Parmi ces types d'ouvrages les murs de soutènement flexibles qui ont devenu les plus utilisables. Mais ce genre d'ouvrages nécessitent lui même l'exécution d'ancrages pour assurer leur stabilité ; Tandis que ces dernier peu que leur dispositif ne constitue pas un élément déterminant de la stabilité interne ou externe, mais il assure seulement une fonction secondaire ; comme ils peuvent constituer le facteur principal de la stabilité de l'ouvrage.

## 1.2 Lois de comportement des matériaux

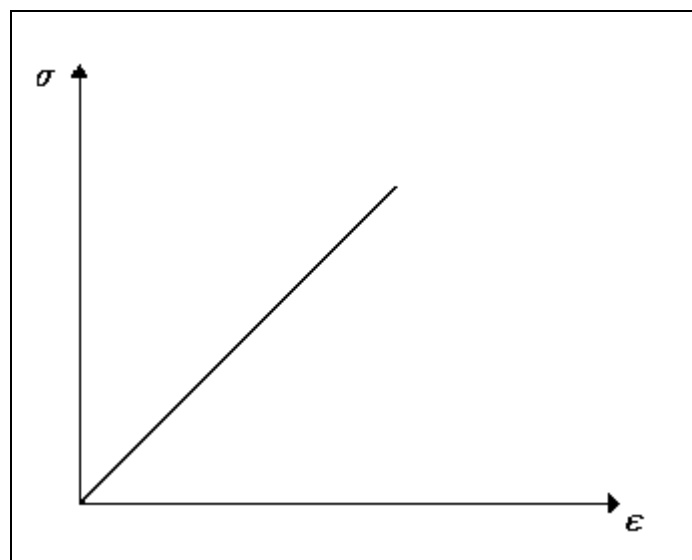
### 1.2.1 Lois de comportement élastique

Lorsque dans un essai, le courbe effort - déformation est la même en chargement et en déchargement, sa indique a un comportement élastique. La relation comportementale s'exprime par une fonction tensorielle ( $F_{ij}$ ), dont la forme dépend de la configuration de référence choisie est telle que :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{kl}) \quad (1.1)$$

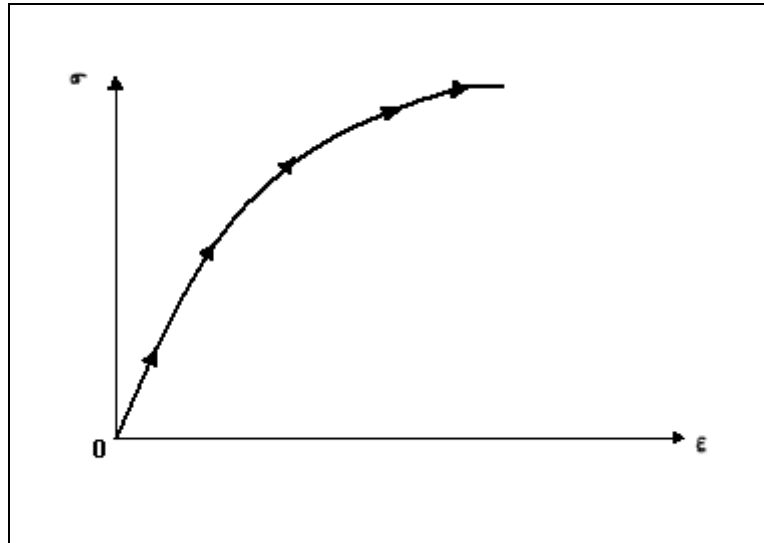
Le comportement élastique peut être :

*Linéaire* : le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations [**Figure1.1**]. Ce type de comportement a été découvert par Hooke (1678).



**Figure1.1 : Comportement élastique linéaire.**

*Non linéaire* : les essais montrent généralement que la courbe effort – déformation devient rapidement non linéaire [Figure1.2]. La première loi élastique non linéaire a été introduite par Leibniz en 1690.



**Figure1.2 : Comportement élastique non linéaire.**

### 1.2.2 Lois de comportement élastoplastique

La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La décomposition usuelle mais qui n'est pas forcément le seul est la suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (1.2)$$

Avec:

- $\varepsilon$  : les déformations totales;
- $\varepsilon_e$  : les déformations élastiques;
- $\varepsilon_p$  : les déformations plastiques.

### 1.2.3 Lois de comportement élastique parfaitement plastique

Le modèle élastique parfaitement plastique, la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. Il existe plusieurs critères de rupture, été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. A qui ont partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique. Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres.

Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke ( $E, \nu$ ), une surface de charge  $F(\sigma_{ij})$  et un potentiel plastique  $G(\sigma_{ij})$ .

De manière générale, le modèle élastique parfaitement plastique constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondation, stabilité de pentes, de tunnels, de soutènements...etc.

#### **1.2.4 Lois de comportement élastoplastique avec écrouissage**

Dans cette grande famille, les lois sont basées sur fait que le sol subit des déformations plastiques au cours de la sollicitation avant rupture.

### **1.3 Interaction sol-structure**

#### **1.3.1 Modélisation de l'interaction sol-structures**

##### **1.3.1.1 Comportement du matériau de la structure**

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, ...etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant. Le comportement de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques.

##### **1.3.1.2 Comportement des sols**

Le comportement des sols est très complexe. En effet, il est essentiellement irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être décrit par l'élasticité linéaire. Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus élaborés ont été proposés: soit, des modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, ... etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, ... etc.).

##### **1.3.1.3 Comportement de l'interface**

Les interfaces sont généralement soumises à des fortes sollicitations de cisaillement. Leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes :

1. *Approche de type contact* : dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interaction.

2. *Approche de type couche mince* : dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones.

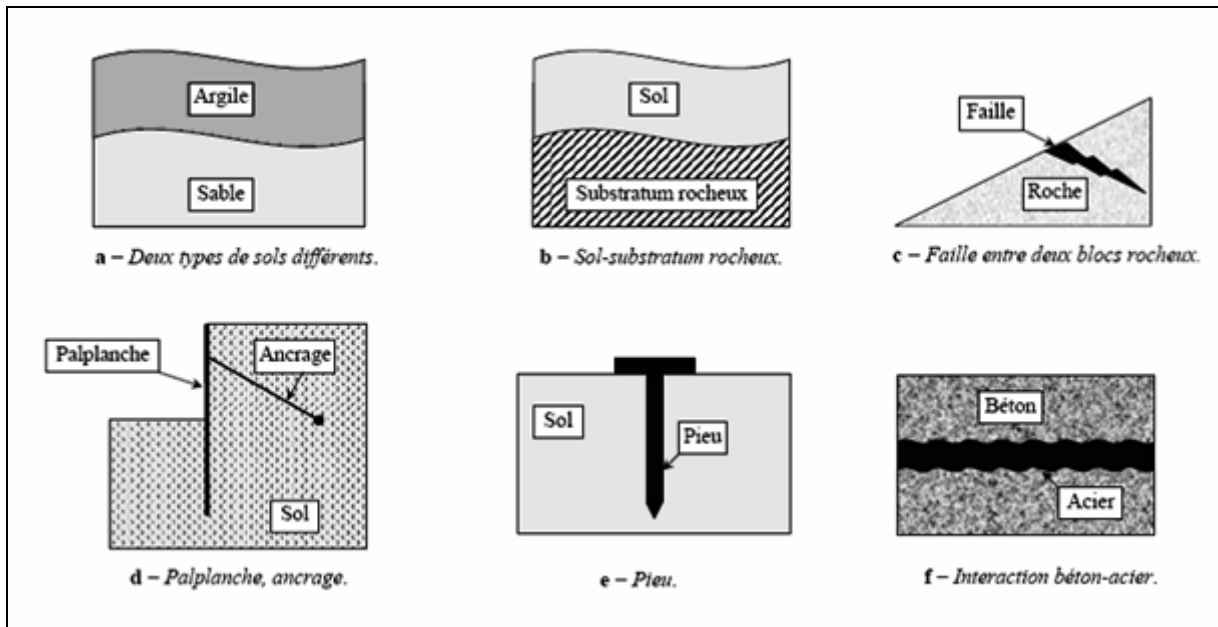


Figure 1.3 : Exemples des situations d'interface.

1.3.1.4 Contact sol-structures

Le contact sol-structures peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps. Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface de contact. En  $M$ , on considère les deux points 1 et 2 appartenant respectivement à  $A$  et  $B$ . Dans le repère local  $(\vec{t}, \vec{n})$  [Figure 1.4], les déplacements et les contraintes de liaisons sont donnés par :

$$\vec{U}_1 = \begin{Bmatrix} U_t^1 \\ U_n^1 \end{Bmatrix}, \quad \vec{U}_2 = \begin{Bmatrix} U_t^2 \\ U_n^2 \end{Bmatrix}, \quad \vec{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix} \quad (1.3)$$

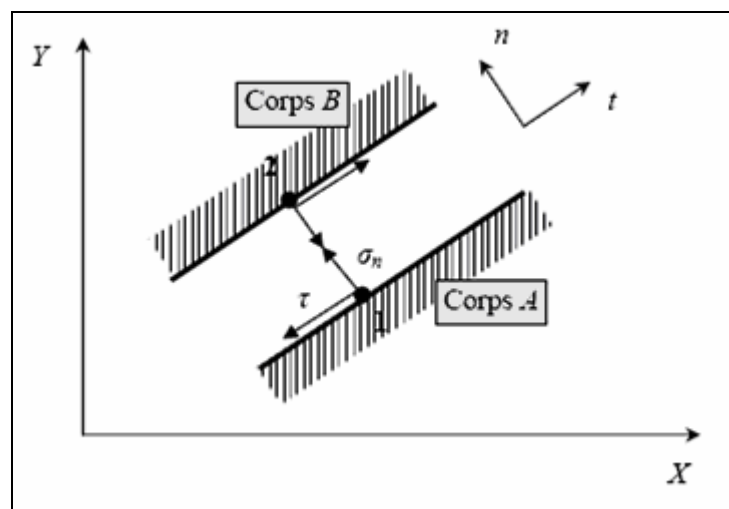


Figure 1.4 : Modélisation du contact.

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaines conditions sur la contrainte normale  $\sigma_n$  et la contrainte tangentielle  $\tau$  s'exerçant sur l'élément de contact. De cet état de contrainte  $(\tau, \sigma_n)$  résulte un état de déplacements relatifs tangentiels et normaux  $(\Delta U_t, \Delta U_n)$  caractérisant la cinématique de l'élément d'interface.

$$\Delta \mathbf{U} = \begin{cases} U_t = U_t^2 - U_t^1 \\ U_n = U_n^2 - U_n^1 \end{cases} \quad (1.4)$$

Au cours du chargement, le contact entre les corps  $A$  et  $B$  peut évoluer. Il suit l'un des trois modes suivants :

**a) Mode adhésion :**

Dans ce mode [Figure 1.5.a], il n'y a pas de déplacement relatif entre les noeuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t = 0 \end{cases} \quad (1.5)$$

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions :

$$\begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases} \quad (1.6)$$

La contrainte normale est de compression ;

La contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement.

**b) Mode glissement :**

Quand la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil  $\bar{\tau}$ , il y a un glissement relatif entre les noeuds 1 et 2 [Figure 1.5.b] ; dans ce cas, on a les conditions :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t \neq 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau = \bar{\tau} \end{cases} \quad (1.7)$$

**c) Mode décollement :**

Dans le cas où la composante  $\sigma_n$  devient négative, il y a un décollement (séparation des corps  $A$  et  $B$ ) [Figure 1.5.c] ; on a alors les conditions suivantes :

$$\Delta U_n > 0 ; \sigma_n < 0 \text{ et } \tau = 0 \quad (1.8)$$

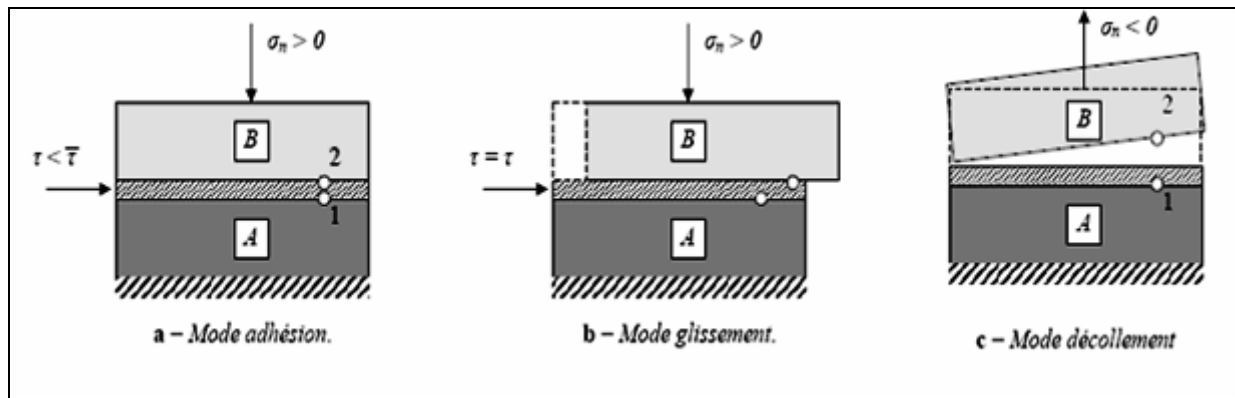


Figure 1.5 : Modes de déformation de l'interface.

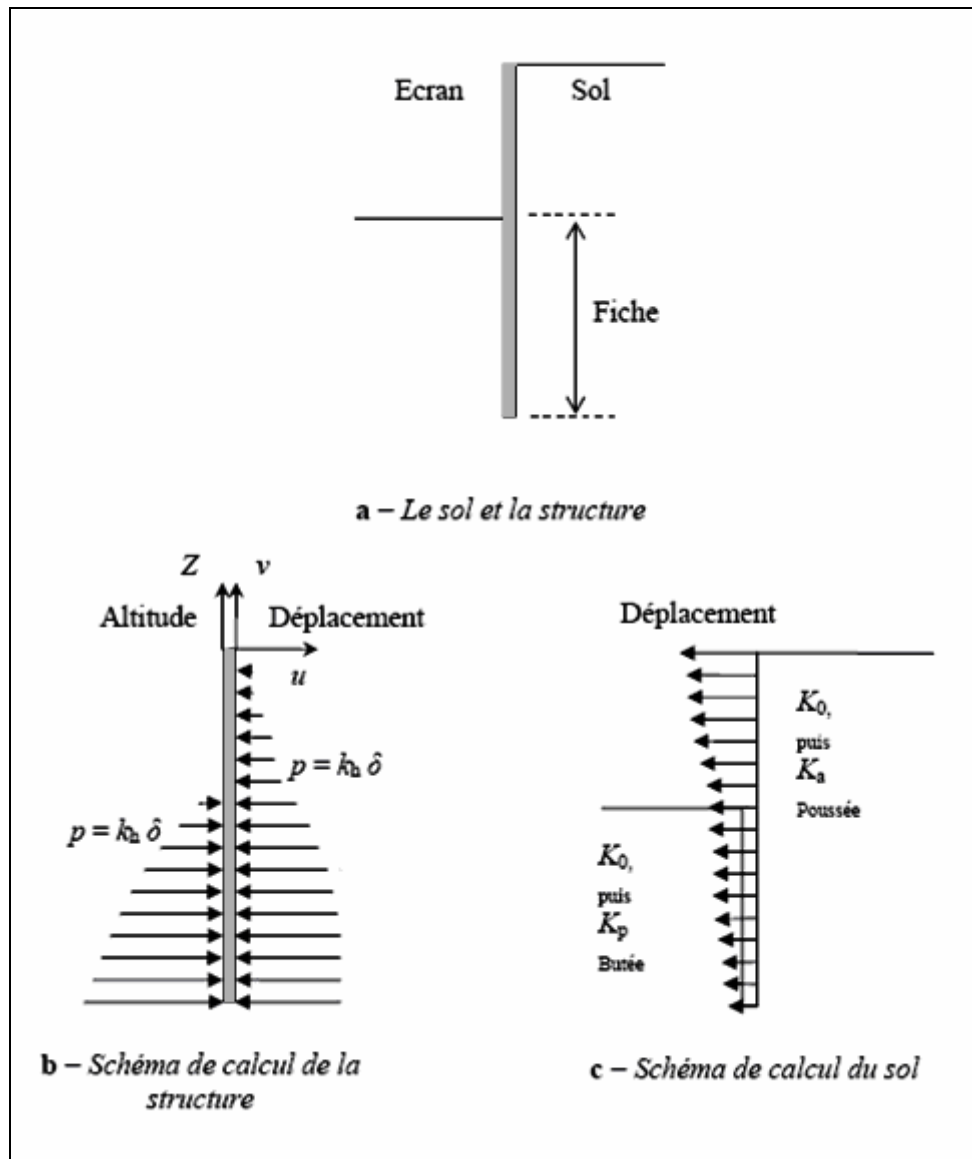
#### 1.3.1.4.1 Interaction sol-soutènement

On peut faire des commentaires analogues sur le calcul des ouvrages de soutènement et, de façon générale, sur tous les calculs où du béton ou du métal sont en contact avec le sol. Ainsi, pour les rideaux de palplanches ou parois moulées devant lesquels une excavation est réalisée [Figure 1.6.a], coexistent une approche de type calcul des structures et une approche de type mécanique des sols. Pour le calcul des structures, le sol en contact avec l'écran est réduit à un coefficient de réaction  $k$  (et, dans certains cas, une pression limite) [Figure 1.6.b], ce qui permet de calculer les efforts (effort tranchant, effort normal et moment fléchissant) dans la structure en fonction de  $k$  et des coefficients aux limites du problème. Le calcul se réduit alors à la résolution d'une équation différentielle du quatrième ordre du déplacement  $u(z)$ , de la forme :

$$\frac{d^4 U}{dZ^4} = K \cdot U(Z) \quad (1.9)$$

Concernant la pression de contact, dont on peut choisir l'inclinaison, elle peut être limitée aux pressions limites de poussée ou de butée, qui résultent de l'analyse du fonctionnement mécanique du massif de sol.

Si l'on aborde le calcul des écrans de soutènement du point de vue du sol, l'écran lui-même est traité comme une condition à la limite, qui se réduit en fait à une hypothèse sur le sens de déplacement de l'écran par rapport au sol [Figure 1.6.c]. Cette hypothèse permet de définir les parties du sol en état de butée et en état de poussée et, moyennant une hypothèse sur l'inclinaison des forces de contact, de calculer les efforts appliqués à l'écran par le sol. Ce calcul sert à vérifier l'équilibre général de l'écran, indépendamment de son dimensionnement interne, à déterminer sa fiche et, si nécessaire, à calculer la répartition des efforts dans l'écran.



**Figure 1.6 : Analyse du comportement d'un écran de soutènement :  
Point de vue de la structure et point de vue du sol.**

L'idéal serait bien sûr de calculer simultanément les efforts et les déformations dans le sol et dans l'écran, sous les charges de service, en recourant le moins possible aux coefficients de réaction.

## 1.4 Les problèmes de stabilisation (Poussée-Butée)

### 1.4.1 Forces de poussée et de butée

Un terrain retenu par un ouvrage de soutènement simple, pour assurer donc quelque sorte leur stabilité il faut mieux comprendre ou visualiser les types de sollicitations qui s'exerce sur ce mur.

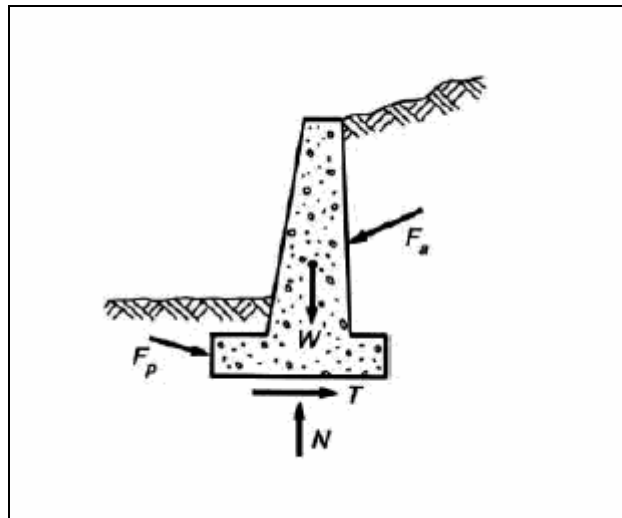
En dehors des forces de pesanteur (représentées par le poids du mur  $\mathbf{W}$ ) sur les faces du mur, en contact avec le sol, trois forces sont les principaux à assurer cette stabilisation [Figure1.7].

—sur la face amont du mur généralement verticale, le massif de sol retenu exerce des efforts ayant tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement; ce déplacement permet la décompression du terrain.

La résultante générale de ces efforts est une force dont la composante principale est horizontale, s'appelle **force de poussée (ou poussée)** et noté **F<sub>a</sub>**, l'indice **a** précisant qu'il s'agit d'une force active à partir du quel apparaissent des ruptures dans le terrain.

—sur la face aval du mur, dont la partie enterrée est souvent faible, le sol exerce des efforts qui ont tendance à retenir le mur, leur résultante générale est une force dont la composante principale est horizontale est opposée à la composante horizontale de **F<sub>a</sub>**, à partir de ces forces apparaîtront également des ruptures dans le terrain.

—sur la base du mur, le sol de fondation exerce des efforts dont la résultante générale est une force inclinée par rapport à la verticale sa composante verticale notée **N**, est appelée force portante; tandis que la composante horizontale, notée **T** est s'appelée force de résistance au glissement car elle s'oppose au glissement du mur sur sa base sous l'action de la force de poussée.



**Figure 1.7: Sollicitations exercées sur un mur de soutènement [3].**

## 1.4.2 Coefficients de poussée et de butée

### 1.4.2.1 Cas géostatique

C'est le cas le plus simple d'un sol semi-infini, homogène et isotrope, à surface horizontale.

#### 1.4.2.1.1 Terres au repos

Les équations de l'équilibre mécanique montrent que la contrainte totale  $\sigma_v$  s'exerçant sur un plan horizontal à la profondeur  $z$  est verticale et a pour valeur:



$$\sigma_v = \gamma z \quad (1.10)$$

Avec

$\gamma$ : poids volumique du sol.

Par contre, le calcul de la contrainte totale horizontale (ou radiale)  $\sigma_h$  s'exerçant au même point sur tout plan vertical nécessiterait la connaissance de la loi de comportement du sol. Aussi la détermine-t-on expérimentalement en remarquant que dans un sol en place, sous un chargement uniforme, il n'y a pas de déplacement latéral ( $\Delta h = 0$ ).

Dans ce but l'utilisation d'un appareil triaxial dans lequel il est possible de mesurer à chaque instant le déplacement radial de l'échantillon. L'essai consiste à appliquer sur un échantillon de sol constamment drainé (c'est-à-dire un sol dans lequel la pression interstitielle est constamment nulle :  $u = 0$ ) des contraintes axiale et radiale croissant de telle façon qu'il n'y ait aucune déformation latérale de l'échantillon ( $\Delta h = 0$ ).

Le rapport  $\sigma_h/\sigma_v$  est appelé **coefficient de pression latérale au repos** et noté  $K_0$ :

$$K_0 = \sigma_h/\sigma_v \quad (1.11)$$

—Dans le cas des sols lâches (*sables ...etc*), Jaky donne une formule empirique de  $K_0$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi$ :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (1.12)$$

#### 1.4.2.1.2 Cas général (Sol pulvérulent)

Dans le cas où il n'y a pas de possibilité de déplacement latéral, les contraintes verticale principale majeure  $\sigma_v$  et horizontale  $\sigma_h$  sont représentées par :

$$\sigma_v = \gamma Z \quad (1.13)$$

$$\sigma_h = k_0 \gamma Z \quad (1.14)$$

Le rapport  $(\sigma_h)_a / \sigma_v$  est appelé **coefficient de poussée** renommé par  $K_a$  ; ou dans le cas géostatique et pour le sol pulvérulent son expression est donnée par :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.15)$$

Et le rapport  $(\sigma_h)_p / \sigma_v$  est appelé **coefficient de butée** renommé par  $K_p$ , son expression est donnée par :

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.16)$$

Avec une simple attention on peut remarquer que ces deux coefficients sont inverses l'un de l'autre :

$$K_a = 1/K_p \quad (1.17)$$

### 1.4.3 Les méthodes de calculs

#### 1.4.3.1 Méthode de Coulomb

Mise au point par Coulomb en 1773 ; cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur.

Elle repose sur deux hypothèses :

- le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran ;
- la force agissant sur l'écran a une direction connue c'est-à-dire que l'angle de frottement entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu.

La formule générale donnant la force de poussée est représenté par :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (1.18)$$

La force de butée a de même, pour expression générale :

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (1.19)$$

#### 1.4.3.2 Méthode graphique de Cullmann

Lorsque les conditions géométriques ne permettent pas de déterminer analytiquement la force de poussée ou de butée, on utilise la méthode graphique de Cullmann (qui est illustré par la **figure 1.8** dans le cas de la poussée) et dont leur principe est :

La masse de sol derrière le mur est subdivisée en une succession de coins. Pour chacun de ces coins, délimité par un plan de rupture passant par le point B au pied du mur et incliné de l'angle  $\theta_i$  sur l'horizontale, on détermine, grâce au graphique de la résultante générale des forces appliquées ( $W_i, R_i, F_i$ ), la force correspondante  $F_i$  exercée sur le parement du mur. pour cela, les poids  $W_i$  des différents coins sont reportés sur un axe BX faisant l'angle  $(\delta + \eta)$  avec l'axe BX. les extrémités des forces  $F_i$  sont sur les plans de rupture inclinés de  $\theta_i$  d'après le diagramme des résultantes et leur ensemble constitue la ligne de Cullmann. le point où la tangente à cette courbe est parallèle à l'axe BX correspond à la valeur maximale de F, soit à la poussée limite  $F_a$ , et détermine le plan de rupture le plus dangereux, incliné de l'angle  $\theta_a$  sur l'horizontale.

Les mêmes étapes s'appliquent de façon analogue à la détermination de la force de butée  $F_p$ . Cette méthode aussi permet de prendre en compte toute surcharge ponctuelle ou répartie appliquée à la surface du sol retenu par le mur.

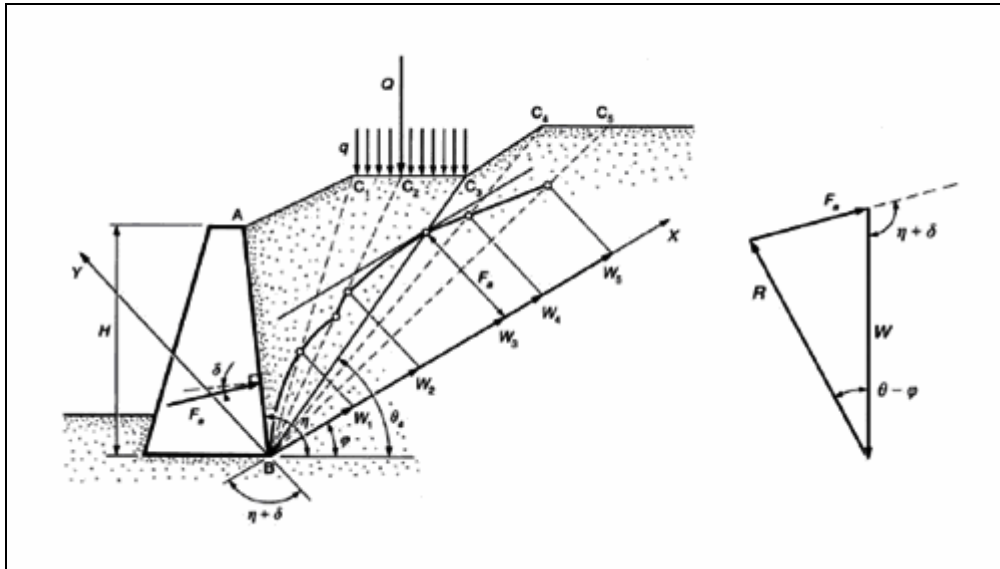


Figure 1.8: Méthode graphique de Cullmann (cas de la poussée) [3].

#### 1.4.3.2.1 Méthode de Rankine (1860)

Consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran.

Si  $\vec{f}$  est la contrainte exercée par le sol sur l'écran, la force de poussée ou de butée par unité de longueur de l'écran a pour expression :

$$F = \int_0^H \vec{f} \, dz \quad (1.20)$$

Cette méthode repose sur l'hypothèse simplificatrice fondamentale suivante :

*« La présence de discontinuités, provoquées par la présence de murs ou d'écrans à la surface d'un massif de sol, ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol »*

Ainsi, sur un plan parallèle à la surface du massif de sol, la contrainte reste verticale et égale à  $\delta Z \cos \beta$  ( $\beta$  : angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontale).

L'inconvénient de cette hypothèse est d'imposer, en tout point du mur, la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur et donc de ne pas tenir compte de la valeur du frottement entre le mur et le sol. Ainsi, dans le cas d'un sol à surface horizontale et d'un mur à paroi verticale, la théorie de Rankine suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul, puisque la contrainte est horizontale.

Cette méthode conduit à une répartition triangulaire des contraintes de poussée ou de butée sur l'écran et permet d'obtenir le point d'application de la force correspondante [Figure 1.9].

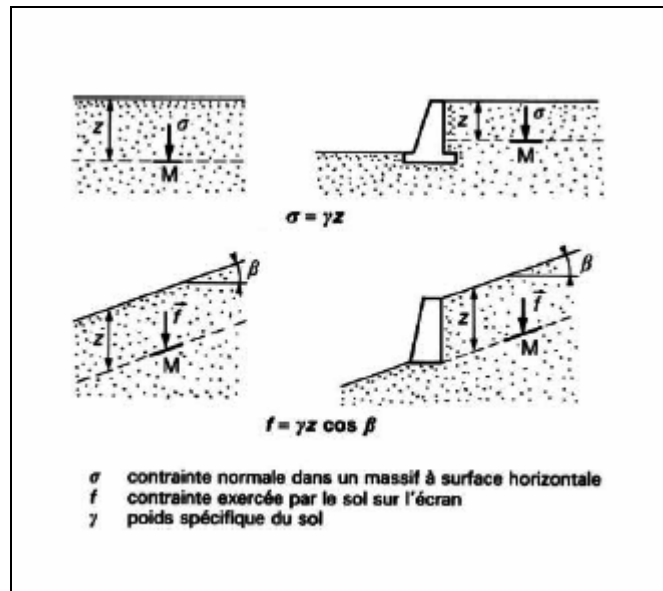


Figure 1.9: Hypothèse de la méthode de Rankine [3].

#### 1.4.3.4 Méthode des équilibres limites

La méthode des équilibres limites permet de déterminer les forces de poussée et de butée à partir de la connaissance de coefficients  $K_a$  et  $K_p$  tels que :

$$K_a = \frac{\sqrt{\sigma_x^2 + \tau_{xz}^2}}{\gamma Z} = \frac{|\vec{f}|}{\gamma Z} \quad (1.21)$$

Cette méthode conduit à une répartition linéaire des courantes sur l'écran, l'expression de la force de poussée est donné par :

$$F = \frac{1}{2} \int_0^H \vec{f} \, dz = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (1.22)$$

Les tables de Caquot-Kerisel sont directement utilisables dans le cas d'un sol pulvérulent, mais lorsque le sol présente de la cohésion le théorème des états correspondant est la plus applicable

#### 1.4.3.5 Théorème des états correspondants

L'étude d'un milieu cohérent peut se ramener formellement à l'étude d'un milieu pulvérulent. Cette équivalence entre les deux milieux fait l'objet du théorème des états correspondants du Caquot.

Ceci permet d'énoncer de la façon suivante le théorème des états correspondants :

- pour calculer le tenseur des contraintes au sein d'un milieu cohérent homogène en équilibre plastique, on calculera d'abord le tenseur des contraintes au sein d'un milieu fictif de mêmes formes géométriques, ce milieu sera pulvérulent, homogène et en équilibre plastique, il aura même angle de frottement interne que le milieu cohérent. il sera soumis aux mêmes forces ;

- pour calculer la contrainte réelle agissant en un point donné et sur une facette donnée du milieu cohérent, on retranchera de la contrainte fictive agissant au même point sur la même facette une contrainte normale constante  $H = C \cot \varphi$ .

$$\sigma' = \sigma + H \quad (1.23)$$

$$\tau' = \tau \quad (1.24)$$

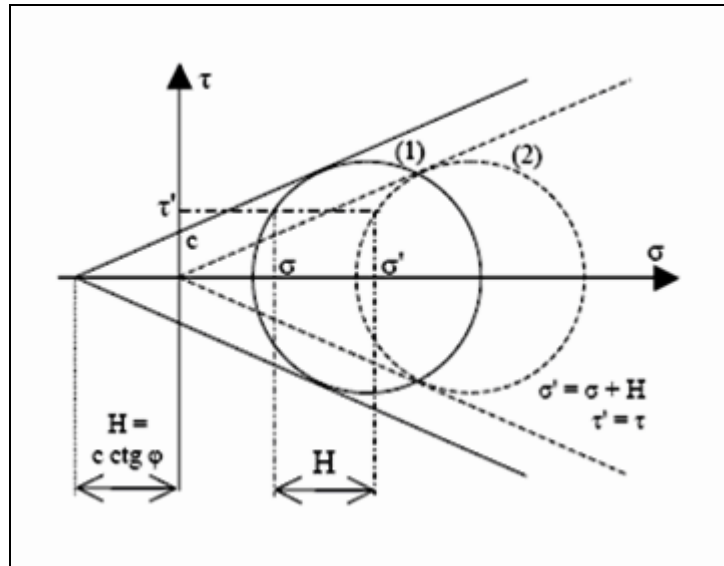


Figure 1.10 : Etats correspondants.

## 1.5 Les structures de soutènement

De nombreux travaux de construction nécessitent la réalisation d'excavation. Afin de réduire l'importance des talus ou d'étayer des tranchées, il est souvent amené à réaliser des ouvrages de soutènement (provisoires ou définitifs); ces ouvrages peuvent retenir soit des terres en remblai, soit le terrain en place (il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai).

Le principe du mur de soutènement est de reprendre un effort de poussée du sol et de retransmettre au sol en l'équilibrant par:

- son poids propre;
- des ancrages;
- un encastrement de l'ouvrage.

### 1.5.1 Différents types d'ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènement se distinguent par la manière dont les efforts de poussée (du terrain derrière l'ouvrage) sont repris.

Donc la poussée peut être reprise par:

- le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- l'encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- des ancrages.

D'après cette distinction le **tableau (1)** montre les divers types d'ouvrages de soutènement en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples:


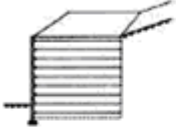
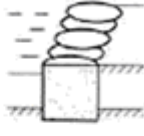


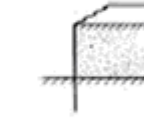
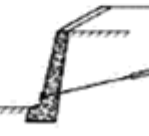

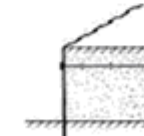
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

Tableau 1 : Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de la poussée [3].

### 1.5.1.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids **en béton** ou **en maçonnerie**. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelque pour mille.

—**Les murs en Terre Armée**, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, est des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

—**Les ouvrages cellulaires** sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple.

### 1.5.1.2 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation

La poussée peut être reprise par l'encastrement de l'ouvrage dans le sol de fondation. Parmi les ouvrages de ce type :

—**le mur cantilever en béton armé** qui, doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale I passant par l'extrémité arrière de la semelle [Figure 1.11]. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides ;

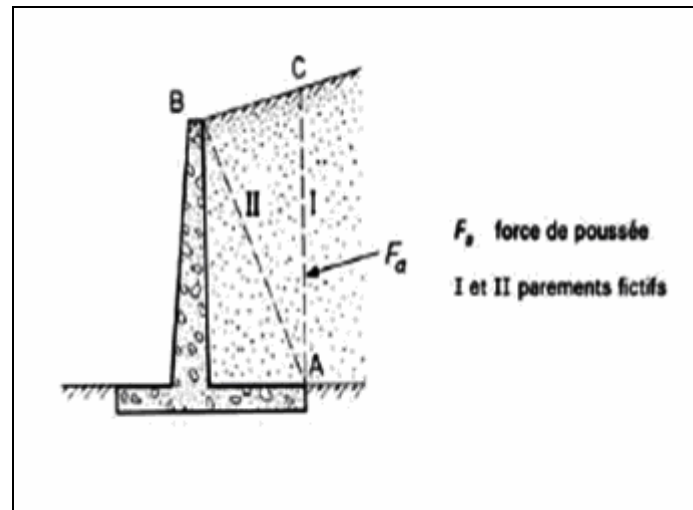


Figure 1.11 : Mur cantilever en béton armé [3].

— Les murs en **parois moulées**, techniques qui consistent à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité.

Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation ;

— Les **rideaux de palplanches**, encastrés 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.

### 1.5.1.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages. C'est le cas notamment des rideaux des parois moulées et des parois berlinoises. À la différence d'une paroi moulée, une **paroi berlinoise** est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux [Figure 1.12.a]. Il existe également des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints. C'est le cas des **murs épinglés** construits par excavations successives de 2 m de hauteur environ, avec coulage d'éléments verticaux en béton armé et mise en place d'ancrages précontraints [Figure 1.12.b].

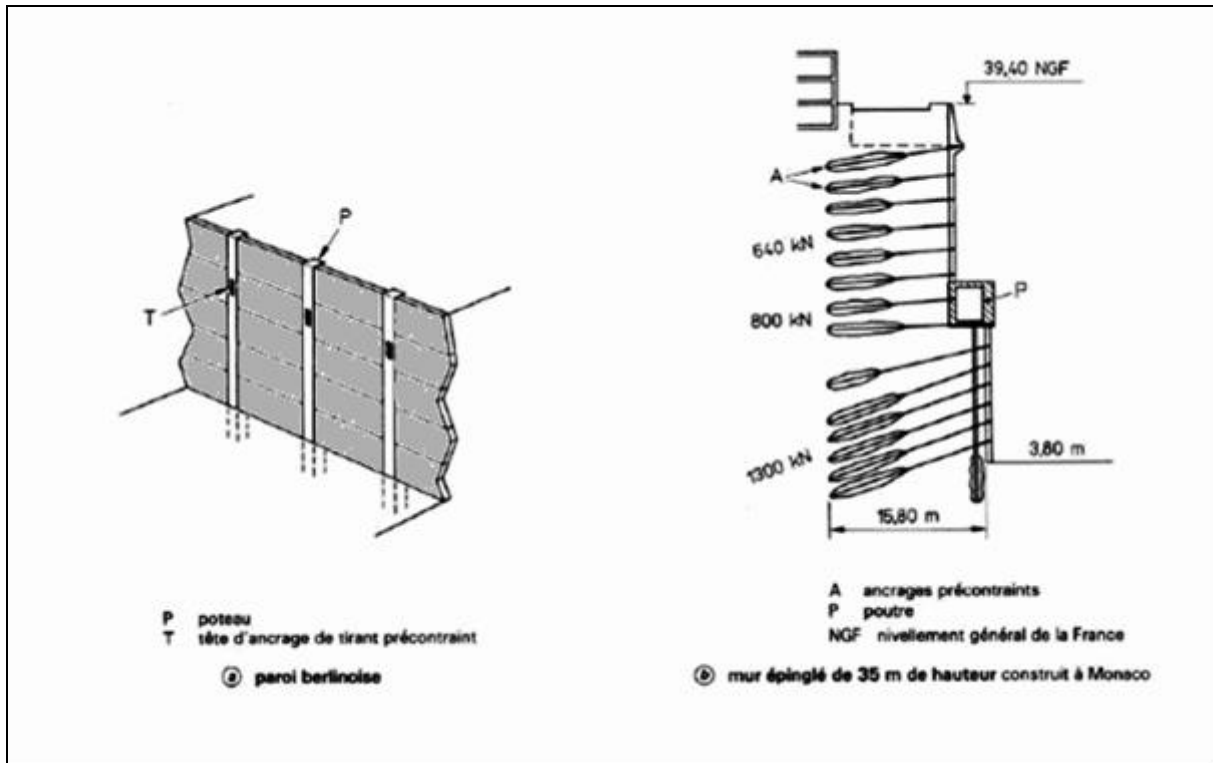


Figure 1.12 : Murs partiellement ou totalement ancrés [3].

### 1.5.2 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- Le glissement de l'ouvrage sur sa base;
- Le renversement de l'ouvrage;
- Le poinçonnement du sol de fondation;
- Le grand glissement englobant l'ouvrage ;
- La rupture des éléments structuraux de l'ouvrage.

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement

Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage.

### 1.5.3 Les murs de soutènement flexible

Les murs de soutènement flexibles (rideau de palplanche, paroi moulé ...) sont de plus en plus fréquemment utilisés dans les ouvrages soit à titre définitif ou provisoire; constitués de palplanches métalliques, béton armé en général d'après le type d'ouvrage, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement à un massif de sol.

Les pressions exercées par le massif de terre à retenir peuvent être équilibrées par les forces de butée mobilisées dans la partie inférieure du rideau (la fiche), si la hauteur hors fiche est faible. Dans le cas contraire, le recours est un système d'ancrage en tête au moyen de tirants, ou ces systèmes peuvent être constitué par :



- des plaques d'ancrages en béton armé continu ou indépendant ;
- un autre rideau court en palplanches ;
- un massif poids ;
- une dalle de frottement ;
- un système composite : dalle de frottement, plaque de butée ;
- un pieu travaillant à l'arrachement.

D'où on distingue:

—*les rideaux ancrés*: résistent à la poussée des terres à la fois grâce aux efforts d'ancrage et à la butée sur la fiche [Figure 1.13.a];

—*les rideaux sans ancrage*: la stabilité du rideau est assurée uniquement par les réactions du sol sur la partie enterrée (la fiche) [Figure 1.13.b].

La flexibilité du rideau rend le calcul beaucoup plus complexe que pour les ouvrages rigides, ou elle joue avec l'importance de la fiche un grand rôle dans la détermination de la butée. La fiche pour un rideau flexible est généralement en pratique comprise entre:

- fiche correspondant à l'encastrement complet;
- fiche correspondant à la butée simple.

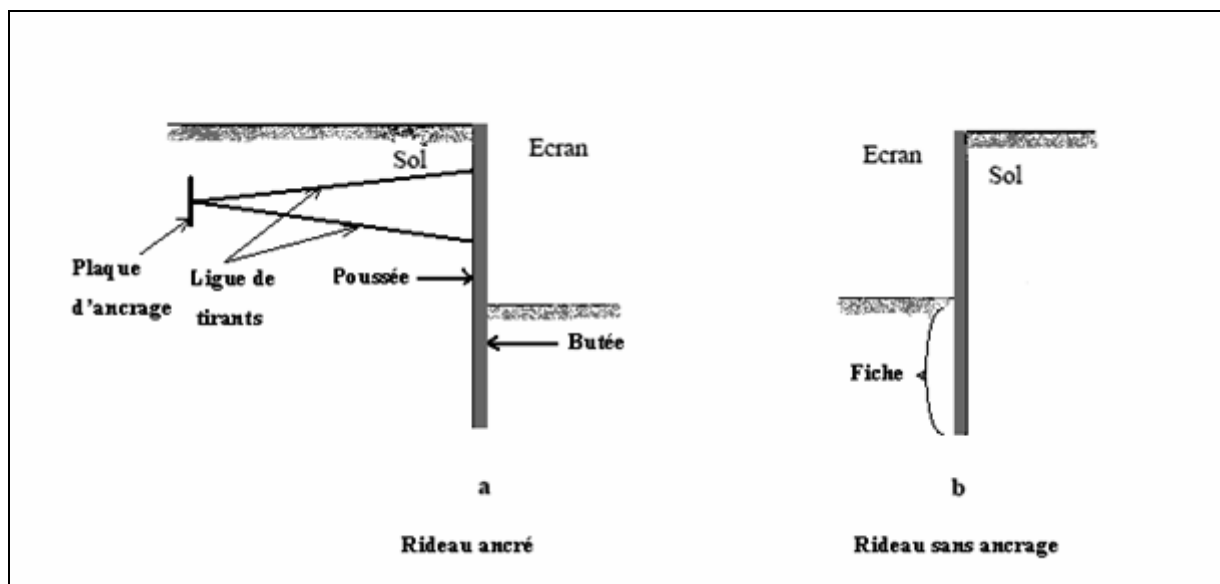


Figure 1.13 : Murs de soutènement ancré et non ancré.

#### 1.5.4 Méthodes de calcul

En dehors des calculs par éléments finis qui modélisent complètement l'interaction entre le sol et le rideau, les méthodes de calcul les plus courantes consistent à considérer une interaction simplifiée dans laquelle le rideau (ou la paroi) est assimilé à une poutre soumise à une distribution de pression normale  $p(z)$  sur toute sa hauteur [Figure 1.14.a] :

$$p(z) = k \cdot \gamma z \quad \text{où} \quad k_0 \leq k \leq k_p \quad (1.25)$$

Avec

$p(z)$ : pression normale apportée par le sol ;

$k$ : coefficient dépend du déplacement  $y(z)$  du rideau du niveau considéré ;

$\gamma z$ : contrainte normale verticale supposée.

$$-Z \leq H \quad p(z) = k(y) \cdot \gamma z \quad (1.26)$$

$$-Z \geq H \quad p(z) = k(y) \cdot \gamma z - k(-y) \gamma (z - H) \quad (1.27)$$

Mais cette hypothèse qui dépend que du déplacement  $y$  au niveau considéré est restrictif ce qui mène à une autre hypothèse basée sur qu'ils se développent des effets de voûte dans le sol derrière le rideau et qui se réagisse par tranche horizontale sur ce dernier. La modélisation de l'effet de voûte impose qu'il se développe de fortes contraintes de cisaillement entre les tranches [Figure 1.14.b] ce qui exige que la contrainte  $\sigma_v$  n'est plus principale (n'est plus égale  $\gamma z$ ).

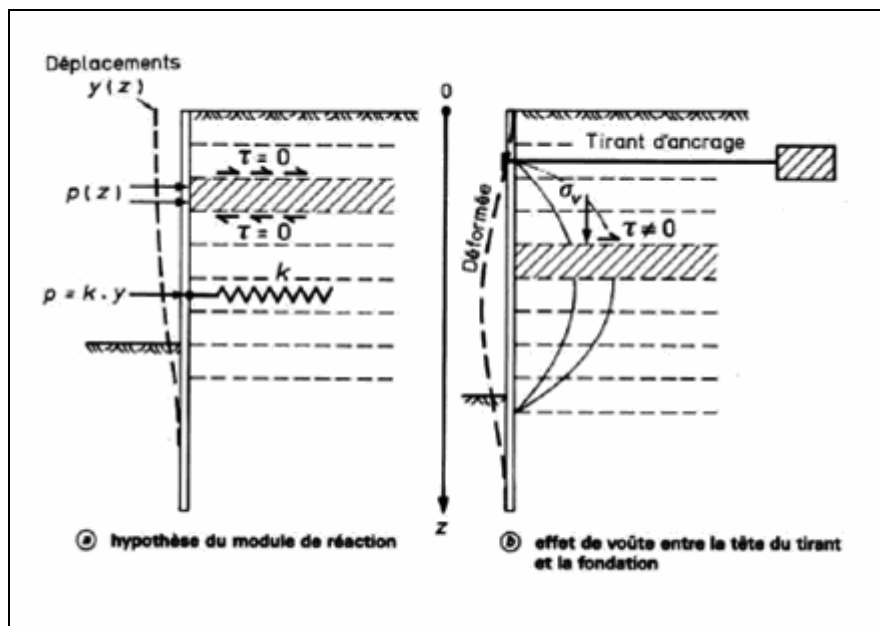


Figure 1.14 : Incompatibilité entre l'hypothèse du module de réaction et le développement d'un effet de voûte [3].

On peut distinguer les deux types de méthodes suivantes :

— méthodes aux états limites :  $K(y) = Ka$  ou  $Kp$  ;

— méthodes aux déformations : utilisation d'un module de réaction du sol  $k(y) = m|y|$ .

### 1.5.4.1 Méthodes de calcul aux états limites

Deux méthodes classiques sont couramment utilisées :

— la première, où le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied ;

— la seconde, dans laquelle le rideau n'est pas ancré en tête, mais résiste uniquement par un bon encastrement dans le sol de fondation.

Le problème dans ce cas est isostatique et comporte comme inconnues la fiche  $D$  et l'effort d'ancrage  $T$ .

#### 1.5.4.1.1 Le rideau est ancré en tête et simplement buté en pied

Un rideau ancré en tête est dit simplement buté en pied lorsque sa fiche est suffisamment faible pour permettre une rotation du rideau autour de son point d'ancrage et un déplacement du pied mobilisant la butée maximale.

Le diagramme des efforts exercés sur le rideau, dans le cas d'un sable, est représenté sur la figure 1.15.

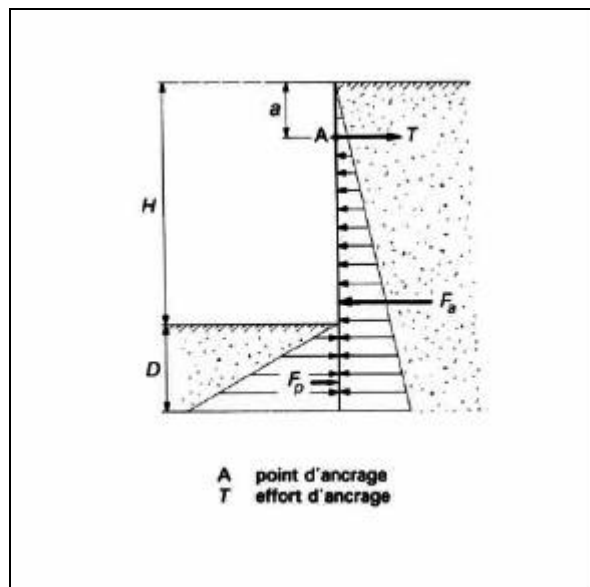


Figure 1.15: Rideau ancré en tête, simplement buté en pied [3].

Les inconnues à déterminer sont la fiche  $D$  et l'effort d'ancrage  $T$ ; Ou on peut avoir ces valeurs par l'application de l'équilibre statique du rideau :

$$T = F_a - F_p \quad (1.28)$$

Avec  $F_a$  : force de poussée exercée sur la face amont du rideau,  
 $F_p$  : force de butée sur la face aval,

La première relation explicitée permet de déterminer la fiche  $D$  à partir d'une équation du 3<sup>ème</sup> degré:

$$2(K_p - K_a) D^3 [3(H-a)K_p - 3(2H-a)K_a] D^2 - 6H(H-a)K_a D - H^2(2H-3a)K_a = 0 \quad (1.29)$$

### 1.5.4.1.2 Rideau non ancré en tête et encastré en pied

Ce type de rideau subit une rotation autour d'un point O situé dans sa partie en fiche [Figure 1.16]. Le calcul est fait par la méthode de Rankine, à partir des hypothèses simplificatrices suivantes:

- le sol des deux côtés du rideau, au-dessus du point de rotation O, est en état d'équilibre limite ;
- les efforts de contre-butée sont équivalents à une force horizontale  $F_c$  appliquée au niveau du centre de rotation O.

Généralement la hauteur de contre-butée égale à 20 % de la hauteur de butée  $Z_0$ ; ce qui réduit les inconnues du problème en:

- la hauteur de butée  $Z_0$  ;
- la force de contre-butée  $F_c$ .

A partir des équations statique traduisant l'équilibre du rideau la valeur de  $Z_0$  est déterminé en écrivant l'équilibre des moments autour du point O, ce qui donne une équation du troisième degré en  $Z_0$ , analogue à celle du premier cas la fiche du rideau est donnée par:

$$D = \frac{H}{K_p - 1} + Z_0 + 0,2Z_0 \quad (1.30)$$

La résultante horizontale nulle

$$F_c = F_p - F_a \quad (1.31)$$

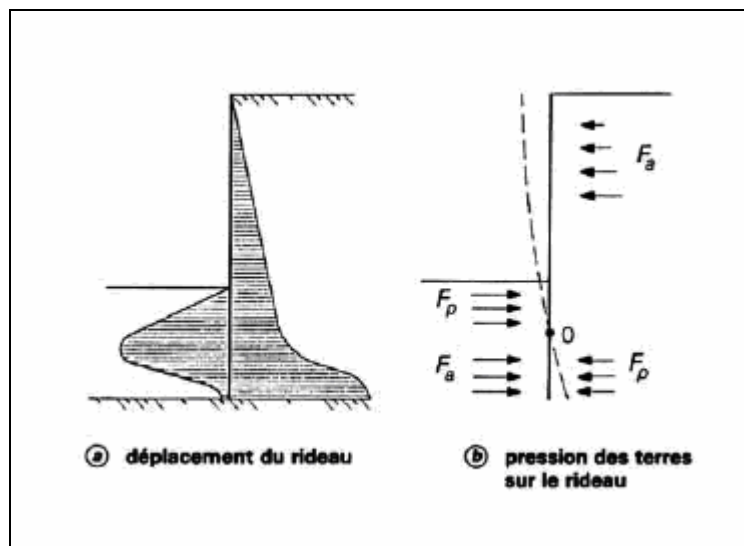


Figure 1.16 : Calcul à l'état limite d'un rideau encastré, non ancré [3].

### 1.5.4.2 Calculs aux coefficients de réaction

Dans ce type de calculs, le comportement de l'interface sol-écran est schématisé par un ensemble de ressorts et de patins indépendants [Figure1.17].

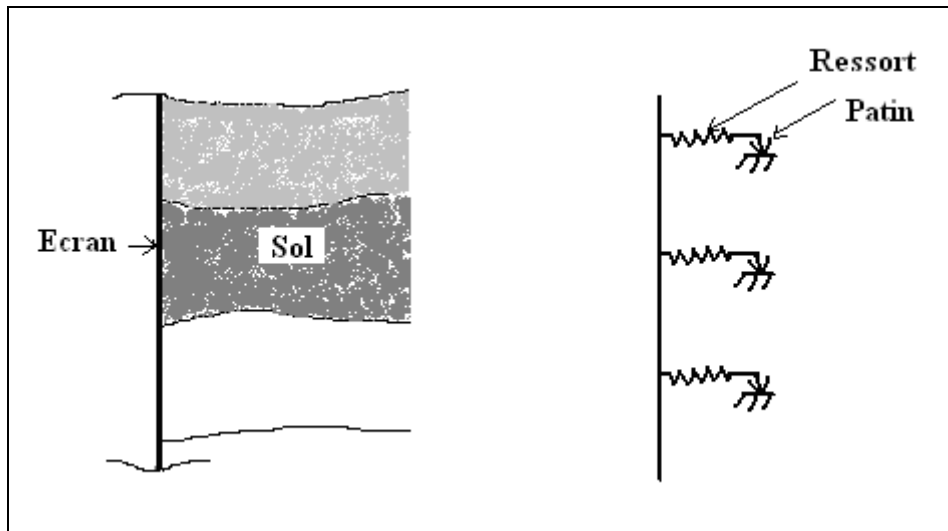


Figure1.17: Modélisation du comportement de l'interface sol-écran.

A partir de l'état initial, le modèle ressort-patin peut être décomprimé et aller vers un état de poussée ou recomprimé et aller vers un état de butée [Figure1 .18].

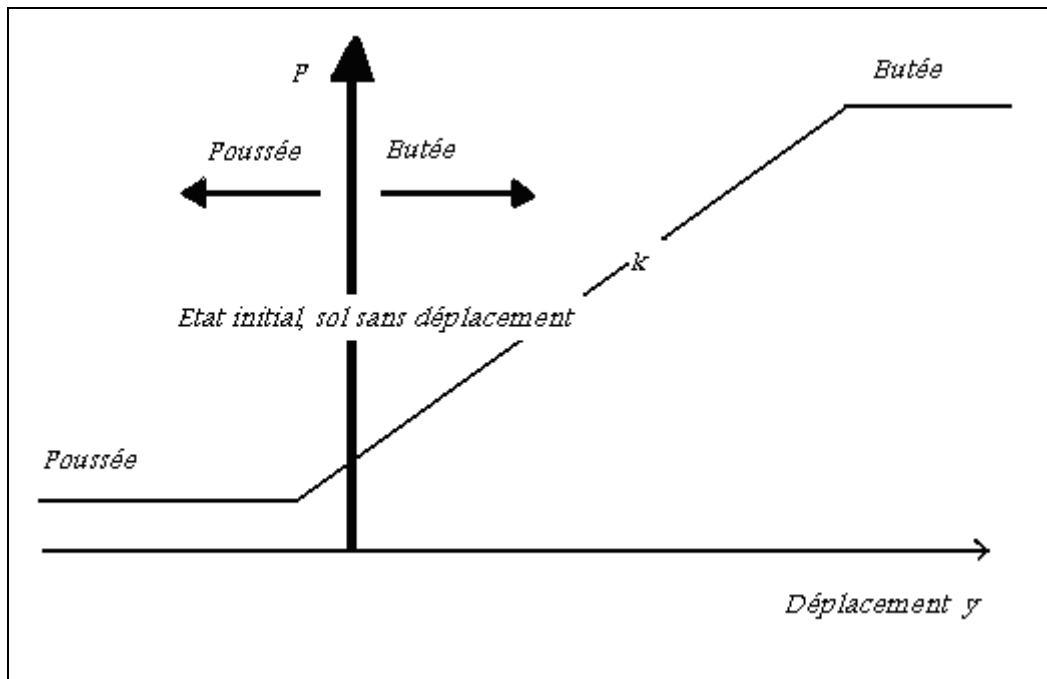
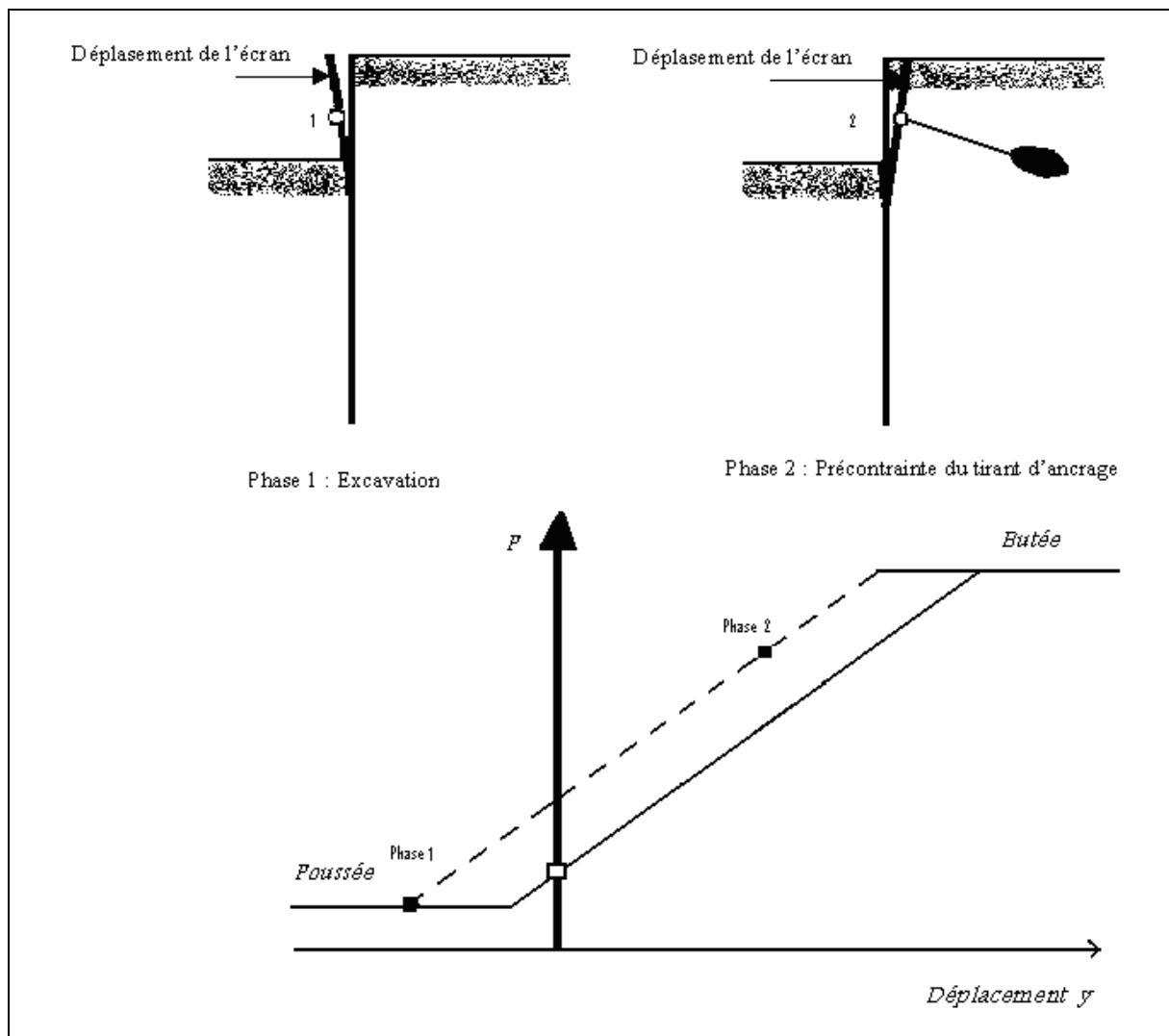


Figure 1.18 : Comportement de l'interface sol-écran.

Le ressort représente le comportement de l'interface sol-écran entre les états limites de poussée et butée. Il est caractérisé par un coefficient de réaction  $K$ .

Le patin représente les états limites de poussée ou de butée.

Quand un point de l'écran atteint un état limite plastique, le sol a des déformations plastiques irréversibles. [Figure1.19].



**Figure1.19 : Déplacement d'un point du sol au cours du cycle excavation mise en tension de tirant.**

- **détermination des coefficients de réaction**

La pression horizontale exercée par le sol sur l'écran est proportionnelle au déplacement horizontal  $y$  de l'écran (hypothèse de Winkler)

$$p = -k \cdot y \quad (1.32)$$

Avec

$k$  : coefficient de réaction en KN/m ou KPa/m.

L'équation différentielle classique des poutres droite sur appuis élastiques s'écrit :

$$\frac{d^4 [EI(z) \times y(z)]}{dz^4} = -p(y, z) \quad (1.33)$$

Avec

p : force répartie en KN/m.

L'écran est divisé en tronçons (généralement de 0,50m) pour lesquels on détermine le coefficient de réaction.

La résolution de l'équation nécessite la connaissance des conditions aux limites en tête (2) et pied (2).

En tête, elles sont bien définies. Par contre, en pied, elles dépendent des conditions d'appui qui seront appréciées par le projeteur en fonction du type de paroi et de la nature du sol.

Le coefficient de réaction K n'est pas un paramètre intrinsèque du sol. Il dépend de la nature du sol, de la géométrie de l'écran, de la valeur y du déplacement puisque l'élasticité n'est pas linéaire, de la rigidité à la flexion de l'écran.

Actuellement, aucune norme ne fixe la détermination de K dont l'utilisation est controversée.

### 1.5.4.3 Calculs par la méthode des éléments finis (méthode numérique)

La méthode aux coefficients de réaction n'est qu'un artifice contestable pour simuler l'action du sol sur l'écran.

La méthode aux éléments finis est, théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet de modéliser l'écran, ses appuis et le volume de sol qui l'entoure (*Qui sera plus détaillé dans le 2<sup>ème</sup> chapitre*).

## 1.6 Les systèmes d'ancrage

Dans le cadre de la protection contre les risques naturels (chute de blocs, glissement de terrain ...).

La réalisation de nombreux ouvrages améliore la sécurité (murs de soutènement rigide ou flexibles), mais la plupart d'entre eux nécessitent l'exécution d'ancrages pour assurer leur stabilité, tant en sols meubles qu'au rocher. Les techniques utilisées sont très variées, compte tenu notamment de la diversité des ouvrages des efforts à reprendre, du contexte géotechnique, des conditions d'accès...etc.

Les ancrages peut être constituent le facteur principal de la stabilité de l'ouvrage comme il peu que leur dispositif ne constitue pas un élément déterminant de la stabilité interne ou externe, mais assure seulement une fonction secondaire.

### 1.6.1 Classification des ancrages

On peut classer les ancrages en fonction :

- de la nature du terrain ;
- de leur type d'action ;
- de leur fonctionnement ;

—de leur durée d'utilisation.

### 1.6.1.1 Classification en fonction de la nature du terrain

- Ancrages au rocher ;
- Ancrages en terrain meuble.

### 1.6.1.2 Classification en fonction du type d'action

#### 1.6.1.2.1 Ancrages ponctuels

Il s'agit d'ancrages pour lesquels la transmission des efforts s'exerce à l'extrémité de la pièce ancrée par l'intermédiaire d'un système mécanique approprié, ce qui fait intervenir la butée du terrain ainsi mobilisée.

Ils sont conçus essentiellement pour résister à des efforts de traction.

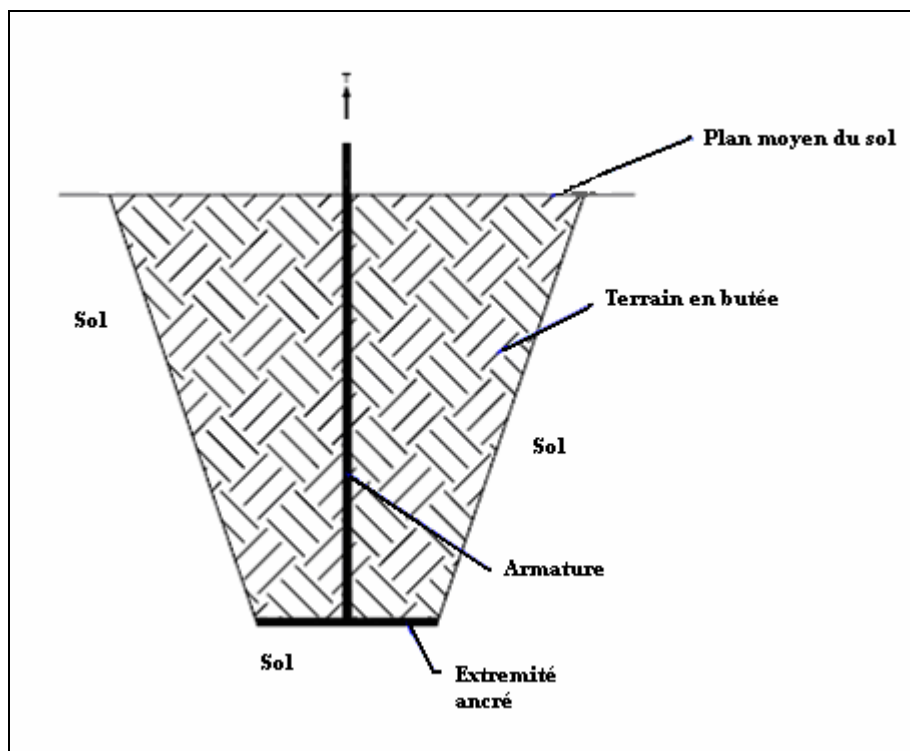


Figure1.20 : Ancrage ponctuel [17].

On distingue:

- les ancrages mécaniques : conçus pour résister essentiellement à une traction;
- les ancrages expansés : subissent une expansion avant d'être soumis à une traction;
- les ancrages ont pré-contrainte.



### 1.6.1.2.2 Ancrages répartis

Pour ces ancrages, la transmission au sol des efforts s'exerce sur l'ensemble de la partie scellée de la pièce ancrée et fait intervenir le frottement latéral entre le sol et le scellement.

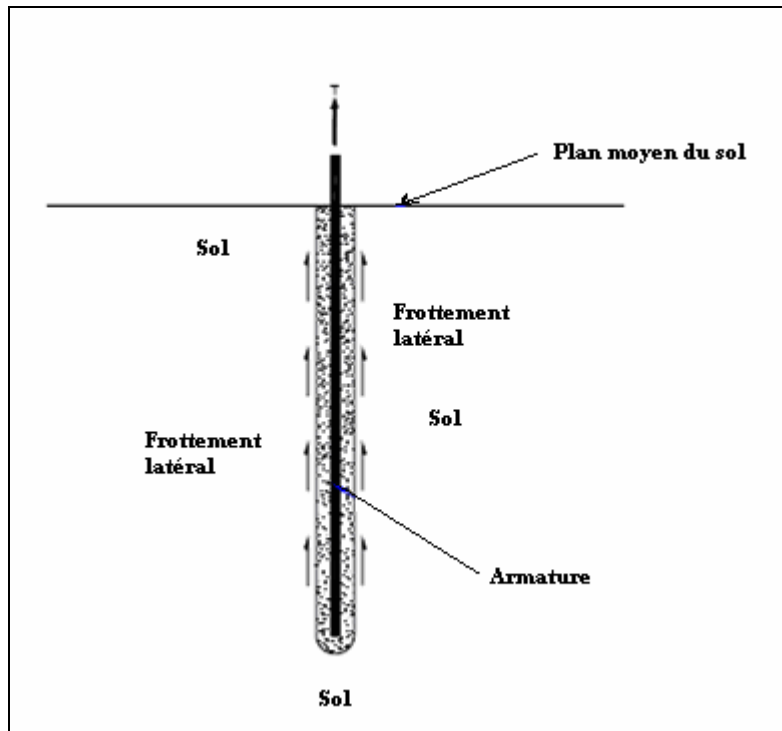


Figure1.21 : Ancrage réparti [17].

### 1.6.1.3 Classification en fonction de leur fonctionnement

#### 1.6.1.3.1 Ancrages actifs ou précontraints

Il s'agit des ancrages soumis à une précontrainte, mobilisant le sol en permanence ; les effets des forces extérieures sont compensés uniquement par la détente du milieu pré-comprimé, sans que la tension du câble varie sensiblement. En soumettant le sol à une précontrainte, sa cohésion est augmentée. Par conséquent, son domaine de stabilité mécanique est élargi, ce qui permet un niveau de chargement supérieur.

#### 1.6.1.3.2 Ancrages passifs

Il s'agit des ancrages ne mobilisant pas le sol tant qu'ils ne sont pas soumis à une force de traction ou de compression exercée par l'ouvrage ; les efforts dans l'ancrage varient comme l'effort extérieur et la tension dans le sol.

### **1.6.1.4 Classification en fonction de leur durée d'utilisation**

#### **1.6.1.4.1 Ancrages provisoires**

Les ancrages provisoires sont ceux dont la durée d'utilisation prévue est inférieure à 2 ans.

#### **1.6.1.4.2 Ancrages définitifs**

Les matériaux constitutifs des ancrages définitifs devraient présenter une durabilité au minimum équivalente à celle de l'ouvrage, qui est fixé généralement à 25 ans minimum, la durée de vie serait de 10 à 20 ans selon les ouvrages.

## **CHAPITRE 2**

# **PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE**

## 2.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères, pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques servie à modéliser ces systèmes ou elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique...etc.

## 2.2 La méthode des éléments finis

### 2.2.1 L'histoire en bref de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une procédure numérique qui peut être appliquée pour obtenir des solutions aux problèmes d'engineering. Le transfert, linéaire, non linéaire dans l'analyse des contraintes, le transfert de chaleur, écoulement des liquides, ainsi que les problèmes géotechniques peuvent être analysés par le biais de la méthode des éléments finis. L'origine de cette méthode date de 1900, où quelques scientifiques ont tenté de modéliser un continuum élastique en barres élastiques. Courant est considéré comme le premier scientifique à avoir développé la méthode moderne des éléments finis. Dans un article publié en 1940, Courant utilisa la discrétisation d'un système de plaques en éléments finis à forme triangulaires pour étudier les problèmes de torsion. L'étape suivante dans l'utilisation de la méthode des éléments finis a été réalisée par Boeing en 1950, les ingénieurs de Boeing utilisent des éléments triangulaires pour modéliser les ailes des avions en études. En 1960, Clough popularise la méthode des éléments finis en élargissant le champ d'application de cette méthode à d'autres secteurs de l'engineering. Zienkiewicz et Chung établissent que cette méthode peut être applicable à tous les problèmes d'engineering. Zienkiewicz édite le premier livre entièrement dédié à la méthode des éléments finis.

En 1975, des travaux ont commencé dans le but d'appliquer la méthode des éléments finis aux problèmes de mécanique des sols. D'autres travaux ont été publiés en 1986 (Britto et Gunn, l'Université de Cambridge en Grande Bretagne), depuis, des approches similaires ont été utilisées par d'autres équipes de recherche pour développer des programmes informatiques basés sur la méthode des éléments finis. L'un des plus modernes est le PLAXIS qui est un logiciel spécialement développé pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches (Brinkgreve et Vermeer).

### 2.2.2 Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure

l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

### 2.2.3 Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

- ***Elle nécessite :***

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.

- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc.

- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques ;

- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage ;

- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- ***Elle permet :***

- D'effectuer les calculs d'écoulement ;

- De simuler toutes les phases de travaux ;

- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;

- De calculer un coefficient de sécurité.

- ***Les sorties fournissent pour les ouvrages :***

- Les déplacements des ouvrages ;

- Les sollicitations internes des ouvrages ;

- Les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol ;

- Les déformations du sol ;

- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;

- Les pressions interstitielles ;

- De calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction de l'exécution d'un écran sur des ouvrages existants.

Les principaux logiciels utilisés en France, sont :

- CESAR (LCPC)

Logiciel 2D et 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.

- PLAXIS

Logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. VERMEER dédié à la Géotechnique.

Pour notre problème, on utilise le logiciel PLAXIS.

## 2.3 PLAXIS

### 2.3.1 Introduction au programme PLAXIS

Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Hollande, comme initiative du Dutch Department of Public Works and Water Management. L'idée initiale était de développer un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, le PLAXIS a été développé pour permettre l'analyse de presque tous les problèmes de géotechnique. Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif est de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes.

Relativement à d'autres programmes d'éléments finis, le PLAXIS a été développé spécialement pour l'analyse des déformations et stabilité dans les problèmes géotechniques. La simple procédure d'introduction des données permet le développement rapide de modèle d'éléments finis très complexe.

Pour réaliser des analyses numériques en utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et est basé sur une robuste procédure numérique.

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme de la **figure 2.1** une brève description de ce programme est présenté.

L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre sous-routines ou Sous-programmes (*PLAXIS-Input*, *PLAXIS-Calculations*, *PLAXIS-Output* and *PLAXIS-Curves*).

- *PLAXIS-Input*: le sous programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient toutes les facilités nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.
- *PLAXIS-Calculations*: le processing programme ou le sous programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
- *PLAXIS-Output*: ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux ...etc.

- *PLAXIS-Curves*: le sous programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

Les performances et exactitudes des résultats produits par le PLAXIS ont été validées par des analyses des problèmes avec solutions analytiques connues. Des prédictions ont été faites avec des analyses de structures à échelles réelles dotées de capteurs divers, pour estimer l'exactitude des résultats numériques donnés par le Plaxis Code.

La plupart des analyses de projets et études comparatives relatives aux performances et exactitudes des résultats du PLAXIS sont régulièrement publiés dans le bulletin du PLAXIS, et dans la colonne de Vermeer. On plus les performances du PLAXIS ont été aussi comparés à d'autres programmes géotechniques commerciaux dont la solution est basée sur la méthode des éléments finis, comme GEO - FEM programme et Z- Soil.

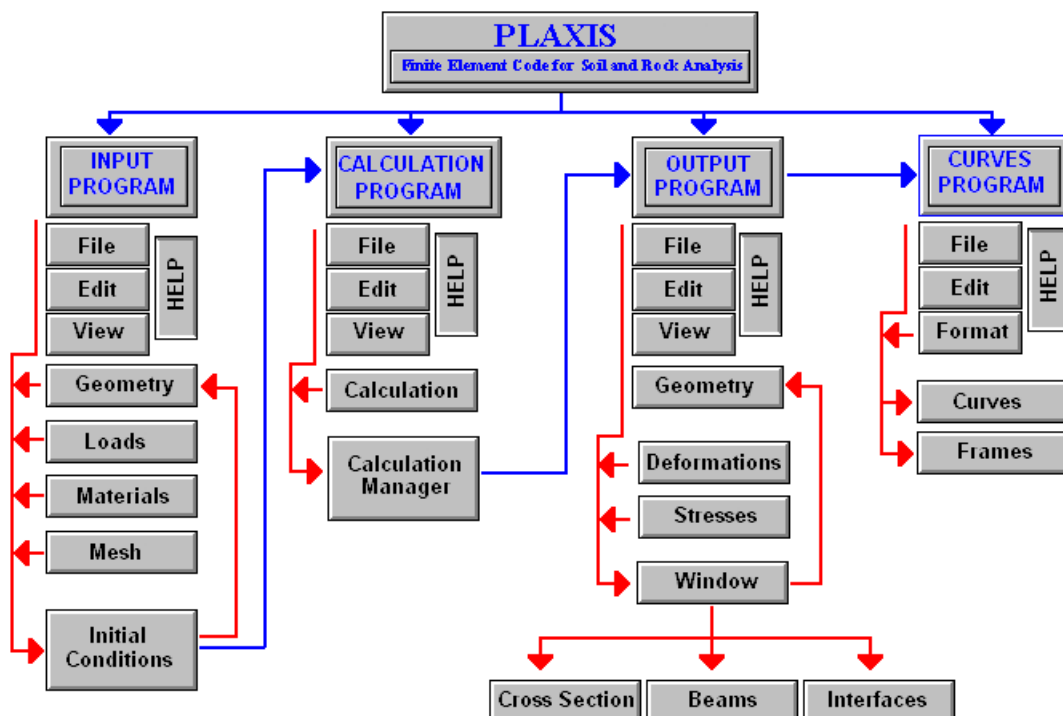


Figure 2.1: Organigramme de la structure du Plaxis code.

### 2.3.3 Les modèles de sols incorporés dans le code Plaxis

#### 2.3.3.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans *PLAXIS* est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $Ku$  est infini (correspondant à  $\nu = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young  $E$  et les autres modules sont données par les équations:

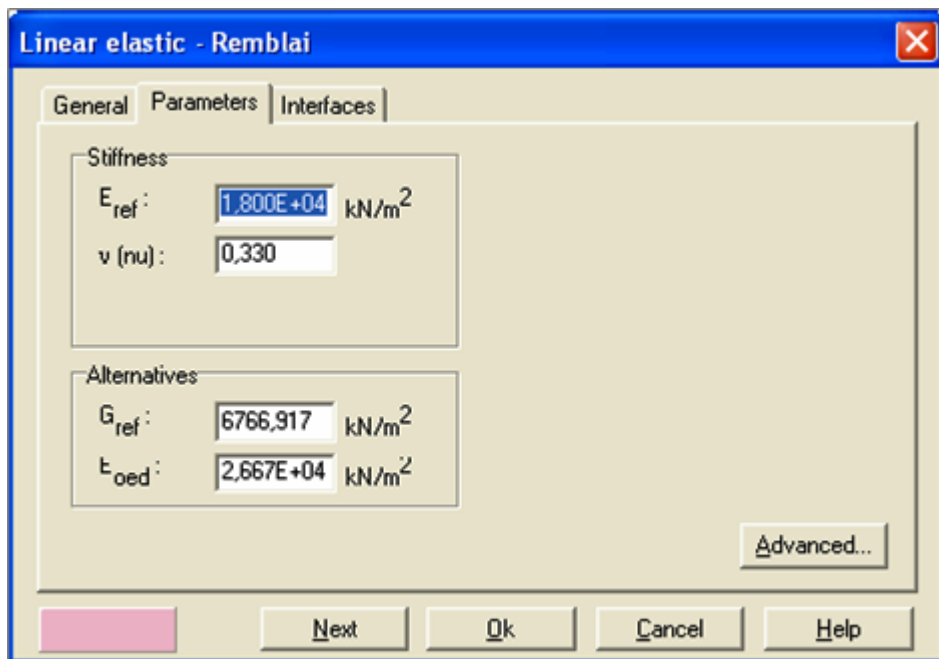
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.1)$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (2.2)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (2.3)$$

Le modèle élastique linéaire de *PLAXIS* peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

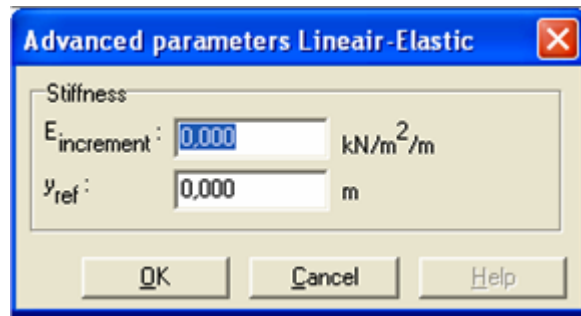
Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la **figure 2.2** :



**Figure 2.2** : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.



Et les paramètres avancés sur la **figure 2.3** :



**Figure2. 3 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.**

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$y < y_{ref} \quad \text{avec} \quad E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad (2.4)$$

$E_{increment}$  : Augmentation de la rigidité [kN/m<sup>2</sup>/m]  
 $y_{ref}$  : Unité de profondeur [m]

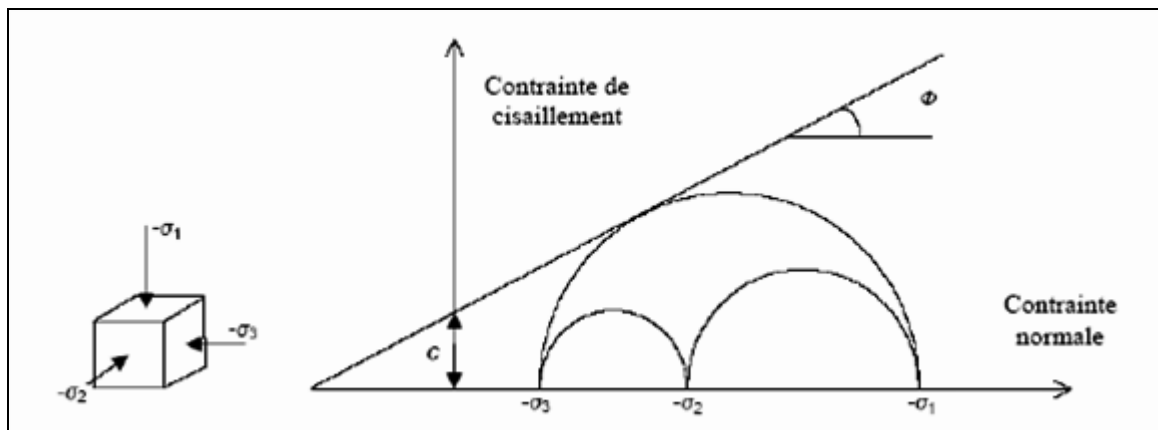
### 2.3.3.2 Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma n \tan \varphi + c \quad (2.5)$$

Où  $\sigma n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau [Figure 2.4].



**Figure2.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [2].**

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice [Figure 2.5] sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

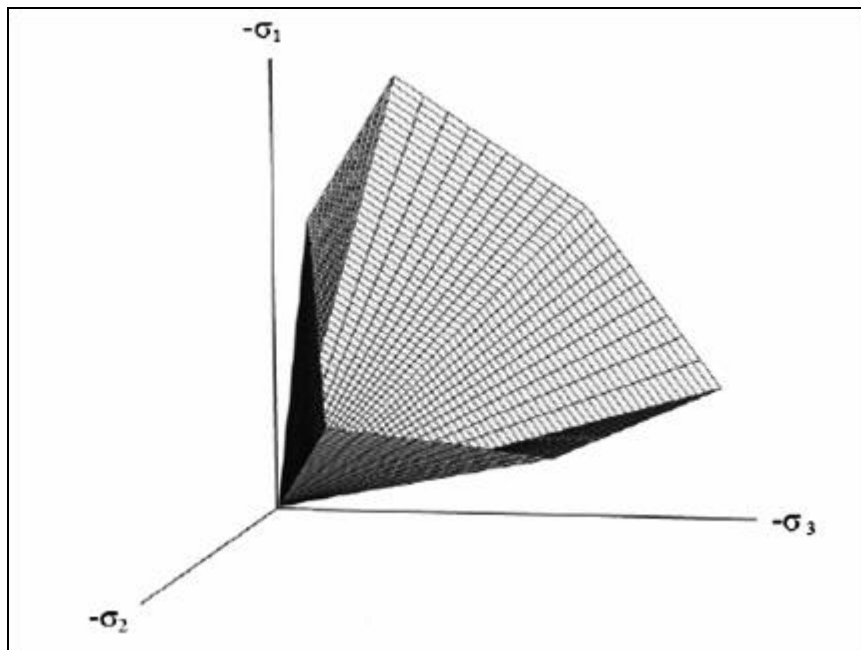


Figure 2.5 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$  [2].

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres [Figure 2.6]. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\varphi$ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

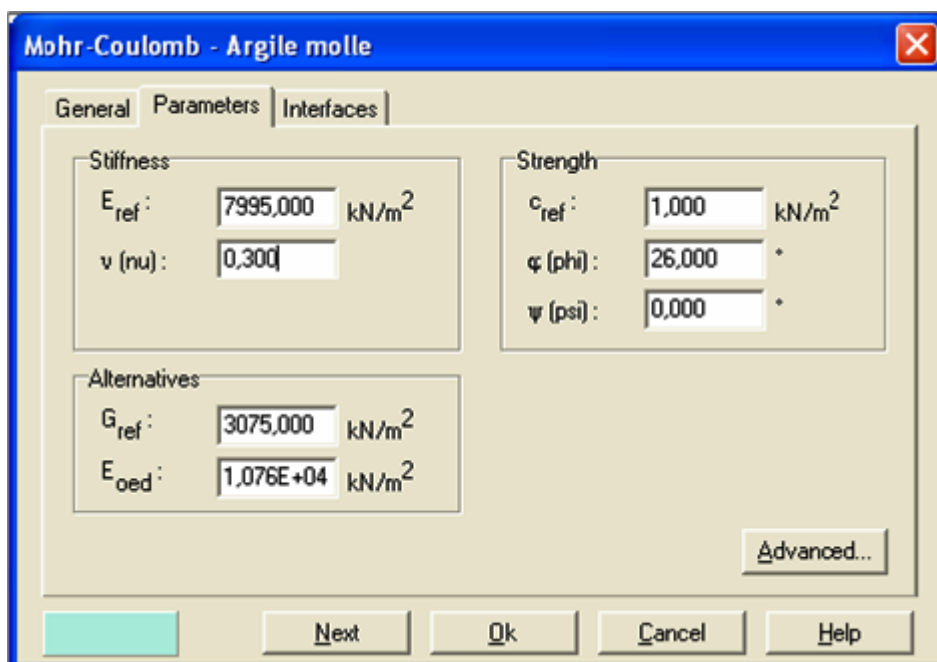


Figure 2.6 : Fenêtre des paramètres de Mohr - Coulomb.

### a) Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au  $G_{max}$  mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture [Figure 2.7].

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

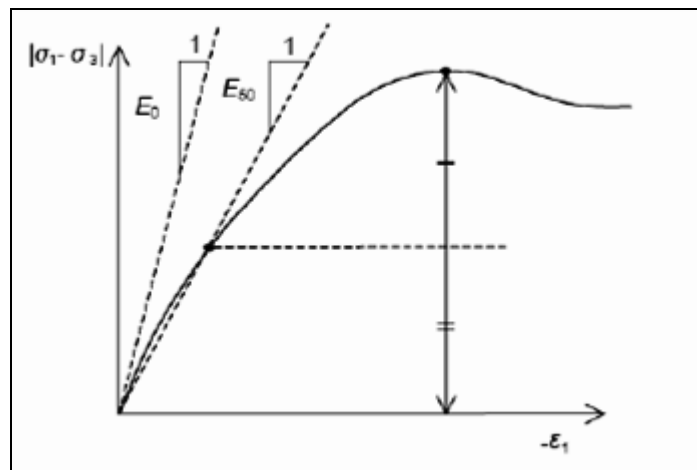


Figure 2.7 : Définition du module à 50 % de la rupture [2].

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

### b) Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### c) Angle de frottement :

*PLAXIS* ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à  $35^\circ$  peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{cv}$  (à volume constant, au palier).

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [Figure 2.4].

#### d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\varphi_u = 0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur :

Ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m).

#### e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour} \quad \varphi > 30^\circ \quad (2.6)$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour} \quad \varphi < 30^\circ \quad (2.7)$$

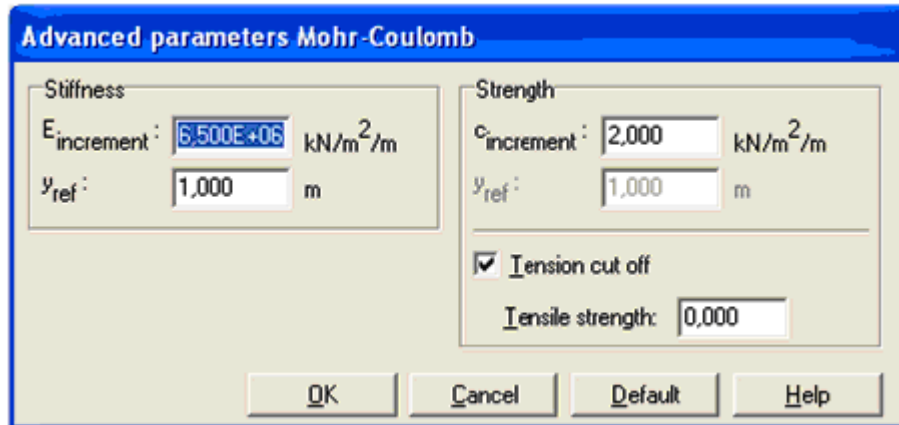
Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

#### f) Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction [Figure 2.5]. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

#### g) Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés [Figure 2.8].



**Figure 2.8 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.**

### 2.3.3.3 Modèle de sol avec écouvissage (*Hardening Soil Model*)

Le modèle *HSM* a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- De distinguer entre une charge et une décharge ;
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

#### a) Les paramètres du *HSM* :

Les paramètres du *HSM* sont représentés sur la **figure 2.9** :

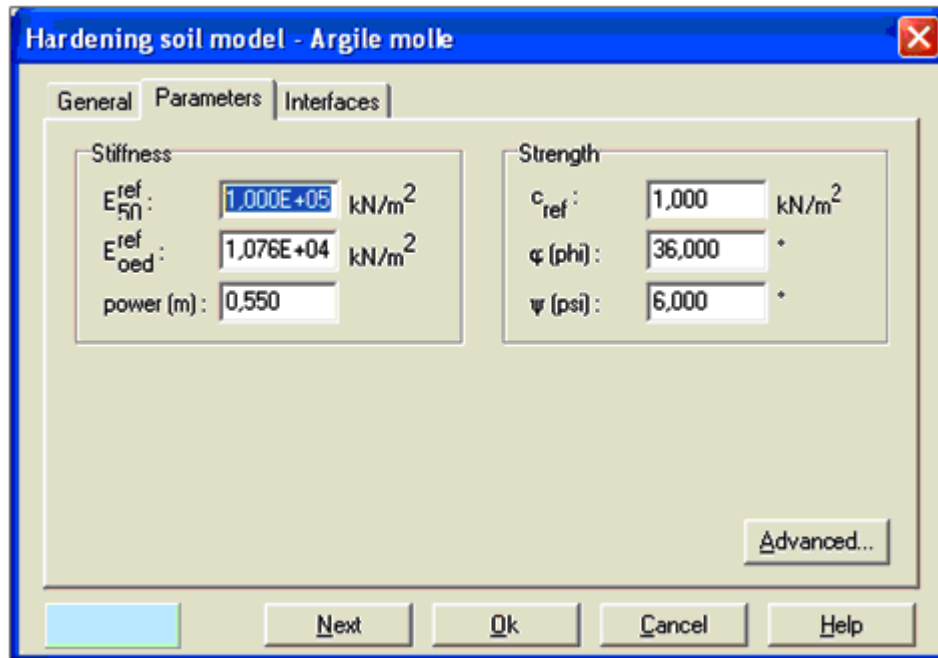


Figure 2.9 : Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

#### Paramètres de Mohr-Coulomb :

$c$	: Cohésion (effective)	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	: Angle de frottement effectif	[°]
$\psi$	: Angle de dilatance	[°]

#### Paramètres de rigidité:

$E_{ref}^{50}$	: Module sécant dans un essai triaxial	[kN/m <sup>2</sup> ]
$E_{oed}$	: Module tangent dans un essai oedométrique	[kN/m <sup>2</sup> ]
$m$	: Puissance (environ 0,58 pour les sables)	[-]

- Janbu (1963) rapporte des valeurs de  $m$  autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens ;

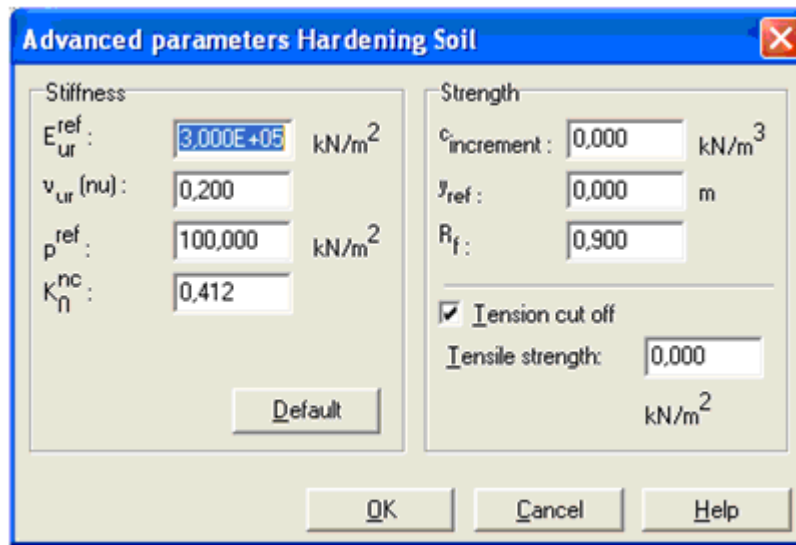
- Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme  $0,5 < m < 1,0$ .

#### Paramètres avancés :

$E_{ur}^{ref}$	: Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$ )	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\nu_{ur}$	: Coefficient de Poisson en charge décharge (Par défaut $\nu_{ur} = 0,2$ )	[-]
$p^{ref}$	: Contraintes de référence (par défaut $p_{ref} = 100$ )	[kN/m <sup>2</sup> ]
$K_0^{NC}$	: $K_0$ -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$ )	[-]
$c_{increment}$	: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$ )	[kN/m <sup>3</sup> ]
$y_{ref}$	: Unité de profondeur	[m]
$Rf$	: Coefficient à la rupture $qf/qa$ (par défaut $rf = 0,9$ )	[-]

$\sigma_{tension}$  : Résistance à la traction (par défaut  $\sigma_{tension} = 0$ ) [kN/m<sup>2</sup>]

Les paramètres avancés sont représentés sur la **figure 2.10** :



**Figure 2.10 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.**

**b) Courbes effort-déformation :**

Une idée fondamentale pour la formulation du *HSM* est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale,  $\varepsilon_1$ , et l'effort deviatoric,  $q$ , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{Pour } q < q_f \quad (2.8)$$

Avec :  $q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3')$   $\frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$  et  $q = q_f / R_f$  (2.9)

$q_a$  : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

**c) Les modules :**

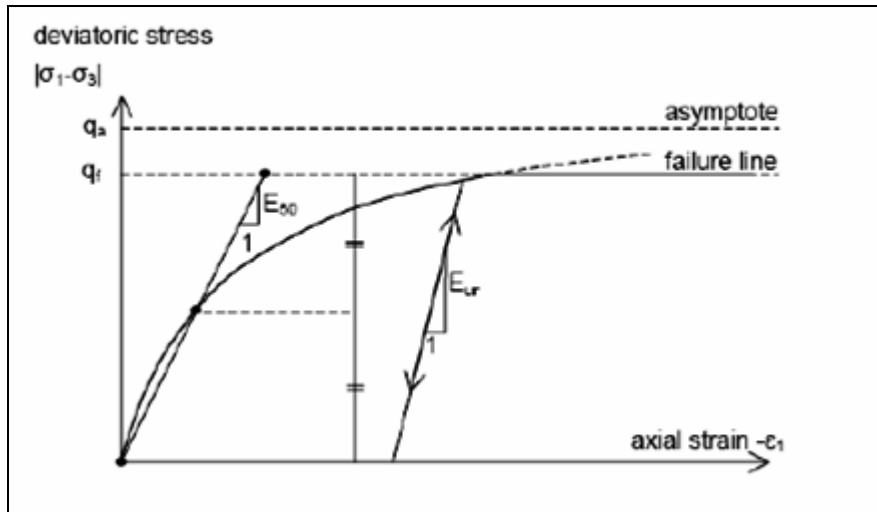
Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{avec } p^{ref} = 100 \text{ KN/m}^2 \quad (2.10)$$

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{UR}^{REF} \left( \frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad (2.11)$$

La **figure 2.11** redonne ces définitions :

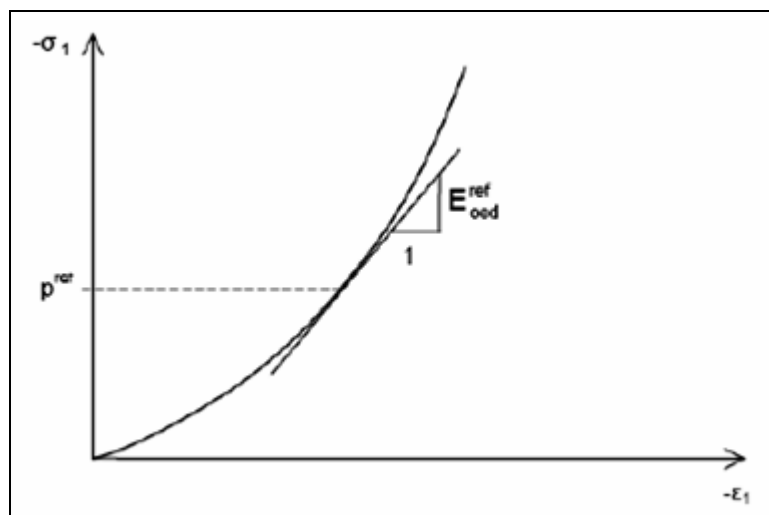


**Figure 2.11 : Représentation du HSM dans le repère contrainte- déformation [2].**

Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{OED}^{REF} \left( \frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (2.10)$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la **figure 2.12** et celle de la dilatance (éventuellement) sur la **figure 2.1 3**.



**Figure 2.12 : Définition du module oedométrique tangent [2].**



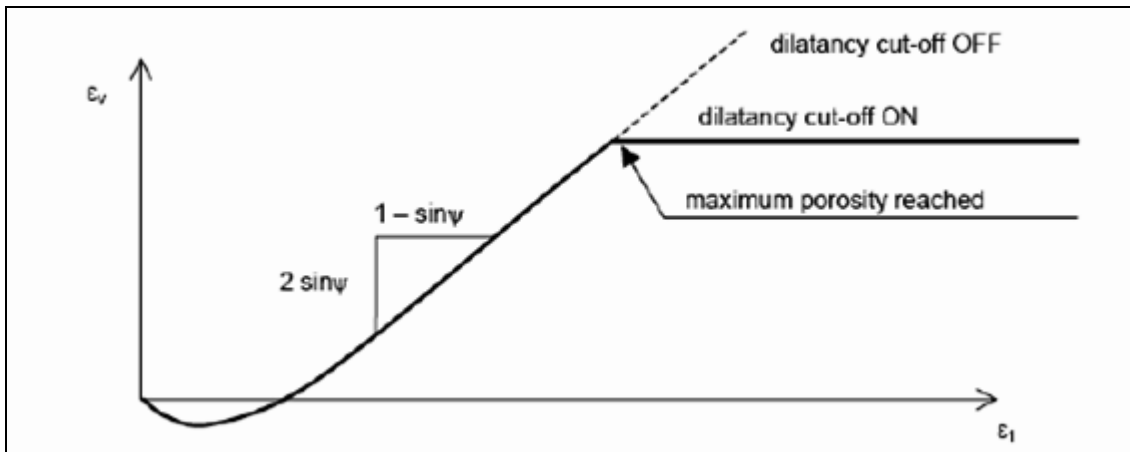


Figure 2.13 : Définition de l'angle de dilatance [2].

**d) Surface de charge :**

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan  $q-p$  la forme des surfaces de charge [Figure 2.14].

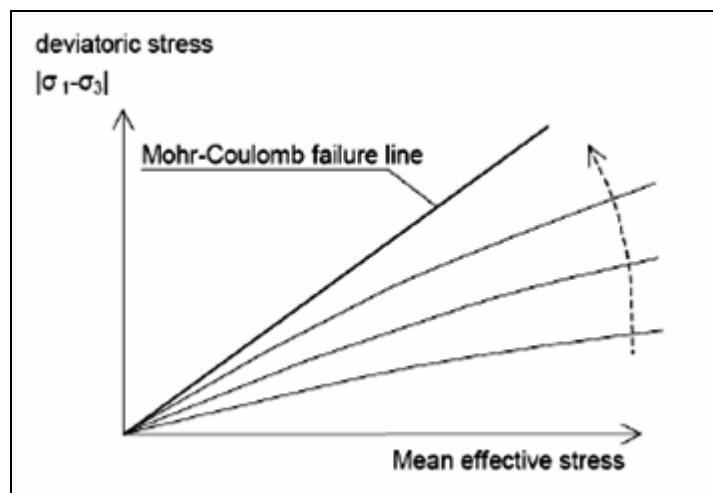


Figure 2.14 : Forme des surfaces de charge du HSM [2].

**e) Surface de rupture :**

La surface de rupture est présentée sur la **figure 2.15** pour un sol non cohérent.

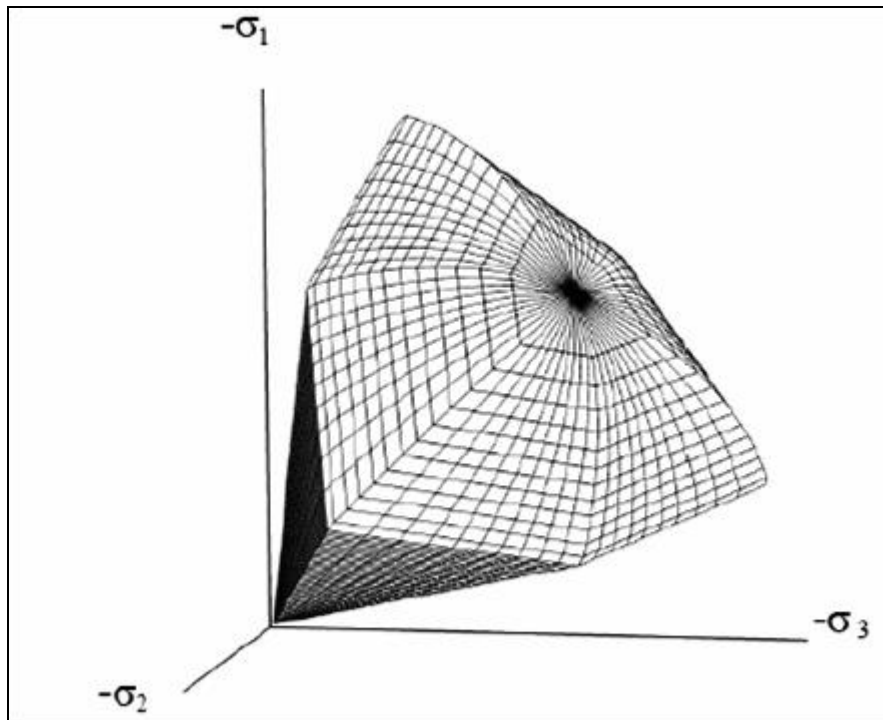


Figure 2.15 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent [2].

#### 2.3.3.4 Modèle pour sols mous (*Soft Soil Model*)

Ce modèle (*SSM*) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

##### a) Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de  $C_c$  et  $C_s$  en  $\lambda$  et  $\kappa$ . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors  $\lambda^*$  et  $\kappa^*$ . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 2.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le **tableau 2.1** :

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollondais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

Tableau 2.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement  $\lambda$  et  $k$  [2].

La figure 2.16 ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres:

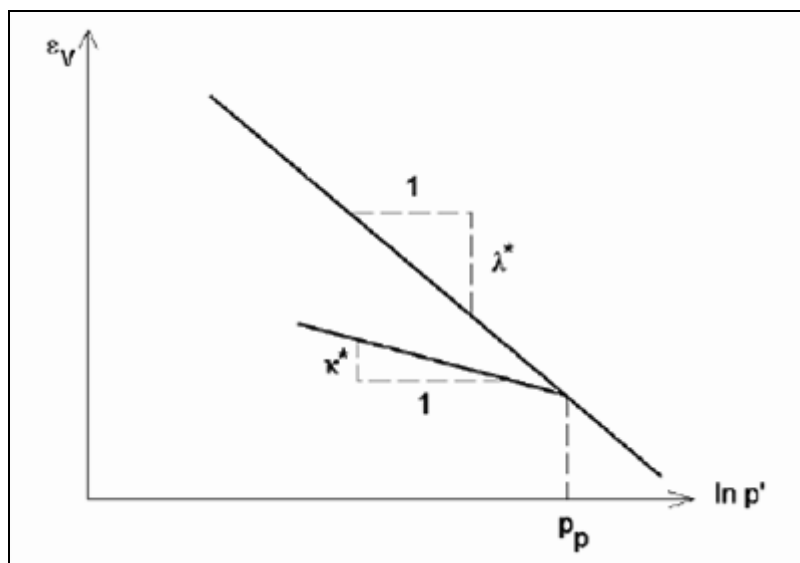


Figure 2.16 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique [2].

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

**b) Paramètre de contrainte  $K_0$  :**

Le paramètre  $M$  est calculé à partir de  $K_0$  par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})(\lambda^* / K^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2v_{ur})\lambda^* / K^* - (1 - K_0^{NC})(1 + v_{ur})}} \quad (2.11)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8K_0^{NC} \quad (2.12)$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan  $p-q$ .

### c) Coefficient de Poisson :

Dans les modèle Cam-Clay et dérivés (dont le *SSM*), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de  $K_0$  mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{v_{ur}}{1-v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (2.13)$$

Dans *PLAXIS* la valeur par défaut de  $v_{ur}$  est de 0,15.

### Remarques

– Le *SSM* n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb;

– Le *SSM* ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de  $c$  et  $\varphi$ .

### d) Prise en compte de la surconsolidation :

*PLAXIS* calcul la pression de préconsolidation  $p_c$  à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP (*Pre Overburden Pressure*)).

### e) En résumé :

Les paramètres nécessaires au *SSM* sont les suivants :

$\lambda^*$	: Indice de compression	[-]
$\kappa^*$	: Indice de gonflement	[-]
$c$	: Cohésion	[K/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	: Angle de frottement	[°]
$\psi$	: Angle de dilatance	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

$v_{ur}$	: Coefficient de Poisson en charge décharge (Par défaut = 0,15)	[-]
$K_0^{NC}$	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient $K_0$ relié à $M$	[-]
$M$	: Paramètre en fonction de $K_0^{NC}$	[-]

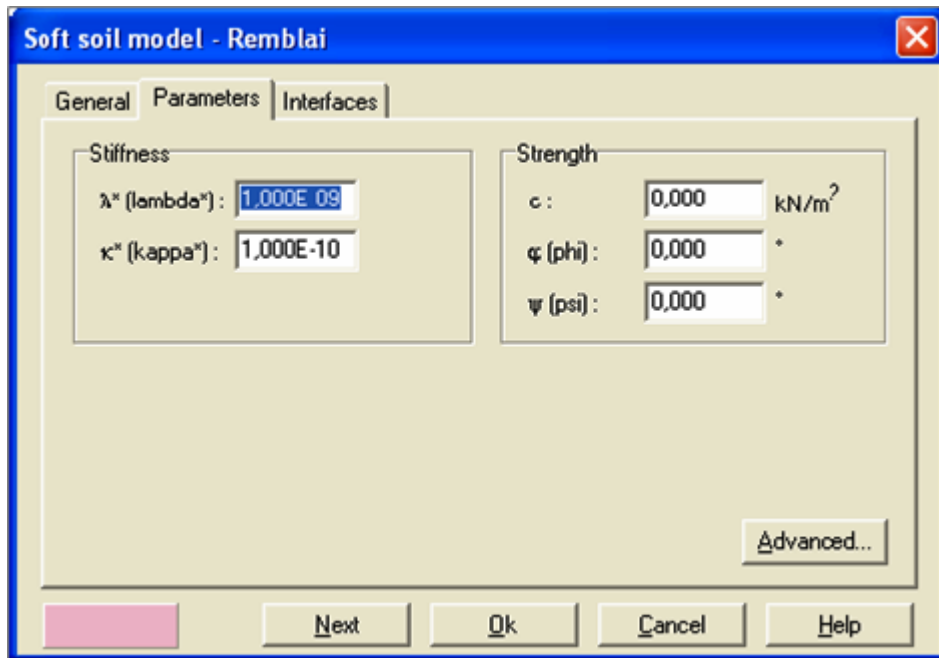


Figure 2.17 : Fenêtre des paramètres du SSM.

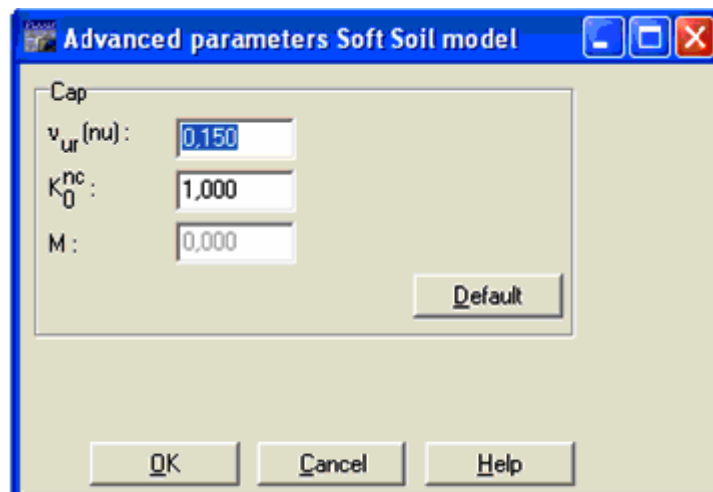
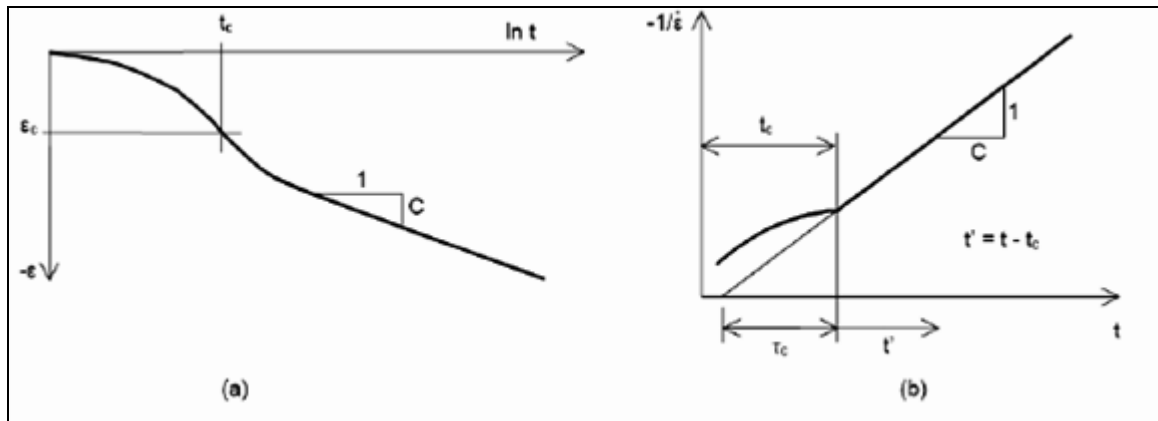


Figure 2.18: Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

### 2.3.3.5 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (*Soft Soil Creep Model*)

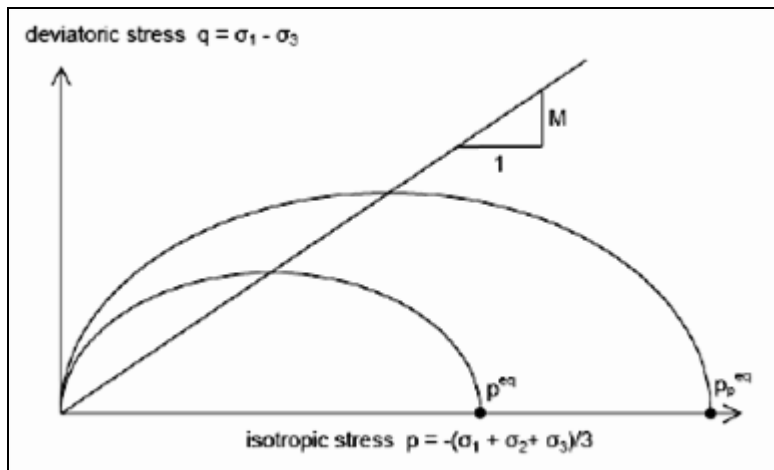
Le SSCM permet de prendre en compte l'écroûssage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre  $Ca$ . Elle génère ce qui est appelé la quasipréconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La **figure 2.19** résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



**Figure 2.19 : Effet du temps sur les essais oedométriques [2].**

Le *Soft Soil Creep Model* élargit ces résultats dans le plan  $p$ - $q$  [**Figure 2.20**] en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



**Figure 2.20 : Diagramme des cercles  $p^{eq}$  dans le plan  $p$ - $q$  [2].**

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{CV}}{3 - \sin \varphi_{CV}} \tag{2.14}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[ \frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right] \tag{2.15}$$

**Les paramètres du SSCM :**

Le paramètre de fluage est  $\mu^*$  défini par :

$$\mu^* = \frac{C\alpha_v}{2,3(1+e)} \quad (2.16)$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

$c$	: Cohésion	[K/m <sup>2</sup> ]
$\varphi$	: Angle de frottement	[°]
$\psi$	: Angle de dilatance	[°]

Paramètre de consolidation :

$\kappa^*$	: Indice de gonflement	[-]
$\lambda^*$	: Indice de compression	[-]
$\mu^*$	: Indice de fluage	[-]

Les paramètres avancés :

$\nu_{ur}$	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15)	[-]
$K_0^{NC}$	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient $K_0$ relié à $M$	[-]
$M$	: Paramètre en fonction de $K_0^{NC}$	[-]

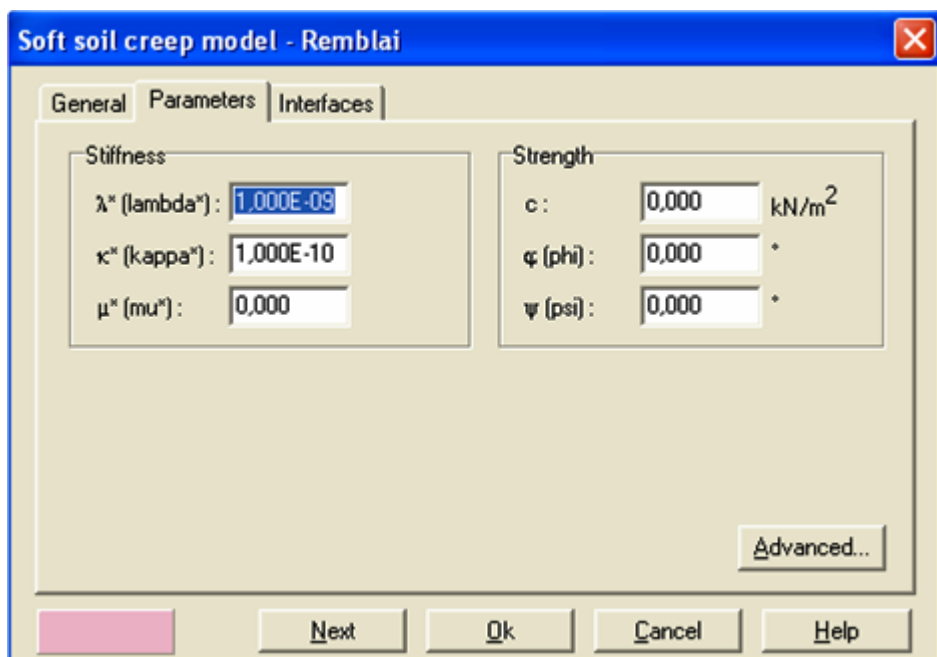


Figure 2.21 : Fenêtre des paramètres du SSCM.

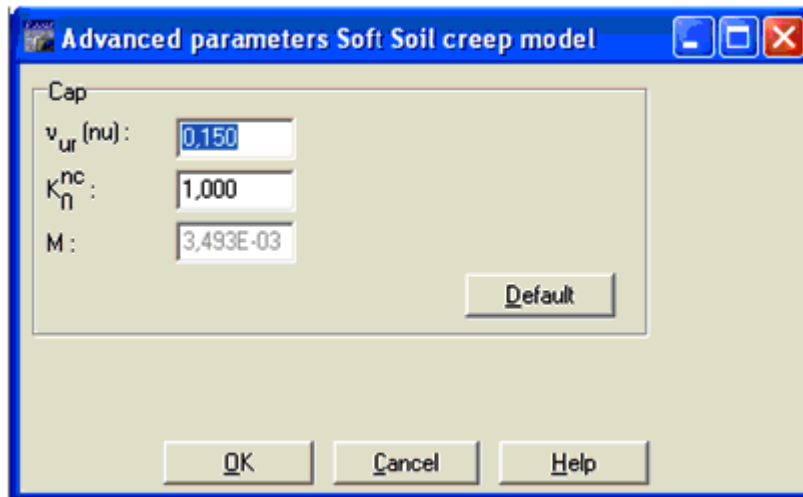


Figure 2.22 : Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

## 2.4 Conclusion

Les différents modèles utilisés dans le code *PLAXIS* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul *manuel* pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel.

Alors la question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.



## **CHAPITRE3**

# **ETABLISSEMENT D'UN MODELE DE REFERENCE DE CALCUL**

### 3.1 Introduction

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique, dit de référence, pour notre projet. Le projet est une étude de réalisation d'une paroi moulée renforcé par un système d'ancrage. Pour cela, on va réaliser une excavation autour du ce paroi moulée en prenant en compte la réalisation d'un système d'ancrage pour mieux assuré la stabilité de l'ouvrage.

Selon le concept de la modélisation, il est proposé dans ce Chapitre le développement d'un modèle numérique pour simuler le comportement du prototype (un mur de soutènement flexible renforcé par un système d'ancrage). Le développement du modèle numérique pour cette analyse a été développé en utilisant le code des éléments finis pour l'analyse des sols et des roches le PLAXIS, version 8.2. Pour entreprendre une analyse en utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle en éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Dans ce qui suit, une présentation détaillée du développement du modèle numérique est donnée. La technique de modélisation du sol, du mur, du système d'ancrage et de l'interface est aussi détaillée. La phase input du procédé de modélisation numérique et le maillage en éléments finis du modèle est présentée.

Les calculs du modèle numérique développé étaient réalisés en utilisant le programme PLAXIS - calculation, utilisé pour définir et exécuter les phases de calcul. A cette étape de la présente analyse numérique, il est nécessaire de définir quel type de calcul doit être sélectionné et quels types de chargements doivent être activés durant le procédé de calcul. Dans ce qui suit, les caractéristiques du programme PLAXIS - Calculation reliées à la présente analyse sont détaillées.

Après finalisation du calcul numérique, le programme PLAXIS - Output est automatiquement chargé. Ce programme contient une multitude de facilités qui peuvent être utilisées pour l'affichage des résultats des calculs numériques. Les résultats principaux de l'analyse numérique sont les déplacements qui sont calculés aux nœuds des éléments finis. En plus, puisque le modèle numérique contient des éléments structuraux, les forces structurales sont calculées dans ces éléments.

En utilisant les options du PLAXIS-Output programme, tous les types des résultats (output) peuvent être visionnés sous forme graphique ou tabulaire. En plus, le PLAXIS-Output peut être aussi exploité en utilisant les facilités du programme PLAXIS - Curve pour créer les différents types de courbes contraintes / déplacements, chemins de contraintes et les différents diagrammes.

La présentation des résultats dans notre modèle a été donnée avec l'objectif: premièrement de présenter et commenter le comportement numérique, en termes de contraintes et déformation calculés. Deuxièmement, pour vérifier le concept numérique utilisé, à travers la validation du modèle numérique proposé et les performances du code PLAXIS. La comparaison directe est faite entre les quantités analogues avec ceux mesurés en réalité d'après notre prototype, pris comme système de référence.

Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel *PLAXIS* version 8.2 qui sera utilisé comme base de comparaison lors de l'étude paramétrique qui suivra.

## 3.2 Modélisation numérique

### 3.2.1 Modèle numérique de référence (Prototype)

#### 3.2.1.1 Présentation du site

Le nouveau mur de quai de « Port 2000 », situé dans l'estuaire de la Seine au Havre (France). Le LCPC, en coopération avec le Port Autonome du Havre, l'entreprise Solétanche - Bachy et le CETE Normandie - Centre, a instrumenté un panneau de paroi moulée de ce quai. L'ouvrage comprend non seulement le mur de quai lui-même, mais aussi un système d'endiguement et de nouveaux terre-pleins entre l'ancienne digue et le futur chenal [Figure 3.1]. La section instrumentée de l'ouvrage se trouve dans l'extrémité Ouest du quai. Les résultats de cette étude peuvent être servir à compléter les observations faites sur d'autres constructions comparables, par exemple le quai d'Osaka2, situé aussi au port du Havre.

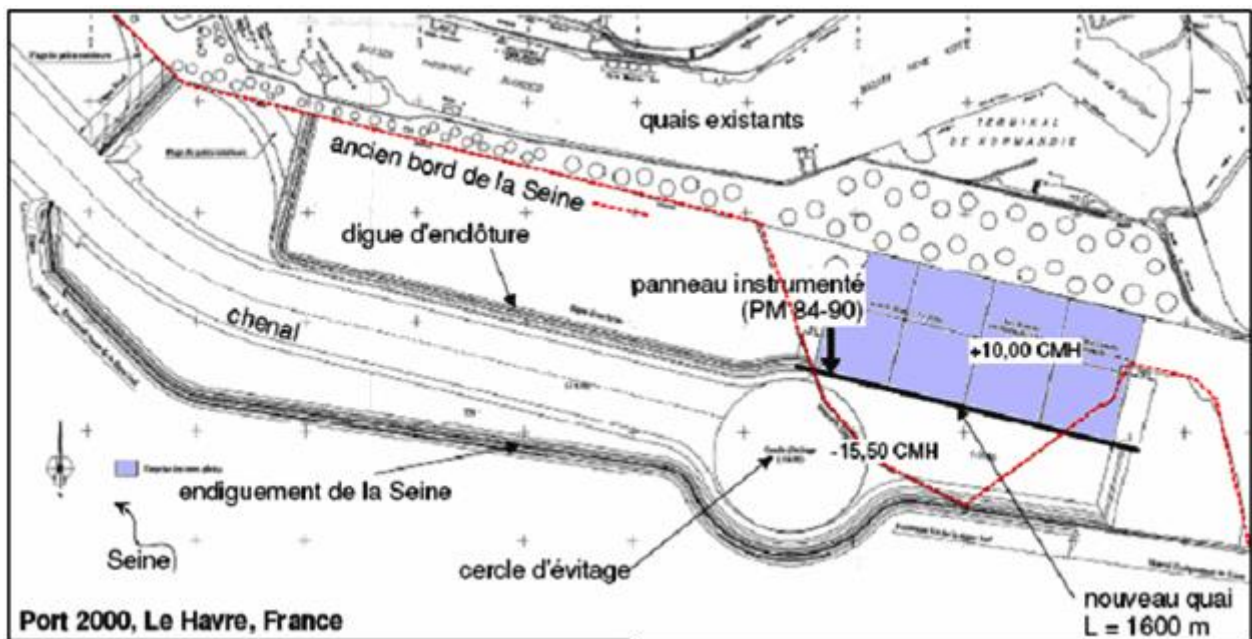


Figure 3.1: Vue en plan du site du nouveau port [23].

Les altitudes du projet sont rapportées au zéro des cartes marines du Havre (CMH) lequel est situé 4,38 m au-dessous du zéro du nivellement général de la France. Le **tableau 3.1** résume les différentes couches qui constituent le terrain avec ces épaisseurs.

Nature de terrain	Epaisseurs [m]
<i>Remblais hydrauliques</i>	10
<i>Dépôts organiques récents</i>	2
<i>Sables supérieurs</i>	3
<i>Sables inférieurs</i>	3
<i>Sables inf.denses</i>	9
<i>Sables très denses</i>	7,80
<i>Silts inférieurs</i>	1,70
<i>Graves de fond</i>	3
<i>Argiles de Villerville</i>	2

Tableau 3.1: Différentes couches du terrain avec ses épaisseurs.

### 3.2.1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage est constitué par une paroi moulée d'une épaisseur de 1,20 m et d'une profondeur de 40 m ancrée dans les argiles de Villerville. La paroi est retenue par deux nappes de tirants passifs non-précontraints faiblement inclinés, mis en place dans les terrains remblayés après terrassement sur 17 m de hauteur environ derrière la paroi. La figure 3.2 montre la coupe de la structure dans la zone instrumentée.

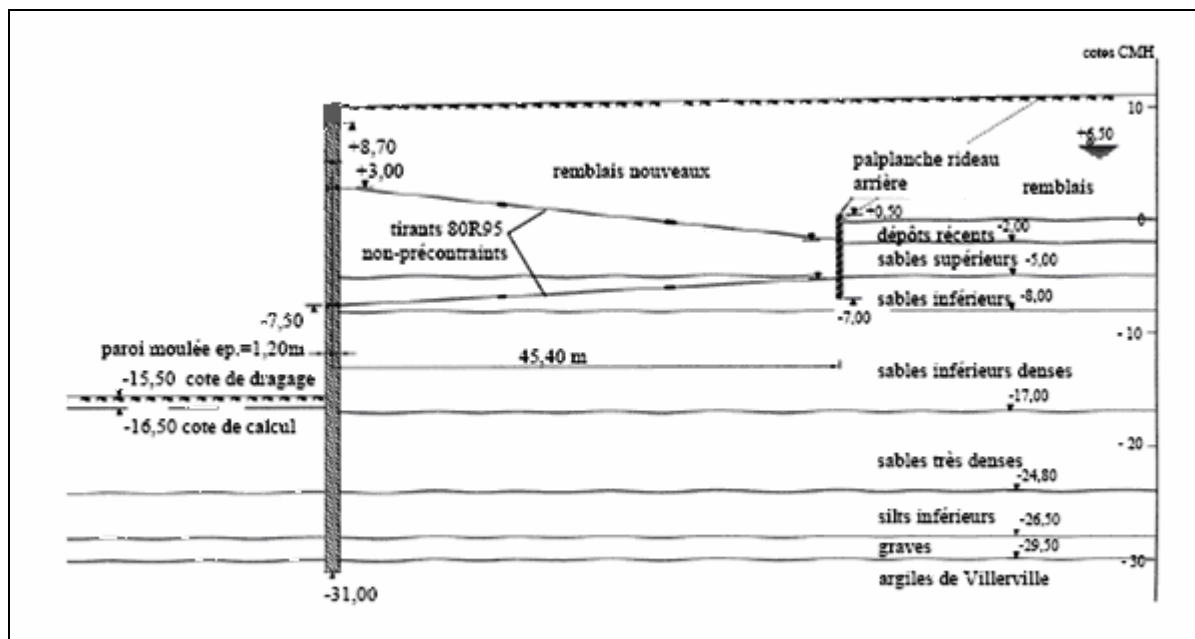


Figure 3.2 : Coupe de la paroi au niveau du panneau instrumenté [23].

### 3.2.2 Développement du modèle numérique

#### 3.2.2.1 Présentation générale du modèle numérique

Suivant le concept de modélisation des prototypes, le modèle numérique a été développé sur la base des dimensions, géométrie et conditions de chargement correspondants au prototype considéré. Ces paramètres étaient directement dérivés de ce dernier. Les dimensions du mur de soutènement étudié, considéré ensuite comme le prototype sont indiquées dans la **figure 3.3**. La présentation graphique du modèle numérique initiale est illustrée dans la **figure 3.4**.

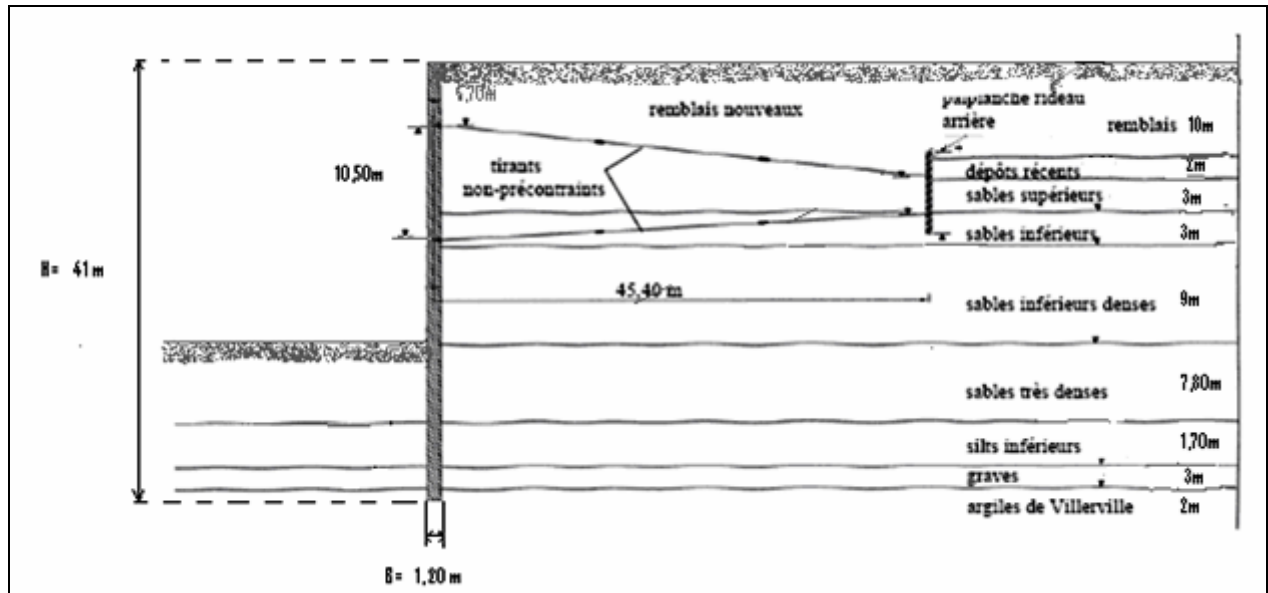
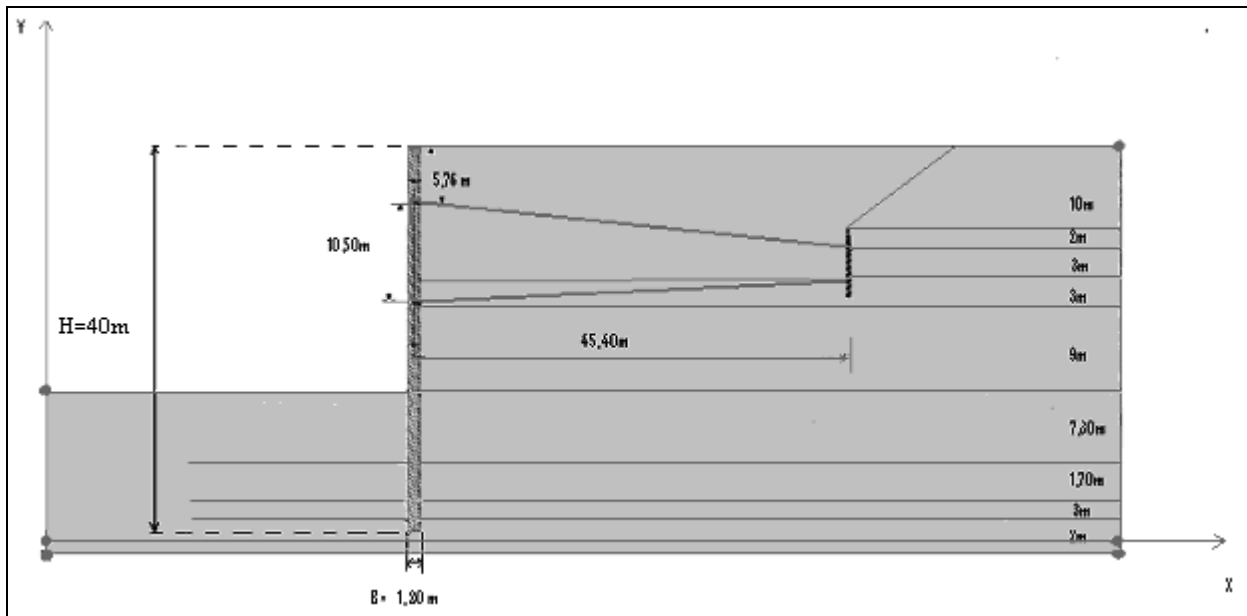


Figure 3.3: Prototype du mur de soutènement ancré.



	Min.	Max.
X	0.000	110.000
Y	-1.000	41.000

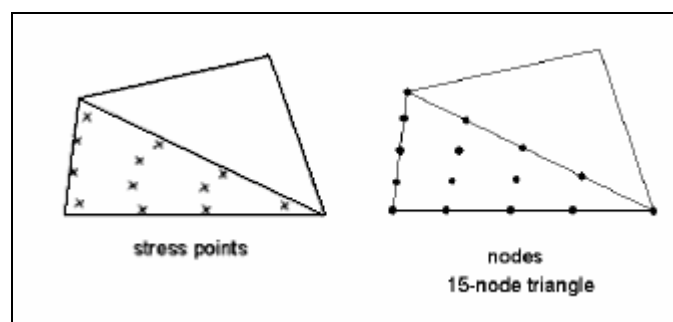
Propriétés de la paroi moulée	Symboles	Valeurs
Hauteur [m]	H	40.0
Largeur [m]	B	1.20

Figure 3.4: Géométrie du modèle Numérique.

### 3.2.2.2 Arrangement général

Le PLAXIS-Input est chargé par le ‘général setting’, utilisé pour la sélection des arrangements initiales divers de la présente analyse numérique, les plus importants sont : le titre du projet (duquel dérive le nom de fichier), le type d’analyse à effectuer (‘axisymétrique’ ou ‘plain strains’), les types d’éléments finis (à 6-nœuds ou à 15-nœuds), et les dimensions de la surface de dessin.

Dans la présente étude les conditions de ‘plain strain’ été assumées, des éléments finis à 15 nœuds été sélectionnés pour la modélisation du sol. La figure 3.5 montre un élément fini typique, à 15 nœuds avec les points de contraintes correspondant.



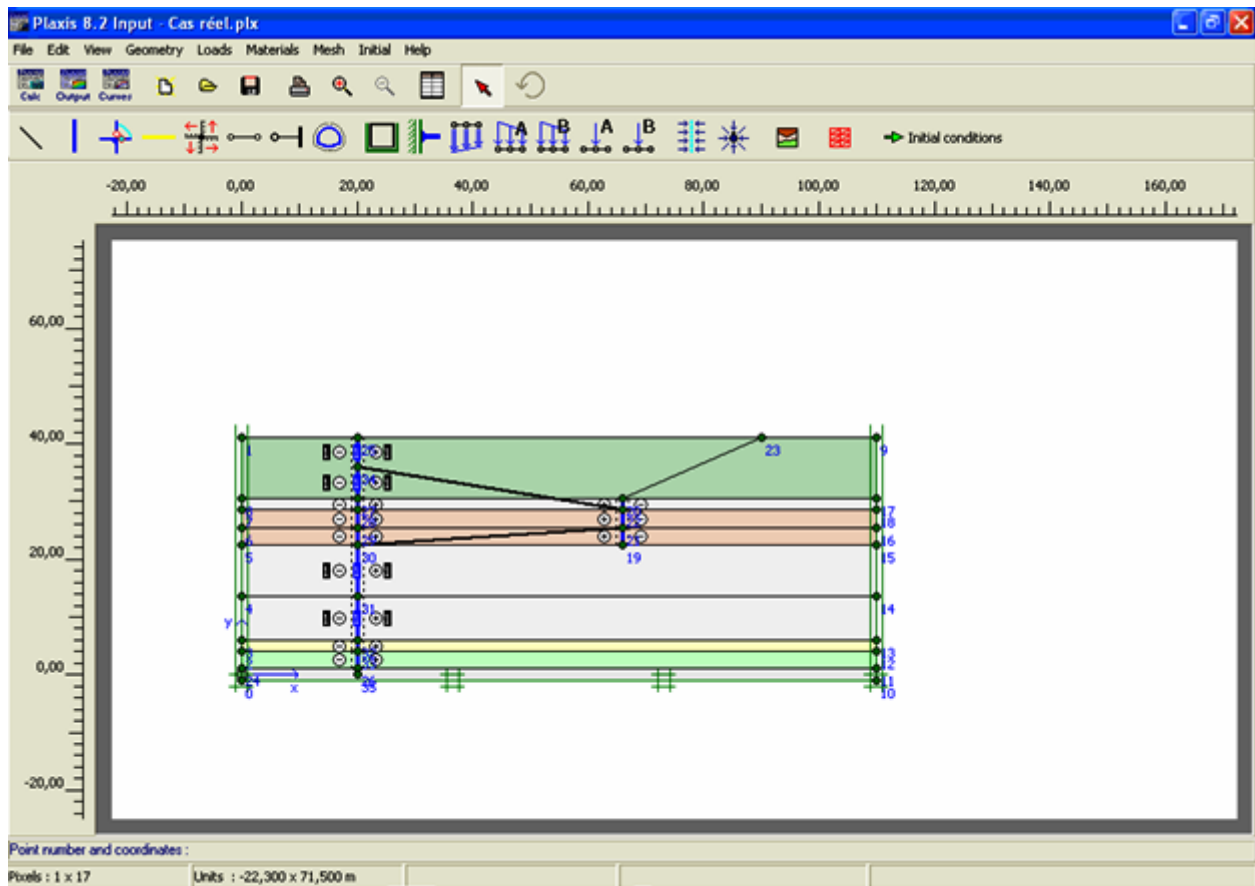
**Figure 3.5: Elément finis triangulaire à 15-nœuds [1].**

### 3.2.2.3 Création de la géométrie du modèle

La fenêtre du PLAXIS-Input programme est utilisée pour la création de la géométrie du modèle numérique, qui est une combinaison de points, des lignes et des clusters, considérés dans le PLAXIS-Input programme comme suit :

- *Points*: les points constituent la limite physique des lignes (début - fin). Ils peuvent aussi être utilisés pour le positionnement des forces, des fixités et pour le raffinement du maillage des éléments finis.
- *Lignes* : une ligne peut servir plusieurs fonction ou propriétés, ils sont utilisés pour définir les limites physiques de la géométrie et de sa discontinuité, à définir les limites du modèle dans la géométrie et à la séparation des couches de sols distinctes ou des phases de construction.
- *Clusters*: c'est les espaces complètement entouré par des lignes, dans lesquels les propriétés du matériau sont uniques et homogènes.

Sur la base de ces trois types de composants, la géométrie du modèle numérique est créée dans la fenêtre PLAXIS –Input, la **figure 3.6** montre le graphique final de la géométrie du modèle numérique et de ces conditions aux limites. La géométrie du modèle s'étend 110m horizontalement et 42m verticalement, ces limites étaient supposées suffisantes pour ne pas provoquer des perturbations au modèle.



**Figure 3.6: Modèle Numérique – PLAXIS-Input.**

Comme l'analyse été réalisée en 'plain strains', la **figure 3.6** montre que la limite verticale du modèle été fixée dans la direction horizontale mais libre au déplacement dans le sens verticale; et la limite horizontale à la base du modèle été supposé fixe dans les deux directions : verticale et horizontale.

### 3.2.2.4 Data-set de matériaux

Dans le but de simuler proprement le comportement du sol et des éléments de la structure 'prototype', un modèle de sol approprié et des paramètres valides caractérisant les matériaux doivent être assignés à la géométrie du modèle numérique.

Dans le PLAXIS-Input, les propriétés du sol sont collectées dans le data-set du matériau, qui pourra ensuite enregistrées dans la banque de données des matériaux du PLAXIS-Input programme. A partir de la banque de données, les datas de chaque matériau peuvent être assigné aux clusters correspondant (cluster du sol coté amont et aval, voir **figure 3.6**). A ce stade, un data-set de matériau est assigné au prototype, qui consiste d'éléments structuraux. Le programme PLAXIS distingue entre les data-set du sol, des poutres (éléments structuraux), des ancrages et des géotextiles (s'ils existent).

### 3.2.2.5 Production du maillage des éléments finis

Après la création du modèle géométrique, le programme PLAXIS-Input est utilisé pour générer le modèle d'éléments finis (maille) suivant une procédure totalement automatique, dans



laquelle la géométrie [Figure 3.6] est divisée en éléments type de l'élément fini de base. La production du maillage prend en considération la position des points et lignes dans la géométrie du modèle, de manière que, la position exacte de la couche du sol et de la structure (mur, ancrage) soit modélisée proprement. Le procédé de maillage est basé sur un principe robuste de triangulation qui cherche les triangles optimisés, qui résulte assez souvent en une forme désordonnée du maillage. A ce stade d'analyse, la transformation des Input-Data (propriétés, conditions aux limites, matériaux, etc..) est faite ; du modèle géométrique (points, lignes et clusters) au modèle numérique à base d'éléments finis (éléments, nœuds et points de contraintes).

Dans la présente analyse le maillage est raffiner au tour des structures (c'est à dire au niveau contact sol-structure) et sera moins raffiner vers les conditions aux limites, par éléments triangulaire de 15 nœuds, donnant un nombre total de 7337 éléments, 7118 nœuds et 10548 points de contraintes. Une maille typique d'élément fini du modèle numérique développé est présentée dans la figure 3.7. La figure 3.8 montre les points de contraintes dans le modèle, et la figure 3.9 montre les nœuds.

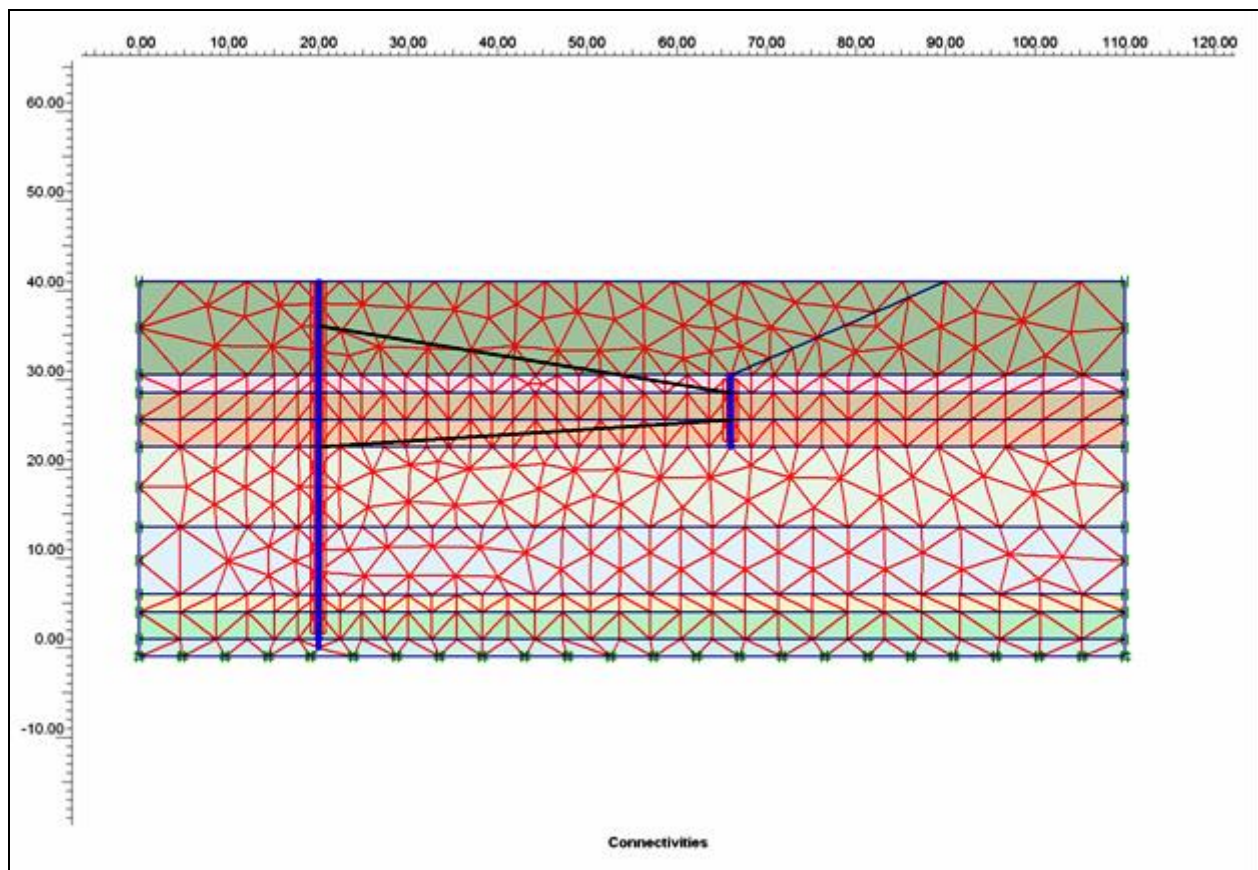


Figure 3.7: Maillage d'éléments finis typique et conditions limites de déplacement.

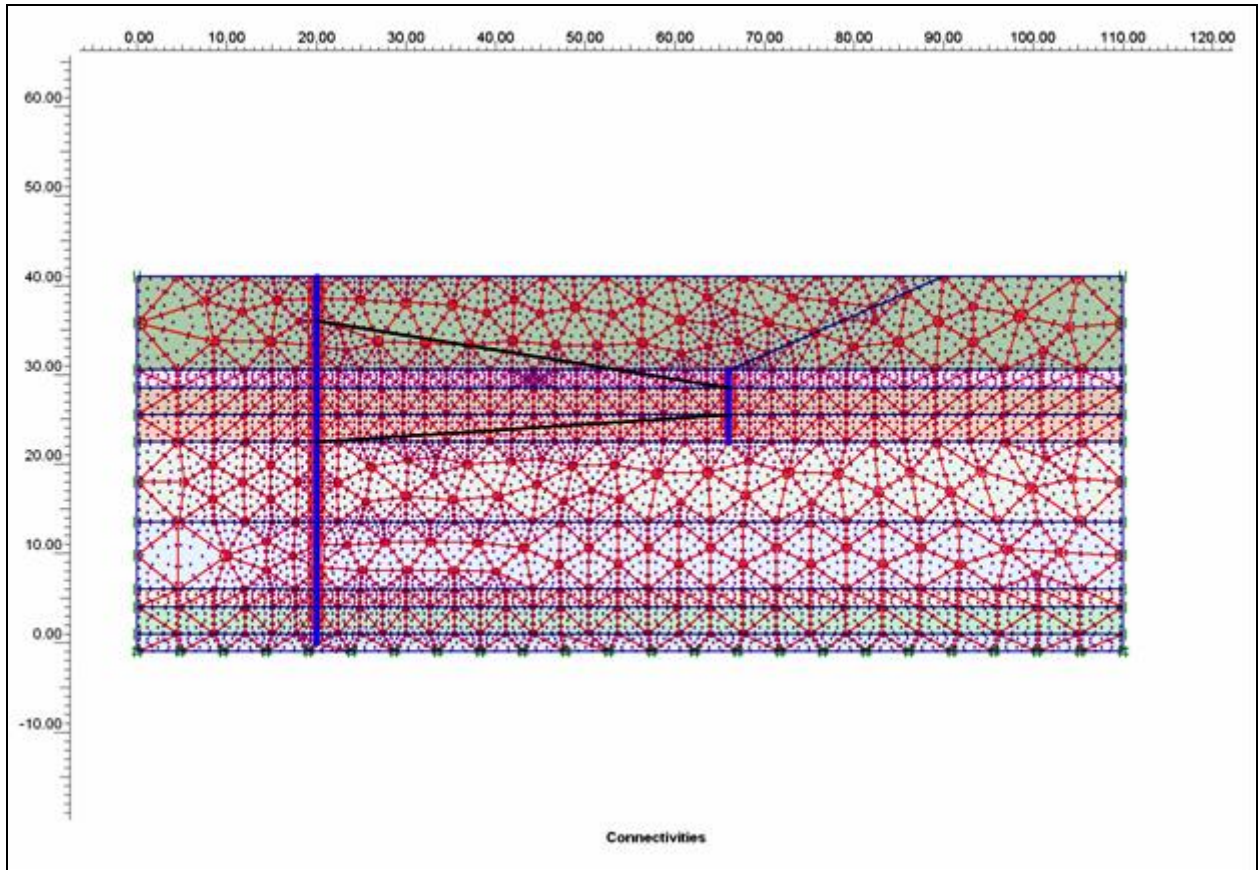


Figure 3.8: Points de contraintes du modèle numérique.

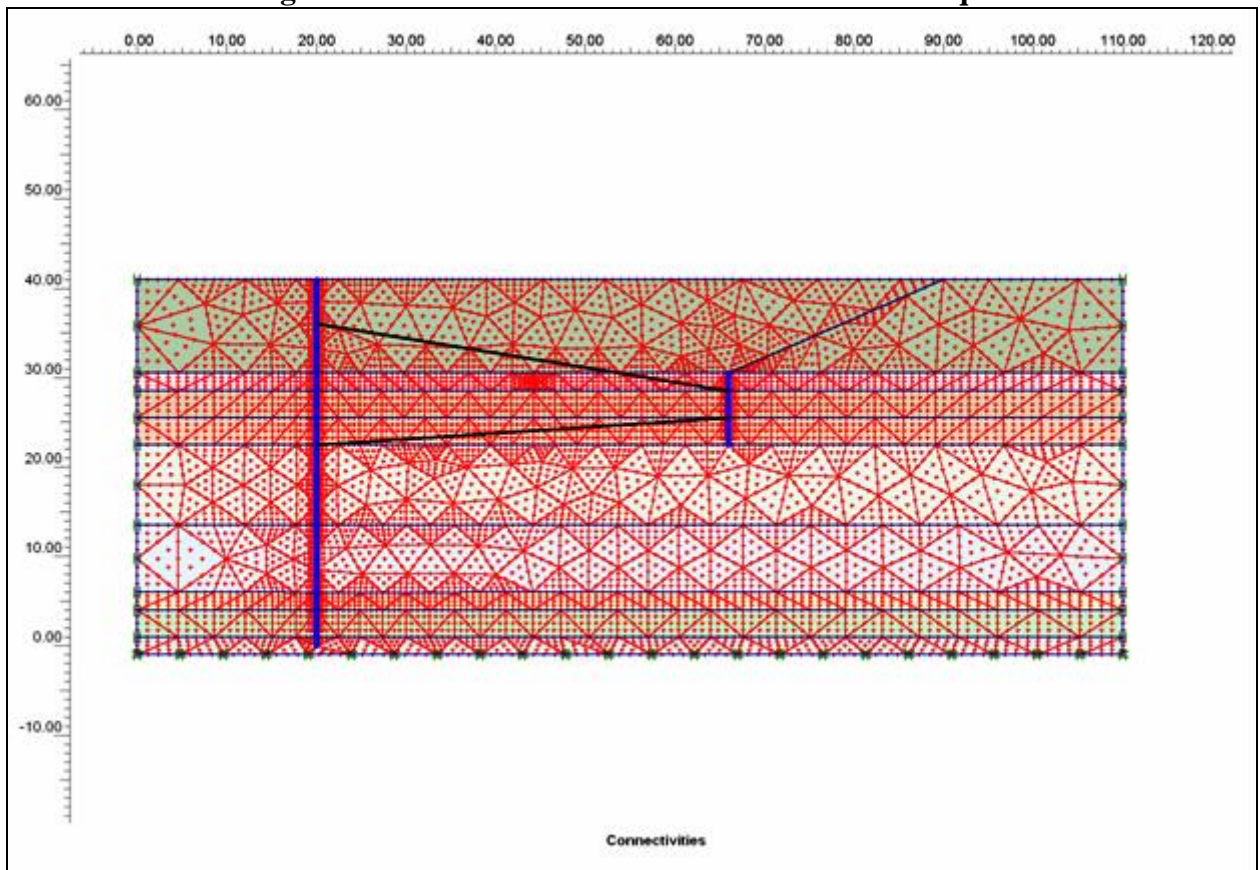


Figure 3.9: Nœuds du modèle numérique.

### 3.2.3 Modélisation du sol

La modélisation du comportement du sol (coté amont et aval) est très importante dans l'analyse et la conception des murs de soutènement.

Dans la présente analyse numérique le sol a été modélisé en utilisant le modèle constitutif appelé: Le modèle de Mohr-Coulomb (ou modèle élasto-plastique) ; qui inclut cinq paramètres caractéristiques de base du sol : le module de Young,  $E$ , le coefficient de Poisson,  $\nu$  sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion  $c$  sont représentatifs de la plasticité du sol,  $\psi$  est un paramètre qui représente la dilatance du sol. Le modèle de Mohr - Coulomb est considéré comme un modèle de première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

Les paramètres de modélisation du sol utilisés dans la présente analyse sont présentés dans le **tableau 3.2** :

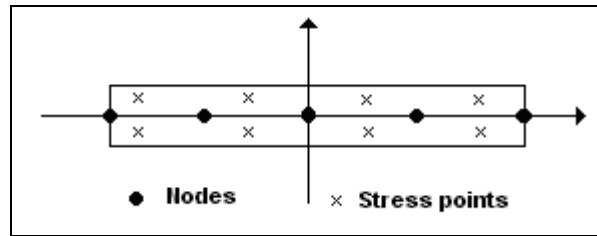
Nature de terrain	Type de matériau	Eref [KN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]	Cref [KN/m <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [°]	$\Psi$ [°]
Remblais nouveaux	Drainé	2,60E+04	0,3	0,1	35	0
Remblais hydrauliques	Drainé	3,00E+04	0,3	0,3	33	0
Dépôts organiques récents	Drainé	1,33E+04	0,2	0,3	20	0
Sables supérieurs	Drainé	2,55E+04	0,3	0,3	37	0
Sables inférieurs	Drainé	1,35E+04	0,3	0,3	35	0
Sables inférieurs denses	Drainé	3,52E+04	0,3	0,3	39	0
Sables très denses	Drainé	1,04E+05	0,3	0,3	29	0
Silts inférieurs	Drainé	2,48E+04	0,3	0,3	29	0
Graves de fond	Drainé	1,26E+05	0,25	0,3	40	0
Argiles de Villervire	Drainé	2,48E+04	0,3	20	20	0

**Tableau 3.2 : Paramètres de modélisation du sol.**

### 3.2.4 Modélisation du mur

La structure du mur de soutènement a été simulée par un élément de poutre linéaire unidimensionnel qui peut résister aux chargements axiaux et au moment fléchissant. Dans le code PLAXIS, les poutres sont composées d'éléments -poutres avec trois degrés de liberté par nœud : deux degrés de liberté de translations ( $U_x$  et  $U_y$ ) et une rotation (dans le plan  $x-y$ ). Dans le cas du choix des éléments à 15 nœuds, comme c'est le cas dans la présente modélisation, l'élément-poutre est défini par un élément à 5 nœuds comme illustré dans la **figure 3.10**.

Les éléments - poutres sont basés sur la théorie des poutres de Mindlin, qui permet la déflexion des poutres due au cisaillement ainsi qu'à la flexion. En plus, les éléments peuvent changer de longueur quand ils sont soumis à l'action de forces axiales.



**Figure 3.10 : Position des nœuds et points de contraintes dans l'élément poutre à 5-nœuds [1].**

La rigidité du mur est représentée par le moyen de sa rigidité flexurale notée  $EI$  et la rigidité normale notée  $EAs$ , avec  $As$  et  $E$  sont la section transversale et le module de Young respectivement du mur de béton armé. A partir du rapport de  $EI$  et  $EAs$  une épaisseur équivalente de la poutre, notée ( $d_{eq}$ ), est automatiquement calculée à partir de l'équation suivante :

$$d_{eq} = \sqrt{12EI/EAs} \quad (3.1)$$

Les paramètres de modélisation de l'élément du mur flexible (paroi moulée) utilisé sont présentés dans le **tableau 3.3** :

Type de Mur	Type de comportement [-]	Poids $w$ [KN/m/m]	Coefficient de Poisson $\nu$	Rigidité Normal $EAs$ [kN/m]	Rigidité Flexurale $EI$ [kNm <sup>2</sup> /m]	Epaisseur equivalent $d$ [m]
<i>Flexible (Paroi moulée)</i>	Elastique	15	0.2	1,200E+07	1,450E+06	1,204

**Tableau 3.3 : Paramètres de modélisation du mur.**

### 3.2.5 Modélisation de l'interface

Dans la présentation du modèle [Figure 3.7], l'élément d'interfaçage semble avoir une épaisseur, mais dans la formulation du code PLAXIS, les coordonnées de chaque pair de nœud sont identiques, ce qui signifie que l'élément a une épaisseur nulle. A chaque interface est attribué une 'épaisseur virtuelle' qui est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés des matériaux de l'interface. L'épaisseur est définie comme étant l'épaisseur virtuelle multipliée par la taille de l'élément moyen, qui est déterminée lors de la définition de la précision du maillage. La valeur par défaut de l'épaisseur virtuelle est de 0.1. La distribution des nœuds et des points de contraintes dans l'élément d'interfaçage et la connections avec les éléments du sol sont illustrés dans la **figure 3.11**.

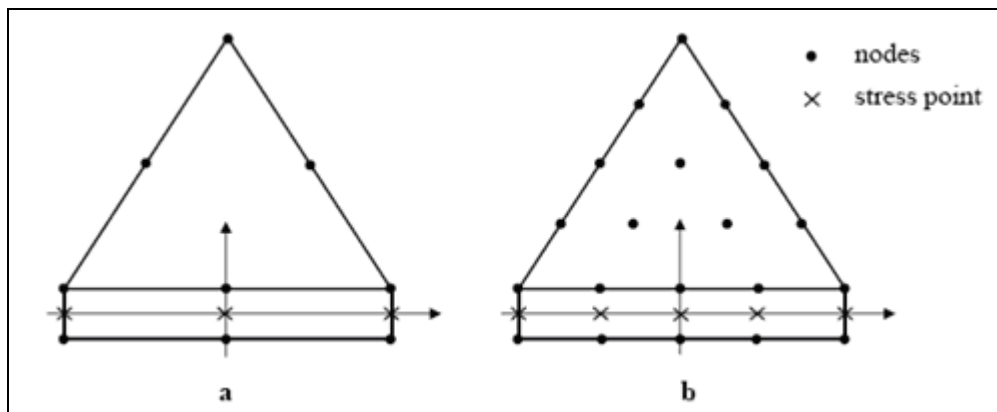


La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface ( $R_{\text{inter}}$ ). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion). Au lieu de définir  $R_{\text{inter}}$  directement comme une propriété de l'interface, l'utilisateur est amené à spécifier ce paramètre en même temps que les paramètres de résistance du sol.

Dans notre cas on a pris comme valeur de  $R_{\text{inter}} = 0,65$  (où pour les Fouilles  $R_{\text{inter}}=0,6 \sim 0,7$ ). Ce paramètre est défini ci-dessous :

$$\tan \varphi_{\text{interface}} = R_{\text{inter}} \tan \varphi_{\text{sol}} \text{ et } C_{\text{interface}} = R_{\text{inter}} C_{\text{sol}}. \quad (3.2)$$

Avec :  $C_{\text{sol}} = C_{\text{ref}}$ .



**Figure 3.11 : Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol [1].**

### 3.2.6 Modélisation des ancrages

Selon le code PLAXIS les systèmes d'ancrages sont modélisés comme suit :

#### 3.2.6.1 Élément nœuds à nœuds

Les éléments nœuds à nœuds sont des éléments élastiques utilisés pour modéliser des liaisons entre deux points, ou ils ont des éléments à deux nœuds ayant une raideur élastique constante (raideur normale). Ces éléments peuvent être soumis à des efforts de traction (pour les tirants) qui est notre cas ; aussi bien qu'à des efforts de compressions (pour les butons). D'autre part, les efforts de traction et de compression peuvent être limités, afin de simuler la rupture de tirants ou de butons.

Il est possible de modéliser un ancrage au moyen d'une combinaison d'un élément nœud à nœud et d'un géotextile ou il représente la barre d'ancrage et le géotextile représente le scellement.

#### 3.2.6.2 Ancrage à tête fixe

Les ancrages à tête fixe sont des éléments élastiques qui servent à modéliser une liaison à partir d'un seul point défini par un seul nœud, ayant une raideur élastique constante (raideur normale) ; L'autre extrémité de l'ancrage (définie par sa longueur équivalente et sa direction) est fixe.

Le code Plaxis représente ce dernier par un T tourné (- |). La longueur de ce T n'a pas de signification physique particulière ; où ce type est utilisé pour modéliser les butons (ou d'étais) par exemple pour les rideaux de palplanches.

Dans les deux cas, l'ancrage est seulement un élément élastique. La propriété principale d'un ancrage est la rigidité axiale  $EA$  saisie par ancrage, selon l'unité de force, et non par mètre linéaire. Pour calculer une rigidité équivalente par mètre linéaire, PLAXIS demande la saisie de l'espacement dans la direction perpendiculaire à la figure  $L_s$ .

Les ancrages peuvent être précontraints au cours d'un calcul de construction par étapes (*Staged construction*). Dans un tel calcul, l'effort de précontrainte pour une certaine phase de calcul peut être donné directement dans la fenêtre des propriétés des ancrages (*Anchor properties*). La force de précontrainte n'est pas considérée comme une propriété du matériau et n'est donc pas incluse dans les jeux de propriétés des ancrages.

Type d'ancrage	Type de matériau [-]	EA [KN]	Ls [m]
Nœud à nœud	Élastique	1,4200 E+06	45,4

**Tableau 3.4: Paramètres de modélisation du system d'ancrage.**

### 3.2.7 Conditions initiales

Le modèle d'élément finis est complet une fois la maille été générée, avant le commencement du procédé de calcul, les conditions initiales doivent être modélisées.

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

#### a) Conditions hydrauliques

Le niveau de la nappe phréatique initiale est à 36 ,5m du substratum imperméable (- 4,50 m de la surface) [Figure 3.12]. D'autre part, en place des limites pour les écoulements dus à la consolidation en bas du modèle (présence du substratum rocheux imperméable).

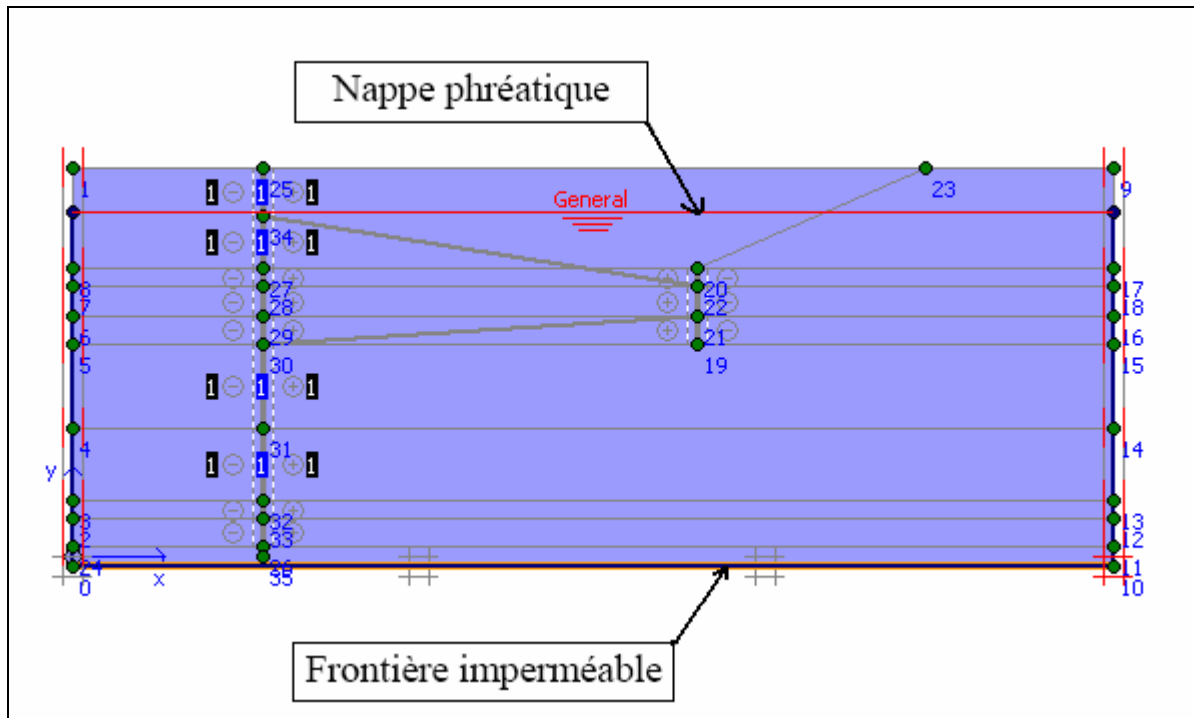


Figure 3.12 : Conditions hydrauliques initiales.

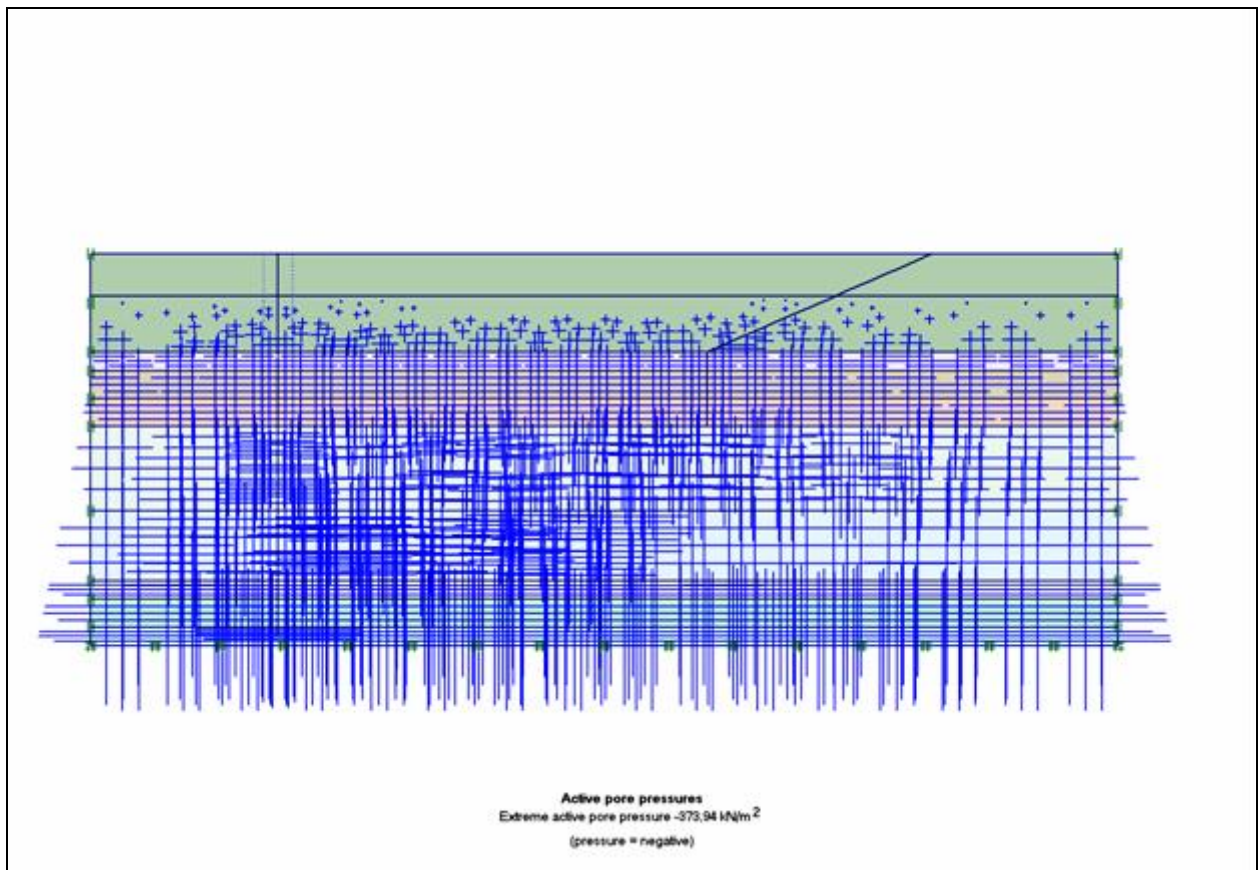
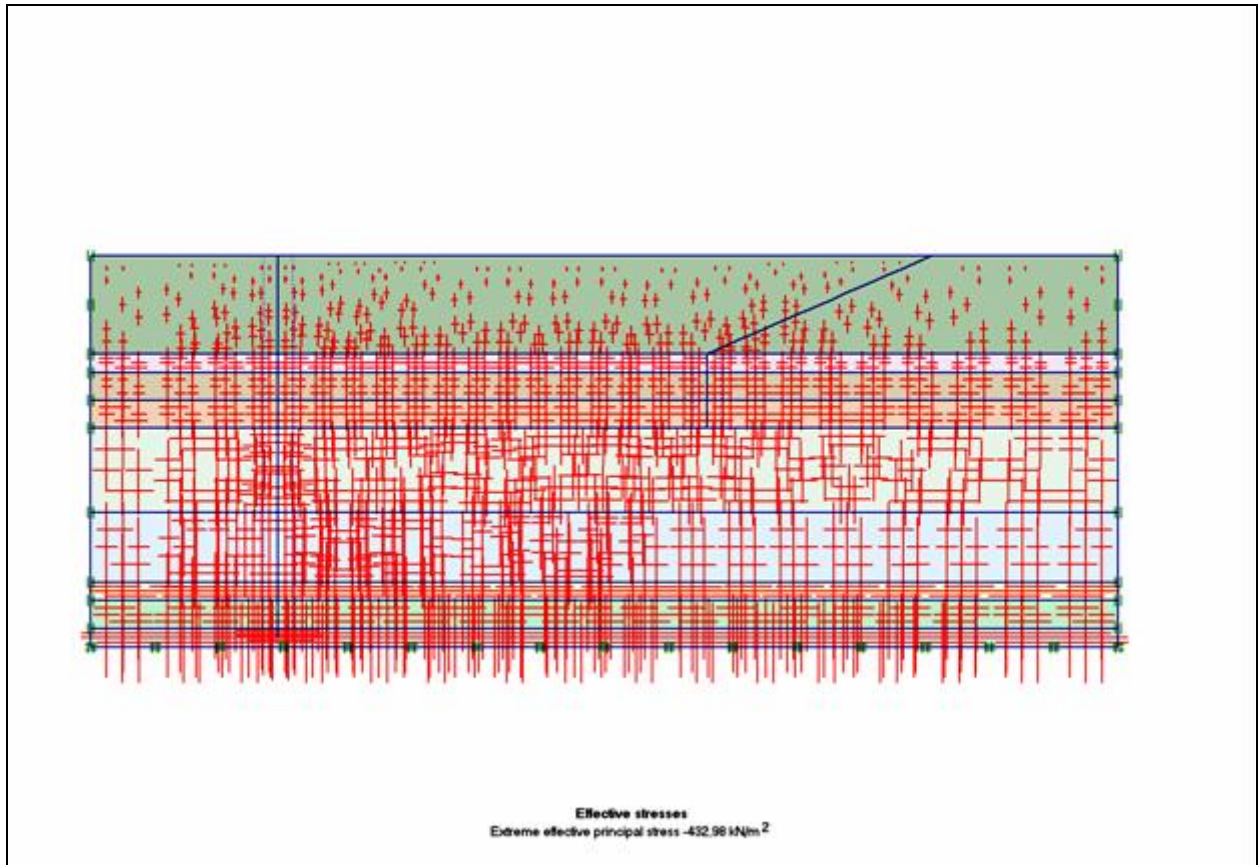


Figure 3.13 : Génération des pressions interstitielles initiales.

## b) Contraintes initiales

A ce stade, l'état initial des contraintes du sol sont calculer, dans le mode de configuration géométrique, par le moyen de la procédure  $K_0$  la valeur par défaut de  $K_0$  est basée sur la formule de Jacky (voir chapitre 2). A cette étape, le poids complet du sol est appliqué pour le calcul des contraintes initiales. **Figure 3.14** montre une fenêtre typique de l'état initial des contraintes. Le champ de contrainte du terrain (avec ces différentes couches du sol coté amont et aval) est présenté par des croix rouges. La ligne horizontale ou verticale indique la magnitude des contraintes principales et l'orientation des lignes indique la direction principale.



**Figure 3.14 : Génération des contraintes initiales.**

Après la création du modèle en élément finis et les conditions initiales, les différents arrangements dans le PLAXIS-Input programme sont sauvegarder avec un nom approprié du PLAXIS projet, et à ce stade, le programme PLAXIS-Calculation est chargé pour performer les calculs des éléments finis.

## 3.3 Calculs numériques

### 3.3.1 Arrangement général du calcul

L'arrangement général du programme PLAXIS-Calculation est exécuté par le moyen de la fenêtre des calculs principale, qui consiste d'un ensemble de tableurs et du statut des phases de calcul. L'arrangement effectué est détaillé comme suit :



### 3.3.1.1 Définition des phases de calcul

Dans la pratique un projet géotechnique peut être divisé en différentes phases, pour en tenir compte de, le programme PLAXIS-Calculation possède une procédure qui permet de définir les phases de calcul séparément et les activer ou désactiver selon la programmation de la phase de calcul. Dans le programme PLAXIS-Calculation, le multi-phasage de la construction et des calculs 'staged construction' n'est disponible que pour le calcul plastique du type 'load advancement'.

Dans la présente investigation, le calcul été exécuté en utilisant la procédure multiphases 'stage construction', en commençant par une phase unique, allant des conditions initiales définies précédemment, et se termine à l'état ou tous les composants du modèle d'éléments finis sont activés [Figure 3.15].

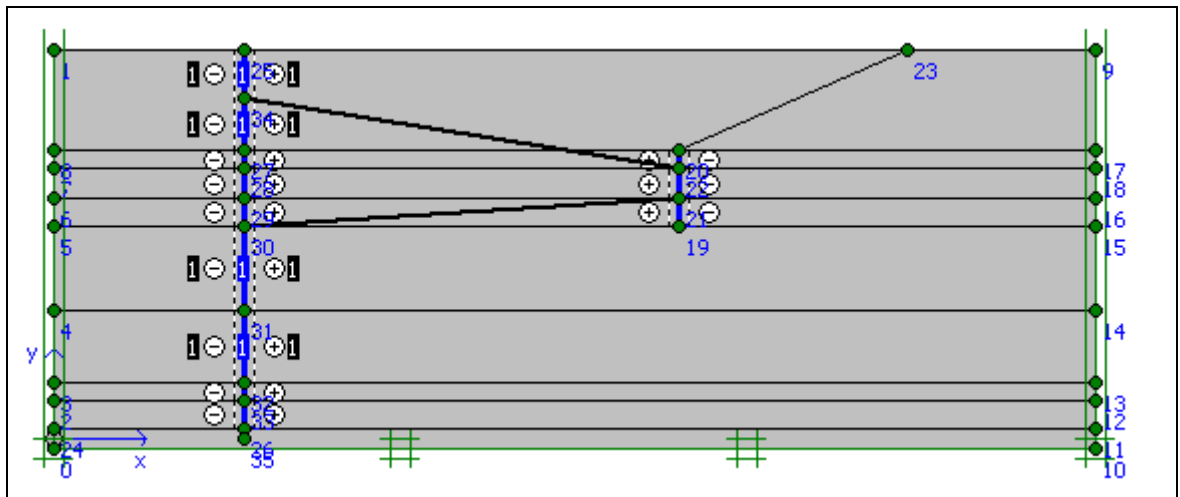


Figure 3.15: Définition des composants du modèle.

### 3.3.1.2 Identification et exécution des phases

Dans le PLAXIS-Calculation programme, chaque phase de calcul est identifiée par un string <phase # >, où (#) est le numéro de la phase. En plus, le *Start from phase*, du *Phase box* se réfère à la phase à partir de laquelle le calcul doit débuter. Par défaut, quand une phase de calcul est définie, elle sera automatiquement sélectionnée pour l'exécution et sera marquée par une flèche bleue.

Lors de la définition de la phase de calcul monphasique, il est évident que le calcul doit commencer par partir la situation comme défini dans les conditions initiales dans le PLAXIS-Input programme. La fenêtre d'identification et de commande d'exécution des phases de calcul du modèle numérique est illustrée dans la **figure 3.16** :

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 s	0
→ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 s	1
→ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 s	2
→ <Phase 3>	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 s	3

Figure 3.16 : Fenêtre de calcul des phases: identification et exécution.

### 3.3.1.3 Types de calculs

Lors de la définition d'une phase de calcul il faut préciser le type de calcul '*Type of calculation*' à exécuter. Le PLAXIS code offre trois types de calculs : un calcul plastique '*plastic calculation*', analyse par consolidation '*consolidation analysis*' et un calcul de coefficient de sécurité (*Phi-c réduction*). Un calcul dynamique (*Dynamic*) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS Dynamics, qui est une extension de la Version 8.

Dans la présente analyse les calculs ont été effectués en utilisant la procédure *plastic calculation*. L'onglet d'arrangement de l'actuel modèle numérique est illustré dans la **figure 3.17**. Comme l'effet des larges déformations n'est pas inclus dans la présente étude, et l'effet du temps n'est pris en considération car le sol est modélisé en condition drainée, le calcul plastique effectué semble assez suffisant dans la présente investigation.

Une brève description est donnée sur ce type de calcul :

- **Plastic calculation** : le calcul plastique doit être sélectionné dans le but de réaliser une analyse de déformation élasto-plastique, ou il n'est pas nécessaire d'inclure les effets des larges déformations. Ce type de calcul est utilisé dans plusieurs applications en géotechnique. En général, un calcul plastique ne prend pas l'effet du temps en considération. Pour la majorité des applications les effets de larges déformations sont négligeables, donc un calcul plastique normal est suffisamment adéquat.

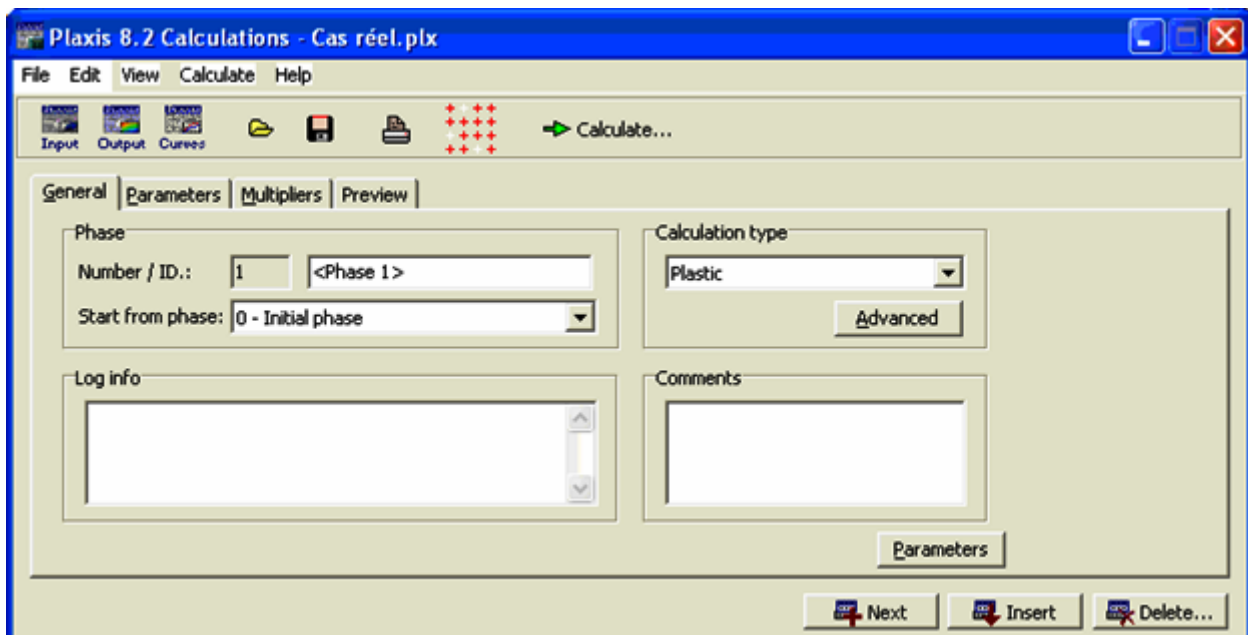


Figure 3.17 : Onglet *Général* de la fenêtre de calcul.

### 3.3.1.4 Procédure de chargement par étape

Quand la plasticité du sol est incorporée dans un calcul d'éléments finis, les équations deviennent non linéaires, ce qui signifie que le problème doit être résolu dans une série de calculs par étapes.

Dans le code PLAXIS plusieurs procédures séparées sont disponibles pour la solution des problèmes de la plasticité non linéaire. La sélection peut être faite entre : 'Manual control', 'Load advancement ultimate level', 'Load advancement number of steps' et 'automatic time stepping'

- Dans la procédure *Manual control*, la taille de l'étape de calcul est spécifiée par l'utilisateur, quoique la procédure d'itération soit exécutée automatiquement.
- La procédure *Load advancement ultimate level* utilise l'option automatique de la taille d'étape du PLAXIS-Caculation programme. L'algorithme de cette procédure contient une fonction qui arrête le calcul quant le chargement spécifié ou la rupture est atteinte.
- Dans le *Load advancement number of steps* le nombre of *Additional steps* est prescrit. Dans ce cas ces paramètres jouent un rôle plus important, car le nombre d'étapes additionnelles est toujours atteint. L'option automatique du choix de la taille d'étape est plus convenable quand une rupture de chargement est probable durant l'analyse.

Comme le *Load advancement ultimate level* est choisie, comme propriété importante de cette procédure de calcul, on peut spécifier les valeurs du multiplicateur du chargement total qui seront appliqués. Aussi, la procédure *Staged construction* précédemment sélectionnée est considéré comme faisant partie de l'option *Load advancement ultimate level*.

### 3.3.2 Paramètres de control du calcul

Un exemple d'onglet utilisé pour définir les paramètres de control d'une phase particulière de calcul est illustré dans la **figure 3.18**. Dans ce qui suit, quelques détails des paramètres qui gouvernent le procédé de calcul sont donnés.

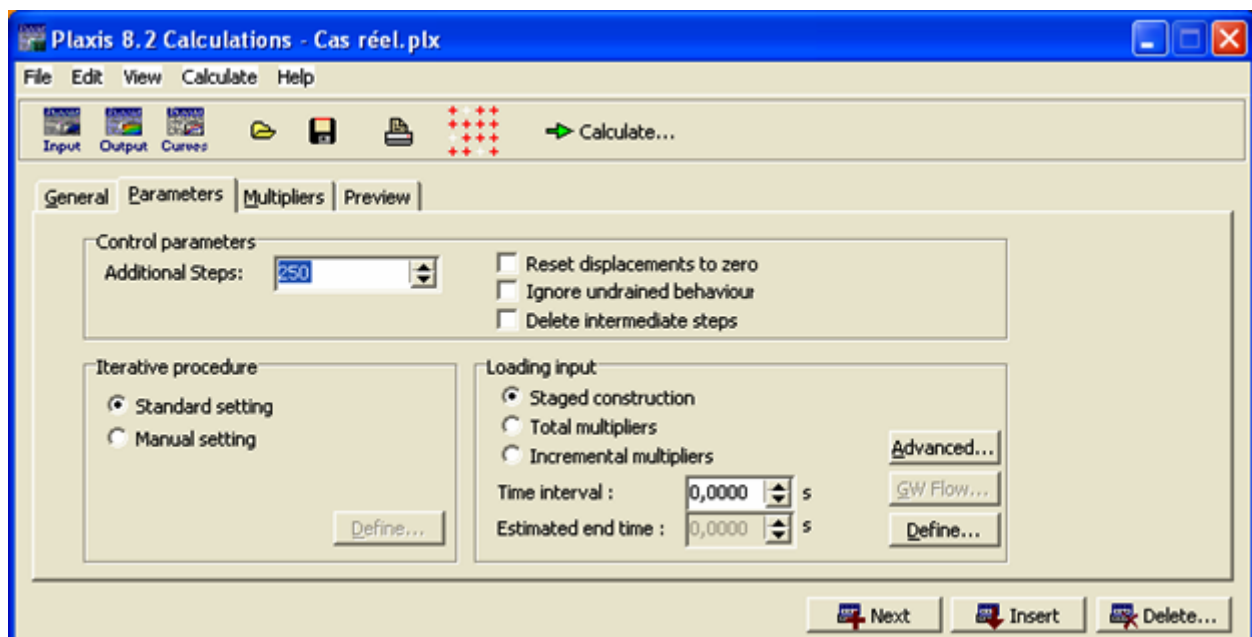


Figure 3.18: Onglet *Paramètres* de la fenêtre de calcul.

### 3.3.2.1 Etapes additionnelles

Ce paramètre spécifie le nombre maximum de pas de calcul qui sont exécutées dans une phase particulière du calcul. Pour le cas du *Load advancement ultimate level* sélectionné dans cette analyse, le nombre d'étapes additionnelles par défaut est égal à 250, mais ne joue pas un rôle important, car dans tous les cas le calcul s'arrête avant d'atteindre ce chiffre. Mais ce nombre peut changer dans l'intervalle 1 à 1000.

### 3.3.2.2 Remise à zéro des déplacements

Cette option doit être sélectionnée quand des déplacements (non-importants) d'une phase de calcul antérieure, doivent être ignorés avant le commencement d'une nouvelle phase. Pour la présente analyse, cette option a été ignorée. Après la définition des conditions initiales du modèle numérique, le calcul s'exécute à partir du champ de déplacement correspondant aux perturbations possible induites au sol lors du placement de la paroi moulée.

### 3.3.2.3 Ignore le comportement non drainé

Cette option doit être sélectionnée, seulement s'il est souhaitable d'exclure temporairement l'effet du comportement non drainé, ou pour désactiver des clusters de sol, entre condition drainée et non-drainée, ce qui n'est pas le cas dans cette analyse.

### 3.3.2.4 Effacer les étapes intermédiaires

Cette option peut être utilisée avec le *Load advancement ultimate level* pour sauvegarder l'espace sur le disque en effaçant les étapes de calculs intermédiaires non désirés, quand uniquement les résultats de la dernière phase de calcul sont considérés dans l'analyse numérique.

## 3.3.3 Les multiplicateurs du calcul

Le PLAXIS-Calculation programme possède une multitude de multiplicateurs, chaque un est associé au contrôle d'un paramètre spécifique du modèle lors du calcul numérique. On distingue des multiplicateurs pour les forces, les chargements, le poids, les déplacements, les contractions, l'accélération et le facteur de sécurité. En ce qui suit les paramètres d'importance pour la présente investigation sont détaillés. Un onglet typique de multiplicateur est illustré dans la **figure 3.19** :

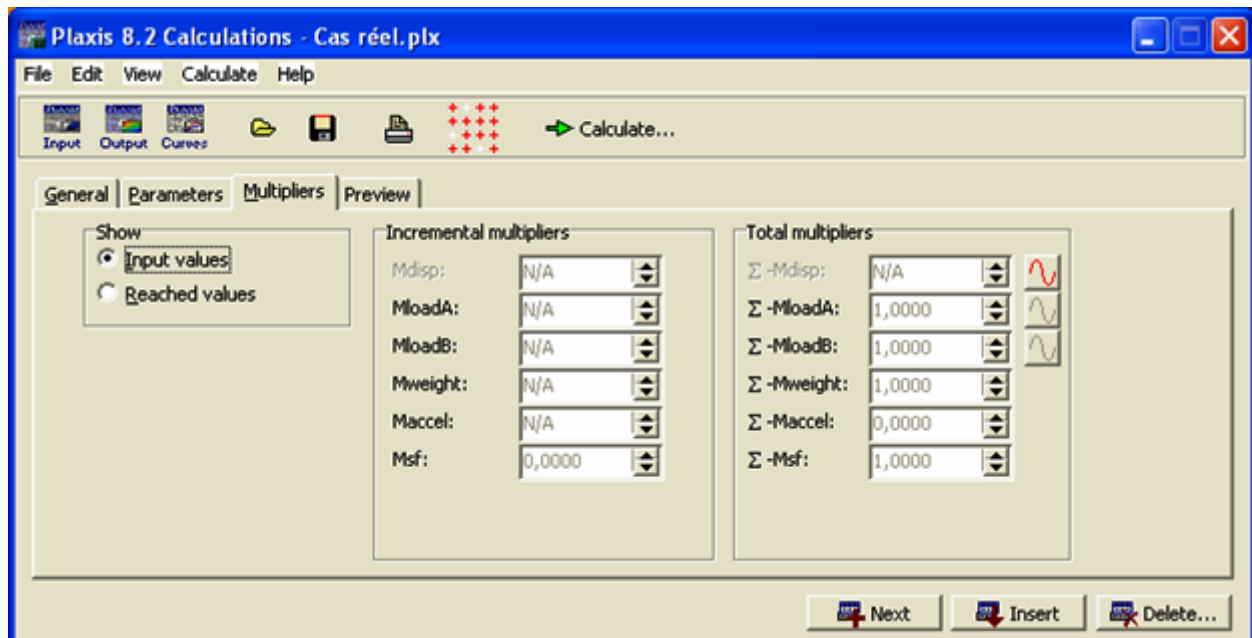


Figure 3.19 : Onglet *Multipliers* de la fenêtre de calcul.

### 3.3.3.1 Multiplicateurs de chargement

Durant une analyse de déformation il est nécessaire de contrôler la magnitude de tous les types de chargement, ceci est possible dans le code PLAXIS par le moyen d'un système multiplicateur. Les chargements à appliqués sont calculés à partir des valeurs initialement définies (données) dans le 'général setting' du PLAXIS-Input programme, et le multiplicateur correspondant.

On doit distinguer entre deux types de multiplicateurs: le multiplicateur par incrément '*Incremental multipliers*' et les multiplicateurs totaux '*Total multipliers*'. Les multiplicateurs incrémentaux représentent l'incrément de chargement pour une étape particulière du calcul, tandis que, les multiplicateurs totaux représentent le niveau total d'une étape de chargement.

Dans le présent modèle numérique, seulement le chargement gravité due au poids du sol de rétention est appliqué au système, le  $\Sigma Mweight$  contrôle la proportion de la gravité standard et donc la portion du poids du sol comme spécifié initialement dans le PLAXIS-Input programme. Dans ce cas  $\Sigma Mweight$  est égale à 1.0, donc, tout le poids du sol est appliqué lors du calcul.

### 3.3.3.2 Autres multiplicateurs de calcul

- $\Sigma Mstage$  : ce paramètre est associé à la procédure *Staged construction*, ce multiplicateur donne la proportion de l'étape de la construction qui a été complétée. Au début d'une procédure *Staged construction* la valeur de  $\Sigma Mstage$  est égale à zéro et à la fin elle supposée atteindre 1.0.
- $\Sigma Marea$  : ce paramètre est aussi associé à la procédure *Staged construction*, il donne la proportion de la surface totale active d'un cluster du sol dans la géométrie. Si toute la surface est active la valeur de  $\Sigma Marea$  est égale à 1.0.



- $\Sigma Stiffness$  : au cours du chargement de la structure et le développement de la plasticité, la rigidité totale de la structure diminue. Le paramètre  $\Sigma Stiffness$  donne une indication sur la perte de rigidité de la structure due à la plasticité des matériaux. Quand la structure est totalement élastique le paramètre  $\Sigma Stiffness$  est égale à 1.0, est diminuée progressivement avec le développement de la plasticité.

### 3.3.4 Exécution des calculs

#### 3.3.4.1 Sélection des points pour la construction des courbes

Après la définition des phases de calcul et avant exécution du calcul, quelque point sur le modèle peut être sélectionné pour la création ultérieure des courbes de chargements – déplacements ou les chemins de contrainte. Durant l'exécution des calculs, les informations relatives aux points sélectionnés sont sauvegardées dans un fichier séparé. Les présélectionnés sur le modèle numérique sont indiqués par des lettres alphabétiques, et montrés dans la **figure 3.20** :

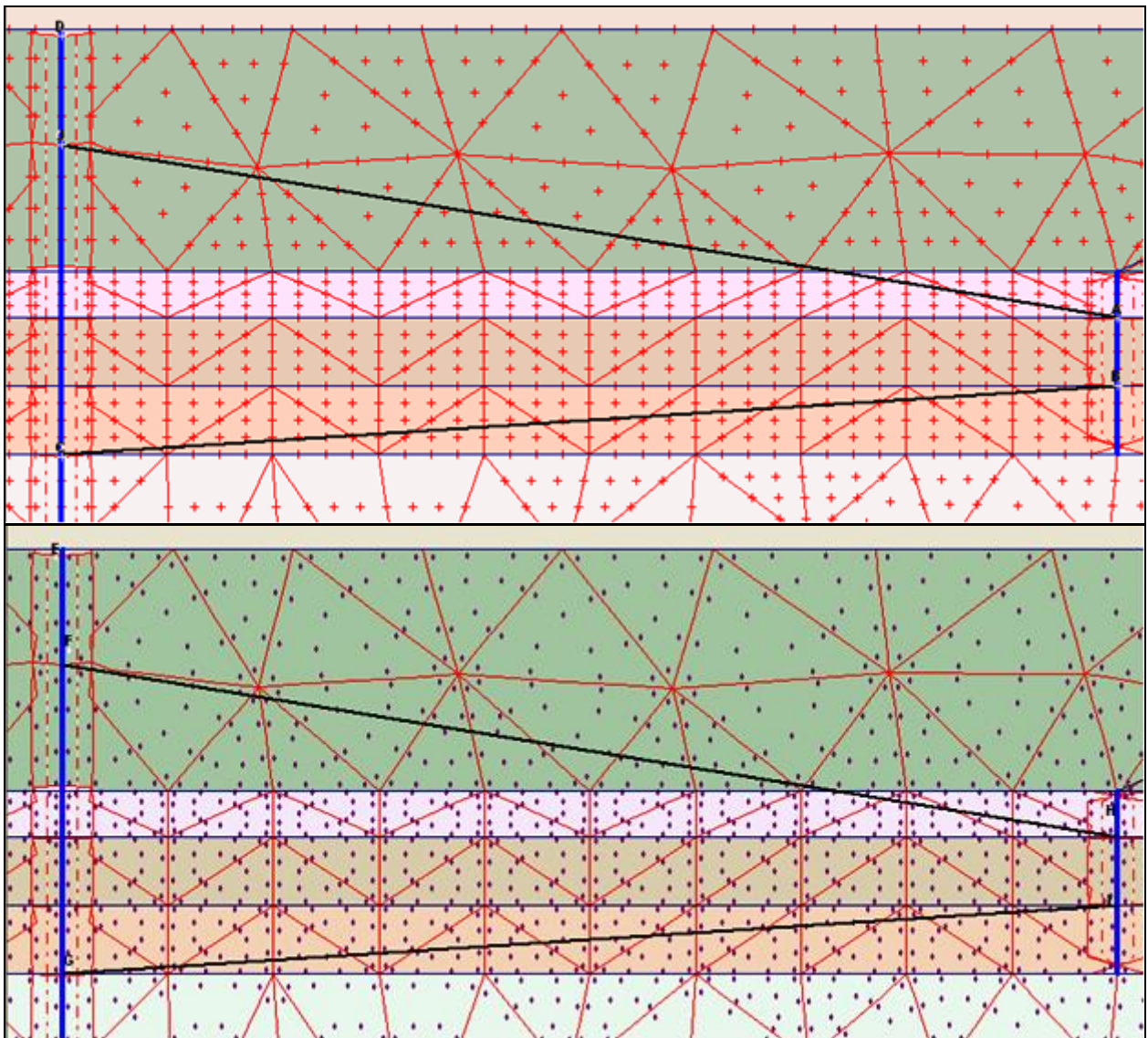
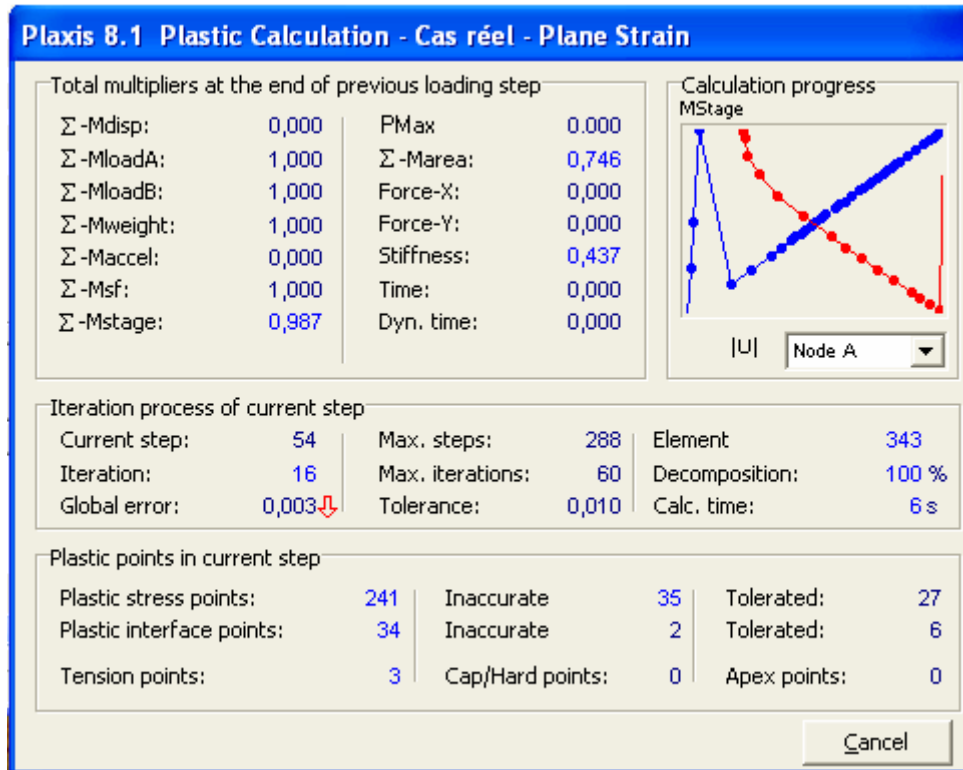


Figure 3.20: Points sélectionnés pour les courbes.

### 3.3.4.2 Contrôle du progrès des calculs

Durant l'exécution des calculs numériques, les informations relatives au progrès d'une phase de calcul sont affichées dans une fenêtre -PLAXIS, **figure 3.21** illustre un exemple type de cet affichage. La variation des différents paramètres et multiplicateurs de calcul peuvent aussi être visualisés, avec d'autres informations relatives au progrès de l'itération et les points plastiques.



**Figure 3.21: Fenêtre Typique de la progression des calculs.**

### 3.3.4.3 Finalisation des calculs

Dans la procédure Load advancement ultimate level, sélectionnée pour cette analyse, le calcul progresse jusqu'à ce que l'un des trois critères suivants soit vérifié :

- Le nombre maximal d'étape additionnelles 'additional calculation steps' est atteint;
- La totalité du chargement spécifié est appliquée;
- Une charge de rupture est atteinte. La rupture est assumée quand la charge appliquée diminue en magnitude dans deux étapes successive du calcul.

Une fois le calcul est terminé, la liste des phases de calcul est mise à jour, et message correspondant apparais dans la fenêtre *log info box*, un calcul réussis est indiqué dans la liste par un marquage vert. Un exemple de liste de calcul mise à jour est montré dans la **figure 3.22** :

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 s	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 s	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 s	2
✓ <Phase 3>	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 s	3

Figure 3.22: Fenêtre de calcul réussi des phases de calcule.

### 3.4 Résultats numériques

#### 3.4.1 Les principaux résultats

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

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des éléments structuraux indiquée par :
  - La courbe de déplacement (totale, horizontale);
  - La courbe des moments fléchissant.

Nous allons donner les résultats de la dernière phase seulement.

##### 3.4.1.1 Déformation de maillage

La maille déformée est un graphe d'éléments finis dans une forme déformée, superposée sur un graphe de la géométrie initiale. Une maille déformée typique du présent modèle numérique est présentée dans **la figure 3.23**.

On note un déplacement total maximum de  $138,15 \cdot 10^{-3}$  m.

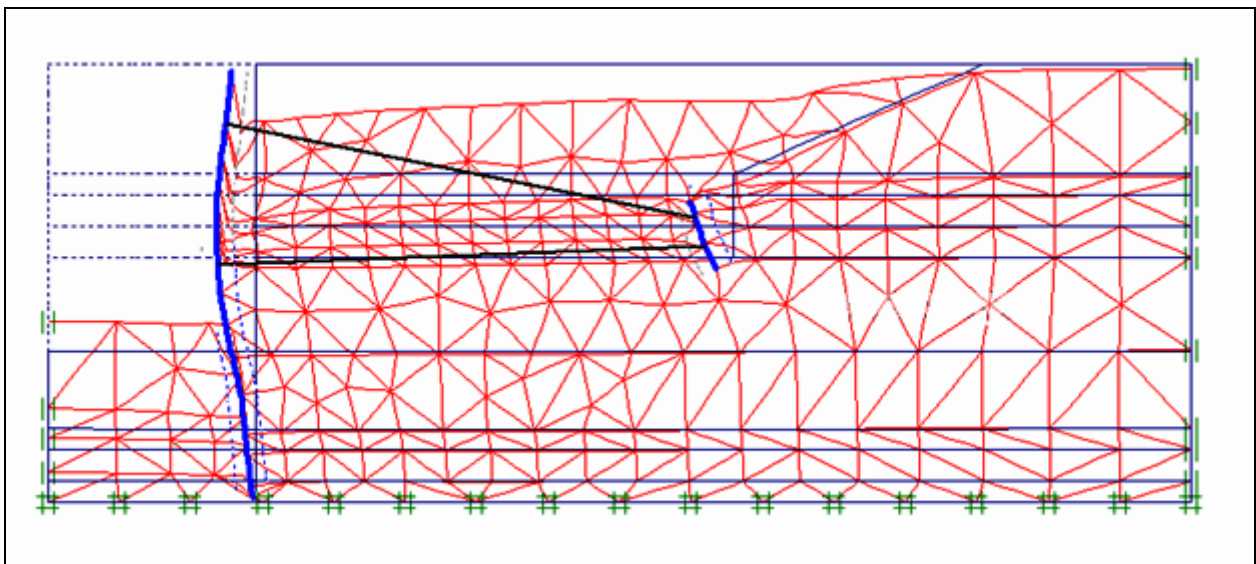


Figure 3.23 : Maille déformée du modèle d'éléments finis.

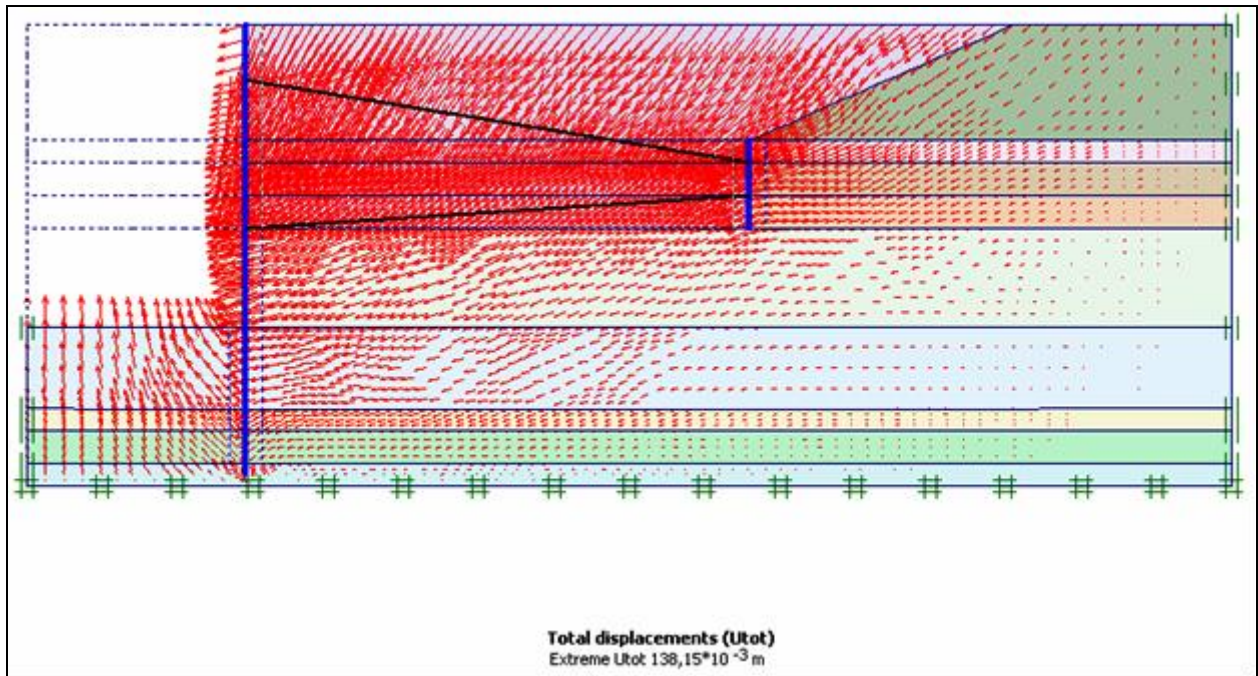


### 3.4.1.2 Déformation des éléments structuraux

#### a) Déplacement du sol

- Déplacements totaux

La **figure 3.24** montre les déplacements totaux du sol, qui sont les déplacements vectoriels totaux  $|u|$  calculés aux niveaux des nœuds du modèle à fin des phases de calcul, tracés dans un graphe de la géométrie non déformé.



**Figure 3.24 : Déplacements totaux.**

Le déplacement total de la masse du sol est aussi montré dans la **figure 3.25**, en ombré à 15 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de  $-10,000.10^{-3}$  m au  $140,000.10^{-3}$  m. Où comme on a mentionné précédemment que notre modèle a eu un déplacement total de  $138,15.10^{-3}$  m.

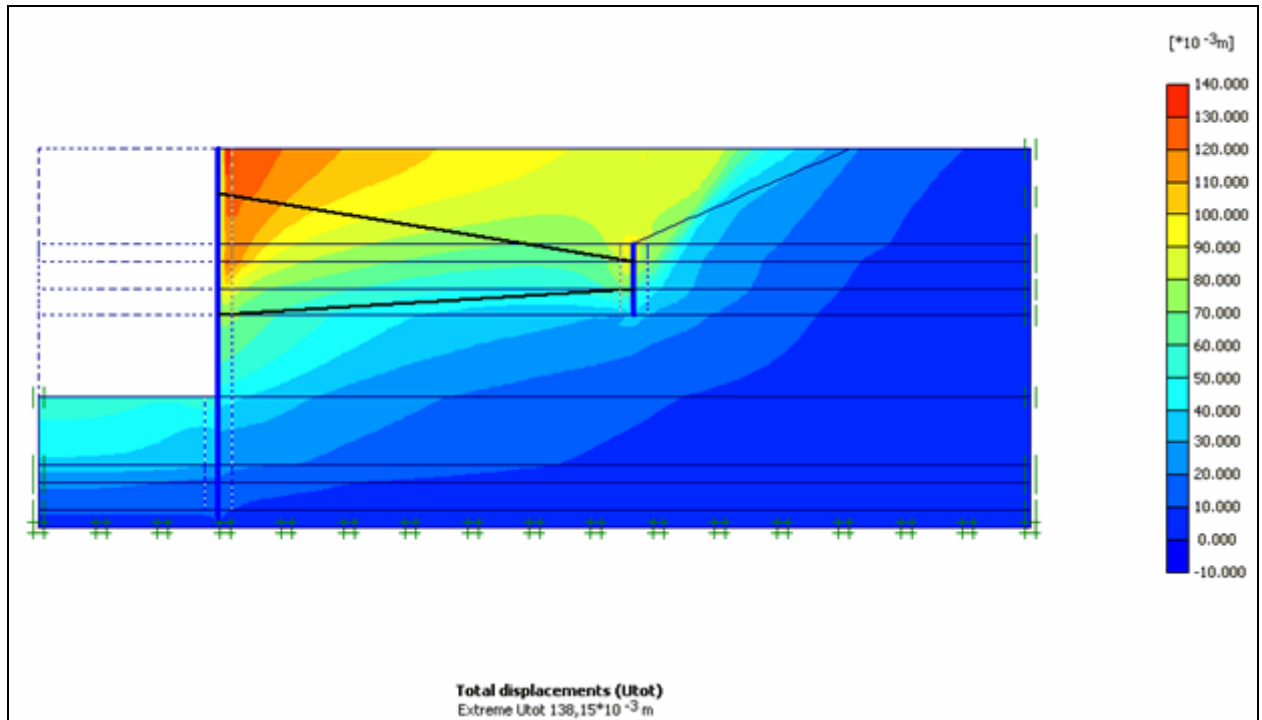


Figure3.25: Déplacements totaux du sol.

- **Déplacements horizontaux**

Les déplacements horizontaux de la maille, correspondant au composant horizontal calculé  $u_x$  du déplacement total, sont présentés en ombré à 19 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de  $-90,000 \cdot 10^{-3}$  m au  $5,000 \cdot 10^{-3}$  m dans la figure 3.26. Où le déplacement horizontal maximum est de  $U_x = -85,30 \cdot 10^{-3}$  m.

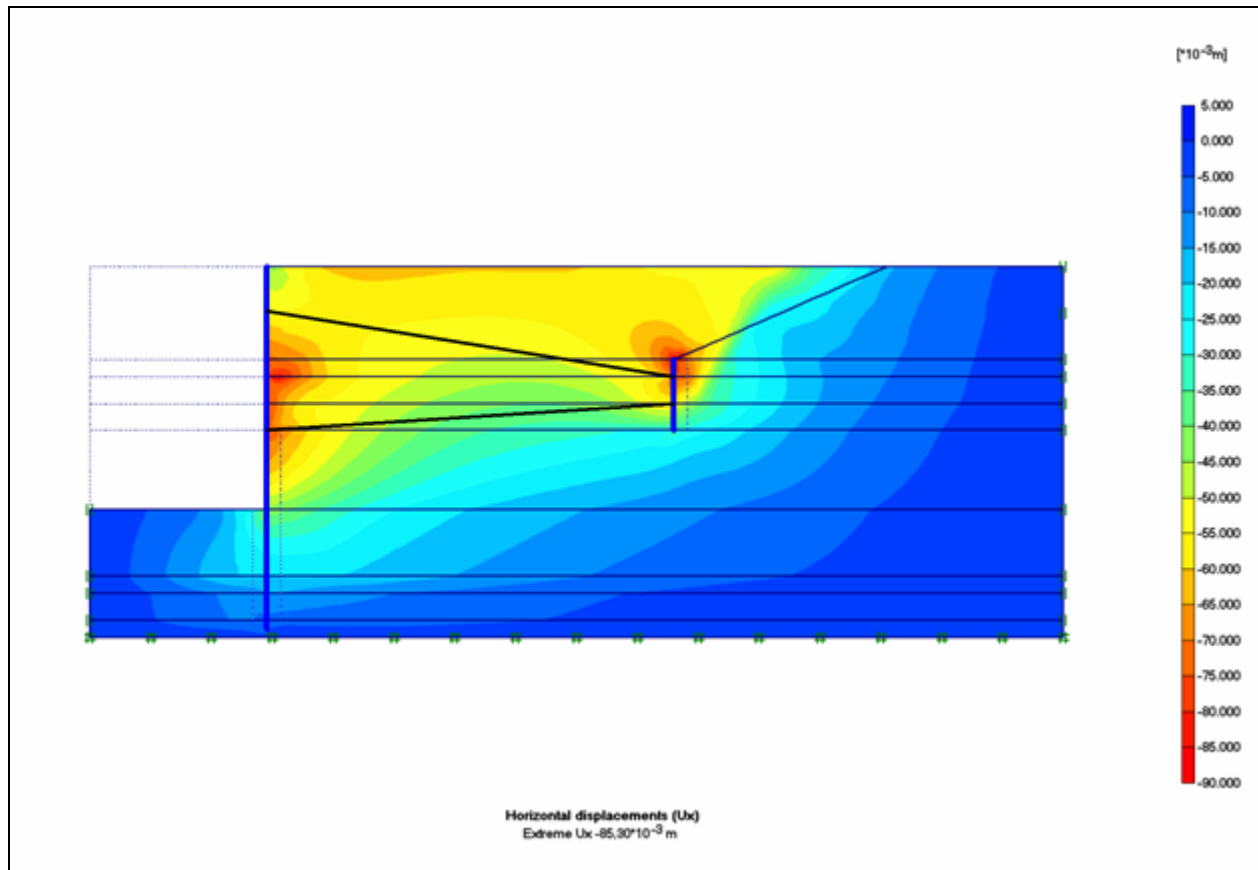


Figure 3.26 : Déplacements horizontaux du sol.

### b) Déplacements du mur de soutènement

Le PLAXIS-Output programme affiche les déformations et les forces des éléments structuraux et de l'interface. Les déplacements concernés sont : les déplacements totaux, les déplacements horizontaux et pour les forces : les moments fléchissant. La convention des signes des forces dans les éléments structuraux est comme suit :

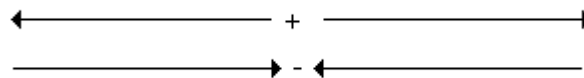


Figure 3.27: Convention des signes pour des forces [1].

Les prédictions numériques des vecteurs de déplacement et du moment fléchissant maximum du mur de soutènement de la dernière phase sont montrées dans la **figure 3.28**.

Il est clair que le déplacement horizontal de la paroi moulée est très petit à la base ( $U_x = -6,018 \cdot 10^{-3}$  m) ou il est minimisé par rapport au centre qu'il a eu un déplacement horizontal maximum de  $U_x = -74,96 \cdot 10^{-3}$  m ; tandis que cette valeur diminue attentivement vers la tête jusqu'à une valeur de  $U_x = -45,77 \cdot 10^{-3}$  m. En générale la structure a eu un déplacement maximum totale de  $U_{tot} = 76,18 \cdot 10^{-3}$  m et un moment fléchissant de  $M = -878,55$  KNm/m.

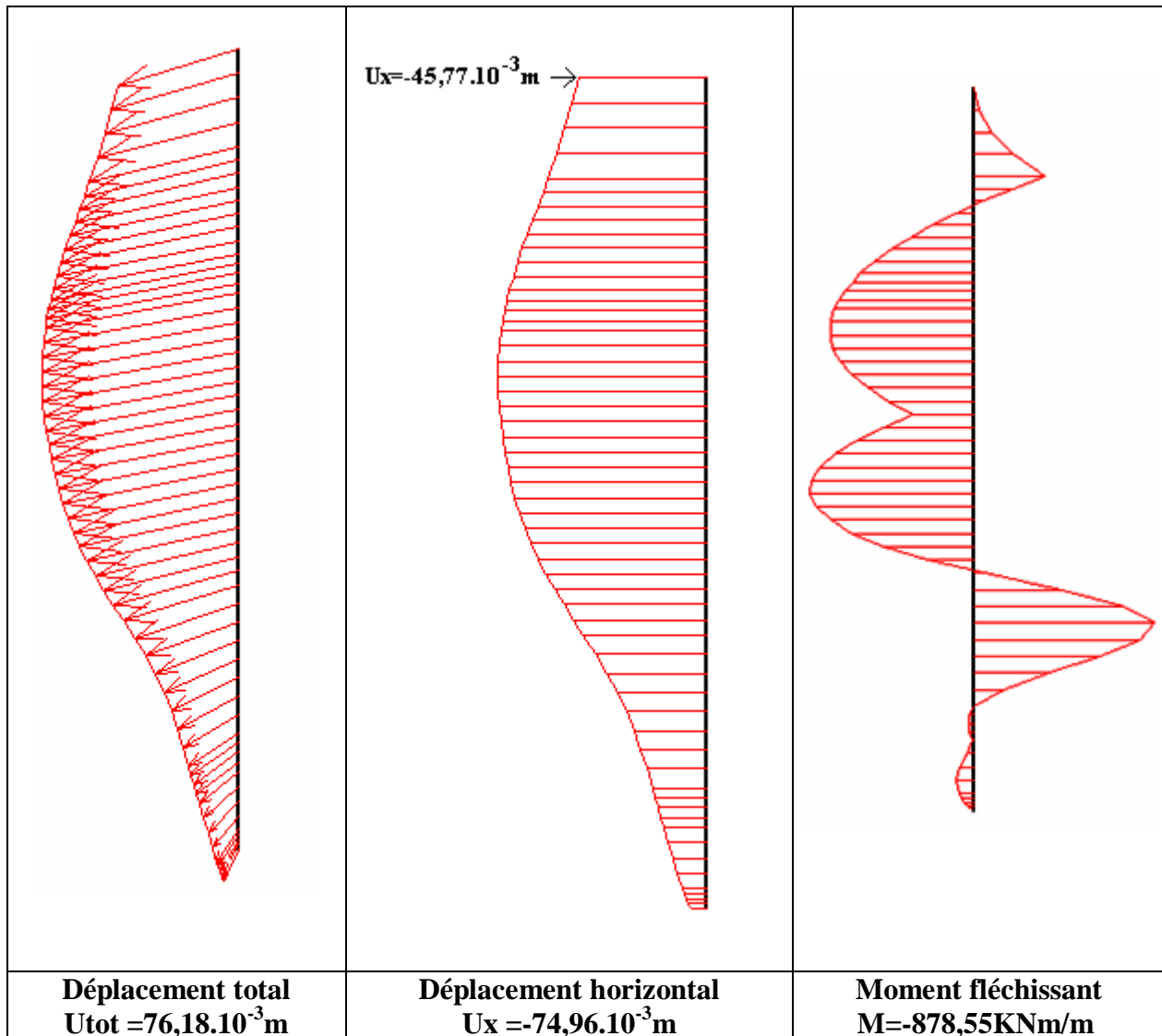


Figure 3.28 : Déplacements et moment fléchissant calculé du mur.

### 3.4.3 Validation du modèle numérique

#### 3.4.3.1 Critère de validation

Les prédictions des déplacements et des forces sont parmi les objectifs majeurs des analyses de l'interaction sol-structure. Les résultats de la présente analyse numérique sont présentés en termes de déplacements (totaux, horizontaux). Une brève discussion du mouvement du sol et de la paroi moulée est présentée.

- **Déplacements du mur de soutènement**

Pour la comparaison, le **tableau 3.5** illustre la corrélation obtenue entre les résultats observés réellement (convertis à l'échelle du prototype) et les déplacements calculés numériquement de la dernière phase. La comparaison directe des résultats indique que le modèle numérique proposé été capable de reproduire des prédictions du mode de déplacement du mur et la magnitude de déplacement, très proches de ceux observés réellement. La petite différence

observée entre les deux résultats peut être attribuée à plusieurs facteurs reliés à la limitation du modèle numérique proposé.

Déplacements Résultats	Utot [cm]	Ux [cm]
Résultats mesurés réellement	10	3,70
Résultats calculés numériquement	13,81	4,57

Tableau 3.5 : Comparaison des résultats numériques et réel.

#### a) Présentation graphique des déplacements mesuré réellement

C'est une représentation schématique de l'évolution des déplacements mesurés en tête de la paroi en fonction de l'avancement des travaux par l'utilisation des quatre inclinomètres ; deux étant limités à la hauteur de la paroi moulée et deux étant prolongés dans le terrain sous-jacent [Figure 3.29].

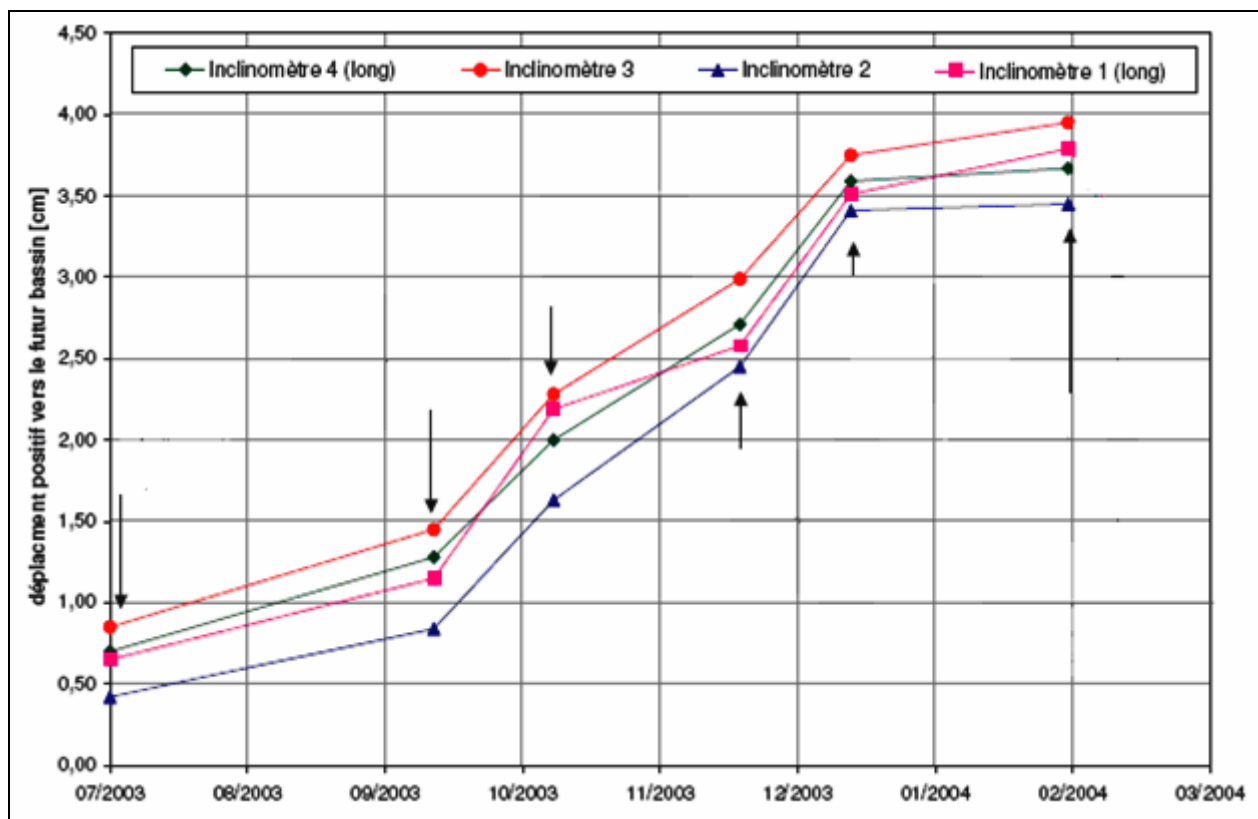
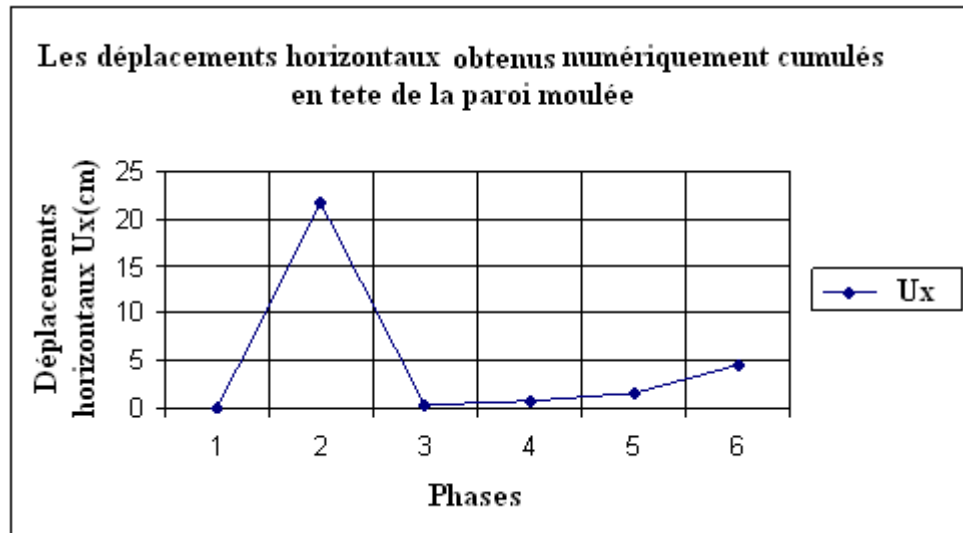


Figure3.29 : Déplacements obtenue réellement [23].

#### b) Présentation graphique des résultats obtenus par le calcul numérique

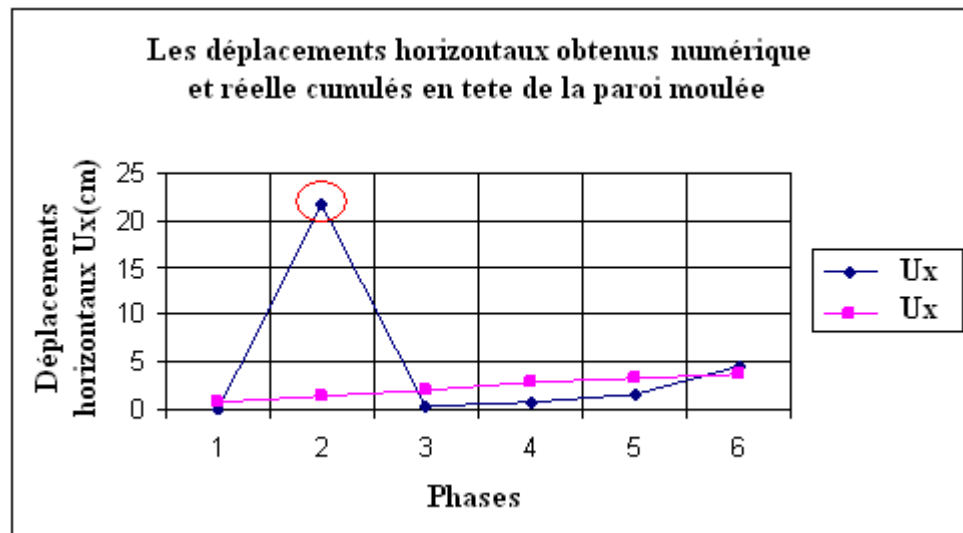
Pour l'appréciation des résultats, la figure 3.30 montre une présentation schématique des déplacements obtenus numériquement par notre modèle.



**Figure 3.30 : Illustration des résultats numérique.**

**c) Comparaisent des déplacements obtenus réellement et numériquement**

Pour la comparaison, la **figure 3.31** montre une présentation schématique de la corrélation obtenue entre les deux types de résultats ; numérique et réelle.



**Figure 3.31 : Illustration des résultats numérique et réelle.**

On peut remarquer d'après la **figure 3.31** que les résultats obtenus par le calcul numérique d'après notre modèle n'est pas très loin de la réalité dans chaque phase, la petite différence remarquable est pendant la deuxième phase. Après l'injection de la paroi moulée dans le terrain pendant la premier phase, et le terrassement à l'amont de la premier couche pendant la deuxième phase a provoqué une instabilité avec un déplacement horizontal de 21,68cm qui est un peu élever par rapport aux autre phases.

**Remarque:** les résultats obtenus dans la deuxième phase prouvent la précision dans les calculs de la construction par étape (staged construction). Ainsi nous pouvons conclure que ces

procédures numériques peuvent prévoir les mouvements de l'ouvrage dans chaque phase de sa construction.

En fin le mouvement de la structure (paroi moulée) calculé par le modèle numérique proposé, indique des déplacements généralement proches aux comportements observés dans la réalité.

### **3.5 Conclusion**

La simulation parfaite des comportements observés réellement, par les méthodes numériques est un but difficile à atteindre en géotechnique.

Le modèle numérique proposé a donné de bons résultats concernant la magnitude des déplacements du prototype de mur soutènement étudié.

D'après ces résultats de calculs obtenus et les courbes présentées, la paroi subit un déplacement horizontal de 4,57 cm dans la dernière phase alors que les déplacements obtenus en réalité qui sont cumulés toujours en tête de la paroi montrent un maximum de 3,70cm.

Alors on peut dire que nous ne sommes pas trop loin de la réalité et que les procédures numériques peuvent être acceptées et employées dans la pratique et la recherche géotechnique essentiellement dans le concept de la modélisation des structures par l'utilisation bien sûr d'un programme en éléments finis comme le PLAXIS.

L'implication directe du modèle numérique développé et d'entreprendre une étude paramétrique pour étudier les facteurs qui affectent le comportement complexe de ce type de structure de soutènement l'objectif de l'étude numérique paramétrique, étant d'essayer d'introduire une méthode de conception plus réaliste et plus économique pour ce genre de structure.

# **CHAPITRE 4**

## **ETUDE PARAMETRIQUE**



## 4.1 Introduction

Après l'établissement du modèle de référence et d'après les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire la deuxième étude qui est l'étude paramétrique. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur le comportement de la paroi moulée ; ainsi que la pression hydrostatique et le système d'ancrage, vis-à-vis de la stabilité de l'ouvrage. On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer, et toujours dans des fourchettes raisonnables.

On a deux types de paramètres :

- Les paramètres de calculs (modélisation) ;
- Les paramètres géotechniques.

Dans cette étude, la comparaison sera faite sur deux types de résultats :

- Les déplacements horizontaux (de la paroi) ;
- Les moments fléchissant.

Les deux types de résultats seront présentés pour la dernière phase.

## 4.2 Effet des paramètres de calculs (modélisation)

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet des deux paramètres suivants :

- Le maillage ;
- La précision des calculs (tolérance).

### 4.2.1 Maillage

L'utilisateur de *PLAXIS* doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

*Le triangle à 15 nœuds* est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de *haute qualité* sur différents problèmes. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

*Le triangle à 6 nœuds* est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments.

On change le maillage des éléments de 15 nœuds à 6 nœuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence.

La comparaison des résultats est présentée par des courbes sur les figures qui suivent :

## a) Les déplacements horizontaux

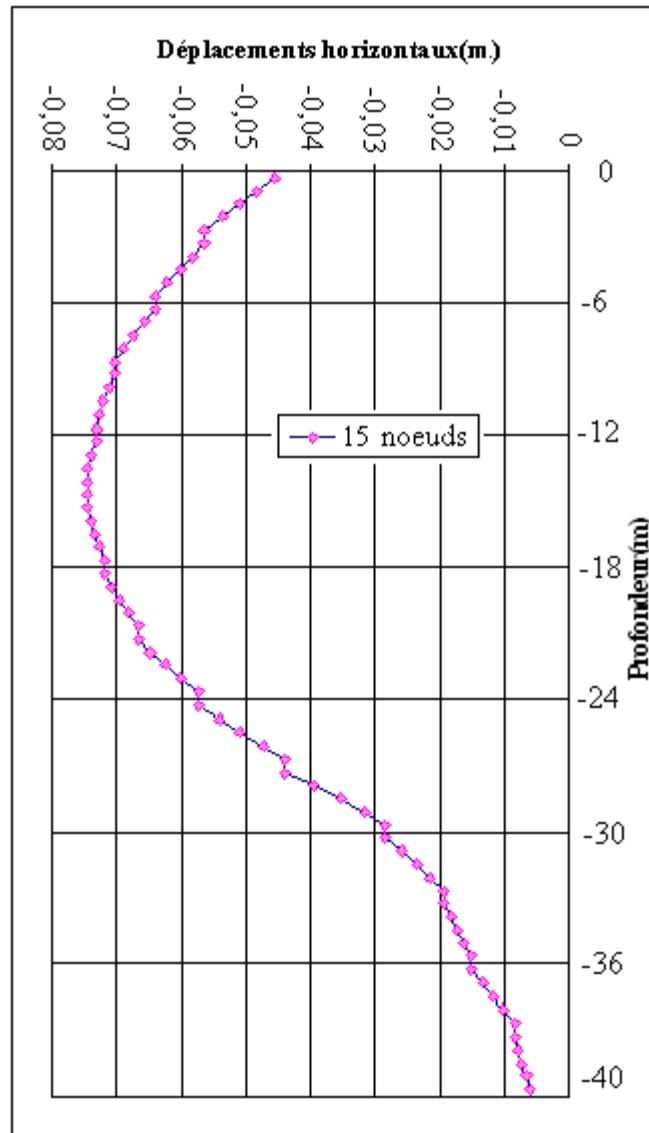


Figure 4.1 : Les déplacements horizontaux on fonction d'un maillage à 15 nœuds (réf).

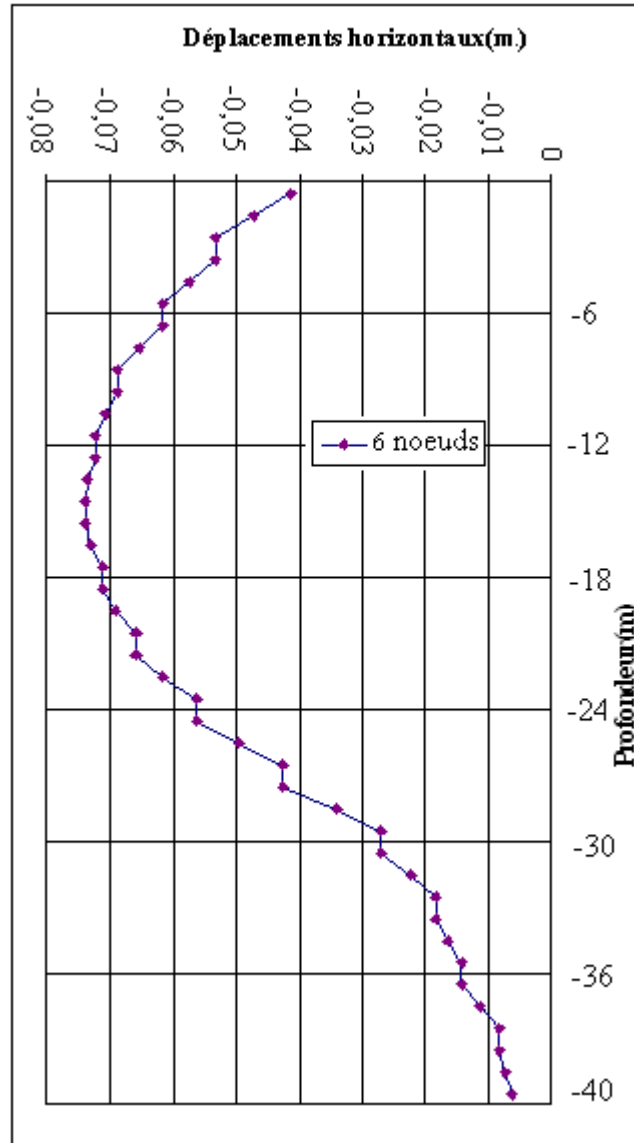


Figure 4.2 : Les déplacements horizontaux on fonction d'un maillage à 6noeuds.

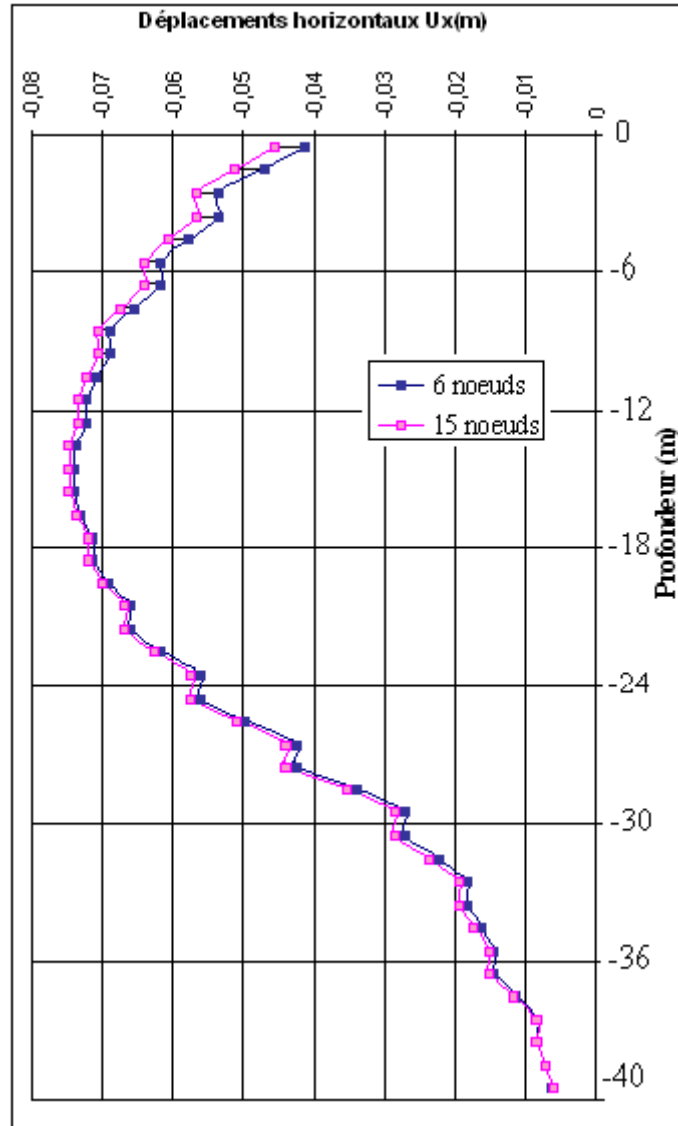


Figure 4.3 : Comparaison des déplacements horizontaux on fonction des maillages à 15 nœuds (réf) et à 6 nœuds.

**b) Moments fléchissant**

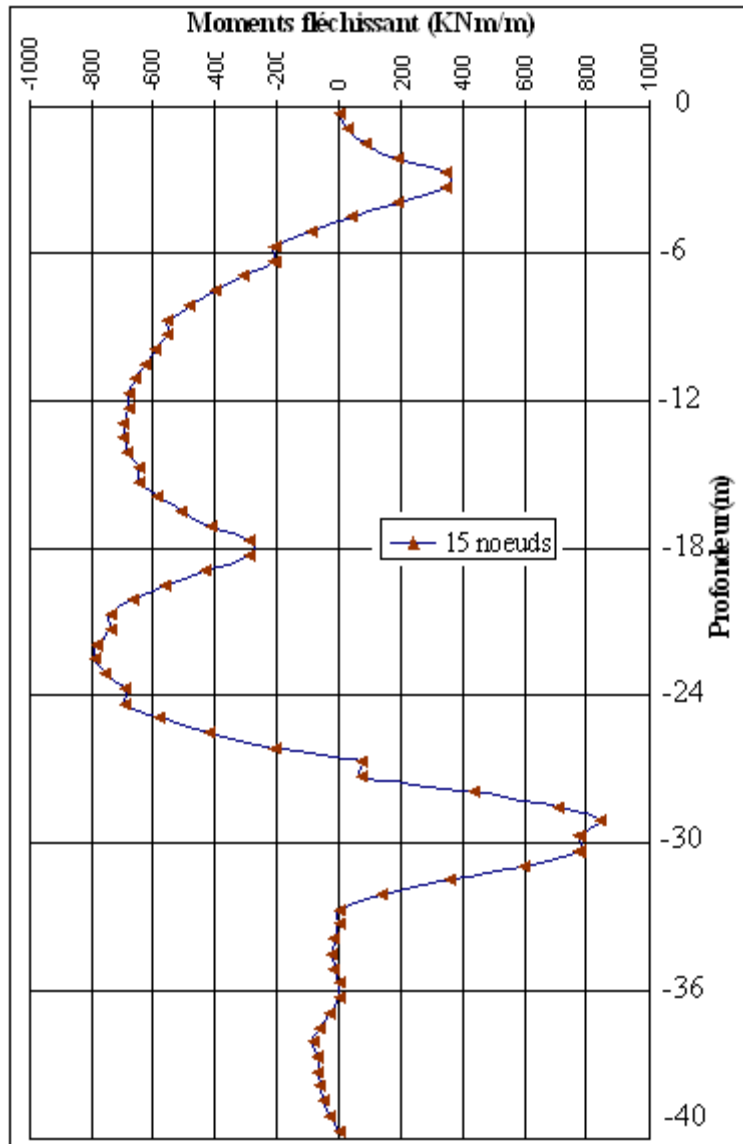


Figure 4.5 : Moments fléchissant on fonction d'un maillage à 15 noeuds (réf).

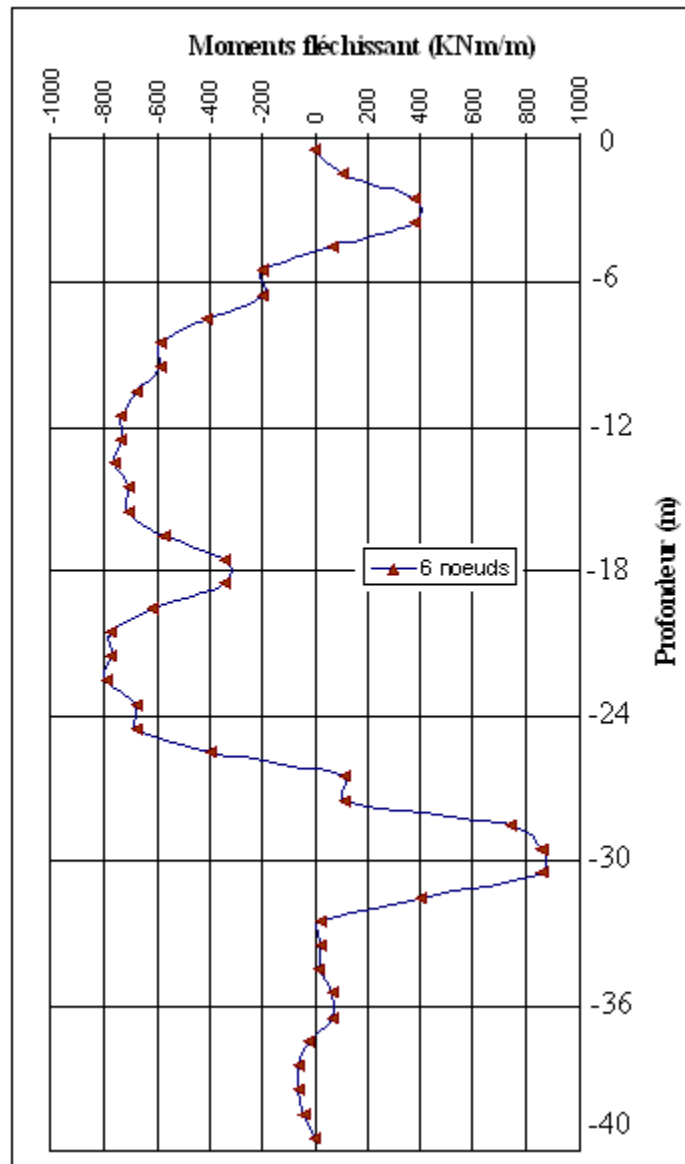
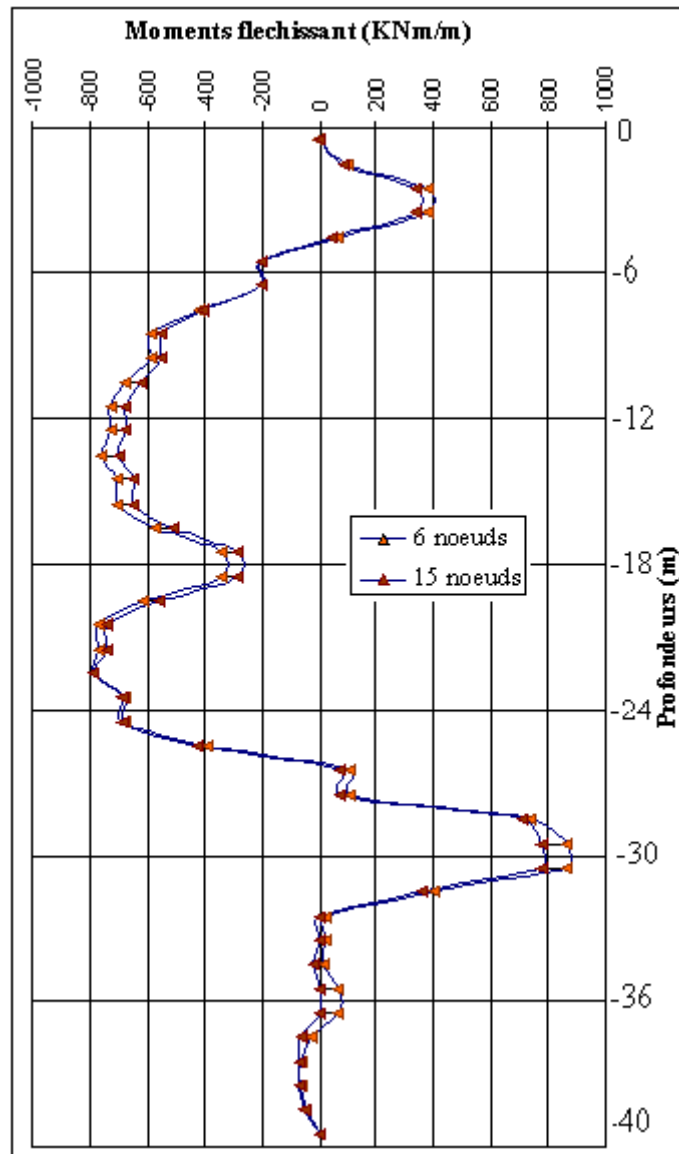


Figure 4.6 : Moments fléchissant on fonction d'un maillage à 6 noeuds.



**Figure 4.7 : Comparaison des moments fléchissant on fonction des maillages à 15 nœuds (réf) et à 6 nœuds.**

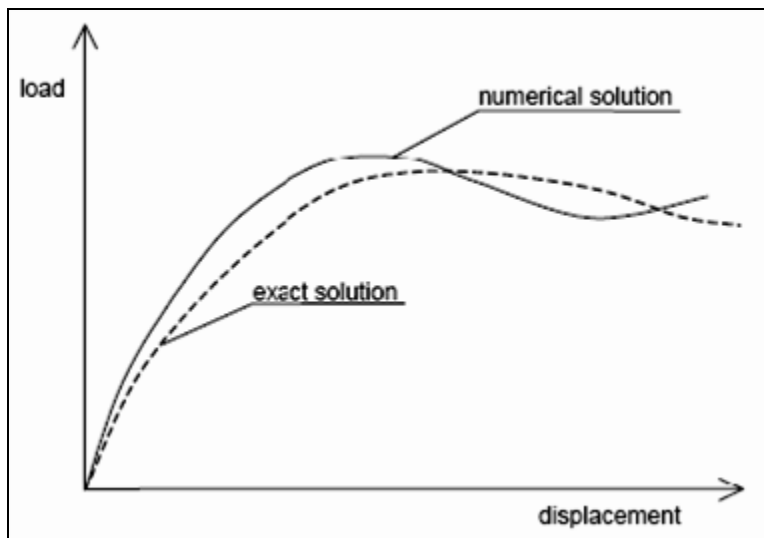
#### d) Conclusions

- Pour le maillage, on remarque une diminution des déplacements de la paroi (de l'ordre de 11,11 %), on passant de l'élément à 15 nœuds à l'élément à 6 nœuds.
- Une diminution des moments du même ordre des déplacements (11,11 %) pour la paroi, on passant de l'élément à 15 nœuds à l'élément à 6 nœuds.

### 4.2.2 Précision des calculs

Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparaît, comme présenté sur la **figure 4.8**. Un algorithme de résolution doit s'assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par *PLAXIS* sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée (*tolerated error*).

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0,03 est acceptable dans la plupart des calculs.



**Figure 4.8 : Comparaison de la solution exacte avec la solution numérique [1].**

La précision des calculs est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. Par défaut la tolérance est de 3 %, celle utilisée pour le calcul du modèle de référence.

Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

- Tolérance de 1 % ;
- Tolérance de 3%(réf).

Les résultats obtenus sont présentés par des courbes sur les figures qui suivent :



a) Déplacements horizontaux

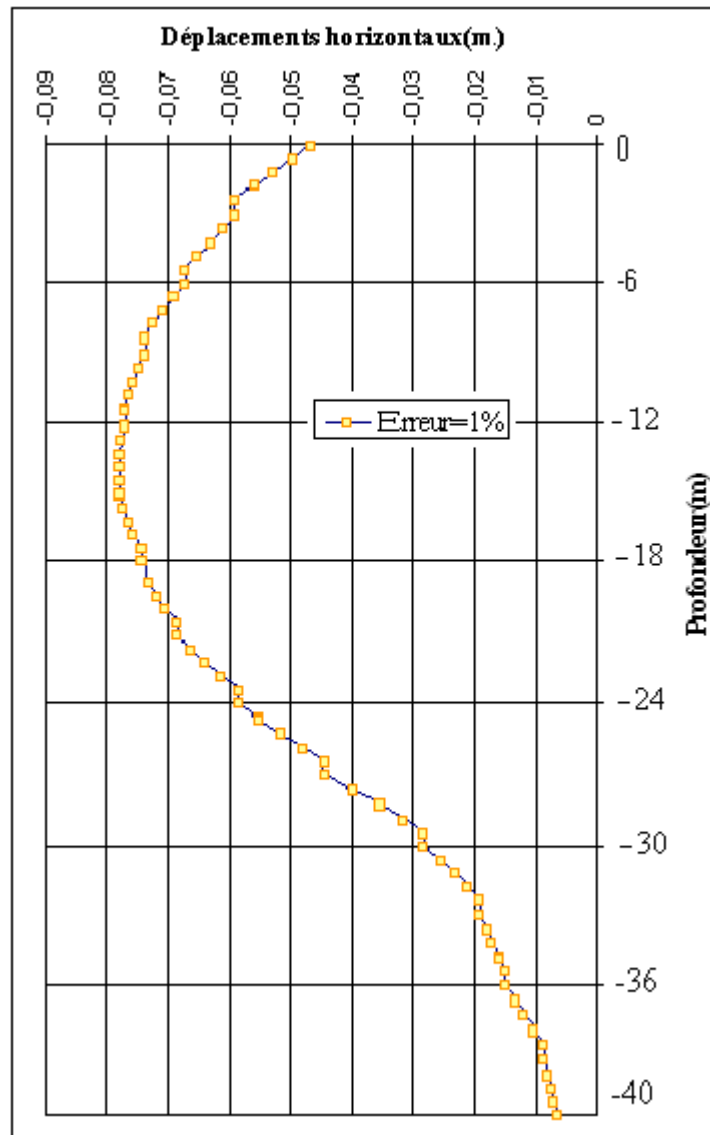


Figure 4.9 : Les déplacements horizontaux on fonction d'une erreur de 1%.

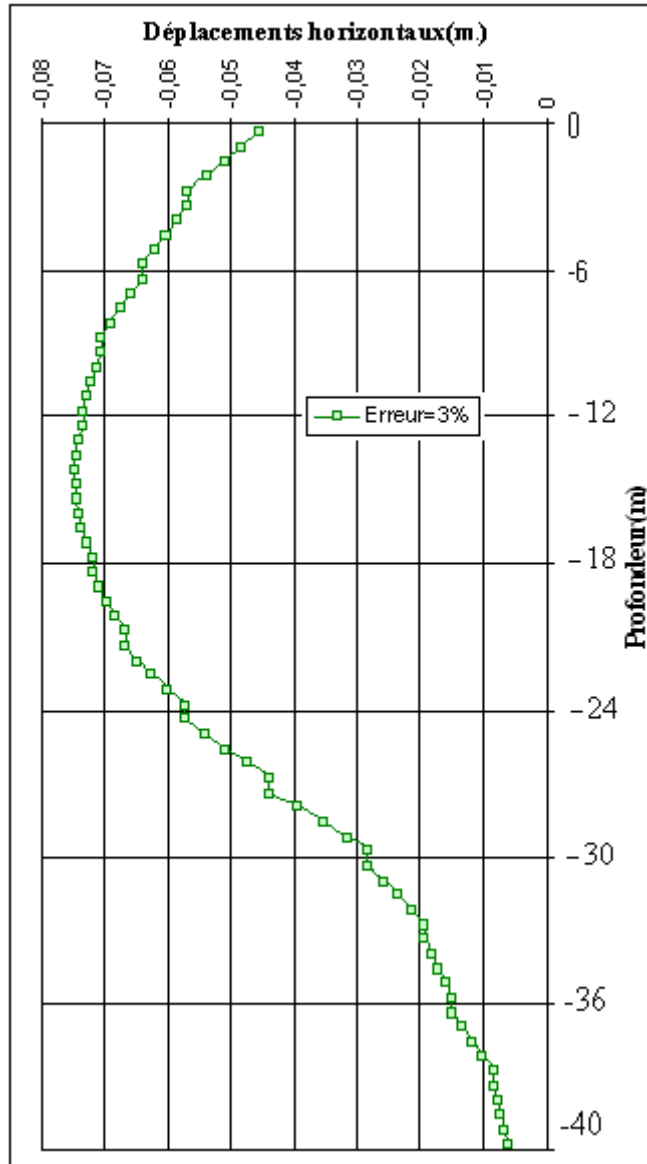


Figure 4 .10 : Les déplacements horizontaux on fonction d'une erreur de 3%(réf).

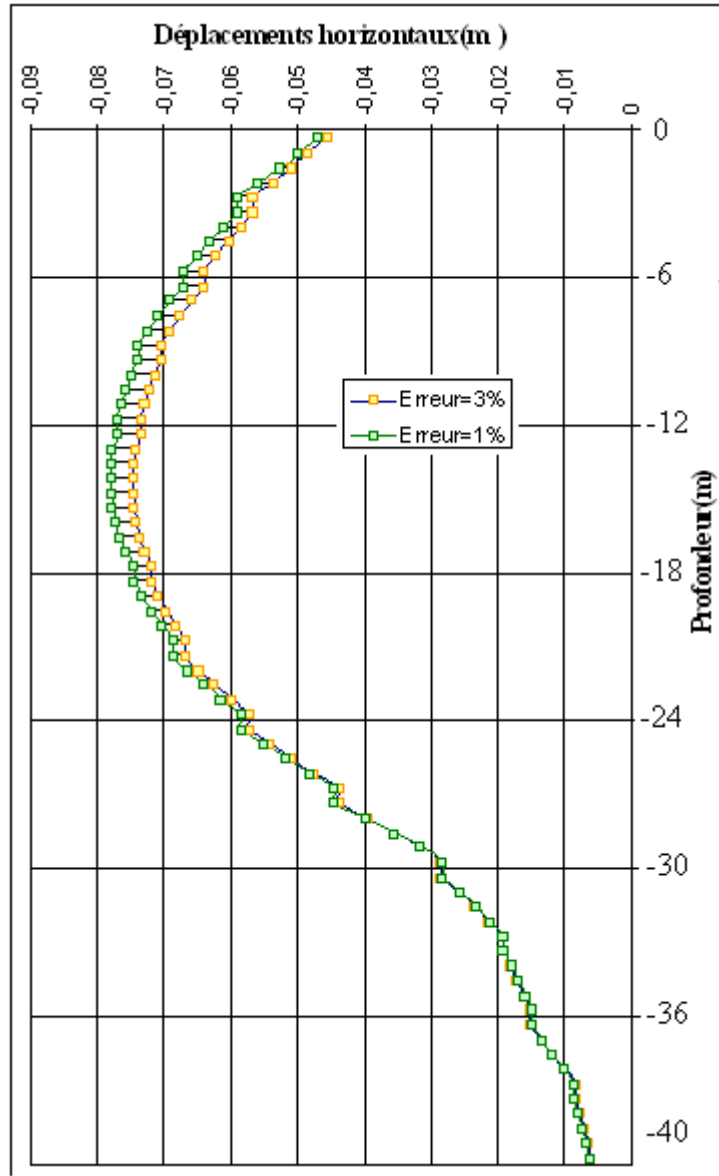


Figure 4 .11 : Comparaison des déplacements horizontaux on fonction des erreurs de 1% et 3%(réf).

b) Moments fléchissant

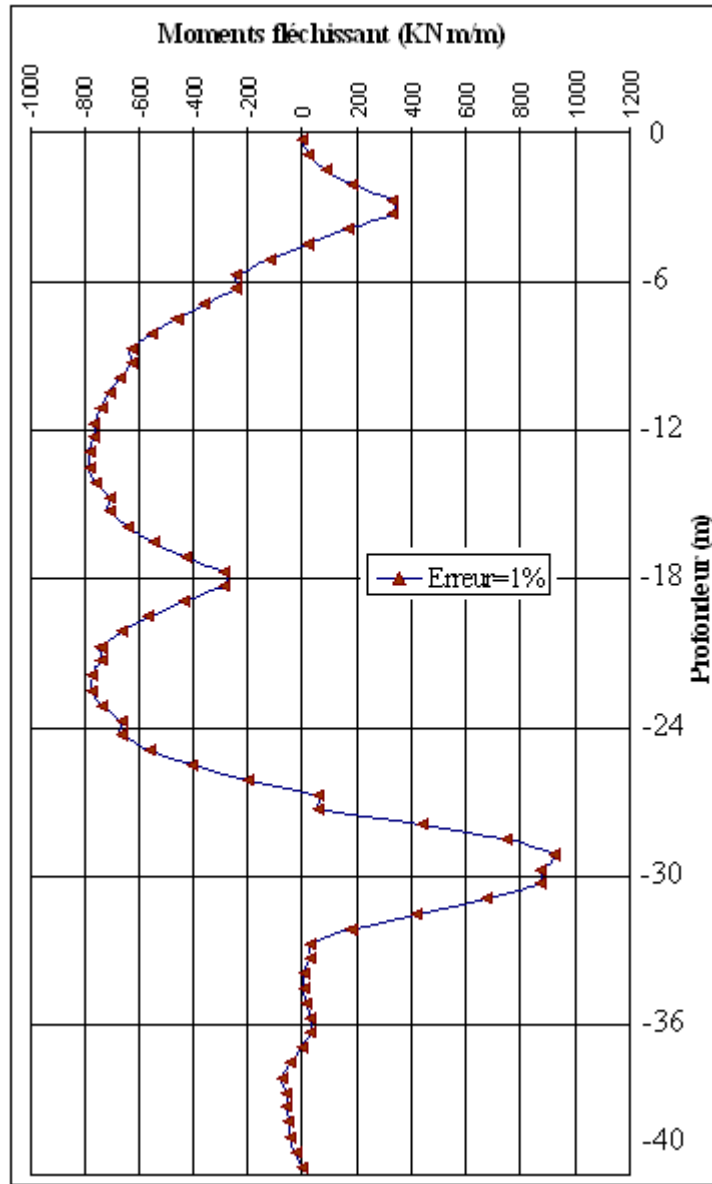


Figure 4.12 : Moments fléchissant on fonction d'une erreur de 1%.

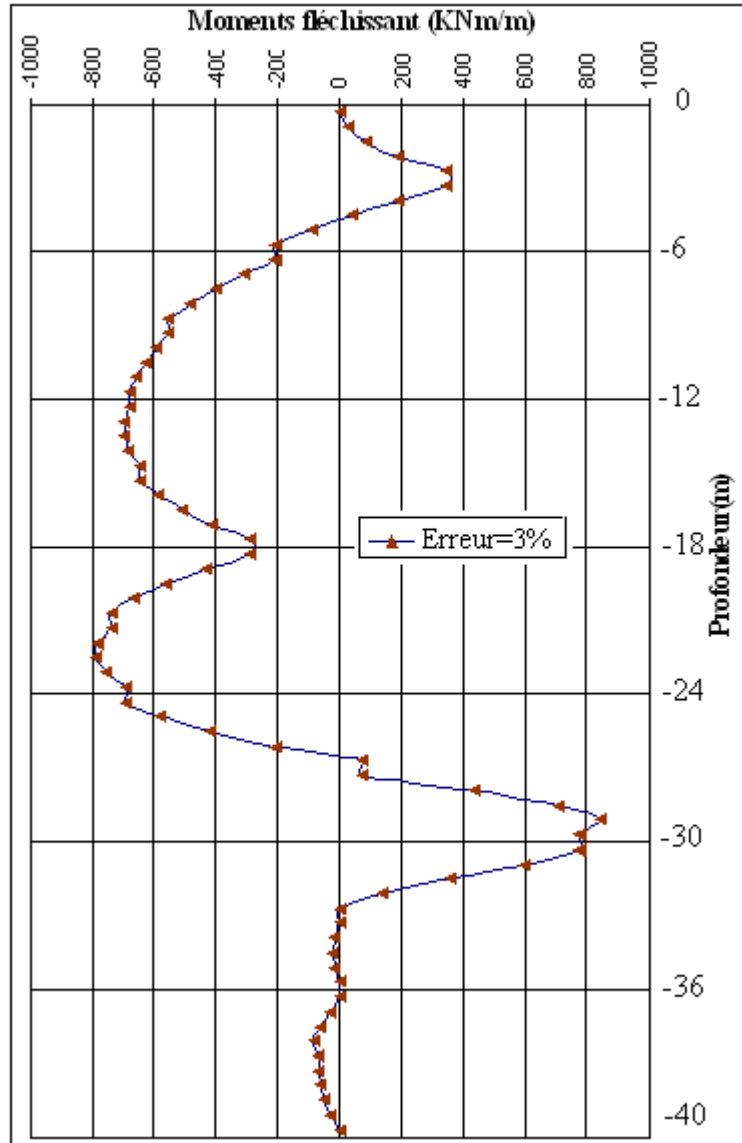


Figure 4.13 : Moments fléchissant on fonction d'une erreur de 3%(réf).

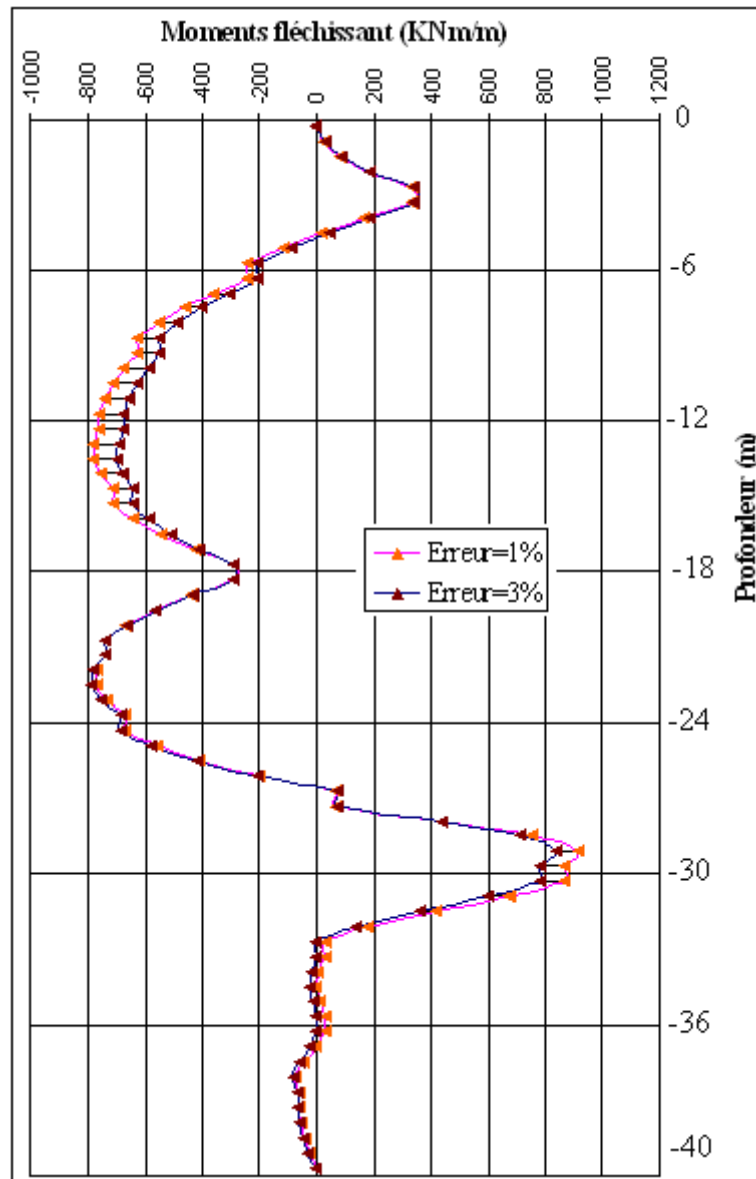


Figure 4 .14 : Comparaison des moments fléchissant on fonction des erreurs 1% et 3%(réf).

#### d) Conclusion

–Pour la précision des calculs, on remarque une petite variation des déplacements horizontaux de l'ordre de 3 % ;

–et une variation des moments fléchissant de l'ordre de 10%, on passant de 1% à 3%.

## 4.3 Effet des paramètres géotechniques

### 4.3.1 Effet des interfaces

La résistance de l'interface peut être définie grâce aux options suivantes :

- **Rigide (Rigid)** : cette option est utilisée pour que l'interface n'influence pas la résistance du sol avoisinant. Par exemple, les interfaces s'étendant autour des angles d'un élément de structure ne sont pas significatives des interactions sol-structure et ne doivent donc pas subir de réduction de leurs caractéristiques. Ces interfaces doivent être déclarées *Rigid* (ce qui correspond à  $R_{inter} = 1,0$ ). Ainsi, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance  $\psi_i$ , sont identiques aux propriétés du sol excepté le coefficient de Poisson  $\nu_i$ .
- **Manuel (Manual)** : si la résistance d'interface est régie par l'option *Manual*, la valeur de  $R_{inter}$  peut être saisie manuellement. En général, pour des *interactions réelles* entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de  $R_{inter}$  est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de  $R_{inter}$  dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre un  $R_{inter}$  d'environ  $2/3$  pour un contact sable-acier et d'environ  $1/2$  pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de  $R_{inter}$  supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

Dans le modèle de référence on a pris un coefficient de rigidité d'interface égale à : 0,65 pour tous les couches.

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $R_{inter} (réf) = 0,65(\text{manuel})$  ;
- $R_{inter} = 1(\text{rigid})$ .

Pour toutes les couches simultanément.

Les résultats des calculs sont présentés par des courbes sur les figures qui suivent :

## a) Déplacements horizontaux

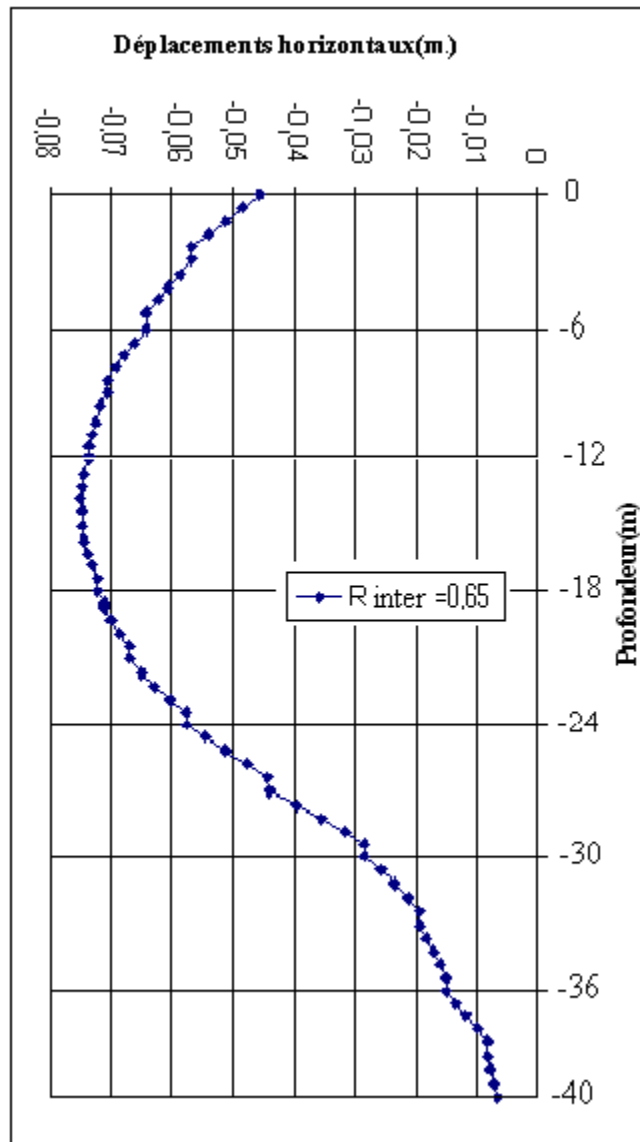


Figure 4 .15 : Les déplacements horizontaux on fonction d'une interface  $R_{inter}=0,65$ (réf).



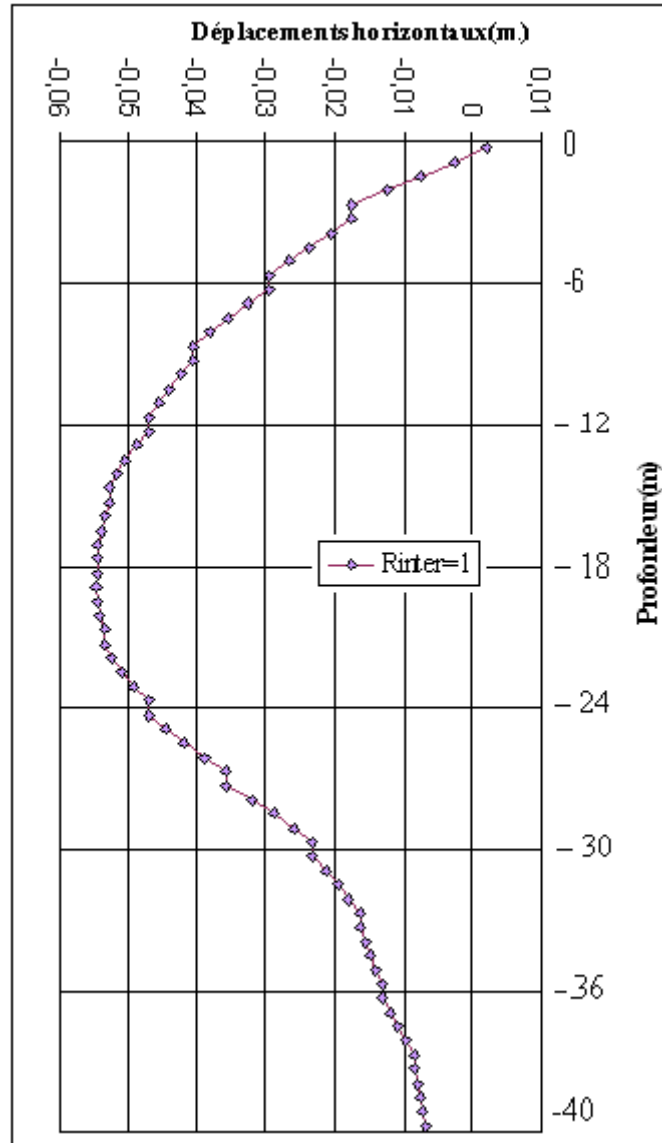


Figure 4 .16 : Les déplacements horizontaux on fonction d'une interface Rinter=1.

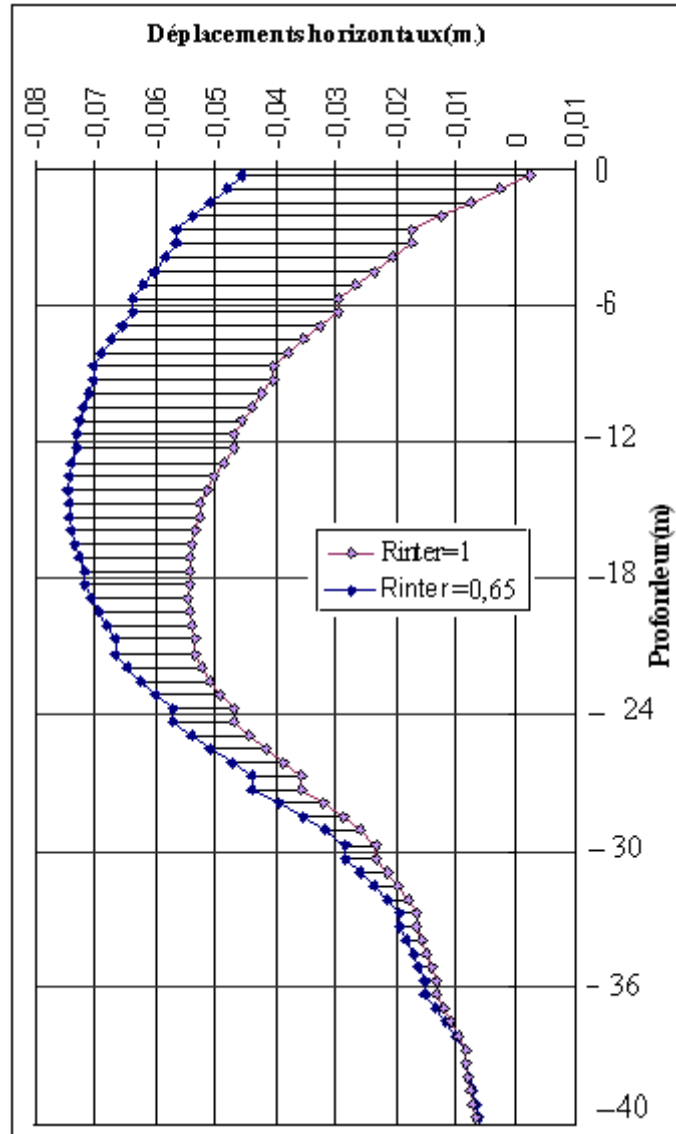


Figure 4.17 : Comparaison des déplacements horizontaux on fonction des interfaces  $R_{inter}=0,65$ (réf) et  $R_{inter}=1$ .

b) Moments fléchissant

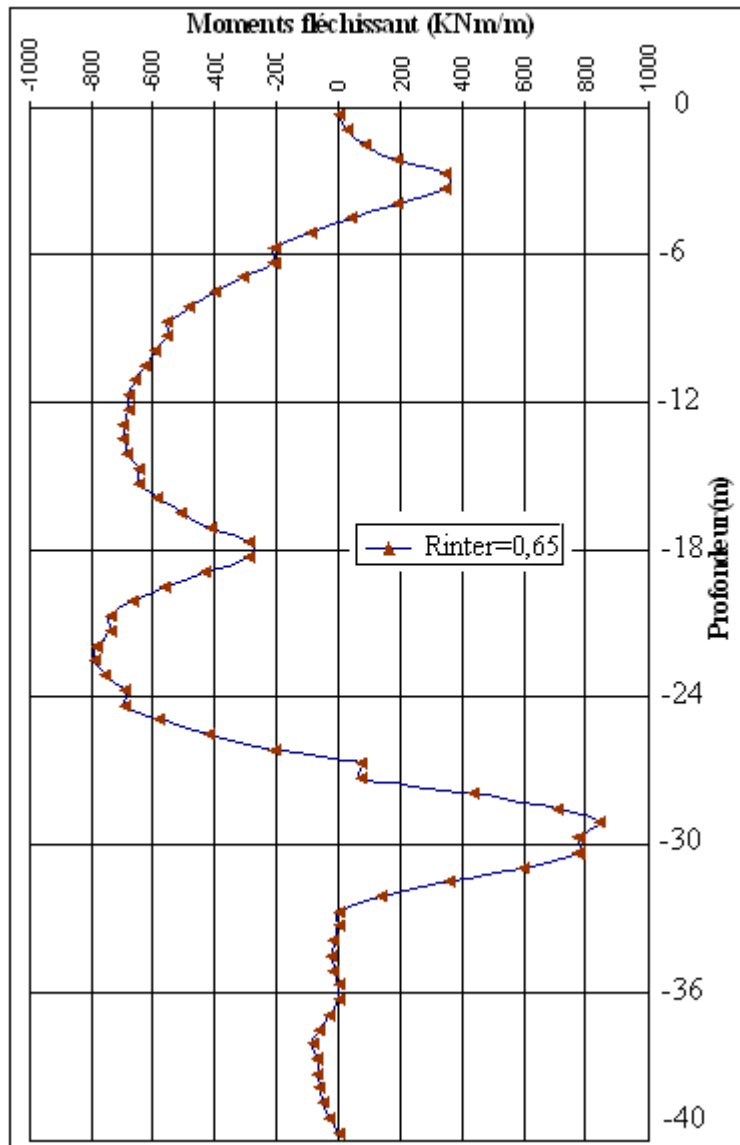


Figure 4 .18 : Moments fléchissant on fonction d'une interface Rinter =0,65(réf).

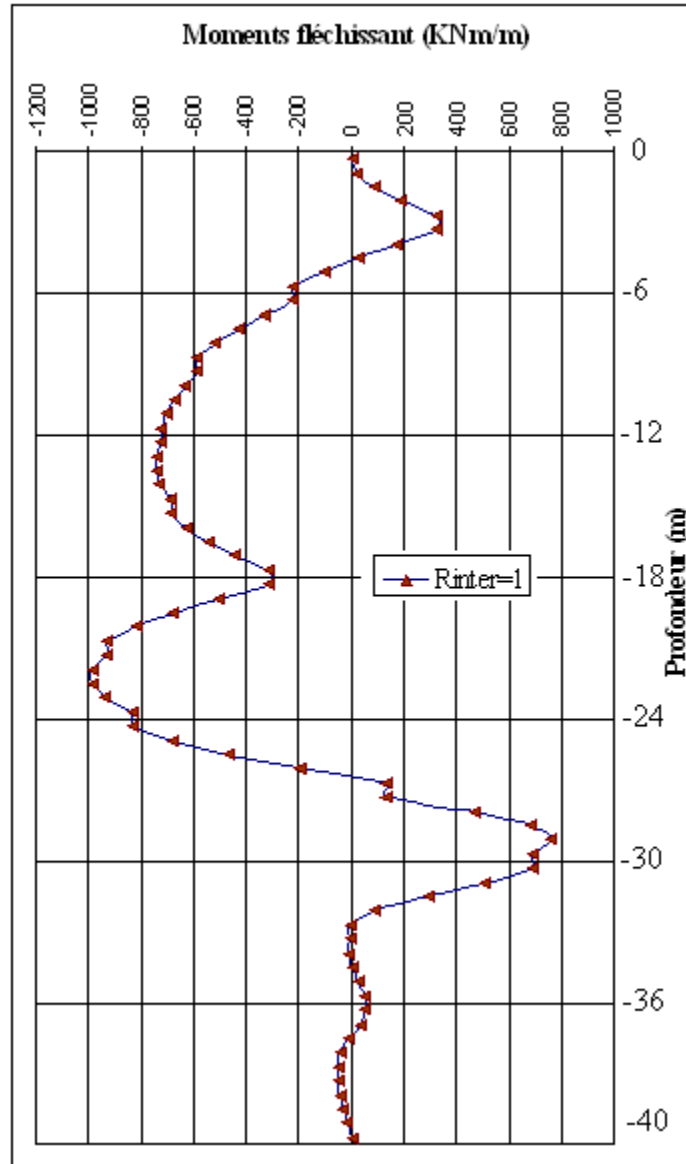
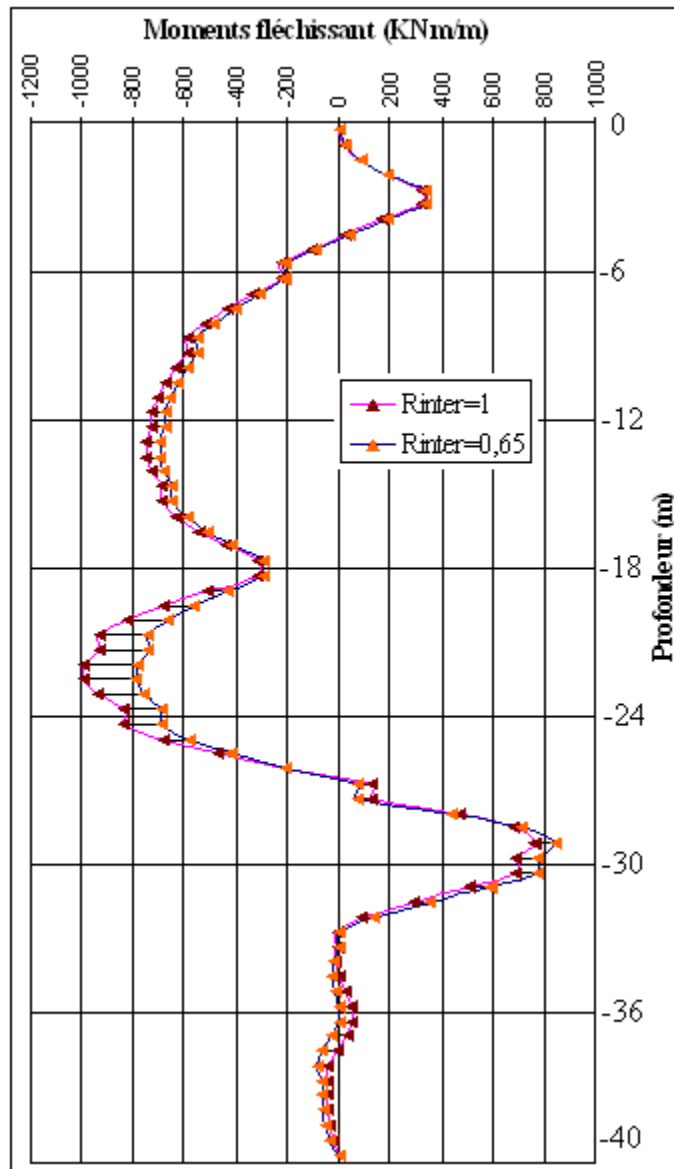


Figure 4 .19 : Moments fléchissant on fonction d'une interface R inter=1.



**Figure 4 .20 : Comparaison des moments fléchissant on fonction des interfaces Rinter=0,65(réf) et Rinter=1.**

#### d) Conclusions

Une augmentation du coefficient de rigidité de l'interface du Rinter=0,65 au Rinter=1 conduit à :

- Une diminution des déplacements horizontaux de la paroi moulée de l'ordre de 80%;
- Une diminution des moments fléchissant de la paroi moulée de l'ordre de 20%.

## 4.4 Effet de la pression hydrostatique

### 4.4.1 Modèle numérique

Après l'injection de la paroi moulée, l'emplacement des ancrages et excavation de l'amont un enlèvement des voiles étanche et libération de l'eau doit être appliqué, une pression hydrostatique va s'exercer sur la paroi moulée. La **figure 4.21** montre une présentation du modèle numérique avec l'application d'une pression hydrostatique.

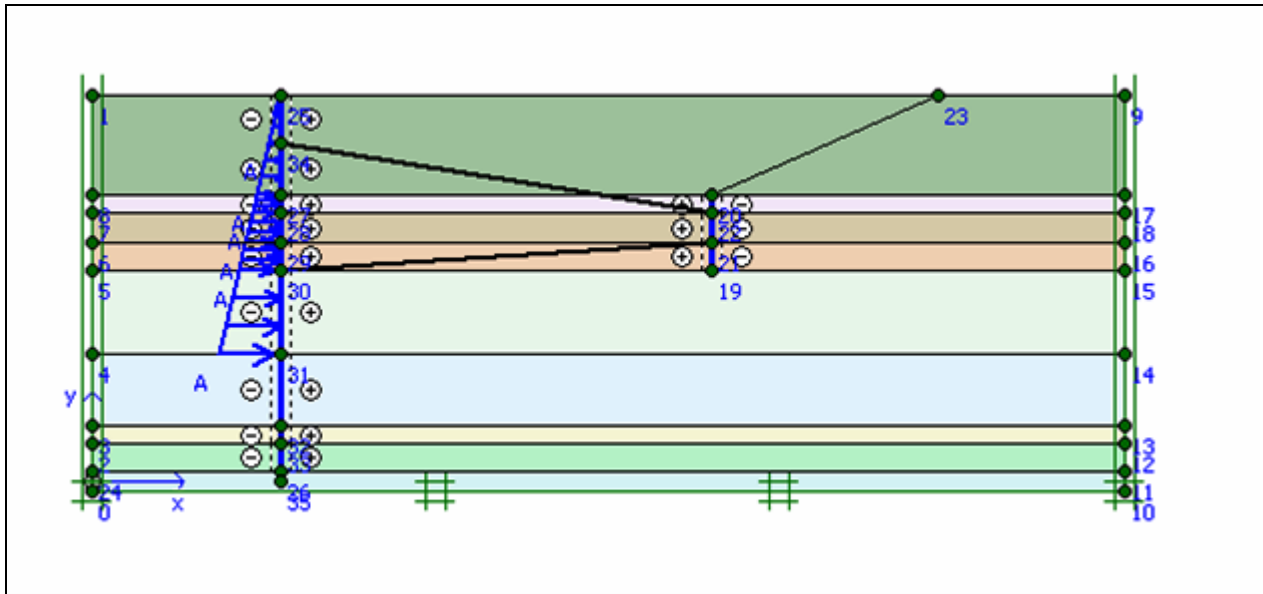


Figure 4.21 : Modèle Numérique avec une pression hydrostatique.

### 4.4.2 Calculs numériques

Selon les mêmes étapes de calcul du précédent modèle (de référence) avec quelque modification concernant la pression hydrostatique qu'on va les cités ; la fenêtre d'identification et de commande d'exécution des phases de calcul du nouveau modèle numérique est illustrée dans la **figure 4.22** :

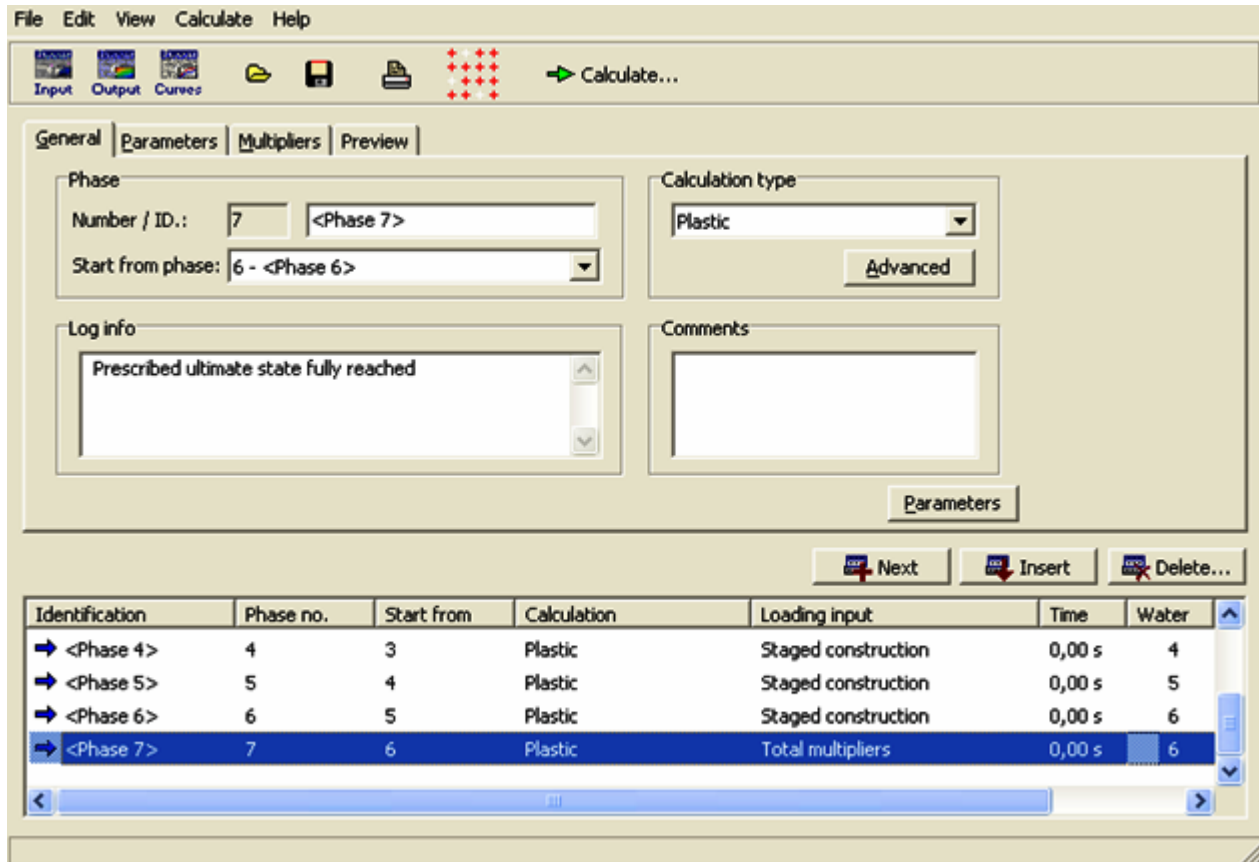


Figure 4.22 : Fenêtre de calcul des phases du nouveau modèle : identification et exécution.

- Paramètres de control du calcul

Un exemple d'onglet utilisé pour définir les paramètres de control de la dernière phase de calcul du nouveau modèle (phase d'application de la pression hydrostatique) est illustré dans la figure 4. 23 :

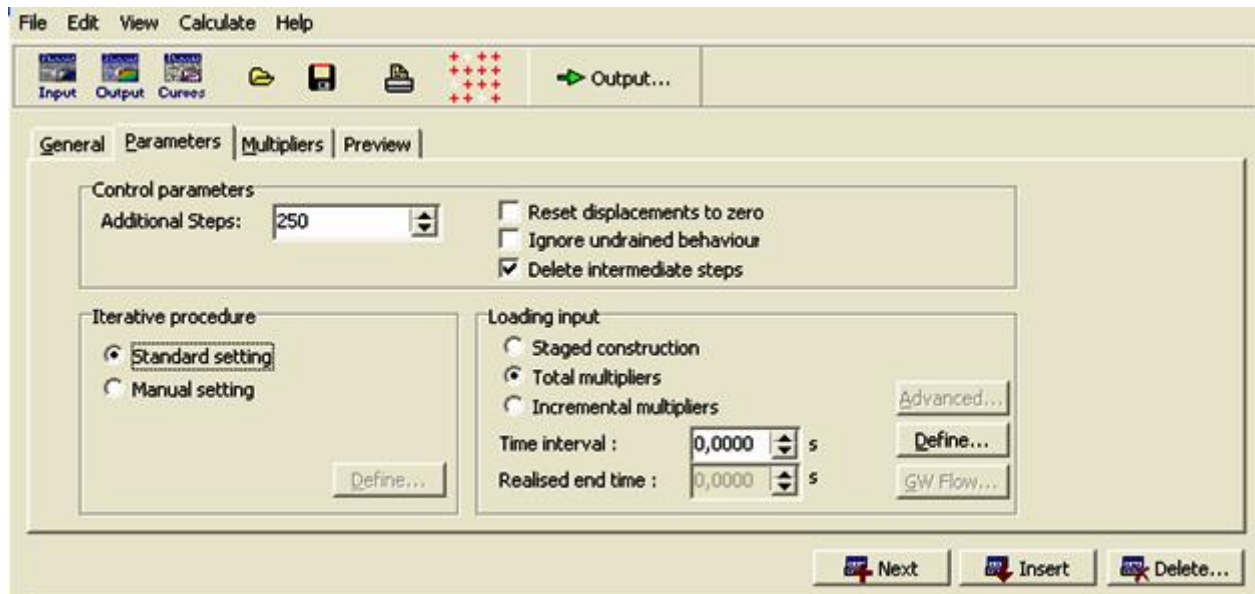


Figure 4.23 : Onglet *Paramètres* de la fenêtre de calcul.

Comme on a mentionné dans le troisième chapitre on a deux types de multiplicateurs: le multiplicateur par incrément '*Incremental multipliers*' et les multiplicateurs totaux '*Total multipliers*'. Les multiplicateurs incrémentaux représentent l'incrément de chargement pour une étape particulière du calcul.

Tandis que, les multiplicateurs totaux représentent le niveau total d'une étape de chargement. C'est à dire si l'option *Total multipliers* est sélectionnée dans la boîte *Loading input*, alors l'utilisateur peut spécifier les multiplicateurs qui sont appliqués à la configuration courante des charges extérieures. Le chargement réel appliqué à la fin de la phase de calcul est le produit de la valeur d'entrée du chargement et du multiplicateur de chargement correspondant, à condition qu'un mécanisme de rupture ou qu'un déchargement n'apparaisse pas plus tôt.

- **Les multiplicateurs du calcul**

Dans le présent modèle numérique :

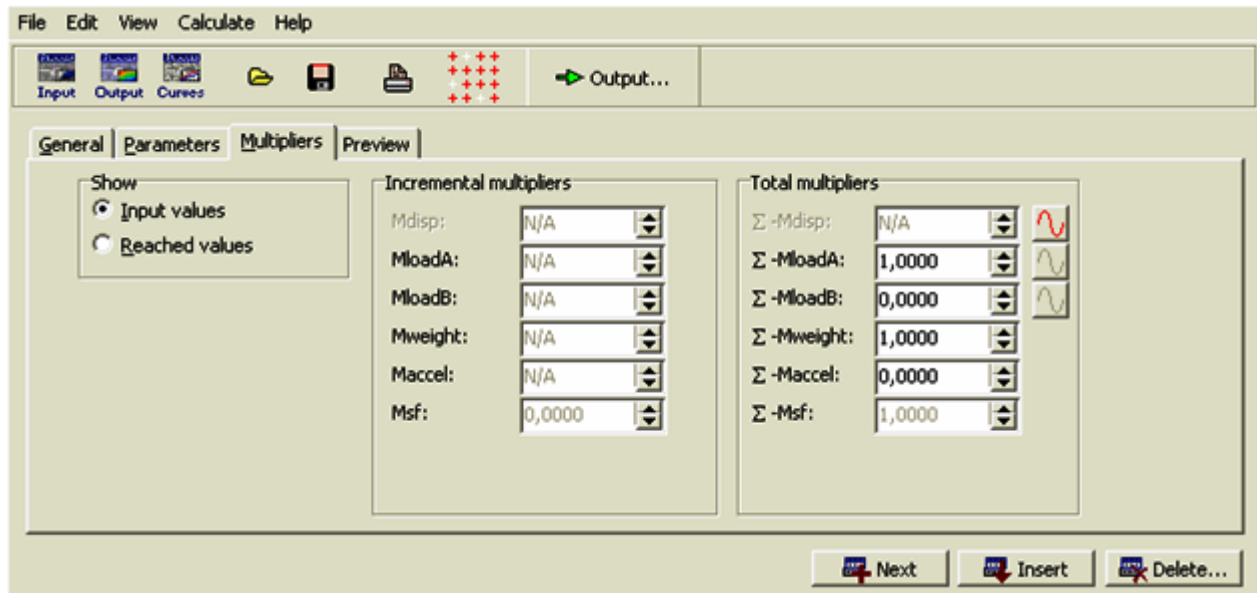
- Le chargement gravité dû au poids du sol de rétention est appliqué au système, le  $\Sigma Mweight$  contrôle la proportion de la gravité standard et donc la portion du poids du sol comme spécifié initialement dans le PLAXIS-Input programme. Dans ce cas  $\Sigma Mweight$  est égale à 1.0, donc, tout le poids du sol est appliqué lors du calcul.

- Le chargement réel (par l'eau) appliqué par une charge extérieur (charge répartie) est appliqué aussi, ou le produit de la valeur d'entrée du chargement et du multiplicateur de chargement  $\Sigma MloadA$  qui égale à 1.0 correspond a la valeur de cette dernière.

***Multiplicateurs de chargement*** : Il est possible d'augmenter (ou diminuer) globalement une combinaison existante de charges par le biais des multiplicateurs de chargement *MloadA* (ou



$\sum MloadA$ ) pour le système de chargement A et  $MloadB$  (ou  $\sum MloadB$ ) pour le système de chargement B s'il existe. Un onglet typique de multiplicateur est illustré dans la **figure 4.24** :



**Figure 4.24** : Onglet *Multipliers* de la fenêtre de calcul.

Le calcul est réussi, indiqué dans la liste des phases par un marquage vert. Un exemple de liste de calcul mise à jour est montré dans la **figure 4.25** :

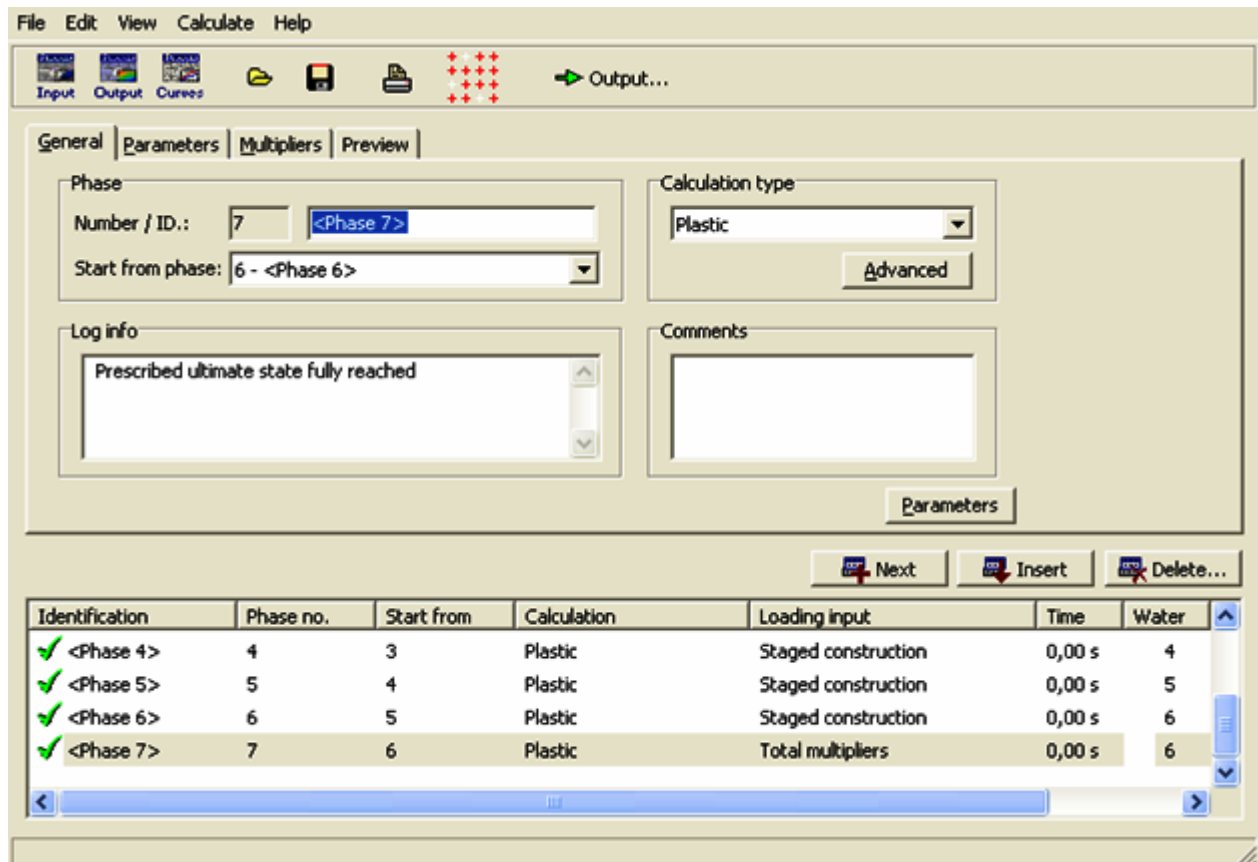


Figure 4.25: Fenêtre de calcul réussie.

### 4.4.3 Résultats numériques

#### 4.4.3.1 Les principaux résultats

##### 4.4.3.1.1 Déformation de maillage

Une maille déformée typique du présent modèle numérique est présentée dans la figure 4.26 ; on note un déplacement total maximum de  $U_T = 137,36 \cdot 10^{-3}$  m.

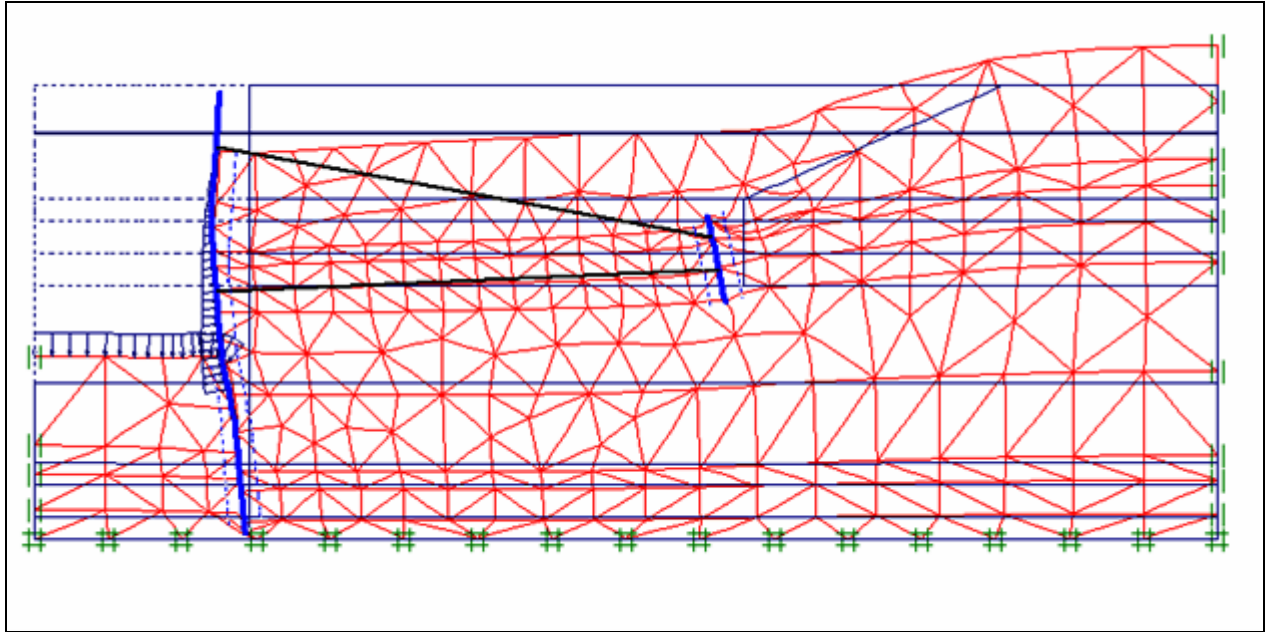


Figure 4.26 : Maille déformée du nouveau modèle.

#### 4.4.3.1.2 Déformation des éléments structuraux

- a) Déplacement du sol
  - Déplacements totaux

Les déplacements totaux de la masse du sol sont montrés dans la **figure 4.27**, en ombré à 15 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de  $-10,000.10^{-3}$  m au  $140,000.10^{-3}$  m.

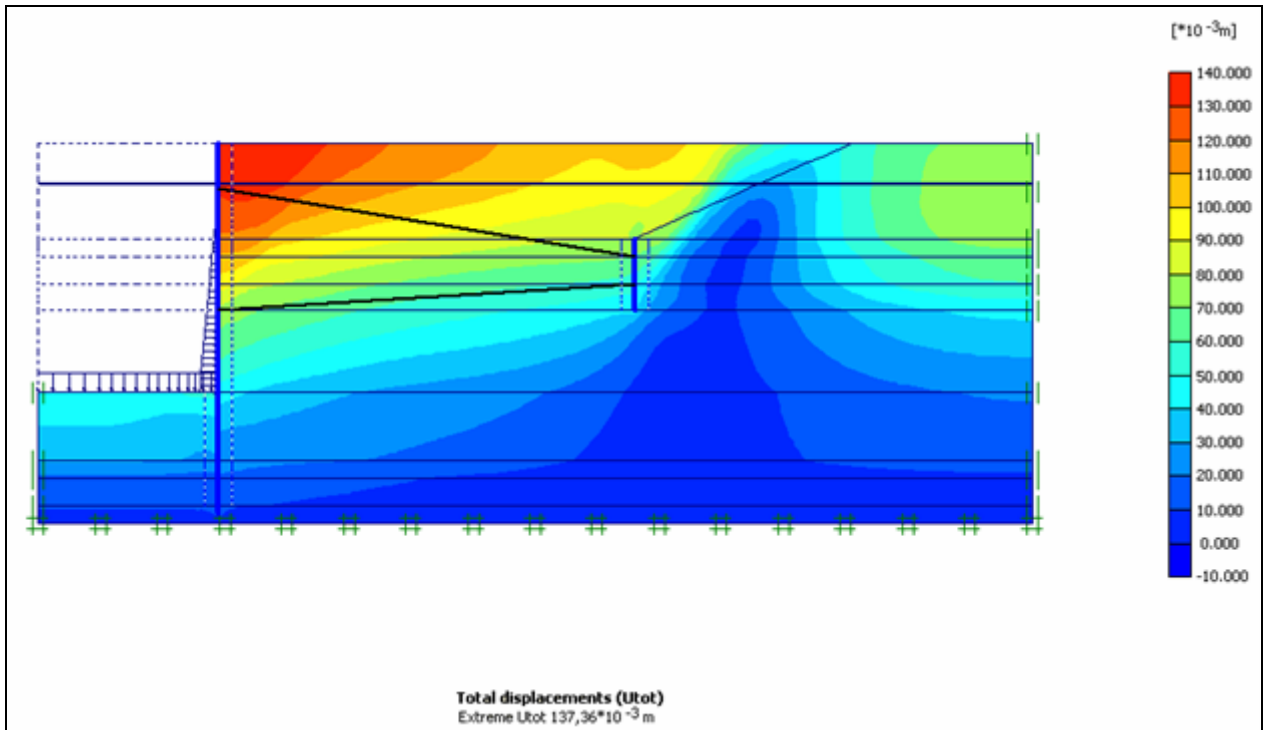


Figure 4.27 : Déplacement totaux du sol.

- **Déplacements horizontaux**

Les déplacements horizontaux de la maille, sont présentés en ombré à 11 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de  $-4,000 \cdot 10^{-3}$  m au  $76,000 \cdot 10^{-3}$  m dans la **figure 4.28** ; où le déplacement horizontal maximum est de  $U_x = -74,19 \cdot 10^{-3}$  m.

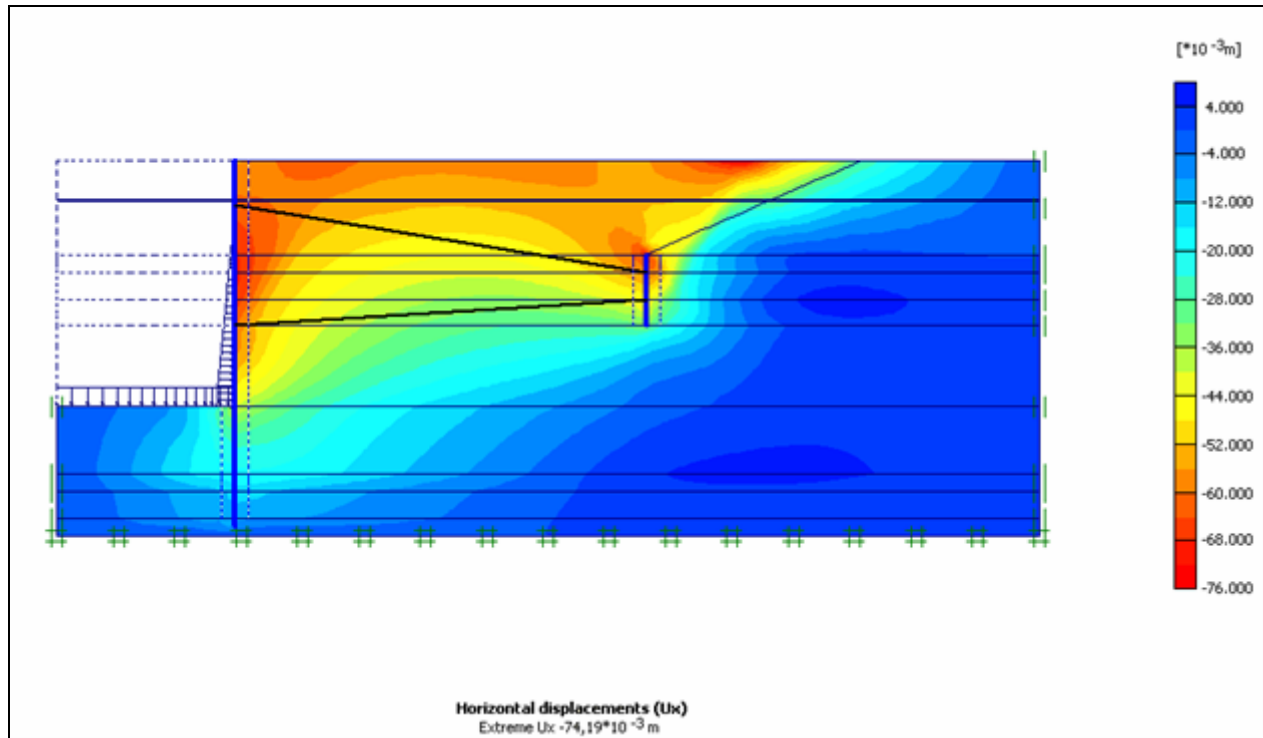


Figure 4.28 : Déplacements horizontaux du sol.

#### b) Déplacements du mur de soutènement

Les prédictions numériques des vecteurs de déplacement et du moment fléchissant maximum du mur de soutènement de la dernière phase sont montrées dans la **figure 4.29** :

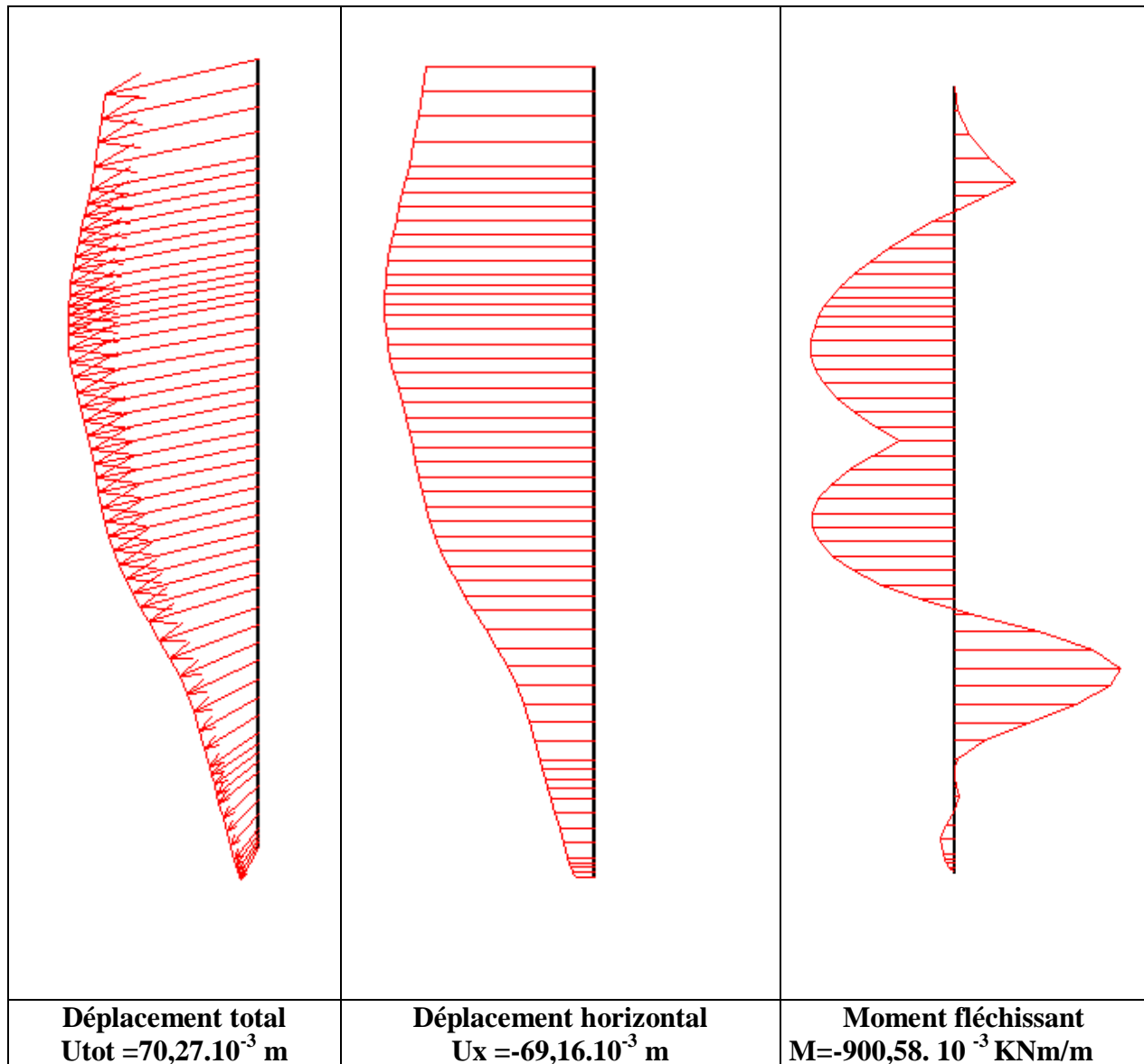


Figure 4. 29 : Déplacements et moment fléchissant calculé du mur.

### 4.4.3.2 Comparaison des résultats

#### a) les déplacements horizontaux

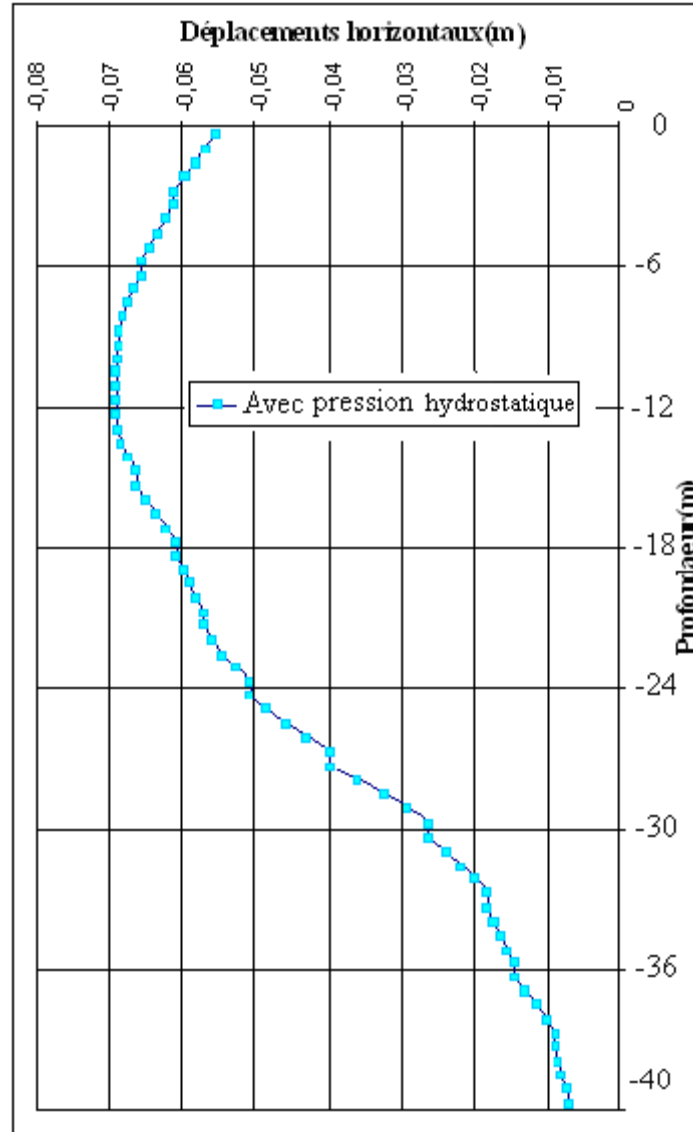


Figure 4. 30 : Les déplacements horizontaux on fonction d'une pression hydrostatique.

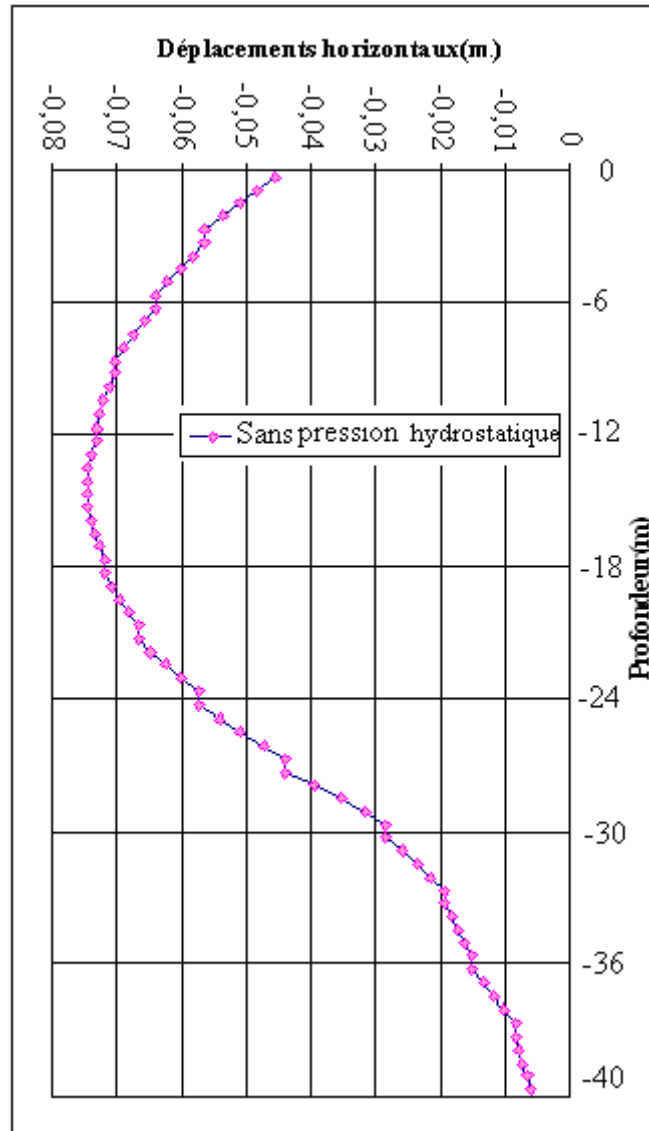


Figure 4.31 : Les déplacements horizontaux obtenus sans pression hydrostatique.



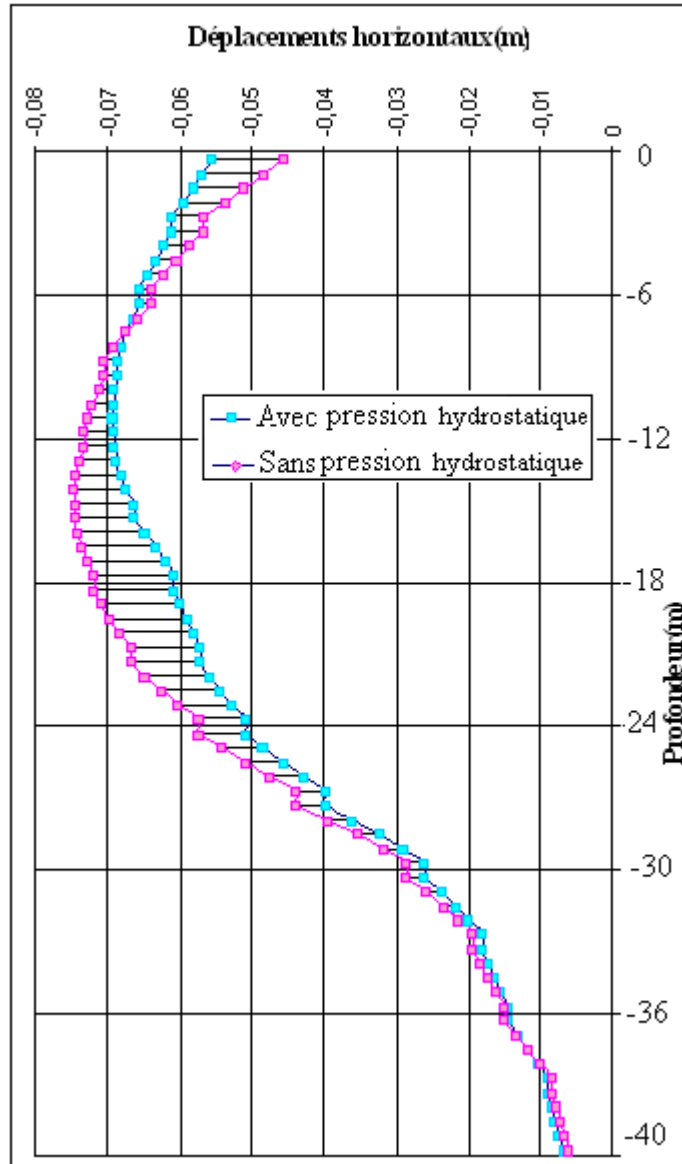


Figure 4.32 : Comparaison des déplacements horizontaux (avec pression hydrostatique et sans pression hydrostatique).

b) Moments fléchissant

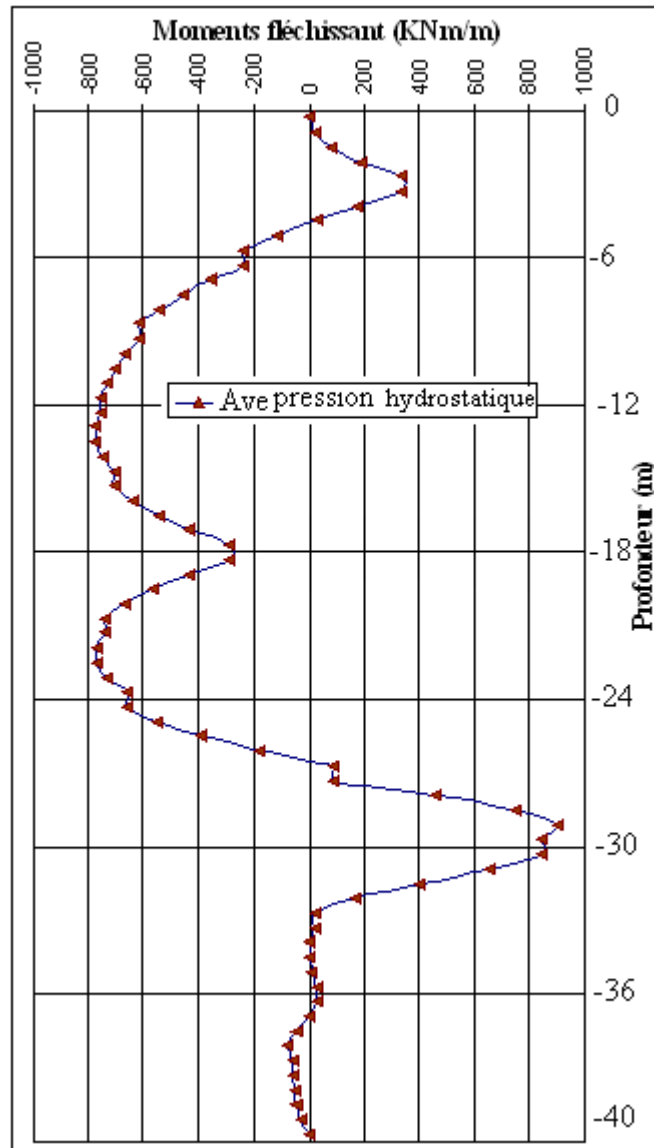


Figure 4.33 : Moments fléchissant obtenus avec pression hydrostatique.

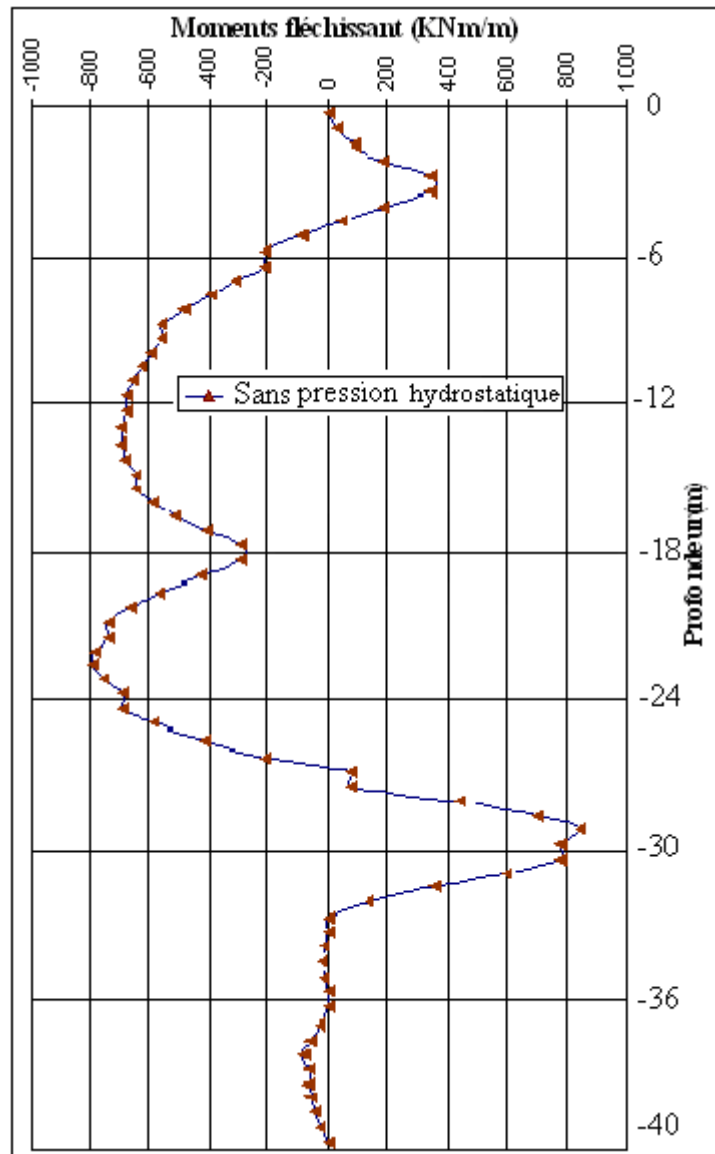
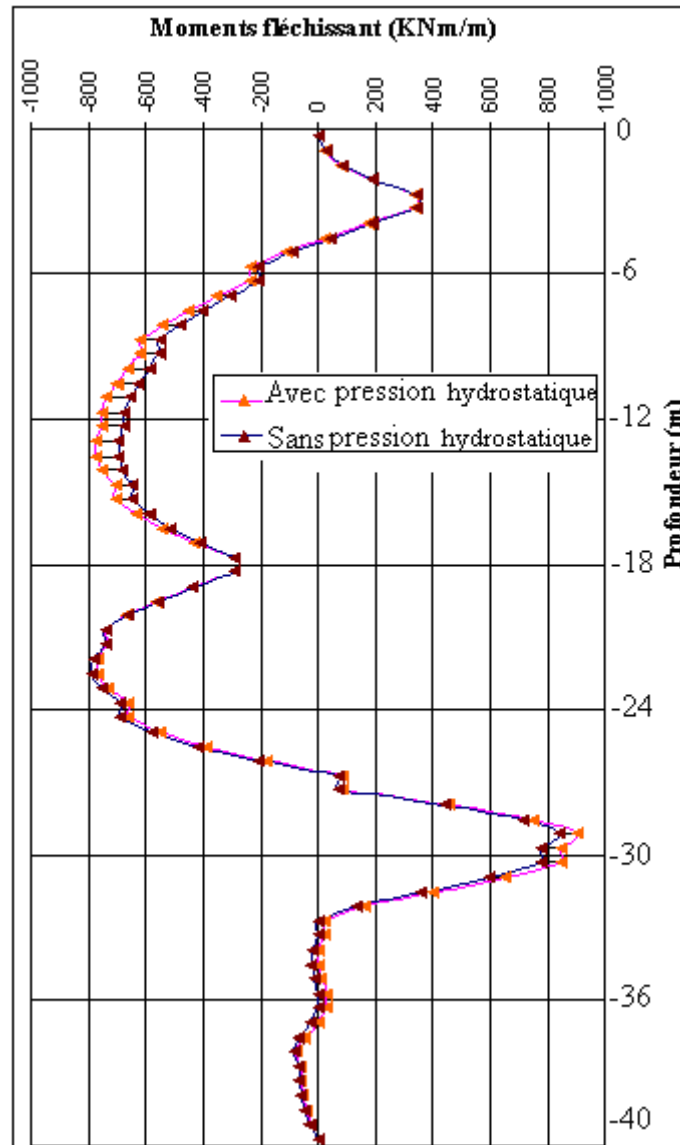


Figure 4.34 : Moments fléchissant obtenus sans pression hydrostatique.



**Figure 4.35 : Comparaison des moments fléchissant des deux cas avec pression hydrostatique et sans pression hydrostatique (réf).**

#### d) Conclusions

L'application d'une pression hydrostatique donne :

- Une augmentation des déplacements horizontaux au niveau de la tête de l'ordre de 16 % par contre au niveau du centre on remarque une diminution de l'ordre de 14 % ;
- Une variation des moments fléchissant de l'ordre de 17%.

## 4.5 Effet du système d'ancrage

Dans le modèle de référence (cas réel) le système d'ancrage est représenté par deux nappes de tirants passifs, pour voir leur influence vis à vis la stabilité de l'ouvrage, on va créer un modèle sans système d'ancrage.

Dans ce qui suit pour les calculs de l'étude paramétrique on va se baser sûr le système d'ancrage comme un seul paramètre.

### 4.5.1 Modèle numérique

Sur la base du précédent modèle (de référence), avec les mêmes conditions (données géométrique, conditions hydraulique, type de calcule ...etc.) sauf la présence du système d'ancrage qu'on va les désactiver dans la fenêtre de PLAXIS - Calculation.

### 4.5.2 Calcule numérique

L'arrangement général du programme PLAXIS - Calculation est exécuté, le calcule est terminé un exemple de liste de calcul mise à jour est montré dans la **figure 4.36** ou l'un des trois critères est vérifié.

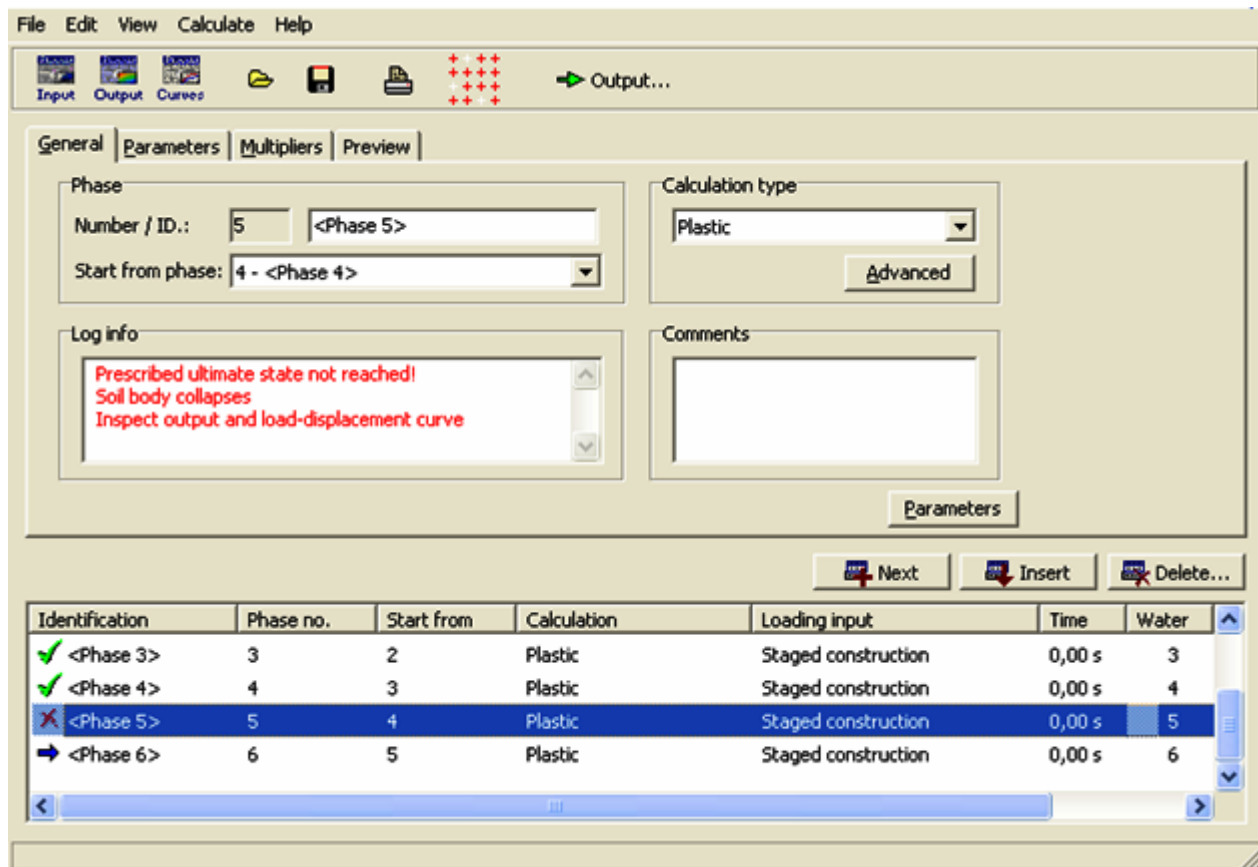


Figure 4.36: Fenêtre de calcul des phases.

### 4.5.3 Résultats numériques

#### 4.5.3.1 Les principaux résultats

Les résultats atteignent est de la cinquième phase comme il est claire dans la figure précédente [Figure 4.36] a cause d'avoir une rupture.

##### 4.5.3.1.1 Déformation de maillage

Une maille déformée typique du présent modèle numérique est présentée dans la figure 4.37 ; on note un déplacement total maximum de  $U_T = 2,42$  m.

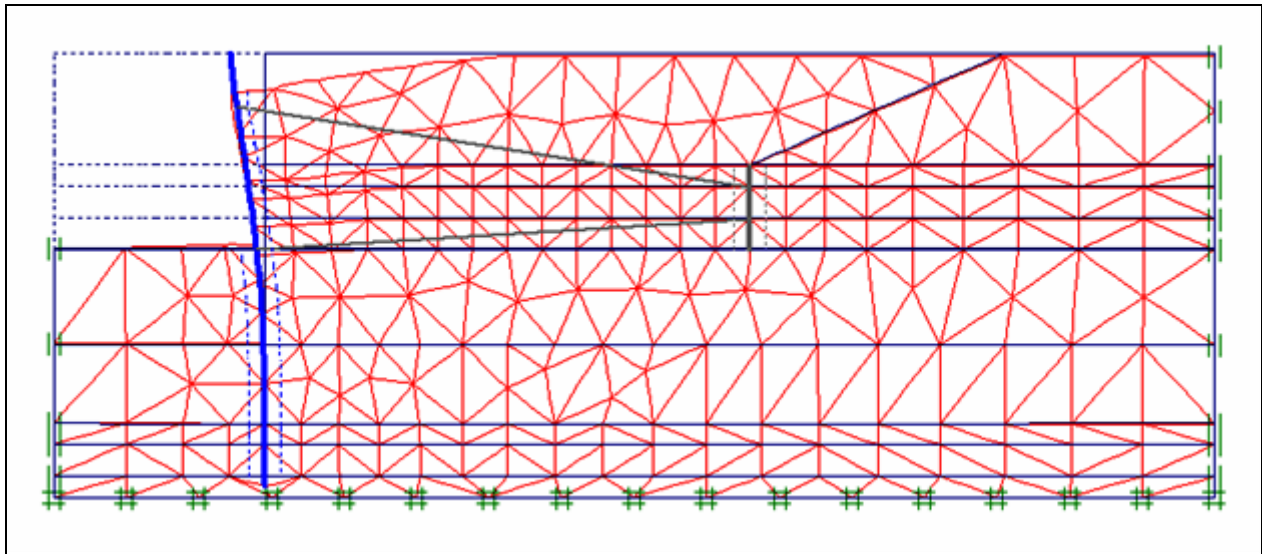


Figure 4.37 : Maillage déformée d'éléments finis typique.

##### 4.5.3.1.2 Déformation des éléments structuraux

- a) Déplacement du sol
  - Déplacements totaux

Les déplacements totaux de la masse du sol sont montrés dans la figure 4.38, en ombré à 14 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de  $-0,200$  m au  $2,600$  m.

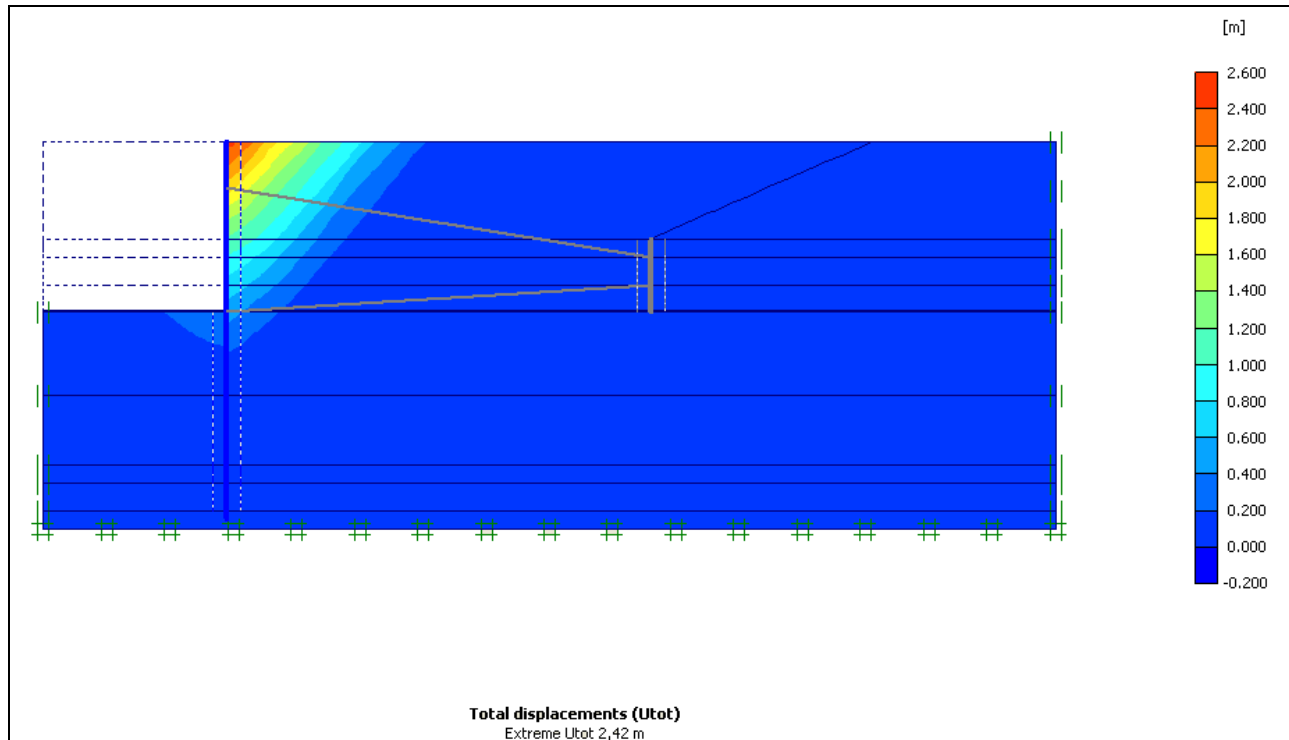


Figure 4.38 : Déplacement totaux du sol.

- **Déplacements horizontaux**

Les déplacements horizontaux de la maille, sont présentés en ombré à 9 intervalles, couvrant des marges de déplacements allant de  $-1,600$  m au  $0,000$  m dans **la figure 4.39** ; où le déplacement horizontal maximum est de  $U_x = -1,58$  m.

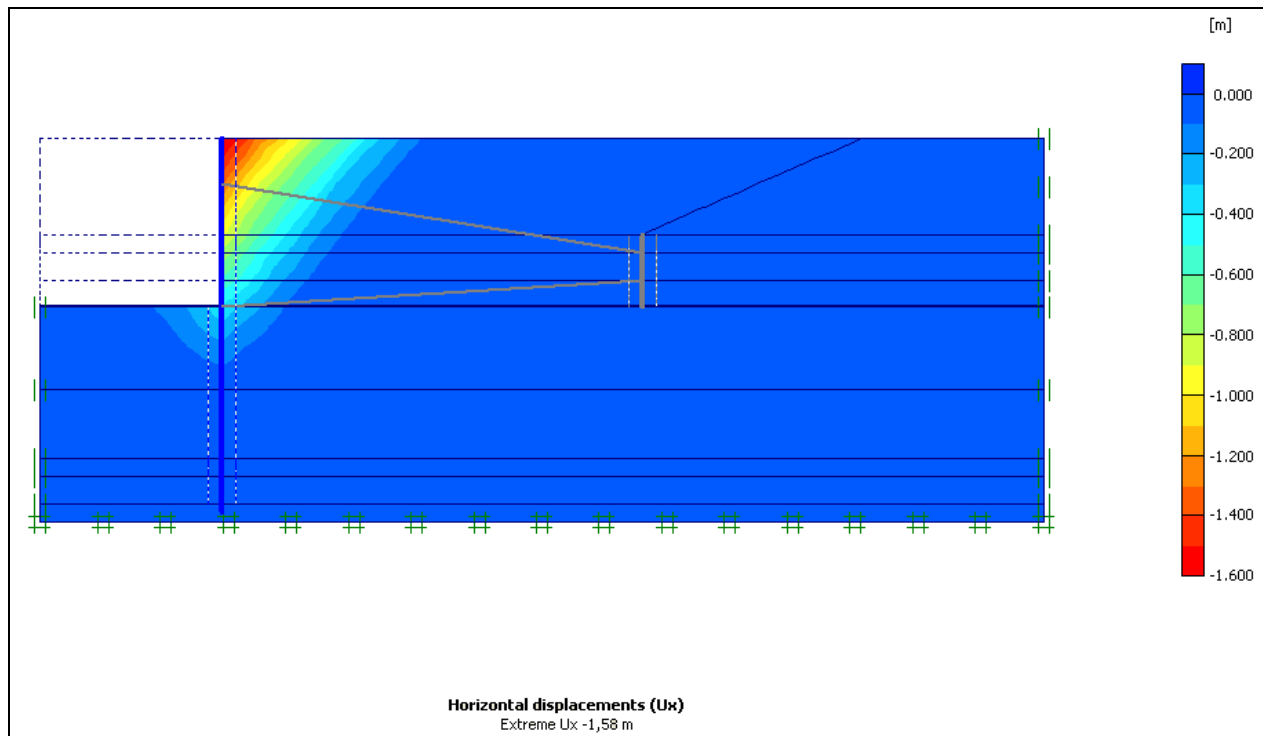


Figure 4.39 : Déplacements horizontaux du sol.

b) Déplacements du mur de soutènement

Les prédictions numériques des vecteurs de déplacement et du moment fléchissant maximum du mur de soutènement de la 5<sup>ème</sup> phase sont montrées dans la **figure 4.40** :



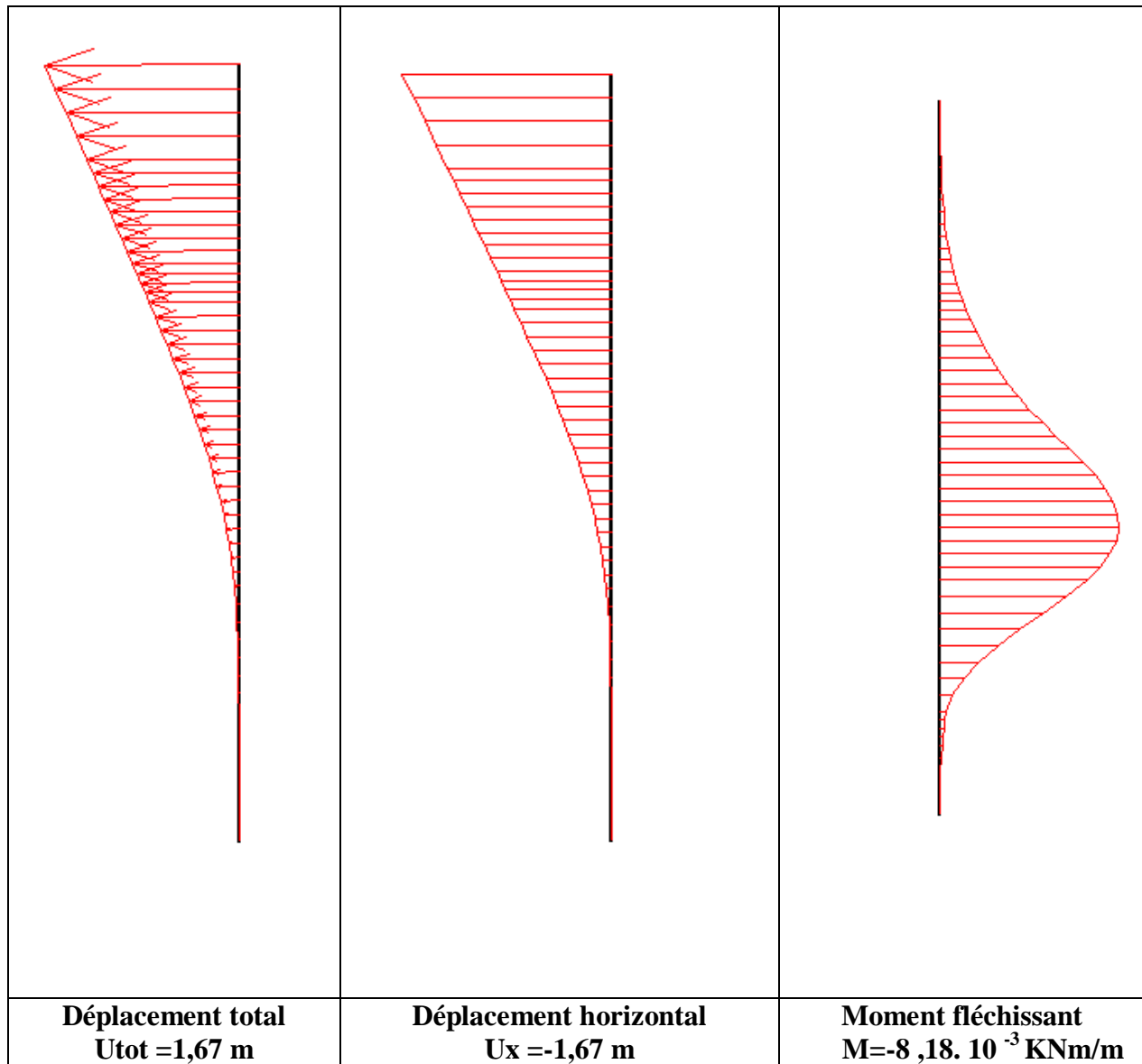


Figure 4.40 : Déplacements et moment fléchissant calculé du mur sans ancrages.

## 4.5.3.2 Comparaison des résultats

## a) Les déplacements horizontaux

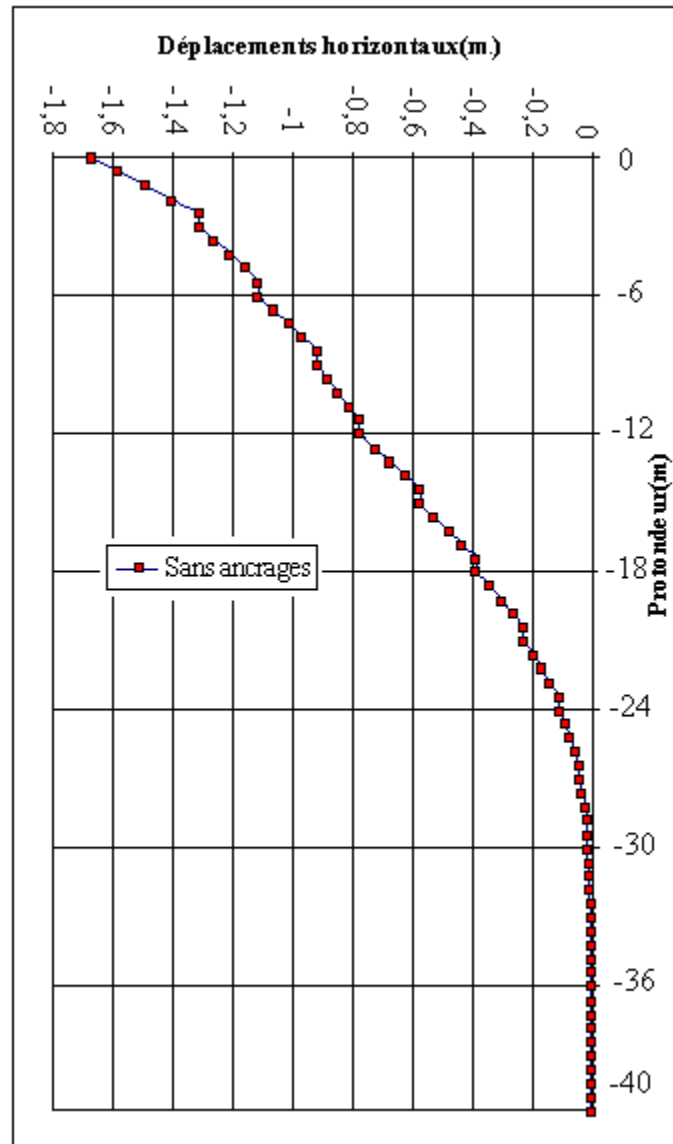


Figure 4.41 : Les déplacements horizontaux obtenus sans ancrages.

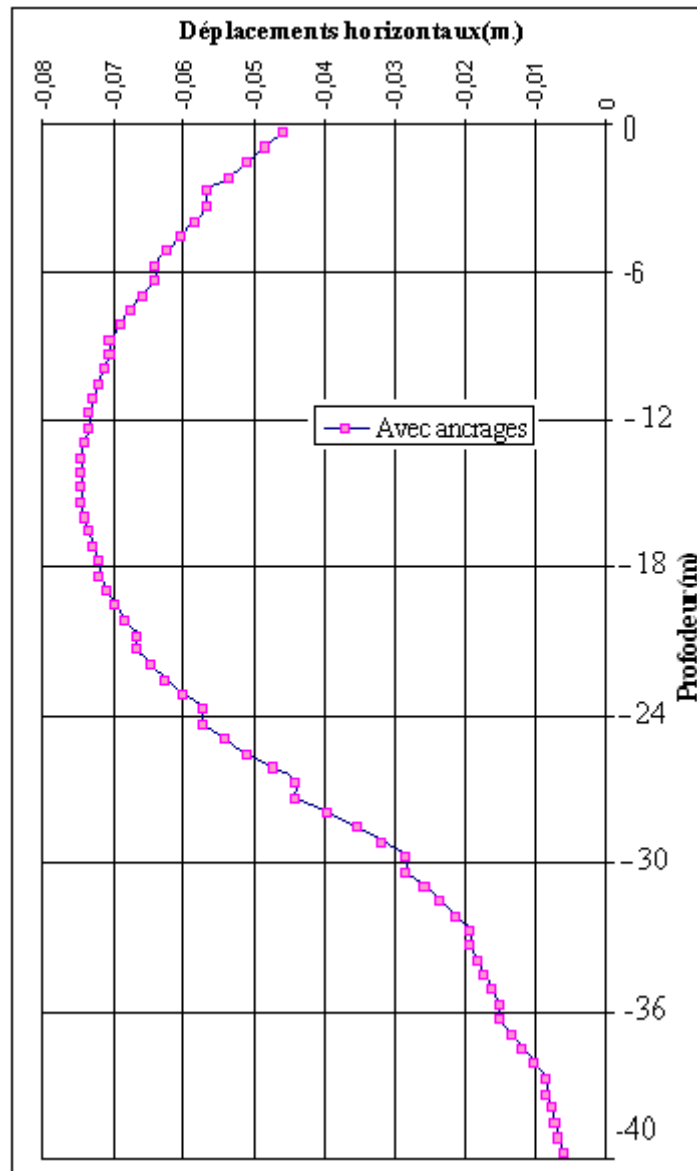


Figure 4.42 : Les déplacements horizontaux obtenus avec ancrages (réf).

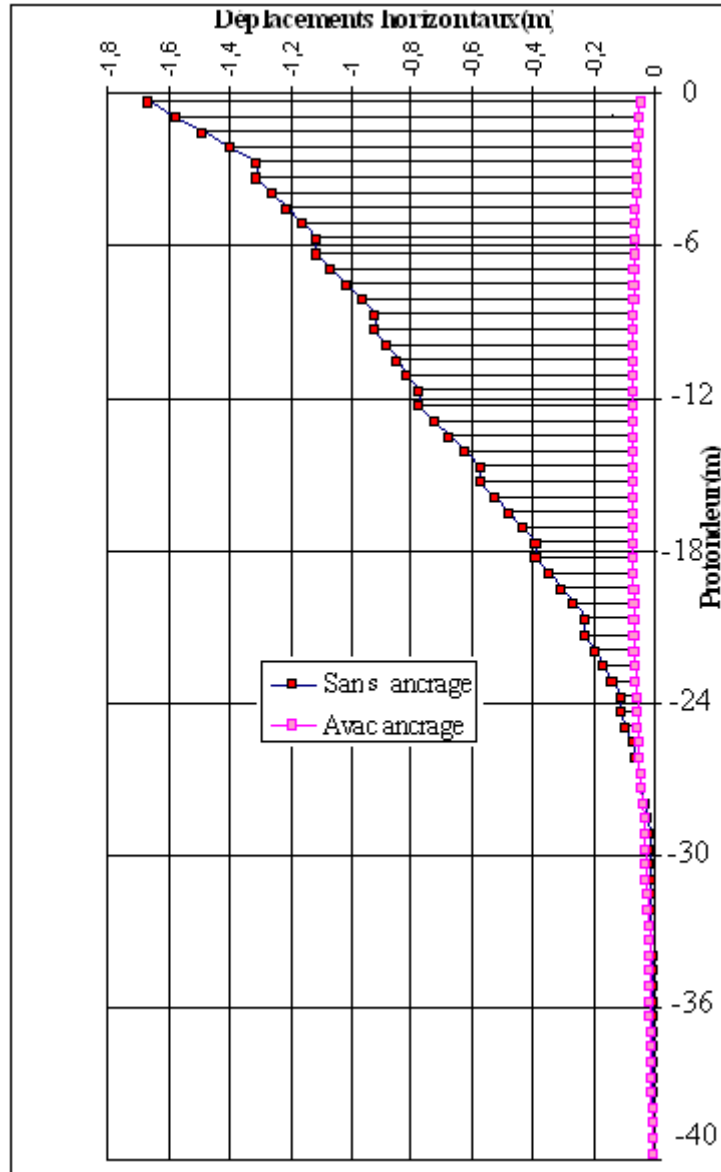
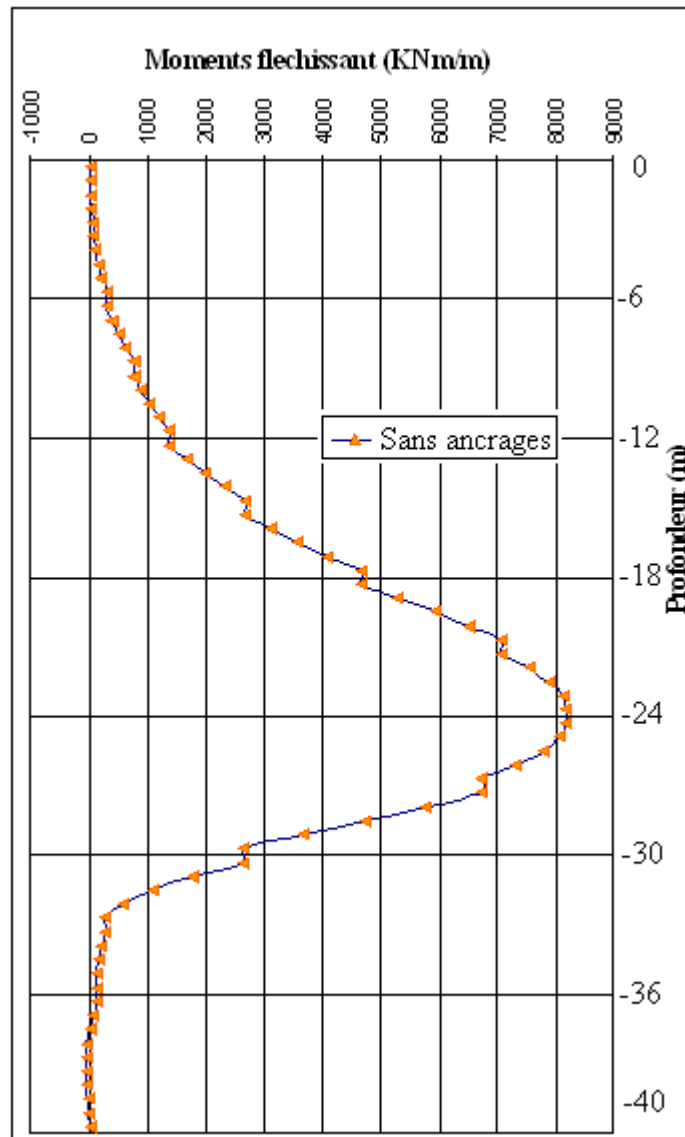


Figure 4.43 : Comparaison des déplacements horizontaux obtenus avec ancrages (réf) et sans ancrages.

**b) Moments fléchissant**



**Figure 4.44 : Moments fléchissant obtenus sans ancrages.**

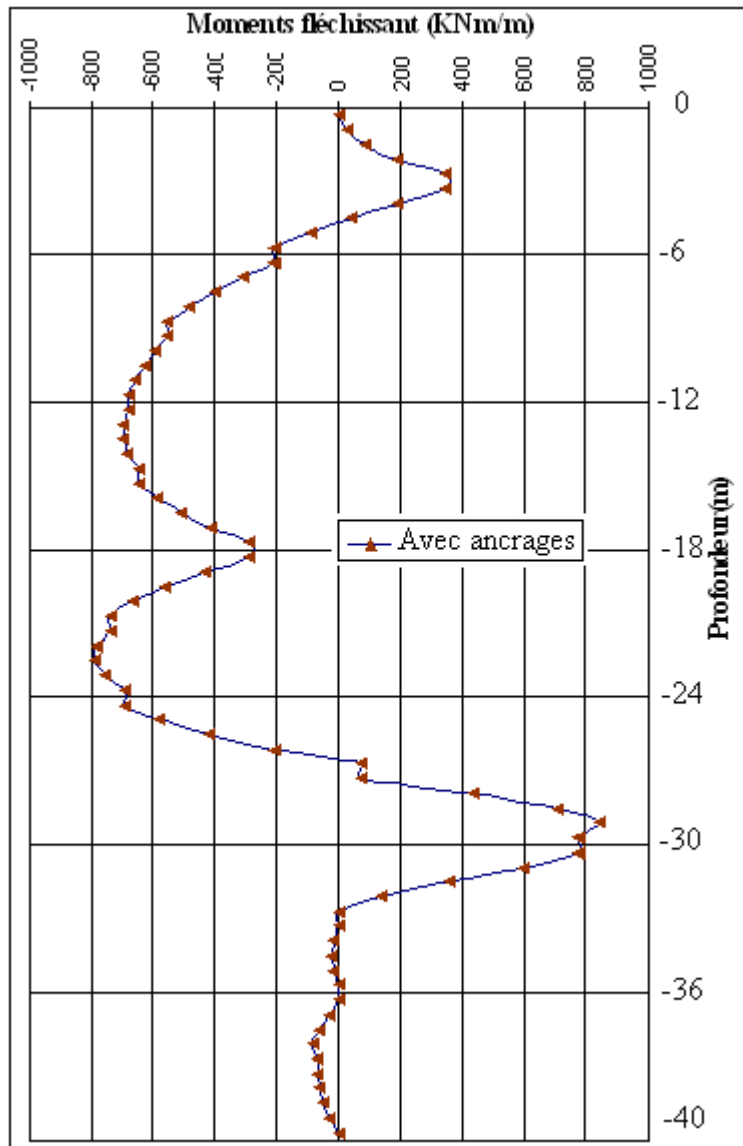


Figure 4.45 : Moments fléchissant obtenus avec ancrages (réf).

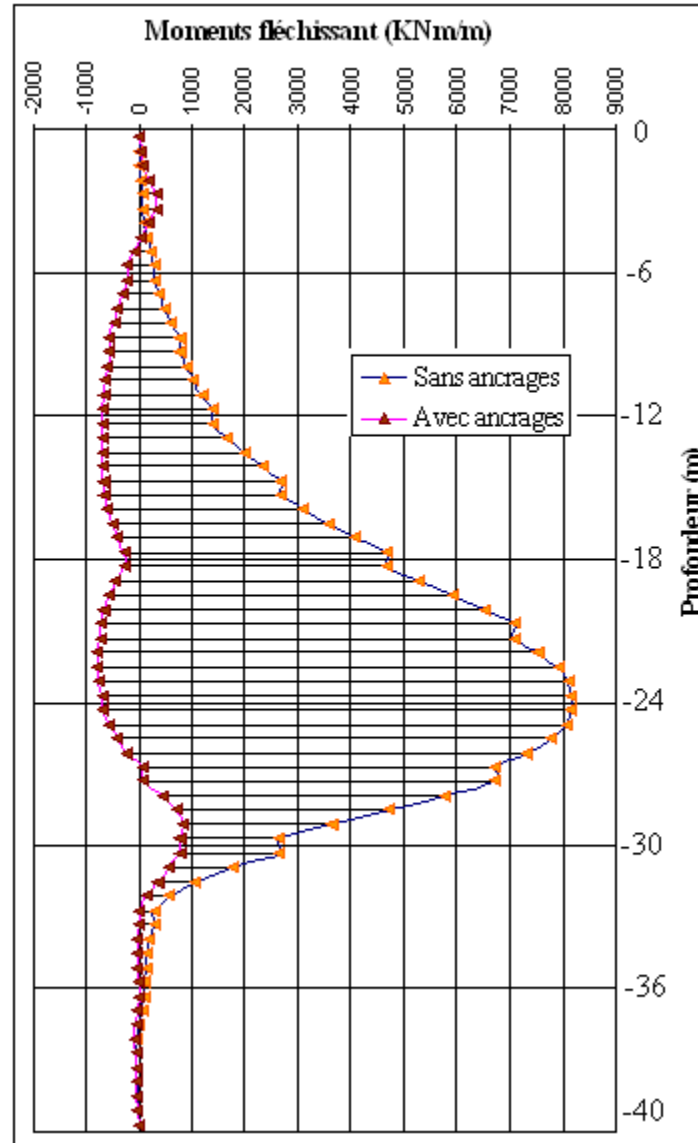


Figure 4.46 : Comparaison des moments fléchissant obtenus avec ancrages et sans ancrages.

#### d) Conclusions

On peut remarquer d'après les résultats obtenus que la structure (paroi moulée) sans système d'ancrage à subir :

- Une différence des déplacements horizontaux de l'ordre de 99,41% ;
- Des moments fléchissant de l'ordre de 88,75%.

## 4.6 Conclusion

Les résultats affectés par les modifications de ces paramètres sont les déplacements et les moments de la paroi moulée.

### a) Effet des paramètres de calculs

- Pour le maillage que l'on a fait varier entre 6 nœuds et 15 nœuds, on remarque une augmentation des déplacements horizontaux et des moments fléchissant ; qui prouvent que l'utilisation du maillage à 15 nœuds donne plus de précision dans les résultats obtenus.
- Pour la Précision des calculs que l'on a fait varier entre 1% et 3%, on remarque que l'effet de ce paramètre sur les résultats est faible.

### b) Effet des paramètres géotechniques

- Effet des interfaces : L'influence de ce paramètre ( $R_{inter}$ ) que l'on a fait varier entre 1 et 0,65 est d'autant très et plus importante que ses valeurs qui sont plus faibles. Comme on a remarqué précédemment, on a eu une diminution des déplacements horizontaux et des moments fléchissant dans le cas où  $R_{inter}=1$  ; mais on peut mentionner que les résultats qu'on a eu lorsque  $R_{inter}=0,65$  est plus proche aux résultats réels.

### c) Effet de la pression hydrostatique

- Effet de la pression hydrostatique : L'influence de ce paramètre donne une diminution des déplacements horizontaux au niveau du centre de la paroi moulée, par contre au niveau de la tête une augmentation des déplacements horizontaux est remarquée ; avec une variation des moments fléchissant.

### d) Effet du système d'ancrage

- La comparaison des résultats qu'on a eu par l'absence du système d'ancrage et leur présence, ont donné une différence remarquable et très importante des déplacements horizontaux et moments fléchissant ; on peut dire alors que ce paramètre (système d'ancrage) a une importance et très grande influence vis-à-vis la stabilité de la paroi moulée c'est-à-dire la stabilité de l'ouvrage en générale.



---

## Conclusion et recommandations

---

On a établi un calcul de référence pour un projet donné : ce calcul de référence n'est pas la solution au problème, mais une approximation raisonnable de la réalité.

On a fait varier individuellement plusieurs paramètres de calcul et plusieurs paramètres géotechniques. Ainsi, on a étudié leur influence, pour des fourchettes de variation raisonnables. Des calculs avec d'autres logiciels aux éléments finis doivent donner des résultats similaires, mais pas rigoureusement identiques.

L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres géotechniques, mais également des paramètres de modélisation (définis en général par défaut).

Quelques remarques sont à soulignées :

– Cette étude ne prétend pas être exhaustive : on aurait pu faire varier d'autres paramètres (autre modèle de comportement, autres interfaces, les dimensions et inclinaison des ancrages ....) ou étudier l'influence des variations des paramètres sur d'autres types de résultats.

– L'influence combinée de plusieurs paramètres, qui n'a pas été étudiée ici, peut bien sûr être encore plus importante.

– L'étude présentée s'est limitée à une étude à deux dimensions.

Les résultats obtenus peuvent servir à compléter les observations faites sur d'autres constructions comparables.

---

# Annexe

---

**PLAXIS** Version 8 Professionnelle pour Windows  
FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES  
<http://www.plaxis.nl>

## CARACTERISTIQUES

*PLAXIS V8 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales est nécessaire pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :*

### SAISIE DES DONNEES :



**Définition graphique de la géométrie :** La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



**Génération automatique du maillage :** PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour

raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

**Eléments de degré élevé :** Des éléments triangulaires quadratiques à 6 noeuds et du 4<sup>ème</sup> ordre à 15 noeuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.



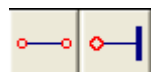
**Coques :** Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



**Articulations et raideurs à la rotation :** Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



**Interfaces :** Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.



**Ancrages :** Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur

maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



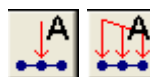
**Géotextiles** : Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans *PLAXIS* par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.



**Tunnels** : *PLAXIS* offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.



**Conditions aux limites** : Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



**Chargements** : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

## LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL :



**Base de données des matériaux** : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

**Modèle de Mohr-Coulomb** : Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

**Modèles avancés de sol** : PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol : le *Hardening Soil Model* (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le *Soft Soil Creep Model* (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, *Rock model*.

**Modèles définis par l'utilisateur** : dans PLAXIS 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



**Régime d'écoulement permanent** : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



**Calcul du réseau d'écoulement** : Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

**Suppressions interstitielles** : *PLAXIS* distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les suppressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

## FONCTIONS DE CALCUL :



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

**Incrémentation automatique du pas de chargement** : Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

**Contrôle de la longueur d'arc** : Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

**Construction par étapes** : Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une

estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

**Consolidation** : La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

**Analyse en variables de Lagrange actualisées** : Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

**Coefficients de sécurité** : Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans *PLAXIS*, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de  $c$  et  $\phi$ .

**Gestionnaire de calculs** : Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.



## **ANALYSE DES RESULTATS :**

Le post-processeur *PLAXIS* a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

**Déformations** : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

**Contraintes** : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.

**Efforts et déplacements dans les éléments de structure** : Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



**Coupes** : Cette option très commode est offerte par *PLAXIS* pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.



**Générateur de rapports** : Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word.

**Animations** : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



**Courbes** : Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassements avec le temps.

---

## Références Bibliographiques

---

- [1] **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.:** « *PLAXIS Version 8, manuel de référence* », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [2] **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. :** « *PLAXIS Version 8 material mode manual* », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [3] **Francois Schlosser:** «*Ouvrages de soutènement* » Technique de l'ingénieur, Paris, 2000.
- [4] **Francois Schlosser:** «*Murs de soutènement, Poussée et Butée*» Technique de l'ingénieur, Paris, 2000.
- [5] **Gérard Rio :** « *Cours sur la méthode des éléments finis* », IUP des systèmes industriels, Paris, 2000.
- [6] **Guy Sanglerat, Gibert Olivari, Bernard Cambou :** « *Problèmes pratique de mécanique des sols et de fondations* » Préface de Jean Kerisel, Presses de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, 1992.
- [7] **Guy Sanglerat et Jean Costet :** « *Cours pratique de mécanique des sols I, Plasticité et calcul des tassements* ». 3<sup>ème</sup> édition, Paris, 1969.
- [8] **G. Sanglerat et J. Costet:** « *Cours pratique de mécanique des sols 2. Calcul des ouvrages* » Paris, 1969.
- [9] **Luc Delattre, Henri Josseaume, Laurent Mespoulche et Thierry Delmer** « *Flexibilité et dimensionnement des écrans de soutènement ancrés* », TTPE, Laboratoire centrale des ponts et chaussées, Paris, 2001.
- [10] **Luc Delattre** «*Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, I. L'approche par le calcul-les méthodes classiques et la méthode au coefficient de réaction* », Laboratoire centrale des ponts et chaussées, Paris, 2001.
- [11] **Luc Delattre et Sonja Marten** «*Un siècle de méthodes de calcul d'écrans de soutènement, II. Les approches empiriques et semi-empiriques* », Laboratoire centrale des ponts et chaussées, Paris, 2003.
- [12] **Michel Dysli :** «*Introduction aux éléments finis* », EPA Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2<sup>ème</sup> édition, Juin 1997.
- [13] **Michel Dysli :** «*Modélisation en contraintes-déformation* », EPA Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Département de génie civil, Laboratoire de mécanique des sols, 3<sup>ème</sup> édition, Août 1997.
- [14] **Marcel et André Reimbert :** « *Ouvrages de soutènement, Murs-rideaux de Palplanches, Parois moulées dans le sol, Parois de silos horizontaux* » Mécanique des

milieux granulaires appliqué a la géotechnique, 2eme édition actualisée ,1990.

[15] **Marcel et André Reimbert** : « *Ouvrages de soutènement, Murs-rideaux de Palplanches, Parois moulées dans le sol, Parois de silos horizontaux* » Mécanique des sols appliqué a la géotechnique ,1990.

[16] **Michel Prat, Philippe Mestat, Gillas Pyaudier-Calot** : « *La modélisation des ouvrages* » AFPC, Emploi des éléments finis en Jinnie civil, 2000.

[17] **Michel Richard, Pierre-Yves Vecchio, Francois Rapin, Jean-Pierre Requillart et Jacques Bourriot** : « *Ancrages passifs en montagne : conception, réalisation, contrôle* » Guide technique, Ministère de l'écologie et du développement durable, Centre expérimental de recherche et d'études du bâtiment et des travaux publics, Cemagref ,2004.

[18] **Pierre Habib** : « *Précis de géotechnique, applications de la mécanique des sols et des roches* » Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Dépôt l'égal 1<sup>ere</sup> édition, 1997.

[19] **P. Antoine, D. Fabre** : « *Géologie appliquée au génie civil* » préface de pr. R. Barbier, MASSON, Paris New York Barcelone Milan, 1980.

[20] **Pierre Martin** : « *La géotechnique principes et pratique* », Masson Paris Milon Barcelone, Paris, 1997.

[21] **Roberto Nova** : « *Fondements de la mécanique des sols* » traduit par Eve Jancedet, LAVOISIER, Paris, 2005.

[22] **Robert D. Holtz, William D. Kovacs**: « *Introduction a la géotechnique* » Traduction par Jean Lafleur, Editions de l'école polytechnique de mont.

[23] **Sonja Martin D et Luc Delattre, Joseph Lavisse et Jean Luc Gobert Philippe Loignant** : « *Premiers observations sur le comportement d'un panneau de paroi moulée instrumenté au nouveau port du havre* », Club ouvrages maritimes, section manche, compte-rendu de la réunion du Havre de 22octobre 2004.

[24] **Zebar Abdelkader** : « *Résistance des matériaux* » Bibliothèque Nationale ISBN 9947-0-0786-3, Achevée d'imprimer sur les presses de Dar-El-Houda Ain Mlila, 2005.

