

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



**Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics**

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Code :

Projet de Fin d'Études

*Pour l'Obtention du Diplôme
D'Ingénieur d'Etat des Travaux Publics*

Thème

**Etude D'un Tunnel Sous
OUED EL HARRACH**

Proposé par :

Mr. CHERCHALI Cherif

Présenté par :

OMRANI Karima

BOUTRIA Houda

Promotion 2012

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.

Remerciment

«Après aimer et aider, remercier est assurément le troisième plus beau verbe dans toutes les langues.»

Une pensée pleine de reconnaissance inspirée par la générosité et la gentillesse que vous avez manifestées à notre endroit. Vous avez toujours été présent quand nous avons eu besoin de vous. Pour cela que vous méritez, aujourd'hui, un bouquet de remerciements...

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à notre **DIEU** tout puissant qui nous a donné de la volonté et de la force pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadreur **Mr. CHERCHALI Cherif** pour son aide et son encadrement durant toute la période de préparation de ce mémoire.

Nos sincères remerciements vont à tout le personnel du **DONG IL ENGINEERING CONSULTANTS W.LTD** et **DONG MYEONG ENGINEERING CONSULTANTS AND ARCHITECTURE W.LTD** et à leurs têtes **Mr. KIM DAE HO** et **Mr. BAEK DONG JIN**

Et également nos remerciements sont exprimés : à **Mr. BEN ABDELWAHAB, Mr. SI TAYEB (COSIDER), Mr. SAIDI** et **Mr. SAADI** pour leurs aides

Nos remerciements s'adressent également à tous nos enseignants durant toutes les étapes de notre parcours scolaire, et exceptionnellement aux enseignants de l'E.N.S.T.P.

Nous n'oublierons pas les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nos sincères gratitude vont vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à réaliser ce modeste travail.

OMRANI Karima

BOUTRIA Houda

Dédicace

Au nom de Dieu, le tout clément, le très Miséricordieux.

Je remercie ALLAH le tout Puissant, de m'avoir aidé à réaliser ce modeste travail, que je dédie à :

*A celle qui m'a fait venir au monde, celle qui s'est sacrifiée pour me voir grandir,
celle à qui je ne pourrai révéler mon amour avec de simples mots,
À toi chère Maman.*

*Au guide de ma vie, celui qui a répondu de la lumière sur mon chemin, celui qui
s'est donné tant de mal pour me voir en arriver là où je suis, celui qu'aucune
dédicace ne saurait exprimer l'affection et l'amour que je lui éprouve,
À toi cher Papa.*

*Je prie Dieu le Miséricordieux qu'il vous porte récompense, car la mienne ne sera
guère complète, vous protège et vous garde en bonne santé.*

A l'âme de mes grands-parents ; qu'Allah les bénisses.

A mes chères sœurs.

A mon cher frère.

A mes beaux-frères.

A toute ma famille.

A mon binôme Houđa et sa famille.

A tous mes amis.

A tous mes collègues agréables de l'ENSTP,

A tous ceux qui m'aiment.

Karima

Dédicace

Au nom de Dieu, le tout clément, le très Miséricordieux.

Je remercie ALLAH le tout Puissant, de m'avoir aidé à réaliser ce modeste travail, que je dédie à :

A ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mon éducation, ces conseils permis de faire les bons choix de ma vie. Je prie Dieu le tout puissant pour qu'il leur donne santé dans ce bas monde et les protège de tous les maux.

A mon père qui a tout fait afin de me voir grandir et réussir dans le parcours de l'enseignement. Celui qui a toujours été à mes côtés dans les moments rudes de ma vie.

Mes remerciements envers eux ne seront guère complets.

A l'âme de ma grande mère ; qu'Allah la bénisse.

A mes chères sœurs

A mes chers frères

A toute ma famille

A ma chère binôme Karima et sa famille

A tous mes amis

Et tous mes collègues de l'ENSTP

A tous ceux qui m'aiment.

Houda



ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة مقطع نفق تحت واد الحراش و هذا باستعمال تقنية "النفق المكشوف الخندق المغطى". و من اجل ذلك استعملنا برنامج بلا كسيس لتقييم الاجهادات و العزوم المطبقة على مختلف اجزاء النفق.

الكلمات المفتاحية النفق المكشوف . الخندق المغطى. قوى الدفع . رد الفعل

Résumé

L'objectif de notre travail est l'étude d'un tronçon de tunnel sous Oued EL HARRACH en utilisant la technique à ciel ouvert (tranchée couverte avec paroi moulée). A cet effet, nous avons utilisé le logiciel PLAXIS pour évaluer les différentes sollicitations agissant sur les éléments structuraux (paroi moulée, dalle, mur et radier).

Mots clés : tranchée couverte, paroi moulée, poussée et butée

Abstract

The objective of our work is the study of a section of tunnel under Oued EL HARRACH by using the technique open sky tunnel (trench covered with slurry trench wall). For this purpose, we used software PLAXIS to evaluate the various requests acting on the structural elements (slurry trench wall, flagstone, wall and to erase).

Key words: sliced covered, trench wall slurry, pushed and butted

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : GENERALITES	
I.1 Introduction.	3
I.1.1. Les grandes inventions des temps modernes	4
I.1.2. L'utilisation de l'air comprimé	4
I.1.3. Les grands tunnels de l'ère moderne	4
I.2. Géologie, hydrogéologie et géotechnique	5
I.2.1. Conditions géologiques et hydrologiques.....	5
I.2.2. Conditions tectoniques	5
I.2.3. Conditions Sismiques	5
I.2.4. Reconnaissances géotechniques.....	6
I.2.4.1. Sondages et Forages.....	6
I.2.4.2. Essais in Situ	6
I.2.4.2.1. Essais au pénétromètre dynamique.....	6
I.2.4.2.2. Essai au pénétromètre standard (SPT)	6
I.2.4.2.3. Essai au pénétromètre statique.....	7
I.2.4.2.4. Essai Pressiométrique Menard.....	7
I.2.4.3. Essais aux laboratoires	7
I.2.4.3.1. Essais physiques et d'identifications.....	7
I.2.4.3.2. Essais mécaniques	8
I.2.4.3.3. Analyse chimique de l'eau souterraine	10
I.2.5. Résultats	10
I.2.5.1. Sondages et Forages	10
I.2.5.2. Résultats des essais au pénétromètre SPT.....	12
I.2.5.3. Résultats des essais Pressiométrique MENARD	15
I.2.5.4. Résultats des essais de pénétration statique CPT	17
I.2.5.5. Perméabilités	17
I.2.5.6. Résultats des essais au laboratoire	17
I.2.6. Conclusion.....	20
CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET	
II.1 Introduction	21
II.2. Présentation de l'ouvrage.....	21
II.2.1. Implantation de l'ouvrage	22
II.2.2. Description de l'ouvrage.....	26
II.2.2.1. Type et classification de l'ouvrage	26
II.2.2.2. Justifications du choix du type de tunnel.....	26
II.2.2.3. Géométries et dimensions de l'ouvrage	26
II.2.2.4. Objectif de l'ouvrage	29

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

III.1. Introduction	30
III.2. Béton.....	30
III.3. Composition du béton	30
III.4. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton.....	30
III.4.1. Masse volumique	30
III.4.2. Retrait	30
III.4.3. Fluage	31
III.5. Résistances caractéristiques du béton (BAEL91).....	31
III.5.1. Résistance caractéristique à la compression	31
III.5.2. Résistance caractéristique à la traction	31
III.6. Déformation du béton.....	31
III.6.1. Déformation longitudinale.....	31
III.6.2. Déformation transversale	32
III.7. Déformation et contraintes de calcul	32
III.7.1. Etat limite ultime (ELU)	32
III.7.2. Etat limite de service (ELS).....	32
III.8. Les aciers	33
III.9. Diagramme contraintes-déformations	33
III.9.1. Etat limite ultime (ELU)	33
III.9.2. Etat limite de service (ELS).....	34

CHAPITRE IV : METHODE DE CONSTRUCTION A CIEL OUVERT

IV.1. Introduction	35
IV.2. Tranchée Ouverte	35
IV.3. Tranchée Couverte	35
IV.4. Soutènement de fouilles	36
IV.4.1. les types de fouilles	36
IV.4.1.1. fouille talutée ouverte.....	36
IV.4.1.2. fouille blindée couverte	36
IV.4.1.2.1. Paroi moulée	36
IV.4.1.2.2. Parois préfabriquées.....	37
IV.4.1.2.3. Parois berlinoises.....	37
IV.4.1.2.4. Parois à grande inertie.....	38
IV.4.1.2.5. Rideaux de palplanches	38
IV.4.1.2.5.1. Mise en œuvre des palplanches.....	38

CHAPITRE V : LE PHASAGE

V.1. Introduction	40
V.2. Principe aux éléments d'une tranche couverte	40
V.2.1. Radier	40
V.2.2. Piédroits	40
V.2.3. Dalle de couverture.....	40
V.2.4. Paroi médiane.....	40
V.2.5. Étanchéité.....	41
V.2.6. Ancrage et butons	41
V.2.7. Boue bentonitique.....	41
V.2.7.1. Fabrication.....	42
V.2.8. Les joints	43
V.2.8.1. Mise en place.....	43
V.2.9. Le Bétonnage.....	44
V.2.9.1. Qualités demandées au béton.....	44
V.2.10. Les armatures	45
V.2.11. La tranchée guide.....	46
V.3. Phasage des travaux	47
V.3.1. PHASE I : Déviation de l'Oued et mise en place du S P –Section I-.....	47
V.3.2. PHASE II :	49
V.3.2.1. Réalisation des deux murs de parois moulées - Section I –.....	49
V.3.2.2. Injection rigides et consolidation du terrain par la technique du Jet-Grouting..	51
V.3.2.3. Excavation du remblai « Section I » avec étayage des palplanches	53
V.3.3. PHASE III : Bétonnage de la dalle de couverture	56
V.3.4. PHASE IV : Démontage de l'étayages et remblayage entre les palplanches	57
V.3.5. PHASE V: Tirage des palplanches et excavation du remblai « Section I ».....	57
V.3.6. Phase VI : Excavation sous la dalle et mise en place des butons	59
V.3.7. Phase VII: Excavation jusqu'au niveau -12.20m (niveau du radier)	60
V.3.8. Phase VIII: Coulage du radier et retrait des butons	61
V.3.9. Phase XI: Coulage des murs intérieurs.....	62
V.4. Conclusion	62

CHAPITRE VI : MODELISATION AVEC LE LOGICIEL PLAXIS

VI.A PRESENTATION DU LOGICIEL

VI.A.1. Introduction	63
VI.A.2. Option par défaut et solutions approchées	63
VI.A.3. Les modèles de comportement utilisés dans le Plaxis	64
VI.A.3.1. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	64
VI.A.3.2. Comportement élasto-plastique	64
VI.A.3.3. Modèle élastique linéaire.....	65
VI.A.3.4. Modèle de Mohr-Coulomb	66
VI.A.3.4.1. Module d'Young	68
VI.A.3.4.2. Coefficient de Poisson	69
VI.A.3.4.3. Angle de frottement	69
VI.A.3.4.4. Terme de cohésion	69
VI.A.3.4.5. Angle de dilatance	69
VI.A.3.4.6. Les contraintes de traction	69

VI.A.3.4.7. Les paramètres avancés	70
VI.A.4. Conclusion	71

VI.B. MODELISATION ET CALCUL

VI.B.1. Introduction	71
VI.B.2. Hypothèses et géométries.....	71
VI.B.3. La géométrie du modèle	71
VI.B.4. Génération du maillage	72
VI.B.5. Condition initiales	73
VI.B.5.1. Conditions hydrauliques	73
VI.B.5.2. Contraintes initiales	73
VI.B.6. Procédure de calcul	74
VI.B.7. Déformation du maillage	74
VI.B.8. Déformation des éléments structuraux.....	75

CHAPITRE VII : ETUDE DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

VII.1 Introduction	80
VII.2 Calcul des phases	81
VII.2.1 Calcul de la Phase I	83
VII.2.2 Calcul de la phase II	86
VII.2.3 Calcul de la phase III	90
VII.3 Reconsidérations des calculs et solutions requises	94
VII.3.1 Calculs de la Phase I	95
VII.3.2 Calcul de la phase II	99
VII.3.3 Calcul de la Phase III	103
VII.4 Vérification de la stabilité des butons	108
VII.4.1 Vérification de la stabilité du 1 ^{er} buton « A1 »	108
VII.4.2 Vérification de la stabilité du 2 ^{ème} système de butons	112

CHAPITRE VIII : ETUDE DU TUNNEL

VIII.A : METHODE DE CALCUL

VIII.A.1 Introduction	117
VIII.A.2 Buts et avantages de la méthode	118
VIII.A.3 Redistribution des contraintes	118
VIII.A.4 Estimation du coefficient de réaction	119
VIII.A.5 Considération générales-Hypothèses de calcul	120
VIII.A.5.1.Caractéristiques Géotechniques	120
VIII.A.5.2.Nappe phréatique et crue de dimensionnement	121
VIII.A.5.3.Description des charges	121
VIII.A.5.4.combinaisons d'actions	121
VIII.A.5.5.Charges du trafic – État final	123

VIII.B : MODELISATION DE LA STRUCTURE	124
VIII.B.1.Dimensions, caractéristiques des sections et matériaux.....	125
VIII.B.2.Type de liaisons entre les éléments de la structure	125
VIII.B.3.Description des étapes de construction	126
VIII.B.4.Coefficients de réactions – raideurs du sol	128
VIII.B.5.Modélisations et calculs des étapes de construction	130
VIII.B.5.1. Etape 1 : Niveau de l'eau +4m NGA calcul à l'ELS et à l'ELU.....	130
VIII.B.5.2. Etape 2 : Niveau de l'eau +4m NGA calcul à l'ELS et à l'ELU.....	141
VIII.B.5.3. Etape 3 : Niveau de l'eau +4m NGA calcul à l'ELS et à l'ELU	151
VIII.B.6.Etat final	161
VIII.B.7.Pression de l'eau sur le radier	172
VIII.B.8.Etat final : Charge du trafic	174

CHAPITRE IX : ETUDE DYNAMIQUE

IX .1.Introduction	180
IX.2. Classification de l'ouvrage	180
IX.3. Action sismique le long de l'axe du tunnel	180
IX.3.1. Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel.....	180
IX.3.2.Sollicitations induites sur le tunnel	181
IX.3.2.1. Cas e non prise en compte de l'interaction sol-structure	181
IX.3.2.2. Cas de prise en compte de l'interaction sol-structure	182
IX.3.2.3. Calcul des efforts M, N et T	183
IX.4. Action sismique dans le plan de la section droite : Distorsion.....	185
IX.4.1. Distorsion en champ libre	185
IX.5. Analyse du séisme transversal avec la méthode : « Free-Field racking déformation ».....	186
IX.5.1. Rigidité horizontal de la structure	186
IX.5.2. Déformation due au séisme	187
IX.5.2.1. Calcul des différents paramètres sismiques	187
IX.6. Calcul des poussées dynamique des terres « méthode de Mononobé – Okabé »	190
IX.6.1.Chargement de la structure : cas de séisme	191
IX.6.2.Vérification de la force verticale à cause du séisme	194
IX.7.Conclusion	194

CHAPITRE X : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

X.1. Ferrailage de la dalle	195
X.2. Ferrailage du radier	197
X.3. Ferrailage des parois moulées	199
X.4. Ferrailage des murs intérieurs	201

CONCLUSION GENERALE	203
----------------------------------	------------

ANNEXE A

ANNEXE B

Liste des symboles

RX : Remblais
TS : Sable
QM : Marnes jaunâtre
QV : Argiles verdâtre vaseuses plastique
NGA : Nivellement General de l'Algérie
w : Teneur en eau
Ws : poids de solide sec
Ww : poids de l'eau dans le sol
 τ_u : effort tranchant ultime
 θ : Angle d'incidence
L : Longueur d'onde
A : coefficient d'accélération de zone
 $U_l(x)$: déplacement sismique longitudinal
 $U_t(x)$: déplacement sismique transversal
g : l'accélération de la pesanteur
L: longueurs d'onde
T: période
G: le module de cisaillement du sol
U(z) : déplacement relative
 V_p : vitesse du mouvement du terrain
 V_s : vitesse de propagation des ondes de cisaillement
 G_M : module de cisaillement effectif du substratum
H : Hauteur du terrain au-dessus de la dalle
K : Rigidité de la structure pour déterminée plus haut
W : largeur du système statique
G : charges permanentes
 F_s : action sismique
 K_{ay} : coefficients de poussées des terres normales à l'écran
 K_{py} : coefficients de butées des terres normales à l'écran
 K_{aq} : coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran
 K_{pq} : coefficients de butées dues à la surcharge normale à l'écran
 K_{ac} : coefficients de poussées normales à l'écran pour un massif cohérent
 K_{pc} : coefficients de butées normales à l'écran pour un massif cohérent
 σ : contrainte de poussée
 σ_p : contrainte de butée
h : hauteur de l'écran
 β : angle formé par la surface libre et l'horizontale
 λ : angle formé par l'écran et la verticale
 δ : angle de d'inclinaison des contraintes sur l'écran
 ϕ : angle de frottement

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I. GENERALITES

- Figure I.1: zone sismique
- Figure I.2 : États d'un sol en fonction de sa teneur en eau
- Figure I.3 : la courbe œdométrique d'un sol fin
- Figure I.4 : La courbe de cisaillement
- Figure I.5 (a et b) : Emplacement du forage
- Figure I.6 : Échantillons issus des essais Carottés
- Figure I.7 : Profil géotechnique

CHAPITRE II. PRESENTATION DU PROJET

- Figure II .1 : plan de l'extension B : HAI EL BADR –EL HARRACH
- Figure II .2 : plan de l'extension B : HAI EL BADR –EL HARRACH
- Figure II.3 : Plan d'implantation de l'ouvrage vue en plan
- Figure II.4 : Implantation de l'ouvrage-coupe longitudinale
- Figure II.5 : Plan de situation
- Figure II.6 : Coupe transversale
- Figure II.7 : Coupe longitudinale

CHAPITRE III. CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

- Figure.III.1 : Diagramme σ - ϵ du béton à l'ELU
- Figure.III.2 : Diagramme σ - ϵ du béton à l'ELS
- Figure.III.3 : Diagramme σ - ϵ des aciers à l'ELU
- Figure.III.4 : Situation normale
- Figure.III.5 : Situation accidentelle
- Figure.III.6 : Diagrammes des Aciers à l'ELS

CHAPITRE IV. METHODE DE CONSTRUCTION A CIEL OUVERT

- Figure IV. 1 : Type de structures
- Figure IV.2 : réalisation des parois moulées
- Figure IV.3 : Paroi moulée à grande inertie

CHAPITRE V. LE PHASAGE

- Figure V.1 : la boue bentonitique
- Figure V. 2 : Mise en place des tubes- joints
- Figure V.3: bétonnage de la paroi
- Figure V.4: cage d'armature
- Figure V.5: tranchée guide
- Figure V.6 : Enfonçage des palplanches
- Figure V.7 : Mise en place des palplanches
- Figure V.8 : Muret guide
- Figure V.9 : Construction des parois moulées
- Figure V.10 : Excavation sous protection des murettes guide

Figure V.11 : phénomène de rupture par renard hydraulique
Figure V.12 : Colonnes de Jet-Grouting
Figure V.13 : Injection rigide – Jet Grouting -
Figure V.14 : Excavation du remblai « Section I »
Figure V.15 : Étayage des palplanches
Figure V.16 : Étapes 1 et 2
Figure V.17 : Étapes 3 et 4
Figure V.18 : Étapes 5 et 6
Figure V.18 : Bétonnage de la dalle de couverture
Figure V.19 : Palplanches sur la dalle en béton
Figure V.20: Phase VII
Figure V.21: Phase VIII
Figure V.22: Phase IX
Figure V.23: Phase X

CHAPITRE VI. MODELISATION AVEC LOGICIEL PLAXIS

Figure VI.A.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.
Figure VI.A.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.
Figure VI.A.3 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage.
Figure VI.A.4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.
Figure VI.A.5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.
Figure VI.A.6 : Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb.
Figure VI.A.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.
Figure VI.A.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.
Figure VI.A.9 : Définition du module à 50 % de la rupture.
Figure VI.A.10 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb
Figure VI.B.1 : Génération de la géométrie du modèle
Figure VI.B.2 : Maillage du projet
Figure VI.B.3 : Génération de la nappe phréatique
Figure VI.B.4 : Génération des contraintes initiales
Figure VI.B.5 : Déformation du maillage ($\times 50$)
Figure VI.B.6 : diagrammes déformation M, N, T de la palplanche
Figure VI.B.7 : diagrammes déformation M, N, T de la paroi moulée
Figure VI.B.8 : diagrammes déformation M, N, T de la dalle
Figure VI.B.9 : diagrammes déformation M, N, T du radier
Figure VI.B.10: diagrammes déformation M, N, T du mur

CHAPITRE VII. ETUDE DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Figure VII-1 : Principaux types de Palplanches
Figure.VII-2 : Conventions de signes de α , β et δ
Figure VII-3 : Plan de la phase I
Figure VII-4 : Diagramme des contraintes résiduelles
Figure VII-5 : Plan de la phase II
Figure VII-6 : Diagramme des contraintes résiduelles
Figure VII-7 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre NR
Figure VII-8 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre RO
Figure VII-9 : phase III

Figure VII-10 : Diagramme des contraintes résiduelles
 Figure VII-11 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre NR
 Figure VII-12 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre NR
 Figure VII-13 : phase I
 Figure VII-14 : Diagramme des contraintes résiduelles
 Figure VII-15 : phase II
 Figure VII-16 : Diagramme des contraintes résiduelles
 Figure VII-17 : Diagramme des contraintes résiduelles Poutre NR
 Figure VII-18 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre RO
 Figure VII-19 : Phase III
 Figure VII-20 : Diagramme des contraintes résiduelles
 Figure VII-21 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre NR
 Figure VII-22 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre RO
 Figure VII-23 : coupe transversale de la pièce d'ensemble
 Figure VII-24: coupe transversale de la pièce d'ensemble

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TUNNEL

Figure VIII.A.1 : Modélisation du comportement du sol $P = K \cdot Y$
 Figure VIII.A.2 : Disposition des charges du Métro
 Figure VIII.B.1 : Description de l'étape 1
 Figure VIII.B.2 : Description de l'étape 2
 Figure VIII.B.3 : Description de l'étape 3
 Figure VIII.B.4 : Description de l'état final
 Figure VIII.B.5: Raideurs des appuis élastiques « ETAPE 1 »
 Figure VIII.B.6 : raideurs des appuis élastiques Étape 2,3 et État final
 Figure VIII.B.7 : modélisation de l'Etape 1 / ELS / ELU.
 Figure VIII.B.8 : Réactions élastiques ÉTAPE 1 / ELS.
 Figure VIII.B.9 : Réactions élastiques ÉTAPE 1 / ELU.
 Figure VIII.B.10 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 1 ELS
 Figure VIII.B.11 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAPE 1 ELU
 Figure VIII.B.12 : modélisation Etape 1 / S.A
 Figure VIII.B.13 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAPE 1 SA
 Figure VIII.B.14 : modélisation de l'Etape 2 / ELS
 Figure VIII.B.15 : modélisation de l'Etape 2 / ELU
 Figure VIII.B.16 : Réaction élastiques ETAPE 2 / ELS
 Figure VIII.B.17 : Réaction élastiques ETAPE 2 / ELU
 Figure VIII.B.18 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 2 ELS
 Figure VIII.B.19 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 2 ELU
 Figure VIII.B.20 : modélisation de l'Etape 2 / SA
 Figure VIII.B.21 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 2 / SA
 Figure VIII.B.22 : modélisation de l'Etape 3 / ELS
 Figure VIII.B.23 : modélisation l'Etape 3 / ELU
 Figure VIII.B.24 : Réactions élastiques ETAPE 3 / ELS
 Figure VIII.B.25 : Réactions élastiques ETAPE 3 / ELU
 Figure VIII.B.26 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 3 / ELS
 Figure VIII.B.27 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAPE 3 / ELU
 Figure VIII.B.28 : modélisation de l'Etat final / ELS

Figure VIII.B.29 : modélisation de l'Etat final / ELU
 Figure VIII.B.30 : Réactions élastiques ETAT FINAL / ELS
 Figure VIII.B.31 : Réactions élastiques ETAT FINAL / ELU
 Figure VIII.B.32 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAT FINAL / ELS
 Figure VIII.B.33 : Diagramme $M_f(x)$ ETAT FINAL / ELU
 Figure VIII.B.34 : modélisation de l'Etat final / SA (Max Crue)
 Figure VIII.B.35 : Diagramme $M_f(x)$ ETAT FINAL / SA (Max Crue)
 Figure VIII.B.36 : Modélisation de l'ETAT FINAL –Poussée de l'eau sur radier-
 Figure VIII.B.37 : Diagramme $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAT FINAL
 (Pression de l'eau sur le radier)
 Figure VIII.B.38 : Modélisation de l'état final avec charge du trafic /ELS
 Figure VIII.B.39 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ / ELS
 Figure VIII.B.40 : Modélisation de l'état final avec charge du trafic /ELU
 Figure VIII.B.41 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ / ELU

CHAPITRE IX. ETUDE DYNAMIQUE

Figure IX.1: déplacement du terrain en champ libre
 Figure IX.2 : Schématisation de l'interaction sol-structure
 Figure IX.3: partie de la structure étudiée
 Figure IX.4: Distances caractéristiques
 Figure IX.5: Détermination de la rigidité de la structure
 Figure IX.6: Détermination du rapport entre la vitesse et l'accélération maximale des
 particules à la surface du sol
 Figure IX.7: Abaque donnant le coefficient de déformation R
 Figure IX.8: Chargement et modélisation de la structure cas de séisme
 Figure IX.9: Diagramme $M_f(x)$ cas de séisme
 Figure IX.10: Diagramme $N(x)$ cas de séisme
 Figure IX.11: Diagramme $T(x)$ cas de séisme

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : GENERALITES

- Tableau I.1 : Résultats des Forages
Tableau I.2 : Corrélation entre la compacité du sol et le nombre de coups des essais de pénétration dynamique (SPT)
Tableau I.3 : Valeurs limites de la compacité
Tableau I.4 : Compacité D des différents types de sol
Tableau I.5 : Indice de densité I_D des différents types de sol
Tableau I.6 : Résistance en pointe des différents types de sol
Tableau I.7 : Détermination du module de rigidité E_s
Tableau I.8 : Module de rigidité E_s pour les différents types de sol
Tableau I.9 : Module E pour les différents types de sols
Tableau I.10 : Angle de frottement pour les différents types de sols
Tableau I.11 : Coefficient α en fonction du type de sol
Tableau I.12 : Module de rigidité E_s pour les différents types de sols
Tableau I.13: Module de déformation E pour les différents types de sols
Tableau I.14 : Résistance de pointe q_c
Tableau I.15: Valeurs de Perméabilité K pour les différents types de sols
Tableau I.16 : Poids spécifiques des différents types de sols
Tableau I.17: Teneur en eau naturelle des différents types de sols
Tableau I.18 : Indice de consistance des différents types de sols
Tableau I.19 : Plasticité et Limite de liquidité des différents types de sols
Tableau I.20: Indice de compression C_c des différents types de sols
Tableau I.21 : Indice de gonflement C_g des différents types de sols
Tableau I.22 : Pression de gonflement P_g des différents types de sols
Tableau I.23 : Cohésion C_u et C' des différents types de sols
Tableau I.24 : Angle de frottement Φ des différents types de sols
Tableau I.25 : Résultats d'analyse chimique de l'eau
Tableau I.26 : Valeur caractéristiques

CHAPITRE II. PRESENTATION DU PROJET

Tableaux II.1, II.2 et II.3 : Caractéristiques techniques et dimensions du tunnel

CHAPITRE VII. ETUDE DU SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

- Tableau VII-1 : Les coefficients de poussées et de butées
Tableau VII-2 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants
Tableau VII-3 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants
Tableau VII-4 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants
Tableau VII-5 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants
Tableau VII-6 : forces et bras de levier correspondants
Tableau VII.7 : coefficients de poussée/butée
Tableau VII.8 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants
Tableau VII.9 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants
Tableau VII.10 : valeurs des pressions
Tableau VII.11 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

Tableau VII.12 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants
Tableau VII.13 : caractéristiques de la palplanche choisie.
Tableau VII.14 : dimensions du HEB300
Tableau VII.15 : propriétés du HEB300
Tableau VII.16 : Dimensions du HEB280
Tableau VII.17 : Propriétés du HEB280

CHAPITRE VIII. ETUDE DU TUNNEL

Tableau VIII.A.1 : Évaluation du coefficient de réaction du sol K
Tableau VIII.A.2 : Caractéristiques Géotechniques
Tableau VIII.A.3 et VIII.A.4 : Combinaisons d'actions et coefficient partiels
Tableau VIII.B.1 : Dimensions, caractéristiques des sections et matériaux
Tableau VIII.B.2 : liaisons entre les éléments de la structure
Tableau VIII.B.3 : Vérification de la butée des terres / Étape 1 ELS
Tableau VIII.B.4 : Vérification de la butée des terres / Étape 1 ELU
Tableau VIII.B.5 : Vérification de la butée des terres / Étape 2 ELS
Tableau VIII.B.6 : Vérification de la butée des terres / Étape 2 ELU
Tableau VIII.B.7 : Vérification de la butée des terres / Étape 3 ELS
Tableau VIII.B.8 : Vérification de la butée des terres / Étape 3 ELU
Tableau VIII.B.9 : Vérification de la butée des terres / ETAT FINAL ELS

CHAPITRE IX. ETUDE DYNAMIQUE

Tableau IX.1 : paramètres du site
Tableau IX.2: valeurs de M, N et T sans interaction sol-structure
Tableau IX.3: valeurs de M, N et T avec interaction sol-structure
Tableau IX.4: valeurs de M, N et T avec interaction sol-structure
Tableau IX.5: distorsion pour le type de sol.
Tableau IX.6 : résultat de $d_{\max}$
Tableau IX.7: Récapitulatif des coefficients de poussée

CHAPITRE X. FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau X.1: Calcul à l'ELU et l'ELS en travée de la dalle
Tableau X.2: Calcul à l'ELU et l'ELS sur appui de la dalle
Tableau X.3: Calcul à l'ELU et l'ELS sur appui Du radier
Tableau X.4 : Calcul à l'ELU et l'ELS en travée Du radier
Tableau X.5: Calcul du ferrailage de la paroi moulée
Tableau X.6: Ferrailage des murs intérieurs

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Depuis la nuit des temps, l'homme a toujours eu besoin de se déplacer, que ce soit sur de longues ou courtes distances (entre les villes ou dans la ville). Parallèlement à ce besoin de déplacement, est apparu le besoin de concentration, de convergence, c'est ce qui a donné naissance aux villes. Au cours du temps, ce phénomène est parfois devenu si important que l'on en arrive à parler de mégalopole (*agglomération urbaine de dimensions considérables, qui regroupe parfois plusieurs villes*).

Ces deux phénomènes conjugués ont conduit les villes à la saturation des réseaux de transport, en particulier en leur centre ; ces dernières décennies, les concentrations urbaines et la croissance continue de la ville n'ont cessé de croître. Les déplacements congestionnent les villes (*dans les très grandes villes, le temps perdu dans les embouteillages semblait doubler tous les six ans*), il a donc fallu augmenter significativement la capacité des différents réseaux de transport ; mais la concentration en bâtiments augmentant avec la population, développer ces réseaux n'est souvent possible : il est alors nécessaire de penser à aménager la ville autrement.

Cette forte densification les a menée à élaborer une autre philosophie pour augmenter l'espace vital de l'homme sans prendre plus de place à la surface de la terre pour mieux limiter les encombrements et bien répartir la distribution des flux.

Aller en souterrain s'avère la solution optimale d'un point de vue purement urbanistique pour offrir de l'espace et contribuer à la croissance urbaine. Mais la suburbaine donne souvent des migraines aux ingénieurs car la mission est dangereuse et périlleuse. Les dangers qui ont découle sont bien connus : éboulement, enfouissement, inondation des chantiers, etc.

L'ingénieur est donc confronté à deux problèmes majeurs :

- Préserver la stabilité de l'ouvrage contre d'éventuels accidents pour assurer le succès des travaux.
- contrôler les déformations du massif encaissant.

Présenter les divers accrocs (techniques, économiques et juridiques) liés aux constructions souterraines est donc nécessaire pour mieux comprendre l'impact du souterrain sur la ville et prévoir le type de tunnel à implanter.

Selon le problème posé, l'analyse de ces facteurs conduit à limiter l'éventail des procédés de construction possibles. Ils existent deux types majeurs de procédés :

- La méthode de creusement.
- La méthode à ciel ouvert.

CHAPITRE I

GENERALITES

I.1. Introduction

Diverses installations fortifiées étaient équipées de tunnels plus ou moins secrets permettant à leurs occupants de s'enfuir ou de circuler sans être vus. De nombreux tunnels ont été construits dans le cadre d'activités minières ou nécessaires pour amener de l'eau, ainsi les qanâts qui ont été réalisés dans des régions désertiques ou les tunnels construits en Palestine à Jérusalem (tunnel construit par Ézéchias, vers 700 avant J.-C., amenant l'eau de la source de Gihon au bassin de Siloé) ou à Gezer (tunnel d'une longueur d'environ 67 m construit au milieu du 2^e millénaire avant J.-C. pour permettre l'accès à une source souterraine).

La plus ancienne mention d'un tunnel est celle de Diodore de Sicile décrivant le tunnel de Babylone qui aurait été construit par la reine Sémiramis, il y a près de 4 000 ans.

Eupalinos dirigea la construction d'un tunnel à travers une montagne pour amener l'eau d'une source dans la ville de Samos vers 520 avant J.-C.

Sur la Via Flaminia a été construit le tunnel routier du Furlo entre Cagli et Fossombrone réalisé sous Vespasien et terminé en 76 après J.-C.

Les constructions à l'époque romaine des aqueducs nécessaires à l'alimentation en eau les villes ont été l'occasion de construire des galeries souterraines. Il en était de même pour l'évacuation des eaux usées et on peut encore voir à Rome le cloaca maxima datant, dans sa structure actuellement visible, de l'époque d'Auguste. Des galeries souterraines ont été construites pour réguler les niveaux de lacs, comme celle du lac Fucino faisant 5 679 m, celle du lac de Nemi de 1 650 m⁵.

Le plus ancien tunnel construit pour le passage d'un canal est le souterrain de Malpas construit par Pierre-Paul Riquet sur le canal du Midi en 1679.

C'est le développement du réseau ferroviaire au XIX^e siècle qui a entraîné le percement de très nombreux tunnels pour éviter les rampes importantes (non seulement à cause de la faible adhérence des roues sur les rails, mais aussi du ratio puissance/poids médiocre des locomotives à vapeur).

De nos jours, c'est plutôt la nécessité d'avoir le meilleur profil en plan (grands rayons de courbure) pour les rames à grande vitesse qui conduit à la construction de tunnels (le tronçon de LGV Florence-Bologne en construction comporte 73 km de tunnels sur 78 km de longueur totale, la première LGV française Paris-Lyon ne comporte aucun tunnel, mais au prix de rampes sensibles (3,5 %)).

C'est aussi l'encombrement du sol et la difficulté de restructurer l'urbanisme existant dans les agglomérations urbaines qui poussent à l'utilisation du sous-sol, notamment avec les métros malgré le triplement du coût et une certaine claustrophobie des voyageurs.

L'amélioration des moyens techniques et la pression politique pour faciliter les déplacements permettent d'envisager des ouvrages très ambitieux comme le tunnel sous la Manche, et plus généralement sous les détroits ou les grands tunnels de base transalpins, percés (Saint-Gothard) ou en projet (Lyon-Turin, Brenner).

Les tunnels longs sont très souvent affectés au chemin de fer (et à ses dérivés comme le maglev) car le risque d'accident est moindre et les longs trajets souterrains seraient fastidieux pour les transports individuels ; en outre, cela évite l'émission de gaz polluants en milieu confiné et simplifie le problème de la ventilation.

I.1.1. Les grandes inventions des temps modernes

Au XIX^{ème} siècle, le monde occidental progresse vivement dans le développement des concepts scientifiques et s'industrialise. Des innovations importantes voient le jour à l'occasion de la réalisation de nouveaux ouvrages :

- Une première avancée technologique des temps modernes fut l'invention du bouclier par l'ingénieur français Marc Isambard Brunel, émigré au Royaume-Uni. Il s'agissait d'un échafaudage mobile en bois inventé à l'occasion du creusement, sous la Tamise, du tunnel de Wapping à Londres.
- On notera que c'est à l'occasion de la réalisation de cet ouvrage que le mot (tunnel) a été utilisé pour la première fois par Isambard Brunel. Ce terme était dérivé du mot tonnelle. Auparavant, on parlait de (pertuis) ou de galerie. Cinquante ans plus tard, avec un bouclier cylindrique mieux adapté, un tunnel sous la Tamise, à Tower Hill, dans le quartier des docks, a pu être réalisé en six mois.

I.1.2. L'utilisation de l'air comprimé

En 1873, pour la première fois, de l'air comprimé est utilisé pour empêcher l'eau de la nappe phréatique de pénétrer dans un tunnel en construction. Ce fut sous l'Hudson River, à New-York, pour la construction d'un tunnel ferroviaire.

L'utilisation des perforatrices à air comprimé. La nouvelle technique des perforatrices à air comprimé avait été inventée en Angleterre, perfectionnée en Belgique, mais étaient loin d'être au point. Cette technique fut perfectionnée lors du creusement du tunnel ferroviaire du Fréjus. L'air comprimé servit aussi à la ventilation du chantier.

I.1.3. Les grands tunnels de l'ère moderne

Le plus ancien grand tunnel routier en France est celui du Lioran dans le Cantal. Sa construction a commencé en 1839 et s'est achevée en 1847.

Il a été creusé de façon traditionnelle, à la main et à l'explosif, avec de petites galeries, élargies ensuite. Sa longueur est de 1414 m.

Le plus ancien tunnel ferroviaire en France est celui de Terre noire, sur la voie ferrée Saint-Etienne–Lyon. Il a été réalisé de 1827 à 1832.

Sa longueur est de 1500 m. mais dans le domaine des travaux souterrains, deux ouvrages majeurs marquent les esprits : le tunnel de Wapping, en Angleterre (1824-1842) et le tunnel ferroviaire du Fréjus (1857-1871).

Après 1871, d'autres grands tunnels alpins ferroviaires furent réalisés, dont le Saint-Gothard (15 Km) et le Simplon (19,5 Km).

Les évolutions principales apportées au cours du XX^{ème} siècle portent sur :

- l'amélioration des moyens de calcul des efforts à supporter par l'ouvrage.
- les modes de creusement et de soutènement.
- l'importance des dispositifs de ventilation et de sécurité.

I.2. Géologie, hydrogéologie et géotechnique

I.2.2. Conditions géologiques et hydrologiques

I. 2.2 .1. Conditions géologiques

L'ensemble lithologique, traversé par le tracé planifié du tunnel, peut être réduit à deux unités principales tertiaires (pliocènes) et quaternaires. Les terrains traversés sont alors divisés selon leur époque de formation, Dans chacun de ceux-ci, ils se divisent en outre sablonneux, argileux et marneux, avec une cohésion croissante par cet ordre.

I.2.2. 2. Conditions hydrologiques

Les deux stations Harrach Gare et Harrach centre et le Puits de Ventilation PV3 en l'occurrence le passage sous l'Oued sont situés pour les plus part au-dessous de la nappe continue (nappe phréatique).

Au-dessus de ce niveau continue où se trouve les sédiments quaternaires, la situation hydrologique est caractérisé par des petites nappes locales, isolées et temporaires sans volume considérable (nappes perchées).

I.2.3. Conditions tectoniques

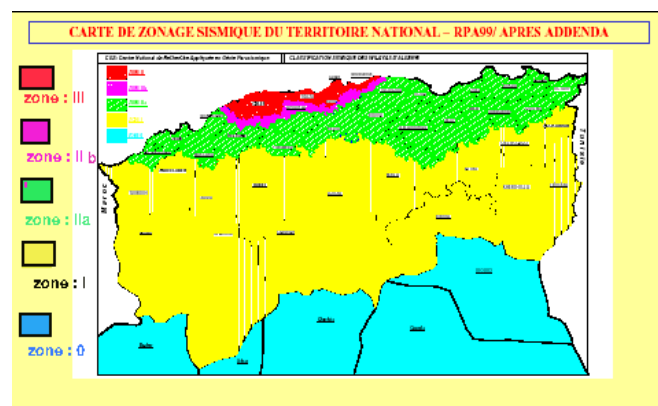
Dans le socle métamorphique de la région d'Alger, des failles de type normal et inverse avec une orientation NE-SW à ENE-WSW sont observable.

Une continuation des failles normales dans des sédiments du quaternaire et tertiaire est supposée.

I.2.4. Conditions Sismiques

En accord avec le RPOA (Règles parasismiques des ouvrages d'art) l'extension B de la ligne 1 du Métro d'Alger est située dans **la zone sismique III** (sismicité très élevée).

- La valeur d'accélération sismique est de 0,3g
- Le facteur de la réduction par profondeur ne sera pas inférieur à 0,8
- La composante verticale de séisme peut être estimée à 2/3 de l'horizontale
- Le sol est de classe S2 : sol de bonne résistance mécanique (site ferme)



FigureI.1: zone sismique

I.2.5. Reconnaissances géotechniques

I.2.5.1. Sondages et Forages

Parmi les méthodes de reconnaissance géologique et géotechnique, les forages et sondages tiennent une place importante du fait des renseignements qu'ils peuvent fournir par eux-mêmes, ou grâce à l'adjonction de systèmes complémentaires d'information.

Des essais carottés ont été réalisés, L'objectif étant de mettre en évidence les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'un site par l'élaboration de cartes et profils, et de prélever des échantillons intacts pour les essais de laboratoire.

Dans la plupart des cas, la profondeur d'investigation est limitée par la rencontre de la nappe aquifère et /ou celle de blocs durs dont la taille dépasse le pas de la spire, la profondeur des sondages carottés effectués varie entre 15m et 30m.

Des piézomètres ont été installés afin de déterminer le niveau de la nappe phréatique au repos et d'observer d'éventuelles fluctuations dans le temps.

I.2.5.2. Essais in Situ

Les essais en place (ou « in situ ») de mécanique des sols les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre (statique ou dynamique y compris l'essai de pénétration au carottier dit SPT), et les essais au pressio-mètre Ménard.

I.2.5.2.1. Essais au pénétromètre dynamique

❖ Définition

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges. L'appareil est battu dans le sol en comptant le nombre de coups nécessaires pour un enfoncement donné (30cm).il permet de déterminer la résistance de pointe « q_c » après battage et d'en déduire par conséquent la capacité portante « q_d » d'une fondation.

L'essai est très utile pour :

Le contrôle de l'homogénéité d'un site ; la détermination des épaisseurs des différentes couches de sols ; la localisation des cavités ou autres discontinuités ; la reconnaissance du niveau du toit du rocher. Enfin, ils fournissent des renseignements utiles pour la prévision des conditions de battage des pieux et des palplanches.

I.2.5.2.2. Essai au pénétromètre standard (SPT)

L'essai de pénétration au carottier (appelé aussi « essai de pénétration standard » ou SPT) occupe une place particulière, bien que s'apparentant sur certains points aux essais de pénétration dynamique.

Cet essai consiste à enfoncer dans les terrains à vitesse lente et régulière un carottier de conception et de dimensions normalisées. On compte le nombre de coups du mouton nécessaires pour enfoncer le carottier sur une profondeur de 30cm. Une fois plein, le carottier est remonté à la surface, vidé de sa carotte puis redescendu au fond du forage. L'opération est répétée sur toute la hauteur du profil à tester.

L'essai permet, d'une part, de tracer un profil de pénétration et, d'autre part, de fournir des échantillons de sol remaniés qui peuvent servir à la reconnaissance des horizons traversés et sur lesquels on peut pratiquer les essais d'identification classiques (granulométrie, limites d'Atterberg et teneur en eau) et prévoir aussi les conditions de battage des palplanches. Masse du mouton 63.5 kg, hauteur de chute 76cm

I.2.5.2.3. Essai au pénétromètre statique

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges.

Par un procédé quelconque, mécanique, électrique ou hydraulique, on mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée q_c . Simultanément, on mesure l'effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges. Cet effort est appelé effort total et noté Q_t . Il comprend d'une part l'effort de pointe et d'autre part l'effort de frottement latéral, qui s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges.

I.2.5.2.4. Essai Pressiométrique Menard

Cet essai consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalable. C'est la réalisation de l'essai dans un forage préalable qui différencie essentiellement cet essai des autres essais pressiométriques réalisés par auto forage ou par fonçage direct de la sonde par battage ou vérinage.

L'essai permet de définir conventionnellement trois caractéristiques pressiométriques : le point d'inflexion de la courbe, le module pressiométrique et la pression limite.

- Le point d'inflexion (p_r, v_r) dépend de la qualité des parois du trou.
- Le module pressiométrique de déformation E_M calculé à partir du module de cisaillement G_M , en se fixant un coefficient de Poisson $\nu = 0,33$.
- La pression limite dans un sol : borne de pression que l'on ne peut dépasser.

I.2.5.3. Essais aux laboratoires

Des échantillons intacts, issues des différentes unités lithologiques, ont été prélevés au niveau des sondages pour des essais au laboratoire.

I.2.5.3.1. Essais physiques et d'identifications

Ces essais ont pour but de déterminer l'ensemble des paramètres physiques relatifs aux éléments constituant le sol, on distingue :

❖ La teneur en eau naturelle

$$w [\%] = W_w / W_s$$

Tel que:

w : Teneur en eau

W_s : poids de solide sec

W_w : poids de l'eau dans le sol

❖ **L'Analyse granulométrique**

L'analyse granulométrique sert à déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions.

❖ **La limite d'Atterberg**

Le comportement d'un sol fin est avant tout lié à sa composition minéralogique, sa teneur en eau et sa structure.

Selon la valeur de la teneur en eau, les propriétés mécaniques d'un sol fin varient, on cite les cas suivant :

- Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité W_L).
 - Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité W_P).
- L'indice de plasticité I_P est défini comme suit :

$$I_P = W_L - W_P$$

Cet indice définit l'étendue du domaine de plasticité et caractérise le sol. En effet le sol est capable de se déformer facilement sans se rompre.

L'état d'un sol fin ou cohérent plastique s'apprécie également par l'indice de consistance. L'indice de consistance I_c situe en valeur relative la teneur en eau du sol dans la plage de plasticité. Il est égal au rapport :

$$I_c = (W_L - W) / (W_L - W_P)$$

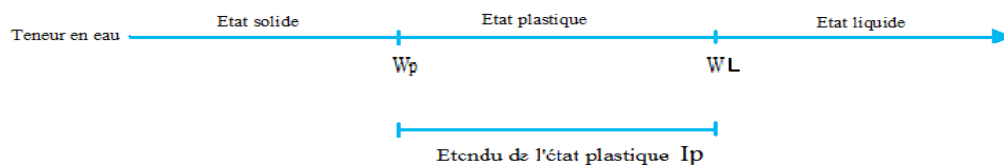


Figure I.2 : États d'un sol en fonction de sa teneur en eau

I.2.5.3.2. Essais mécaniques

❖ **Essais de compressibilité à l'œdomètre**

L'essai œdométrique reproduit les conditions de déformations des sols dans le cas d'un massif à surface horizontale saturé chargé par une uniforme et où le sol ne peut se déformer que verticalement.

La courbe œdométrique d'un sol fin, à l'allure générale indiquée sur la figure I.3 elle est caractérisée par trois paramètres :

-Les coordonnées du point P (pression de pré consolidation σ'_p et indice des vides correspondant e_p).

- La pente de la partie initiale de la courbe **Cg** appelée indice de gonflement.
- La pente de la partie finale de la courbe **Cc** appelée indice de compression.

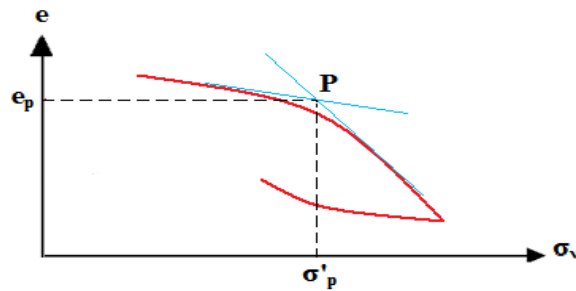


Figure I.3 : la courbe œdométrique d'un sol fin

❖ Essais de cisaillement à la boîte de Casa grande

Dans un massif de sol les déformations résultent principalement d'un glissement des particules, mais ce mécanisme est différent suivant qu'il s'agit d'un matériau cohérent ou pulvérulent.

Par définition, la résistance au cisaillement d'un sol est la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture, au moment de la rupture.

L'essai de cisaillement à la boîte est destiné à évaluer les paramètres mécaniques d'un sol (naturel, reconstitué ou artificiel) c'est-à-dire la cohésion «**C**» et l'angle de frottement interne «**φ**» du sol. (Voir fig. I.4)

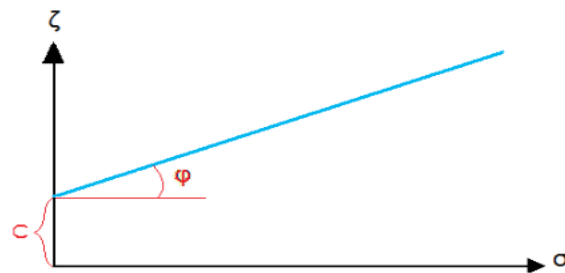


Figure I.4 : La courbe de cisaillement

❖ Principe de l'essai

La boîte de Casagrande est formée de deux demi-boîtes mobiles l'une par rapport à l'autre sans contact, l'échantillon est placé entre les deux demi-boîtes. Il a la forme d'une plaquette carrée de 10cm de côté et 3cm d'épaisseur. La boîte de Casagrande par sa conception permet d'obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé qui est le plan horizontal se trouvant entre les deux demi-boîtes.

L'effort normal de compression **N** est appliqué sur la demi-boîte supérieure par l'intermédiaire d'une charge, cet effort reste constant pendant l'essai. Le moteur applique un effort horizontal **T** sur la demi-boîte inférieure et augmente lentement jusqu'à la rupture de l'échantillon. La réaction produite par un anneau dynamométrique placé sur la demi-boîte supérieure sur le côté opposé au moteur permet la mesure de l'effort **T** pendant l'essai.

A la rupture nous avons N et T on peut donc déduire les contraintes $\sigma=N/A$ et $\zeta=T/A$ avec A: surface du plan de rupture.

I.2.5.3.3. Analyse chimique de l'eau souterraine

Afin d'apprécier son agressivité, une analyse chimique de l'eau a été faite sur des échantillons prélevés à partir des sondages réalisés.

I.2.6. Résultats

I.2.6.1. Sondages et Forages

Le profil géotechnique établi à partir des sondages réalisés met en évidence les différentes formations traversées par l'ouvrage.

Pour ce motif deux forages ont été effectués :



Figure I.5 (a et b) : Emplacement du forage

Le premier forage PK 3+650 situé dans la rive OUEST de l'Oued montre une succession des couches argileuse – vaseuse, plastique – très plastique jusqu'à une profondeur d'environ **12 mètres (QV)**.

Au-dessous de cette couche argileuse suivent des sables jaune, fin à grossier. Les sables montrent une capacité moyenne à bien compacter jusqu'à une profondeur de **20 mètres (TS)**.

Le niveau d'eau a été détecté au niveau 4,00 m NGA.

Le deuxième forage PK 3+700, situé dans la rive EST de l'Oued est caractérisé par des dépôts sableux – graveleux, très remaniés jusqu'à une profondeur d'environ 12,50 m (-9,50 m NGA).

Au-dessous de ces dépôts suivent des argiles grises, plastique – très plastique jusqu'à une profondeur de 20 m (-17,00 m NGA) qui ont été assignées le faciès **(QM)**.



Figure I.6 : Échantillons issus des essais Carottés

Le site de l'ouvrage est composé de :

Couches	Forage S 3+650		Forage S 3+700	
	[m NGA]			
Remblais RX	4,00	1,00	4,00	-9,50
QM			-9,50	-17,10
QV	1,00	-9,00		
TS	-9,00	-17,00		
Niveau d'eau	4,00		0.2	

Tableau I.1 : Résultats des Forages

RX : Remblais

TS : Sable, intercalation de grés et de conglomérats

QM : Marnes jaunâtre

QV : Argiles verdâtre vaseuses plastique.

NGA : Nivellement General de l'Algérie.

Les marnes sont imperméable, leur rôle hydraulique est double, elles servent comme toit à une nappe captive peu importante, servent aussi de plancher étanche aux terrains supérieur perméable.

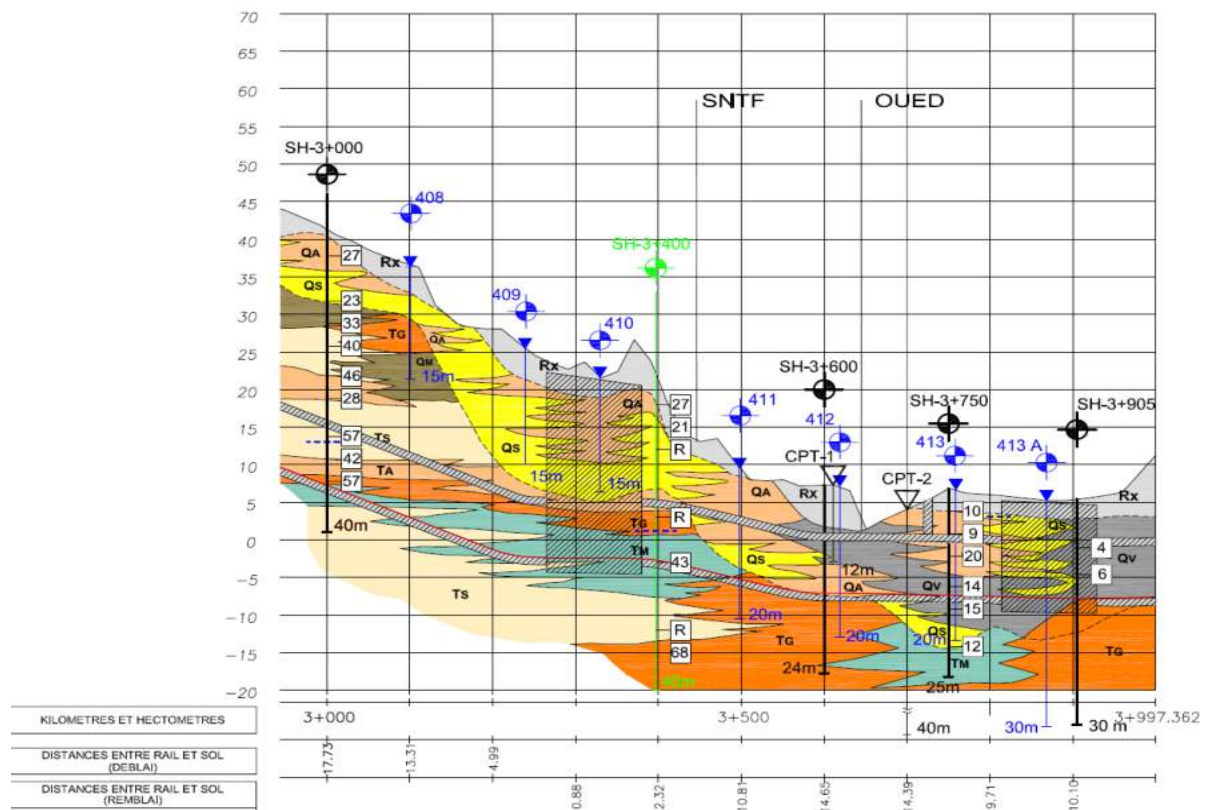


Figure I.7 : Profil géotechnique

I.2.6.2. Résultats des essais au pénétromètre SPT

1. Compacité D et Indice de densité I_D

La corrélation entre le nombre des coups N_{30} et la compacité D et l'indice de densité I_D est donnée dans le tableau suivant :

Compacité D	Indice de densité I_D
$D = 0,02 + 0,400 \lg N_{30}$	$I_D = 0,10 + 0,385 \lg N_{30}$
N_{30} = Nombre de coups pour une pénétration de 30 cm de profondeur	

Tableau I.2 : Corrélation entre la compacité du sol et le nombre de coups des essais de pénétration dynamique (SPT)

Due à l'influence négative de l'eau dans la résistance de pénétration et l'abaissement de la friction entre les grains de sol, le nombre de coups a été corrigé. La correction du nombre de coups au-dessous du niveau d'eau est la suivante :

Nombre de coups au-dessous du niveau d'eau

$$N_{30}^* = 1,1 * N_{30} + 5$$

Correction du nombre de coups SPT- N_{30} au-dessous du niveau d'eau

Les valeurs limites de la compacité et l'indice de densité pour des types de sol sont données dans le tableau suivant :

Compacité D		Indice de densité I _D	
0 – 15	Très meuble	0 – 15	Très meuble
15 – 35	Meuble	15 – 35	Meuble
35 – 65	Moyennement compacté	35 – 65	Moyennement compacté
65 – 85	Bien compacté	65 – 85	Bien compacté
85 – 100	Très bien compacté	85 – 100	Très bien compacté

Tableau I.3 : Valeurs limites de la compacité

➤ Résultats obtenus :

Compacité D des différentes couches [%]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	26	2	42
Max	82	56	88
Moyen	52	39	75
Déviat. Strd.	11	14	10
Caract.	52	39	75
	Moyennement compacté	Moyennement compacté	Bien compacté

Tableau I.4 : Compacité D des différents types de sol

Indice de densité I _D des différentes [%]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	33	10	49
Max	87	62	92
Moyen	58	45	80
Déviat. Strd.	11	13	9
Caract.	58	45	80
	Moyennement compacté	Moyennement compacté	Bien compacté

Tableau I.5 : Indice de densité I_D des différents types de sol

2. Résistance en pointe « q_c » :

La résistance en pointe des différents types de sol déterminée selon la corrélation suivante :

Résistance en pointe q _c
$q_c = 0,5 * N_{30}$

La valeur de q_c est donnée en [MN/m²]

➤ Résultats obtenus :

Résistance en pointe q_c [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	2	1	5
Max	50	8	63
Moyen	11	5	35
Déviat. Strd.	8	2	15
Caract.	10	5	33

Tableau I.6 : Résistance en pointe des différents types de sol

3. Module de rigidité du sol E_s :

Déterminé selon les corrélations ci-dessous :

Module E_s	
$E_s = V * \sigma^w$	$\sigma = \text{profondeur} * g$
$V = 217 \lg N_{30} + 146$ (sable) $V = 4 N_{30} + 50$ (argile)	$W = 0,5$ (sable) $W = 0,6$ (argile)
N_{30} = Nombre de coups pour une pénétration de 30 cm de profondeur	

Tableau I.7 : Détermination du module de rigidité E_s

Nombre de coups au-dessous du niveau d'eau
$N_{30}^* = 1,1 * N_{30} + 5$

Correction du nombre de coups SPT- N_{30} au-dessous du niveau d'eau

➤ Résultats obtenus :

Module E_s [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	23	14	89
Max	81	71	209
Moyen	40	45	150
Déviat. Strd.	12	14	31
Caract.	38	42	127

Tableau I.8 : Module de rigidité E_s pour les différents types de sol

4. Module de déformation E:

Le module E est déterminé suivant la formule :

➤ Résultats obtenus :

Module E [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	15	9	55
Max	51	44	131
Moyen	25	28	94
Déviat. Strd.	8	9	19
Caract.	24	27	85

Tableau I.9 : Module E pour les différents types de sols

5. Angle de frottement:

L'angle de frottement dans les types de sols non cohésif TS a été déterminé à base des essais SPT :

Angle de frottement
$\varphi = (13.5 * \log R_p) + 23$

➤ Résultats obtenus :

Angle de frottement [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	27	-	32
Max	46	-	47
Moyenne	36	-	43
Déviat. Strd.	4	-	3
Caract.	35	-	43

Tableau I.10 : Angle de frottement pour les différents types de sols

I.2.6.3. Résultats des essais Pressiométrique MENARD

1. Module de rigidité du sol Es :

Corrélation module Ménard E _M et module Es (DIN 4094-5, EN ISO 22476-4)	
$E_s = E_M / \alpha$	$E_M = E_s * \alpha$

En fonction du type de sol et la corrélation entre le module de Ménard E_M et la pression limite P_L des essais, le coefficient rhéologique du sol α est donné comme suit :

Coefficient α en fonction du type de sol		
Type de sol	E_M / P_{LM}	A
Argile	>16	1,0
	10 – 16	0,67
	7 – 9	0,5
Sable	>12	0,67
	7 – 12	0,5
Sable / Gravier	>10	0,5
	6 – 10	0,33

Tableau I.11 : Coefficient α en fonction du type de sol

Module E
$E_s = (1 - V) / ((1+V) (1-2V)) E$

➤ Résultats obtenus :

Module de rigidité du sol E_s [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	4	1	85
Max	17	12	320
Moyenne	11	6	171
Déviat. Strd.	6	4	90
Caract.	11	6	94

Tableau I.12 : Module de rigidité E_s pour les différents types de sols

2. Module E:

Le module E est déterminé suivant les normes DIN 4094 et EN ISO 22476-5 (2007).

➤ Résultats obtenus :

Module de déformation du sol E [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM/QV	TS
Min	3	1	53
Max	10	7	200
Moyenne	7	4	107
Déviat. Strd.	3	3	56
Caract.	7	4	77

Tableau I.13: Module de déformation E pour les différents types de sols

Remarque

Les résultats du module Es obtenues à base des essais SPT pour le type de sol TS (tertiaire sableux) correspondent avec les résultats obtenues par les essais Ménard, tandis que pour les sols QM/QV et Remblai elles montrent une valeur peu élevée dans les essais de Ménard. Cela est dû à la sensibilité de la sonde de Ménard en vue des conditions de trous propres, secs et non amollis.

I.2.6.4. Résultats des essais de pénétration statique CPT**➤ Résultats obtenus :**

Résistance de pointe q_c [MN/m ²]			
Couches	Remblais RX	QM-Marneux	TS
Min	0,5	0,5	2,25
Max	20	2,5	20
Moyenne	3,5	1,2	9,5
Déviat. Strd.	6,9	0,6	7,1
Caract.	3,4	1,2	9,2

Tableau I.14 : Résistance de pointe q_c **I.2.6.5. Perméabilités**

La perméabilité des différentes couches a été déterminée par des essais d'eau LeFranc selon la norme NF P94-132.

➤ Résultats obtenus :

Valeurs de Perméabilité K [m /s]		
QM	Quaternaire marneux	$1,0 \times 10^{-8}$
TS	Tertiaire sableux	$1,0 \times 10^{-4}$

Tableau I.15: Valeurs de Perméabilité K pour les différents types de sols**I.2.6.6. Résultats des essais au laboratoire**

Les résultats des essais effectués au laboratoire sont résumés dans les tableaux suivants, ils permettent ainsi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un pré dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

1. Poids spécifique et Teneur en eau naturelle:

Poids spécifiques [t/m ³].		
Couches	QM /QV	TS
Min	1,75	2,00
Max	2,01	2,27
Moyen	1,89	2,11
Déviat. Strd.	0,10	0,09
Caract.	2,0	2,11

Tableau I.16 : Poids spécifiques des différents types de sols

Teneur en eau naturelle [%].		
	QM/QV	TS
Min	32,28	12,44
Max	75,26	30,60
Moyen	49,76	20,98
Déviat. Strd.	19,99	5,75
Caract.	47,77	20,38

Tableau I.17: Teneur en eau naturelle des différents types de sols

2. Consistance et plasticité:

Indice de Consistance I_c [KN/m ²]	
	QM/QV
Min	0,04
Max	1,01
Moyen	0,61
Déviat. Strd.	0,34
Caract.	0,61

Tableau I.18 : Indice de consistance des différents types de sols

IP [%]	QM/QV	WL [%]	QM/QV
Min	19,40	Min	52,00
Max	41,83	Max	77,00
Moyen	30,95	Moyen	59,00
Déviat. Strd.	9,44	Déviat. Strd.	9,92
Carat.	29,49	Caract.	56,07
Plasticité Forte			

Tableau I.19 : Plasticité et Limite de liquidité des différents types de sols

D'après les résultats du **Tableau I.19** ci-dessus : les argiles des horizons quaternaire et du tertiaire montrent une plasticité modérée, tandis que les argiles marneuses et vaseuses du quaternaire sont caractérisées par une forte plasticité.

3. Paramètres de compression et de gonflement

Les indices de compression et de gonflement **C_c** et **C_g**, et la pression de gonflement **P_g** ont été déterminés à partir des essais de compressibilité à l'œdomètre.

Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivants :

Indice de compression C_c [%]	
	QM/QV
Min	26,80
Max	26,80
Moyen	26,80
Déviat. Strd.	0,00
Caract.	26,80

Tableau I.20: Indice de compression C_c des différents types de sols

Indice de gonflement C_g [%]	
	QM/QV
Min	6,80
Max	6,80
Moyen	6,80
Déviation Strd.	0,00
Caract.	6,80

Tableau I.21 : Indice de gonflement C_g des différents types de sols

Pression de gonflement P_g [MN/m ²]	
	QM/QV
Min	1,00
Max	1,00
Moyen	1,00
Déviation Strd.	0,00
Caract.	1,00

Tableau I.22 : Pression de gonflement P_g des différents types de sols

4. Paramètres de cisaillement

- Cohésion

Cohésion C_u [KN/m ²]			Cohésion C' [KN/m ²]	
	QM/QV	TS	QM/QV	TS
Min	15	20	4	55
Max	85	130	17	55
Moyen	39	98	9	55
Déviation Strd.	17	46	4	0
Caract.	36	76	8	55

Tableau I.23 : Cohésion C_u et C' des différents types de sols

5. Angle de frottement

Les valeurs de l'angle de frottement à base des essais de cisaillement non drainés sont récapitulées dans le Tableau suivant :

Angle de frottement Φ à base des essais au laboratoire [°]		
	QM/QV	TS
Min	20	27
Max	25	27
Moyen	22	27
Déviation Strd.	2	0
Caract.	22	27

Tableau I.24 : Angle de frottement Φ des différents types de sols

6. Analyse chimique de l'eau souterraine

Un aperçu des résultats des essais sur l'eau est donné dans le tableau : I.25

Désignation	Quantité [mg/l]
Calcium	302.40
Magnésium	51.84
Chlorure	177.50
Bicarbonate	1549.40
Carbonate	Néant
Sulfate	334.18
Suspension	449.00
Sel soluble	964.00
Autres caractéristiques	
Potentiel hydrogène	8.20
Conductivité	0.36

Tableau I.25 : Résultats d'analyse chimique de l'eau

Les résultats de l'analyse chimique de l'eau souterraine des échantillons intacts montrent une faible concentration de sulfates, ce qui permet de classer cette eau comme **non agressive**.

I.7. Conclusion

À partir des sondages et d'autres essais tant in situ comme en laboratoire on a défini un profil géotechnique qui est pris comme point de départ pour l'analyse du tunnel cadre. On inclut ensuite une représentation de ce profil géotechnique

Sol	Remblais	QM/QV	TS
Hauteur(m)	3	10	8
γ (t/m ³)	1.9	2.0	2.1
C (bar)	0	0.08	0.55
ϕ (°)	25	22	27
δ / ϕ	2/3	2/3	2/3
Module E_s [MN/m ²]	25	5	94
Module E [MN/m ²]	15-45	5-9	69-207
Perméabilité [m/s]	10^{-5}	10^{-6}	10^{-4}
Resistance de pointe q_c [MN/m ²]	10	7	33

Tableau I.26 : Valeur caractéristiques

CHAPITRE II

PRESENTATION DU PROJET

II.1. Introduction

Le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain de type métro desservant la ville d'Alger.

Le premier projet de métro d'Alger date de 1928 mais il ne verra jamais le jour. L'initiative du métro actuel est lancée à la fin des années 1970 afin de parer à l'explosion démographique de la ville d'Alger et au besoin de transport collectif qui en résulte. Lancée dans les années 1980, une étude de conception d'un moyen de transport de type métro a été menée à ALGER dans le cadre d'une collaboration Franco-algérienne. Le lancement des études du métro d'ALGER s'est concrétisé par la création de l'E.M.A (Entreprise du Métro d'ALGER) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990. Le projet est relancé en 2003.

II.2. Présentation de l'ouvrage

Aujourd'hui, la ville d'Alger comme toutes les grandes métropoles est face au problème d'encombrement dans les transports urbains. Ceci est essentiellement dû au manque d'infrastructures qui pourraient accueillir le nombre croissant de véhicules circulant. Les espaces en surface étant insuffisants et saturés, une solution a été apportée par l'utilisation du sous-sol avec la réalisation du métro.

Les projets de tunnels comportent toujours les études suivantes, plus ou moins poussées à chaque stade du projet selon les cas qui interfèrent largement entre elles :

- **trafic, type d'exploitation** : en vue de déterminer notamment les caractéristiques Géométriques du profil en travers de l'ouvrage et les besoins en équipements d'exploitation et de sécurité. S'il y a lieu, il convient d'examiner le phasage éventuel de l'opération, qui peut être déterminant pour le choix des caractéristiques géométriques et des équipements.

- **géométrie (tracé en plan, profil en long, profil en travers)** : pour tenir compte de la Géologie des terrains traversés et des contraintes particulières imposées par le passage du tunnel.

- **environnement** : aussi bien en ce qui concerne l'impact de la construction sur L'environnement que l'impact de l'exploitation.

- **géologie, hydrogéologie et géotechnique** : pour la connaissance des terrains rencontrés, la localisation des nappes phréatiques et le comportement mécanique du terrain.

- **génie civil** : portant sur les points suivants :

1. Conception et dimensionnement.
2. Procédés de creusement et de soutènement.
3. Etanchement et revêtement.
4. Equipements et exploitation.
5. Assainissement, drainage et réseaux divers.

II.2.1. Implantation de l'ouvrage

Le projet métro d'Alger comprend dans sa ligne 1 – Lot1 : TAFOURAH- HAI EL BADR l'extension B : HAI EL BADR- EL HARRACH totalisant 4 Km de tunnels et 4 stations et dont la quelle se trouve le passage sous l'oued objet de la présente étude.

Le plan de l'extension B est illustré dans les figures : II.1 et II. 2.

Deux stations de métro sont en phase de réalisation aux alentours d'El Harrach : il s'agit de la station El Harrach Gare et de la station El Harrach Centre.

L'ouvrage en question est situé entre le Pk 3+630.000 au Pk 3+696.700, il fait part de la liaison entre les deux stations citées plus haut, il est limité à l'Ouest par le tunnel souterrain (en mine), et à l'Est par le puits de ventilation n° = 3 tout en passant sous l'oued El Harrach sur une largeur de 25 m environ.

L'implantation de l'ouvrage est montrée dans les figures : II.3 et II.4

- **Présence de l'oued El Harrach**

Le fait est que l'oued El Harrach au-dessus du tunnel fait de ce projet une première en Algérie, en effet c'est la première fois qu'un tunnel soit creusé au-dessous d'un Oued, ce qui a conduit à l'utilisation de nouvelles techniques et procédures de réalisations qui vont faire l'objet d'une étude plus détaillée dans les chapitres suivants de notre thèse.

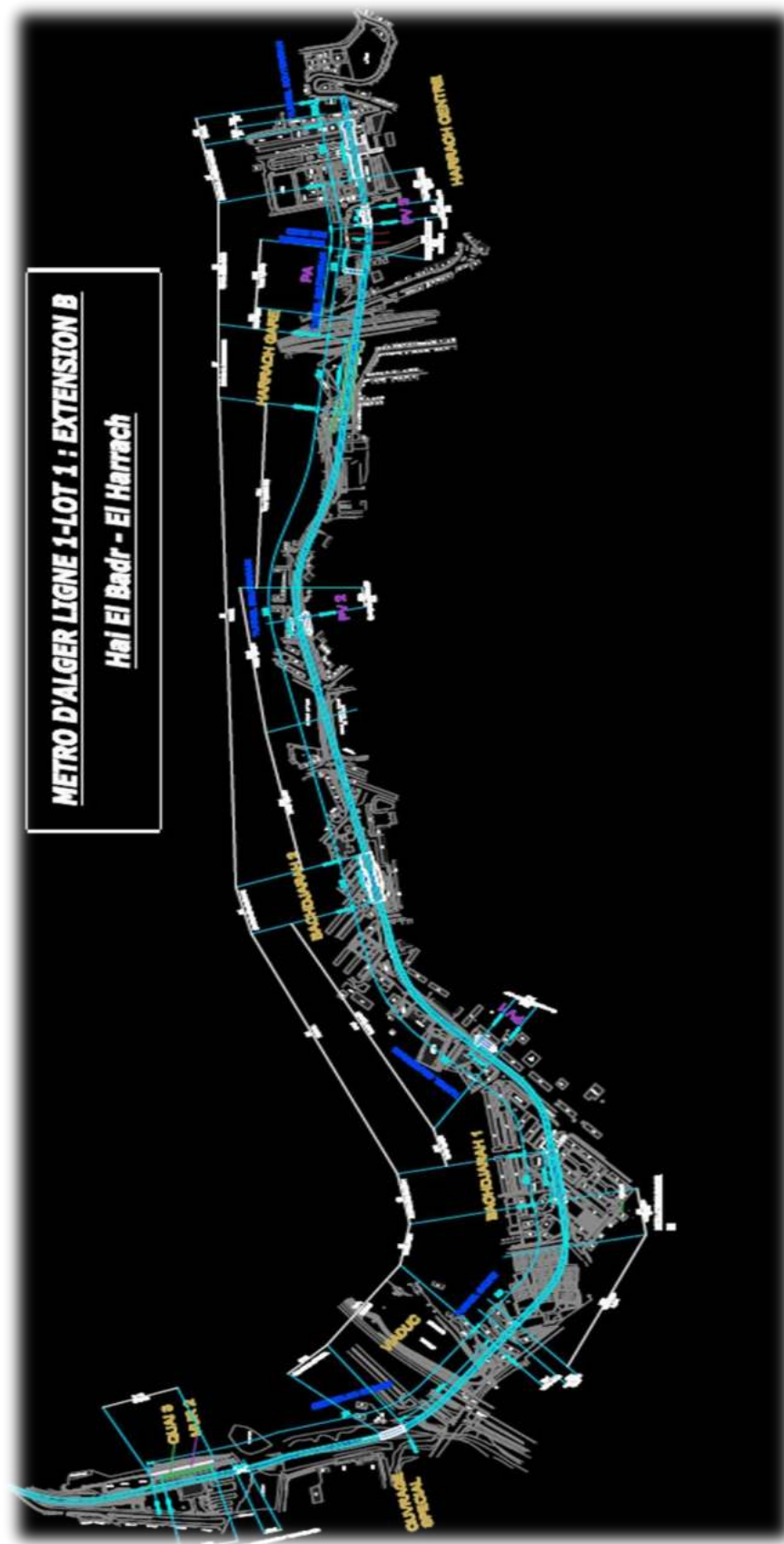


Figure II .1 : plan de l'extension B : HAI EL BADR –EL HARRACH

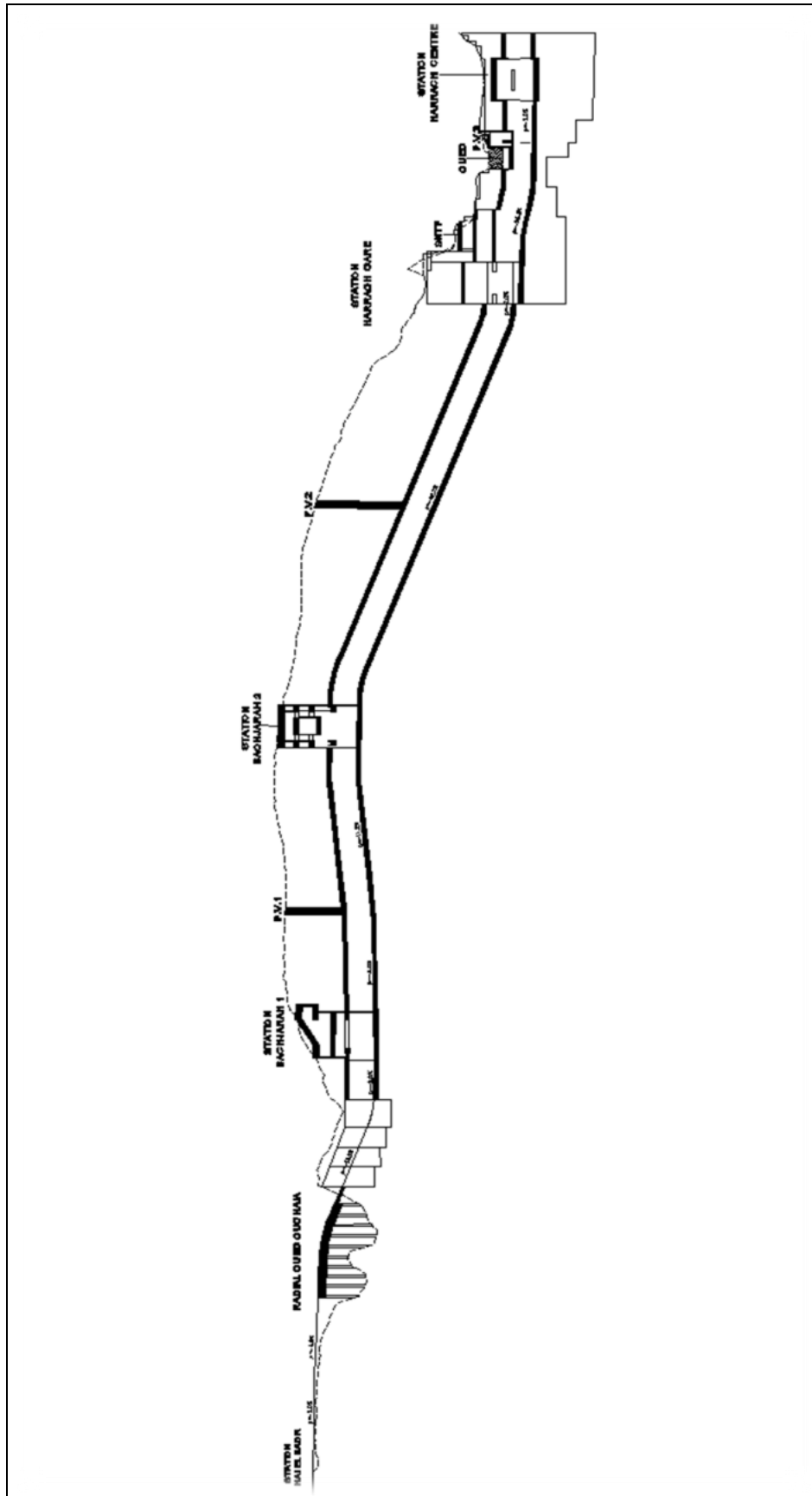


Figure II .2 : plan de l'extension B : HAI EL BADR –EL HARRACH

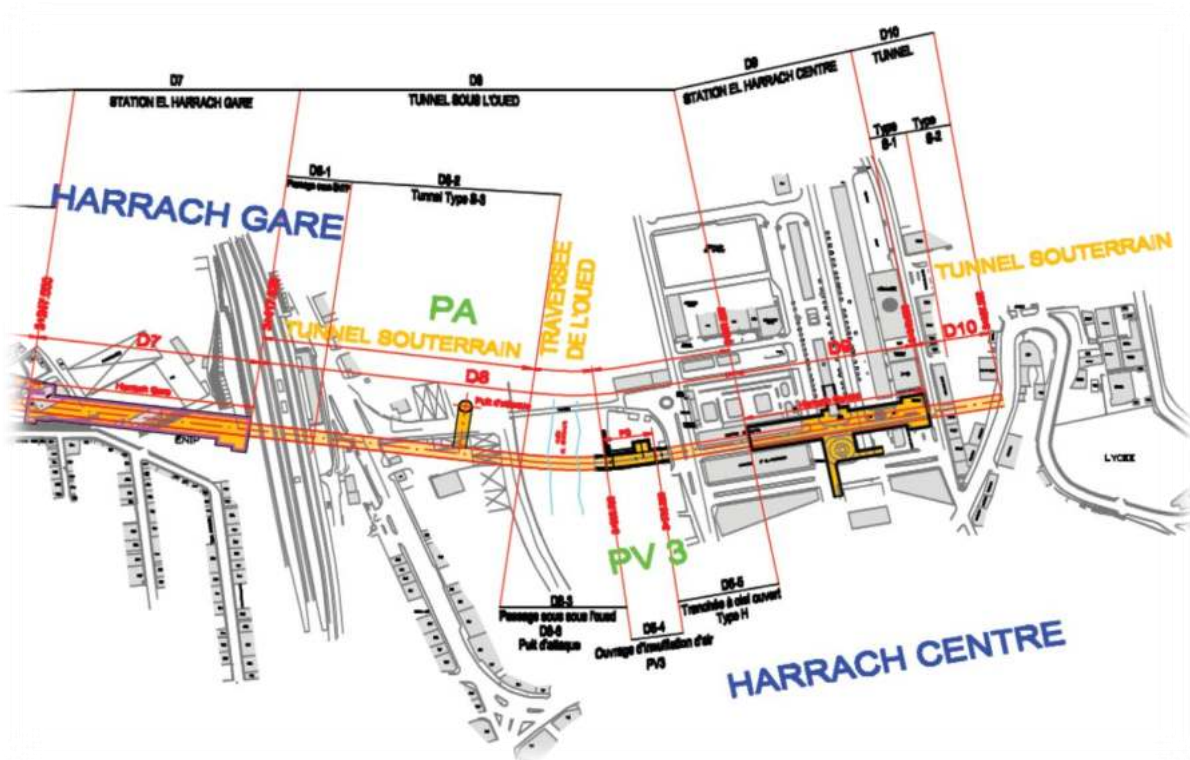


Figure II.3 : Plan d'implantation de l'ouvrage vue en plan

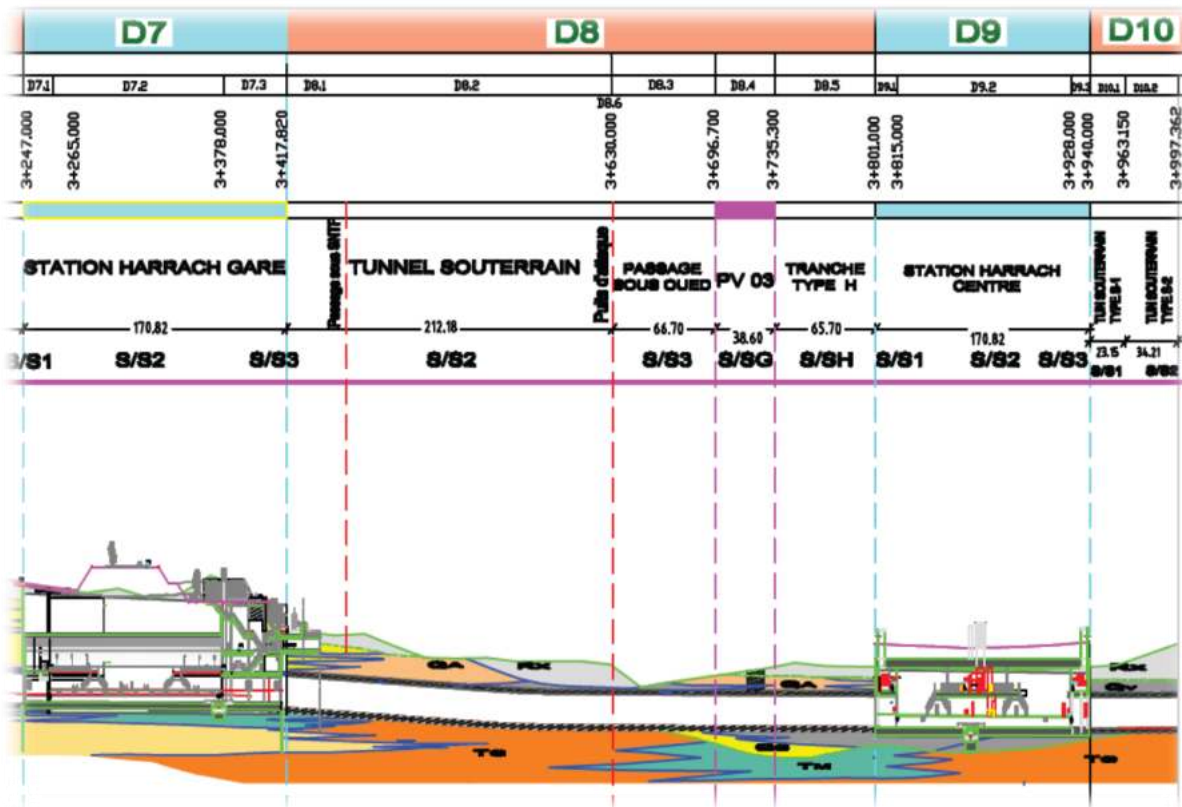


Figure II.4 : Implantation de l'ouvrage-coupe longitudinale

II.2.2. Description de l'ouvrage

II.2.2.1. Type et classification de l'ouvrage

Le tunnel de notre présente étude est un tunnel cadre qui fait partie de la famille des tunnels routiers.

L'ouvrage est construit à Ciel Ouvert, on procède d'abord au découpage vertical du sol pour y réaliser les parois, puis que l'on construit la couverture du tunnel. L'excavation n'intervient qu'ensuite ; elle est réalisée sous dalle, de même que le bétonnage du radier.

II.2.2.2. Justifications du choix du type de tunnel

Tout le tunnel est situé dans les niveaux quaternaires du terrain et pour ce motif sa construction en tunnel en mine est coûteuse et incertaine, on ne peut pas effectuer une excavation en mine par conséquent nous devons rejeter la construction par tunnel minier et de plutôt opté pour une construction à ciel ouvert.

Les terrains traversés peuvent être excavés facilement. Pour résoudre les inconvénients décrits on projette l'exécution de parois moulées de 1.0m d'épaisseur, excavées au moyen de méthodes traditionnelles ou hydrophraise.

II.2.2.3. Géométries et dimensions de l'ouvrage

C'est un tunnel cadre bidirectionnel de section « type F » formé par deux écrans extérieures (parois moulées) fermés par la dalle de fondation (le radier) et de la dalle supérieure, et de deux panneaux intérieures à 10 cm des écrans.

Le tunnel fait 66.70 m de longueur et 12.70 m de largeur, il est formé de quatre blocs de différentes longueurs.

L'oued El Harrach est présent sur les trois premiers blocs, mais seul le bloc n° 2 est entièrement traversé par l'oued, tandis que le bloc n° 4 est complètement au-dessous du terrain naturel, voici les caractéristiques techniques du tunnel :

Dimensions	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3	Bloc 4
Longueur [m]	12.52	20.387	16.01	17.557

Caractéristiques techniques	Nombre de voie	Largeur voie [m]	Hauteur libre [m]	Ouverture [m]	Pente [%]
Tunnel	2	4.5	6.3	9	0.81 à 2.30%

dimensions	Largeur [m]	Hauteur [m]	Épaisseur [m]
Dalle	12.70	/	1.00
Parois moulées	/	23.70	1.00
Radier	10.70	/	1.00
Murs intérieurs	/	6.15	0.75

Tableaux II.1, II.2 et II.3 : Caractéristiques techniques et dimensions du tunnel

- Le plan de situation, les coupes transversale et longitudinale sont données dans les figures : II.5, II. 6 et II.7 Ci-dessous :

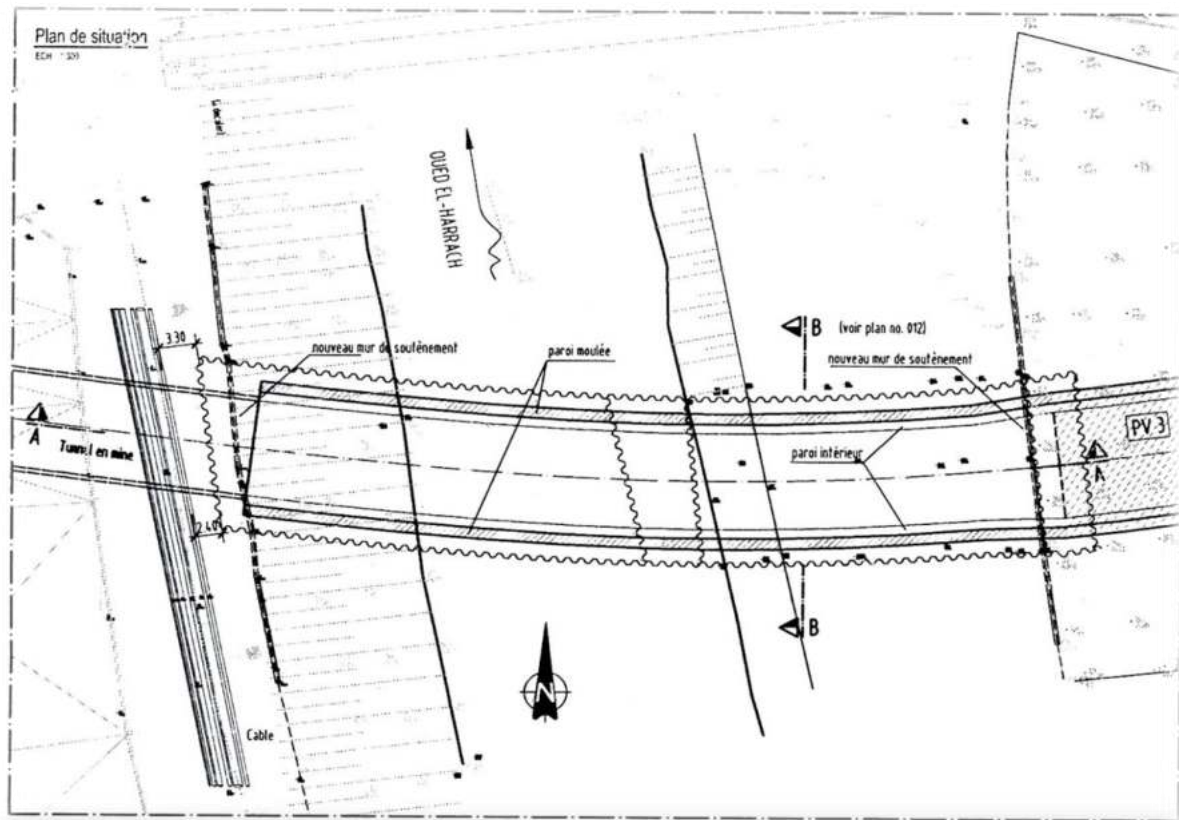


Figure II.5 : Plan de situation

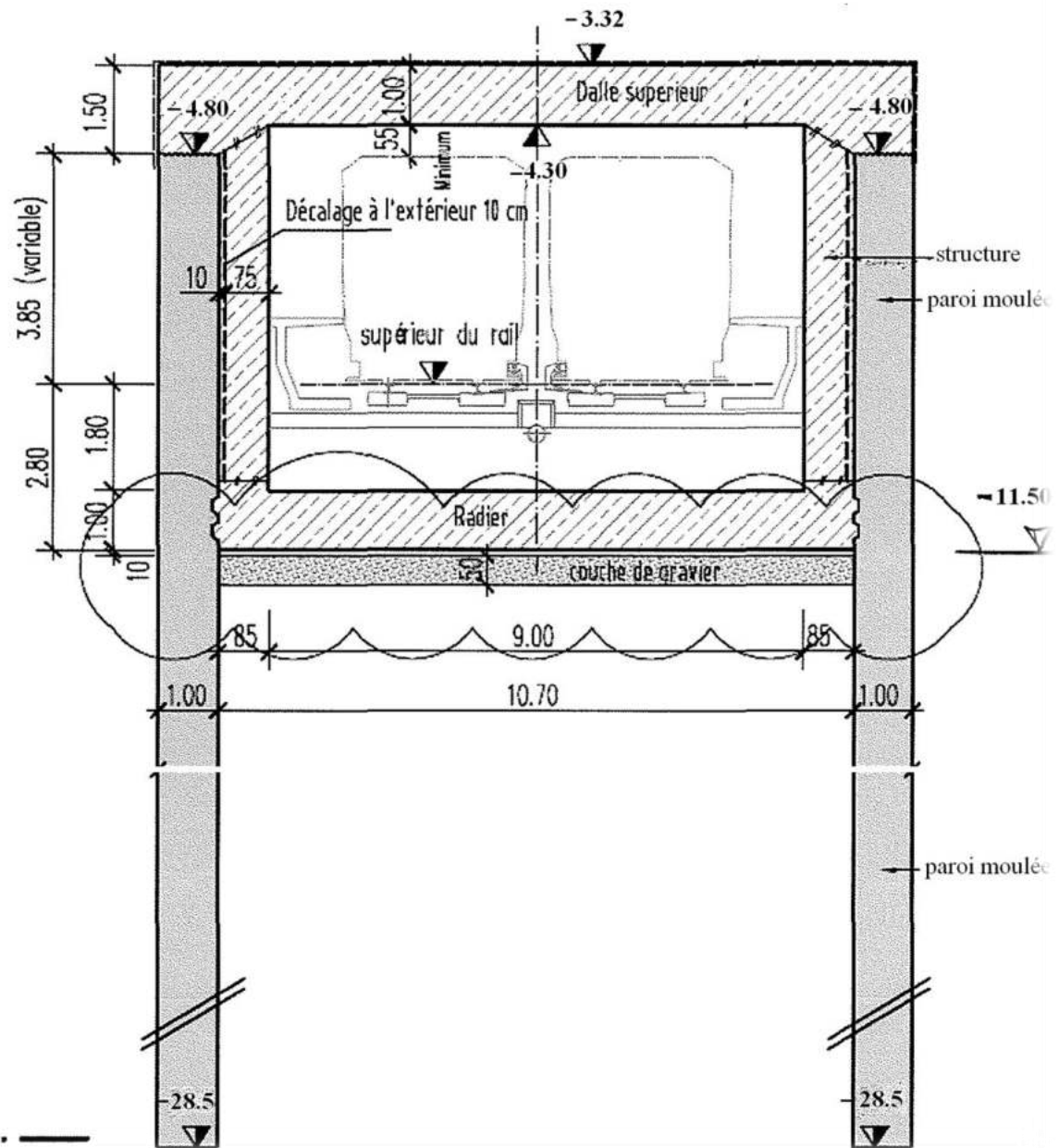


Figure II.6 : Coupe transversale

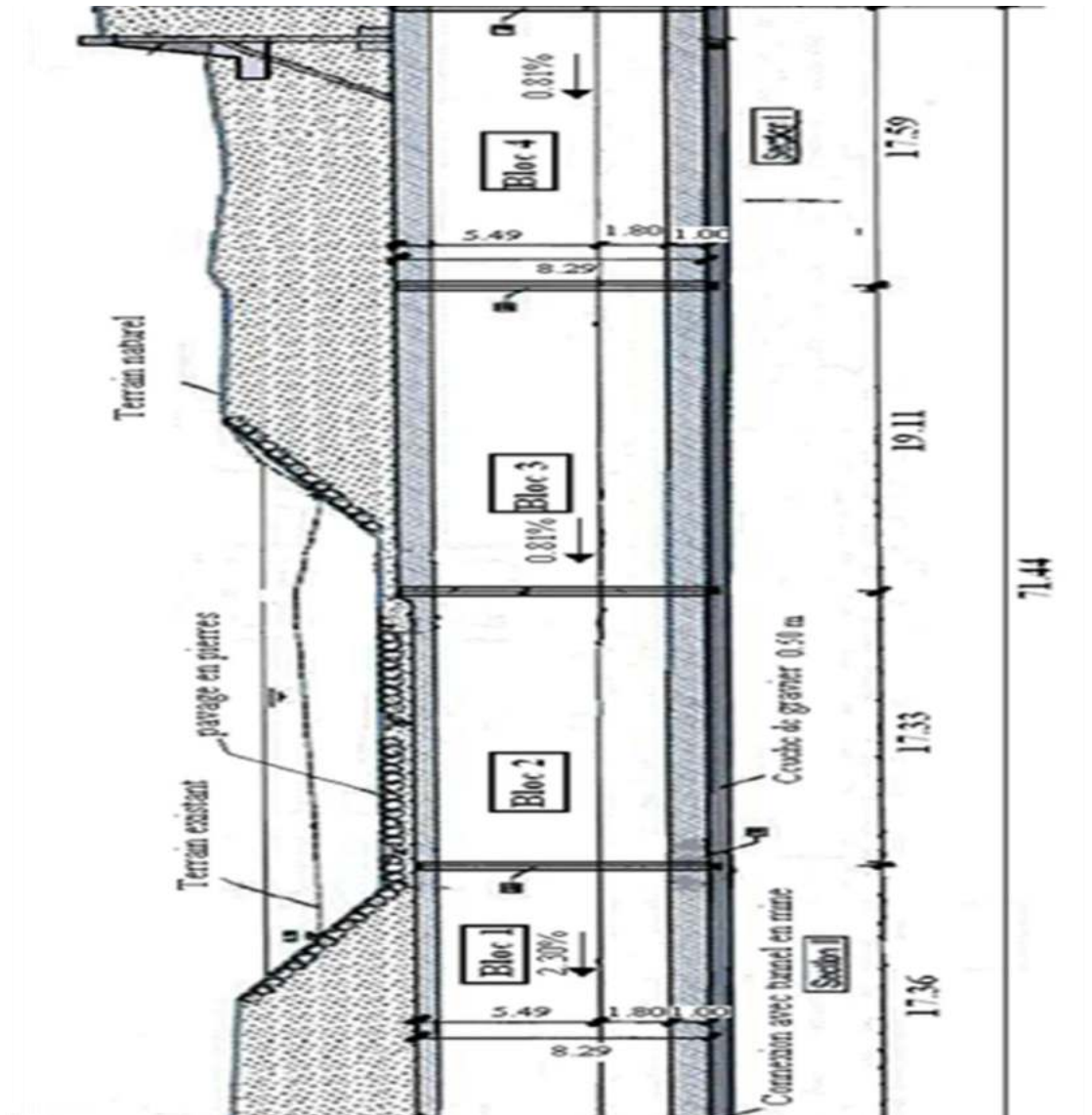


Figure II.7 : Coupe longitudinale

II.2.2.4. Objectif de l'ouvrage

A terme, ce projet va contribuer à régler le flux élevé de déplacements de personnes qui se développe dans le corridor urbain Hai El Badr - El Harrach.

CHAPITRE III
CARACTERISTIQUE DES
MATERIAUX

III.1. Introduction

Les bétons et les aciers seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (BAEL91).

III.2. Béton

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant.

Le liant peut être qualifié d'« hydrique », Lorsque sa prise se fait par hydratation.

Ce liant est appelé couramment « ciment » ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment » un des plus souvent utilisés au monde, que soit en bâtiments ou en travaux publics.

III.3. Composition du béton

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, Déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, etc.

Les propositions optimales des granulats pour 1m^3 de béton classe C 30/37 sont :

- Gravier 15/25 en provenance de KEDDARA : 570 Kg/m^3
- Gravier 8/15 en provenance de KEDDARA : 360 Kg/m^3
- Sable concassé en provenance de BEGHLIA : 960 Kg/m^3
- Ciment portland 42.5 : 400 KG/m^3
- D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant 180L/m^3 .
- Le projet utilisera des plastifiants, super plastifiants, accélérateurs de prise et retardateurs de prise afin de répondre aux exigences d'ouvrabilité et de résistance mécanique des bétons nécessaires dans la réalisation des travaux souterrains.

III.4. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

III.4.1. Masse volumique

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2500 kg/m^3 , cette masse volumique peut augmenter avec les modalités de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500Kg/m^3 .

III.4.2. Retrait

Contraction du béton ou du mortier, due à des phénomènes hydrauliques (évaporation ou absorption de l'eau de gâchage avant et au cours de la prise) et / ou thermique du fait du refroidissement postérieur à l'élévation de température qui accompagne.

III.4.3. Fluage

C'est un phénomène physique qui provoque la déformation d'un matériau au cours du temps sous l'effet d'une charge qui reste constante. Il est fonction notamment des caractéristiques du béton, de son âge lors du chargement, de l'épaisseur de l'élément.

III.5. Résistances caractéristiques du béton (BAEL91)

III.5.1. Résistance caractéristique à la compression

Un béton caractérisé par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (f_{c28}), et que l'on nomme résistance caractéristique à la compression.

- Pour les piédroits $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour le radier $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour les parois moulées $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour dalles de couverture $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- Pour : « les murettes guides - Béton de blindage - Béton pour scellement de profilés de blindage - Plate-forme sous voie » on a utilisé du Béton courant C30 strictement contrôlé avec $f_{c28} = 16 \text{ MPa}$.
- $F_{cj} = f_{c28} * 0.685 * \log(j+1)$

III.5.2. Résistance caractéristique à la traction

Un béton caractérisé par une valeur de sa résistance à la traction à j jours que l'on note f_{tj} ; est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

- Pour les piédroits $\Rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- Pour le radier $\Rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- Pour les parois moulées $\Rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- Pour dalles de couverture $\Rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$
- Pour : « les murettes guides, Béton de blindage, Béton pour scellement de profilés de blindage, Plate-forme sous voie » $\Rightarrow f_{t28} = 1.56 \text{ MPa}$.
- $f_{cj} = f_{c28} * 0.685 * \log(j+1)$ si : $j < 28$ jours.

III.6. Déformation du béton

III.6.1. Déformation longitudinale

• Module de déformation instantané $\Rightarrow E_{ij} = 11000 * f_{cj}^{1/3}$; dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

❖ Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E = 34179.56 \text{ MPa}$

• Module de déformation différée $\Rightarrow E_{vj} = E_{ij}^{1/3} = 3700 * f_{cj}^{1/3}$; dû aux sollicitations de longue durée d'application

❖ Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow E = 11496.76 \text{ MPa}$

III.6.2. Déformation transversale

Coefficient de poisson ν :

- $\nu = 0.2$ pour la justification à l'ELS.
- $\nu = 0$ dans le cas de l'ELU.

III.7. Déformation et contraintes de calcul

III.7.1. Etat limite ultime (ELU)

- Hypothèses de calcul :
 - ❖ La section normale à la fibre moyenne, plane avant déformation reste plane après déformation (Navier).
 - ❖ Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association Acier-béton).
 - ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.
 - ❖ Le diagramme des déformations d'une section est régi par la règle des 3 pivots.

- **Diagramme contraintes-déformations (fig. III. 1)**

C'est le diagramme parabole-rectangle qui peut être utilisé dans tous les cas.

La contrainte limite ultime du béton en compression est : $f_{bu} = 0.85 \cdot f_{ci} / \gamma_b$

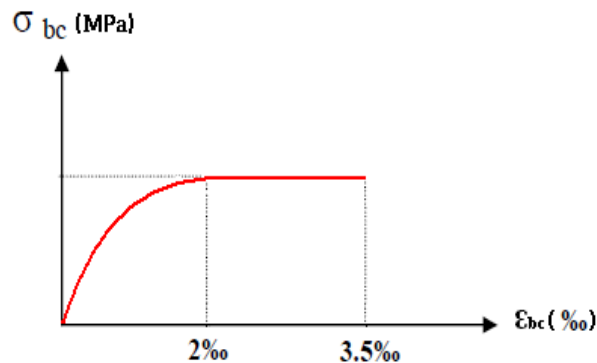


Figure.III.1 : Diagramme σ - ϵ du béton à l'ELU

- ❖ Parabole $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $0 \leq \sigma_{bc} \leq f_{bu}$
- ❖ Rectangle $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $\sigma_{bc} = f_{bu}$

$\gamma_b = 1.5$ en situation normale.

$\gamma_b = 1.15$ en situation accidentelle.

III.7.2. Etat limite de service (ELS)

- Hypothèses de calcul :
 - ❖ En plus des trois premières hypothèses de l'ELU on rajoute :
 - ❖ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

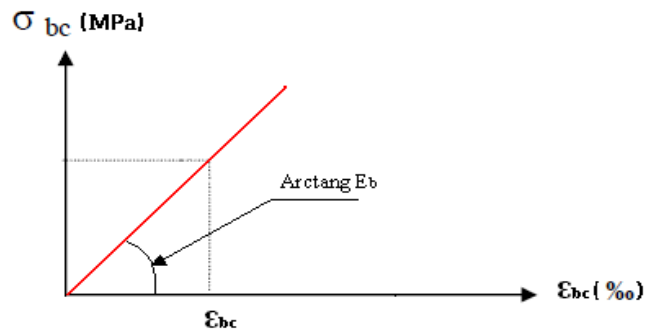


Figure.III.2 : Diagramme σ - ε du béton à l'ELS

- La contrainte limite à ne pas dépasser en compression est $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$. Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$
Le coefficient d'équivalence : $\eta = 15$

III.8. Les aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage.

Les armatures de la paroi moulée sont des aciers de haute adhérence les caractéristiques sont :

- ❖ Nuance : FeE 400
- ❖ Limite d'élasticité : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- ❖ Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

III.9. Diagramme contraintes-déformations

III.9.1. Etat limite ultime (ELU)

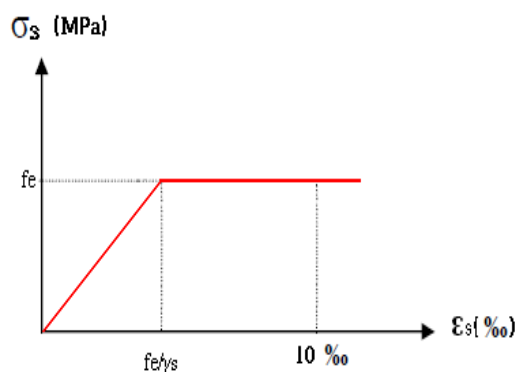


Figure.III.3 : Diagramme σ - ε des aciers à l'ELU

- $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ avec $\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation normale} \\ 1 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$
 - ❖ Situation normale : $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$

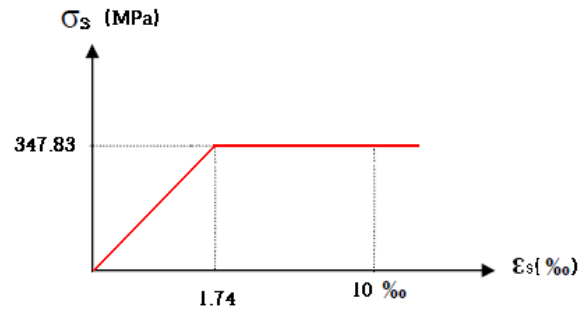


Figure.III.4 : Situation normale

❖ Situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400$ MPa.

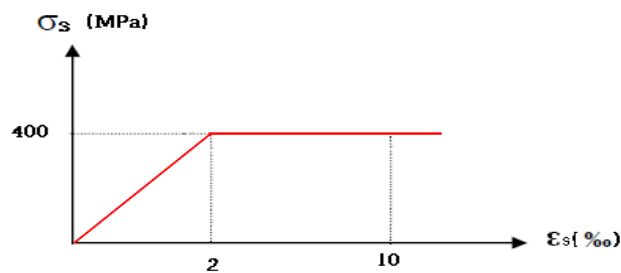


Figure.III.5 : Situation accidentelle

III.9.2. Etat limite de service (ELS)

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations: $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

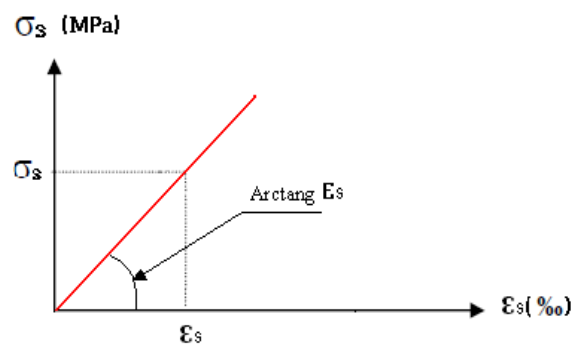


Figure.III.6 : Diagrammes des Aciers à l'ELS

La contrainte limite de traction dans les aciers est définie selon le cas de fissuration :

- ❖ Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_{bc} = \min(fe/2, 90\sqrt{\eta \times ft/28})$
- ❖ Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_{bc} = \min(2fe/3, 110\sqrt{\eta \times ft/28})$
- ❖ Fissuration peu nuisible: $\bar{\sigma}_{bc} = fe/\gamma_s$

Avec : $\eta = \begin{cases} 1 & \text{pour acier rond lisse} \\ 2 & \text{pour acier HA} \end{cases}$

CHAPITRE IV
METHODE DE
CONSTRUCTION A CIEL
OUVERT

IV.1. Introduction

Lorsque l'on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentent :
On peut, soit envisager de construire l'ouvrage à l'aide de la méthode des tranchées ouverte (tout l'ouvrage est à l'air libre jusqu'à l'édification de la superstructure, la dalle de toiture est alors en un seul tenant).

Soit en utilisant celle en tranchée couverte (on réalise la dalle de toiture à l'air libre, souvent en plusieurs tenants).

IV.2. Tranchée Ouverte

Les tranchées sont réalisées soit avec talus dont la pente dépend du terrain, soit avec soutènement par parois verticales.

Les mauvais terrains, nécessitent de prendre des dispositions particulières adaptées à chaque site.

Si les pentes de talus sont trop faibles, il faut s'accommoder de l'emprise disponible. Il est possible d'augmenter ces pentes par des techniques particulières : revêtement en plaques de béton supportées par une poutre en béton armé en partie inférieure, stabilisation par liants hydrauliques ou abandonner cette option pour remplacer les talus par des parois verticales en prévoyant un soutènement.

Bien qu'elle soit la moins coûteuse et la plus simple à réaliser, cette technique n'a pas sa place dans une ville moderne (à grande circulation).

Néanmoins elle reste applicable pour construire à moindre coût hors zone urbaine, là où la géologie le permet.

IV.3. Tranchée Couverte

Lorsque le profil en long d'un projet de tunnel fait apparaître une faible couverture au-dessus de la voûte (en général inférieure à un diamètre), il peut être économique de réaliser l'excavation en tranchée couverte, à condition que le site de surface soit libre de toute construction ou édifice ou d'autres contraintes dues à l'environnement. La couverture de la tranchée pendant les travaux permet de réduire la gêne pour l'environnement et de rétablir les possibilités de circulation en surface.

En site urbain, en présence d'une nappe phréatique (cas fréquent) cette méthode permet de limiter la profondeur de fouille à 6 ou 7 mètres et d'éviter le plus souvent les terrassements dans l'eau.

Elle conduit le plus souvent à un profil de tunnel rectangulaire.

Cependant on peut adopter un profil voûté afin par exemple d'assurer la continuité d'un ouvrage construit partie en tranchée couverte, partie en tunnel creusé, ou pour supporter un poids de terre significatif. Mais, dans ce cas, le coût de la tranchée couverte peut atteindre ou dépasser celui d'un tunnel creusé et elle peut perdre de son intérêt.

- Types de structures

Les principaux profils rencontrés sont les suivants :

- PIPO (Portique simple), POD (Portique ouvert double)
- PICF (Cadre fermé)
- Portique avec dalle encastrée sur piédroits
- Murs porteurs et dalle de couverture
- Portique avec radier en appui simple ou encastré sur piédroits.

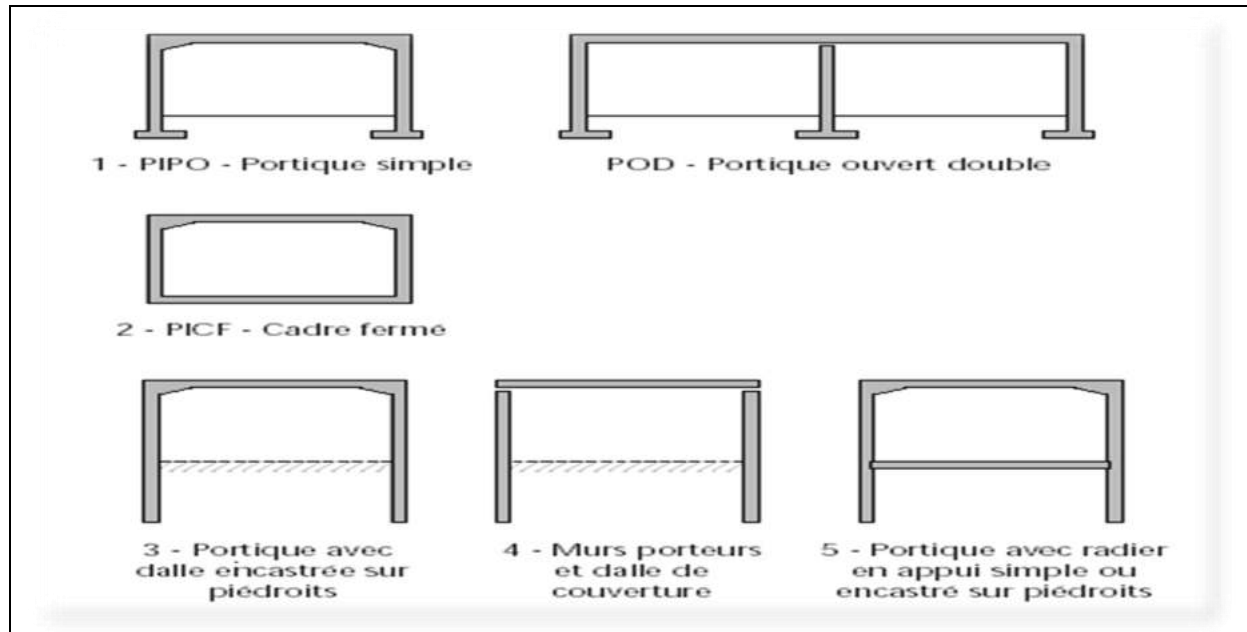


Figure IV. 1 : Type de structures

IV.4. Soutènement de fouilles

En ville, l'espace restreint pour le passage des souterrains ou tranchées à faible profondeur oblige à réaliser des talus verticaux en terrain souvent meuble.

Différents procédés de réalisation de ces murs de talus peuvent être utilisés ou toute combinaison d'entre eux.

IV.4.1. les types de fouilles

En termes d'organisation de travaux, le problème consiste à déterminer le volume de terre à excaver. Ce volume dépend de la forme du terrassement. Or ce terrassement dépend de l'environnement dans lequel il est effectué afin de garantir la stabilité du sol durant les travaux. La connaissance du volume de terre à excaver nécessite donc d'étudier et de connaître les conditions de terrassements.

IV.4.1.1. fouille talutée ouverte

Le déblaiement est effectué directement dans le sol en respectant le talus naturel. L'inclinaison du talus dépend de la nature du sol. Un sol rocheux accepte une inclinaison plus forte qu'un sol sableux.

IV.4.1.2. fouille blindée couverte

IV.4.1.2.1. Paroi moulée

Il s'agit de réaliser une tranchée profonde sans blindage de ses parois, grâce à l'utilisation d'une boue de forage permettant de les stabiliser. Cette tranchée est ensuite remplie de béton coulé sous la boue à l'aide d'une goulotte. On opère généralement par panneaux juxtaposés : primaires un sur deux, secondaires en intermédiaire, on obtient ainsi un mur souterrain continu.

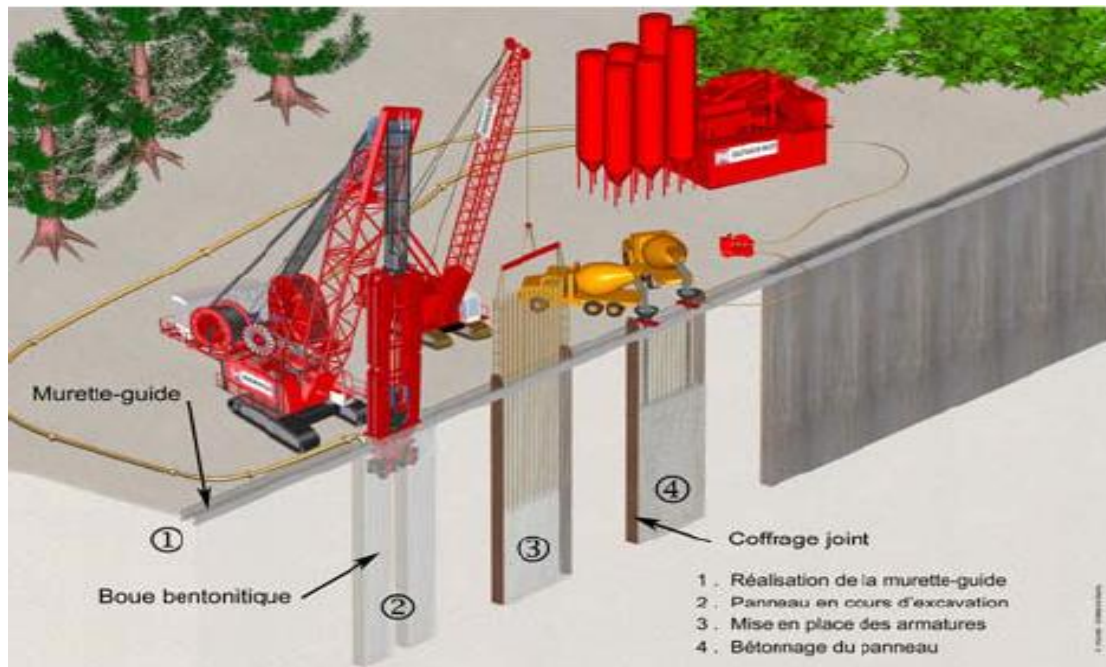


Figure IV.2 : réalisation des parois moulées

IV.4.1.2.2. Parois préfabriquées

Les avantages de la préfabrication ont été mis à profit dans cette technologie qui dérive de celle des parois moulées.

Les phases de construction d'une paroi préfabriquée sont alors :

- Réalisation des murettes guides : elles doivent permettre une mise en place précise des éléments préfabriqués.
- Perforation avec les mêmes matériels que ceux utilisés pour des parois moulées classiques. La perforation se fait avec une boue bentonitique qui est ensuite remplacée par un coulis à base de ciment.

IV.4.1.2.3. Parois berlinoises

Cette technique de réalisation de soutènement consiste à mettre en place dans le terrain des profilés verticaux généralement métalliques espacés de 2 à 4 mètres les uns des autres puis à terrasser en blindant au fur et à mesure le parement de la fouille au moyen de plaques s'appuyant sur ces profilés.

Le blindage est constitué de planches en madriers, de dalles en béton ou de béton projeté.

Les conditions d'emploi de la méthode sont :

- Pas d'eau ou peu d'eau et sol stable aux écoulements,
- Terrain non bouillant.

IV.4.1.2.4. Parois à grande inertie

Dans certains cas, notamment lorsque la paroi moulée joue le rôle de mur de soutènement, il peut être intéressant d'augmenter son inertie. Pour cela on peut augmenter son épaisseur mais une méthode plus efficace et plus économique sera de donner au panneau une forme en T (Figure IV.3). On obtient ainsi des parois à grande inertie.

La mise en place des armatures et le bétonnage poseront naturellement quelques problèmes supplémentaires qui sont toutefois bien résolus. Actuellement la construction de ce type de paroi est courante.

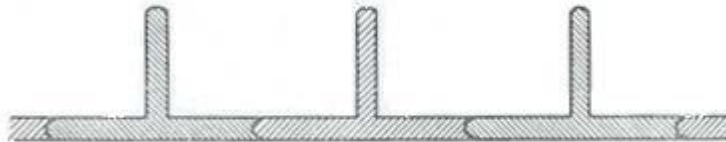


Figure IV.3 : Paroi moulée à grande inertie

IV.4.1.2.5. Rideaux de palplanches

Les rideaux de palplanches sont utilisés en soutènement provisoire ou permanent. Cette technique est applicable dans tous les terrains meubles.

Ces rideaux sont auto stables pour une hauteur de terre à soutenir de 3 à 4 mètres. Au-delà ils doivent être ancrés ou butonnés. L'un des avantages de cette technique est la rapidité d'exécution. Par contre leur utilisation peut poser des problèmes particuliers en site urbain en raison des nuisances créées par le fonçage à proximité d'habitations :

- nuisances sonores, plus importantes avec les techniques de battage qu'avec celles de fonçage, longueur limitée (20 à 30m)
- nuisances liées aux vibrations transmises par le sol, variables selon les sites. Il est recommandé de respecter une distance de 3 mètres entre le rideau à battre et les façades des immeubles.

Pour des ouvrages permanents, des précautions sont à prendre vis-à-vis des altérations par corrosion (surépaisseur d'acier, revêtements bitumineux, peintures...).

IV.4.1.2.5.1. Mise en œuvre des palplanches

a- Mise en fiche

Durant cette opération, les palplanches sont maintenues pendant le fonçage par les installations de guidage constitué par des moisages, dans le cas de rideaux plans, ou par des gabarits dans le cas de rideaux circulaires.

Le fonçage doit être conduit avec précaution, pour éviter les déviations et utiliser convenablement l'autoguidage des joints. A cet effet, il est recommandé, dans le cas des cellules circulaires en palplanches plates, de les fermer complètement avant de commencer le battage.

b- Battage et sur battage

Cette opération consiste à enfoncer les palplanches, jusqu'à atteindre la cote définitive, à l'aide de moyens de battage puissants et mieux adaptés, utilisable lorsque les palplanches ont une résistance convenable pour en subir les effets sans risque de déviation.

c- Arrachage

L'arrachage est obtenu par l'effet conjugué d'un effort permanent de traction sur la palplanche ou la paire de palplanches, soit par vibration ou par battage de bas en haut, qui peuvent être produits :

- Soit par un trépideur retourné
- Soit par un arracheur, appareil spécialement conçu à cet effet fonctionnant à la vapeur, à l'air comprimé, ou diesel, les plus gros étant capable d'énergie de frappe de plus de 10KJ.
- Soit par un vibreur électrique ou hydraulique.

Cette opération nécessite des engins de levage suffisamment puissants pour assurer la traction utile sous crochet, le poids de l'arracheur est en général 2 à 4 fois le poids de la palplanche, ce qui peut conduire à des efforts de l'ordre de 200 à 250 KN.

CHAPITRE V

LE PHASAGE

V.1. Introduction

En ville, les constructions modernes impliquent souvent des fouilles profondes et vastes. Celles-ci sont nécessaires à l'exécution des travaux souterrains tels les voies de communication, les tunnels routiers ou les galeries de métro construits à ciel ouvert.

Les fondations et les ouvrages souterrains ont en commun le fait que leur comportement dépend essentiellement de celui du terrain encaissant l'ouvrage, et aussi du mécanisme d'interaction entre le terrain et la construction.

Le choix de la méthode de terrassement se fonde essentiellement sur la nécessité ou non de maintenir, en site urbain, le niveau de la nappe, les possibilités de circulation de surface.

Selon les cas le terrassement peut se faire :

- A ciel ouvert entre les deux parois de soutènement préalablement réalisées,
- En souterrain après avoir réalisé d'abord les piédroits puis la dalle de couverture.

V.2. Principe aux éléments d'une tranche couverte

V.2.1. Radier

Un radier est souvent nécessaire même si l'ouvrage est au-dessus de la nappe lorsque des tassements différentiels ou des gonflements sont à craindre.

Il est ordinairement exécuté en béton armé et calculé selon les cas :

- Pour servir de lest à l'ouvrage et résister aux sous pressions de la nappe lorsque l'ouvrage est situé dans l'eau.
- Pour supporter l'ensemble de l'ouvrage (cas d'un profil cadre, d'une section en auge).
- Comme une poutre prenant appui sur des fondations profondes (cas de fondations sur pieux, sur parois moulées).

V.2.2. Piédroits

Dans certain cas, les murs de piédroits sont obligatoires (fouilles blindées, pieux forés, méthode berlinoise, etc.). Pour les palplanches, un bardage en béton peut être mis en œuvre.

Pour les parois moulées, un ragréage est suffisant. Mais dans ces derniers cas, il est aussi possible de construire un mur de piédroit à l'intérieur des parois de soutènement.

V.2.3. Dalle de couverture

Elle est en béton armé ou en béton précontraint. Suivant les charges et la portée, c'est une dalle à épaisseur constante ou une dalle nervurée.

V.2.4. Paroi médiane

Elle peut être conçue :

- En éléments continus : paroi moulée continue, simple mur intermédiaire d'une section en auge, etc.
- En éléments discontinus moulés sur place ou préfabriqués : paroi moulée discontinue, poteaux s'appuyant sur pieux de grand diamètre, etc.

Dans ce dernier cas, il peut être intéressant d'effectuer ensuite un simple remplissage entre éléments pour obtenir une séparation totale des deux sens de circulation.

V.2.5. Étanchéité

Lorsque les sous-sols se trouvent situés en dessous de la nappe d'eau souterraine, il se pose évidemment un problème d'étanchéité.

La paroi moulée assure, si elle est correctement exécutée, l'étanchéité latérale, mais l'étanchéité du fond par contre n'est assurée approximativement que si la paroi est ancrée dans une couche de terrain imperméable. Dans le cas contraire, on peut envisager deux solutions :

- Un radier étanche
- Un fond injecté

Le radier ne remplit évidemment son rôle qu'une fois terminé. Pendant les travaux il faudra se mettre hors d'eau par un rabattement de nappe effectué à l'intérieur de l'enceinte. Le radier subira des sous pressions et devra être calculé en conséquence. Il sera relié aux parois périphériques par des aciers en attente et parfois un joint étanche. Il faudra maintenir le rabattement de nappe jusqu'à ce que le radier soit suffisamment chargé par la construction pour que les sous pressions soient équilibrées.

V.2.6. Ancrage et boutons

Les ancrages sont constitués de :

- Clavette en trois éléments.
- Une plaque ou disque percé de trous coniques.
- Un dispositif éventuel d'appui sur le béton.
- Un tube de transition en PE (trompette).
- D'autres pièces pour les ancrages fixes (raboutages, coupleur et ancrage de jonction).

Les tirants sont mis en place au fur et à mesure de l'approfondissement de la fouille. Ils nécessitent entre le moment de leur scellement et celui de leur mise en tension un certain délai de prise et de durcissement du coulis de scellement. Or l'approfondissement de la fouille ne peut évidemment être poursuivi qu'après leur mise en tension. Il y a donc lieu de planifier avec soin les phases de mise en place des tirants et les phases de terrassements.

Les tirants d'ancrage peuvent être constitués de barres d'acier à haute résistance. Ces barres sont généralement munies d'un filetage extérieur augmentant l'adhérence dans la zone de scellement et permettant en outre des assemblages au moyen de manchons spéciaux. Le blocage de la barre sur la plaque d'appui se fait au moyen d'un écran. Les tirants à barre correspondant à des unités relativement faibles de l'ordre de 50t et moins.

V.2.7. Boue bentonitique

La boue de forage est essentiellement une suspension dans l'eau d'une argile spéciale : la bentonite.

La bentonite tient son nom du gisement de Fort Benton (Wyoming, USA). C'est une argile appartenant à la famille des montmorillonites qui possède des propriétés particulières et notamment un gonflement très important en présence d'eau. Un malaxage énergique permet d'obtenir des suspensions colloïdales très stables pour des concentrations relativement faibles. La bentonite a plusieurs propriétés, celles-ci sont les plus intéressantes :

- La stabilité de la suspension qui se traduit par une absence de décantation même au bout d'une période prolongée,
- La propriété de former en s'essorant sur une paroi poreuse un cake ou pellicule d'argile très peu perméable et relativement mince,
- La thixotropie.

Une suspension de bentonite dans l'eau, la boue, peut être assimilée en première approximation à un fluide binghamien. L'écoulement n'a lieu qu'à partir du moment où un certain seuil de cisaillement τ_0 se trouve dépassé. Au-delà de ce seuil la boue se comporte comme un fluide visqueux. En effet τ_0 dépend du degré d'agitation de la boue. La rigidité peut atteindre une valeur relativement importante au repos et décroître très fortement lorsque la boue est en mouvement rapide. Si ce mouvement cesse la rigidité se rétablit peu à peu. C'est ce phénomène qu'on appelle thixotropie.

V.2.7.1. Fabrication

La fabrication de la boue peut se faire soit dans un malaxeur à haute turbulence fonctionnant en circuit fermé, soit au moyen d'un éjecteur (jet-mixer) et circulation dans un grand bac à boue, comprenant une ou plusieurs mitrailleuses qui activent le brassage. Il est essentiel d'obtenir au départ une bonne dispersion de la bentonite. En outre l'expérience montre qu'il faut laisser à la suspension un certain temps de gonflement. L'installation doit donc comprendre des bacs ou des réservoirs de stockage qui sont en outre nécessaires pour parer à d'éventuelles pertes de boue dans le terrain.



Figure V.1 : la boue bentonitique

Contrôle de qualité

Parmi tous les contrôles de la boue mis au point par les pétroliers, deux sont utilisés couramment sur les chantiers de parois moulées :

- Le contrôle de la densité qui se fait au moyen d'une balance à boue.
- Le contrôle de la viscosité apparente mesurée au cône de Marsh.

Quelquefois on effectue également des mesures de filtrat et un contrôle du cake en essorant un échantillon dans un filtre-presse. Au bout d'un certain temps, la boue se charge en particules provenant du terrain et notamment de sable. Il faut alors soit la dessabler, soit la changer, ce qui peut poser des problèmes. Sur de nombreux chantiers on a constaté que l'évacuation des boues usées était plus coûteuse que la fabrication de la boue neuve.

Le dessablage peut se faire soit au moyen de tamis vibrants (si le sable n'est pas trop fin), à cause des batteries d'hydro cyclones. Cette dernière méthode pose cependant des problèmes à cause des volumes importants mis en jeu. Le procédé le plus simple est encore la décantation dans de grands bacs mais il ne convient que si la boue n'est pas trop épaisse, car sa rigidité peut empêcher toute décantation.

V.2.8. Les joints

Pour former les joints entre les différents panneaux on utilise le plus souvent des tubes joints ou tubes de coffrage. D'autres moyens ont également été utilisés, par exemple des palplanches ou des tubes à ailettes.

Les tubes joints sont des tubes cylindriques d'un diamètre sensiblement égal à la largeur de l'outil ayant réalisé l'excavation. Ces tubes doivent être rigoureusement lisses extérieurement pour qu'il soit possible de les arracher. Pour des parois profondes il n'est évidemment pas possible de réaliser ces tubes d'un seul tenant. La colonne de coffrage comprend alors plusieurs éléments assemblés entre eux. Il existe de nombreux types d'assemblage :

- assemblages vissés,
- assemblages boulonnés avec des brides intérieures. Les boulons sont placés dans des niches de façon à ce qu'il n'y ait aucune surépaisseur extérieure. On remplit ces niches d'argile ou de mastic après assemblage pour que le béton ne puisse pas y pénétrer,
- assemblages par clavettes,
- assemblages rapides à baïonnette.

V.2.8.1. Mise en place

Il y a lieu de veiller à ce que les tubes-joints soient correctement mis en place dans la fouille et notamment fichés quelque peu dans le fond afin que le béton ne puisse s'y introduire au cours du bétonnage, il y aura toujours un certain contournement des tubes-joints en raison du jeu inévitable existant entre eux et le terrain. Ce contournement est évidemment plus important si l'excavation est rectangulaire (figure V.2). Le béton ayant contourné le tube devra être cassé et enlevé au cours du terrassement du panneau adjacent. Cela se fait sans difficulté, même à la benne, si ce terrassement est entrepris peu de temps après coulage du panneau. Par contre, si l'on donne au béton le temps de durcir, il peut être nécessaire d'utiliser le trépan et, pour peu que le contournement ne soit pas symétrique, on risque une déviation du panneau suivant.

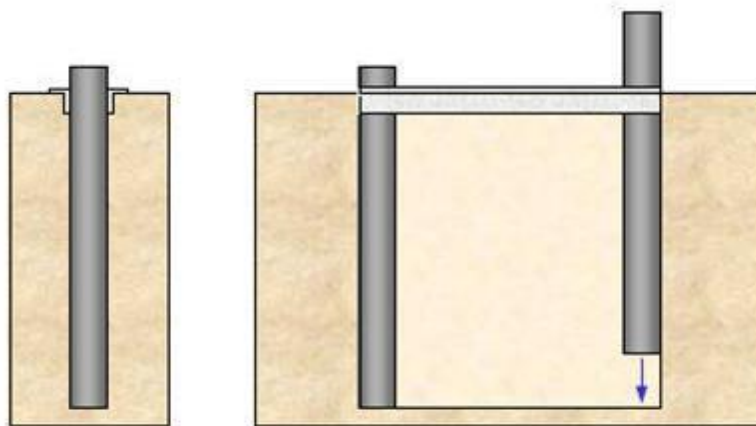


Figure V. 2 : Mise en place des tubes- joints

V.2.9. Le Bétonnage

Le procédé retenu par les constructeurs de parois moulées pour la mise en place du béton est celui du tube plongeur (méthode Contractor). La goulotte, ou colonne de bétonnage est composée de tubes d'un diamètre variant entre 150 et 250 mm environ, d'une longueur de 4 à 10 m, assemblés en général par un gros filetage carré ou rond permettant un vissage et un dévissage rapides.

La colonne est descendue au fond de la fouille et coiffée d'un entonnoir pour l'introduction du béton. Celui-ci arrive donc par le fond et du fait de sa densité supérieure, chasse la boue vers le haut. Au fur et à mesure que le béton monte dans l'excavation et que la hauteur de la colonne plongée dans la masse de béton augmente, l'écoulement du béton devient plus difficile et on est conduit à relever la colonne qui doit cependant toujours rester plongée dans le béton d'un mètre ou deux. Il faut alors raccourcir la goulotte en dévissant la longueur de tubes appropriée afin de toujours maintenir l'entonnoir à un niveau tel que l'on puisse facilement l'alimenter.



Figure V.3: bétonnage de la paroi

V.2.9.1. Qualités demandées au béton

Les bétons utilisés sont très divers suivant l'usage auquel est destiné la paroi. S'il s'agit d'un simple écran d'étanchéité il peut être préférable d'avoir un béton peu résistant et plastique pouvant sans dommage subir les déformations éventuelles du terrain. Par contre l'étanchéité sera primordiale. Dans le cas d'un blindage de fouille ou d'un mur devant transmettre des charges, la résistance du béton sera importante. On conçoit qu'il existe donc une gamme étendue de bétons correspondant à ces différents besoins.

A tous il est cependant demandé une qualité essentielle :

Une plasticité élevée qui seule permet une mise en place correcte. Lorsqu'il s'agit d'un béton de paroi moulée on doit abandonner l'idée encore trop répandue qu'un béton mou est un mauvais béton. Bien sûr, un béton sec, bien dosé, offre s'il est mis en place par vibration des qualités incomparables du point de vue de la résistance et du retrait. Mais si l'on met ce béton en place dans une paroi, on commencera par avoir les pires ennuis au moment du bétonnage parce que le béton ne voudra pas descendre dans la goulotte, puis, en admettant qu'on soit tout

de même parvenu à bétonner, on aura de très désagréables surprises au moment de la découverte du panneau : joints défectueux, poches de boue, armatures mal enrobées, etc. On se trouvera devant une mauvaise paroi moulée avec du bon béton ce qui est évidemment absurde.

Les bétons utilisés sont généralement surdoses en ciment (350 à 400 kg/m³) de sorte que même s'ils ont une consistance très molle lors de leur mise en place les résistances finalement obtenues sont tout à fait acceptables. Quant aux fissures de retrait, nous n'en avons jamais observé sur une paroi moulée. Il ne faut pas oublier qu'il s'agit d'ouvrages enterrés.

La plasticité convenable pour une bonne mise en place doit, mesurée au cône d'Abrams, se situer entre 14 et 18 cm.

La composition du béton dépend évidemment des agrégats disponibles. On peut dire cependant que les bétons de paroi sont en général riches en sable et ne doivent pas contenir des agrégats plus gros que 25 à 35 mm.

Les ciments utilisés le plus fréquemment sont des ciments CLK et PME en raison de leur résistance aux eaux agressives mais on peut très bien utiliser également des ciments Portland. On ajoute souvent un plastifiant ou un retardateur de prise qu'il faut choisir avec discernement. Il s'agit souvent moins de retarder réellement la prise du béton que d'éviter toute rigidifiassions prématurée de celui-ci avant sa prise.

V.2.10. Les armatures

Les armatures sont assemblées en cages rigides et descendues dans la boue avant le coulage du béton. Les cages d'armatures sont mises en place dans des panneaux au moyen d'une grue ou d'un chevalement équipé d'un treuil de levage. Il faut donc qu'elles soient suffisamment rigides. Il faut prévoir pour cela un certain nombre de fers de raidissement généralement en acier doux ce qui permet leur soudure. Lorsque la paroi est profonde les cages sont fabriquées en plusieurs tronçons que l'on assemble au-dessus de la tranchée :

Le premier tronçon étant descendu dans l'excavation et suspendu aux murs guides on présente le tronçon suivant et on procède à l'assemblage soit par tout autre moyen (ligatures renforcées, serre-câbles, etc.). Il faudra naturellement prévoir les recouvrements nécessaires exigés par les règlements de béton armé.

Les cages d'armatures doivent être conçues en fonction d'une mise en place correcte du béton. L'écartement des fers devra donc être suffisant pour permettre un bon enrobage. Il n'est pas recommandé de ferrailage de prévoir le passage de la goulotte.

Sur les chantiers situés en ville, sur lesquels on manque de place pour installer un atelier de ferrailage, on a souvent recours à des armatures préfabriquées en usine et transportées à pied d'œuvre par camions. Il est alors commode de réduire la largeur des cages au gabarit routier et de mettre en place dans le même panneau plusieurs cages.



Figure V.4: cage d'armature

V.2.11. La tranchée guide

La construction de la tranchée guide correspond au premier stade de l'excavation. Sa profondeur dépend avant tout de la méthode d'excavation ultérieure. Elle sera en général un peu plus grande pour les procédés de forage en circulation inverse car il faudra pouvoir y amorcer la circulation de la boue. Les limites les plus courantes sont 0.8m et 1.5m. La tranchée guide est maintenue par des murettes guides qui comme leurs nom l'indique, servent de guidage initial à l'engin mais qui servent en outre à stabiliser les parois de l'excavation en tête.

Ils existent de nombreuses méthodes pour la construire. Les plus classiques étant de les couler à pleine fouille en béton dosé à 200Kg/m^3 . On les arme légèrement au moyen d'un treillis soudé. Après décoffrage il convient de les butonner tous les 2 ou 3m aussi bien en tête qu'en pied pour éviter qu'elle ne se bascule dans la fouille. Bien entendu, les murettes guides ne sont pas forcément qu'en béton armé, on peut utiliser des banches métalliques, des murs en brique ou en parpaing.

Lorsque le terrain est assez meuble, on ne pourra en général terrasser l'avant tranchée avec des talus assez raides pour pouvoir la couler en plein fouille sans mettre en œuvre des quantités importantes de béton. Alors, on coffre les murettes guides sur les deux faces et on remblaie derrière. Dans certains cas, pour augmenter la raideur longitudinale on leur donne la forme d'un L inversé.



Figure V.5: tranchée guide

V.3. Phasage des travaux

Maintenant la question qui se pose est la suivante:
Comment réaliser une fouille blindée couverte en présence de l'Oued El Harrach ?
La réponse est dans le déroulement détaillé du phasage.

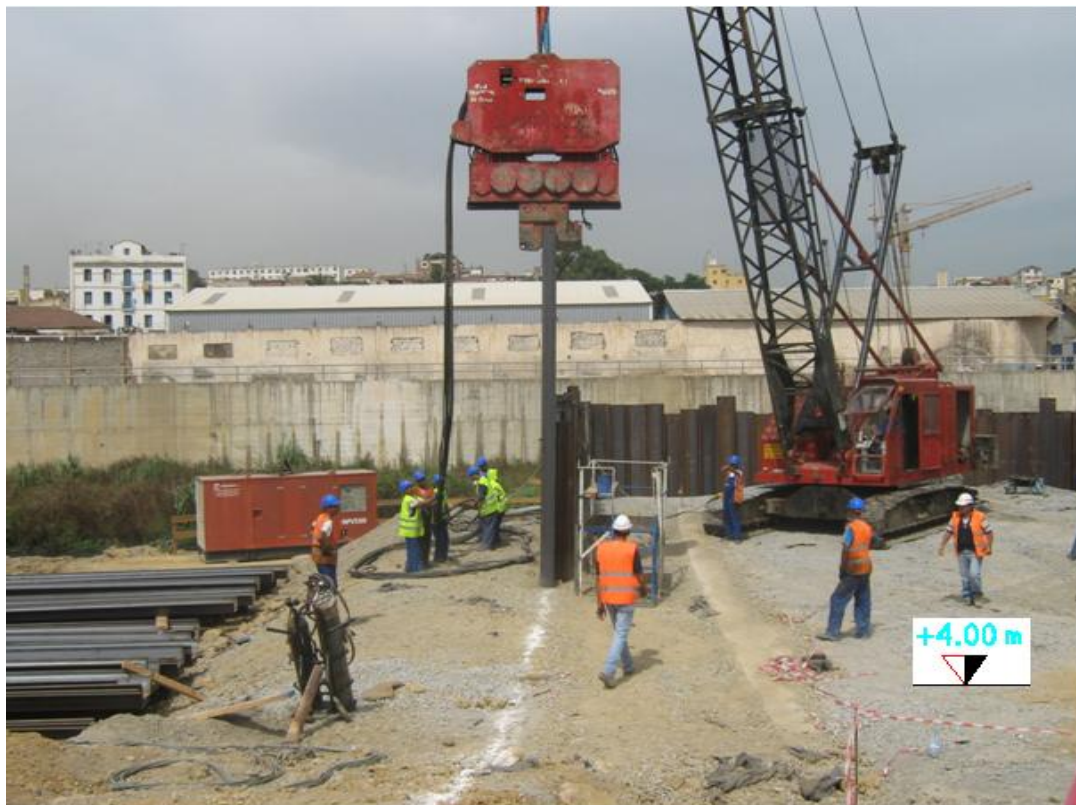
V.3.1. PHASE I : Déviation de l'Oued et mise en place du soutènement provisoire –Section I -

Du fait qu'on ne pourra jamais interrompre l'écoulement de l'Oued, la déviation de ce dernier étant la seule solution à adoptée pour avoir l'espace nécessaire pour le démarrage des travaux, ceci est assuré par le remblayage de la moitié de la largeur de l'Oued.

Dans ce cas, la construction du tunnel se fait par deux moitiés successives « Section I » ensuite « Section II » de façon à permettre le maintien permanent de l'écoulement de l'Oued sur un côté, puis sur l'autre.

La diminution de la largeur de l'Oued augmentera le niveau de l'eau à l'intérieur, ce qui conduit à l'utilisation d'un rideau de palplanches comme soutènement provisoire.

Les palplanches sont enfoncées à l'aide du **Vibro-enfonceur** jusqu'à la profondeur voulue



vue en plan

Palplanche

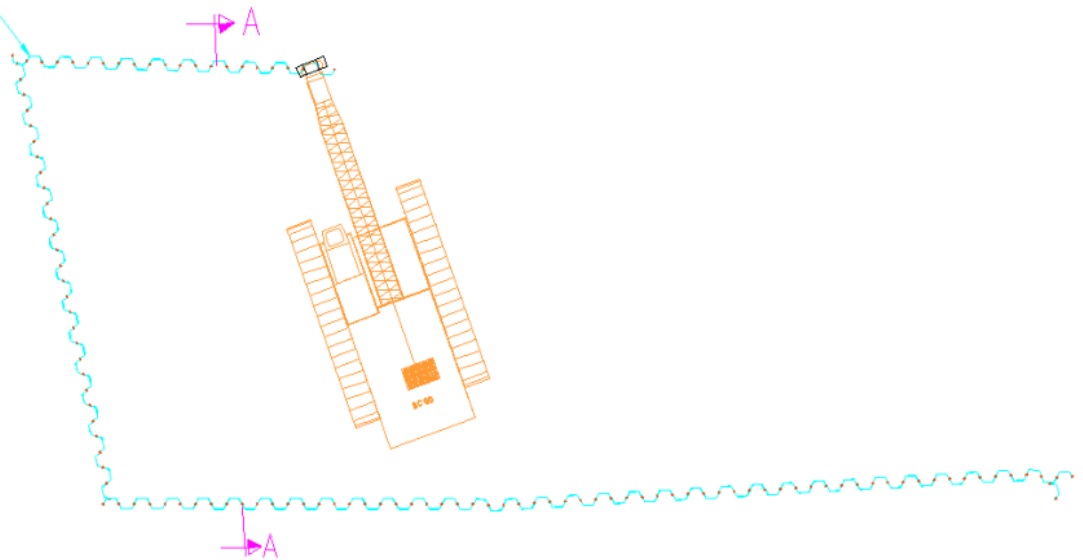


Figure V.6 : Enfonçage des palplanches

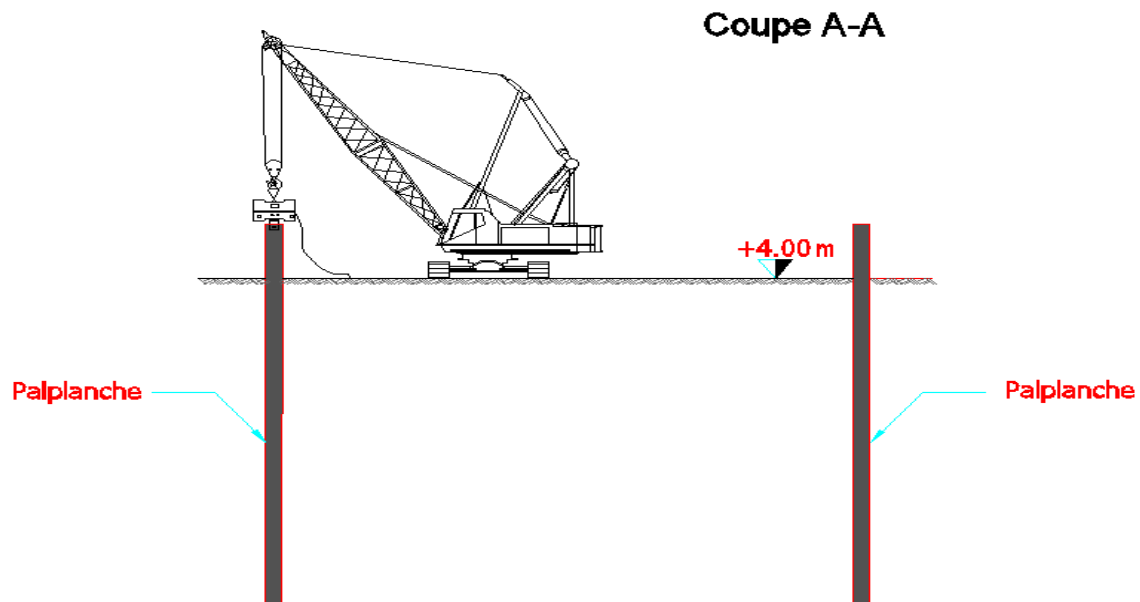


Figure V.7 : Mise en place des palplanches

V.3.2. PHASE II :

V.3.2.1. Réalisation des deux murs de parois moulées - Section I -

A l'intérieur du rideau de palplanches on construit les deux murs de parois moulées de 1m de largeur protégés par une "murette" guide de 1 m de hauteur qui garantit le nivellement de la paroi, assure la stabilité des terres en surface et sert de guide à l'outil de perforation.

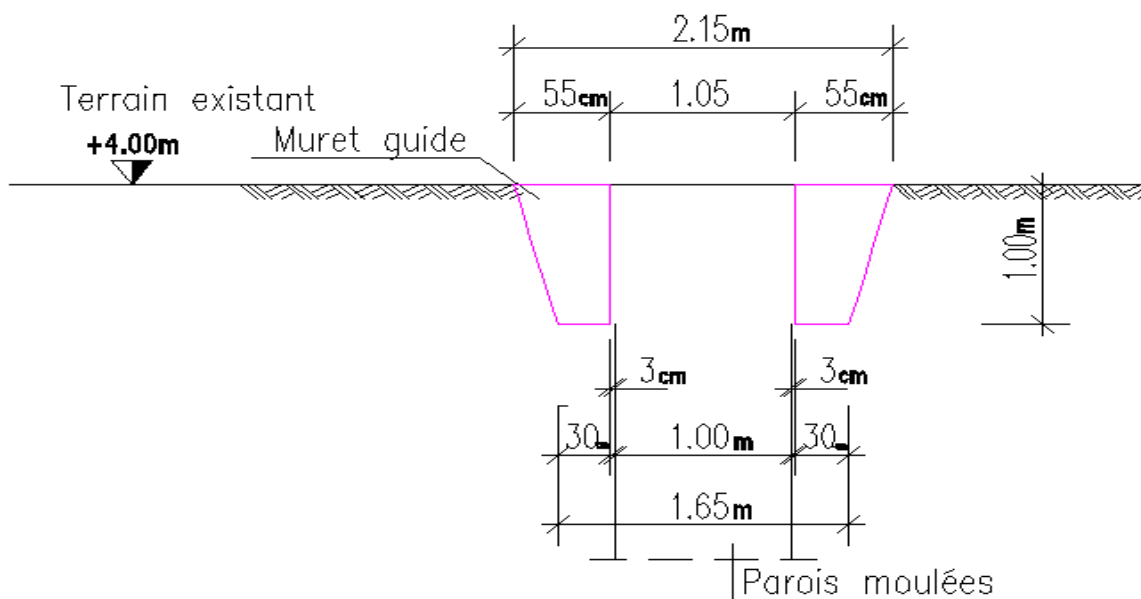


Figure V.8 : Muret guide

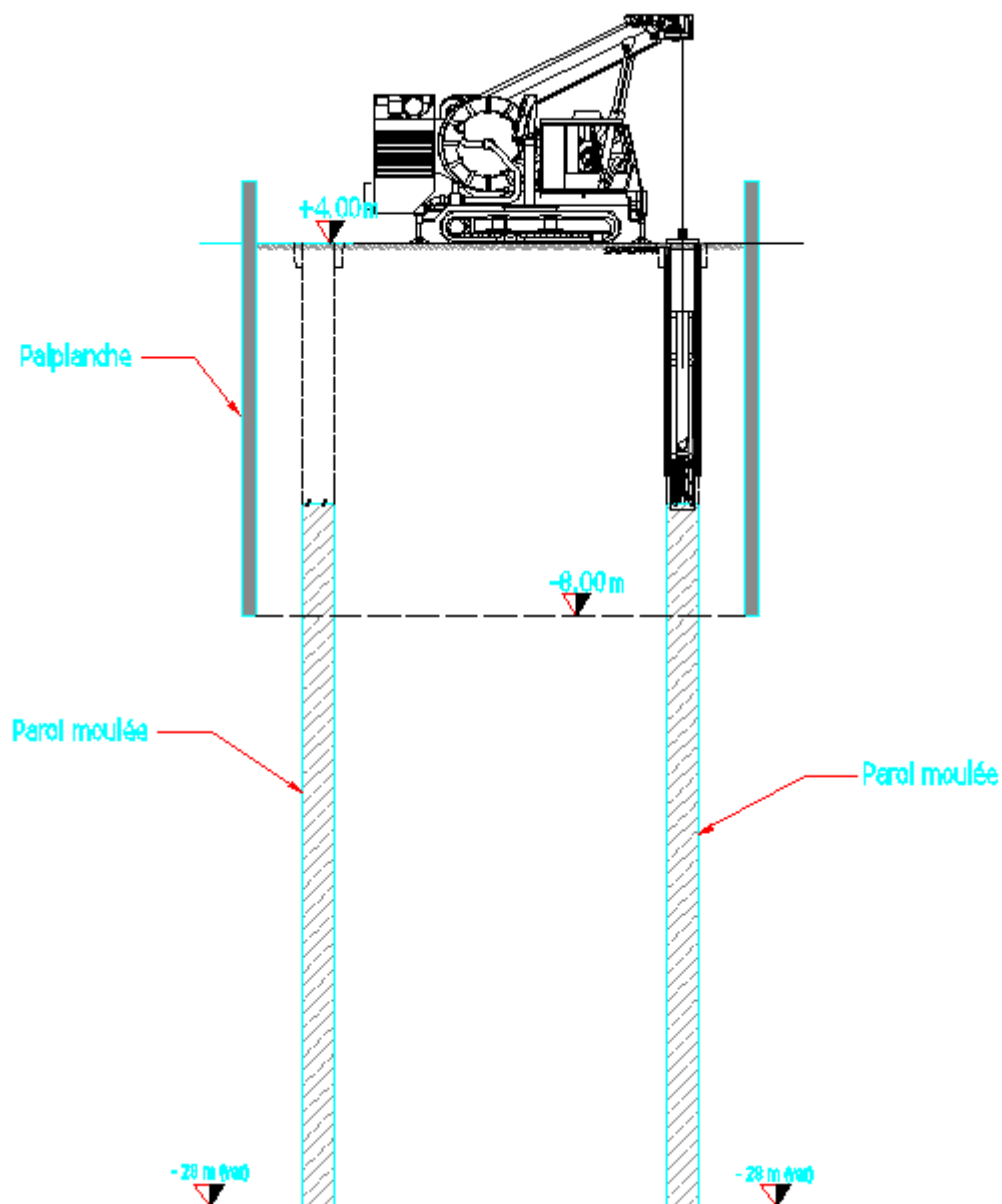


Figure V.9 : Construction des parois moulées

- La construction des parois moulées se fait par panneaux juxtaposés, en alternant panneau primaire et secondaire (panneau primaire perforé en terrain vierge, panneau secondaire perforé entre deux Panneaux primaires déjà perforés).



Figure V.10 : Excavation sous protection des murettes guide

V.3.2.2. Injection rigides et consolidation du terrain par la technique du Jet-Grouting :

L'excavation du remblai « Section I » entre les palplanches déjà installées crée une dénivellation de nappe de part et d'autre du rideau de palplanches, ce qui peut provoquer le phénomène du « Renard ».

❖ Phénomène du Renard Hydraulique

Lorsqu'il existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de l'ouvrage de soutènement (Rideau de palplanches) il peut y avoir écoulement d'eau sous le pied de la palplanche.

L'eau s'écoule d'une nappe à l'autre sous la palplanche et, si le gradient est trop élevé, il y a entraînement de particules de sol et érosion à la partie aval où se forme un petit chenal. Ce dernier provoque une augmentation du gradient hydraulique et d'autres entraînements de particules accélérant le phénomène cet entraînement de grains fins diminue la densité du terrain, augmente sa perméabilité.

De plus, l'écoulement de l'eau augmente les contraintes effectives à droite du rideau donc accroît la poussée, diminue les contraintes effectives à gauche donc réduit la butée. il y a là un effet doublement défavorable sur la stabilité du rideau. On peut ainsi arriver à l'entraînement d'un assez large volume de sol conduisant à la rupture de la fondation par érosion interne. C'est le phénomène de renard hydraulique.

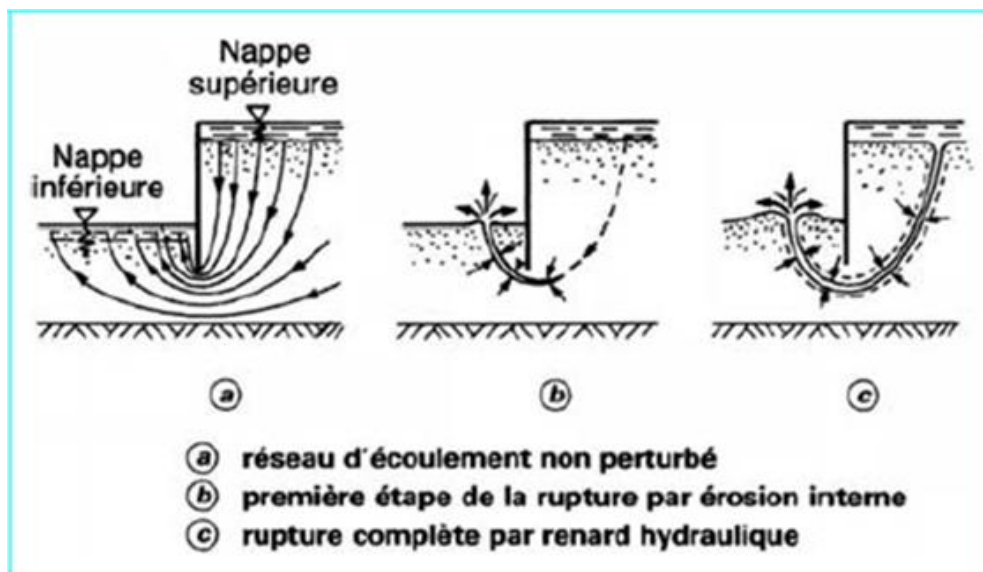


Figure V.11 : phénomène de rupture par renard hydraulique

Alors, pour faire face à ce phénomène et limiter le gradient hydraulique, la réalisation des colonnes de **Jet-Grouting** entre le pied de la palplanche et la paroi moulée est indispensable. Ces colonnes de sol – ciment sont de formes cylindriques de 1.5m de diamètre

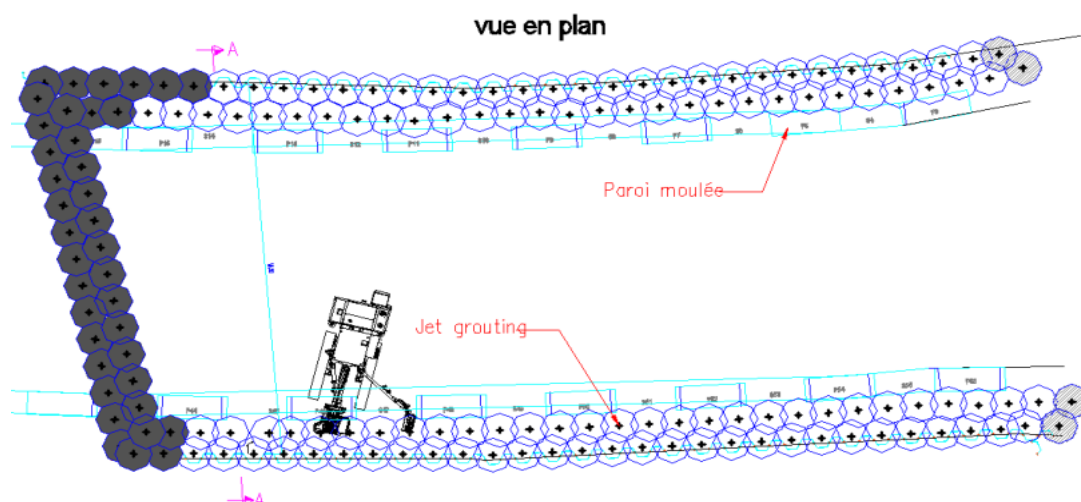


Figure V.12 : Colonnes de Jet-Grouting

Coupe A-A

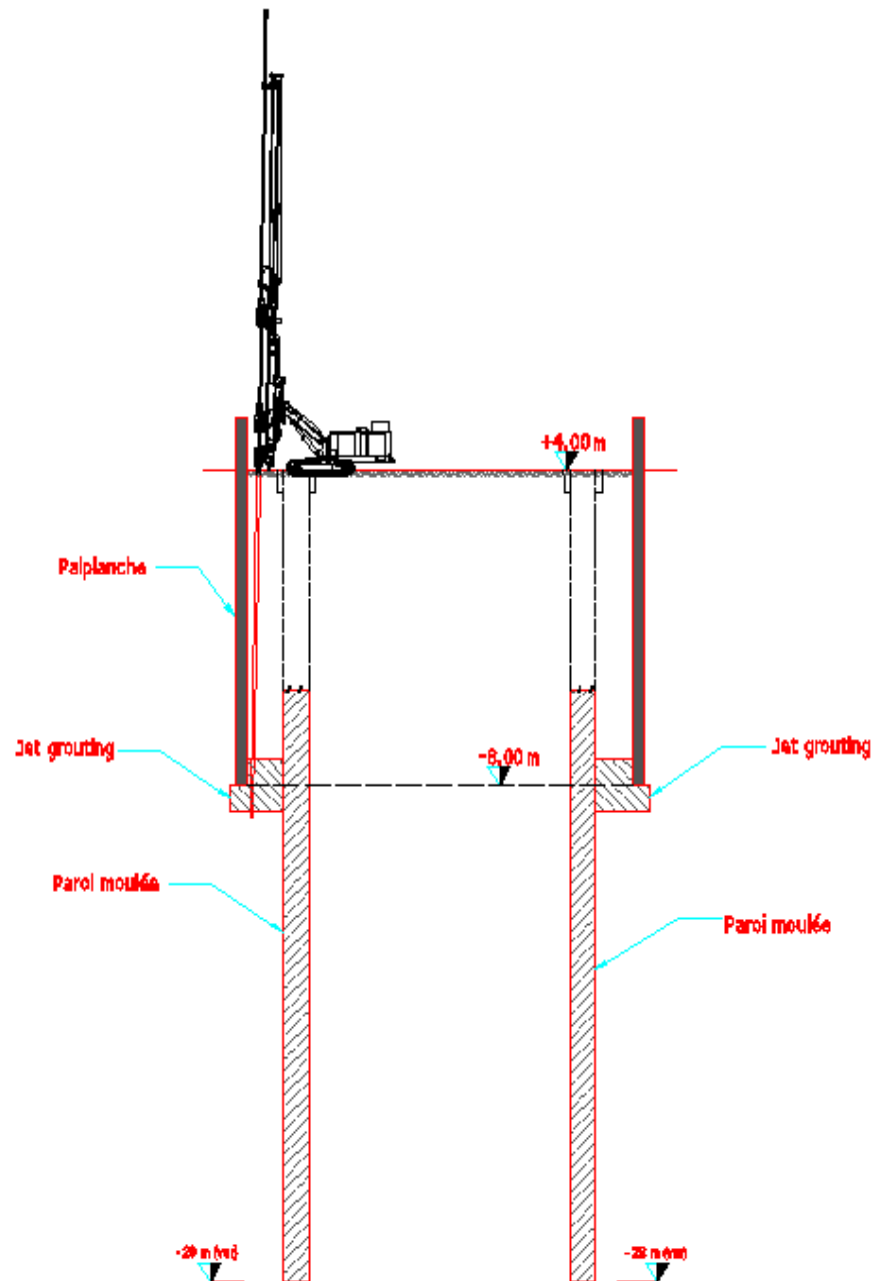


Figure V.13 : Injection rigide – Jet Grouting -

V.3.2.3. Excavation du remblai « Section I » avec étayage des palplanches

Après exécution des parois et durcissement des colonnes de « Jet-Grouting » l'excavation peut démarrer en toute sécurité, la tranchée est excavée par paliers successifs (figure V-14). Pour assurer la stabilité du rideau de palplanches en phase transitoire, on met en place des butons transversaux répartis en deux niveaux selon la profondeur de la fouille (figure V-15).



Figure V.14 : Excavation du remblai « Section I »



Figure V.15: Étayage des palplanches

L'excavation compte les étapes suivantes :

- 1) Excavation de 2m de sol
- 2) Mise en place du 1^{er} buton à 1m du plafond du fouille

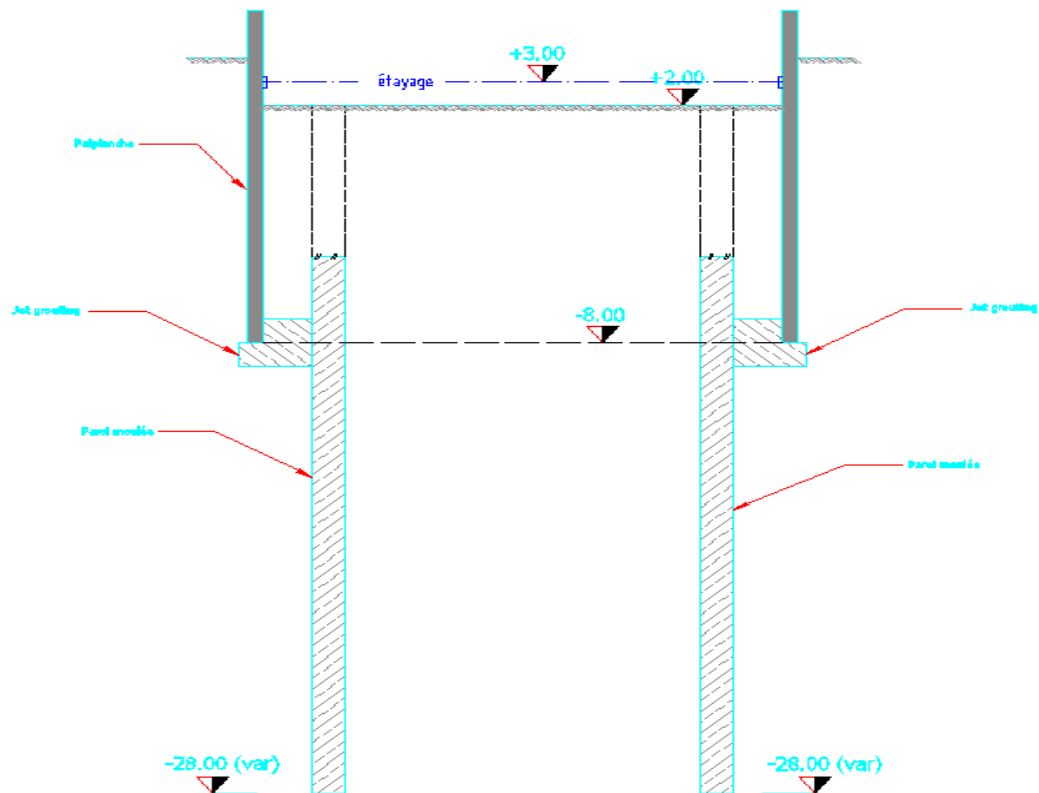


Figure V.16 : Étapes 1 et 2

3) Excavation de 3.5m de sol

4) Mise en place du 2^{ème} buton à 4.5m du plafond de fouille

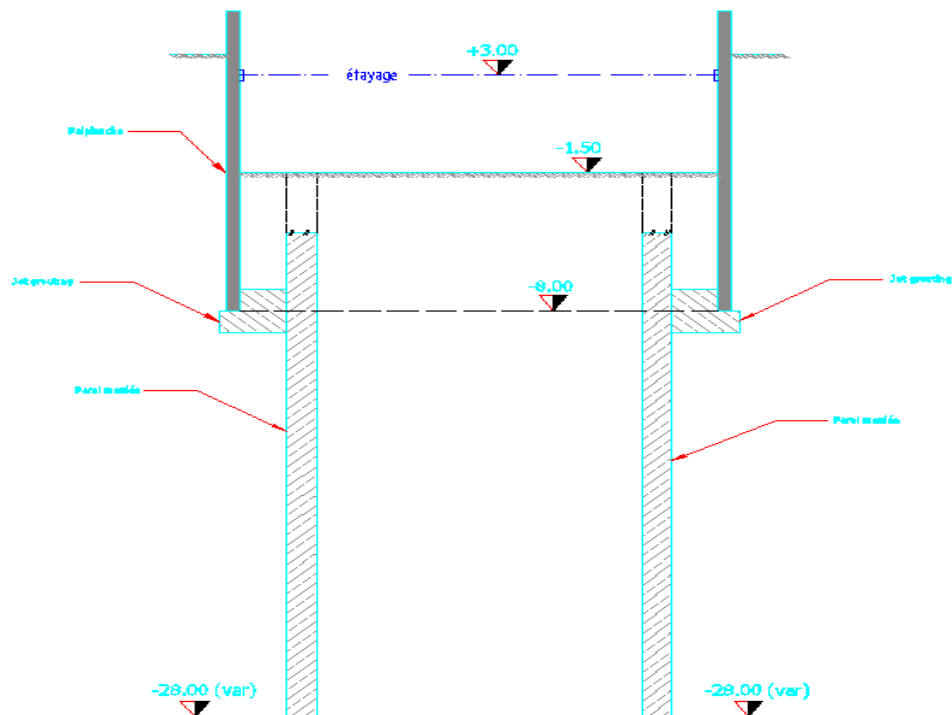


Figure V.17 : Étapes 3 et 4

- 5) Excavation de 2.8m de sol
- 6) Bétonnage de la dalle de couverture

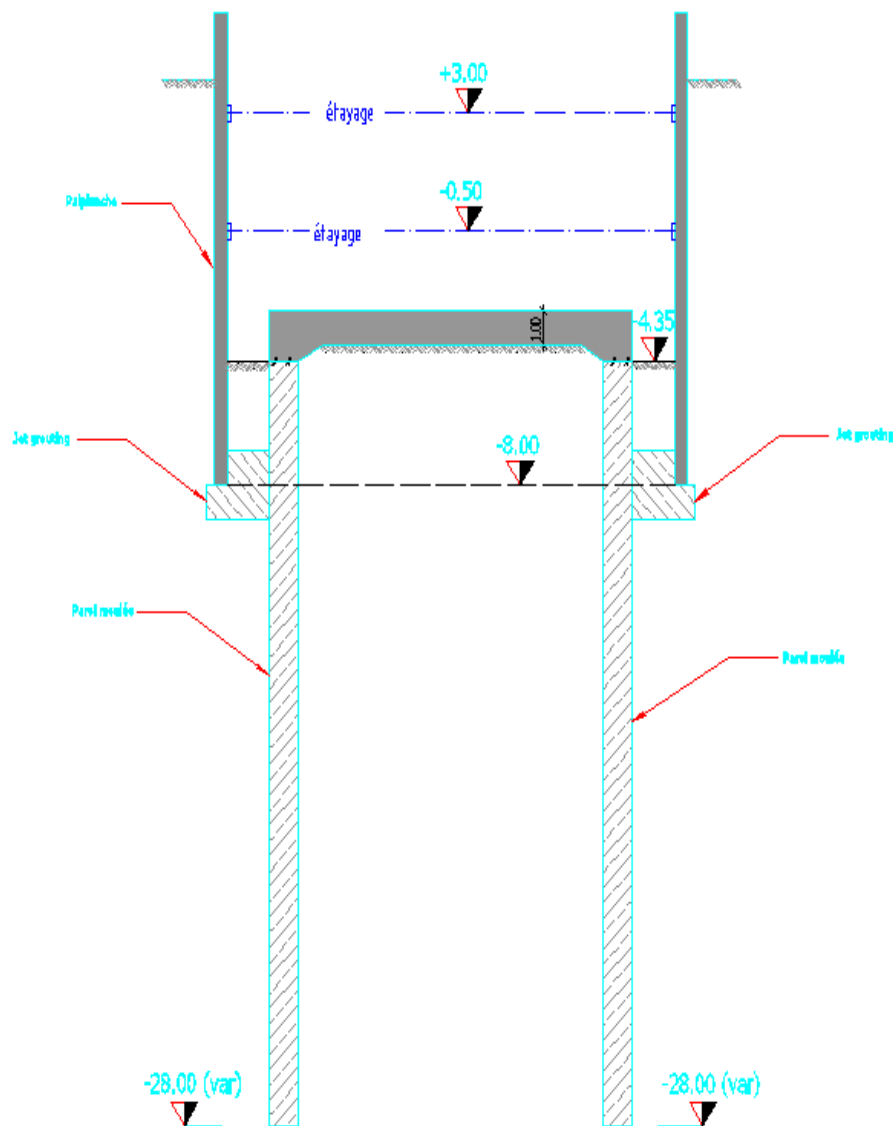


Figure V.18 : Étapes 5 et 6

V.3.3. PHASE III : Bétonnage de la dalle de couverture

Lorsque le fond de fouille est atteint, on coule la dalle de couverture sur les deux murs de parois moulées (figure V.18). La liaison entre ces deux éléments (dalle et paroi moulée) est assurée au moyen d'aciers laissés en attente dans les parois moulées et dépliés après dégagement du parement.

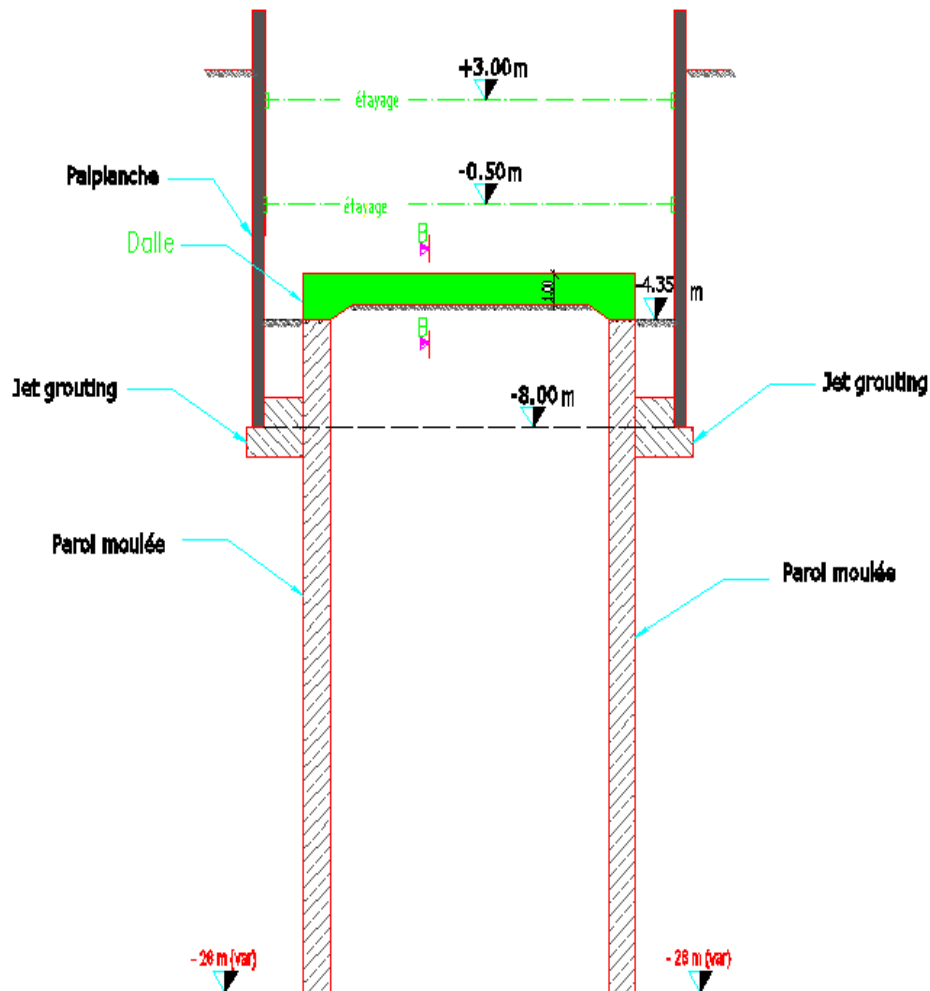


Figure V.18 : Bétonnage de la dalle de couverture

V.3.4. PHASE IV : Démontage de l'échafaudage et remblayage entre les palplanches

Après que la dalle de couverture durcit, on procède simultanément : au démontage des butons et au remblayage de la « Section I » et ceci, comme pour l'excavation, se fait par paliers successifs (par phases).

V.3.5. PHASE V: Tirage des palplanches et excavation du remblai « Section I »

Les palplanches qui vont être tirées sont celles qui sont parallèles au tunnel, les autres seront maintenues en leurs places. De plus on met sur les deux côtés de la dalle en béton des palplanches pour permettre la continuité (figure V.19).

Le tirage des palplanches ne peut se faire que si le terrain naturel est de même niveau sur les deux côtés du rideau. Après on démarre l'excavation afin de dévier l'Oued sur le côté déjà construit (section I).

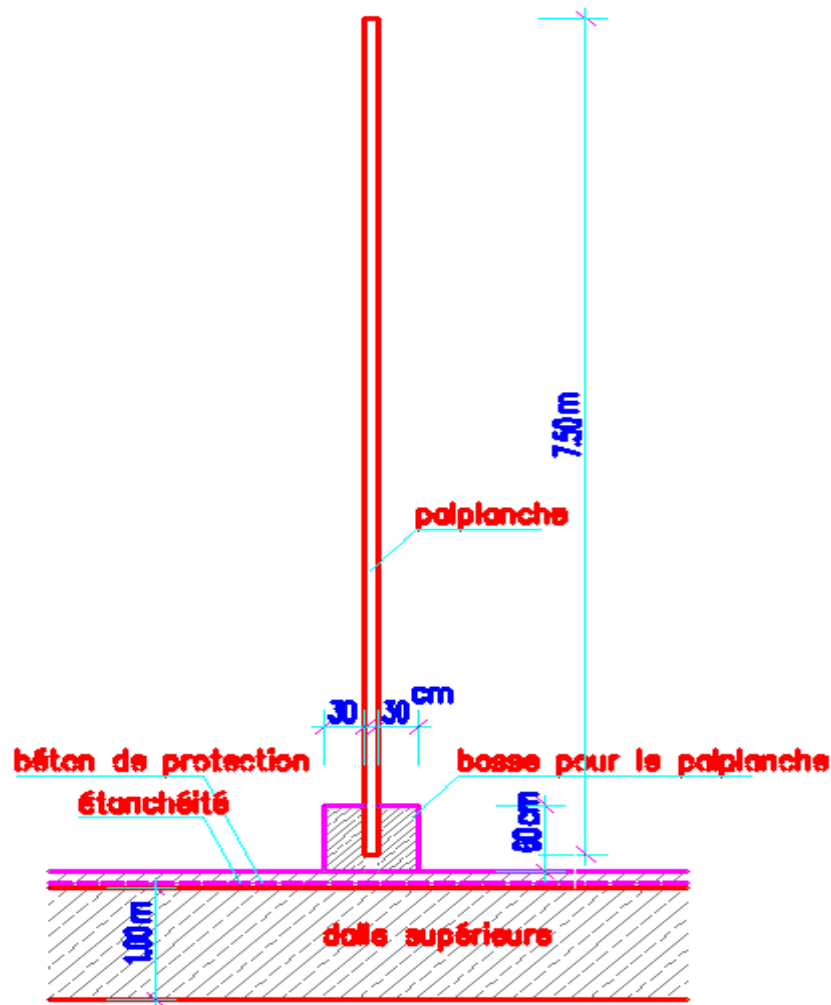


Figure V.19 : Palplanches sur la dalle en béton

Toutes les phases décrites jusqu'ici concernent la construction du 1^{er} tronçon « Section I », de même se fait pour la « Section II », en déviant l'Oued sur le côté déjà construit.

Pour cela on procède comme pour la construction du 1^{er} tronçon :

- 1) Mise en place du soutènement provisoire (palplanches)
- 2) Construction des parois moulées à l'intérieur
- 3) Injection rigide (Jet grouting) entre palplanches et parois moulées.
- 4) Excavation avec étayage des palplanches
- 5) Bétonnage de la dalle de couverture
- 6) Démontage des butons, remblayage, tirage des palplanches.

On complète les phases par la reconstitution de l'Oued (retour à son état initial) et on démarre ainsi l'excavation sous la dalle à partir du tunnel souterrain à l'Ouest.

L'excavation se fait par phases.

V.3.6. Phase VI : Excavation sous la dalle et mise en place des butons

- 1) Excavation jusqu'au niveau -7.95m
- 2) Mise en place des butons au niveau -6.90m

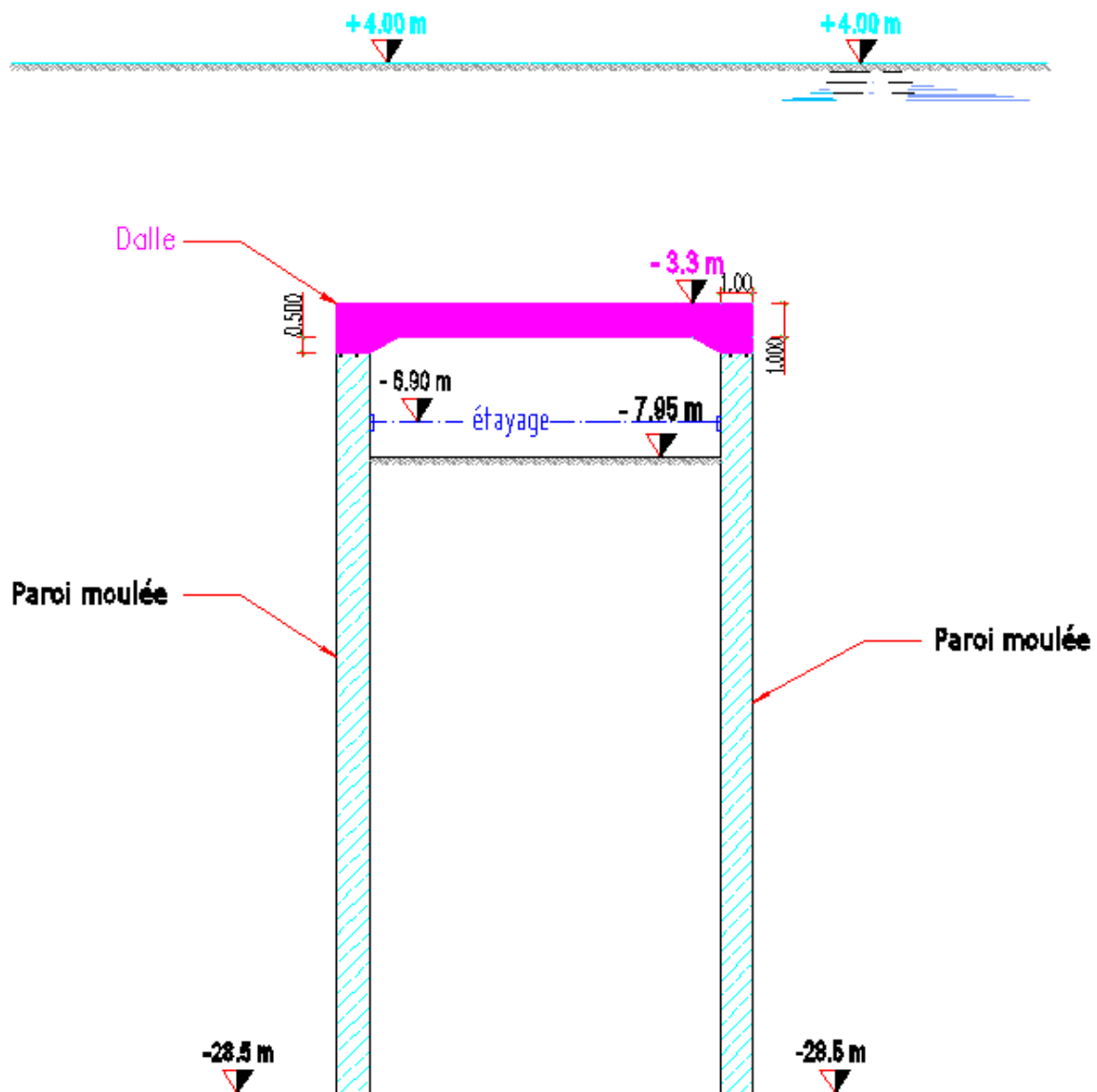
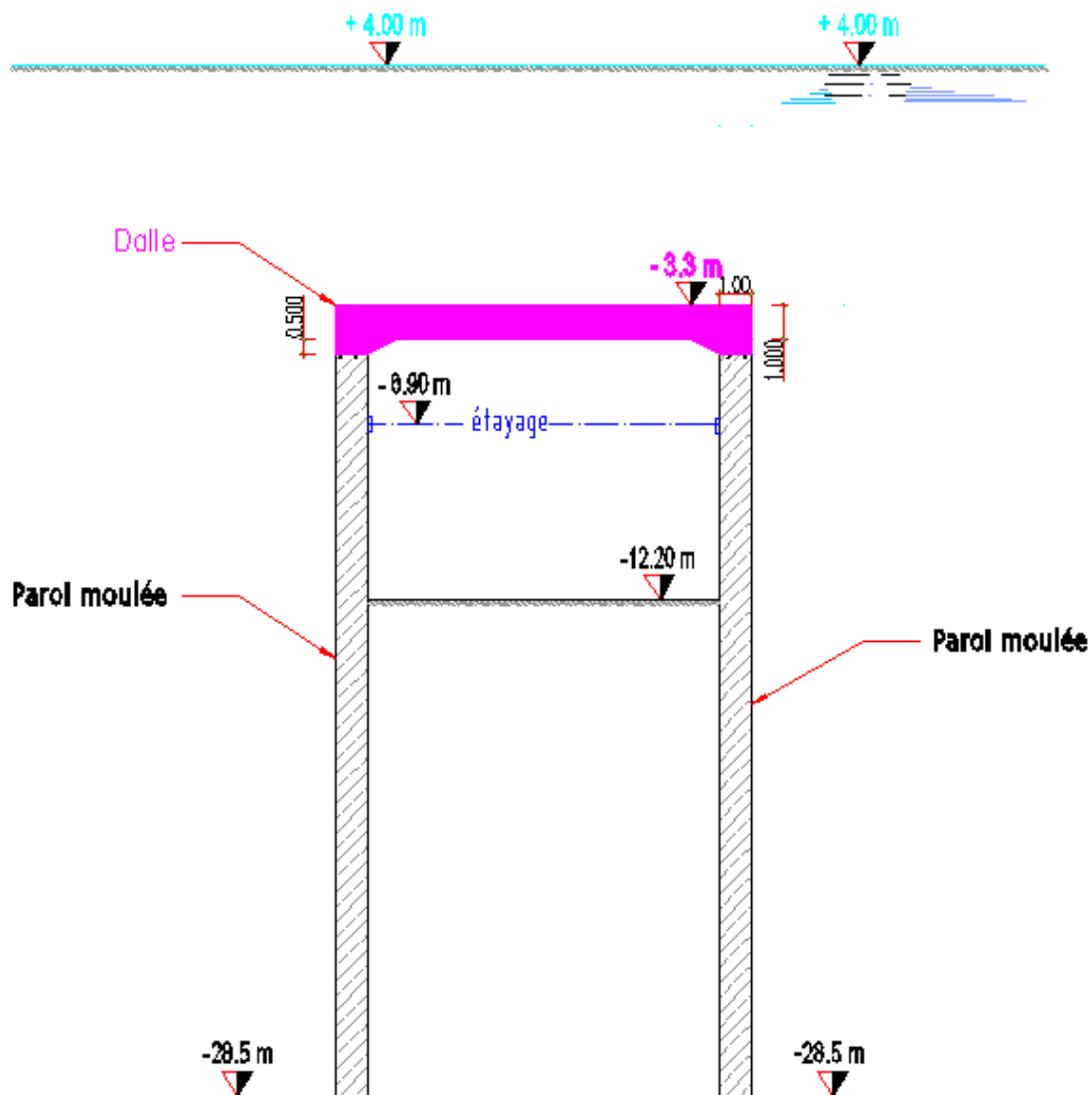


Figure V.20 : Phase VII

V.3.7. Phase VII: Excavation jusqu'au niveau -12.20m (niveau du radier)**Figure V.21 : Phase VIII**

V.3.8. Phase VIII: Coulage du radier et retrait des butons

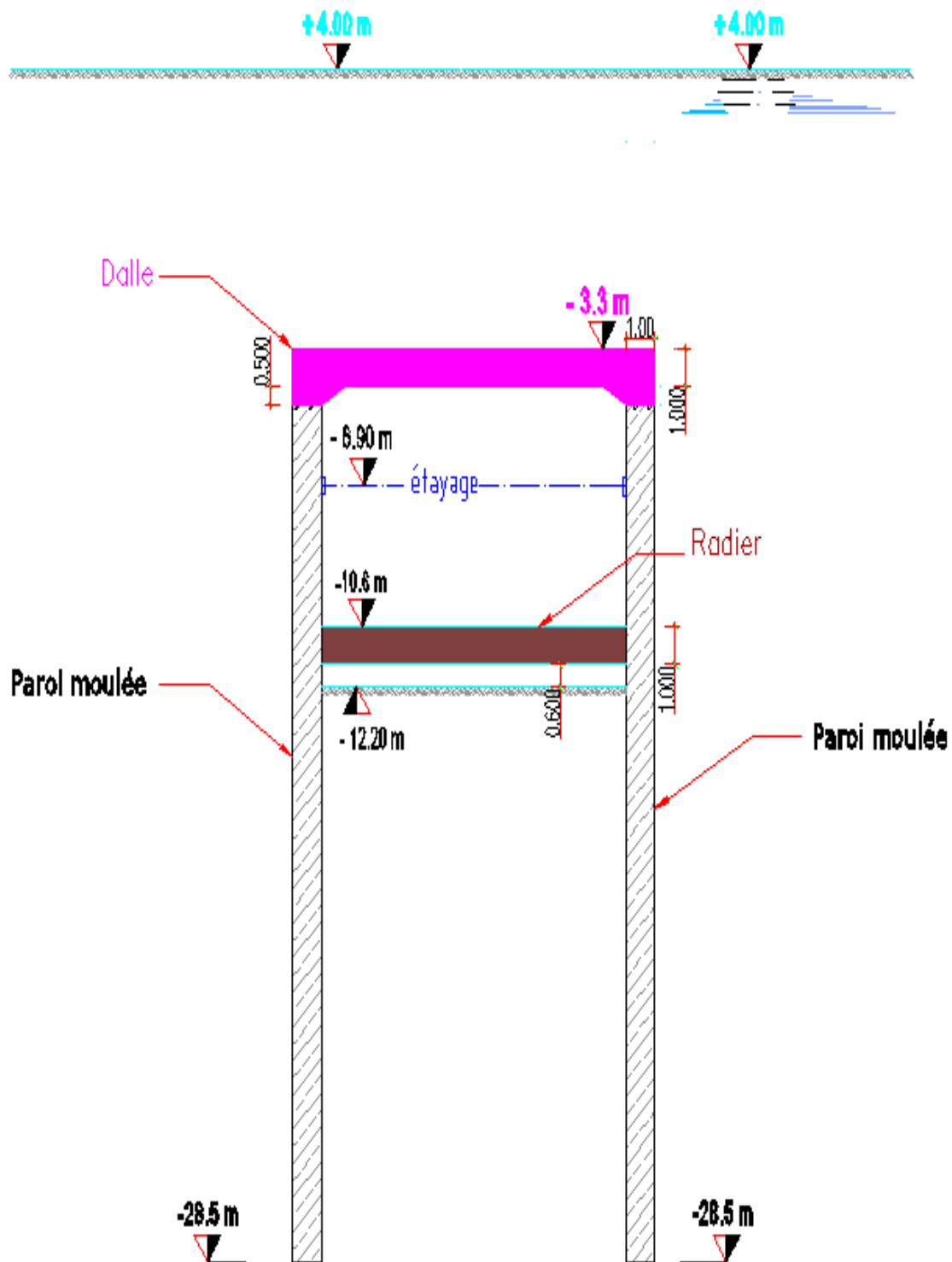


Figure V.22: Phase IX

V.3.9. Phase XI: Coulage des murs intérieurs

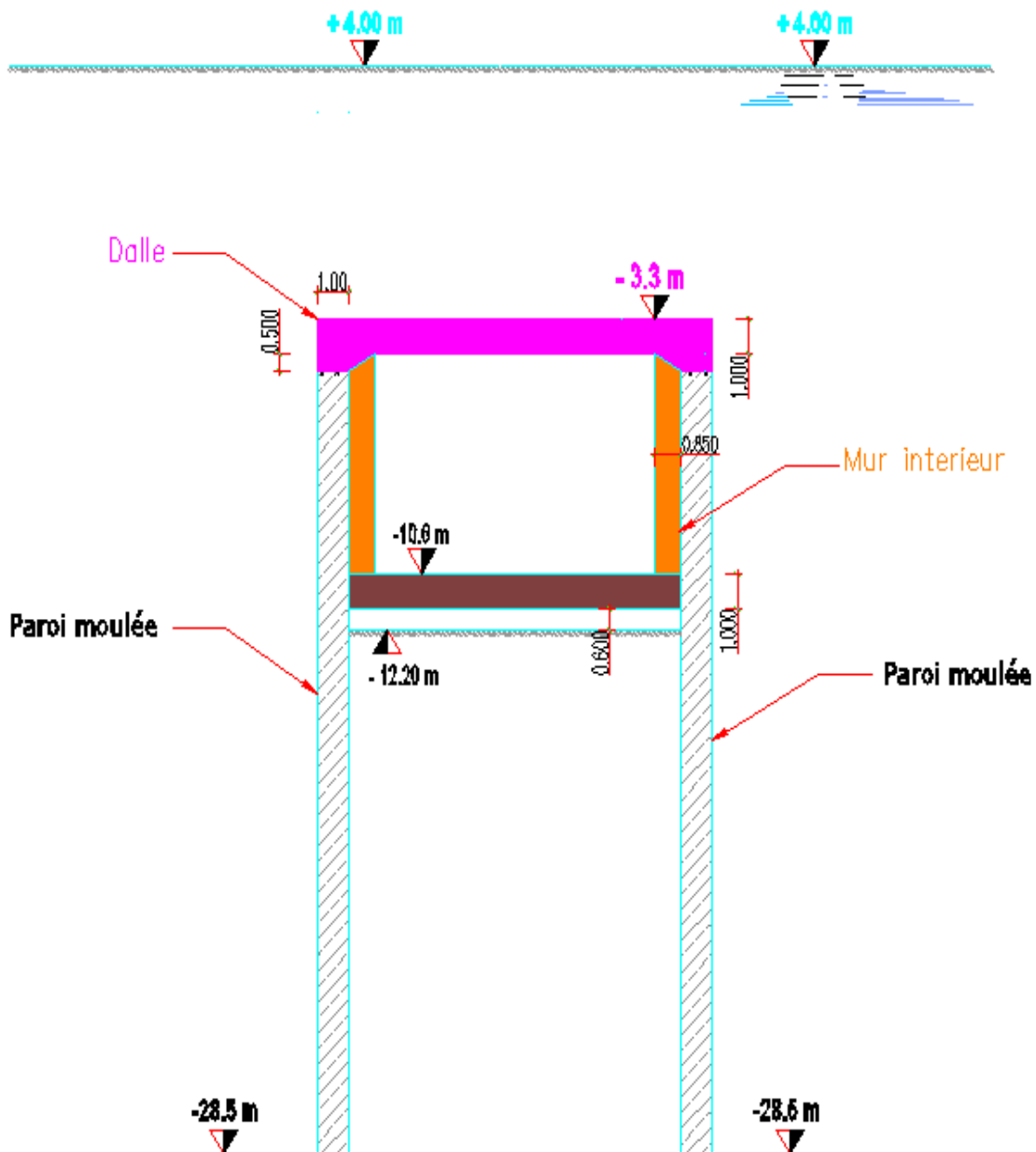


Figure V.23 : Phase X

V.4. Conclusion

Les procédés et techniques dans les tunnels à ciel ouvert ou d'autres sont multiples et variés, la meilleure technique ou le procédé le plus adéquat reste à désirer par l'ingénieur constructeur vis – à – vis de la nature du terrain et aux accrocs rencontrés.

CHAPITRE VI
MODELISATION AVEC
LE LOGICIEL PLAXIS

VIA PRESENTATION DU LOGICIEL

VI.A.1. Introduction

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

VI.A.2. Option par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre.

Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS :

Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initiaux et finaux, et si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, etc. mais s'il ne le désire pas, le logiciel peut les faire à sa place.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié.

VI.A.3. Les modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

VI.A.3.1. Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume ; celle-ci est-elle même dépendante de la perméabilité du sol. Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles.

VI.A.3.2. Comportement élasto-plastique

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle mono dimensionnel en série : un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau et un patin de seuil S_0 (figure VI.A.1).

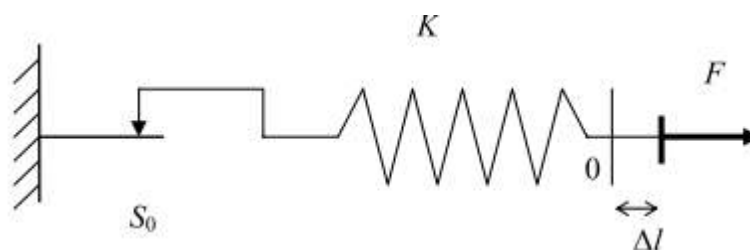


Figure VI.A.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure VI.A.2.

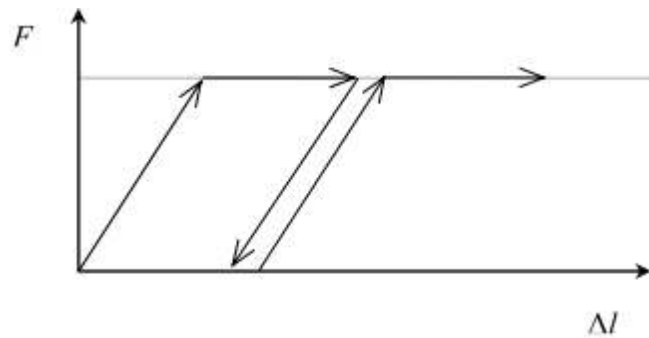


Figure VI.A.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée. Le type de comportement représenté par les figures figure VI.A.1 et figure VI.A.2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure VI.A.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

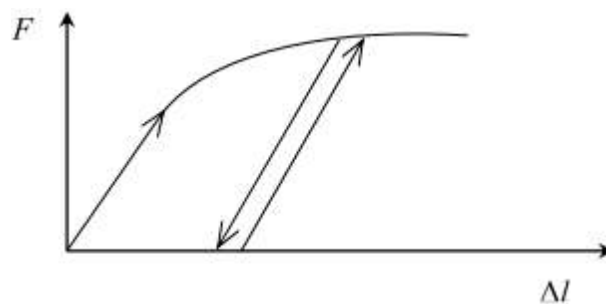


Figure VI.A.3 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage

VI.A.3.3. 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 ν . 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 K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pression-métriques.

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 VI.A.4

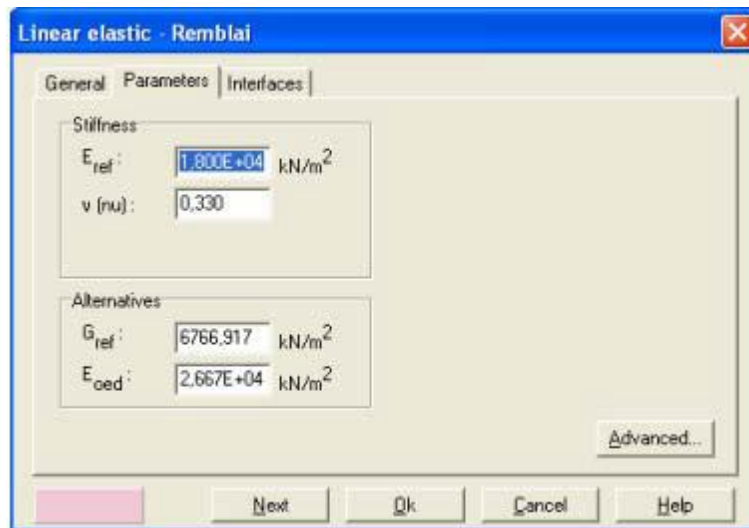


Figure VI.A.4 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

Et les paramètres avancés sur la figure VI.A.5

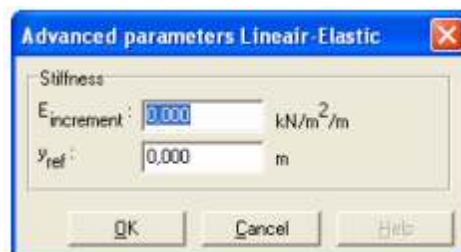


Figure VI.A.5 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire

VI.A.3.4. Modèle de Mohr-Coulomb

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

Dans le plan de Mohr, la courbe enveloppe est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement à la rupture sur le plan de rupture, et c et φ respectivement le terme cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure VI.A.6).

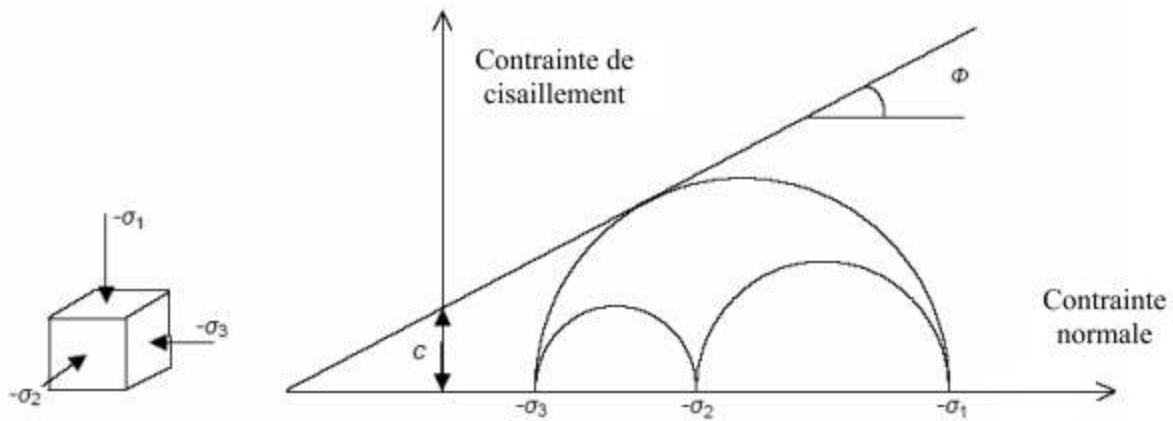


Figure VI.A.6 : Courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb

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 VI.A.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

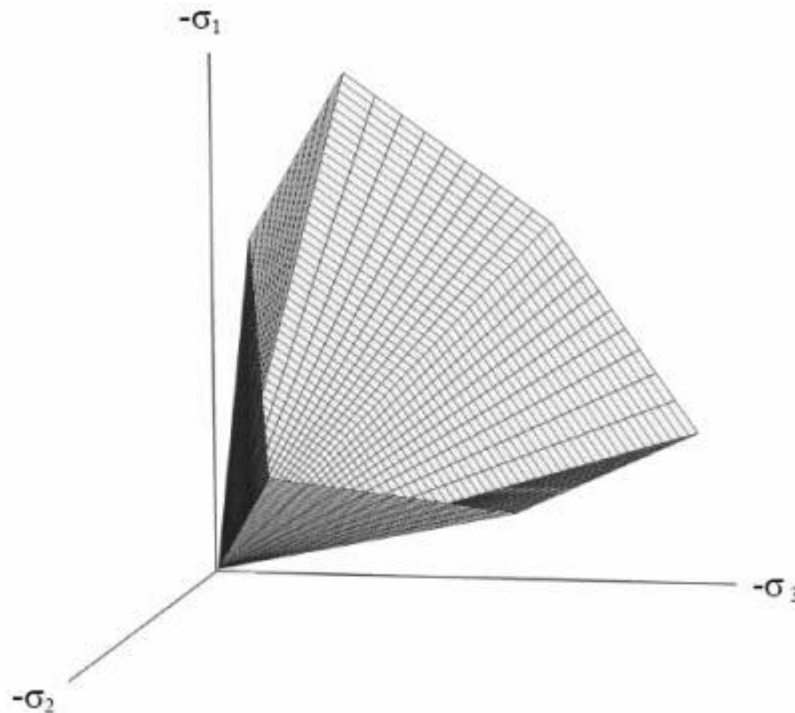


Figure VI.A.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (Figure VI.A.8). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement.

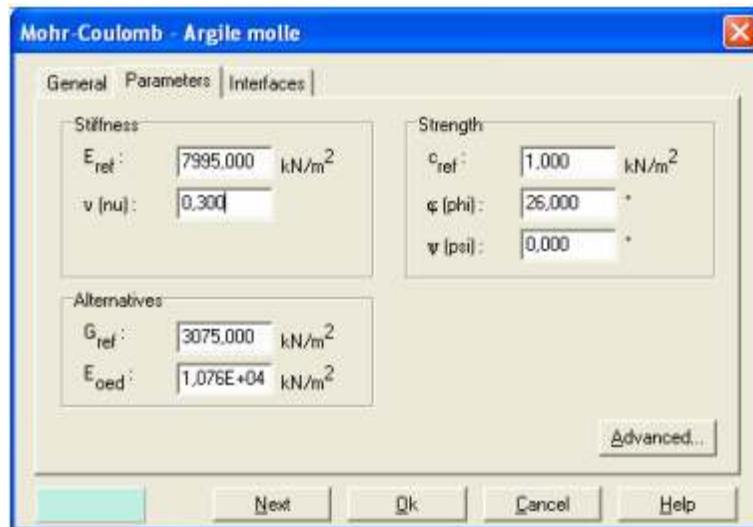


Figure VI.A.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

VI.A.3.4.1. 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).

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure VI.A.9).

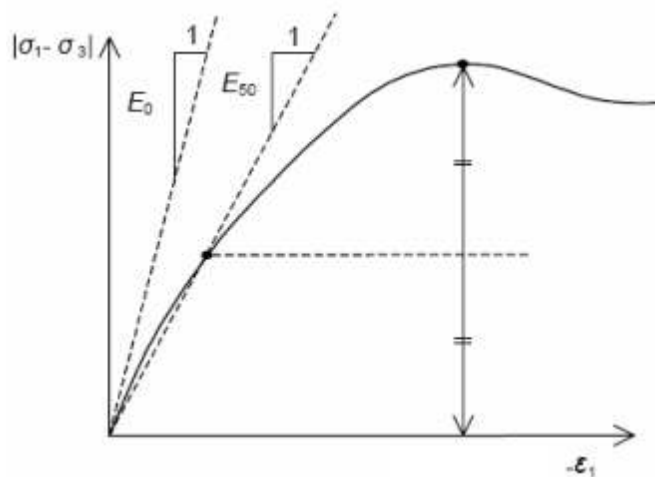


Figure VI.A.9 : Définition du module à 50 % de la rupture

VI.A.3.4.2. 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.

VI.A.3.4.3. 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 du pic soit l'angle de frottement de palier. On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe enveloppe du modèle de Mohr-Coulomb (Figure VI.A.6).

VI.A.3.4.4. Terme de cohésion

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

VI.A.3.4.5. Angle de dilatance

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

$$\begin{aligned}\Psi &= \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ. \\ \psi &= 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.\end{aligned}$$

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.

VI.A.3.4.6. Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Figure VI.A.9). 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).

VI.A.3.4.7. Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (Figure VI.A.10).

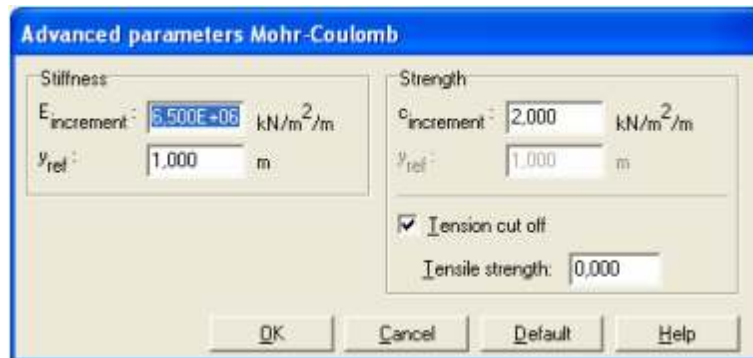


Figure VI.A.10 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle Mohr-Coulomb

VI.A.4. Conclusion

Ce rapide tour d’horizon des différents modèles utilisés dans 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.

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 leur expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

La question n’est pas simple car il n’existe pas de modèle universel.

VI.B. MODELISATION ET CALCUL

VI.B.1. Introduction

Pour que le logiciel PLAXIS puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

VI.B.2. Hypothèses et géométries

Les déformations sont considérées planes ;

- Les ouvrages sont modélisés comme des éléments plaques (paroi moulée, palplanches, radier, etc.) ou barres (butons) ;
- Définition d'une interface entre les ouvrages et le sol ;
- Définition des conditions aux limites ;
- Rabattement hydrostatique (rabattement avant chaque excavation) ;
- Modélisation des butons

VI.B.3. La géométrie du modèle

La géométrie de l'ouvrage est considérée en (2D) : 51 *m* de largeur sur 24 *m* de profondeur. Ce modèle est représenté ci -dessous.

Les conditions aux limites sont choisies par défaut

(Déplacements libres sur les deux côtés verticaux et bloqués au fond).

Quatre couches de sol composent la géologie du site :

- Une couche de remblai en surface de 3 *m* de profondeur ;
- Une couche d'argile de 10 *m* d'épaisseur ;
- Enfin une couche de marne imperméable de 10 *m* d'épaisseur.
- Une couche de sable de 8 *m* d'épaisseur ;

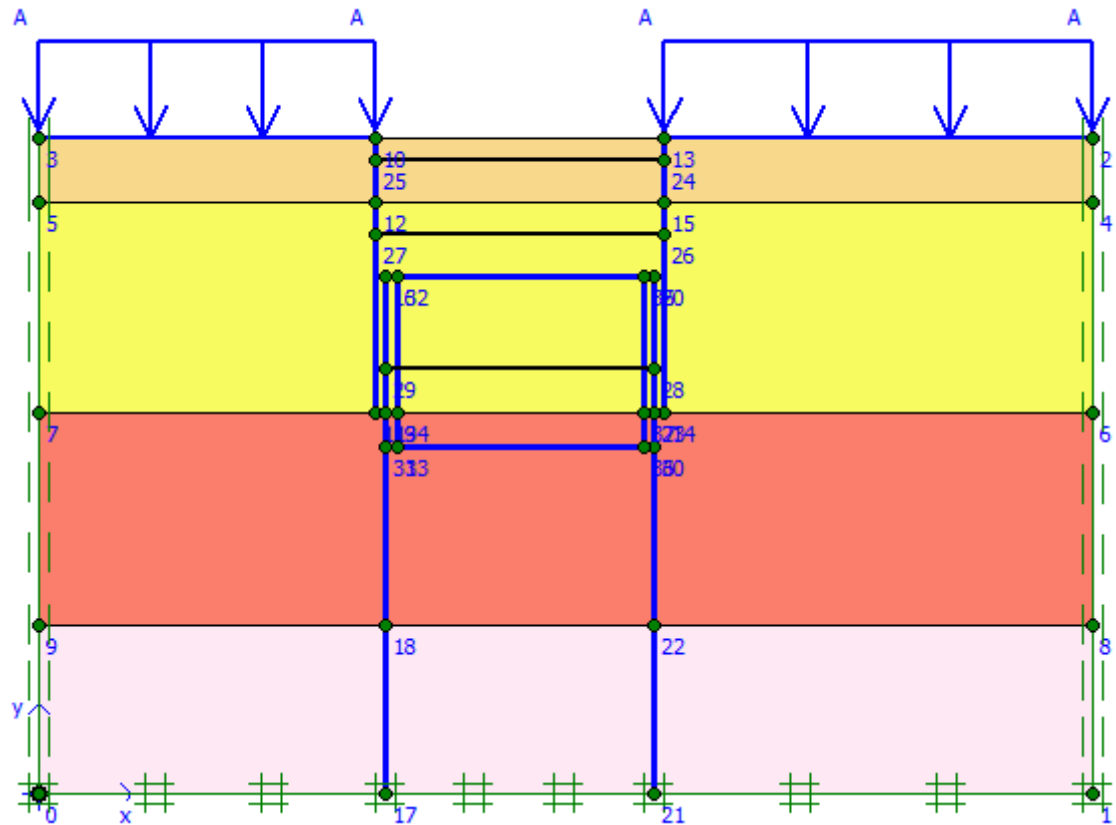


Figure VI.B.1 : Génération de la géométrie du modèle

VI.B.4. Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 273 éléments et le nombre des nœuds est de 2581 noeuds.

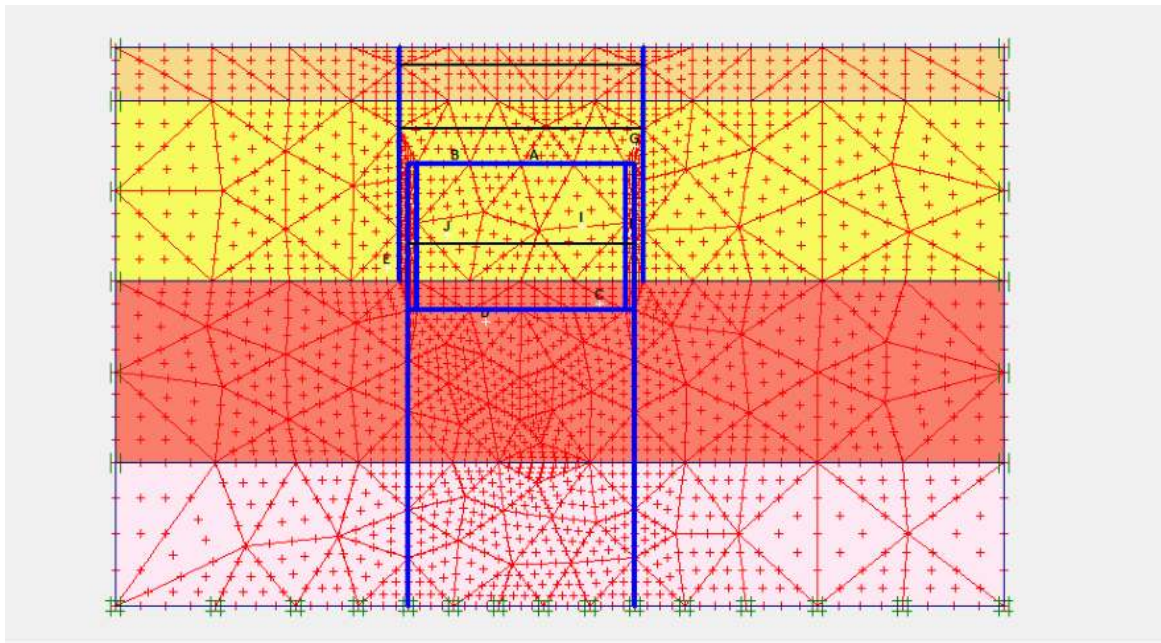


Figure VI.B.2 : Maillage du projet

VI.B.5. Condition initiales

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

VI.B.6.1. Conditions hydrauliques

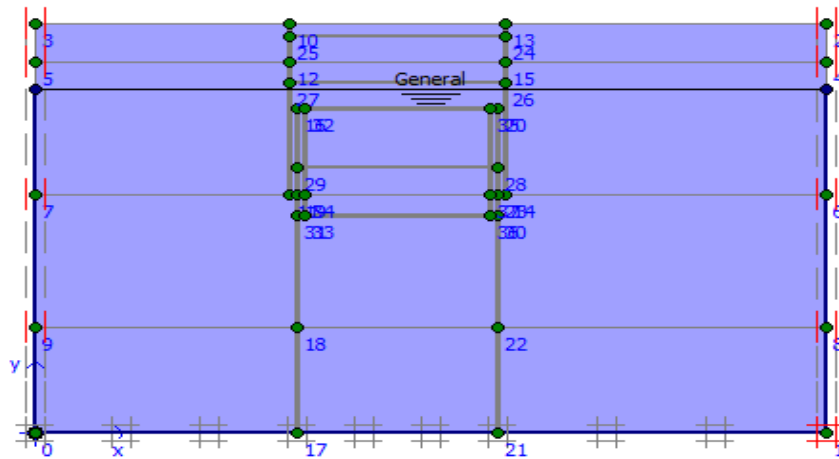


Figure VI.B.3 : Génération de la nappe phréatique

VI.B.6.2. Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux. On génère alors les contraintes initiales en changeant les valeurs k_0 de, puisque la valeur par défaut de k_0 est proposée automatiquement d'après la formule de *Jaky*. On garde le poids du sol égal à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

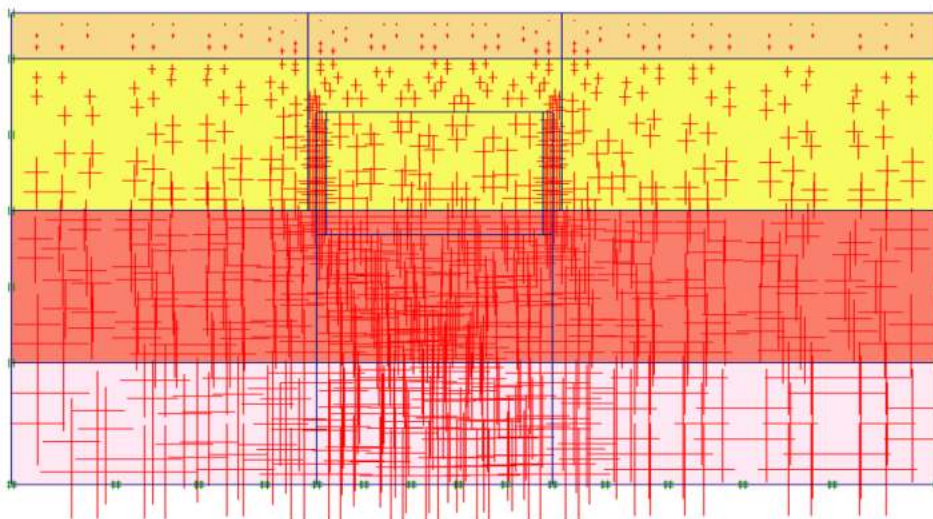


Figure VI.B.3 : Génération des contraintes initiales

VI.B.7. Procédure de calcul

Le calcul du modèle de référence est défini en 8 phases dans l'ordre, passant par trois phases d'excavations comme suit :

- Phase 1 : Mise en place des palplanches
- Phase 2: Réalisation des parois moulées
- Phase 3: Excavation et mise en place du 1er buton
- Phase 4: Excavation et mise en place du 2ème buton
- Phase 5: Bétonnage de la dalle
- Phase6: Démontage des butons et remblayage
- Phase 7: Tirage des palplanches
- Phase8: Excavation sous la dalle et mise en place du buton
- Phase 9: Excavation jusqu'au niveau du radier
- Phase 10 : Coulage du radier et retrait du buton
- Phase 11 : Coulage des murs intérieurs

VI.B.8. Déformation du maillage

La déformation du maillage et des éléments structuraux est représentée sur la figure VI.B.4.

On note un déplacement total maximal de $72.74.10^{-3} m$.

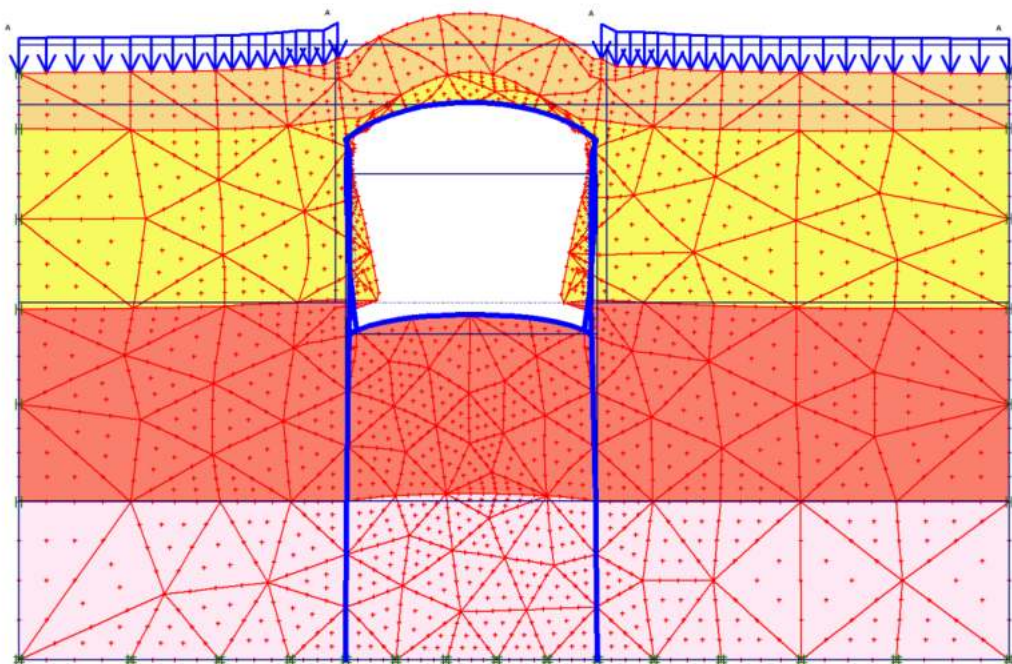
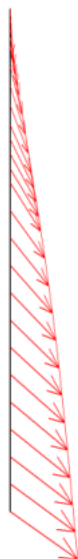


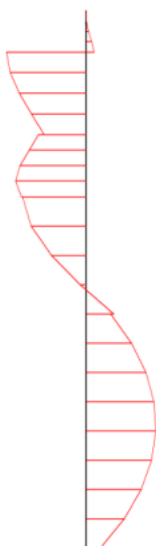
Figure VI.B.4 : Déformation du maillage (x50)

VI.B.9. Déformation des éléments structuraux**a. La palplanche :**

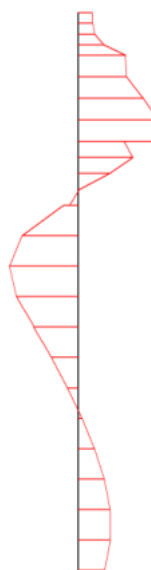
Déformation : $6.01 \cdot 10^{-3}$ m



Moment : -144.14 KNm /ml



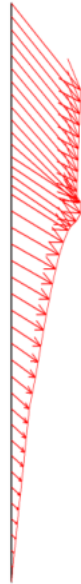
E. tranchant : 36.95 KN/ml



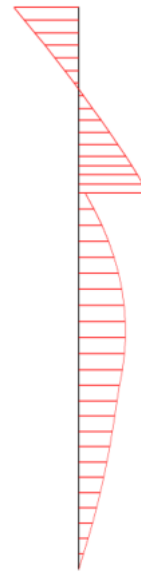
E. normal : -16.06 KN/ml

Figure VI.B.5 : diagrammes déformation M, N, T de la palplanche

b. La paroi moulée :



Déformation : $5.31.10^{-3}$ m



Moment : $-4.14.10^3$ KNm /ml

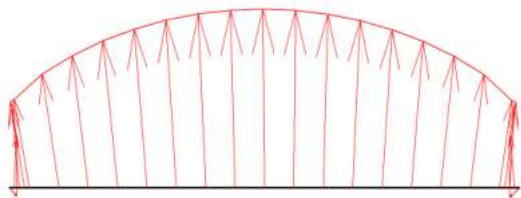


E. tranchant : $1.16.10^3$ KN/ml

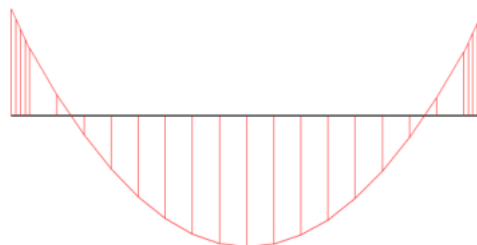


E. normal : $-19.93.10^{-3}$ KN/ml

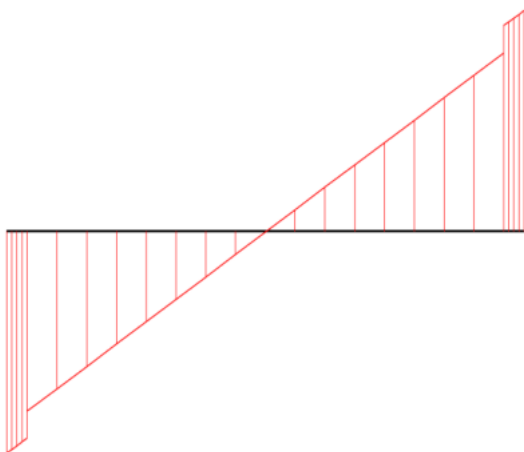
Figure VI.B.6 : diagrammes déformation M, N, T de la paroi moulée

c. La dalle :

Déformation : $72.74 \cdot 10^{-3}$ m



Moment : $-4.75 \cdot 10^3$ KNm /ml



E. tranchant : $-3.02 \cdot 10^3$ KN/ml



E. normal : $-1.19 \cdot 10^3$ KN/ml

Figure VI.B.7 : diagrammes déformation M, N, T de la dalle

d. Le radier :

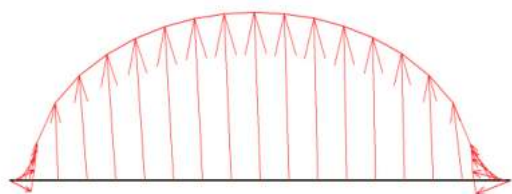
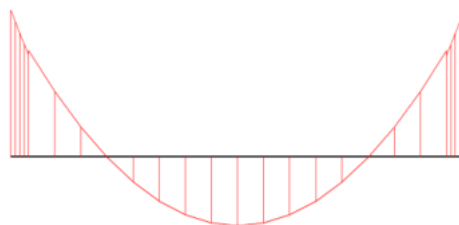
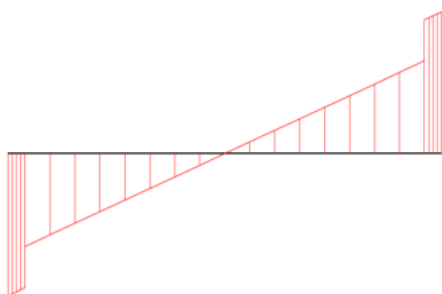
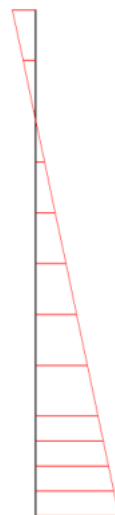
Déformation : $20.37.10^{-3} \text{ m}$ Moment : $3.75.10^3 \text{ KN/ml}$ E.tranchant : $-2.36.10^3 \text{ KN/ml}$ E. normal : -67.02 KN/ml

Figure VI.B.8 : diagrammes déformation M, N, T du radier

e. Le mur :



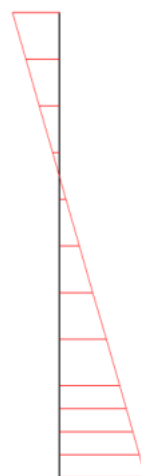
Déformation : $36.99 \cdot 10^{-3} \text{ m}$



moment : -119.51 KNm/ml



E. tranchant : 18.88 KN/ml



E. normal : -686.21 KN/ml

Figure VI.B.9: diagrammes déformation M, N, T du mur

CHAPITE VII
ETUDE DU
SOUTENEMENT
PROVISOIRE

VII.1 Introduction

Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en général, 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 rideaux de palplanches peuvent constituer des ouvrages provisoires ou définitifs. Leur caractéristique essentielle est que le soutènement ainsi formé est souple, ce qui nécessite une méthode spécifique de dimensionnement.

Les principaux types de palplanches métalliques à module en forme de U, Z, S, et de palplanches plates avec agrafes incorporées ou indépendantes sont représentés sur les figures ci-dessous :

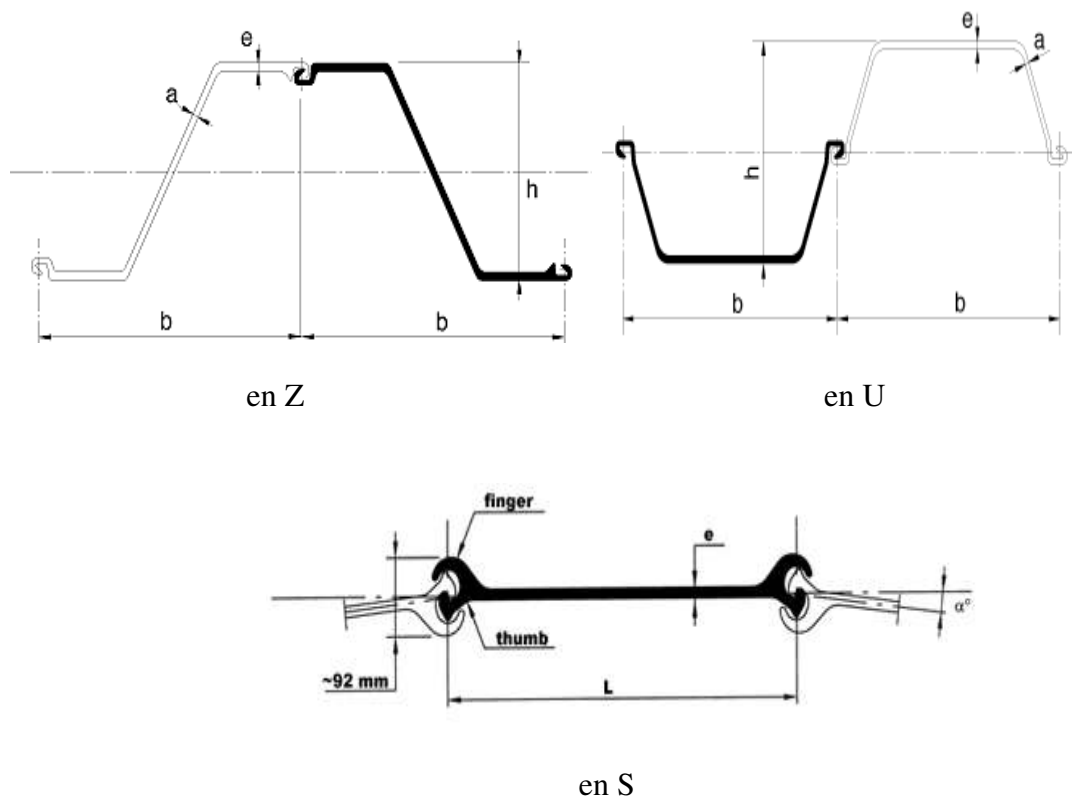


Figure VII.1 : Principaux types de Palplanches

VII.2 Calcul des phases

❖ Calcul des pressions des terres

La théorie utilisée pour le calcul des pressions des terres (poussée/butée) est celle de « COULOMB ». 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. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu.

- Calcul de la poussée :

$$\sigma = (K_{a\gamma} \cdot \gamma \cdot z + K_{aq} \cdot q - K_{ac} \cdot C) \cdot \cos \delta + U \quad / \quad U = \gamma_w \cdot Z : \text{poussée hydrostatique}$$

γ_w : poids volumique de l'eau

Calcul de la butée :

$$\sigma_P = \left(\frac{K_{p\gamma}}{s} \cdot \gamma \cdot z + \frac{K_{pq}}{s} \cdot q + \frac{K_{pc}}{s} \cdot C \right) \cdot \cos \delta + U \quad ; s=2 \text{ coefficient de sécurité}$$

Coefficients de poussée et de butée

$K_{a\gamma}$: coefficients de poussées des terres normales à l'écran

$K_{p\gamma}$: coefficients de butées des terres normales à l'écran

K_{aq} : coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran

K_{pq} : coefficients de butées dues à la surcharge normale à l'écran

K_{ac} : coefficients de poussées normales à l'écran pour un massif cohérent

K_{pc} : coefficients de butées normales à l'écran pour un massif cohérent

σ : contrainte de poussée

σ_P : contrainte de butée

h : hauteur de l'écran

β : angle formé par la surface libre et l'horizontale

λ : angle formé par l'écran et la verticale

δ : angle de d'inclinaison des contraintes sur l'écran

φ : angle de frottement

Les coefficients de poussée et de butée due au poids terres ($K_{a\gamma}/K_{p\gamma}$) sont donnés directement par les « Tables de poussée et de butée des terres » de J. KERISEL et E. ABSI.

K_{ac} et K_{pc} sont obtenus à l'aide des formules suivantes :

$$K_{ac} = \frac{1 - K_{aq}}{\tan \varphi} \quad ; \quad K_{pc} = \frac{K_{p\gamma} \cdot \cos \delta}{\tan \varphi}$$

- **Conventions de signes :** Les orientations positives de α , β et δ sont celles indiquées sur la figure :

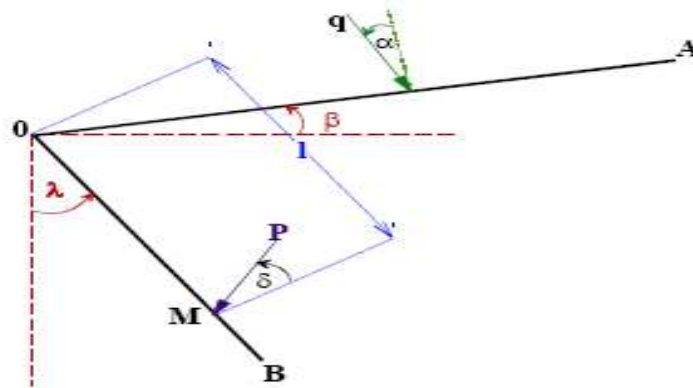


Figure.VII.2 : Conventions de signes de α , β et δ

Les coefficients de poussée et de butée sont indiqués dans le tableau pour le cas présent :

- ✓ $\lambda = 0$ (écran vertical)
- ✓ $\beta = 0$ (surface libre horizontale)
- ✓ $\alpha = 0$ (surcharge verticale)
- ✓ $\delta = 2\phi/3$ pour la poussée
- ✓ $\delta = -2\phi/3$ pour la butée

	Poussée			Butée		
Sols	K_{ay}	K_{aq}	K_{ac}	K_{py}	K_{pq}	K_{pc}
Remblai $\Phi=25^\circ$ $\delta=16.67^\circ$ $C=0.00 \text{ KN/m}^2$	0.360	0.370	/	3.610	3.952	/
Argile Marneuse/vaseuse $\Phi=22^\circ$ $\delta=14.67^\circ$ $C=08 \text{ KN/m}^2$	0.408	0.410	1.230	3.076	2.990	7.365

Tableau VII.1 : Les coefficients de poussées et de butées

VII.2.1 Calculs de la Phase I

Le schéma de la 1^{ère} phase est le suivant :

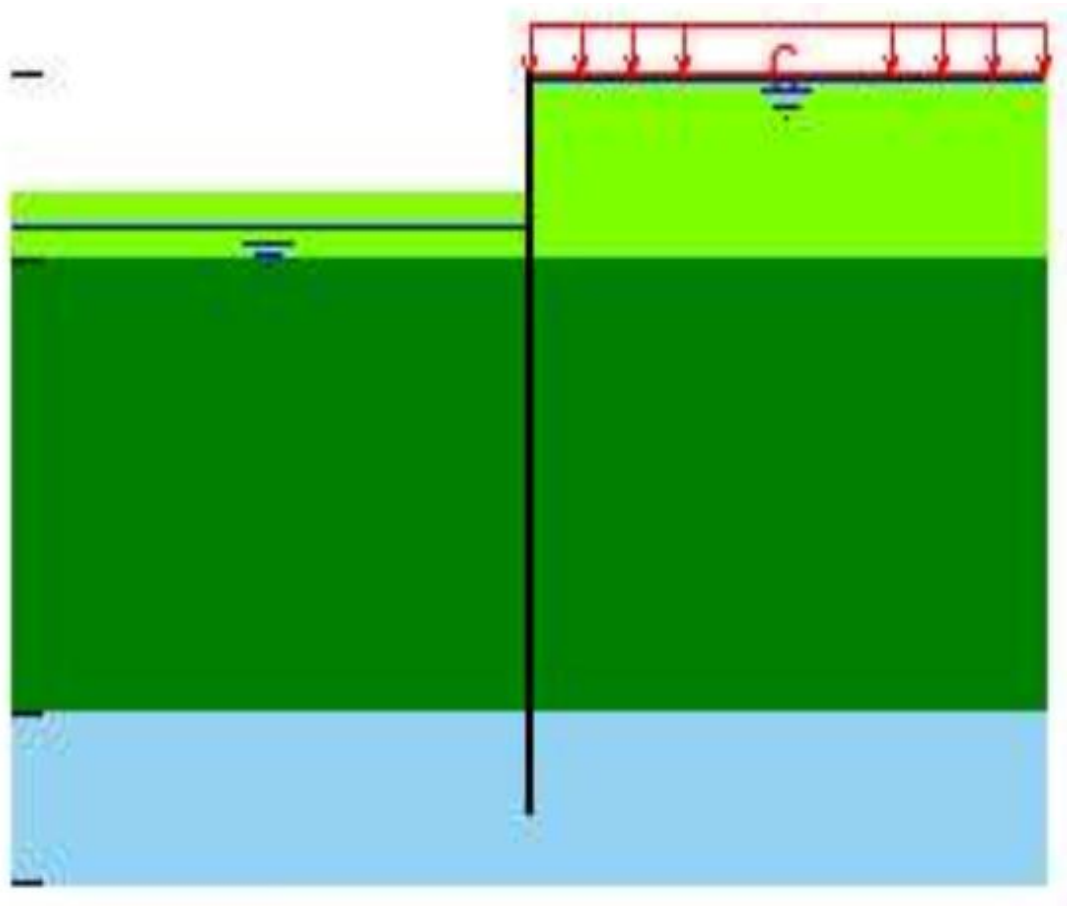


Figure VII.3 : Plan de la phase I

- Calcul de la poussée

1^{er} couche : $0 \leq Z \leq 3m$

- Au-dessus de la nappe

$$\sigma = 6.62 Z + 3.487 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma = 3.48 \\ z = 0.1m & \Rightarrow \sigma = 4.15 \end{cases}$$

- Au-dessous de la nappe

$$\sigma = 13.13 Z + 4.15 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma = 4.150 \\ z = 2.9 m & \Rightarrow \sigma = 42.25 \end{cases}$$

2^{ème} couche : $0 \leq Z \leq g$

g : distance à calculée

$$\sigma = 13.97 Z + 32.82 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma = 32.82 \\ z = g & \Rightarrow \sigma = 13.97 g + 32.82 \end{cases}$$

- Calcul de la butée

$$\sigma_P = \left(\frac{Kp\gamma}{s} \cdot \gamma \cdot Z + \frac{Kpq}{s} \cdot q + \frac{Kpc}{s} \cdot C \right) \cdot \cos \delta + U \quad U = \gamma_w \cdot Z : \text{poussée hydrostatique}$$

S=2 coefficient de sécurité

1^{er} couche: $0 \leq Z \leq 1\text{m}$

➤ **Au-dessus de la nappe**

$$\sigma_p = 33.67 Z \quad \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \sigma_p = 0.000 \\ z = 0.5\text{m} \Rightarrow \sigma_p = 16.83 \end{cases}$$

➤ **Au-dessous de la nappe**

$$\sigma_p = 25.95 Z + 15.53 \quad \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \sigma_p = 15.53 \\ z = 0.5\text{m} \Rightarrow \sigma_p = 28.50 \end{cases}$$

2^{ème} couche : $0 \leq Z \leq g$

$$\sigma_p = 25.14 Z + 53.50 \quad \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \sigma_p = 53.50 \\ z = g \Rightarrow \sigma_p = 25.14 g + 53.50 \end{cases}$$

Le diagramme de poussée / Butée :

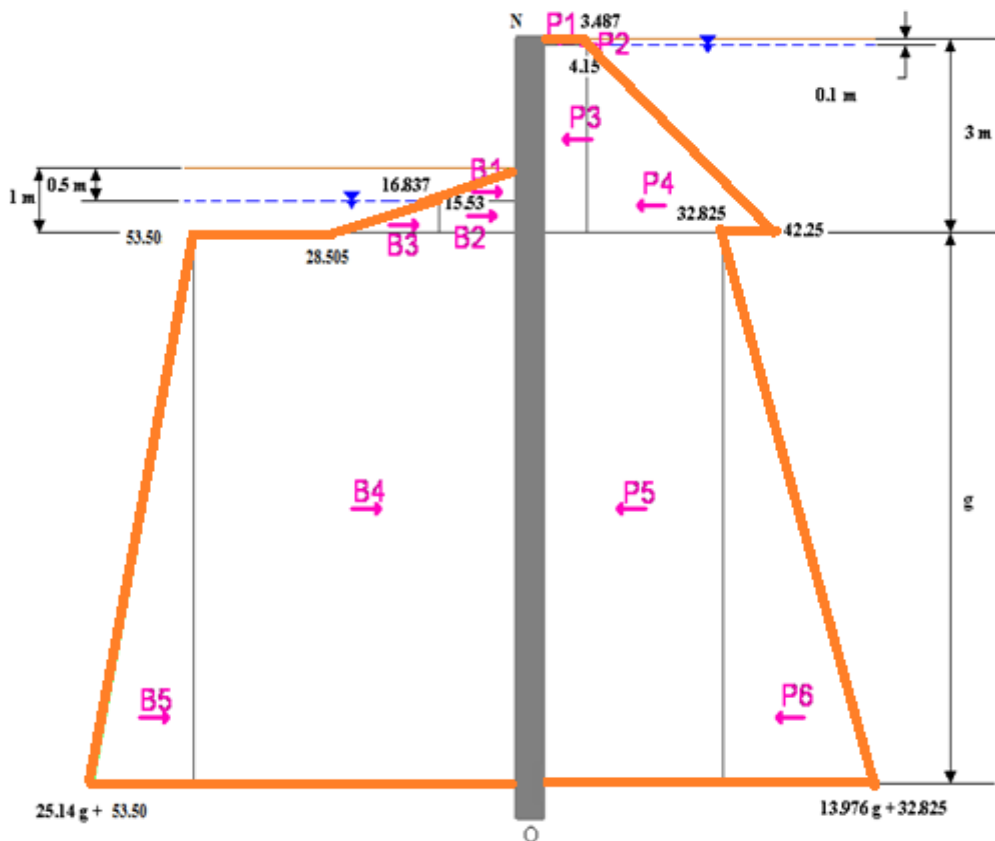


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes résiduelles

- **Détermination de la fiche**

La fiche d'ancrage est notée F , d'après le diagramme : $F = 1.2 F_0$ tel que : $F_0 = g + 1m$

P : Poussée et B : Butée

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier
P1	0.348	2.950+g
P2	0.033	2.933+g
P3	12.035	1.450+g
P4	55.245	0.967+g
P5	32.825*g	g/2
P6	6.988*g ²	g/3
B1	4.209	0.667+g
B2	7.765	0.25+g
B3	3.243	0.167+g
B4	53.5*g	g/2
B5	12.57*g ²	g/3

Tableau VII.2 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

$$\Sigma M/c = 0 \Rightarrow -1.8603 g^3 - 10.337 g^2 + 52.438 g + 66.708 = 0$$

La solution de cette équation donne: $g = 4m$; $F_0 = 5m$; $F = 6m$

- **Détermination de la force de contre butée C**

$$C = \Sigma B - \Sigma P \Rightarrow C = 119.574 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de M_{MAX}**

La valeur du moment maximale est donnée pour l'effort tranchant nul ($T = 0$)

$$\text{C'est-à-dire: } \Sigma B = \Sigma P \Rightarrow 5.582 x^2 + 20.675 x - 52.438 = 0$$

On trouve comme solution de cette équation : $X = 1.73 m$ c'est-à-dire à $4.73m$ de la surface libre, donc :

$$T (X=4.73 m) = 0 \Rightarrow M_{MAX} = \Sigma M /_{X=4.73m} = 116.86 \text{ KNm / ml}$$

- **Calcul du Module de résistance de la palplanche**

Le module de résistance de la palplanche est donné par la formule suivante :

$$\omega = M_{max} / \sigma_e \text{ [Cm}^3\text{/ml]} \quad ; \text{ tel que :}$$

$$\sigma_e = 270 \text{ MPa} = 2700000 \text{ KN/m}^2 \text{ (limite élastique de la contrainte)}$$

$$\omega = 433 \text{ Cm}^3 / \text{ml}$$

VII.2.2 Calcul de la phase II

Le schéma de la 2^{ème} phase est le suivant :

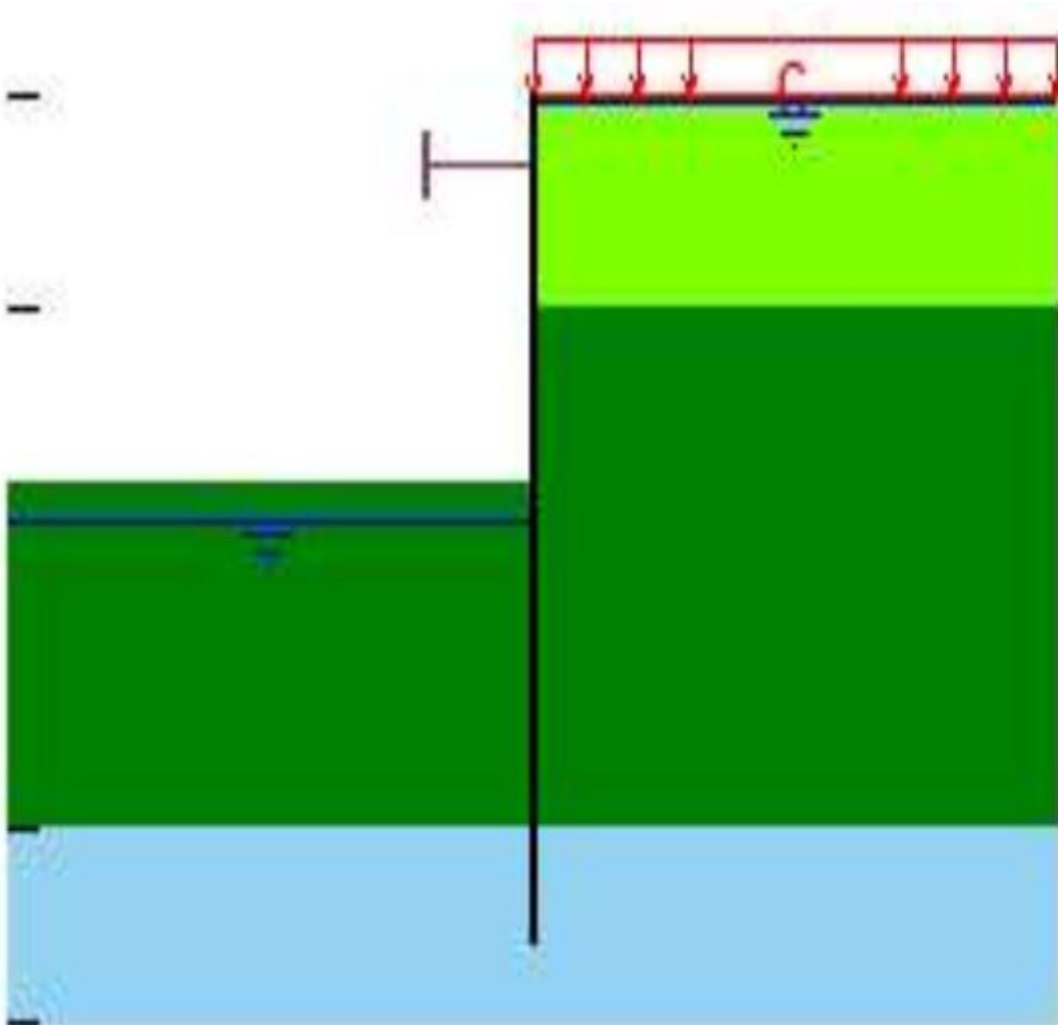


Figure VII.5 : Plan de la phase II

- Calcul de la butée

1^{er} couche: $0 \leq Z \leq 1\text{m}$

➤ Au-dessus de la nappe

$$\sigma_p = 60.56 Z + 58 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma_p = 58 \\ z = 0.5\text{m} & \Rightarrow \sigma_p = 88.28 \end{cases}$$

➤ Au-dessous de la nappe

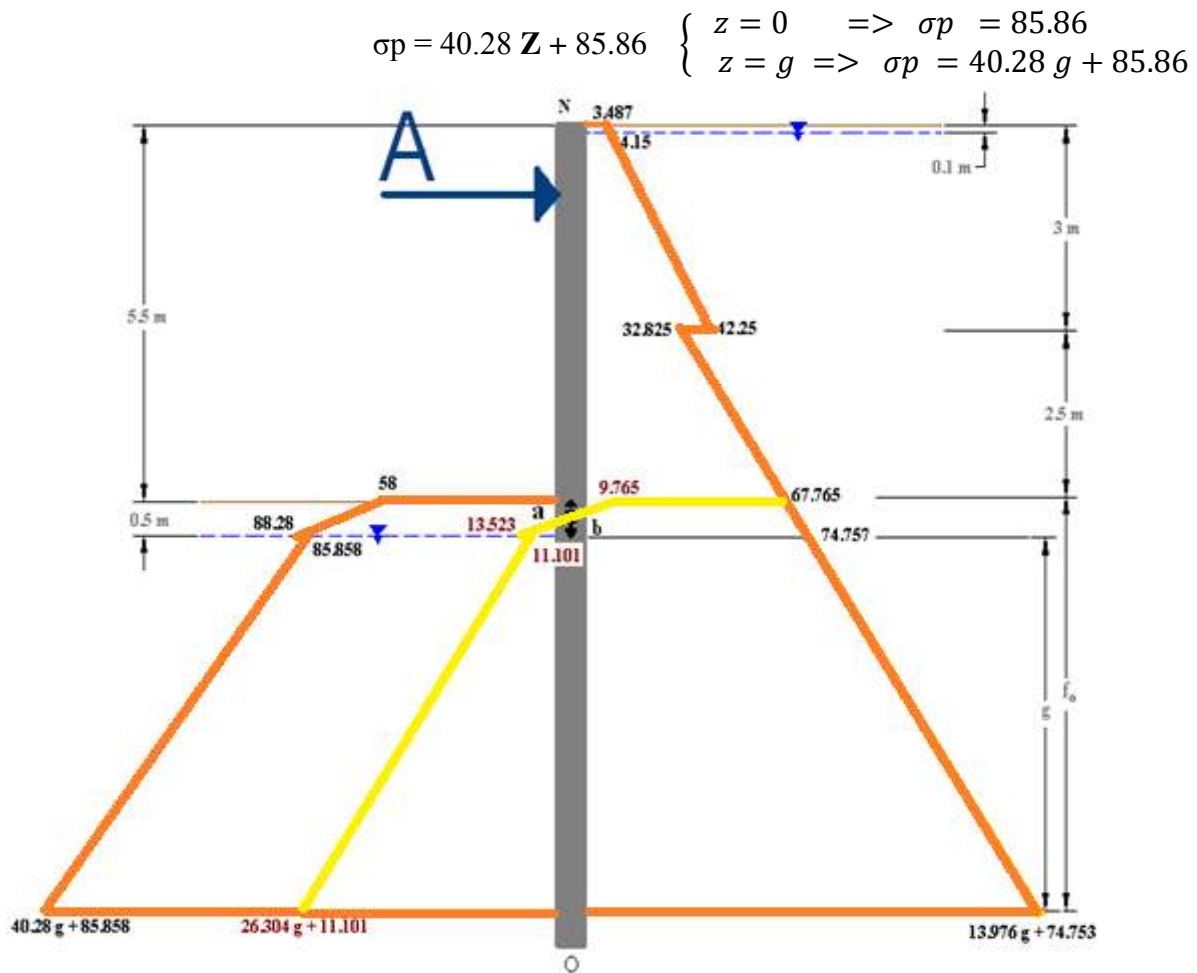


Figure VII.6 : Diagramme des contraintes résiduelles

• Méthode de calcul : Méthode de BLUM modifiée

La poutre «NO» sera étudiée par la méthode de « **BLUM Modifiée** » connue également sous le nom de la **poutre équivalente**, en décomposant la poutre «NO» en deux parties indépendantes :

- ✓ partie supérieure «NR»
- ✓ partie inférieure «RO»

En supposant que le point R de moment nul ($M=0$) est confondu avec le point de contraintes résiduelles nulles.

La distance **a** est calculée comme suit :

$$\frac{a}{9.76} = \frac{0.5-a}{13.52} \Rightarrow a = 0.21 \text{ m}$$

- Étude de la poutre «NR»

L'étude de la poutre « NR » permet de déterminer l'effort d'ancrage **A**, l'effort tranchant **T** ainsi que le moment maximal.

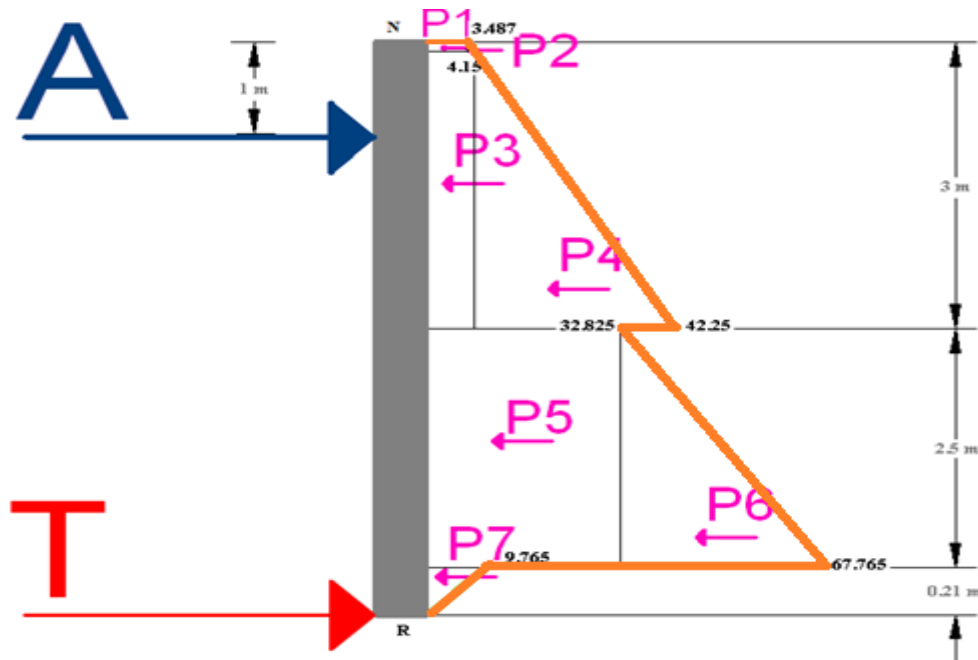


Figure VII.7 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre NR

- Détermination de la force du bouton A

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier [m]
P1	0.348	5.660
P2	0.033	5.643
P3	12.035	4.160
P4	55.245	3.677
P5	82.063	1.460
P6	43.675	1.043
P7	1.025	0.140
A	?	4.71

Tableau VII.3 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

✓ La somme des moments par rapport au point (R) donne la force d'ancrage A :

$$\sum M_R = 0 \quad \Rightarrow \quad A = 89.40 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de la réaction T

La réaction «T» est obtenue en écrivant l'équilibre des forces horizontales : $\sum F/x=0$

$$T = \sum P_i - A \quad \Rightarrow \quad T = 105.10 \text{ KN / ml}$$

- Calcul du moment maximal $M_{\max}$

La valeur du moment maximale est donnée pour $T = 0$ (Effort tranchant nul)

$$6.988 x^2 + 32.825 x - 21.70 = 0$$

Et on trouve comme solution de cette équation : $X = 0.59 \text{ m}$

C'est-à-dire à **3.59m** de la surface libre, donc : $M_{\max} = \sum M/x=3.59 \text{ m} = 133.33 \text{ KN.m / ml}$

- Étude de la poutre «RO»

L'étude de la poutre RO permet de déterminer la fiche d'ancrage de la palplanche et la force de contre butée C

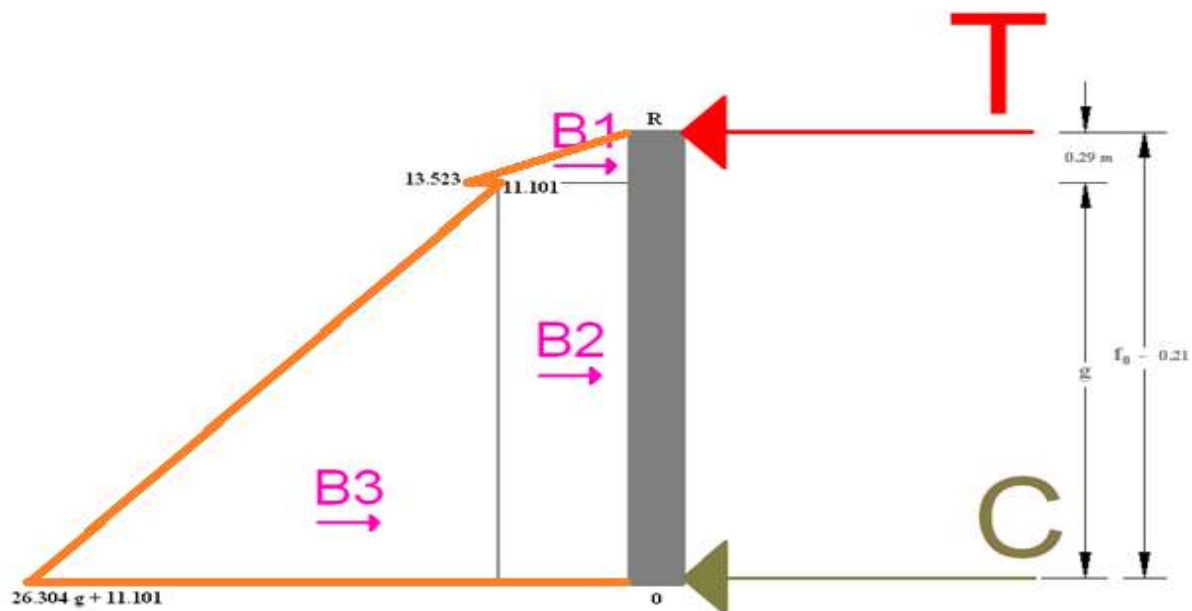


Figure VII.8 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre RO

Le tableau 4 donne les valeurs des pressions de butées et leurs bras de leviers correspondants :

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier [m]
B1	1.96	0.097 + g
B2	11.107g	g/2
B3	13.152	g/3
T	105.10	g+0.29

Tableau VII.4 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

- Détermination de la fiche

$$F = 1.2 F_0 \quad \text{tel que : } F_0 = g + 0.5 m$$

$$\Sigma M/c = 0 \Rightarrow 4.384 g^3 + 5.554 g^2 - 103.103g - 30.280 = 0 \quad \text{on aura :}$$

$$g = 4.5 \text{ m} \quad F_0 = 5 \text{ m} \quad \text{et} \quad F = 1.2 F_0 = 6 \text{ m}$$

- Détermination de la force de contre butée C

$$C = \Sigma B - \Sigma P \Rightarrow C = 223.200 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du Module de résistance de la palplanche

Le module de résistance de la palplanche est donné par la formule suivante :

$$\omega = M_{\max} / \sigma_e \quad [\text{Cm}^3/\text{ml}] \quad \text{tel que :}$$

$$\sigma_e = 270 \text{ MPa} = 270000 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{limite élastique de la contrainte})$$

$$\omega = 420 \text{ Cm}^3/\text{ml}$$

VII.2.3 Calcul de la phase III

Le schéma de la 3^{ème} phase est le suivant :

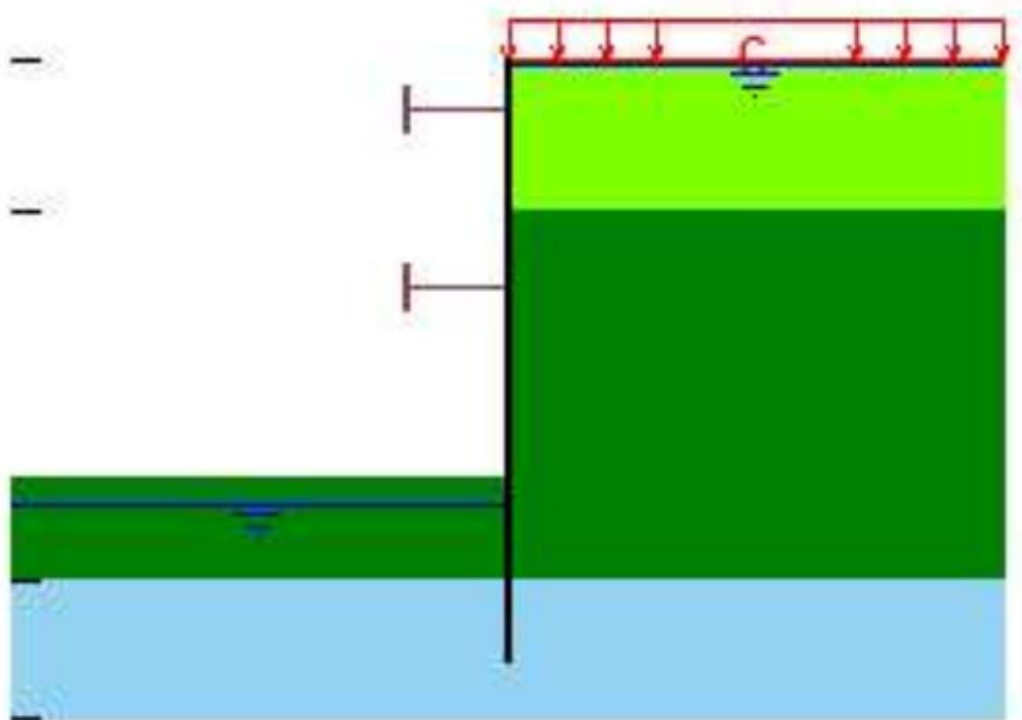


Figure VII.9 : phase III

- Calcul de la butée

1^{er} couche: $0 \leq Z \leq 1\text{m}$

➤ Au-dessus de la nappe

$$\sigma_p = 60.560 Z + 58 \quad \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \sigma_p = 58 \\ z = 0.5\text{m} \Rightarrow \sigma_p = 88.28 \end{cases}$$

➤ Au-dessous de la nappe

$$\sigma_p = 40.280 Z + 85.860 \quad \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \sigma_p = 85.860 \\ z = g \Rightarrow \sigma_p = 40.280 g + 85.860 \end{cases}$$

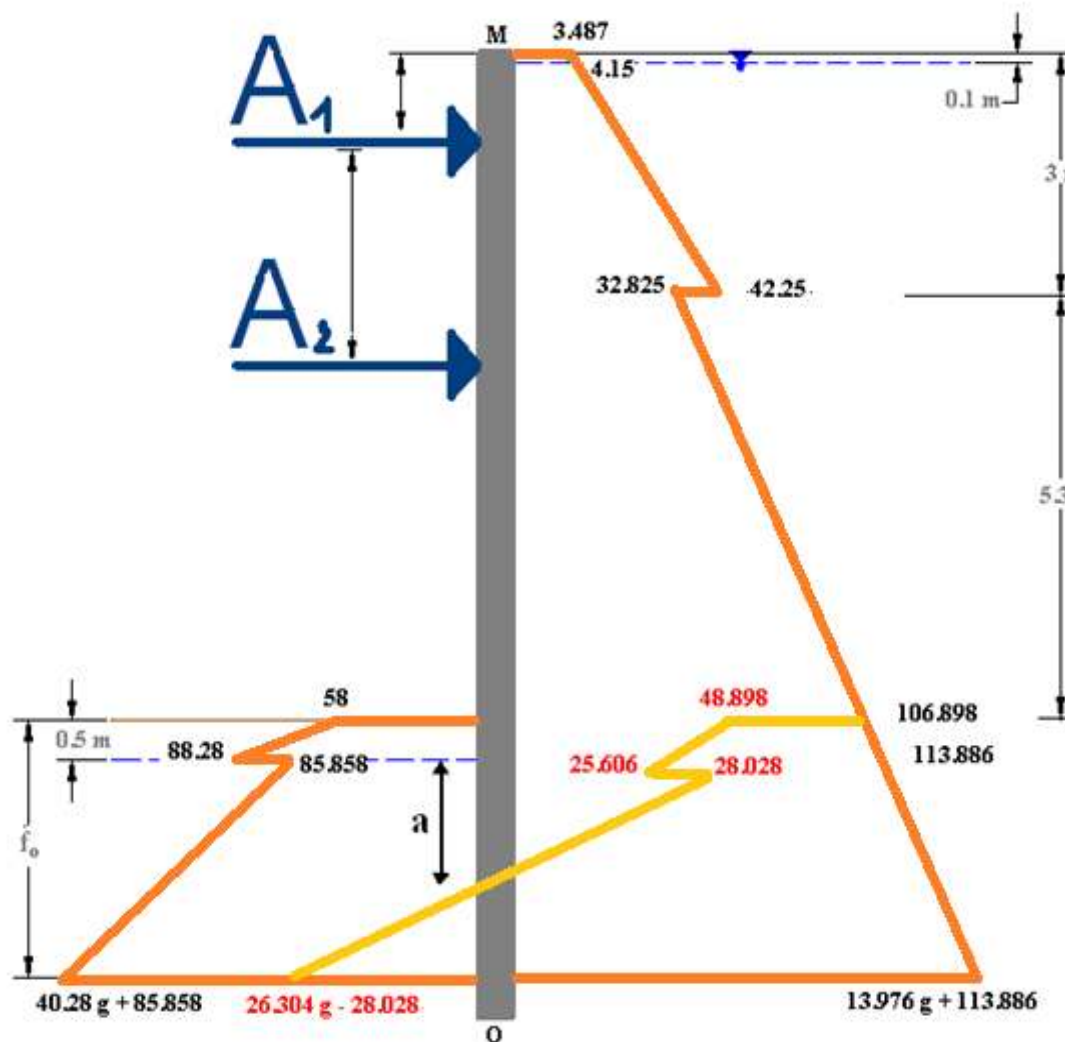


Figure VII.10 : Diagramme des contraintes résiduelles

La distance **a** est calculée comme suit :

$$\frac{a}{28.026} = \frac{g-a}{26,304.g-28.026} \Rightarrow a = 1.066\text{m}$$

- Étude de la poutre «NR»

L'étude de la poutre « NR » permet de déterminer l'effort d'ancrage A , l'effort tranchant T ainsi que le moment maximal

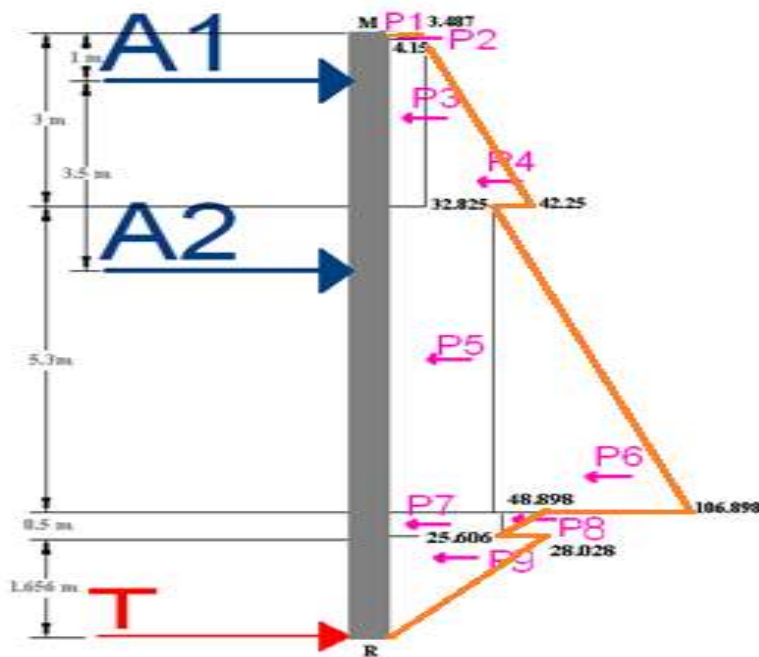


Figure VII.11 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre NR

- Détermination des forces d'ancrage A1 et A2

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier [m]
P1	0.349	9.816
P2	0.033	9.80
P3	12.035	8.316
P4	55.245	7.832
P5	173.973	4.216
P6	196.300	3.332
P7	5.824	1.400
P8	12.803	1.316
P9	14.931	0.710
A1	?	8.866
A2	?	5.366

Tableau VII.5 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

$$\Sigma M/R = 0 \quad \Rightarrow \quad 8.866 A1 + 5.366 A2 = 1959.6$$

On résout cette équation en utilisant la relation donnant le rapport entre A1 et A2 :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{A1}{8.948} = \frac{A2}{5.448} \Rightarrow A2 = 0.6052 A1$$

α : Angle de rotation de la palplanche par rapport au point R du moment nul

On aura: $A1 = 161.78 \text{ KN/ml}$; $A2 = 97.05 \text{ KN/ml}$

- **Calcul de la réaction T**

La réaction «T» est obtenue par l'équilibre des forces horizontales : $\Sigma F/x=0$

$$T = \Sigma P_i - A1 - A2 \quad \Rightarrow \quad T = 211.80 \text{ KN/ml}$$

- **Étude de la poutre «RO»**

L'étude de la poutre RO permet de déterminer la fiche d'ancrage de la palplanche et la force de contre butée C

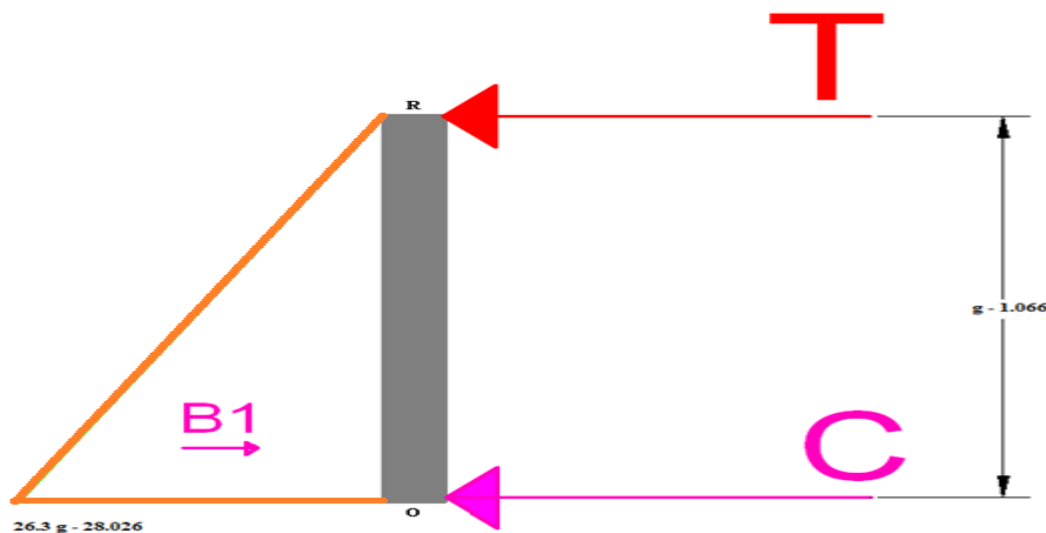


Figure VII.12 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre NR

La poutre RO est d'une hauteur égale à $(g - 1.066)$, on fixe :

$$H = g - 1.066$$

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier [m]
B1	$13.152 H^2$	$H/3$
T	211.80	H

Tableau VII.6 : forces et bras de levier correspondants

- **Détermination de la fiche**

$$F = 1.2 F_0 \quad \text{tel que : } F_0 = g + 0.5 \text{ m} \quad \text{et} \quad H = g - 1.066$$

$$\Sigma M/c = 0 \quad \Rightarrow \quad (13.155 H^2) * (H/3) = (T * H) \quad \Rightarrow \quad H = 6.95 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } g = 8.0 \text{ m}$$

$$\text{On aura : } F_0 = 8.50 \text{ m} \quad \text{et} \quad F = 10.20 \text{ m}$$

Remarque

La valeur de la fiche ($F = 10 \text{ m}$) est très grande, et si en lui ajoutant la distance entre le plafond et le fond de la fouille qui est égale à 8.3 m on aura besoin donc d'une palplanche d'une hauteur de 18.50 m . L'enfoncement des palplanches jusqu'à cette profondeur de 18.50 m pose beaucoup d'inconvénients.

VII.3 Reconsidérations des calculs et solutions requises

Dans tels cas il faut chercher la meilleure solution pour diminuer la valeur de la fiche, c'est l'une des raisons qui a conduit à la réalisation des colonnes de **Jet-Grouting** :

D'une part pour la consolidation de terrain, la confection de butée en pied de parois moulées ou de palplanches fichées dans la couche de l'argile marneuse et vaseuse ce qui permet la diminution de la valeur de la fiche trouvée, et d'autre part pour faire face au phénomène du **renard hydraulique** comme on l'a déjà décrit dans le chapitre précédent

➤ Effet de la paroi moulée sur le comportement du rideau de la palplanche

La paroi moulée couvre une profondeur de 3.2 m de la palplanche (coté avant, celui de la butée). dans cette profondeur la paroi moulée supporte les palplanches car les déplacements dans ces dernières sont plus grands.

Donc la présence de la paroi moulée et du Jet-Grouting en pied de la palplanche change les caractéristiques du terrain et augmente la butée, ce qui est simulé à l'entrée d'une couche de sol très rigide appelée « Sol-Ciment » à partir d'une profondeur de 10.5 m et ayant des caractéristiques bien déterminées

Les informations concernant la couche Sol-Ciment nous ont été fournies par le bureau d'étude chargé des investigations géotechniques.

Le tableau suivant donne les coefficients de poussée et butée :

	Poussée			Butée		
Sols	K_{ay}	K_{aq}	K_{ac}	K_{py}	K_{pq}	K_{pc}
Remblai $\Phi=25^\circ$ $\delta=16.67^\circ$ $C=0.00 \text{ KN/m}^2$	0.360	0.370	/	3.610	3.952	/
Argile Marneuse/vaseuse $\Phi=22^\circ$ $\delta=14.67^\circ$ $C=08 \text{ KN/m}^2$	0.408	0.410	1.230	3.076	2.990	7.365
Sol-Ciment $\Phi=45^\circ$ $\delta=27.5^\circ$ $C=0.00 \text{ KN/m}^2$	0.161	0.161	/	23.005	16.521	/

Tableau VII.7 : coefficients de poussée/butée

VII.3.1 Calculs de la Phase I

Le schéma de la 1^{ère} phase est le suivant :

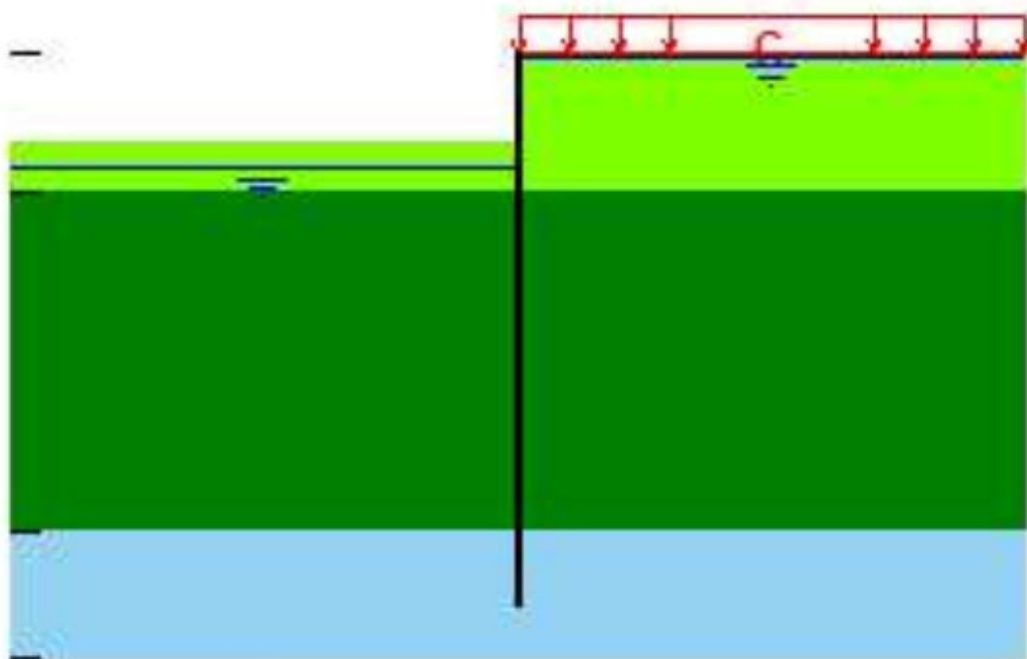


Figure VII.13 : phase I

- Calcul de la poussée

1^{er} couche : $0 \leq Z \leq 3m$

➤ Au-dessus de la nappe

$$\sigma = 6.625 Z + 3.487 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma = 3.487 \\ z = 0.1m & \Rightarrow \sigma = 4.150 \end{cases}$$

➤ Au-dessous de la nappe

$$\sigma = 13.138 Z + 4.15 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma = 4.150 \\ z = 2.9 m & \Rightarrow \sigma = 42.251 \end{cases}$$

2^{ème} couche : $0 \leq Z \leq 7.5 m$

$$\sigma = 13.976 Z + 32.825 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma = 32.825 \\ z = 7.5 & \Rightarrow \sigma = 137.645 \end{cases}$$

3^{ème} couche : $0 \leq Z \leq g$

$$\sigma = 11.428 g + 120.137 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma = 120.137 \\ z = g & \Rightarrow \sigma = 11.428 g + 120.137 \end{cases}$$

- Calcul de la butée

1^{er} couche: $0 \leq Z \leq 1m$

➤ Au-dessus de la nappe

$$\sigma_p = 37.164 Z \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma_p = 0.000 \\ z = 0.5m & \Rightarrow \sigma_p = 18.582 \end{cases}$$

➤ Au-dessous de la nappe

$$\sigma_p = 27.604 Z + 18.582 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma_p = 18.582 \\ z = 0.5m & \Rightarrow \sigma_p = 32.384 \end{cases}$$

2^{ème} couche : $0 \leq Z \leq 7.5 m$

$$\sigma_p = 25.965 Z + 45.183 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma_p = 45.183 \\ z = 7.5 & \Rightarrow \sigma_p = 239.921 \end{cases}$$

3^{ème} couche : $0 \leq Z \leq g$

$$\sigma_p = 125.025 g + 815.186 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma_p = 815.186 \\ z = 7.5 & \Rightarrow \sigma_p = 125.025 g + 815.186 \end{cases}$$

Ainsi on a tracé le diagramme de poussée / Butée qui est illustré dans la Fig.

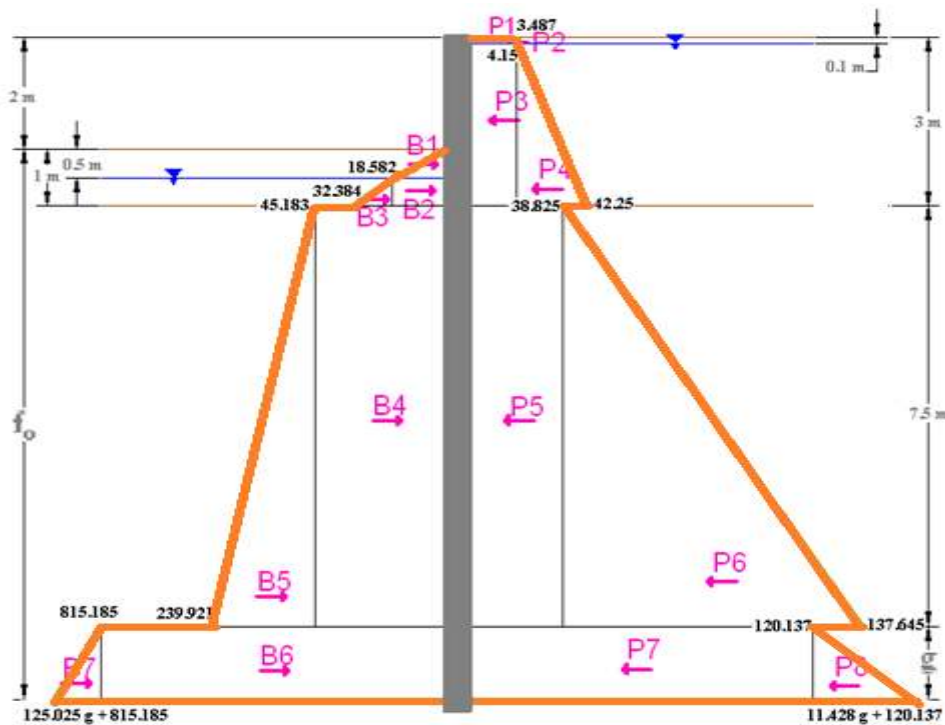


Figure VII.14 : Diagramme des contraintes résiduelles

- Détermination de la fiche

$$F = 1.2 F_0 \quad \text{tel que : } F_0 = g + 7.5 \text{ m}$$

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier
P1	0.3487	10.45+g
P2	0.03315	10.433+g
P3	12.035	8.95+g
P4	55.245	8.467+g
P5	246.1875	3.75+g
P6	393.075	2.5+g
P7	120.137*g	g/2
P8	5.714*g ²	g/3
B1	4.6455	8.167+g
B2	9.291	7.75+g
B3	3.4505	7.667+g
B4	338.8725	3.75+g
B5	730.2675	2.5+g
B6	815.1845*g	g/2
B7	62.5125*g ²	g/3

Tableau VII.8 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

Pour déterminer la fiche on utilise l'équation suivante :

$$\Sigma M/c = 0 \Rightarrow 18.933 g^3 + 347.524 g^2 + 379.603 g - 747.487 = 0$$

La solution de cette équation donne une valeur de $g < 0$ (-2.32)

Sachant que $F_0 = g + 7.5$ m, la valeur de g négative ainsi trouvée est tout à fait logique, ceci est expliquée par le fait que la valeur à prendre comme fiche est calculée pour le cas le plus défavorable.

- **Détermination de la force de contre butée C**

La force de contre butée **C** est calculée comme suit :

$$C = \Sigma B - \Sigma P \Rightarrow C = 1501 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de M_{MAX} :**

$$\Sigma B = \Sigma P \Rightarrow 5.9945 x^2 + 12.358 x - 50.275 = 0$$

$$\Rightarrow X = 2.043 \text{ m} \text{ c'est-à-dire à } 5.0432 \text{ m de la surface libre, donc } T (X=5.043 \text{ m}) = 0$$

$$M_{MAX} = \Sigma M /_{X=5.043 \text{ m}} = 125.87 \text{ KN.m / ml}$$

- **Calcul du Module de résistance de la palplanche**

Le module de résistance de la palplanche est donné par la formule suivante :

$$\omega = M_{max} / \sigma_e \text{ [Cm}^3\text{/ml]} \text{ tel que :}$$

$$\sigma_e = 270 \text{ MPa} = 270000 \text{ KN/m}^2 \text{ (limite élastique de la contrainte)}$$

$$\omega = 466.2 \text{ Cm}^3\text{/ml}$$

VII.3.2 Calcul de la phase II

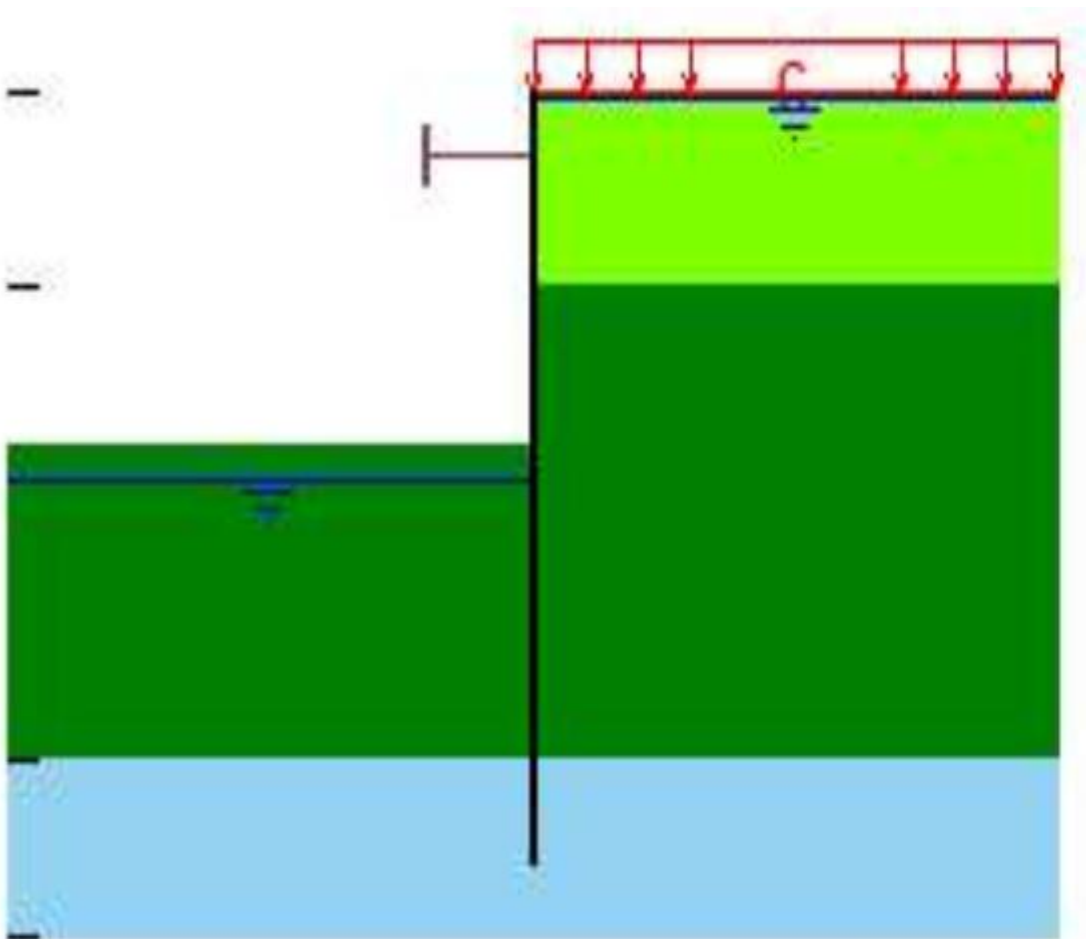


Figure VII.15 : phase II

- Calcul de la butée

1^{er} couche: $0 \leq Z \leq 1\text{m}$

➤ Au-dessus de la nappe

$$\sigma_p = 63.86 Z + 35.664 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma_p = 35.664 \\ z = 0.5\text{m} & \Rightarrow \sigma_p = 67.594 \end{cases}$$

➤ Au-dessous de la nappe

$$\sigma_p = 41.93 Z + 67.594 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma_p = 67.594 \\ z = 4.5\text{m} & \Rightarrow \sigma_p = 256.280 \end{cases}$$

2^{ème} couche : $0 \leq Z \leq g$

$$\sigma_p = 240.05 Z + 953.65 \quad \begin{cases} z = 0 & \Rightarrow \sigma_p = 953.65 \\ z = g & \Rightarrow \sigma_p = 240.05 g + 953.65 \end{cases}$$

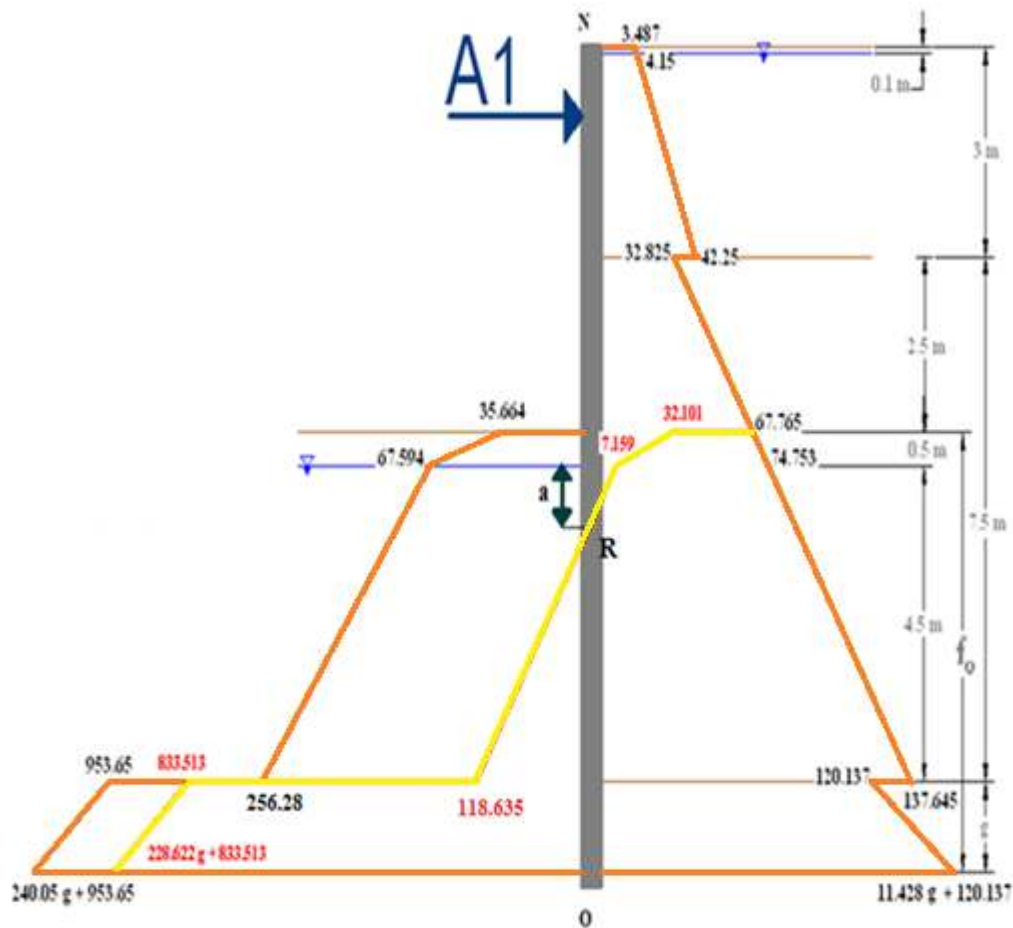


Figure VI.16 : Diagramme des contraintes résiduelles

$$\frac{a}{7.159} = \frac{4.5-a}{118.635} \Rightarrow a = 0.256 \text{ m}$$

- Étude de la poutre «NR»

L'étude de la poutre « NR » permet de déterminer l'effort d'ancrage A , l'effort tranchant T ainsi que le moment maximal.

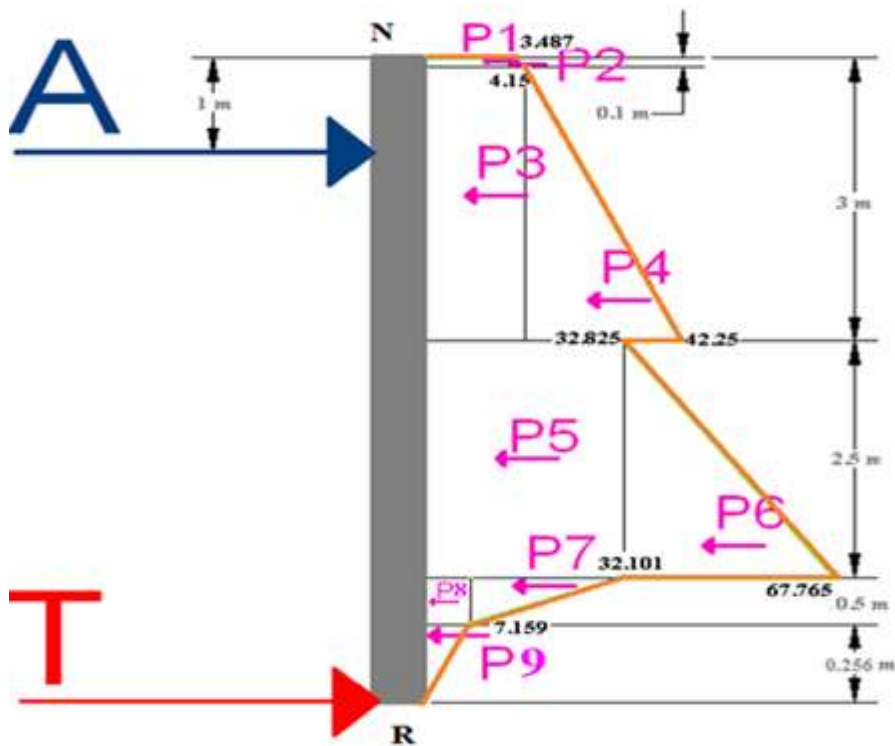


Figure VI.17 : Diagramme des contraintes résiduelles Poutre NR

- Détermination de la force du tirant A

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier [m]
P1	0.3487	6.206
P2	0.03315	6.190
P3	12.035	4.706
P4	55.245	4.223
P5	82.063	2.006
P6	43.675	1.590
P7	6.236	0.590
P8	3.580	0.506
P9	0.92	0.171
A	?	5.256

Tableau VI.9 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

La somme des moments par rapport au point (R) donne la force d'ancrage A

$$\Sigma M/R = 0 \quad \Rightarrow \quad A = 101.22 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de la réaction T

La réaction «T» est obtenue par l'équilibre des forces horizontales : $\sum F_x = 0$

$$T = \sum P_i - A \Rightarrow T = 102.9 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de M_{MAX}

$$\sum B = \sum P \Rightarrow 6.988 x^2 + 32.825 x - 33.56 = 0 \Rightarrow X = 0.865 \text{ m}$$

C'est-à-dire à **3.865 m** de la surface libre, donc $T(X = 3.865 \text{ m}) = 0$

$$M_{\text{MAX}} = \sum M_{X=3.865 \text{ m}} = 145.70 \text{ KN.m / ml}$$

- Étude de la poutre «RO»

L'étude de la poutre RO permet de déterminer la fiche d'ancrage de la palplanche et la force de contre butée C

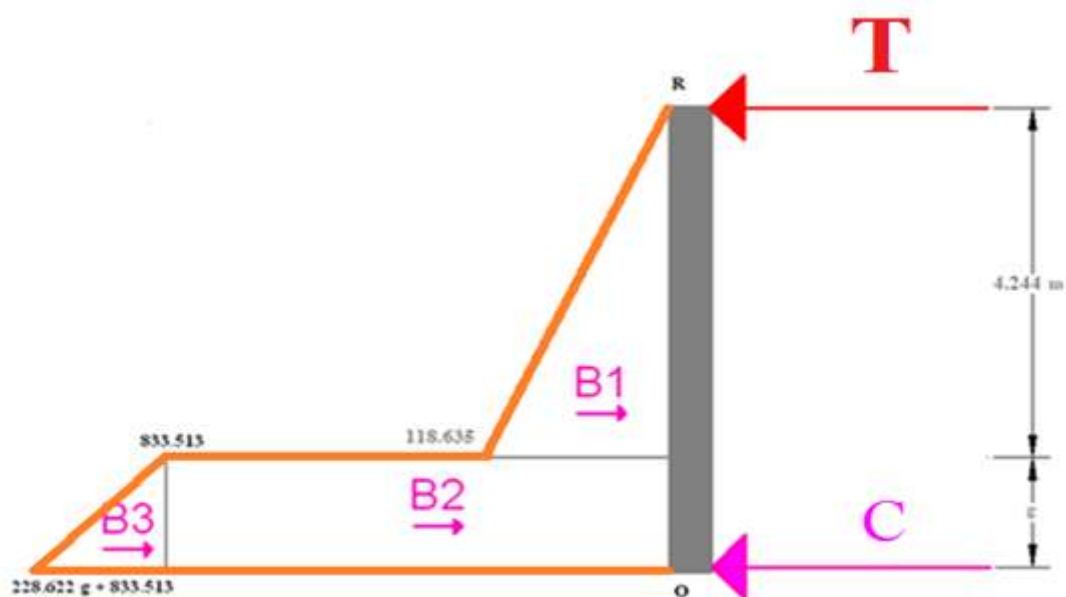


Figure VII.18 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre RO

Le tableau donne les valeurs des pressions de butées et leurs bras de leviers correspondants :

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier [m]
B1	251.743	$1.415 + g$
B2	833.513	$g/2$
B3	114.311	$g/3$
T	102.90	$4.244 + g$

Tableau VI.10 : valeurs des pressions

- Détermination de la fiche

$$F = 1.2 F_0 \quad \text{tel que : } F_0 = g + 5 m$$

$$\begin{aligned} \Sigma M/c = 0 & \Rightarrow 38.10 g^3 + 416.70 g^2 + 148.84 g - 80.50 = 0 \\ & \Rightarrow g = 0.3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Donc on aura : } F_0 = 5.30 \text{ m} ; \quad F = 6.4 \text{ m}$$

- Détermination de la force de contre butée C

$$C = \Sigma B - \Sigma P \Rightarrow C = 409.20 \text{ KN/ml}$$

- Calcul du Module de résistance de la palplanche

Le module de résistance de la palplanche est donné par la formule suivante :

$$\omega = M_{\max} / \sigma_e \quad [\text{Cm}^3/\text{ml}] \quad \text{tel que :}$$

$$\sigma_e = 270 \text{ MPa} = 270000 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{limite élastique de la contrainte})$$

$$\omega = 540 \text{ Cm}^3/\text{ml}$$

VII.3.3 Calcul de la Phase III

Le schéma de la 1^{ère} phase est le suivant :

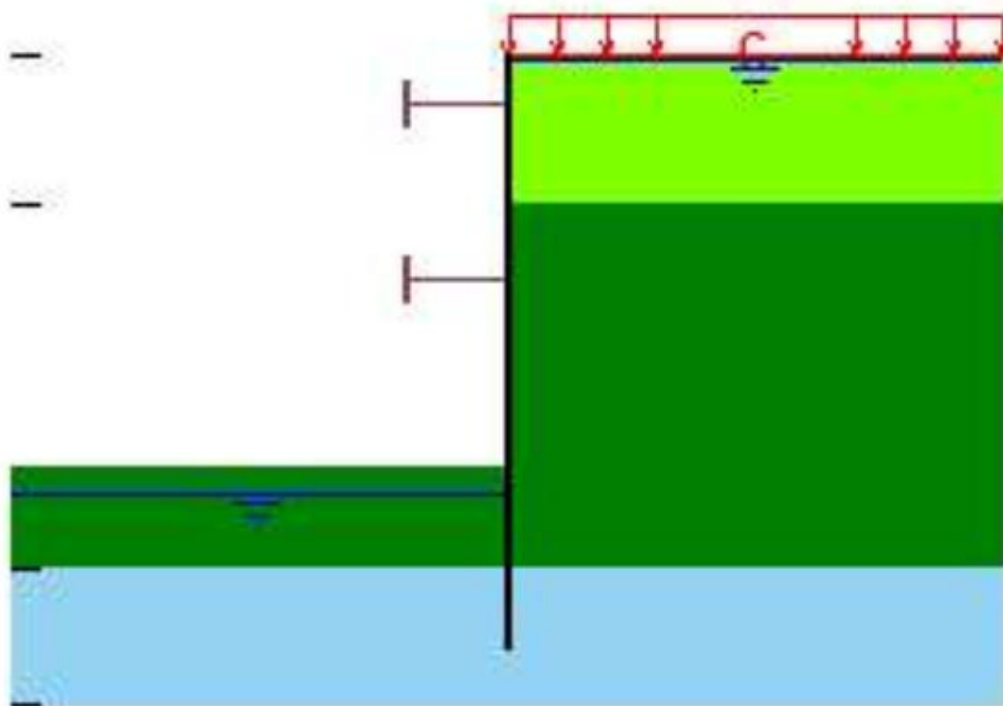


Figure VI-19 : Phase III

- Calcul de la butée

1^{er} couche: $0 \leq Z \leq 2.2\text{m}$

➤ Au-dessus de la nappe

$$\sigma_p = 63.86 Z + 35.664 \quad \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \sigma_p = 35.664 \\ z = 0.5\text{m} \Rightarrow \sigma_p = 67.594 \end{cases}$$

➤ Au-dessous de la nappe

$$\sigma_p = 41.93 Z + 67.594 \quad \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \sigma_p = 67.594 \\ z = 1.7\text{m} \Rightarrow \sigma_p = 138.875 \end{cases}$$

2^{ème} couche : $0 \leq Z \leq g$

$$\sigma_p = 240.05 Z + 463.067 \quad \begin{cases} z = 0 \Rightarrow \sigma_p = 463.067 \\ z = g \Rightarrow \sigma_p = 240.05 g + 463.067 \end{cases}$$

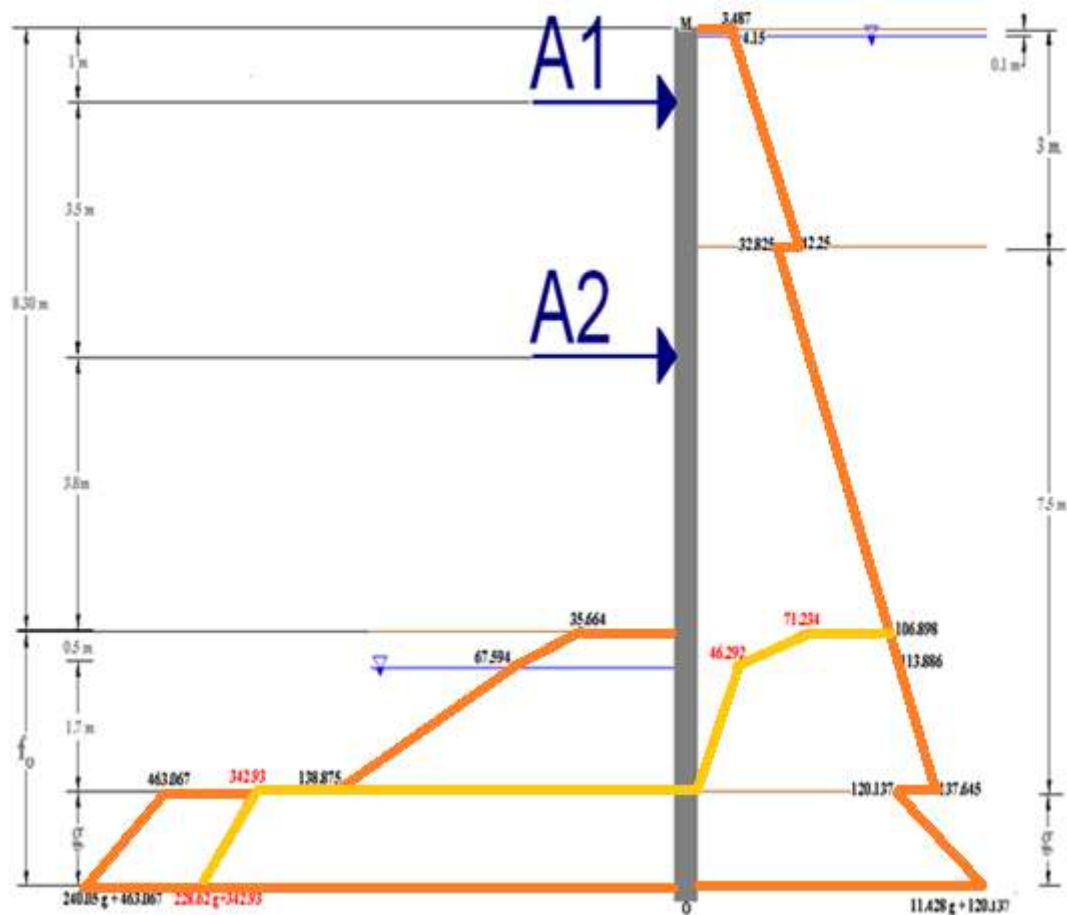


Figure VI-20 : Diagramme des contraintes résiduelles

La distance **a** est donnée par le diagramme :

$$a = 2.20 \text{ m}$$

- Étude de la poutre «NR»

L'étude de la poutre « NR » permet de déterminer l'effort d'ancrage **A**, l'effort tranchant **T** ainsi que le moment maximal.

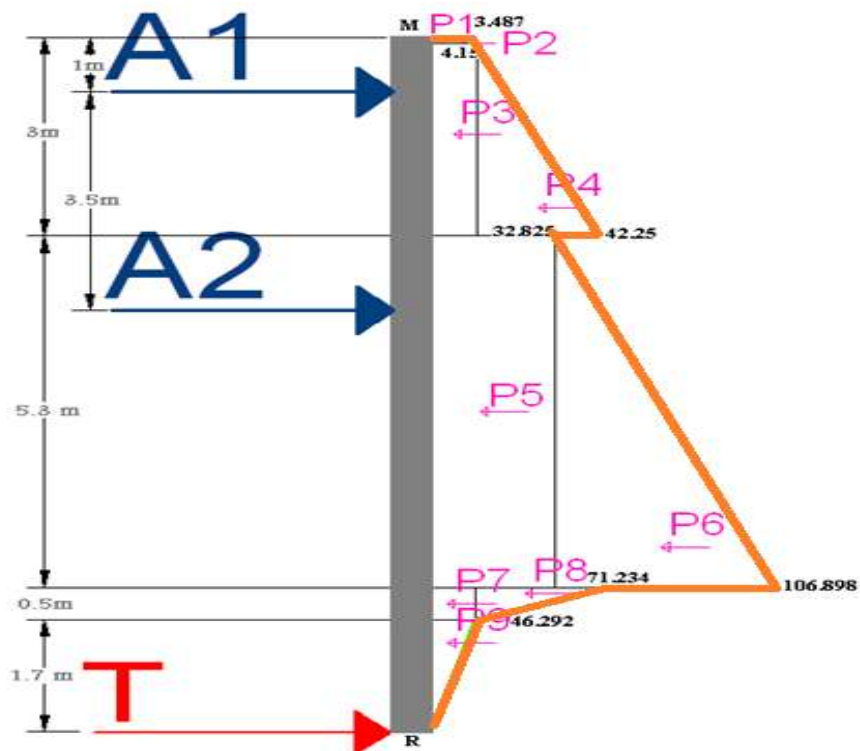


Figure VI-21 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre NR

- Détermination des forces d'ancrages A1 et A2

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier [m]
P1	0.3487	10.45
P2	0.0332	10.433
P3	12.035	8.950
P4	55.245	8.467
P5	173.973	4.850
P6	43.675	3.967
P7	196.300	1.950
P8	23.146	2.033
P9	6.235	1.133
A1	?	9.50
A2	?	6.50

Tableau VI-11 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

$$\Sigma M/R = 0 \quad \Rightarrow \quad 9.5 A1 + 6 A2 = 2304.321$$

On résout cette équation en utilisant la relation donnant le rapport entre A1 et A2 :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{A1}{9.5} = \frac{A2}{6} \Rightarrow A2 = 0.632 A1$$

On aura $A1 = 100.28 \text{ KN/ml}$; $A2 = 109.564 \text{ KN/ml}$

- Calcul de la réaction T

$$T = \Sigma P_i - A1 - A2 \Rightarrow T = 223.732 \text{ KN/ml}$$

- Calcul de M_{MAX}

La valeur du moment maximale est donnée pour $T = 0$

$$\Sigma B = \Sigma P \Rightarrow 6.988 x^2 + 53.789 x - 150.034 = 0$$

$$\Rightarrow X = 2.175 \text{ m}$$

C'est-à-dire à **6.675m** de la surface libre

$$\text{Donc : } T (X = 6.675 \text{ m}) = 0 \Rightarrow M_{MAX} = \Sigma M /_{X=4.15 \text{ m}} = 665.25 \text{ KN.m / ml}$$

- Étude de la poutre «RO»

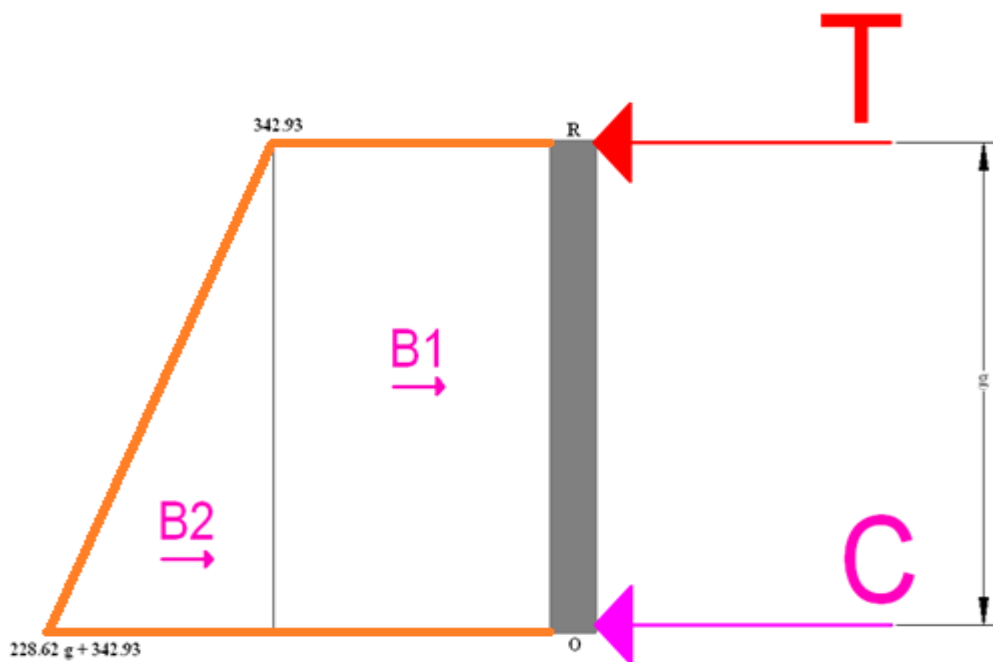


Figure VI-22 : Diagramme des contraintes résiduelles : Poutre RO

Le tableau donne les valeurs des pressions de butées et leurs bras de leviers correspondants :

Force	Intensité [KN/ml]	Bras de levier [m]
B1	342.93 g	$g/2$
B2	114.31 g²	$g/3$
T	223.732	g

Tableau VI-12 : Valeurs de pressions des terres et bras de leviers correspondants

- **Détermination de la fiche**

$$F = 1.2 F_0 \quad \text{tel que : } F_0 = g + 2.2 m$$

$$\Sigma M/C = 0 \Rightarrow 38.104 g^3 + 171.465 g^2 - 223.732 g = 0 \Rightarrow g = 1.056 m$$

$$\text{Donc: } F_0 = 3.256 m \text{ et}$$

$$F = 3.90m$$

- **Détermination de la force de contre butée C**

$$C = \Sigma B - \Sigma P \Rightarrow C = 265.90 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du Module de résistance de la palplanche**

Le module de résistance de la palplanche est donné par la formule suivante :

$$\omega = M_{\max} / \sigma_e \text{ [Cm}^3\text{/ml]} \quad \text{tel que :}$$

$$\sigma_e = 270 \text{ MPa} = 270000 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{limite élastique de la contrainte})$$

$$\omega = 2464 \text{ Cm}^3\text{/ml}$$

❖ Choix de la palplanche

Pour choisir le bon profil de la palplanche il faut que le module de résistance soit supérieure au module ω calculé c'est à dire que :

$$\frac{I}{V} \geq \frac{M_{max}}{\sigma}$$

Pour cela ont a opté le choix suivant :

Type de palplanche	Larg.utile b [mm]	Hauteur h [mm]	Épaisseur e [mm]	Section S [cm ² /ml]	Inertie I [cm ⁴ /ml]	Rigidité EI [tm ²]	Module I/V [cm ³ /ml]
PU (larsen605)	600	452	14.2	200	56500	11865	2500

Tableau VI-13 : caractéristiques de la palplanche choisie.

PU : profilé en U

VII.3. Vérification de la condition à la flottaison

Poussée d'Archimède

Un corps immergé dans un fluide (liquide ou gaz), subit de la part du fluide des forces dont la résultante est : Verticale vers le haut appliquée au centre du volume de liquide déplacé

Norme : volume liquide déplacé (m^3)* masse volumique du liquide (kgm^{-3})*g

Différence de pression

Dans un liquide homogène en équilibre la différence de pression entre 2 points est Proportionnelle à la distance séparant les plans horizontaux passant par ces points

$$\Delta p = \Delta h (m) * \text{masse volumique du liquide } (kgm^{-3}) * g$$

Avec $g=9.8 \text{ m/s}^2$

Pour H=4m

$$P_H = \rho \cdot g \cdot z$$

$$\rho = M/V = W/(g \cdot V)$$

$$V = 7623.81 \text{ m}^3$$

$$M = W/g = 1363000 \text{ kg}$$

$$\rho = 178.78 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{H=4m} = 7008.176 \text{ N}$$

Pour H=6m

$$P_{H=6m} = 10512.264 \text{ N}$$

W_{tunnel} : le poids propre du tunnel

$$W_{\text{tunnel}} = \Sigma(W_{\text{paroi moulée}} + W_{\text{dalle}} + W_{\text{radier}} + W_{\text{murs}})$$

$$W_{\text{tunnel}} = 1363 \text{ KN} > P_{4m}$$

$$W_{\text{tunnel}} = 1363 \text{ KN} > P_{6m}$$

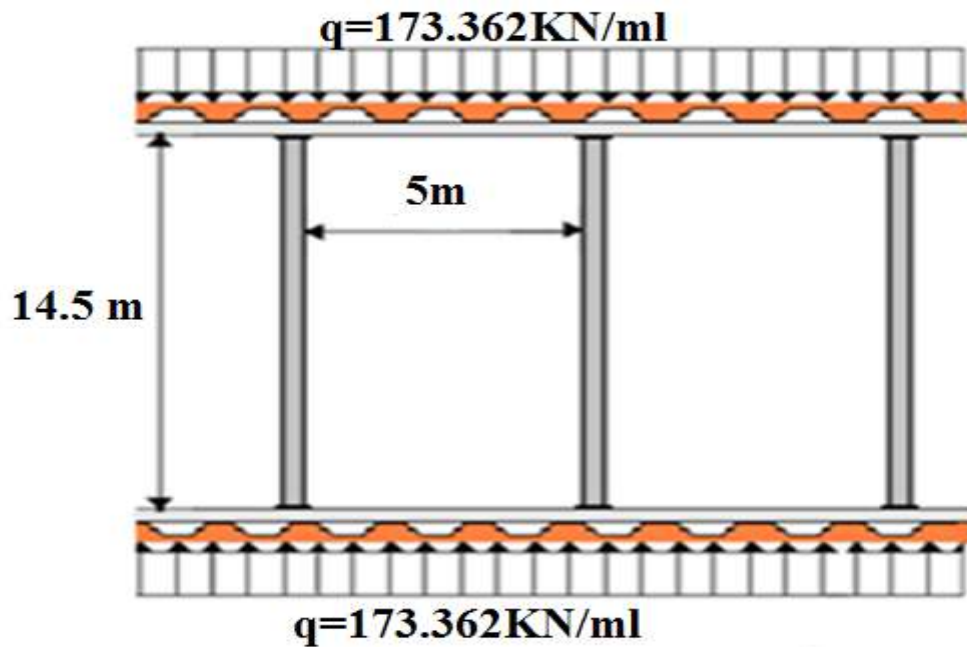
Donc la condition est vérifiée

VII.4 Vérification de la stabilité des butons

VII.4.1 Vérification de la stabilité du 1^{er} bouton « A1 »

1^{er} Système 2HEB300 $A1=173.362 \text{ KN/ml}$

Écartement : $e=5\text{m}$



G Kg/m	h mm	B Mm	t_w mm	t_f mm	r mm	A mm ²
117	300	300	11	19	27	149.1×10^2

Tableau VI.14 : dimensions du HEB300

G Kg/m	$W_{el,y}$ mm ³	$W_{pl,y}$ mm ³	i_y mm	A_{vz} mm ²	i_z mm
117	1678×10^3	1869×10^3	129.9	47.43×10^2	75.8

Tableau VI.15 : propriétés du HEB300

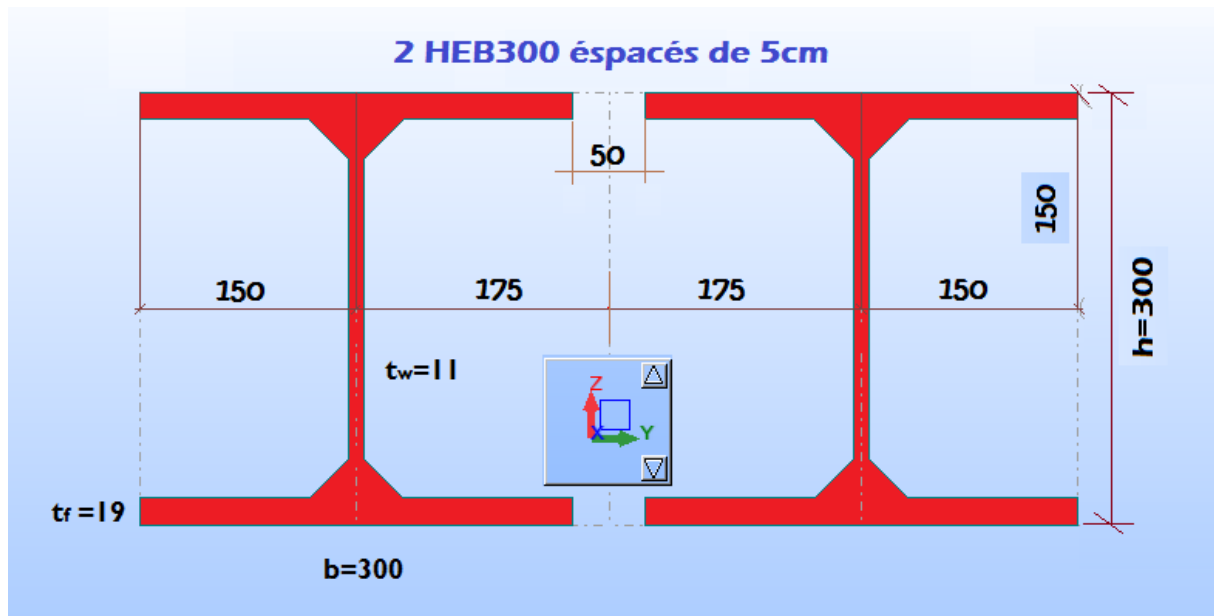


Figure VI-23 : coupe transversale de la pièce d'ensemble

$I_y = 25170 \text{ cm}^4$ (moment d'inertie /Y d'un seul HEB300)

$I_z = 8563 \text{ cm}^4$ (moment d'inertie /Z d'un seul HEB300)

❖ Calcul de I_y' et I_z' :

$I_y' \equiv$ moment d'inertie (/Y) de 2HEB300

$I_z' \equiv$ moment d'inertie (/Z) de 2HEB300

$$I_y' = 2 \cdot I_y = 2 \cdot 25170 = 50340 \text{ cm}^4$$

$$I_z' = 2 \cdot [I_z + A \cdot d^2] = 2 \cdot [8563 + (149.1 \cdot 17.5^2)] = 108449.75 \text{ cm}^4$$

$$i_y' = \sqrt{(I_y' / (2 \cdot A))} = \sqrt{(50340 / (2 \cdot 149.1))} = 12.99 \text{ cm}$$

$$i_z' = \sqrt{(I_z' / (2 \cdot A))} = \sqrt{(108449.75 / (2 \cdot 149.1))} = 19.07 \text{ cm}$$

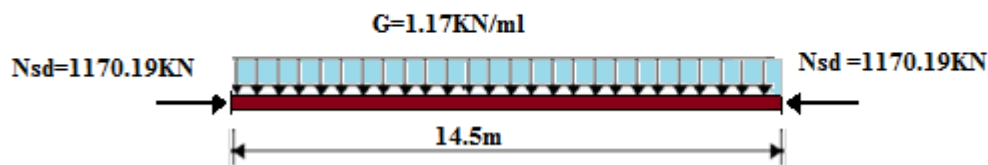
1) Vérification de la section transversale

HEB300 acier S240

$$N_{sd} = 1.35 \times (173.362 \times 5) = 1170.1935 \text{ KN}$$

$N_{plrd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$ Résistance de calcul à la compression

Le chargement est suivant le plan ZZ'



HEB300 est de classe 1 vis-à-vis du moment et de l'effort normal.

$$q_{sd} = 1.35 \cdot G = 1.58 \text{ KN/m} \quad / \quad \text{Charge variable } q = 40 \text{ KN}$$

➤ Tout d'abord on fait une vérification de l'effort tranchant : **Poutre bi-encastée**

$$M_a = 27.76 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = q_{sd} \cdot l / 2 + M_a / l + q / 2 = 33.37 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = 2 \cdot A_v \cdot f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} = 1195 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad V_{sd} < 0.5 V_{plrd} \quad \text{OK}$$

HEB300 est de classe 1 vis-à-vis du moment et de l'effort normal, donc on vérifie

$$\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{plrd}} < 1$$

$$N_{sd} = 1170.1935 \text{ KN.}$$

$$M_{ysd} = q_{sd} \cdot l^2 [(1/8) - (1/12)] + q \cdot l / 4 = 158.84 \text{ KN.m}$$

$$N_{plrd} = 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M0} = 6506.2 \text{ KN.}$$

$$M_{plrd} = 2 \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} = 815.4 \text{ m.KN.}$$

$$\frac{1170.1935}{6506.2} + \frac{158.84}{815.6} = 0.37 < 1 \quad \text{OK}$$

2) Vérification de la stabilité de la pièce

Vérifier d'abord que : $\lambda_{\max} > 0.2$ et $N_{sd} / (X_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}) > 0.1$

Dans ce cas vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\lambda = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon = 92.961 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = 0.99 \quad \beta_A = 1 \text{ (classe 1)}$$

$$\text{Plan zz: } \lambda_y = 0.5l / i_y' = 55.812 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.6$$

$$\text{Plan yy: } \lambda_z = 0.5l / i_z' = 38.02 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.41$$

$$\lambda_{\max} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0.6 > 0.2 \quad \text{OK}$$

Section en I laminée :

$$h/b = 300/300 = 1 < 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \text{donc :}$$

/yy : courbe « b »

$$\text{/zz : courbe « c »} \quad \text{Par interpolation: } \begin{cases} \chi_y = 0.8371 \\ \chi_z = 0.8919 \end{cases} \Rightarrow \chi_{\min} = 0.8371$$

$$N_{sd} / (\chi_{\min} \cdot A' \cdot f_y / \gamma_{M1}) = 0.42 > 0.1 \quad \text{OK}$$

$$k_{y1} = 1 - \mu_{y1} \cdot N_{sd} / \chi_{y,2} A f_y \quad \text{pour la charge concentrée. } B_{mQ} = 1.4$$

$$\mu_{y1} = \bar{\lambda}_y (2B_{mQ} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} \Rightarrow \mu_{y1} = -0.61 \Rightarrow k_{y1} = 1.27 < 1.5 \quad \text{OK}$$

Pour la charge surfacique :

$$k_{y2} = 1 - \mu_{y2} \cdot N_{sd} / \chi_{y,2} A f_y \quad B_m = B_{M\psi} + (M_Q / \Delta_M) (B_{mQ} - B_{M\psi}) = 1.17$$

$$\mu_{y2} = \bar{\lambda}_y (2B_{mQ} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} \Rightarrow \mu_{y2} = -0.38 \Rightarrow k_{y2} = 1.16 < 1.5 \quad \text{OK}$$

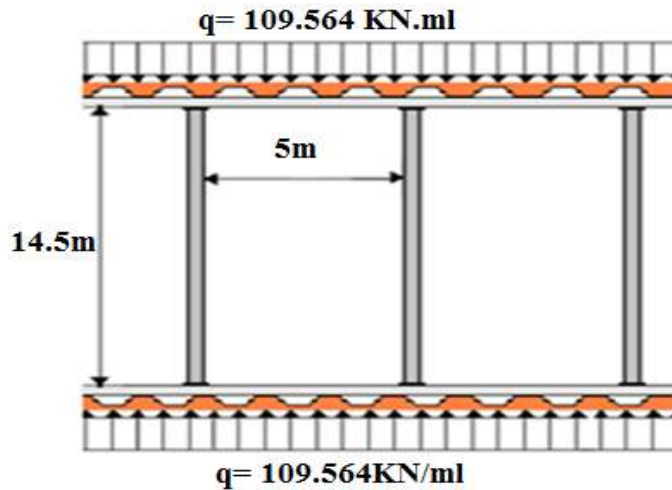
$$\frac{1170.1935}{0.8371 \times 1869 \times 10^{-6} \times 0.01491 \times \frac{104896.7}{0.48}} + \frac{(1.27 \times 145) + (1.16 \times 13.84)}{1869 \times 10^{-6} \times \frac{104896.7}{0.48}} = 0.92 < 1 \quad \text{OK}$$

Pièce stable

VII.4.2 Vérification de la stabilité du 2^{ème} système de butons

2^{ème} bouton $A_2 = 109.564 \text{ KN/ml}$

Écartement entre 2 butons successifs : $e = 5 \text{ m}$



$$N_{sd} = 1.35 \times (109.564 \times 5) = 739.557 \text{ KN}$$

$$N_{plrd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad \text{Résistance de calcul à la compression}$$

Les 2 tableaux donnent les caractéristiques du HEB280

G Kg/m	h mm	B mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A Cm ²
103	280	280	10.5	18.0	24	131.4

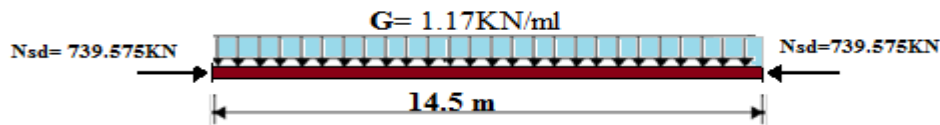
Tableau VI.16 : Dimensions du HEB280

W _{el,y} mm ³	W _{pl,y} mm ³	i _y mm	A _{vz} mm ²	i _z mm
1376	1534	12.11	41.09	7.09

Tableau VI.17 : Propriétés du HEB280

1) Vérification de la section transversale

Le schéma de la pièce est le suivant : le chargement est suivant le plan ZZ'



$$Q_{sd} = 1.35 \cdot G = 1.391 \text{ kN/m} \quad q = 40 \text{ kN charge variable}$$

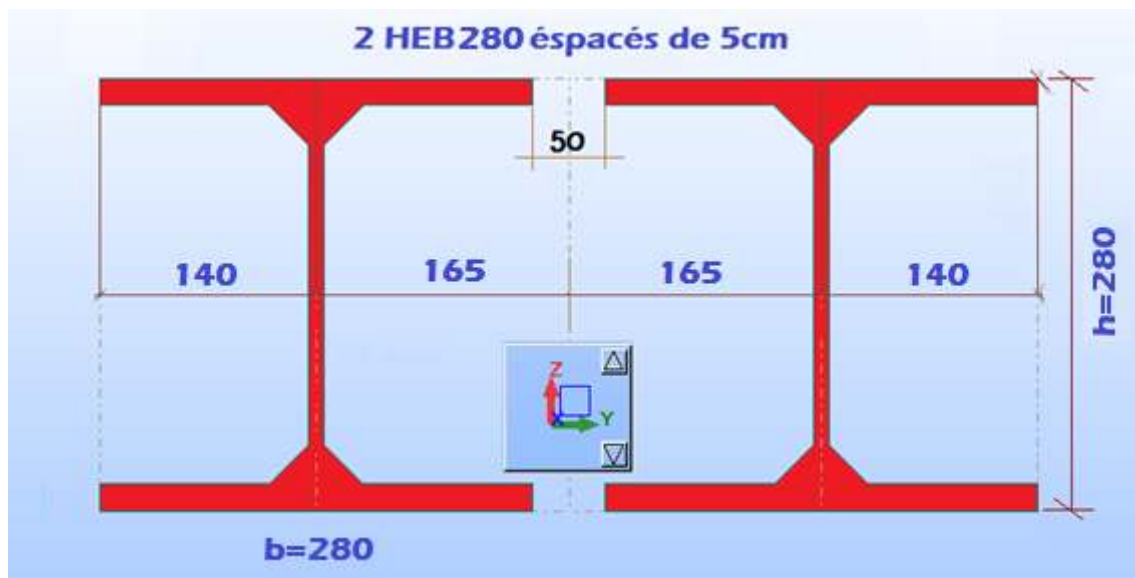


Figure VI-24: coupe transversale de la pièce d'ensemble

$$I_y = 19270 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie /Y d'un seul HEB280)}$$

$$I_z = 6595 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie /Z d'un seul HEB280)}$$

❖ Calcul de I_y' et I_z' :

$$I_y' \equiv \text{moment d'inertie (/Y) de 2HEB280}$$

$$I_z' \equiv \text{moment d'inertie (/Z) de 2HEB280}$$

$$I_y' = 2 \cdot I_y = 2 \cdot 19270 = 38540 \text{ cm}^4$$

$$I_z' = 2 \cdot [I_z + A \cdot d^2] = 2 \cdot [8563 + (149.1 \cdot 17.5^2)] = 84737.3 \text{ cm}^4$$

$$i_y' = \sqrt{(I_y' / (2 \cdot A))} = \sqrt{(19270 / (2 \cdot 131.4))} = 12.11 \text{ cm}$$

$$i_z' = \sqrt{(I_z' / (2 \cdot A))} = \sqrt{(84737.3 / (2 \cdot 131.4))} = 17.96 \text{ cm}$$

➤ Tout d'abord on fait une vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = (q_{sd}.l/2) + (M_A/l) + q/2 = 31.77 \text{ KN}$$

$$V_{plrd_z} = 2.A_v.f_y / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} = 1035.2 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_{sd} < 0.5 V_{plrd} \quad \text{OK}$$

HEB280 est de classe 1 vis-à-vis du moment et de l'effort normal, donc on vérifie :

$$\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{plrd}} \leq 1$$

$$N_{sd} = 739.557 \text{ KN}$$

$$M_{ysd} = q_{sd}.l^2 [(1/8) - (1/12)] + q.l/4 = 157.19 \text{ KN.m}$$

$$N_{plrd} = 2.A.f_y / \gamma_{M0} = 5734.07 \text{ KN}$$

$$M_{plrd_y} = 2.W_{pl.y}.f_y / \gamma_{M0} = 669.41 \text{ KN.m}$$

$$\frac{739.557}{5734.07} + \frac{157.19}{669.41} = 0.36 < 1 \quad \text{ok}$$

2) Vérification de la stabilité de la pièce

Vérifier d'abords que : $\lambda_{\max} > 0.2$ et $N_{sd} / (X_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}) > 0.1$

Dans ce cas vérifier :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\lambda = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93.9 \text{ } \varepsilon = 92.961 \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} = 0.99$$

$$\beta_A = 1 \text{ (classe 1)}$$

$$\text{Plan zz:} \quad \lambda_y = 0.5 l / i_y' = 59.87 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.644$$

$$\text{Plan yy:} \quad \lambda_z = 0.5 l / i_z' = 40.36 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.434$$

$$\lambda_{\max} = 0.644 > 0.2 \quad \text{OK}$$

Section en I laminée :

$$h/b=280/280=1 < 1.2 \quad \text{et} \quad t_f = 18 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \quad \text{donc :}$$

/yy : courbe « b »

/zz : courbe « c »

$$\text{Par interpolation on aura } \begin{cases} X_y = 0.8136 \\ X_z = 0.8788 \end{cases} \Rightarrow X_{\min} = 0.8136$$

$$N_{sd} / (X_{\min} \cdot 2A \cdot f_y / \gamma_{M1}) = 0.15 > 0.1 \quad \text{OK}$$

$k_{y1} = 1 - \mu_{y1} \cdot N_{sd} / \chi_{y, A f_y}$ pour la charge concentrée. $B_{mQ} = 1.4$

$$\mu_{y1} = \bar{\lambda}_y (2B_{mQ} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} \Rightarrow \mu_{y1} = -0.658 < 0.9 \text{ ok} \Rightarrow k_{y1} = 1.02 < 1.5 \quad \text{OK}$$

Pour la charge surfacique :

$$k_{y2} = 1 - \mu_{y2} \cdot N_{sd} / \chi_{y, 2A \cdot f_y} \quad B_m = B_{m\psi} + (M_Q / \Delta_M) (B_{mQ} - B_{m\psi}) = 1.3$$

$$\mu_{y2} = \bar{\lambda}_y (2B_{mQ} - 4) + (W_{pl,y} - W_{el,y}) / W_{el,y} \Rightarrow \mu_{y2} = -0.406 < 0.9 \text{ ok} \Rightarrow k_{y2} = 1.134 < 1.5 \quad \text{OK}$$

$$\frac{739.557}{0.8371 \times 0.01341 \times \frac{104896.7}{0.48}} + \frac{(1.02 \times 145) + (1.134 \times 12.19)}{1869 \times 10^{-6} \times \frac{104896.7}{0.48}} = 0.62 < 1 \quad \text{OK}$$

Pièce stable

CHAPITRE VIII

ETUDE DU TUNNEL

VIII.A. METHODE DE CALCUL

VIII. Introduction

Tous les ouvrages de soutènement qui doivent résister à la pression latérale des terres nécessitent la détermination de la répartition des contraintes auxquelles ils sont soumis ou qu'ils mobilisent.

Dans la plupart des cas, les ouvrages en parois moulées dans le sol sont dimensionnés à partir d'un calcul à la rupture (sol dans un comportement rigide-plastique) ou un calcul en déplacement sol dans un comportement élasto-plastique

Celle-ci est basée sur une schématisation de l'interaction entre le sol et l'écran par des ressorts et des patins (méthodes aux coefficients de réaction) caractérisés par leurs raideurs et les fourchettes de valeurs à l'intérieur desquelles peut évoluer la pression qu'ils exercent sur l'écran :

- ✓ Les calculs sont effectués donc en considérant que les parois moulées sont appuyées sur des ressorts sur toute leur longueur d'enfoncement.
- ✓ La rigidité des ressorts est déterminée en fonction du module d'élasticité du rapport géotechnique.
- ✓ La réaction maximale des ressorts est limitée en tenant compte de la butée de terre admissible.
- ✓ La raideur, qui n'est pas un paramètre intrinsèque du sol, dépend notamment des caractéristiques de celui-ci et de la géométrie de l'ouvrage.

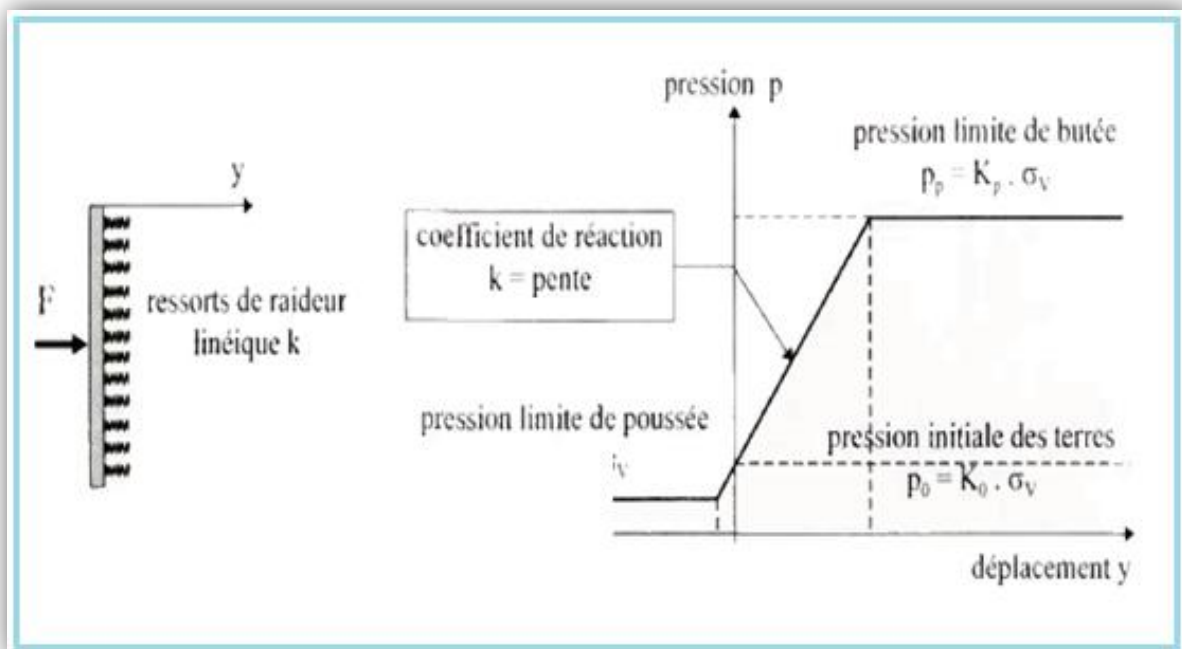


Figure VIII.A.1 : Modélisation du comportement du sol $P = K \cdot Y$

Dans la phase élastique la relation entre la pression des terres σ_h sur la paroi et le déplacement latéral Δ (ou Y) a pour expression :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot Z + K \cdot Y$$

K : coefficient de réaction [KN/m^3]

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos (décrit plus haut)

Cette schématisation du sol est en fait, celle de la méthode élasto-plastique au module de réaction. La schématisation de la paroi par éléments rigides permet de développer des calculs analytiques mettant en évidence l'influence de la construction de l'ouvrage.

VIII.A.2. Buts et avantages de la méthode

- ✓ Le principal intérêt de cette méthode, est de pouvoir tenir compte des phases de construction qui jouent un rôle essentiel pour la détermination des efforts et des déformations en phase finale d'un ouvrage flexible ou semi-flexible.
- ✓ La méthode aux coefficients de réaction permet généralement d'obtenir une estimation raisonnable des sollicitations et déformations de l'écran, pour les différentes phases de travaux.
- ✓ Les déplacements calculés concernent la déformation propre de la structure et celle du sol au voisinage immédiat de celui-ci, ce qui s'avère généralement tout à fait suffisant dans les cas courants. en procédant si nécessaire à des calculs « en fourchettes » quant à la raideur des sols.
- ✓ Vérification, traçabilité et interprétation simple des résultats
- ✓ Permet de faire des analyses comparatives (limite inf. / sup pour des ancrages élastiques / rigide)
- ✓ Adapté aux paramètres de sol définis

VIII.A.3. Redistribution des contraintes

L'interaction sol structure est prise en compte aussi par une redistribution de la poussée de terre d'une phase à une autre, l'on sait qu'à partir de la profondeur où le sol est du même niveau des deux côtés de la paroi (amont et aval), la butée développe une réaction égale à la poussée $\Rightarrow$ on charge la structure par la différence des poussées de l'eau tout en vérifiant que la butée est supérieure à la réaction élastique des ressorts appliqués à partir de cette profondeur. Ceci concernant la première étape.

Pour l'étape 2 le diagramme de poussée n'est appliqué que pour la partie déjà excavée mais en ajoutant au chargement de la structure les réactions dues aux appuis élastiques de l'étape 1.

Ceci est valable pour toutes les étapes sauf pour l'état final où il ne se produit aucun mouvement relatif du mur par rapport au terrain de part et d'autre, la pression des terres doit être calculée à partir des contraintes au repos.

▪ Détermination du coefficient des terres au repos

Le coefficient de poussées des terres au repos K_0 fournit l'état de tension se trouvant sur le site avant le début des opérations des fouilles, il est calculé selon la méthode suivante :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_C$$

avec φ_C : Angle de frottement apparent

$$\text{On a : } \tan \varphi_C = \tan \varphi + (C/\sigma_m)$$

$$C = 8 \text{ KN/m}^2 \text{ et } \varphi = 22^\circ \Rightarrow \tan \varphi = 0.404$$

$$\text{La contrainte moyenne } \sigma_m = (2/3) * H * \gamma = (2/3) * 25,2 * 20 = 336 \text{ KN/m}^2$$

$H=25,2\text{m}$ hauteur totale de la structure

$$\text{On aura donc : } \tan \varphi_C = 0.428 \Rightarrow \varphi_C = 23.16^\circ \Rightarrow K_0 = 0.61$$

On prendra $K_0 = 0.63$ résultat obtenus sans prise en compte de la cohésion.

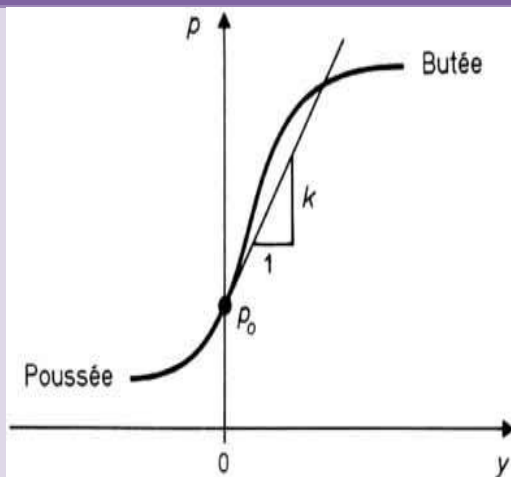
VIII.A.4. Estimation du coefficient de réaction

Comme son nom l'indique, la méthode au module de réaction repose principalement sur la détermination d'un coefficient de réaction horizontale du sol K . Il n'est pas possible de mesurer directement ce coefficient, aussi utilise-t-on fréquemment des corrélations ou formules empiriques établies par divers auteurs.

Donc la difficulté réside dans la détermination de la raideur de ces appuis élastique, le rapport géotechnique qu'on a pu consulter donne les valeurs de cette raideur pour toutes les phases de construction en fonction de la profondeur des parois.

Cependant on a essayé d'évaluer ces coefficients de réactions par différentes formules :

Évaluation du coefficient de réaction du sol K



Terzaghi (1955) :
 $K = K_0 * Z / D$ (Sables)
 $K = \text{Cste}$ (argiles)
 avec Z profondeur,
 D : fiches.

Rowe (1957) :
 $K = 33.3 * \frac{C_u}{D}$
 avec C_u : cohésion
 non drainée

Ménard, Bourdon (1964) :
 $\frac{1}{K} = \frac{1}{E_m} * \left[\frac{\alpha * a}{3} + 0.133(9 * a)^{2/3} \right]$
 avec E_m : module pressiométrique,
 a : paramètre dimensionnel,
 α : coefficient rhéologique du sol
Gigan (1989) :
 $K = \frac{4 * E_s}{L} \quad L = \sqrt[4]{EI / E_s}$
 L : longueur caractéristique de la
 rigidité relative sol-écran
 E_s : module de réaction (déformation)
 du sol

Tableau VIII.A.1 : Évaluation du coefficient de réaction du sol K

Il faut retenir que, d'une formule à une autre, il peut y avoir de fortes variations dans les valeurs du coefficient de réaction, même s'il s'avère qu'une petite variation du module de réaction a peu d'effet sur la distribution des efforts. C'est la raison pour laquelle cette méthode s'est à l'heure actuelle, bien développée

❖ Coefficient de réaction k du sol calculé par la méthode de **Gigan** (1989).

$$K = \frac{4Es}{Lo} = 5106.4 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Avec}$$

$Es = 6 \text{ MN/m}^2$ module de réaction donné dans le rapport géotechnique

$$Lo = \sqrt[4]{\frac{EI}{Es}} = 4.7 \text{ m} \quad \text{longueur caractéristique de la rigidité relative sol-écran}$$

$E_B = 34180 \text{ MPa}$ ($f_{c28}=30\text{MPa}$). $I = (b \cdot h^3)/12 = 1/12$ on prend un élément fini de 1m^2

VIII.A.5. Considération générales-Hypothèses de calcul

VIII.A.5.1. Caractéristiques Géotechniques

On retiendra les données suivantes de la couche QM/QV :

QM/QV	γ [KN/m ³]	ϕ [degré °]	C [KN/m ²]	Es [MN/m ²]	K_{ax}	K_{py}
	20	22	8*	5	0.408	3.076

Tableau VIII.A.2 : Caractéristiques Géotechniques

*Conformément aux indications de l'EC8-part 5, en condition sismique, l'angle d'inclinaison de la butée est égal à 0. En outre et toujours au bénéfice de la sécurité, en condition sismique la valeur de la cohésion efficace sera nulle ($c'=0$).

VIII.A.5.2. Nappe phréatique et crue de dimensionnement

Compte tenu de la présence de l'oued El Harrach, le calcul se fera pour les différents niveaux de crues qui sont:

- ❖ Crue de +4 m en phase de construction courante et en état final.
- ❖ Crue de +6 m en phase de construction exceptionnelle (accidentelle).
- ❖ Crue centenaire de +9.6 m sera prise en compte seulement pour l'état final en situation exceptionnelle.
- ❖ L'excavation et la mise en place des palplanches se fait dans un sol cohérent, retenant l'eau dans sa structure et étant de ce fait relativement imperméable. Dans ce type de sol, l'eau ne peut s'écouler directement. Il n'y a donc pas lieu, dans notre cas, de prendre en compte dans le dimensionnement d'éventuels écoulements souterrains.

VIII.A.5.3. Description des charges

Les charges sont appliquées en considérant la largeur du système de 1.00 m.

- **Charges permanents**

Ces charges comprennent le poids propre de la structure

Béton armé	$\gamma = 25\text{KN/m}^3$.
Béton non armé	$\gamma = 23\text{KN/m}^3$.
Acier	$\gamma = 78.5\text{KN/m}^3$.

- **Charges géotechniques**

- ❖ En phase de construction : Poussée de terre ($h * K_{ay} * \gamma'$).
- ❖ En état final : poussée de terre au repos ($h * K_0 * \gamma'$) avec $k_0 = 0.63$.
- ❖ Surcharges verticales des terres (Poids des remblais) => densité selon rapport géotechnique.
- ❖ Poussée hydrostatique compte tenu des crues de dimensionnement ($h * 1 * \gamma_w$).
- ❖ Poussée d'Archimède en considérant la crue de dimensionnement.
- ❖ Les couches d'eau sont considérées comme charge horizontale constante de 10 KN/m^2 sur toute la hauteur de la paroi intérieure (mur intérieurs).
- ❖ Éventuellement la poussée verticale (présence de l'oued El Harrach).
- ❖ Il n'y a pas lieu de considérer d'éventuels écoulements souterrains, du fait que les travaux s'effectuent en sol cohérent.

VIII.A.5.4. combinaisons d'actions

Toutes les charges prises en compte pour l'étude de la structure sont de nature permanente, pour cela les coefficients partiels de majoration ou de minoration des charges correspondent seulement à $G_{\max}$ et $G_{\min}$. Ces coefficients sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

	État limite ultime ELU			
	Poids propre	Surcharge verticale des terres	Poussée des terres	Poussée de l'eau
Situation temporaire (état de construction)	1.35	1.35	1.25	1.25
Situation permanente	1.35	1.35	1.2	1.35
Situation accidentelle	1	1	1	1
	État limite de service ELS			
	Poids propre	Surcharge verticale des terres	Poussée des terres	Poussée de l'eau
Pour toutes les phases	1	1	1	1

ELU	Situation temporaire (ETAT DE CONSTRUCTION)	Situation permanente (ETAT FINAL)
SDT	$1.35 (C1+C4) + 1.25 (C2+C3)$	$1.35 (C1+C4) + 1.35 C3 + 1.2 C2^*$
SA	$C1+C4+C2+C3^*$	$C1+C4+C2^*+C3^*$

	Situation temporaire (ETAT DE CONSTRUCTION)	Situation permanente (ETAT FINAL)
ELS	$C1+C4+C2+C3$	$C1+C4+C2^*+C3$

Tableau VIII.A.3 et VIII.A.4 : Combinaisons d'actions et coefficient partiels

Les charges à prendre en considération sont :

- Charge **C1** : Poids propre de la structure ($\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{KN/m}^3$).
- Charge **C2** : Poussée de terre ($h * K_{a\gamma} * \gamma'$).
- Charge **C3** : Pression de l'eau ($h * 1 * \gamma_w$).
- Charge **C2*** : Poussée des terres au repos
- Charge **C4** : surcharge verticale des terres $\gamma * h$ avec : ($\gamma = \gamma' + \gamma_w$).
- Charge **C3*** : Pression de l'eau à l'état accidentel.

Ajoutant pour l'étape 2 et l'étape 3 les charges suivantes :

- Charge **C5** : réactions élastiques de l'étape 1
- Charge **C5*** : réactions élastiques de l'étape 1 en Situation Accidentelle.
- Charge **C6** : Poussée des terres caractéristique de l'étape 2 ($h * K_{a\gamma} * \gamma'$).
- Charge **C7** : Pression de l'eau caractéristique de l'étape 2 ($h * 1 * \gamma_w$).
- Charge **C8** : réactions élastiques de l'étape 2.
- Charge **C9** : force de butonnage de l'étape 2 (réactions).

VIII.A.5.5. Charges du trafic – État final

- ♦ La résistance des quais, devra être en outre suffisante pour supporter une charge concentrée de 30 kN sur 1 m² isolé.
- ♦ Surcharges apportées à la voirie a raison de 20kN/m².
- ♦ La charge à l'essieu du métro sera prise égale à 250 kN

Disposition des charges du Métro

Le calcul se fera en tenant compte des surcharges du métro à l'ELS et à l'ELU.

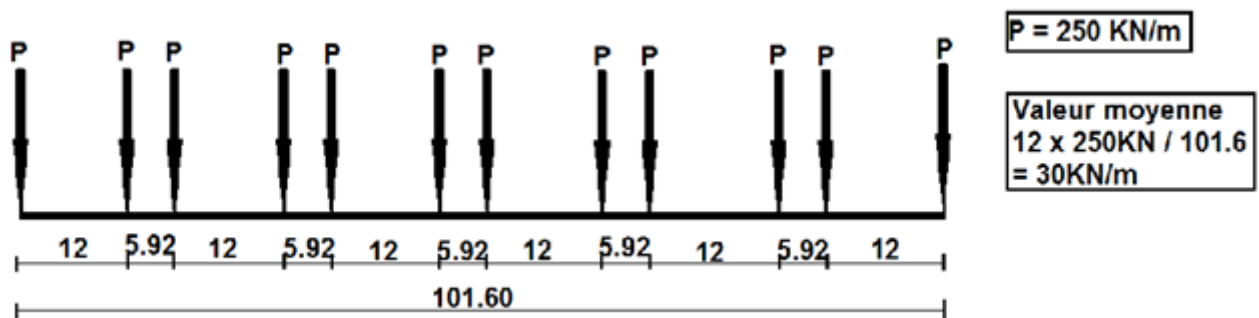


Figure VIII.A.2 : Disposition des charges du Métro

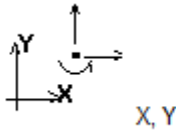
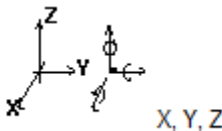
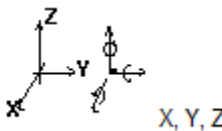
VIII.B. MODELISATION DE LA STRUCTURE

La simplification de l'interaction sol-écran permet, de ramener le calcul des efforts et des déplacements de l'écran au cours des diverses phases de travaux à celui d'une poutre sur appui élastique continu (modèle de Winkler), soit à la résolution de l'équation différentielle suivante :

$$EI*(d^4y/dz^4) + K(z) = 0$$

Dans notre cas, les parois moulées ne constituent qu'une partie d'une structure plus complexe dont le calcul s'effectue par une méthode plus globale, la modélisation de la structure par éléments finis en utilisant la méthode au module de réaction s'avère être le meilleur choix.

Pour la modélisation de la structure on à plusieurs choix pour le type de section, mais ceux qui s'adaptent au mieux à notre structure sont :

STRUCTURE	COORDONNEES	DEGRE DE LIBERTE PAR NŒUD
portique plan 		$UX, UY, - , - , - , RZ,$
portique spatial 		$UX, UY, UZ, RX, RY, RZ,$
coques 		$UX, UY, UZ, RX, RY, RZ,$

On a choisi le 1^{er} type de section Avec 3 Degré de Liberté (ddl) par nœud pour utiliser le mètre linéaire en longueur.

Donc, les calculs seront effectués en système bidimensionnel de barres et en supposant la largeur du système égale à 1.00m.

VIII.B.1. Dimensions, caractéristiques des sections et matériaux

Avant de commencer la modélisation, on introduit tout d'abord toutes les caractéristiques suivantes dans le tableau ci-dessous.

Les longueurs d'enfoncement de la paroi pour chaque étape de construction sont introduites dans le logiciel avec une profondeur fixe. Cette profondeur était déterminée par le calcul du renard hydraulique.

Longueur [m]	24.7	11.7	11.7	7.3
Hauteur [m]	1	1	1	0.75
Largeur [m]	1	1	1	1
Section [m²]	1	1	1	0.75
Ix [m⁴]	1405830	1405830	1405830	7613233
Iy [cm⁴]	8333333	8333333	8333333	3515625
Iz [cm⁴]	8333333	8333333	8333333	6250000
γ [KN/m³]	25			18.75
E (instantané) [MPa]	34180			
E (différé) [MPa]	11497			
G [MPa]	14600			
ν (ELU/ELS)	0.0/0.2			

Tableau VIII.B.1 : Dimensions, caractéristiques des sections et matériaux

VIII.B.2. Type de liaisons entre les éléments de la structure

Parois	/	Encastrement	Articulation	
Dalle	Encastrement	/	/	Articulation
Radier	Articulation	/	/	Encastrement
Mur Int.		Articulation	/	/

Tableau VIII.B.2 : liaisons entre les éléments de la structure

VIII.B.3.Description des étapes de construction

❖ ETAPE 1

Après construction des parois moulée et de la dalle supérieure, nous procéderons à la première excavation sous la dalle jusqu'au niveau intermédiaire de -7,95m NGA, voir le schéma suivant :

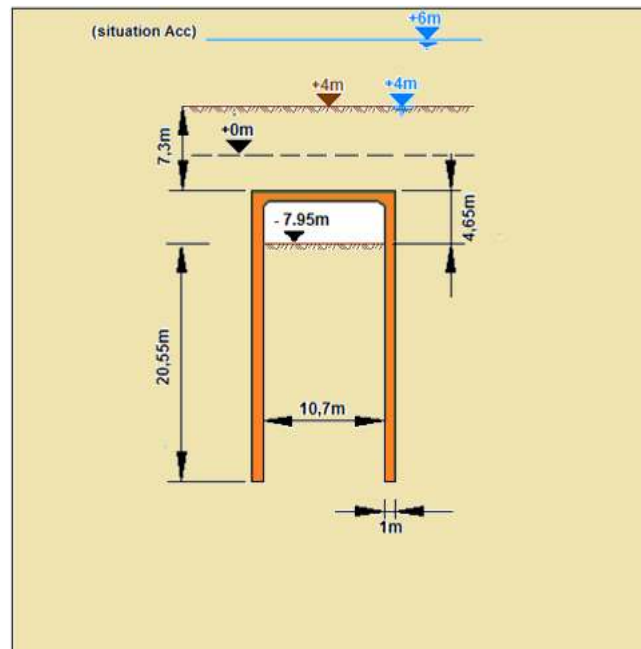


Figure VIII.B.1 : Description de l'étape 1

❖ ETAPE 2

Nous procéderons dans cette étape à la deuxième excavation jusqu'au niveau -12,2m NGA, avec la mise en place des butons au niveau de -6,9m NGA voir schéma suivant :

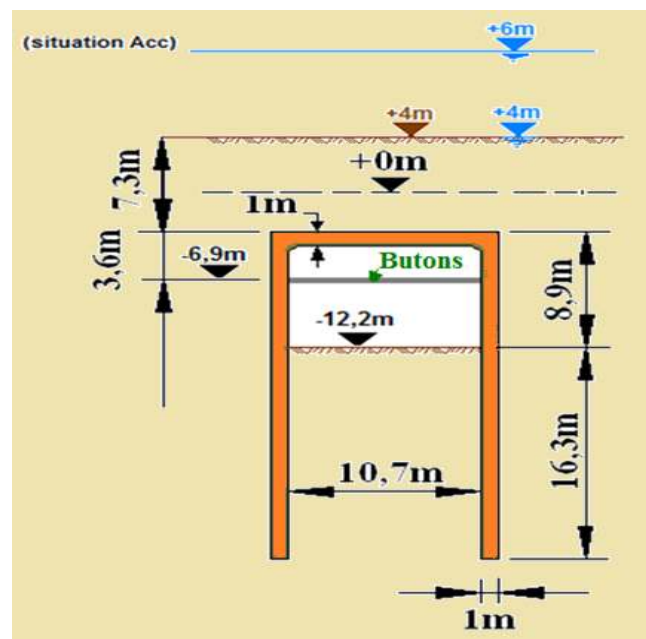


Figure VIII.B.2 : Description de l'étape 2

❖ **ETAPE 3**

Coulage du radier et retrait des boutons voir le schéma suivant :

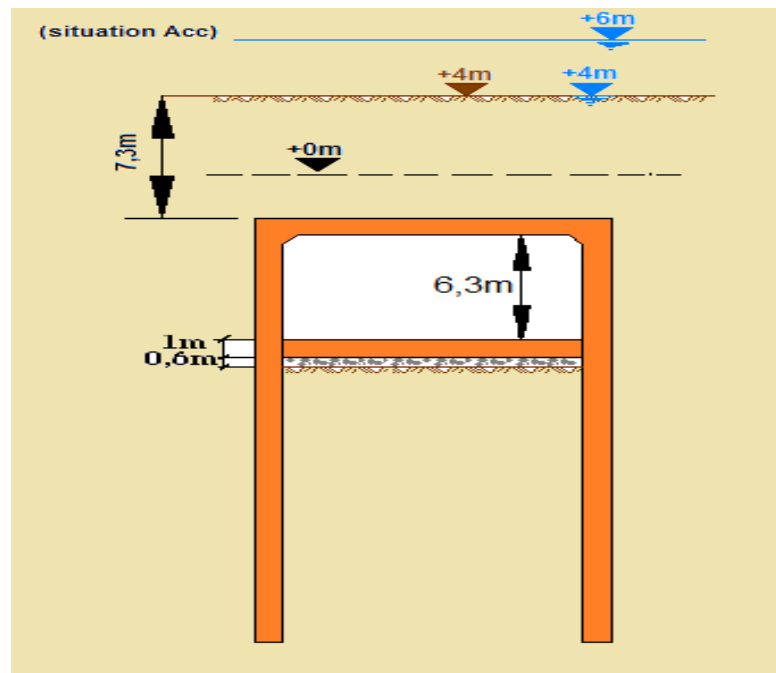


Figure VIII.B.3 : Description de l'étape 3

❖ **ETAPE FINAL**

Construction des structures internes (murs intérieurs) voir schéma ci-dessous :

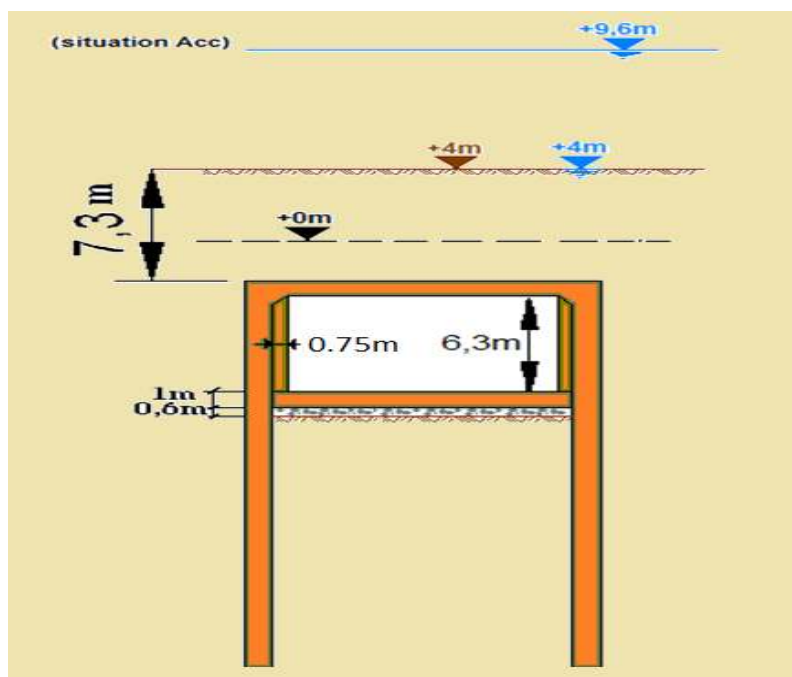


Figure VIII.B.4 : Description de l'état final

VIII.B.4. Coefficients de réactions – raideurs du sol

Dans le logiciel **ROBOT**, il est possible de définir les valeurs équivalentes du coefficient d'élasticité du sol K pour un profil de sol donné en introduisant toutes les caractéristiques du sol, et qui est d'une valeur de $K = 4985.21 \text{ KPa}$.

RY : libre et UZ libre

KZ= 0 ; HY= 0

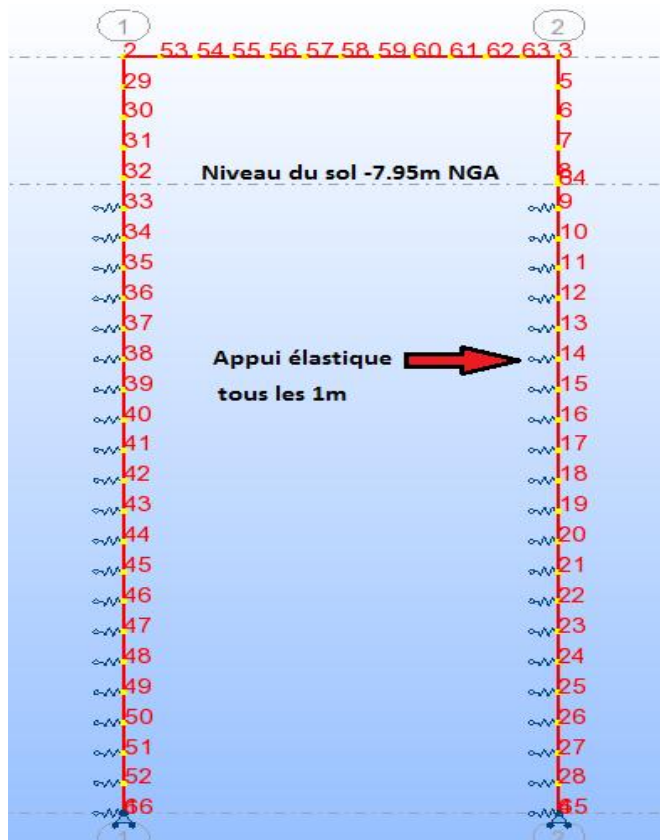


Figure VIII.B.5: Raideurs des appuis élastiques « ETAPE 1 »

Les forces de butons sont déterminées en considérant les points d'attache des butons comme appuis rigides. De telle manière on obtient la limite supérieure des forces d'ancrages.

On utilise des butons de profilé 2*HEB300.

$$K_{\text{BUTON}} = (E \cdot A) / (L \cdot e) = 112548.5 \text{ KN/m/ml.}$$

$E=210000 \text{ MPA}$ Module d'élasticité de l'acier utilisé (B500).

$$A=149.1 \text{ cm}^2.$$

$L=10.7 \text{ m}$; $e=2.6 \text{ m}$ entraxe butons (pour avoir K par mètre linéaire).

$$K_{\text{total}} = [(K_{B1} \cdot K_{B2}) / (K_{B1} + K_{B2})] = 56274.3 \text{ KN/m/ml.}$$

$$K = 56274.3 \text{ KN/m/ml.}$$

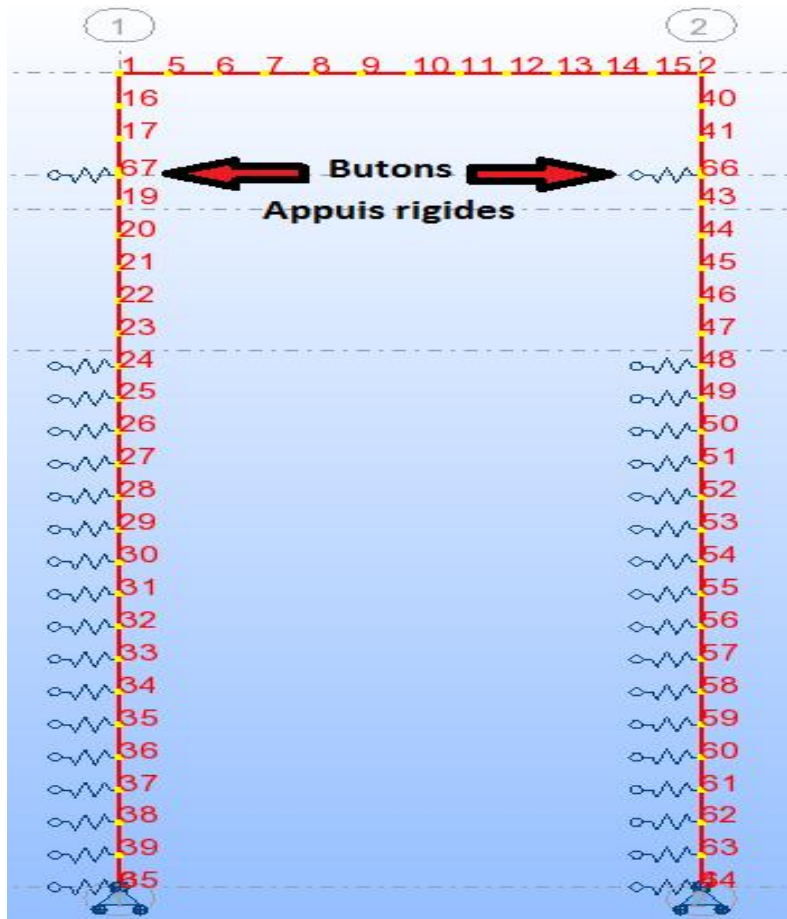


Figure VIII.B.6 : raideurs des appuis élastiques Étape 2,3 et État final

VIII.B.5. Modélisations et calculs des étapes de construction

VIII.B.5.1. Etape 1 : Niveau de l'eau +4m NGA calcul à l'ELS et à l'ELU

Les charges à prendre en considération sont :

- Charge1 **C1** : Poids propre de la structure ($\gamma_{\text{béton}} = 25\text{KN/m}^3$).
- Charge2 **C2** : Poussée de terre ($h * K_{ay} * \gamma'$)
- Charge3 **C3** : Pression de l'eau ($h * 1 * \gamma_w$).
- Charge4 **C4** : surcharge verticale ($h * (\gamma' + \gamma_w)$).

Toutes les charges surfaciques sont en KN/m^2

❖ **Calcul à l'ELS :**
Combinaison **C1+C4+C2+C3**

Calcul à l'ELU :
Combinaison **1.35 (C1+C4)+ 1.25 (C2+C3)**

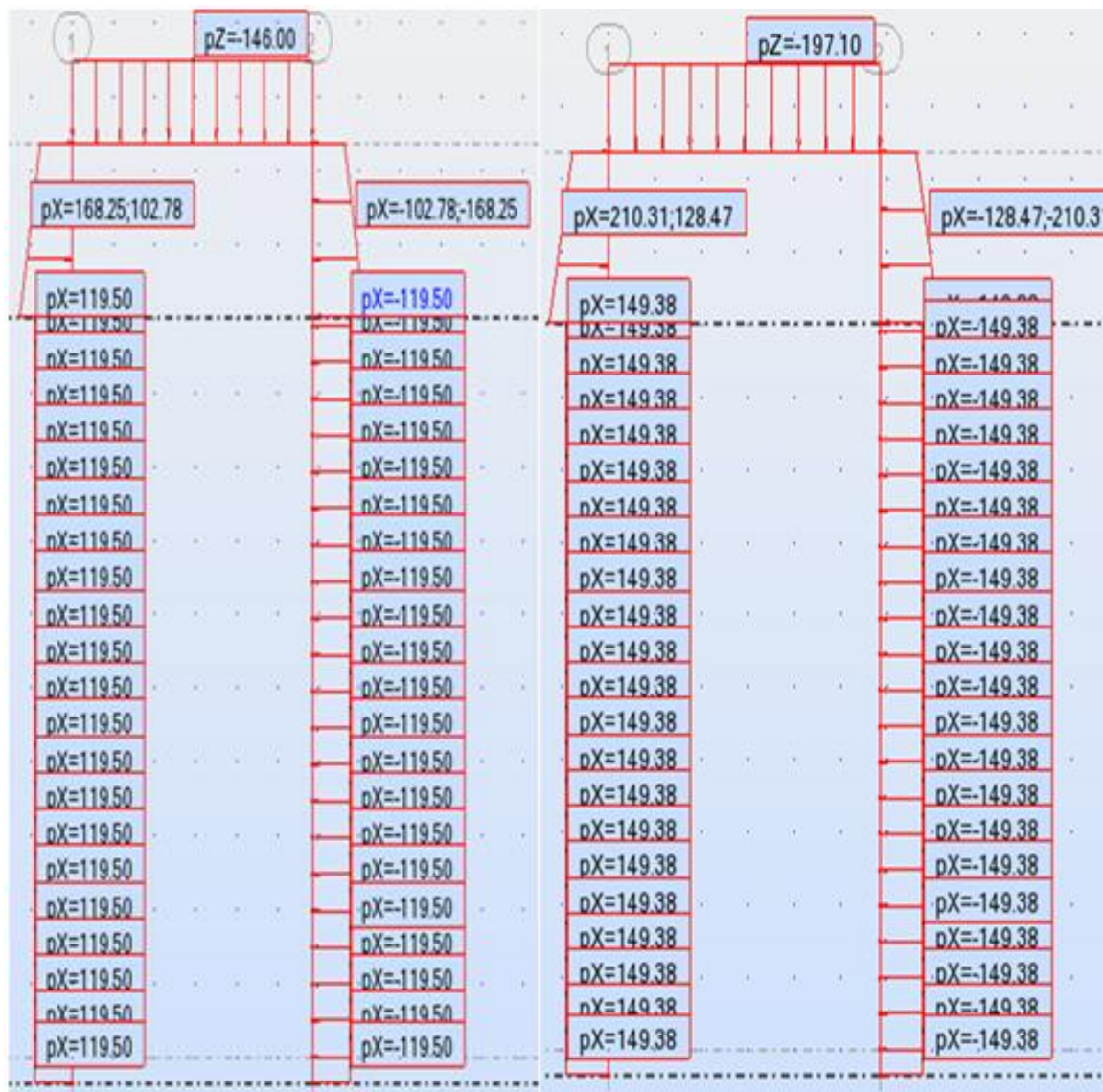


Figure VIII.B.7 : modélisation de l'Etape 1 / ELS / ELU

❖ Vérification de la butée des terres vis-à-vis de la réaction élastique effective

La méthode au module (coefficient) de réaction avec laquelle on a étudié notre structure exige une vérification de la butée des terres par rapport à la réaction élastique effective.

On donne dans la figure ci-dessous les réactions élastiques effectives pour les nœuds de la structure ou les appuis élastiques (ressorts) ont été appliqués.

ELS

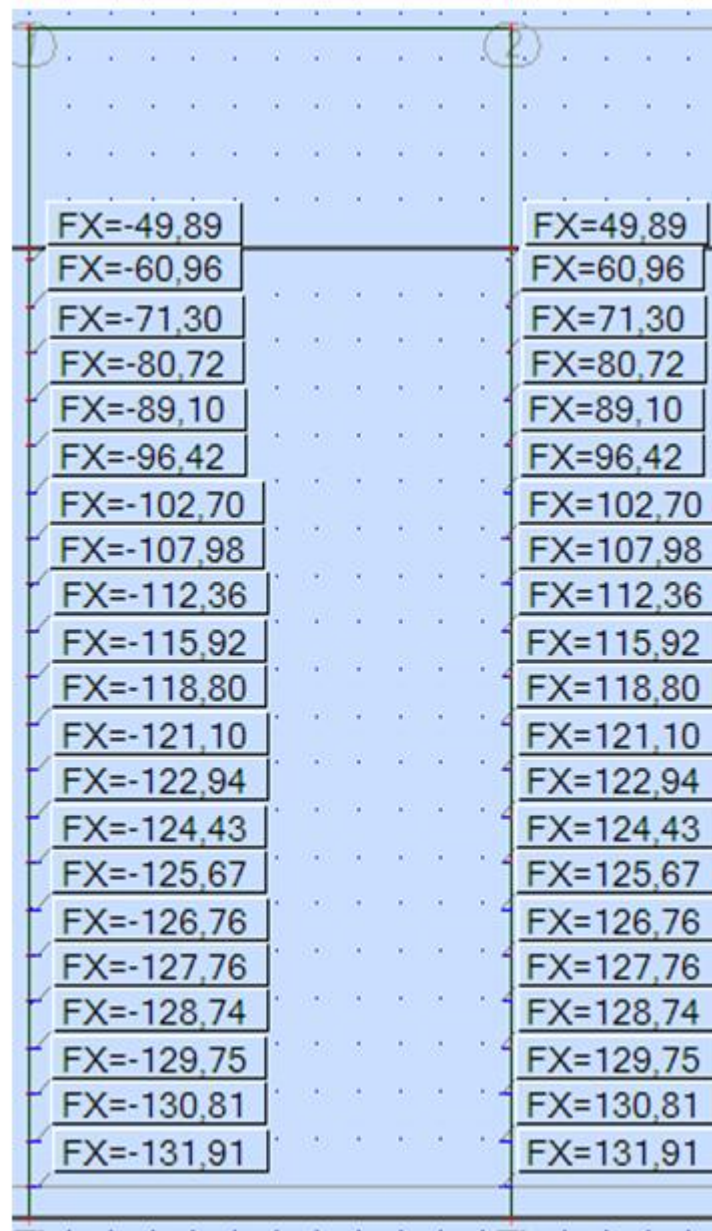


Figure VIII.B.8 : Réactions élastiques ÉTAPE 1 / ELS

Vérification de la butée des terres Étape 1 ELS : niveau d'excavation -7.95m				
Nœuds	Z[m]	Butée de terre limite [KN/m ²] $\sigma_{ph}=31.9*Z$	Réaction élastique effective σ_h FX [KN] Par élément finis 1m ²	Butée/Réaction
20	-4,94	157.586	FX= 49.890	3.16>1
21	-5,93	189.167	FX=60.960	3.10>1
22	-6,92	220.748	FX=71.300	3.09>1
23	-7,90	252.01	FX=80.720	3.12>1
24	-8,89	283.591	FX=89.100	3.18>1
25	-9,88	315.172	FX=96.420	3.26>1
26	-10,87	346.753	FX=102.70	3.37>1
27	-11,86	378.334	FX=107.98	3.50>1
28	-12,84	409.596	FX=112.36	3.64>1
29	-13,83	441.177	FX=115.92	3.80>1
30	-14,82	472.758	FX=118.80	3.98>1
31	-15,81	504.339	FX=121.10	4.16>1
32	-16,80	535.92	FX=122.94	4.35>1
33	-17,78	567.182	FX=124.43	4.55>1
34	-18,77	598.763	FX=125.67	4.76>1
35	-19,76	630.344	FX=126.76	4.97>1
36	-20,75	661.925	FX=127.76	5.18>1
37	-21,74	693.506	FX=128.74	5.38>1
38	-22,72	724.768	FX=129.75	5.58>1
39	-23,71	756.349	FX=130.81	5.78 >1
65	-24,70	787.93	FX=131.91	5.97>1
		$\Sigma=9928.918$	$\Sigma= 2186.92$	4.54

Tableau VIII.B.3 : Vérification de la butée des terres / Étape 1 ELS

ELU

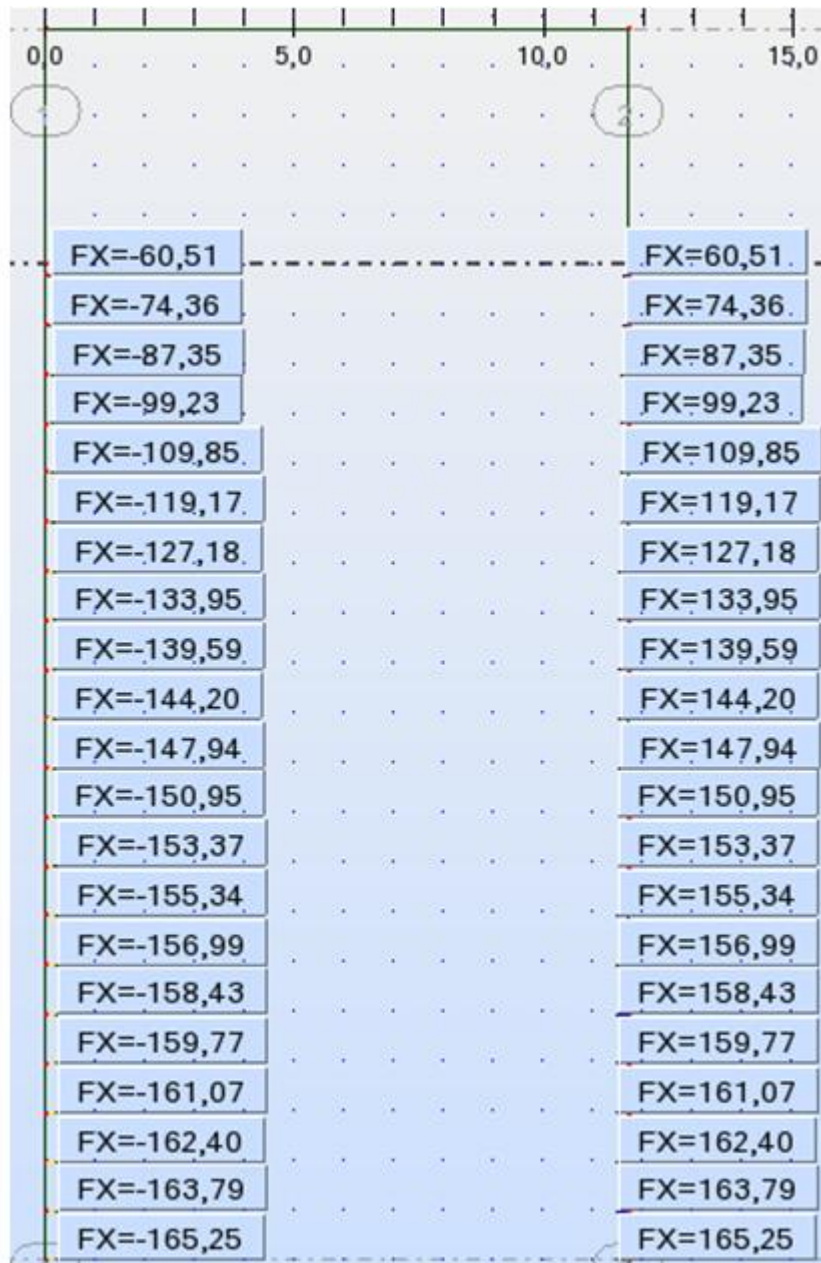


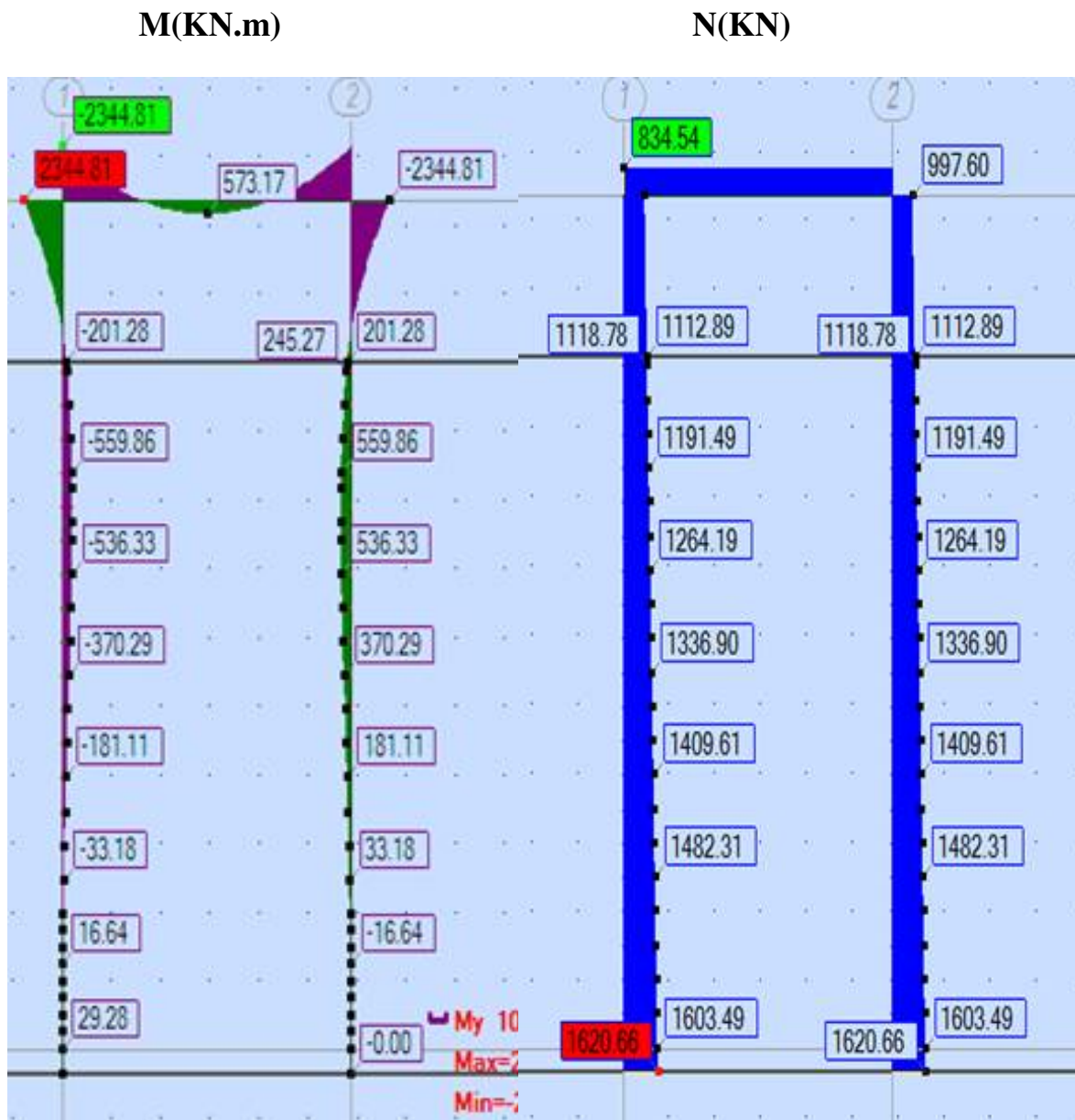
Figure VIII.B.9 : Réactions élastiques ÉTAPE 1 / ELU

Vérification de la butée des terres ELU Étape 1 : niveau d'excavation -7.95m				
Nœuds	Z[m]	Butée de terre limite [KN/m ²] $\sigma_{ph}=31.9*Z$	Réaction élastique effective σ_h FX [KN] Par élément finis 1m ²	Butée/Réaction
20	-4,94	157.586	FX=60.510	
21	-5,93	189.167	FX=74.360	
22	-6,92	220.748	FX=87.350	
23	-7,90	252.01	FX=99.230	
24	-8,89	283.591	FX=109.85	
25	-9,88	315.172	FX=119.17	
26	-10,87	346.753	FX=127.18	
27	-11,86	378.334	FX=133.95	
28	-12,84	409.596	FX=139.59	
29	-13,83	441.177	FX=144.20	
30	-14,82	472.758	FX=147.94	
31	-15,81	504.339	FX=150.95	
32	-16,80	535.92	FX=153.37	
33	-17,78	567.182	FX=155.34	
34	-18,77	598.763	FX=156.99	
35	-19,76	630.344	FX=158.43	
36	-20,75	661.925	FX=159.77	
37	-21,74	693.506	FX=161.07	
38	-22,72	724.768	FX=162.40	
39	-23,71	756.349	FX=163.79	
65	-24,70	787.93	FX=165.25	
		$\Sigma = 9928.918$	$\Sigma = 2830.69$	$3.50 > 1.3$
Rapport des résultantes (intégralement)				

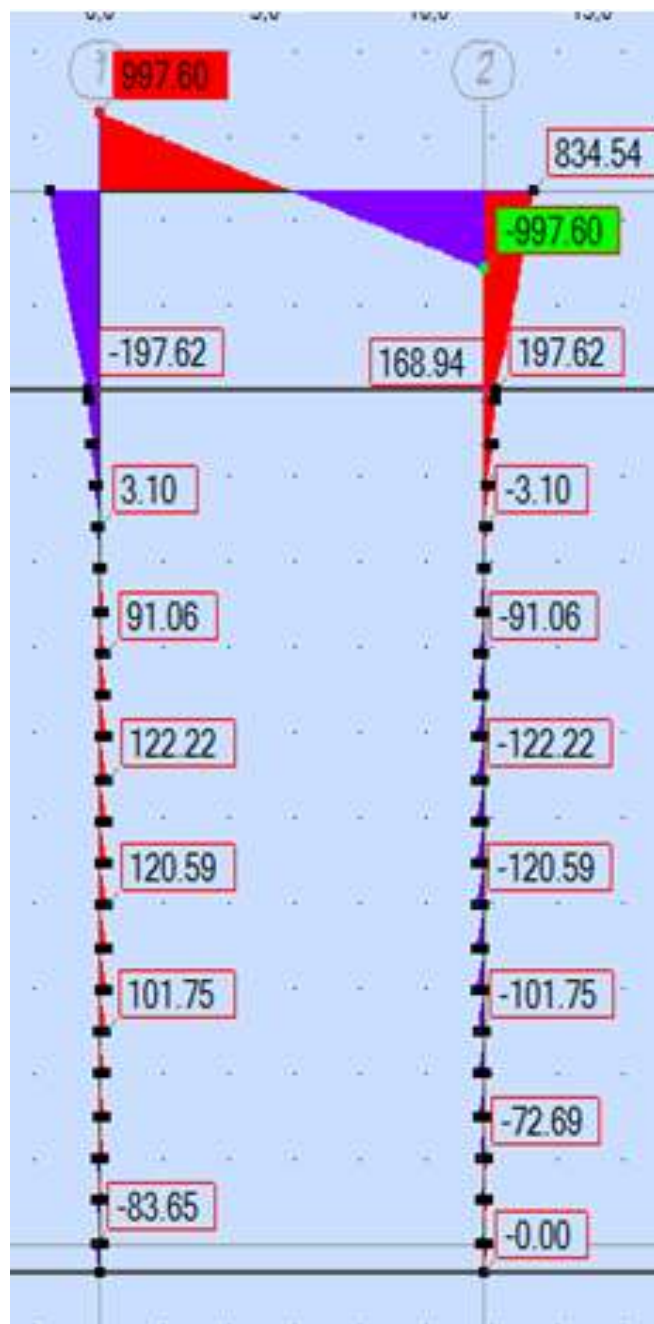
Tableau VIII.B.4 : Vérification de la butée des terres / Étape 1 ELU

❖ Diagrammes des efforts N, M et T

Résultats obtenus à l'ELS



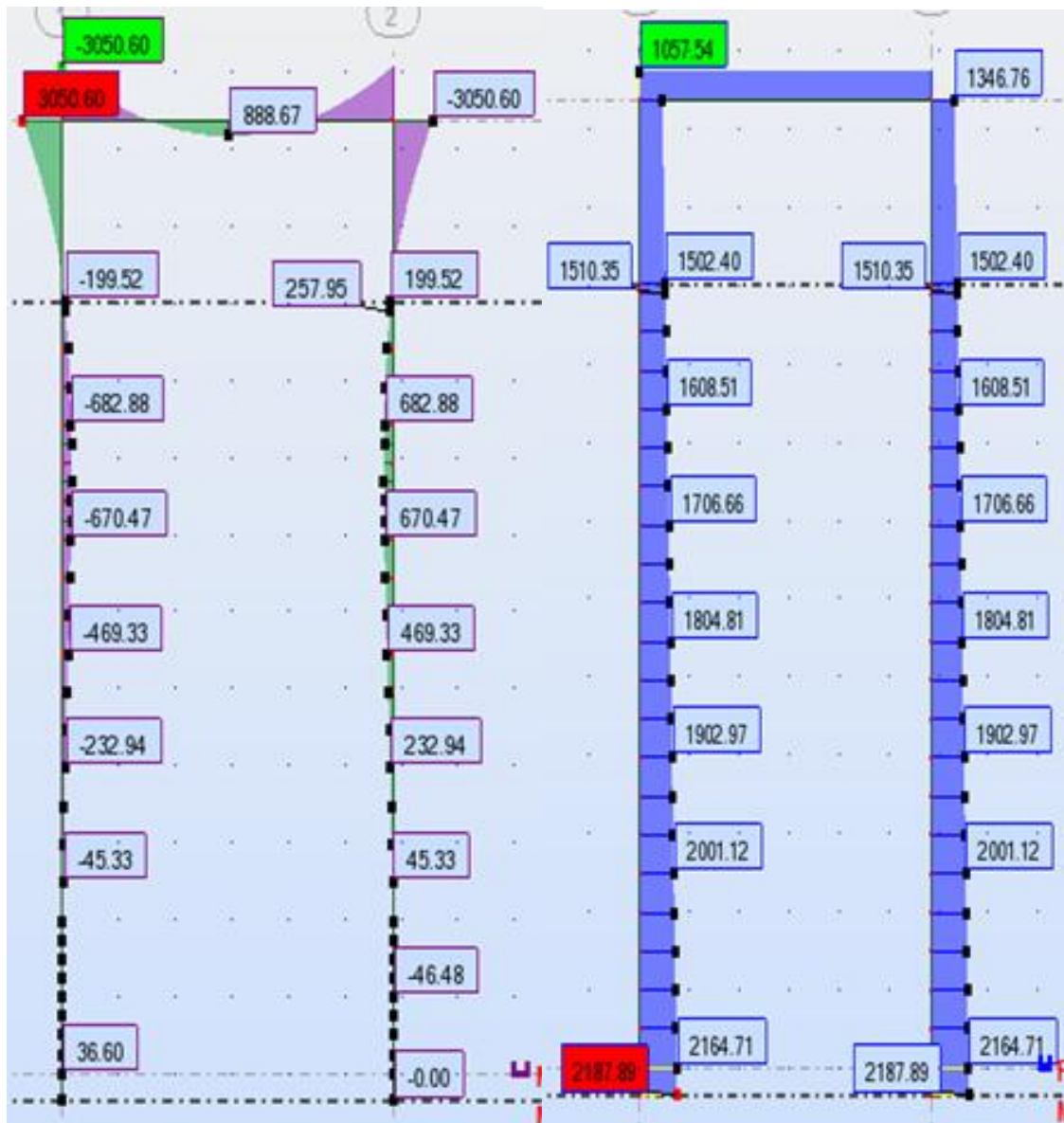
T(KN)

Figure VIII.B.10 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 1 ELS

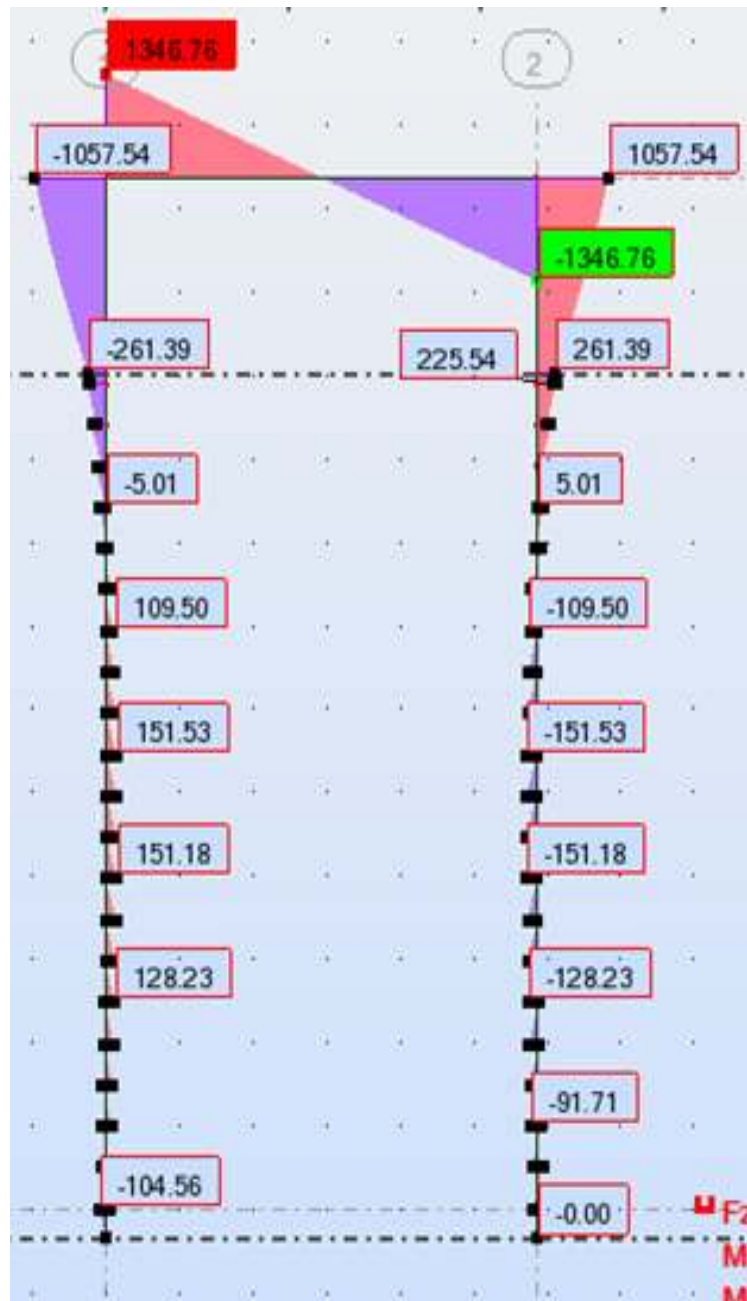
Résultats obtenus à l'ELU

M(KN.m)

N(KN)



T(KN)

Figure VIII.B.11 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAPE 1 ELU

❖ CALCUL EN SITUATION ACCIDENTELLE

Niveau de l'eau +6m NGA

Combinaison : SA « C1+C4+C2+C3* »

- Charge C3* : Pression de l'eau à l'état accidentelle

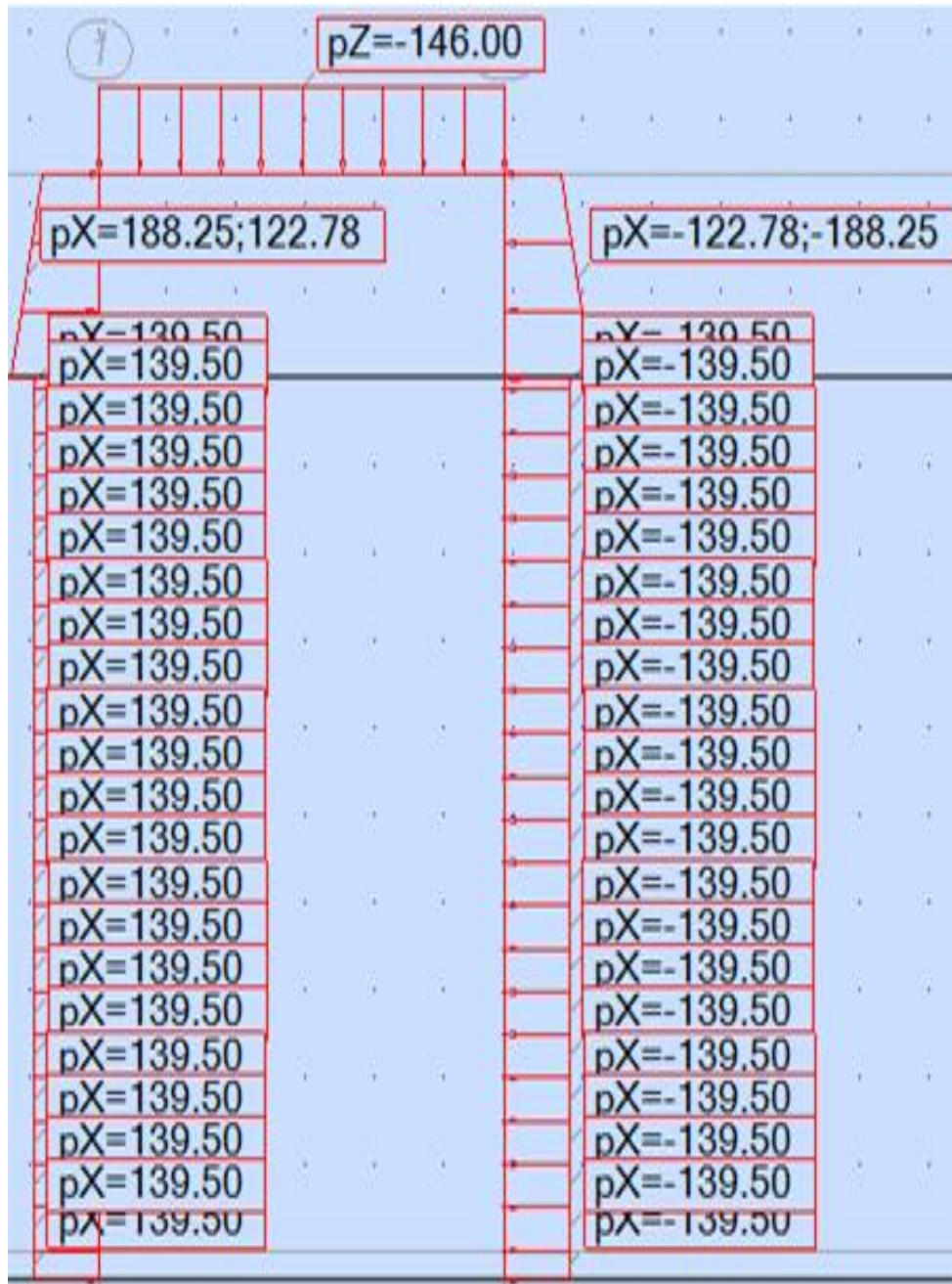
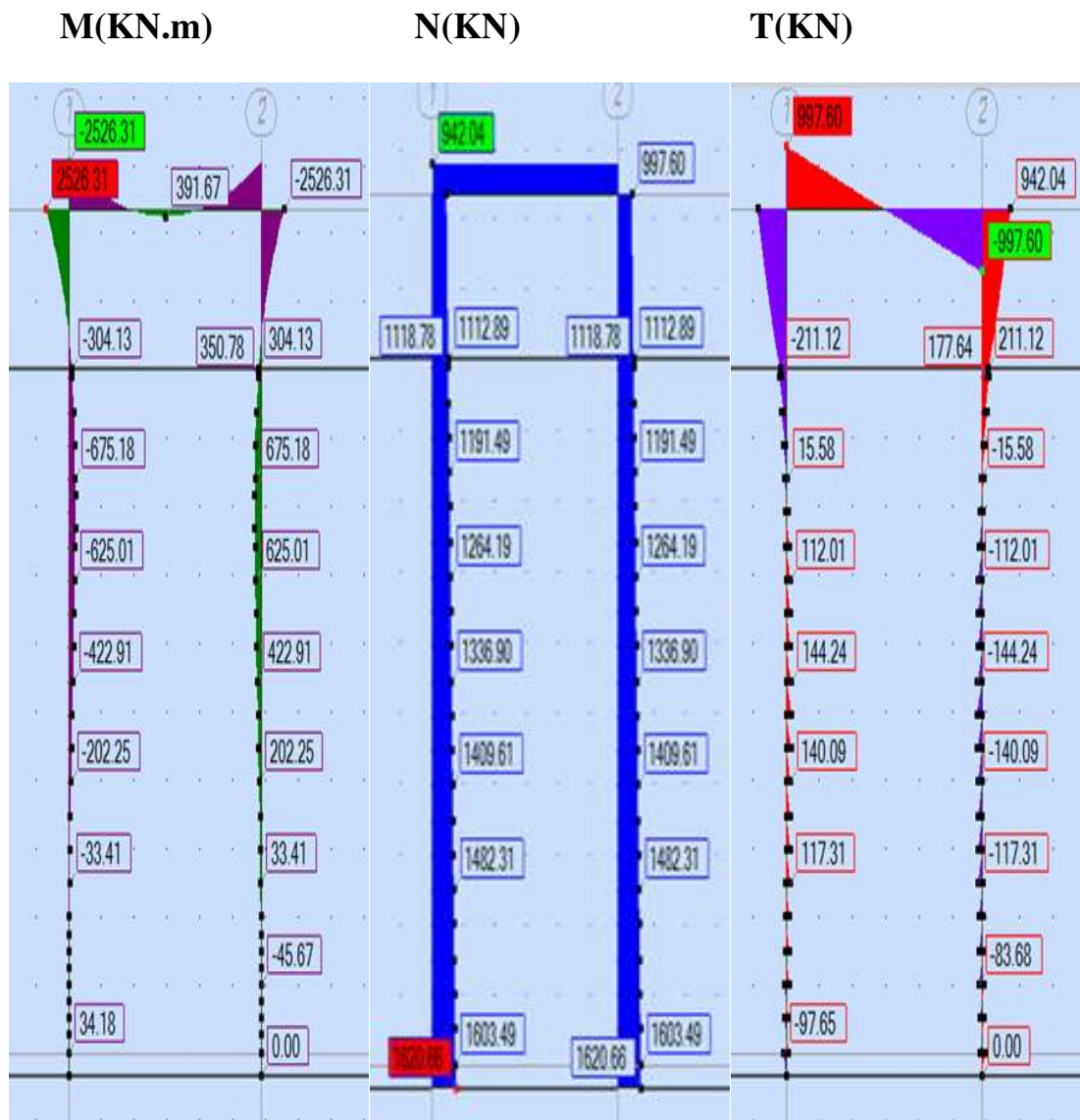


Figure VIII.B.12 : modélisation Etape 1 / S.A

Résultats obtenus en Situation Accidentelle

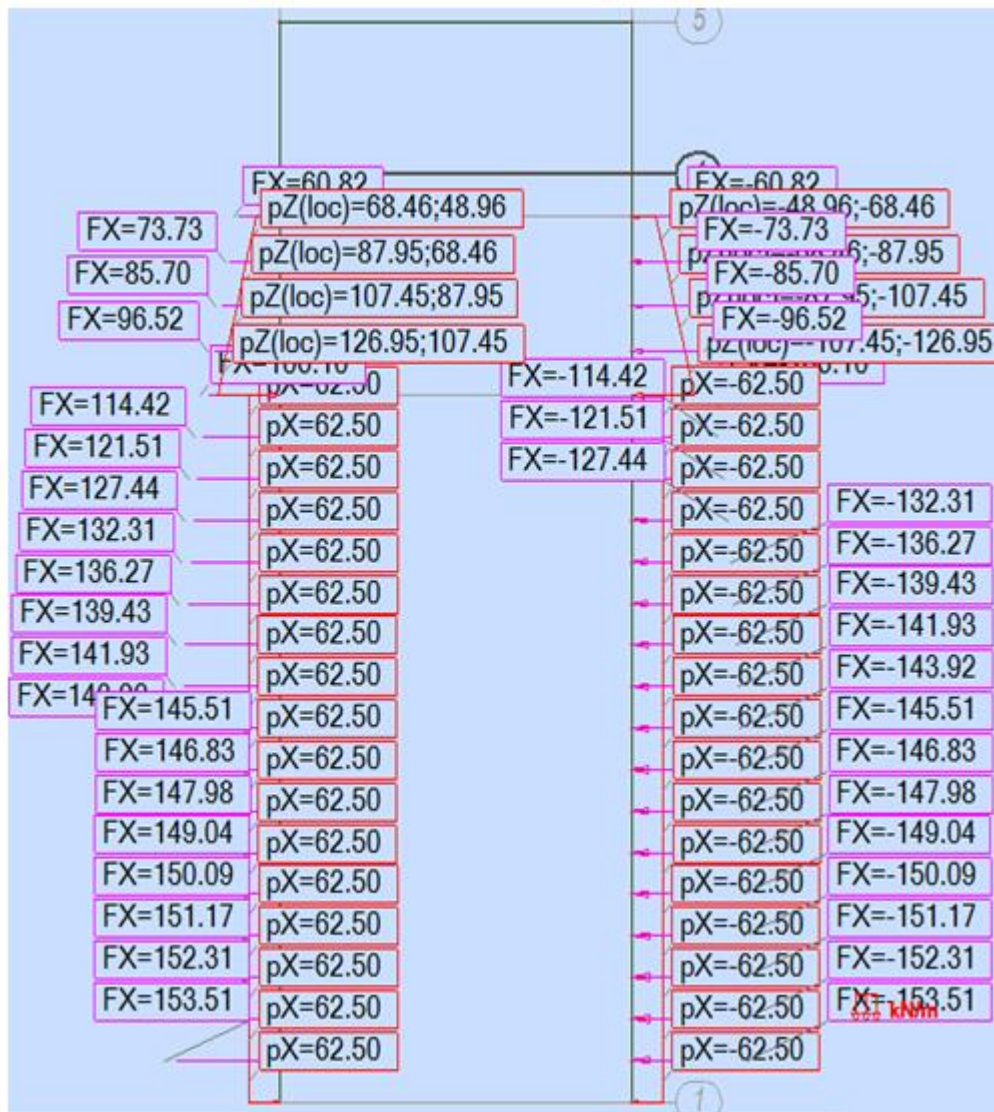
Figure VIII.B.13 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAPE 1 SA

VIII.B.5.2. Etape 2 : Niveau de l'eau +4m NGA calcul à l'ELS et à l'ELU

Les charges à prendre en considération sont :

- Charge **C5** : réactions élastiques de l'étape 1 ELS.
- Charge **C5*** : réactions élastiques de l'étape 1 ELU.
- Charge **C6** : Poussée des terres caractéristique de l'étape2 ($h * K_{ay} * \gamma'$).
- Charge **C7** : Pression de l'eau caractéristique de l'étape2 ($h * 1 * \gamma_w$).

❖ Calcul à l'ELS : Combinaison **C5+C6+C7**



❖ Calcul à l'ELU

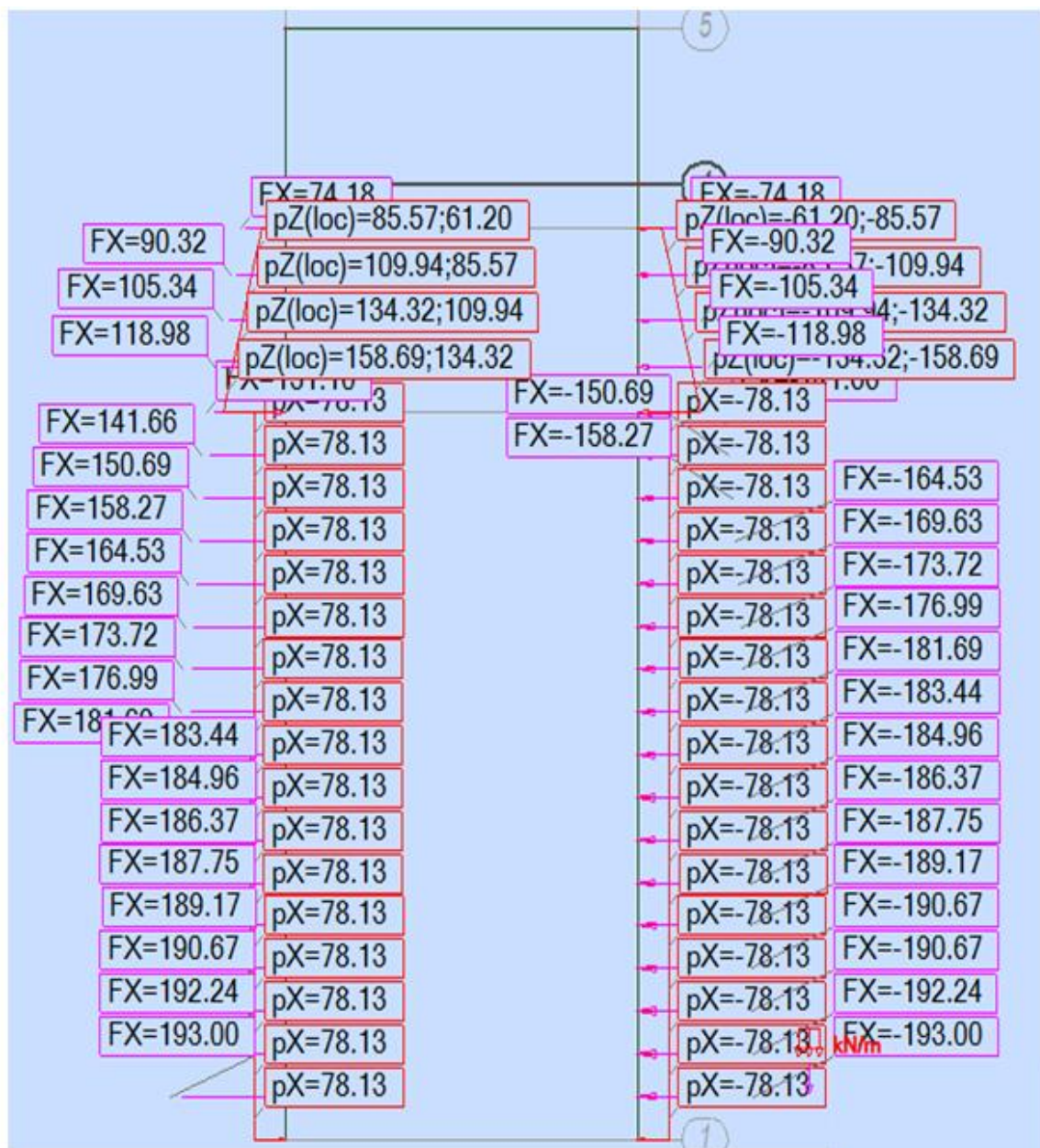
Combinaison $C5^* + 1.25 (C6 + C7)$ 

Figure VIII.B.15 : modélisation de l'Etape 2 / ELU

❖ Vérification de la butée des terres vis-à-vis de la réaction élastique effective

ELS

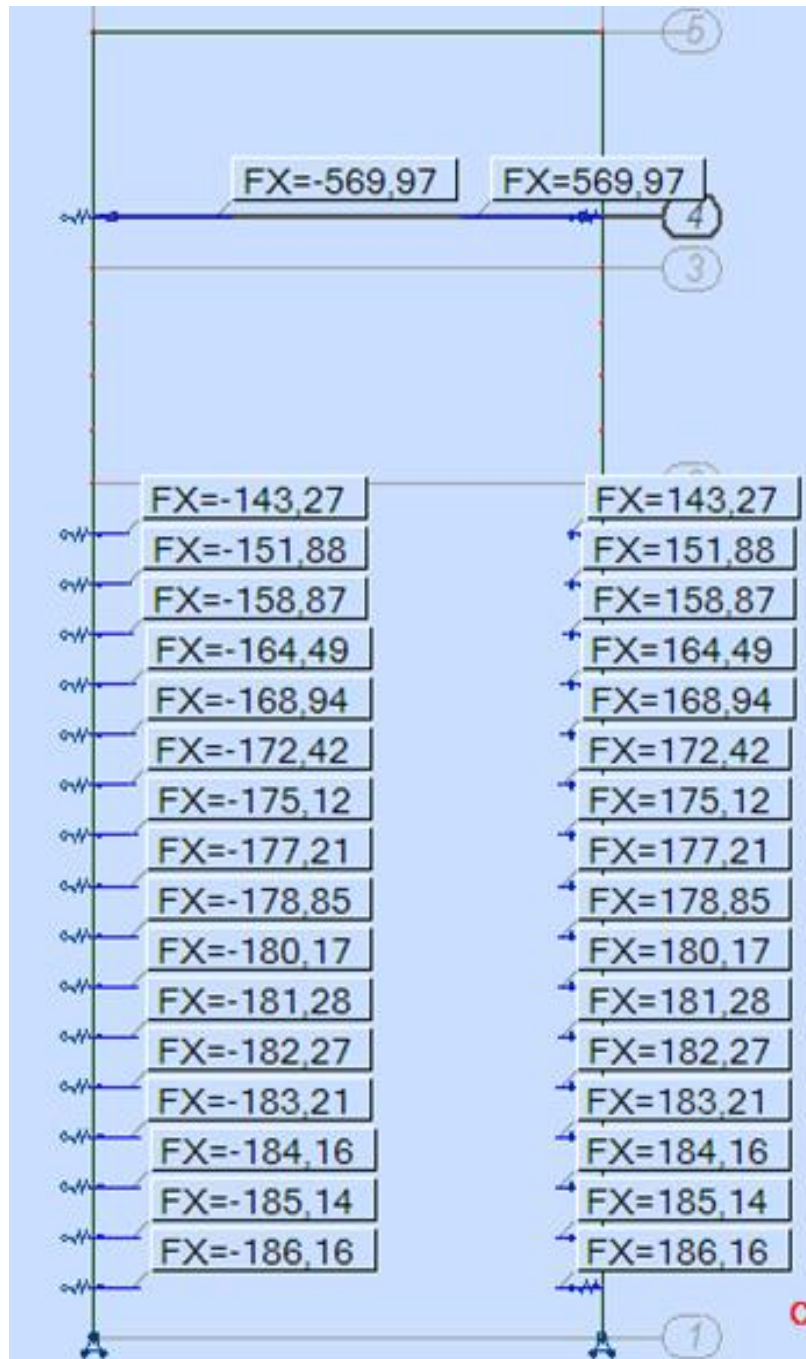


Figure VIII.B.16 : Réaction élastiques ETAPE 2 / ELS

Vérification de la butée des terres ELS Étape 2 : niveau d'excavation -12.2m (N.G.A)				
Nœuds	Z[m]	Butée de terre limite [KN/m ²] $\sigma_{ph}=31.9*Z$	Réaction élastique effective σ_h FX [KN] Par élément finis 1m ²	Butée/Réaction
25	-9,89	315.172	FX=143.27	2.19>1
26	-10,87	346.753	FX=151.88	2.28>1
27	-11,86	378.334	FX=158.87	2.38>1
28	-12,87	409.596	FX=164.49	2.49>1
29	-13,83	441.177	FX=168.94	2.61>1
30	-14,82	472.758	FX=172.42	2.74>1
31	-15,81	504.339	FX=175.12	2.88>1
32	-16,80	535.92	FX=177.21	3.02>1
33	-17,78	567.182	FX=178.85	3.17>1
34	-18,77	598.763	FX=180.17	3.32>1
35	-19,76	630.344	FX=181.28	3.47>1
36	-20,75	661.925	FX=182.27	3.63>1
37	-21,74	693.506	FX=183.21	3.78>1
38	-22,72	724.768	FX=184.16	3.93>1
39	-23,71	756.349	FX=185.14	4.08>1
65	-24,70	787.93	FX=186.16	4.23>1
		$\Sigma = 8824.816$	$\Sigma = 2773.44$	3.18

Tableau VIII.B.5 : Vérification de la butée des terres / Étape 2 ELS

ELU

kN/m

 kN

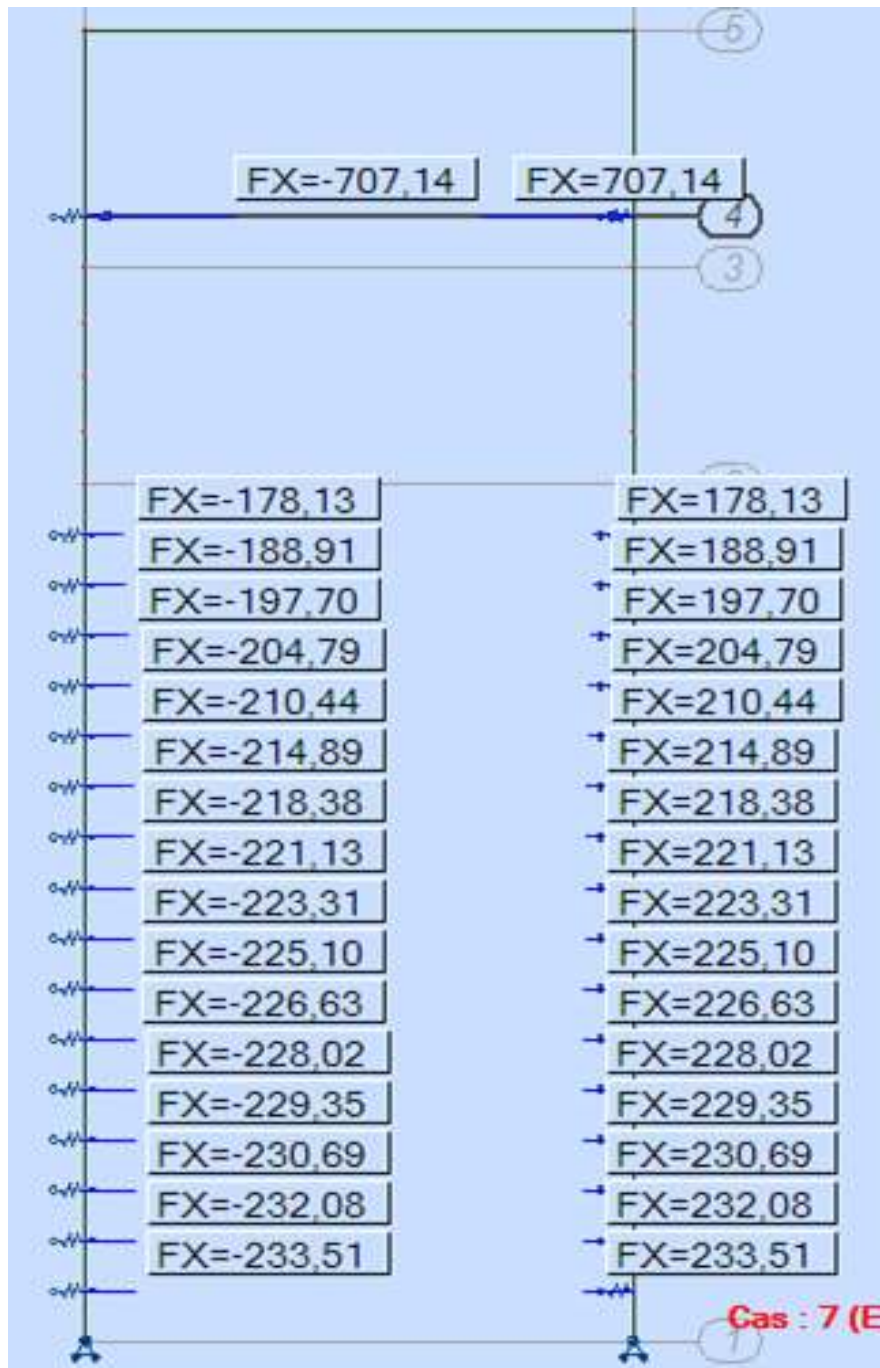


Figure VIII.B.17 : Réaction élastiques ETAPE 2 / ELU

Vérification de la butée des terres ELU Étape 2 : niveau d'excavation -12.2m (N.G.A)				
Nœuds	Z[m]	Butée de terre limite [KN/m ²] $\sigma_{ph}=31.9*Z$	Réaction élastique effective σ_h FX [KN] Par élément finis 1m ²	Butée/Réaction
24	-9,89	315.172	FX=178.13	
25	-10,87	346.753	FX=188.91	
26	-11,86	378.334	FX=197.70	
27	-12,47	409.596	FX=204.79	
28	-13,83	441.177	FX=210.44	
29	-14,82	472.758	FX=214.89	
30	-15,81	504.339	FX=218.38	
31	-16,80	535.92	FX=221.13	
32	-17,78	567.182	FX=223.31	
33	-18,77	598.763	FX=225.10	
34	-19,76	630.344	FX=226.63	
35	-20,75	661.925	FX=228.02	
36	-21,74	693.506	FX=229.35	
37	-22,72	724.768	FX=230.69	
38	-23,71	756.349	FX=232.08	
65	-24,70	787.93	FX=233.51	
		8824.816	$\Sigma = 3463.06$	2.54 > 1.3
Rapport des résultantes (intégralement)				

Tableau VIII.B.6 : Vérification de la butée des terres / Étape 2 ELU

Résultats obtenus à l'ELS

T(KN)

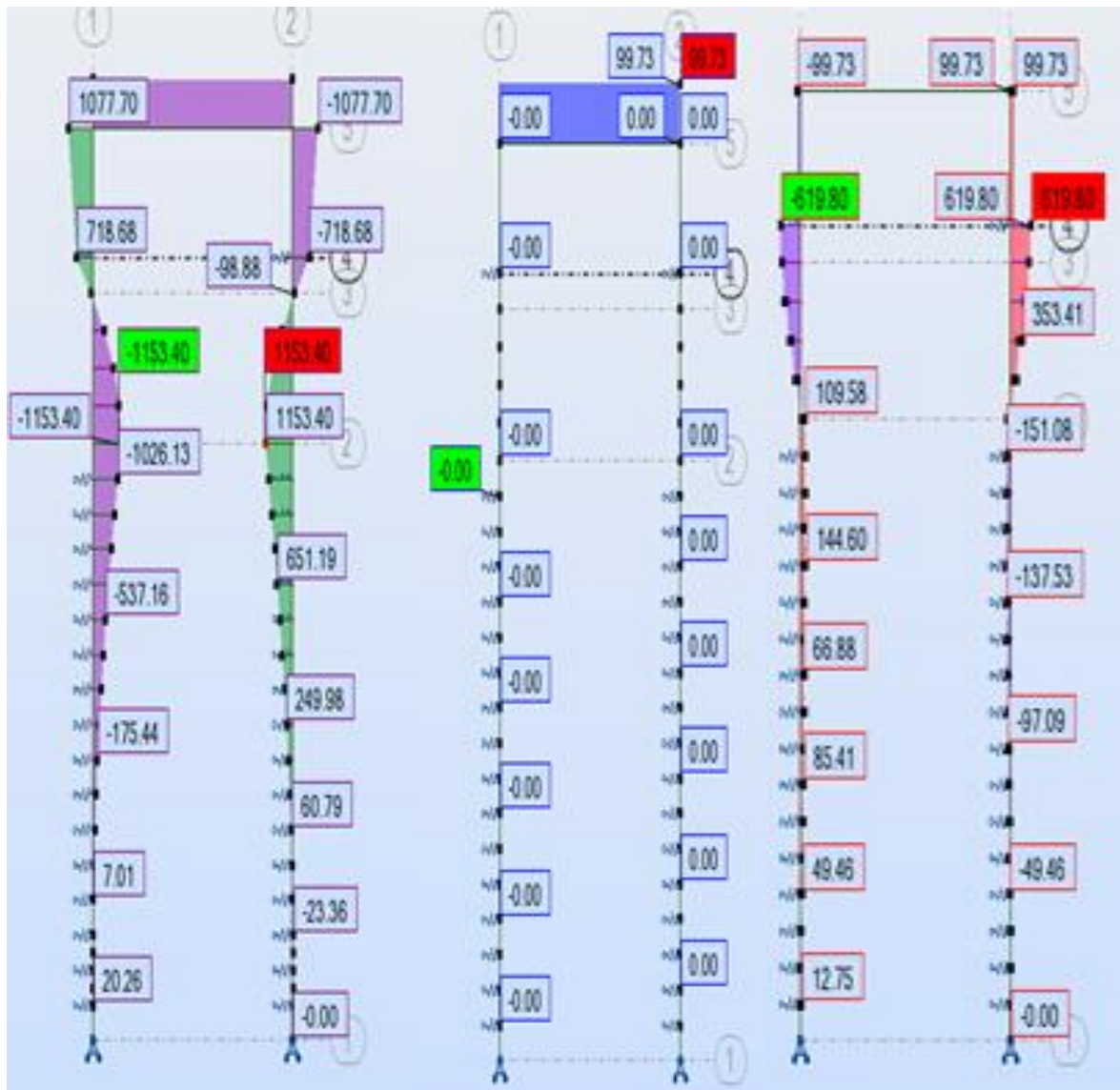


Figure VIII.B.18 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 2 ELS

Résultats obtenus à l'ELU

M(KN.m)

N(KN)

T(KN)

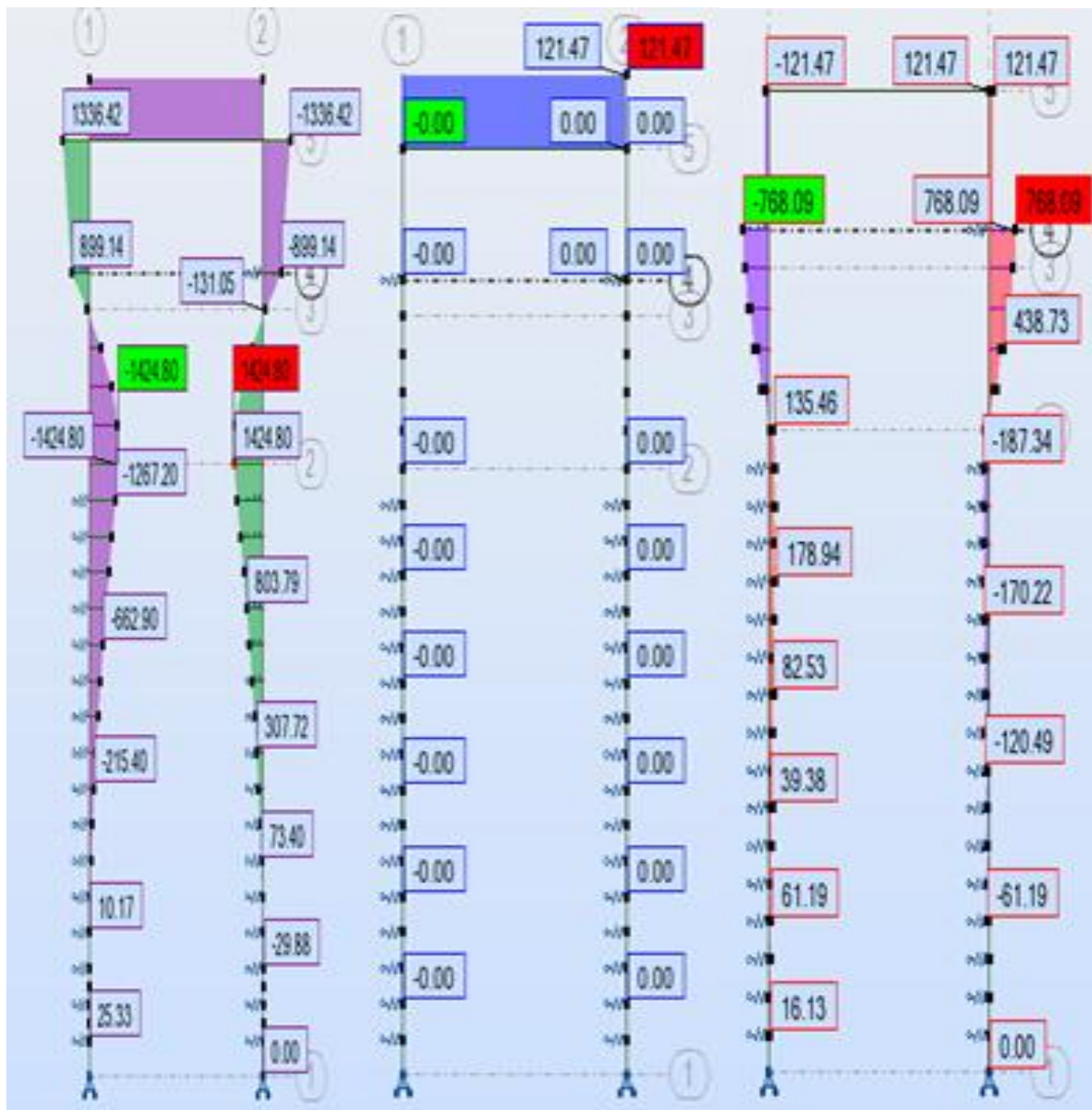


Figure VIII.B.19 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 2 ELU

CALCUL EN SITUATION ACCIDENTELLE

Niveau de l'eau +6m NGA

Combinaison : SA : C5 + C6 + C7*

Charge C7* : Pression de l'eau en situation accidentelle

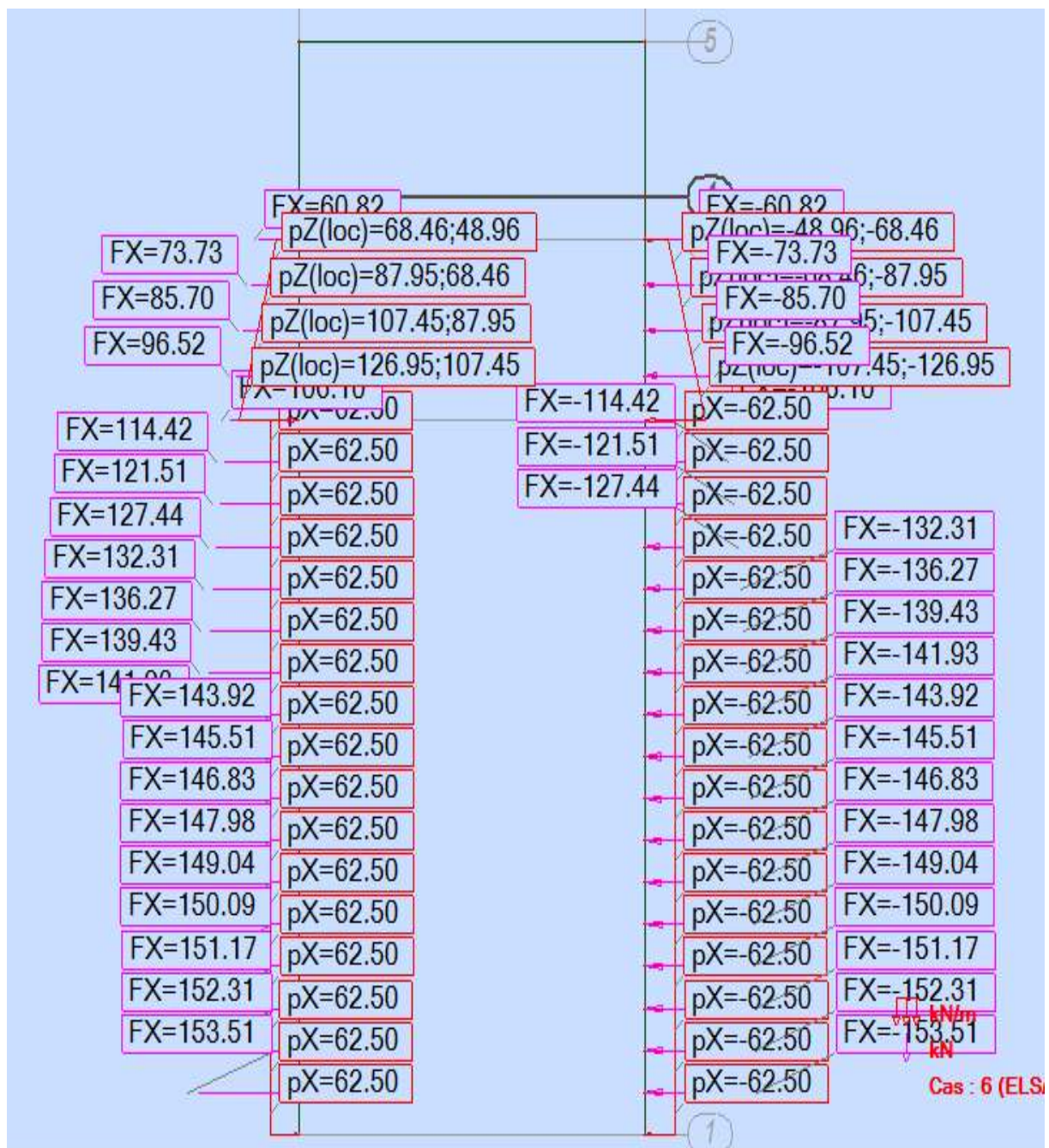


Figure VIII.B.20 : modélisation de l'Etape 2 / SA

T(KN)

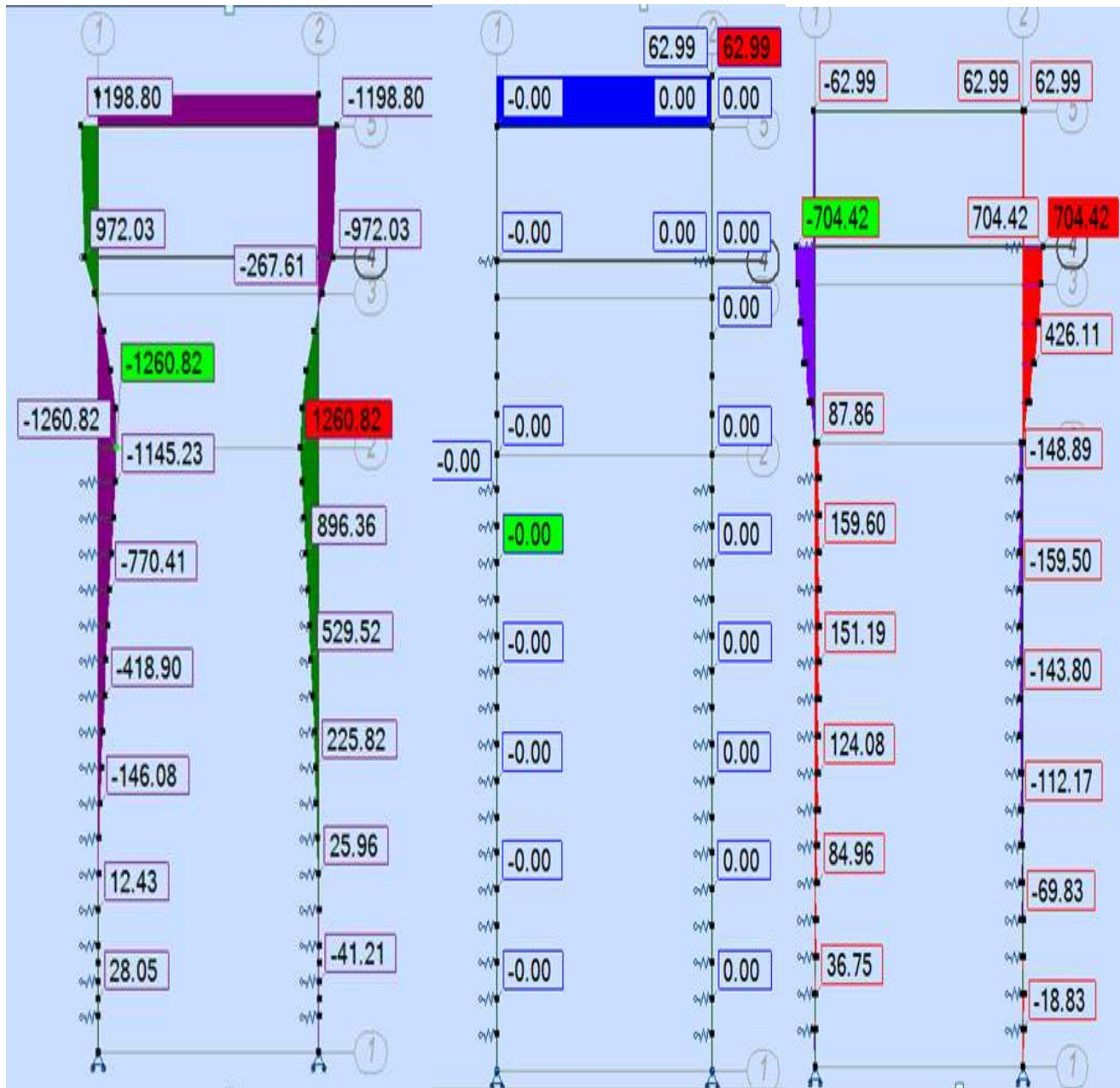


Figure VIII.B.21 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 2 / SA

VII.B.5.3. Etape 3 : Niveau de l'eau +4m NGA calcul à l'ELS et à l'ELU

Les charges à prendre en considérations sont :

- Charge **C8** : réactions élastiques de l'étape 2.
- Charge **C9** : force de butonnage de l'étape 2 (réactions).

❖ Calcul à l'ELS : Combinaison **C8+C9**

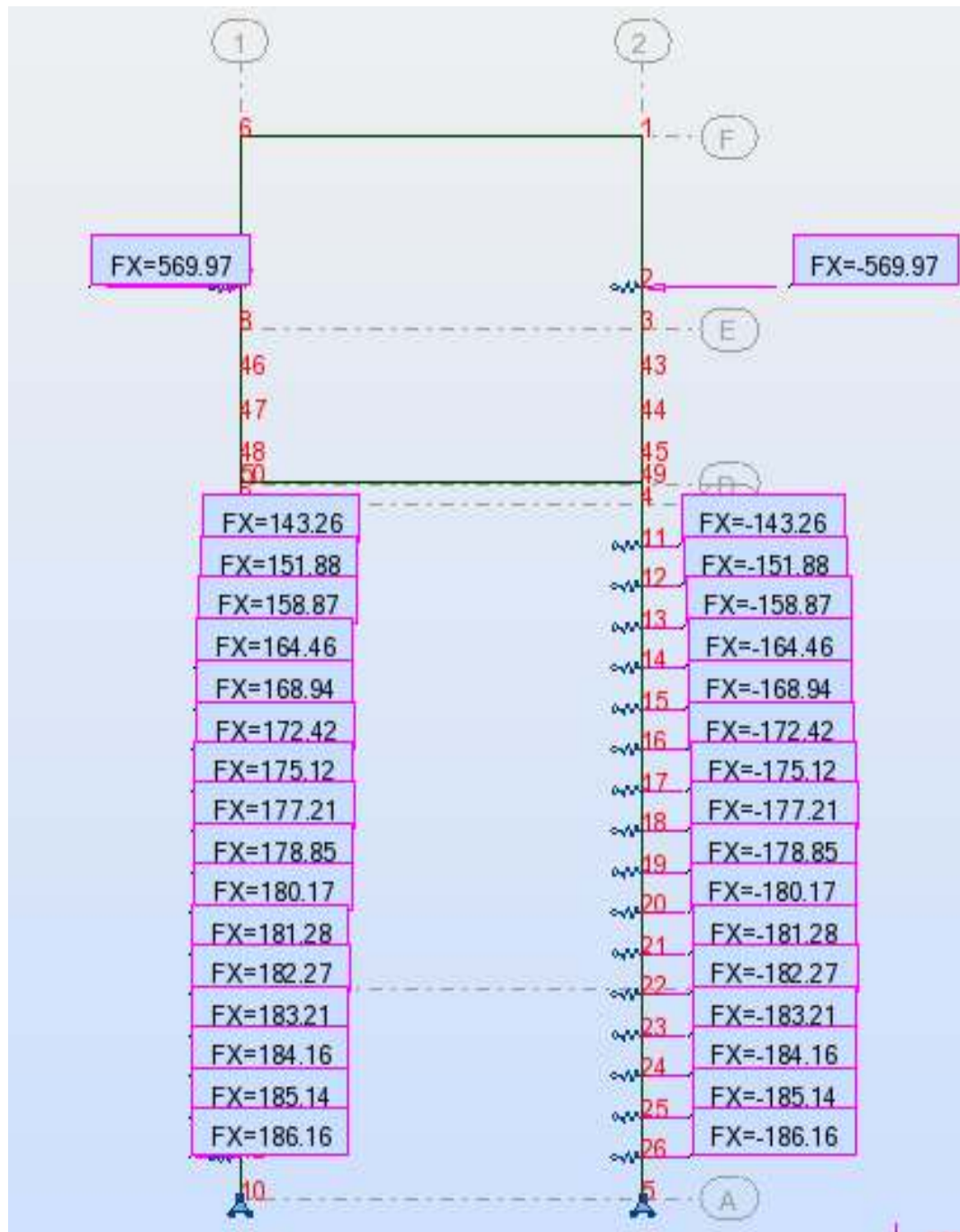


Figure VIII.B.22 : modélisation de l'Etape 3 / ELS

❖ Calcul à l'ELU : Combinaison C8*+C9*

- Charge C8* : réactions élastiques de l'étape 2 ELU
- Charge C9* : force de butonnage (réactions) de l'étape 2 ELU

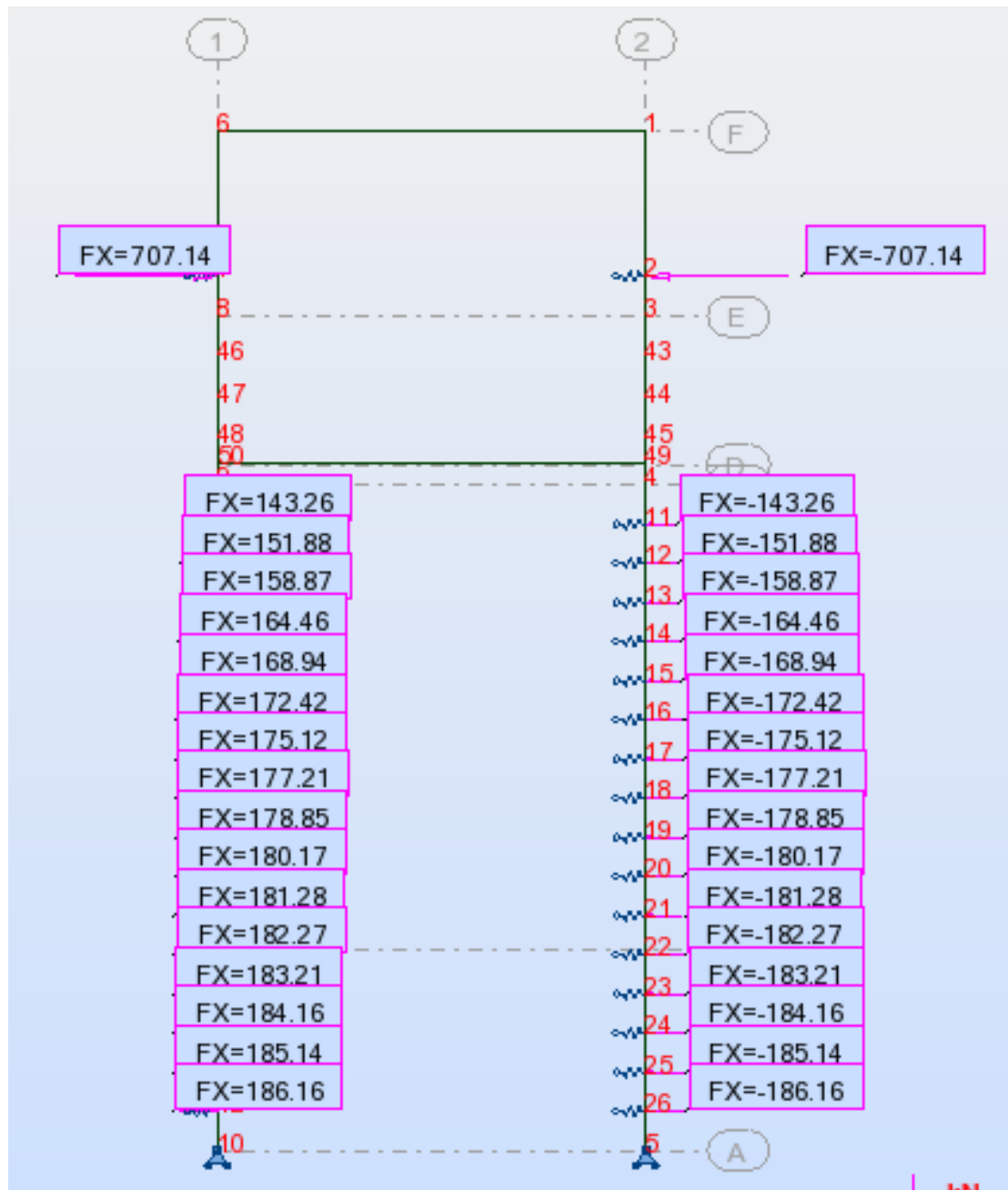


Figure VIII.B.23 : modélisation l'Etape 3 / ELU

❖ Vérification de la butée des terres

ELS

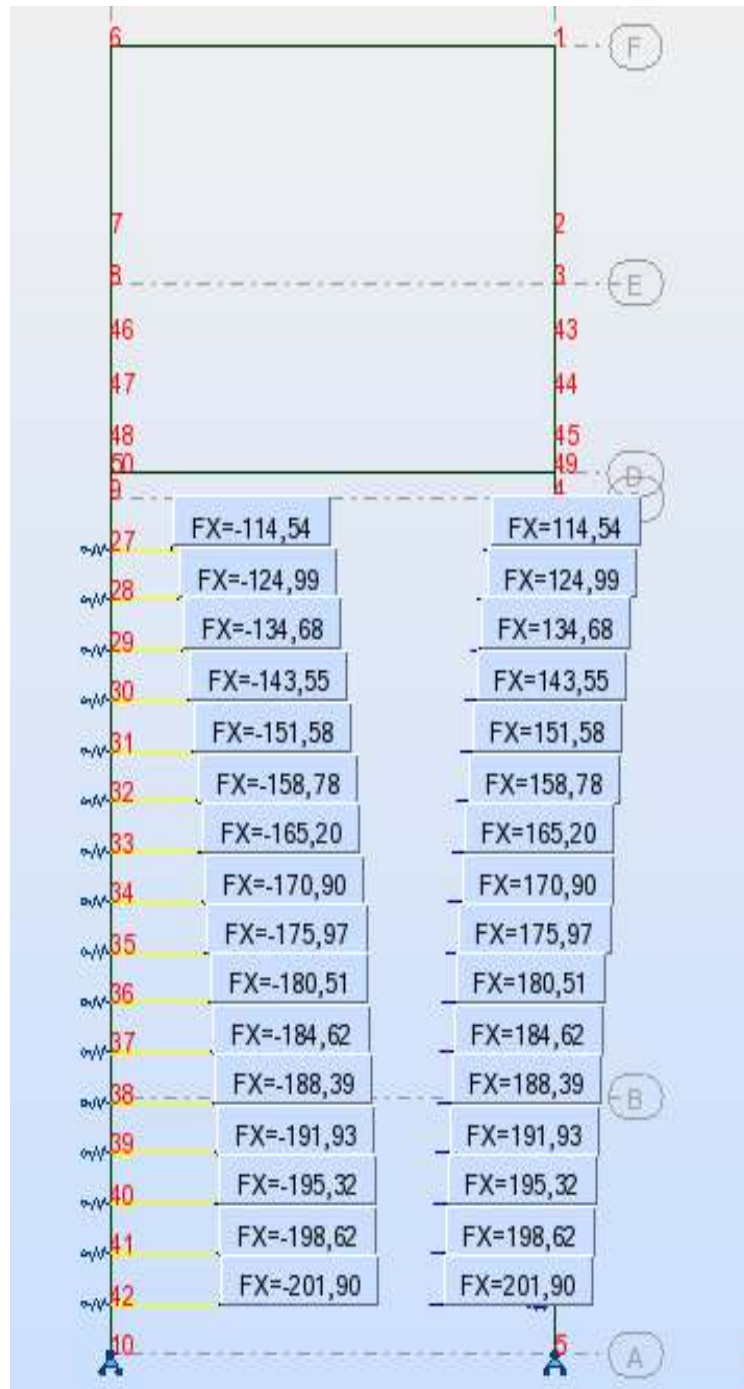


Figure VIII.B.24 : Réactions élastiques ETAPE 3 / ELS

Vérification de la butée des terres ELS
Étape 3 : Coulage du radier -11.6m (N.G.A)

Nœuds	Z[m]	Butée de terre limite [KN/m ²] $\sigma_{ph}=31.9*Z$	Réaction élastique effective σ_h FX [KN] Par élément finis 1m ²	Butée/Réaction
25	-9,88	315.172	FX=114.54	2.75>1
26	-10,87	346.753	FX=124.99	2.77>1
27	-11,86	378.334	FX=134.68	2.80>1
28	-12,84	409.596	FX=143.55	2.85>1
29	-13,83	441.177	FX=151.58	2.91>1
30	-14,82	472.758	FX=158.78	2.97>1
31	-15,81	504.339	FX=165.20	3.05>1
32	-16,80	535.920	FX=170.90	3.13>1
33	-17,78	567.182	FX=175.97	3.22>1
34	-18,77	598.763	FX=180.51	3.31>1
35	-19,76	630.344	FX=184.62	3.41>1
36	-20,75	661.925	FX=188.39	3.51>1
37	-21,74	693.506	FX=191.93	3.61>1
38	-22,72	724.768	FX=195.32	3.71>1
39	-23,71	756.349	FX=198.62	3.80>1
65	-24,70	787.930	FX=201.90	3.90>1
		$\Sigma= 8824.816$	$\Sigma=2681.48$	3.29

Tableau VIII.B.7 : Vérification de la butée des terres / Étape 3 ELS

ELU

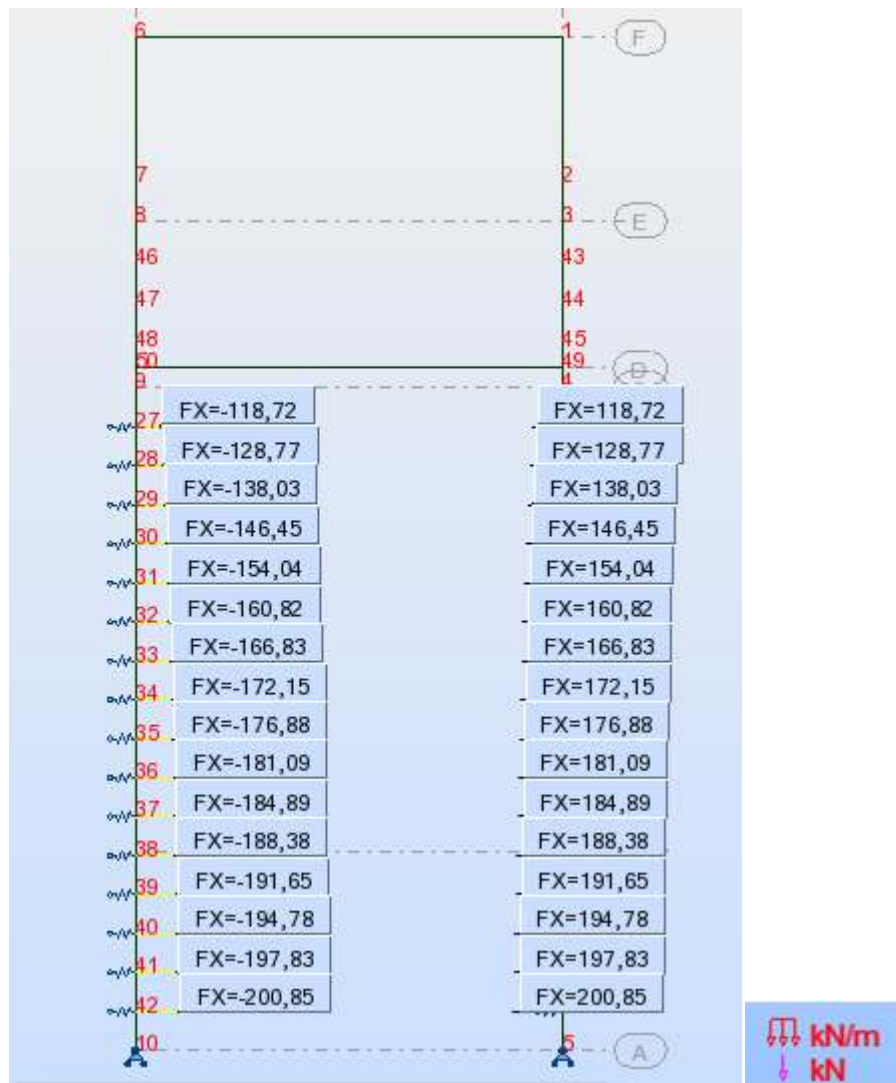


Figure VIII.B.25 : Réactions élastiques ETAPE 3 / ELU

Vérification de la butée des terres ELU Étape 3 : Coulage du radier -11.6m (N.G.A)				
Nœuds	Z[m]	Butée de terre limite [KN/m ²] $\sigma_{ph}=31.9*Z$	Réaction élastique effective σ_h FX [KN] Par élément finis 1m ²	Butée/Réaction
24	-9,88	315.172	FX=118.72	
26	-10,87	346.753	FX=128.77	
27	-11,86	378.334	FX=138.03	
28	-12,84	409.596	FX=146.45	
29	-13,83	441.177	FX=154.04	
30	-14,82	472.758	FX=160.82	
31	-15,81	504.339	FX=166.83	
32	-16,80	535.920	FX=172.15	
33	-17,78	567.182	FX=176.88	
34	-18,77	598.763	FX=181.09	
35	-19,76	630.344	FX=184.89	
36	-20,75	661.925	FX=188.38	
37	-21,74	693.506	FX=191.65	
38	-22,72	724.768	FX=194.78	
39	-23,71	756.349	FX=197.78	
65	-24,70	787.930	FX=200.85	
		$\Sigma = 8824.816$	$\Sigma = 2702.11$	3.26 > 1.3
Rapport des résultantes (intégralement)				

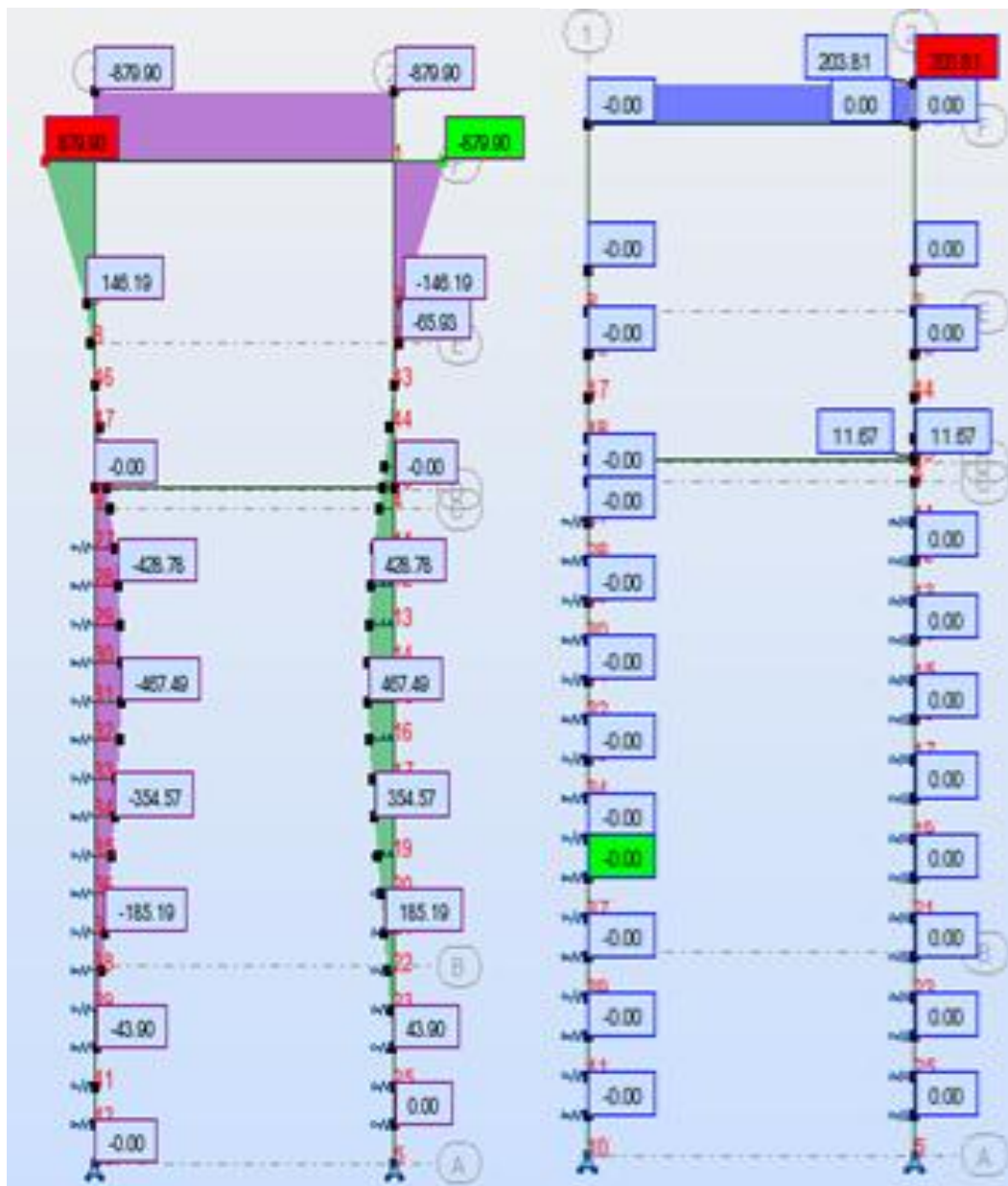
Tableau VIII.B.8 : Vérification de la butée des terres / Étape 3 ELU

Diagrammes des efforts N, M et T

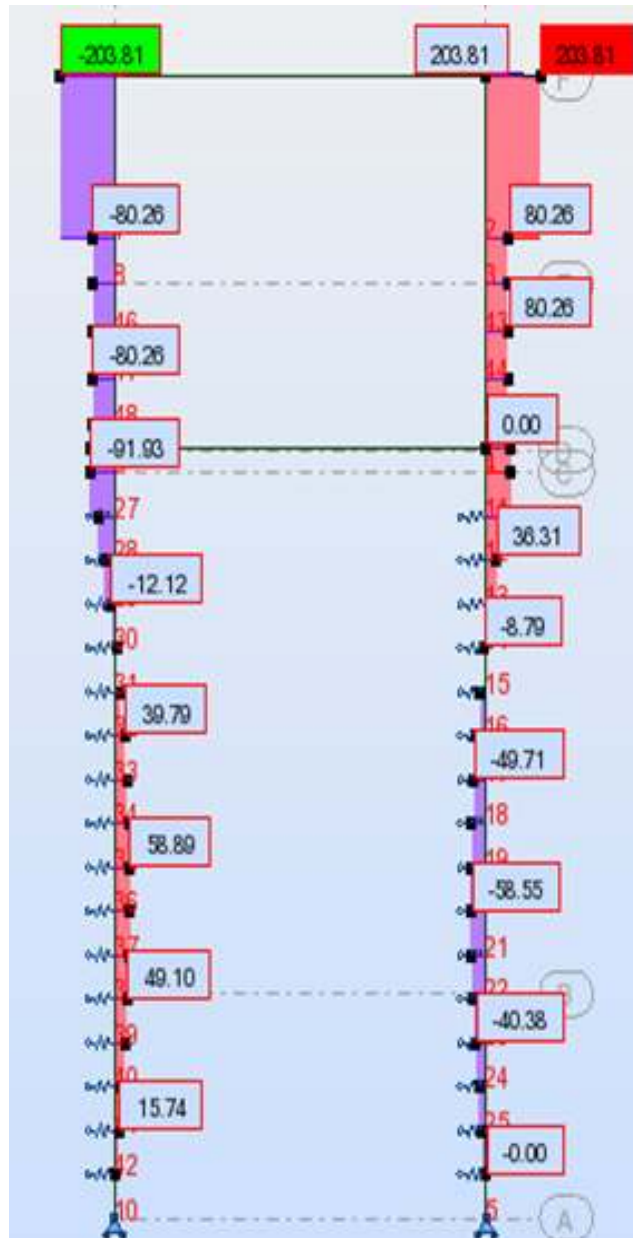
Résultats obtenus à l'ELS

M(KN.m)

N(KN)



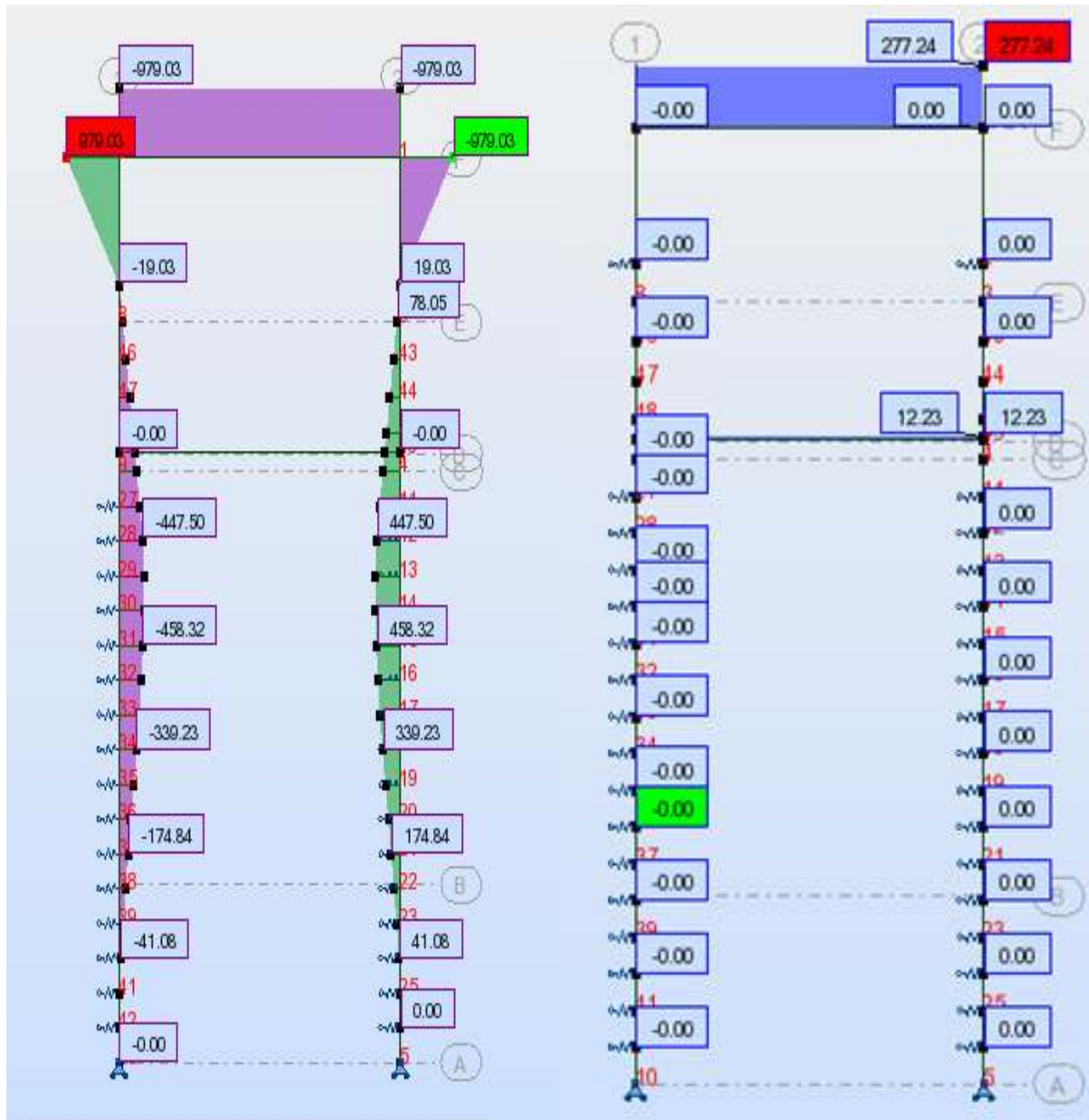
T(KN)

Figure VIII.B.26 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$ et $T(x)$ ETAPE 3 / ELS

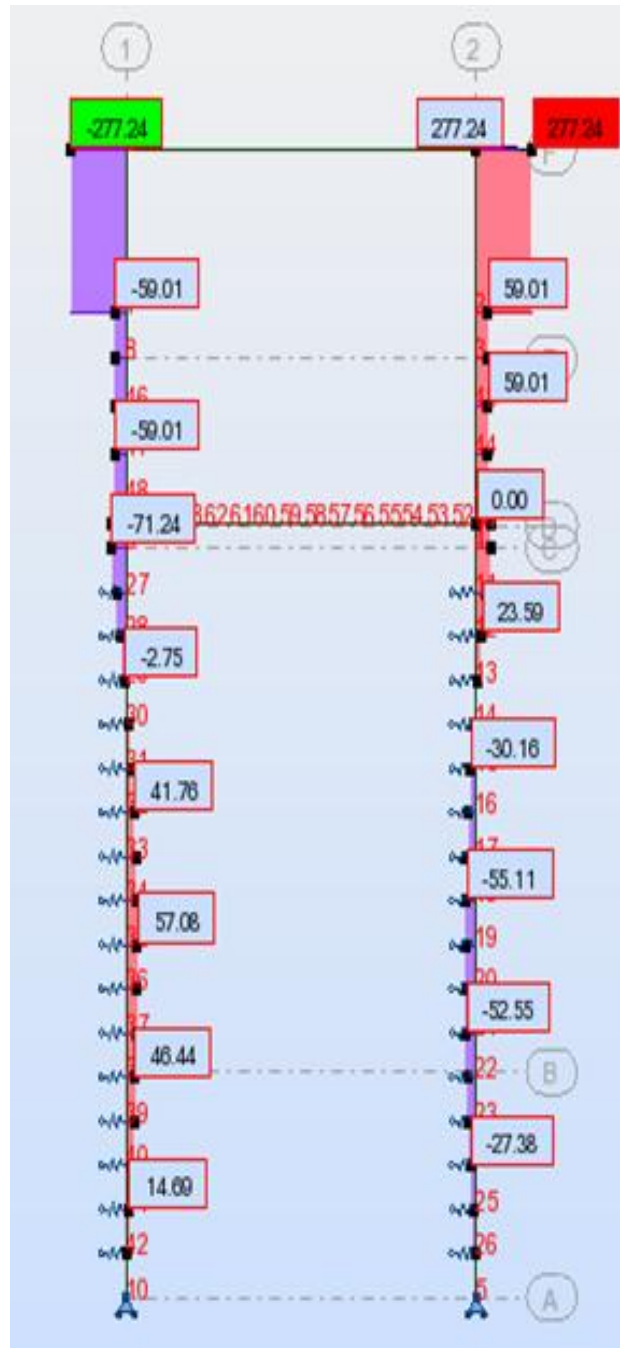
Résultats obtenus à l'ELU

M(KN.m)

N(KN)



T(KN)

Figure VIII.B.27 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x), T(x)$ ETAPE 3 / ELU

ELU : Combinaison : $1.35 (C1+C4) + 1.2 C2^* + 1.35 C3$

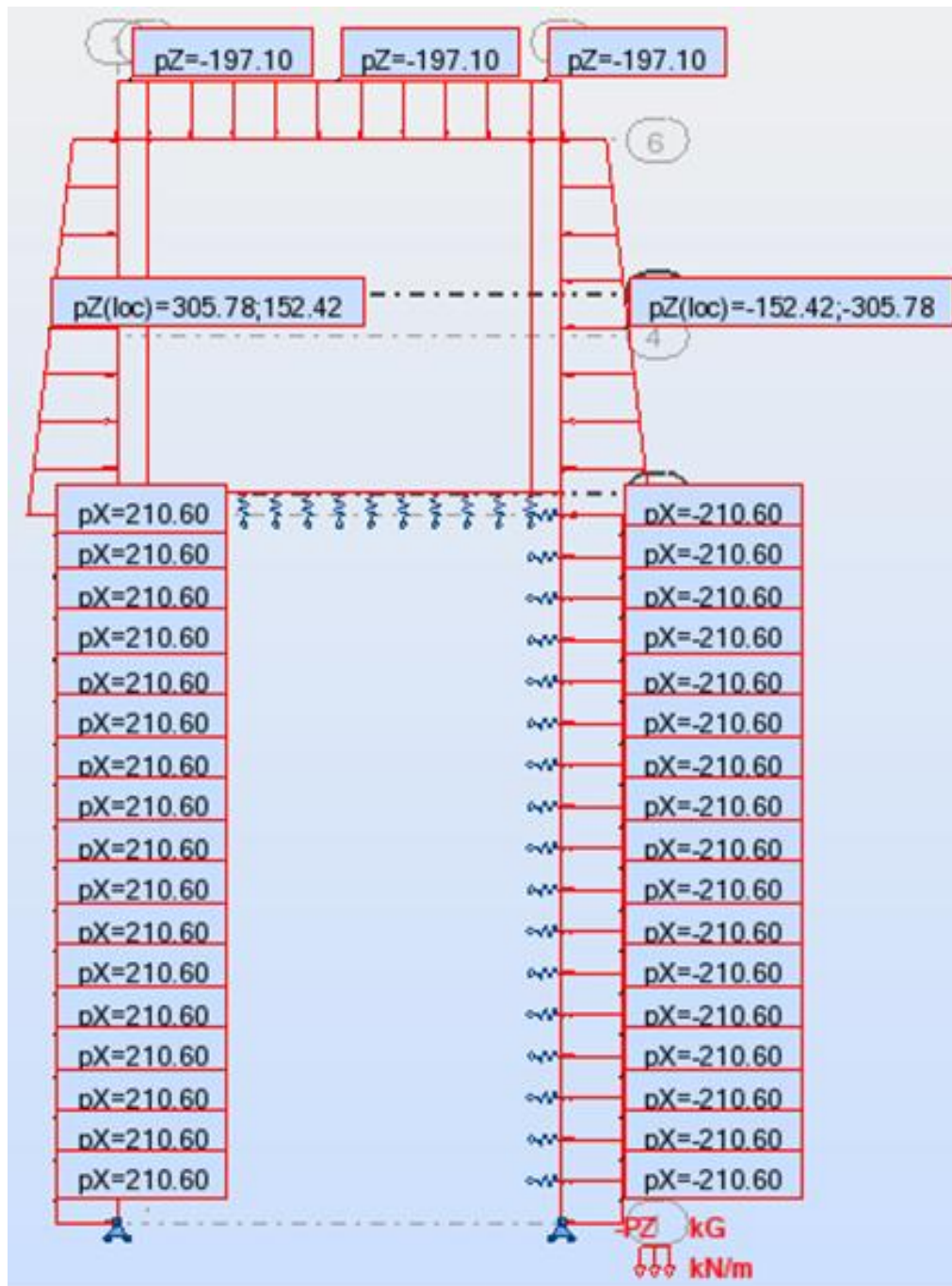


Figure VIII.B.29 : modélisation de l'Etat final / ELU

❖ Vérification de la butée des terres

ELS

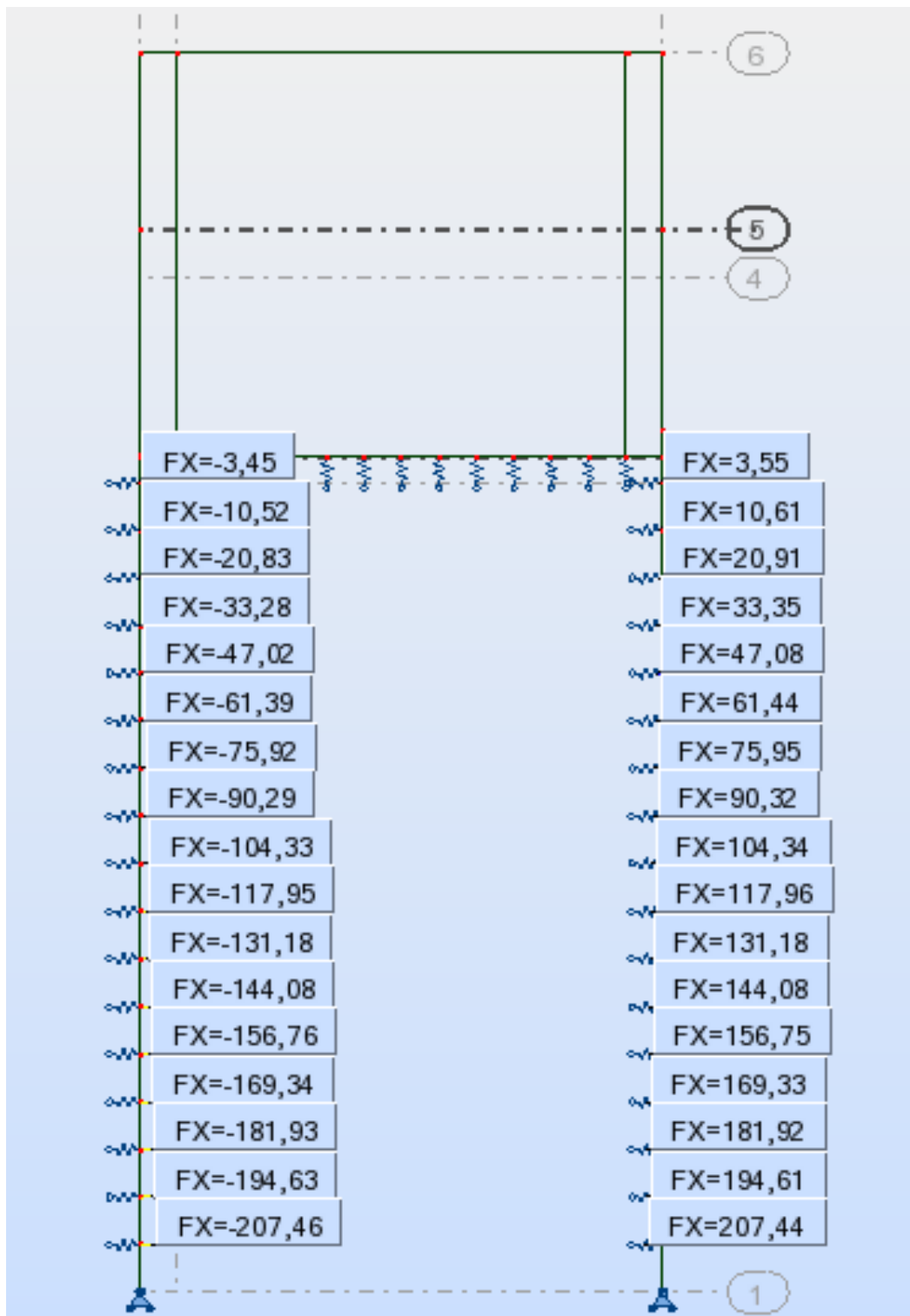


Figure VIII.B.30 : Réactions élastiques ETAT FINAL / ELS

Vérification de la butée des terres ELS
État finale : Coulage des murs intérieurs

Nœuds	Z[m]	Butée de terre limite [KN/m ²] $\sigma_{ph}=31.9*Z$	Réaction élastique effective σ_h FX [KN] Par élément finis 1m ²	Butée/Réaction
24	-8,89	283.591	FX=3.5500	79.88>1
25	-9,88	315.172	FX=10.610	29.70>1
26	-10,87	346.753	FX=20.910	16.58>1
27	-11,86	378.334	FX=33.350	11.34>1
28	-12,84	409.596	FX=47.080	8.700>1
29	-13,83	441.177	FX=61.440	7.180>1
30	-14,82	472.758	FX=75.950	6.224>1
31	-15,81	504.339	FX=90.320	5.583>1
32	-16,80	535.920	FX=104.34	5.136>1
33	-17,78	567.182	FX=117.96	4.808>1
34	-18,77	598.763	FX=131.18	4.564>1
35	-19,76	630.344	FX=144.08	4.374>1
36	-20,75	661.925	FX=156.75	4.222>1
37	-21,74	693.506	FX=169.33	4.095>1
38	-22,72	724.768	FX=181.92	3.983>1
39	-23,71	756.349	FX=194.61	3.886>1
65	-24,70	787.93	FX=207.44	3.798>1
		$\Sigma= 9108.407$	$\Sigma=1750.82$	5.20

Tableau VIII.B.9 : Vérification de la butée des terres / ETAT FINAL ELS

ELU

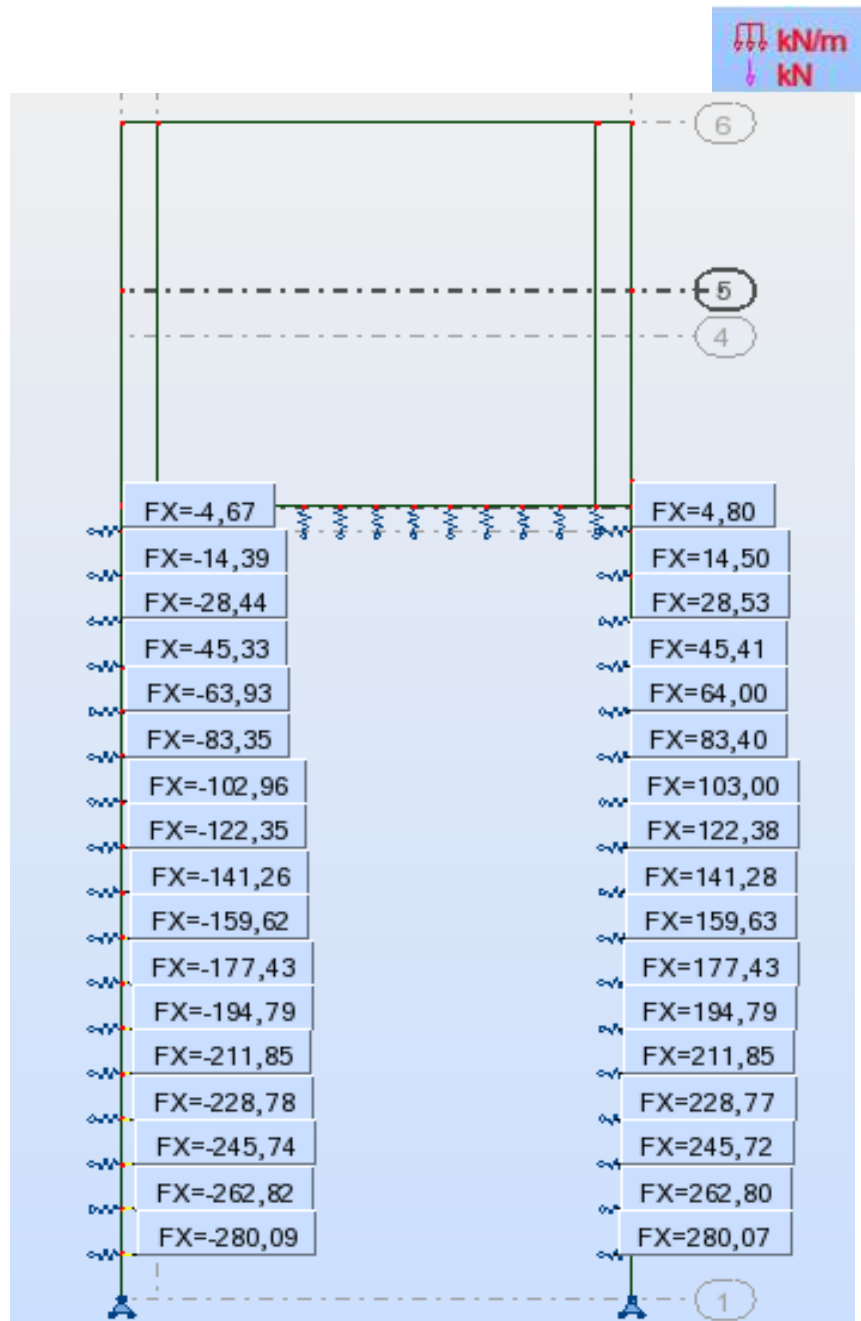


Figure VIII.B.31 : Réactions élastiques ETAT FINAL / ELU

Vérification de la butée des terres ELU État finale : Coulage des murs intérieurs				
Nœuds	Z[m]	Butée de terre limite [KN/m ²] $\sigma_{ph}=31.9*Z$	Réaction élastique effective σ_h FX [KN] Par élément finis 1m ²	Butée/Réaction
24	-8,89	283.591	4,8000	
25	-9,88	315.172	14,500	
26	-10,87	346.753	28.530	
27	-11,86	378.334	45.410	
28	-12,84	409.596	64.000	
29	-13,83	441.177	83.400	
30	-14,82	472.758	103.00	
31	-15,81	504.339	122.38	
32	-16,80	535.920	141.28	
33	-17,78	567.182	159.63	
34	-18,77	598.763	177.43	
35	-19,76	630.344	194,79	
36	-20,75	661.925	211,85	
37	-21,74	693.506	228.77	
38	-22,72	724.768	245.72	
39	-23,71	756.349	262.80	
65	-24,70	787.93	280.07	
		$\Sigma = 9108.407$	$\Sigma = 2368.36$	$3.84 > 1.3$
Rapport des résultantes (intégralement)				

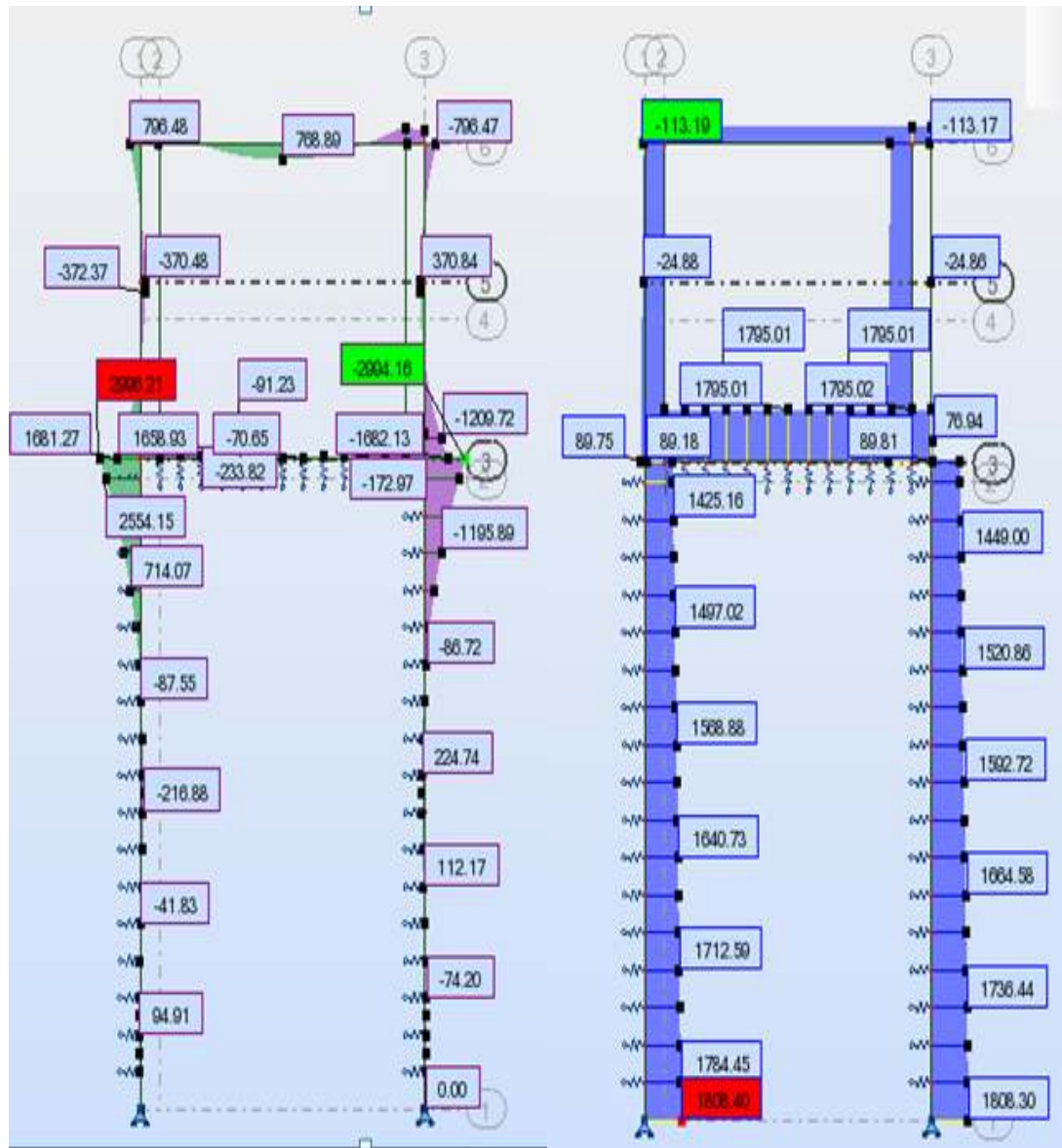
Tableau VIII.B.10 : Vérification de la butée des terres / ETAT FINAL ELU

❖ Diagrammes des efforts N, M et T

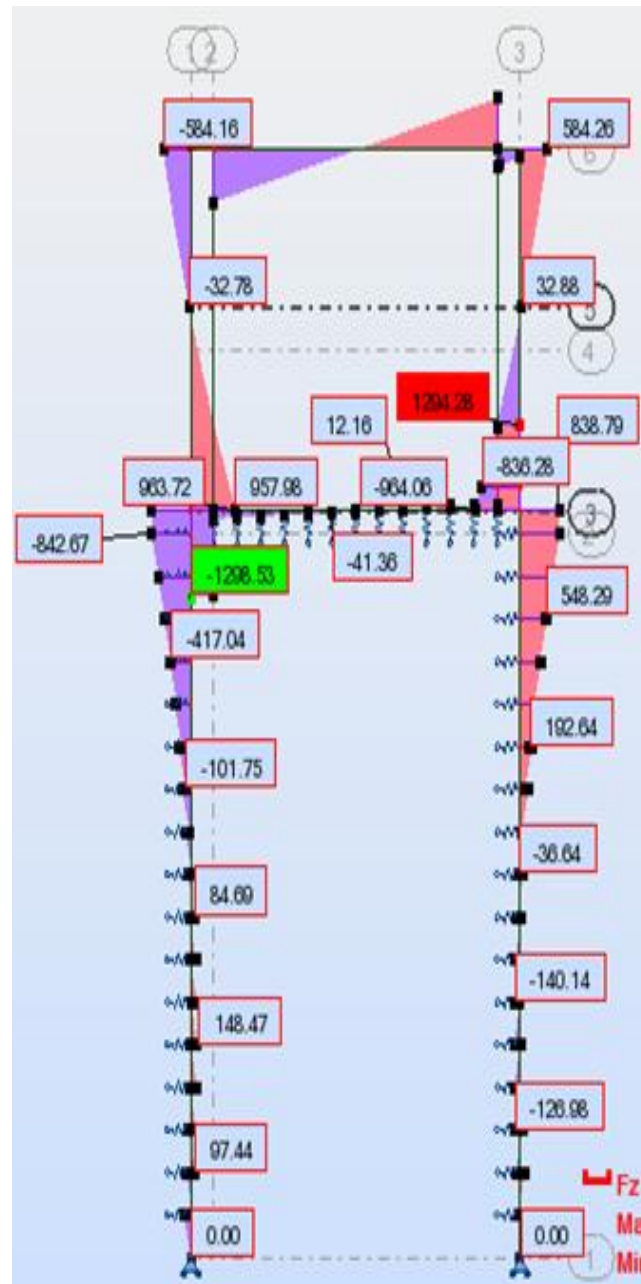
Résultats obtenus à l'ELS

M(KN.m)

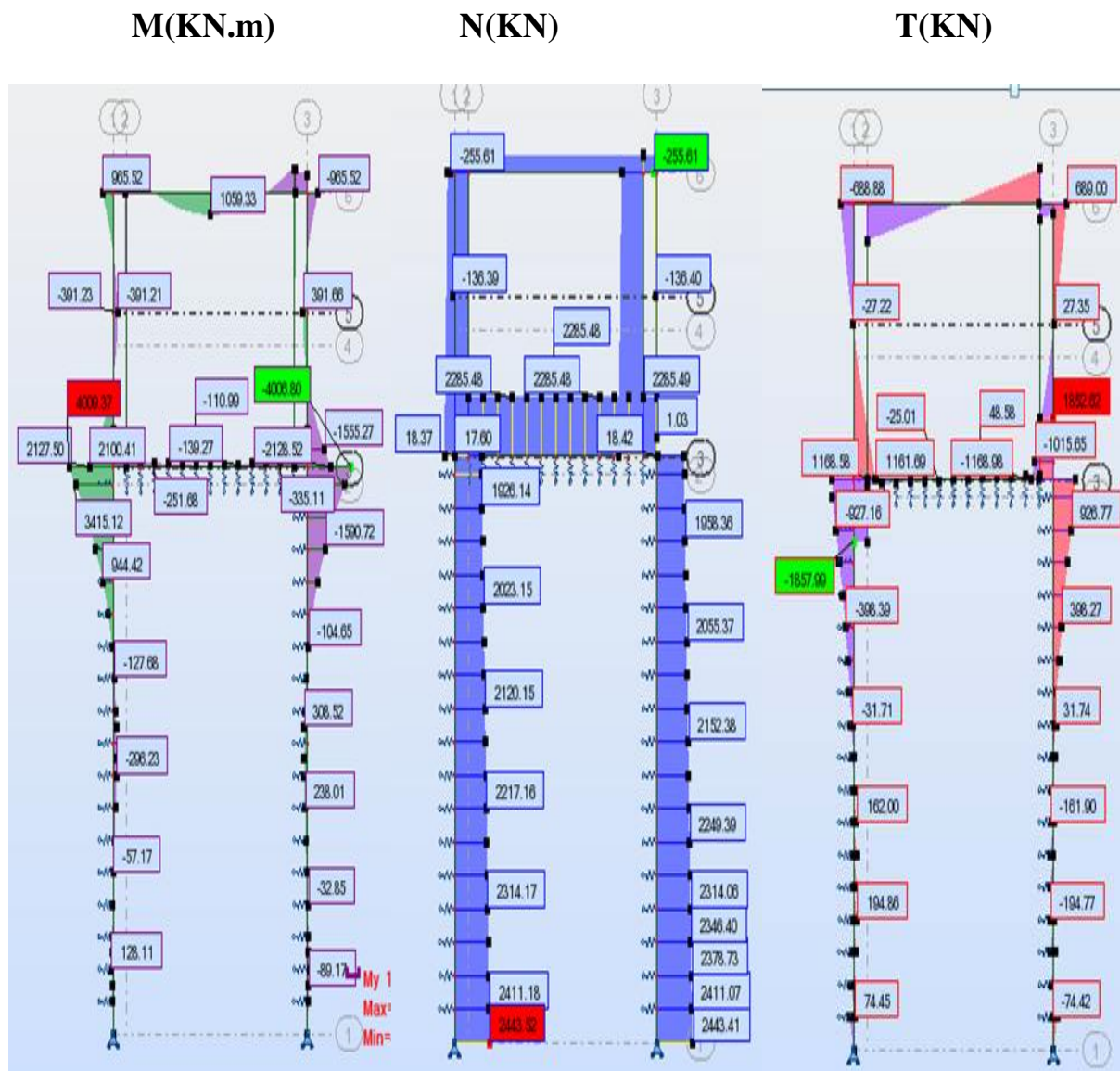
N(KN)



T(KN)

Figure VIII.B.32 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAT FINAL / ELS

Résultats obtenus à l'ELU

Figure VIII.B.33 : Diagramme $M_f(x)$ ETAT FINAL / ELU

❖ CALCUL EN SITUATION ACCIDENTELLE

Niveau de l'eau +9.6m NGA (Débit Maximum de Crue):

- Charge **C1** : Poids propre de la structure ($\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$).
- Charge **C3*** : Pression de l'eau à l'état accidentel.
- Charge **C2*** : Poussée des terres au repos.
- Charge **C4** : surcharge verticale des terres $\gamma * h$ avec : ($\gamma = \gamma' + \gamma_w$).

Combinaison : C1 + C2* + C3* + C4

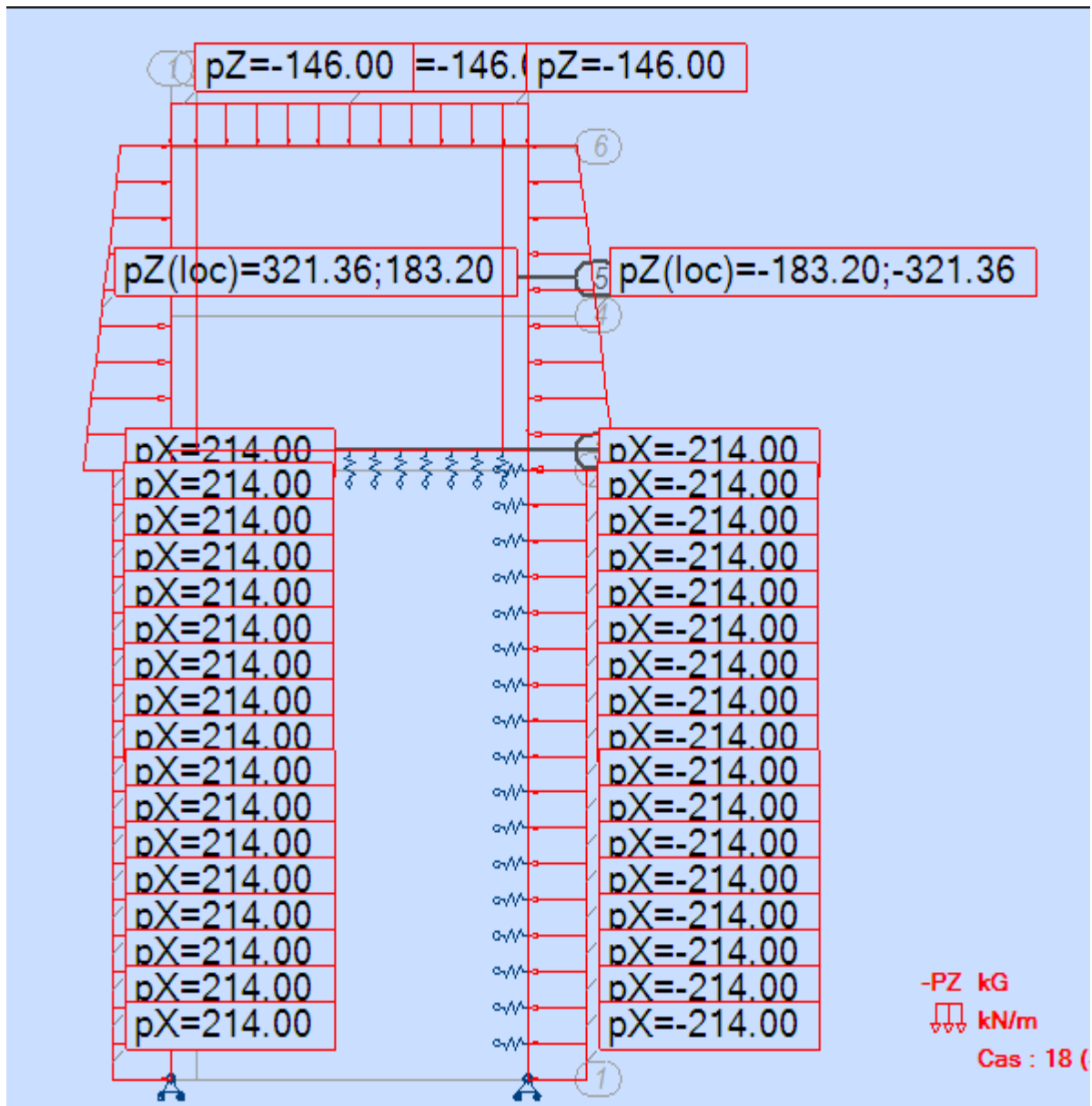


Figure VIII.B.34 : modélisation de l'Etat final / SA (Max Crue)

❖ Diagrammes des efforts N, M et T

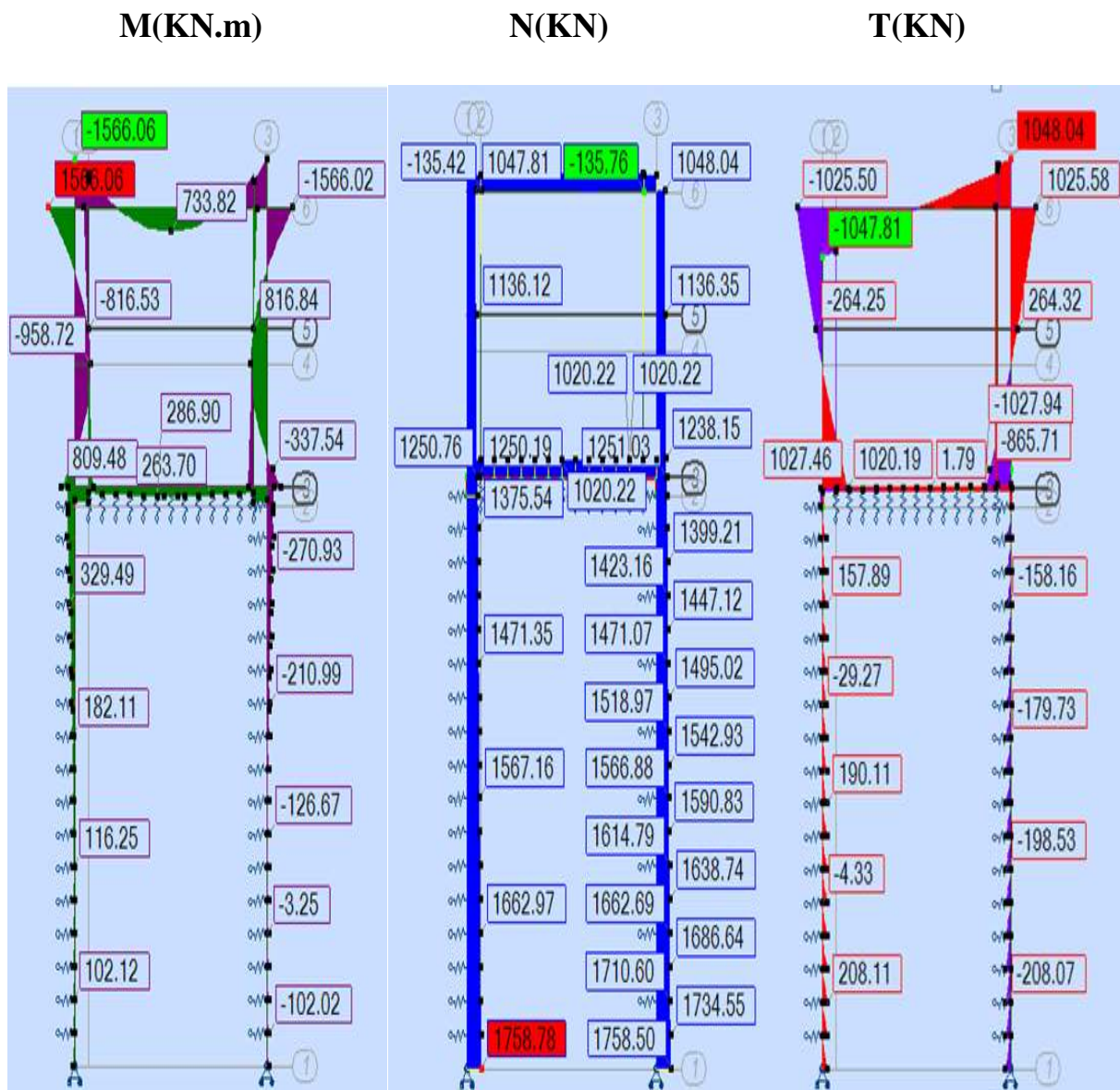


Figure VIII.B.35 : Diagramme Mf(x) ETAT FINAL / SA (Max Crue)

VIII.B.7. Pression de l'eau sur le radier

Pour avoir le moment maximum négatif exercé sur le radier, on applique sur ce dernier la poussée de l'eau dans deux cas :

1) EN PHASE FINALE

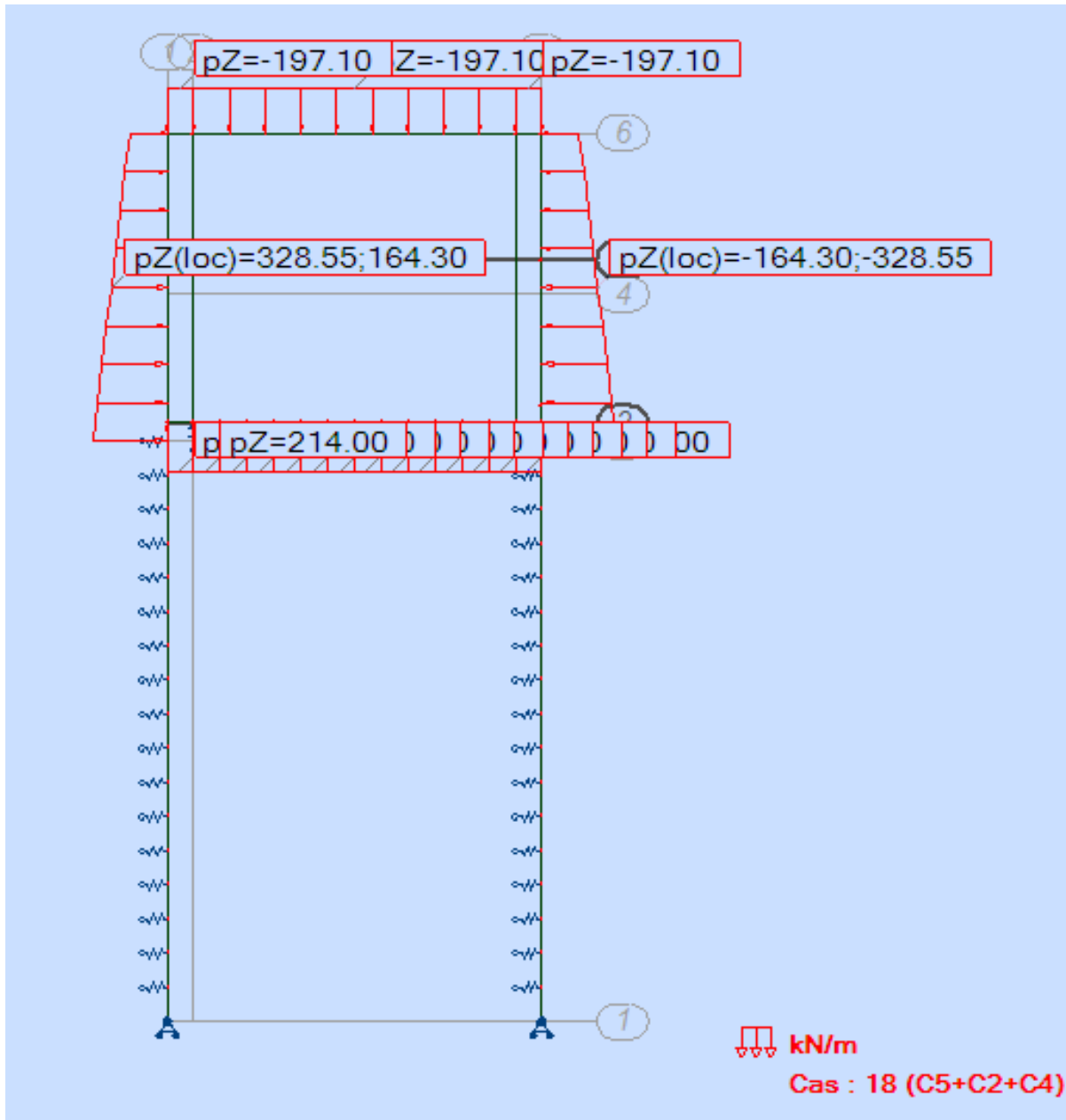


Figure VIII.B.36 : Modélisation de l'ETAT FINAL –Poussée de l'eau sur radier-

❖ Diagrammes des efforts N, M et T

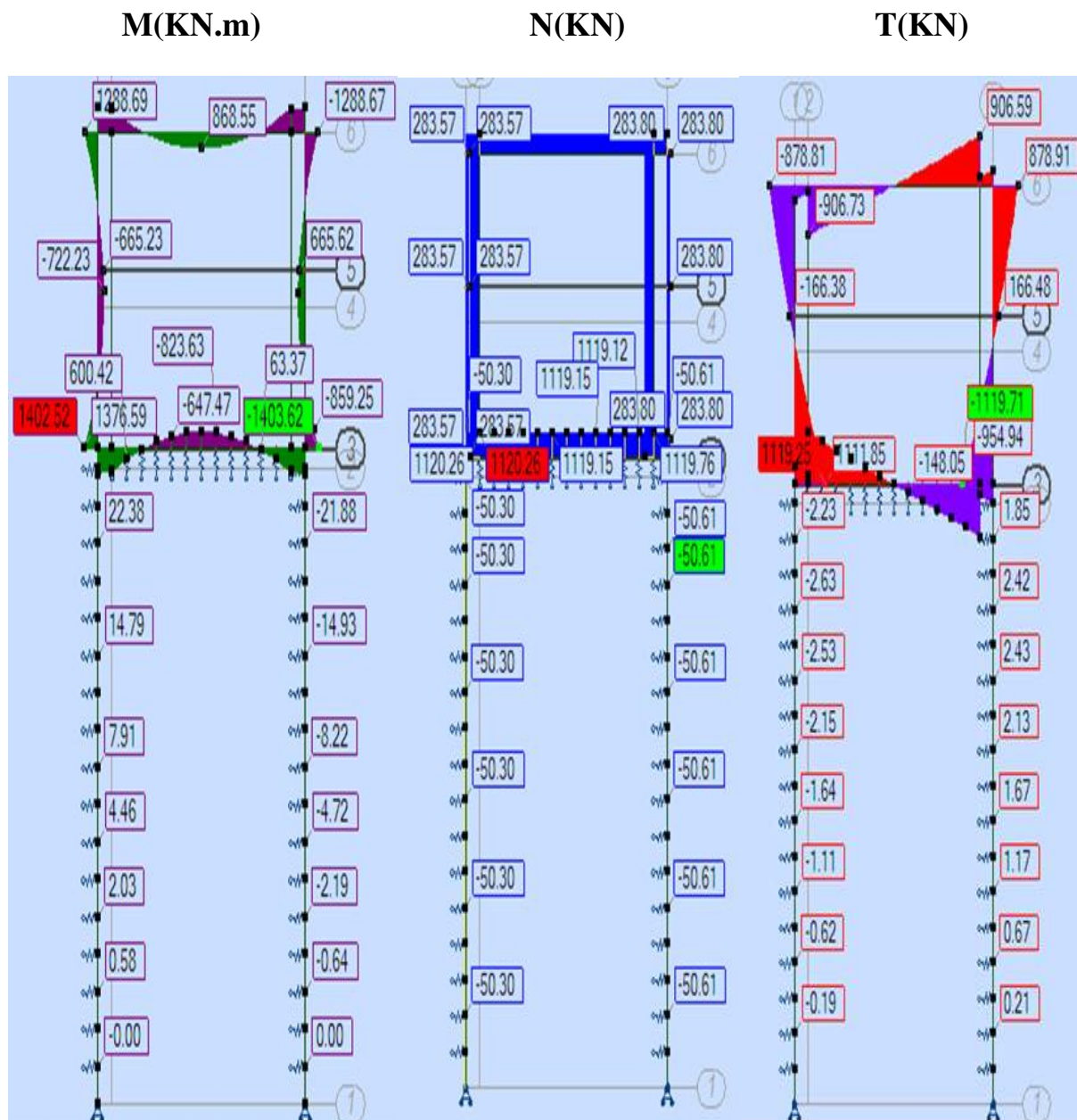


Figure VIII.B.37 : Diagramme $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ ETAT FINAL
(Pression de l'eau sur le radier)

VIII.B.8. Etat final : Charge du trafic

Le calcul se fera en tenant compte des surcharges du métro à l'ELS et à l'ELU

❖ Modélisation à l'ELS

Pour traiter le cas le plus défavorable concernant le radier, on ne prend pas en compte la surcharge verticale des terres.

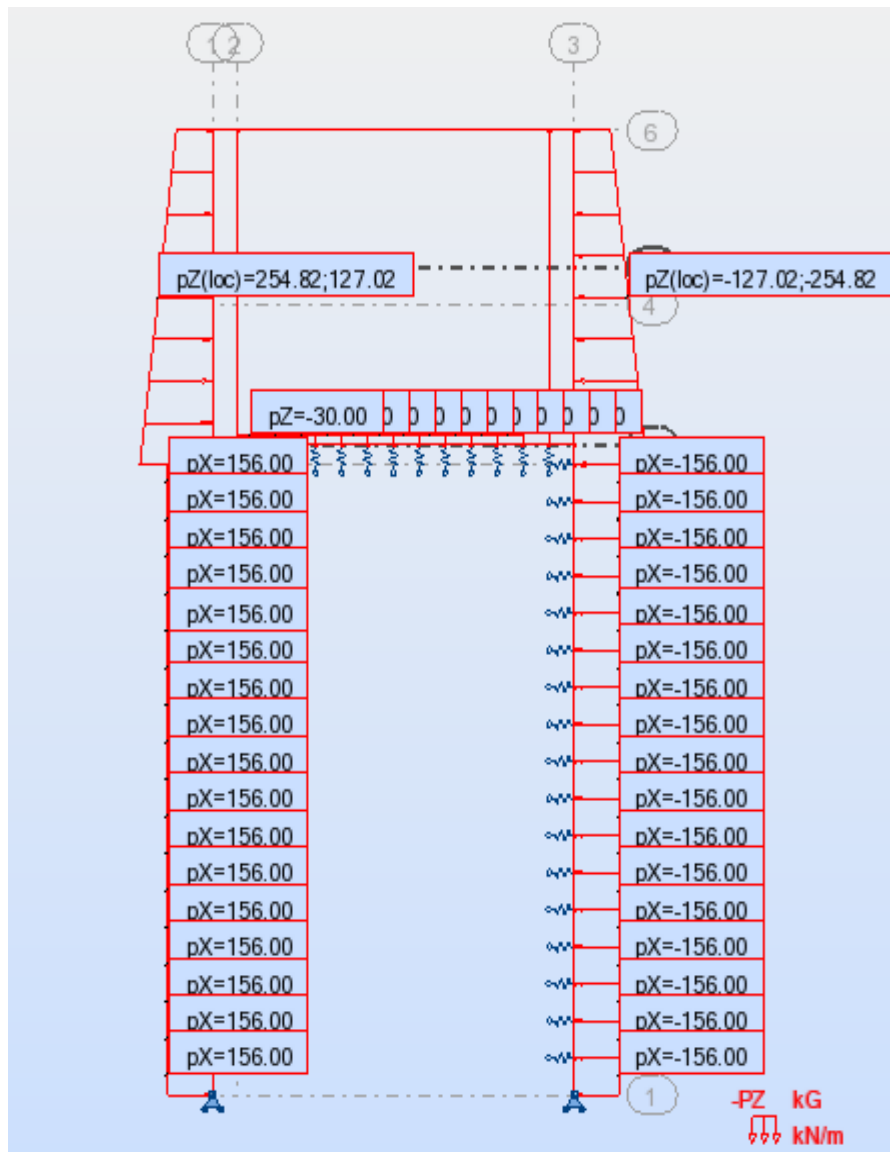
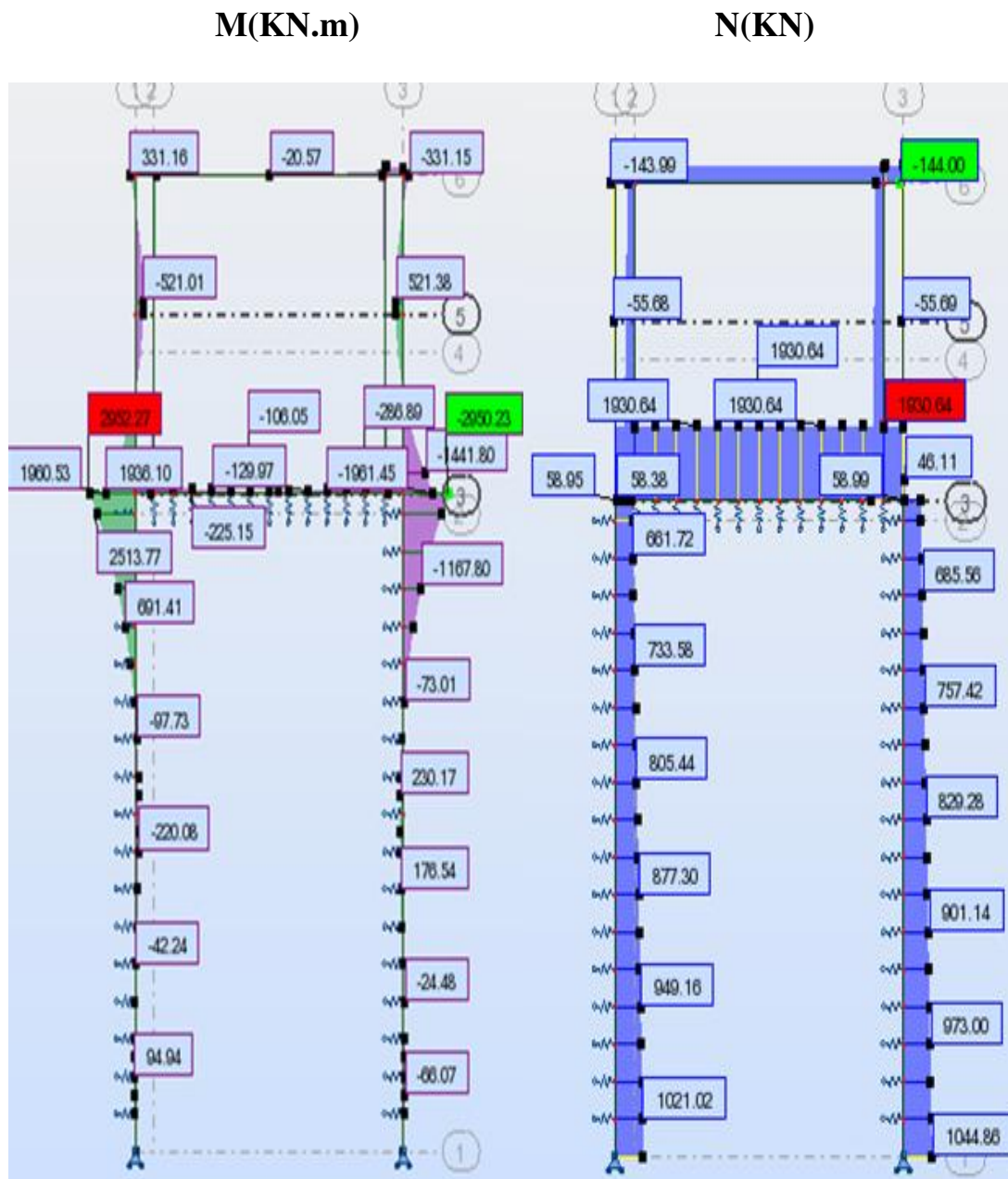
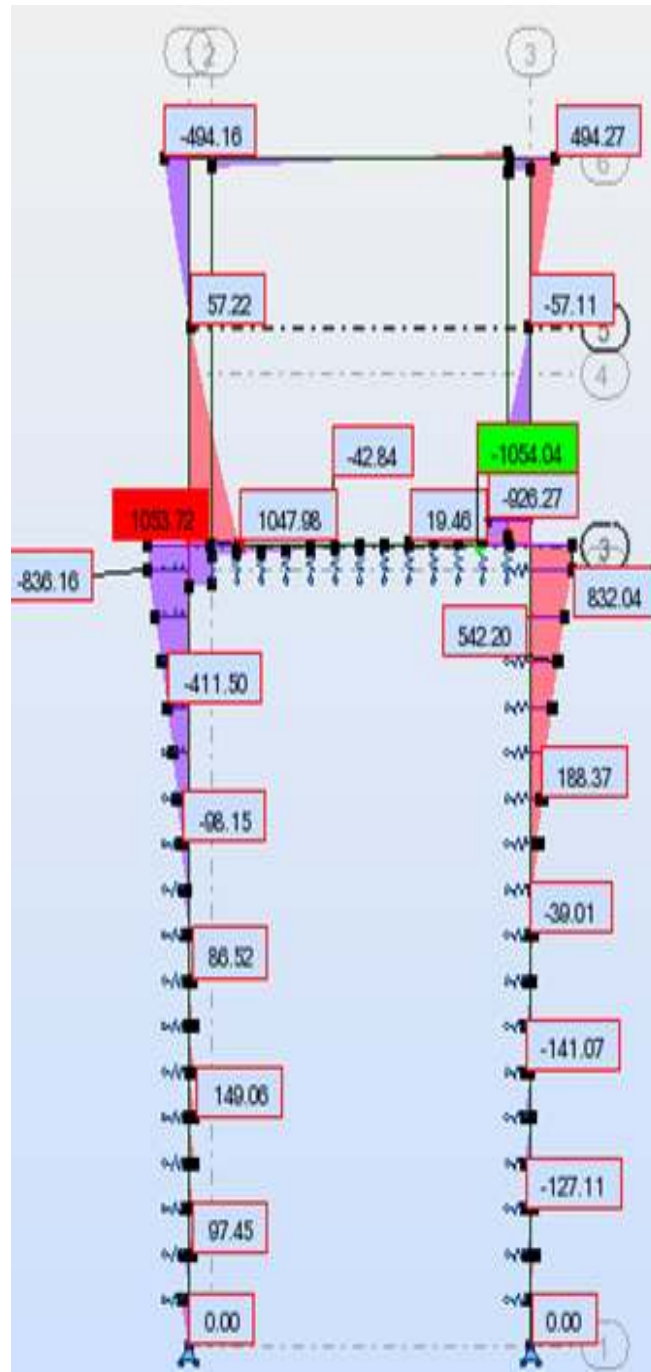


Figure VIII.B.38 : Modélisation de l'état final avec charge du trafic /ELS

Résultats obtenus à l'E.L.S



T(KN)

Figure VIII.B.39 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ / ELS

E.L.U

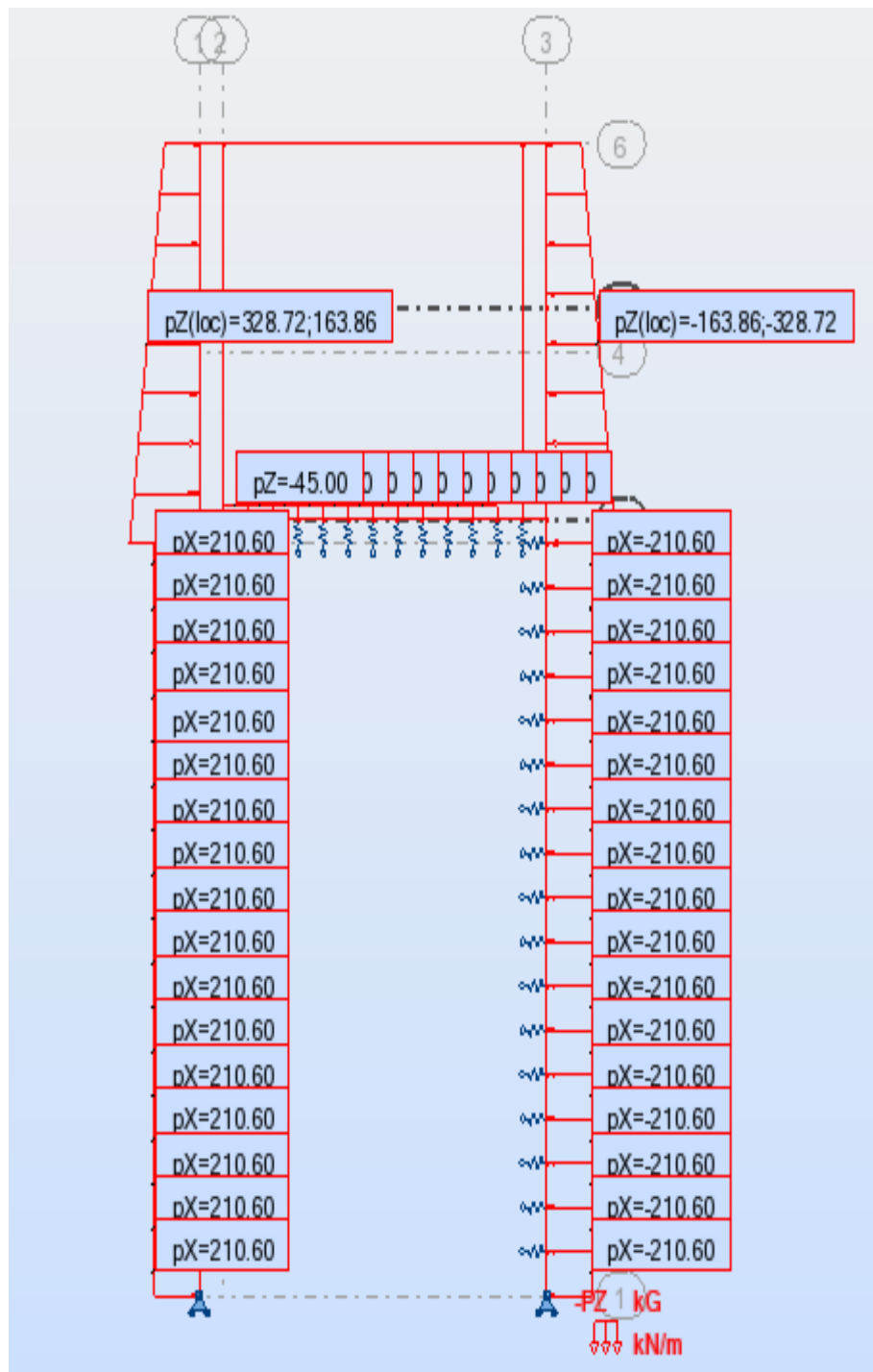


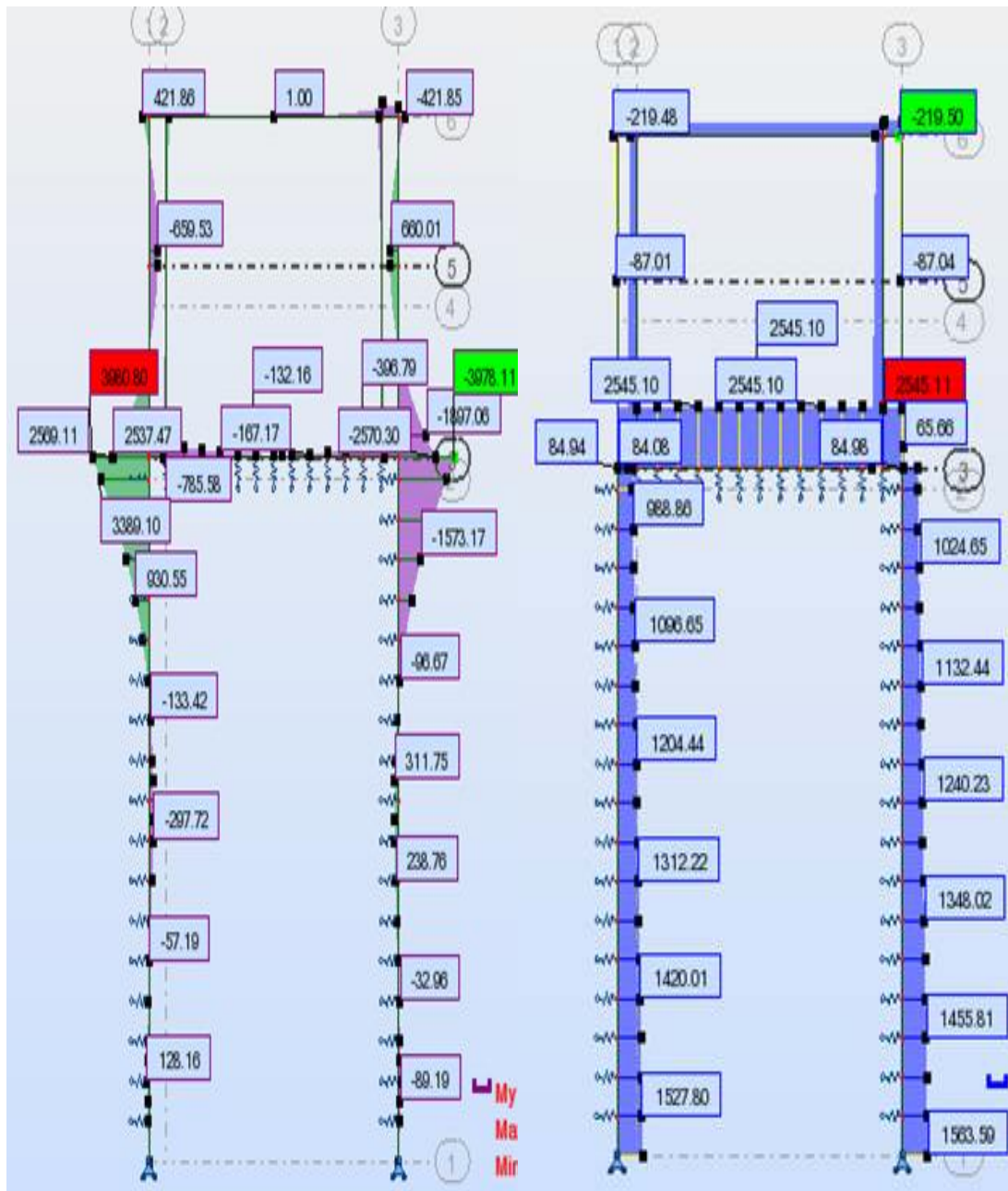
Figure VIII.B.40 : Modélisation de l'état final avec charge du trafic /ELU

Diagrammes des efforts N, M et T

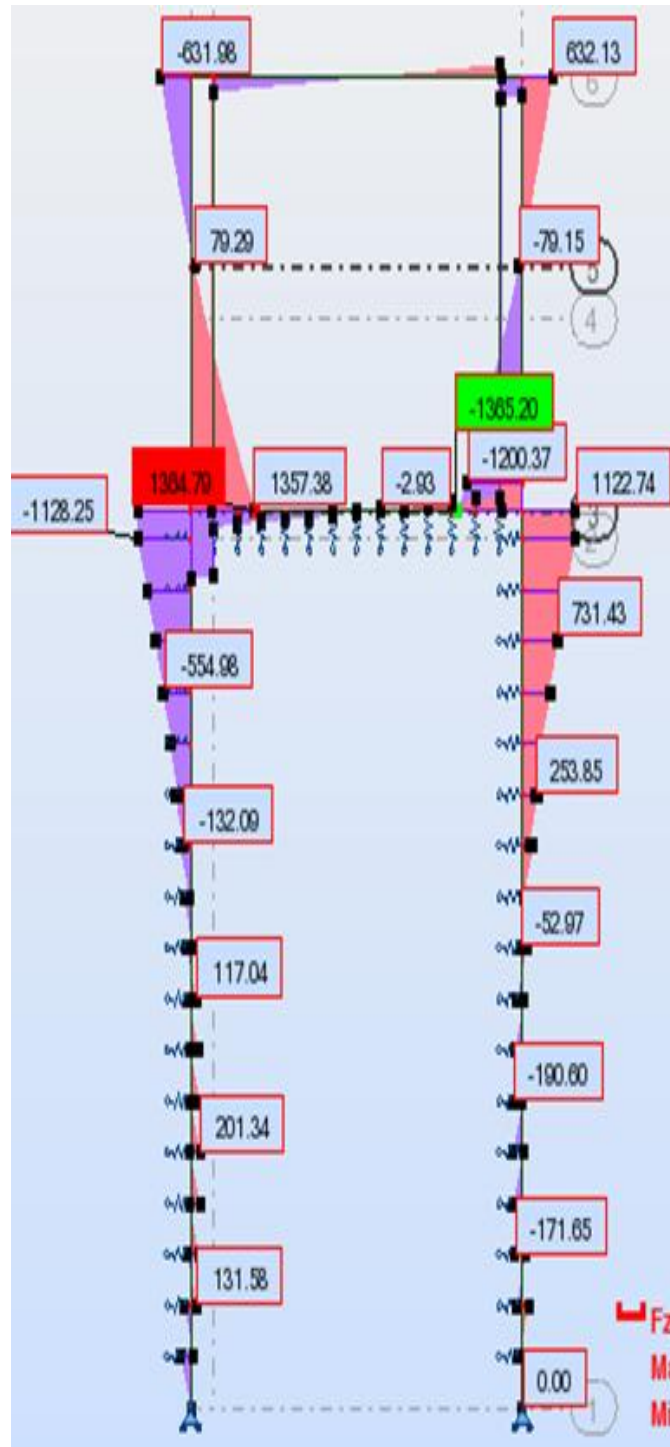
Résultats obtenus à l'ELU

M(KN.m)

N(KN)



T(KN)

Figure VIII.B.41 : Diagrammes $M_f(x)$ et $N(x)$, $T(x)$ / ELU

CHAPITRE IX

ETUDE DYNAMIQUE

IX.1. Introduction

Les vies humaines sont protégées. La définition de l'action sismique est un des points fondamentaux de l'étude des ouvrages en génie civil. Son but est assuré qu'en cas séisme :

- Les vies humaines sont protégées,
- Les dégâts sont limités,
- Les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

IX.2. Classification de l'ouvrage

On considérera **la zone sismique III** et l'ouvrage d'une grande importance d'utilisation « 1B ».

En accord avec le **RPA** (Règles parasismiques algériennes) et le **R.P.O.A** (Règle parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art) l'extension B de la ligne 1 du métro d'Alger est située dans **la zone sismique III** (sismicité très élevée),

- La valeur d'accélération sismique est de $0.3g$ ($g=9.81\text{m/s}^2$),
- Le composant vertical de séisme peut être estimé à $2/3$ de l'horizontale,
- Le sol est de classe S2 : sol de bonne résistance mécanique (site ferme),
- La structure est plongée dans le sol, le calcul est celui des structures entrées.

IX.3. Action sismique le long de l'axe du tunnel

L'action sismique le long de l'axe du tunnel est déterminée à partir des déplacements en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel.

IX.3.1. Déplacements et déformations en champ libre de la ligne matérialisant l'axe du tunnel

La figure ci-dessous représente les déplacements du terrain en champ libre et en milieu infini selon l'axe du tunnel générés par une onde de cisaillement sinusoïdale caractérisée par sa longueur d'onde L , son amplitude en déplacement D_0 et son angle d'incidence θ par rapport au tunnel.

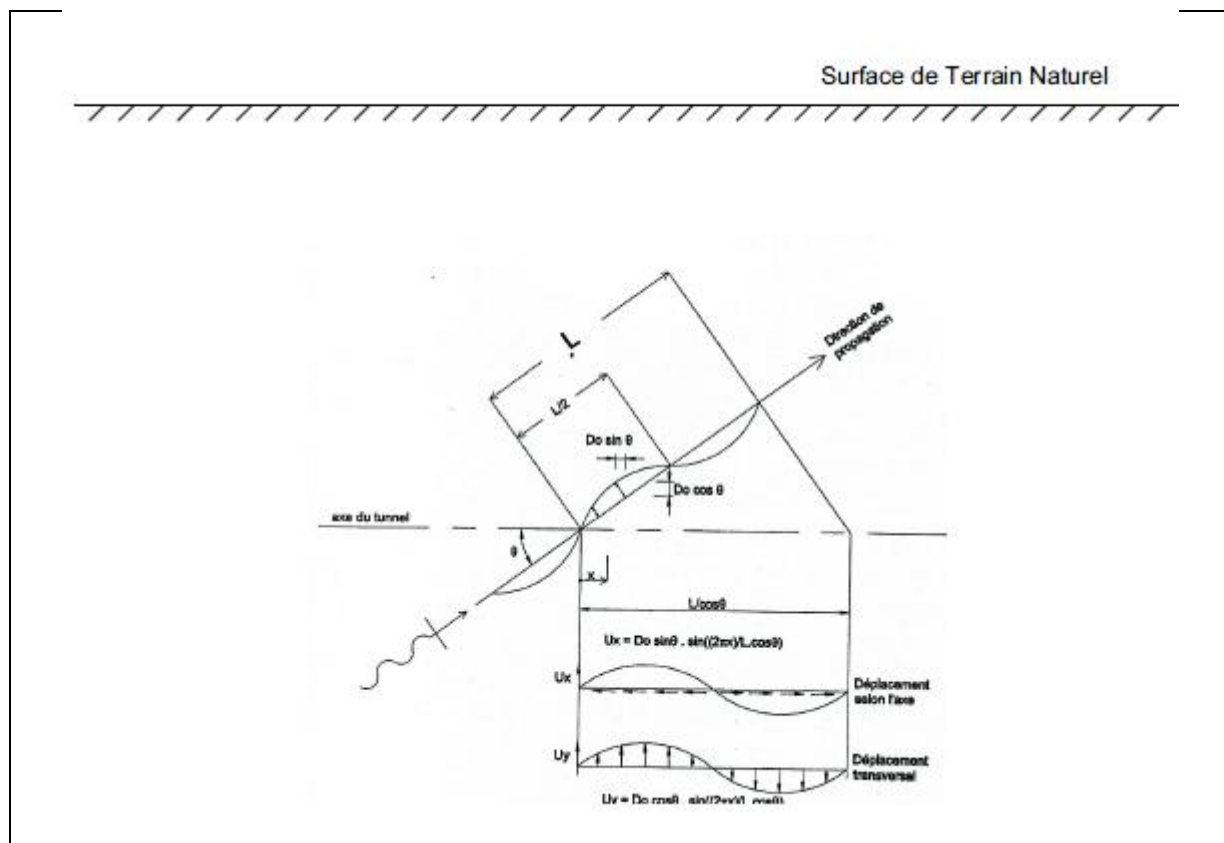


Figure IX.1: déplacement du terrain en champ libre

- **Déplacement axial (longitudinal) :** $U_l(x) = D_0 \sin \theta \sin ((2\pi x/L) \cos \theta)$
- **Déplacement transversal :** $U_t(x) = D_0 \cos \theta \sin ((2\pi x/L) \cos \theta)$

Avec :

$D_0 = A.g.D$ (Amplitude en déplacement) ; g : l'accélération de la pesanteur

θ : Angle d'incidence ; L : Longueur d'onde ; A : coefficient d'accélération de zone

$U_l(x)$: déplacement sismique longitudinal ; $U_t(x)$: déplacement sismique transversal

IX.3.2. Sollicitations induites sur le tunnel

IX.3.2.1. Cas e non prise en compte de l'interaction sol-structure

On admet dans ce cas que la déformation de l'ouvrage est identique à celle du terrain encaissant et par conséquent, peut être estimée directement à partir des formules développées en IX.3.1 donnant la formation en champ libre.

→ **Moment de flexion :**

Pour $x=L$:

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \cos^3 \theta$$

Le moment est maximal pour $x = L/4$ et $\theta = 0$:

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o$$

→ **Effort tranchant :**

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M$$

→ **Effort normal :**

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_o \sin \theta \cos \theta$$

N maximum pour $x=0$ et $\theta = \pi/4$:

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_o$$

Avec :

L (longueurs d'onde) = T (période) $\times V_s$ (vitesse de l'onde sismique)

$D_o = (T^2 / 4 \pi^2) a$; $a = 0.3$ coefficient d'accélération de la zone.

Remarque

La non prise en compte de l'interaction sol-structure correspond au cas d'un tunnel dont la structure peut être considérée comme très souple par rapport au terrain encaissant.

IX.3 .2.2. Cas de prise en compte de l'interaction sol-structure

L'interaction sol-structure est caractérisée par un coefficient de raideur longitudinal du terrain K_l et un coefficient de raideur transversal K_T

On admet que : $K_l = K_T = G$, avec G le module de cisaillement du sol

Tunnels de structure continue sur une longueur supérieure à la longueur d'onde sismique :

La détermination des sollicitations le long de l'axe du tunnel en fonction des caractéristiques de l'onde sismique revient à l'étude d'une poutre continue sur appuis élastique.

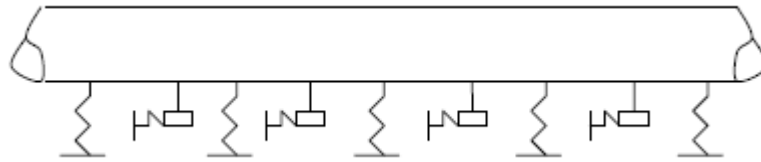


Figure IX.2 : Schématisation de l'interaction sol-structure

→ Moment de flexion :

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \frac{K_i}{EI\left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_i}$$

→ Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max}$$

→ Effort normal :

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_o \frac{K_i}{\frac{ES}{2}\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_i}$$

Avec $G_{\text{STAT}} = E_s/2(1+\nu)$

$$G_{\text{DYN}} = \gamma V_s^2$$

IX.3.2.3 Calcul des efforts M, N et T

	γ (KN/m ³)	C (KN/m ²)	ϕ (°)	E_s (MPa)	G_{stat} (MPa)	G_{DYN} (MPa)	V_s (m/s)	T (s)	L (m)	D_0
Q_M/Q_V	20	8	22	5	2.083	405	450	0.251	113.097	0.005637621

Tableau IX.1 : paramètres du site

- Application pour la dalle et le radier

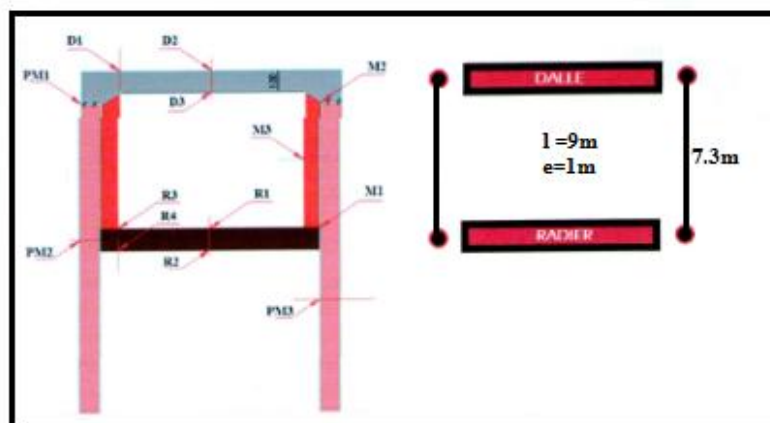


Figure IX.3: partie de la structure étudiée

$E = 30000 \text{ MPa}$ (RPOA 2008 / PARTIE III.4.3.2)

$I = 2 \times 1 \times (9^3 / 12) = 121.5 \text{ m}^4$; $A = 2 \times 9 \times 1 = 18 \text{ m}^2$

$EI = 3645000 \text{ MN.m}^2$; $EA = 540000 \text{ MN}$

- Cas de non prise en compte de l'interaction sol-structure

	M (MN.m)	M /EI	V (MN)	N (MN)	N/EA
Q_M / Q_v	63.832	$1.751 \cdot 10^{-5}$	3.546	84.407	$1.563 \cdot 10^{-4}$

Tableau IX.2: valeurs de M, N et T sans interaction sol-structure

- Cas de prise en compte de l'interaction sol-structure

Avec $G_{\text{STATIQUE}} = E_s / 2(1+\nu)$			
	M (MN. m)	V (MN)	N (MN)
Q_M / Q_v	7.264	0.403	0.210

Tableau IX.3: valeurs de M, N et T avec interaction sol-structure

Avec $G_{\text{DYNAMIQUE}} = \gamma V_s^2$			
	M (MN. m)	V (MN)	N (MN)
Q_M / Q_v	59.106	3.283	27.619

Tableau IX.4: valeurs de M, N et T avec interaction sol-structure

Remarque

Le tunnel est formé de 4 blocs séparés par des joints sismiques, il en résulte une atténuation des sollicitations maximales en fonction du rapport de la longueur entre joint à la longueur d'onde. Un espacement typique entre joint correspond à un quart de la longueur d'onde. Pour éviter un effet du séisme en direction longitudinale, l'ouvrage est séparé chaque distance $d > 20 \text{ cm}$ d'un joint de dilatation. Par conséquent chaque bloc peut se déformer sans transmettre des efforts sur l'autre.

Pour la dalle :

$$M_{\text{calculé}} = 7.388 \text{ MN.m}$$

$$V_{\text{calculé}} = 0.403 \text{ MN}$$

$$N_{\text{calculé}} = 3.452 \text{ MN}$$

$$\sigma_{\text{flexion}} = \frac{M}{I} = 24.322 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{compression}} = \frac{N}{A} = 383.555 \text{ KPa}$$

IX.4. Action sismique dans le plan de la section droite : Distorsion

Elle est produite par la distorsion du terrain encaissant sur la hauteur du tunnel sous l'effet de la propagation verticale des ondes de cisaillement.

IX.4.1. Distorsion en champ libre

Elle est calculée par les formules suivantes :

- Pour le cas d'un tunnel profond dans un sol ou une roche relativement homogène :

$$\gamma_{\max} = \frac{V_o}{V_s}$$

- Pour le cas d'un tunnel inscrit dans une couche de sol compressible homogène d'épaisseur H placée au-dessus du substratum :

$$u(z) = D_o \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$$

La distortion est donnée par la formule suivante :

$$\gamma = \frac{dU(z)}{dz} = -\frac{\pi}{2H} D_o \sin\left(\frac{\pi z}{2H}\right)$$

U(z) : déplacement relative ; Z: profondeur.

V_p : (vitesse du mouvement du terrain) $V_p = D_o \frac{2\pi}{T} \cos\left(\frac{2\pi x}{T}\right)$

V_s : (vitesse de propagation des ondes de cisaillement) $V_s = \frac{L}{T}$

$$\gamma = \frac{U(h_2) - U(h_1)}{h_2 - h_1} = \frac{\left(D_o \cos\left(\frac{\pi h_2}{2H}\right) - D_o \cos\left(\frac{\pi h_1}{2H}\right)\right)}{h_2 - h_1}$$

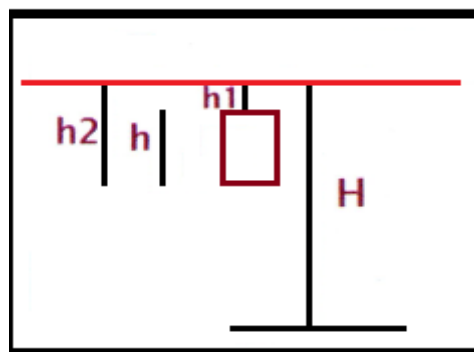


Figure IX.4: Distances caractéristiques

H= 17 m. h ₁ = 7,3m. h = 7,3 m	DISTORSION
Q_M / Q_V	0.0004333

Tableau IX.5: distorsion pour le type de sol.

$\gamma_{\max}$ obtenue pour $\frac{dy}{dz} = 0$

$$\Leftrightarrow \frac{d^2 U(z)}{dz^2} = -\frac{\pi^2}{4H^2} \cos\left(\frac{\pi z}{2H}\right) = 0 \Rightarrow z = H$$

Avec : $H = \frac{L}{4}$ et $D_0 = \frac{a T^2}{4\pi^2}$

$$\gamma_{MAX} = -\frac{\pi}{2H} D_0$$

Par remplacement on obtient :

$$\gamma_{MAX} = \frac{T a}{2\pi V_S}$$

Donc : $\gamma_{MAX} = 0.00164$

IX.5. Analyse du séisme transversal avec la méthode : « Free-Field racking déformation »

IX.5.1. Rigidité horizontale de la structure

Pour déterminer la déformation due au séisme on a besoin de savoir la force, qui déforme la station pour un mètre en direction horizontal.

Alors on Change le système :

Pour le radier on remplace les ressorts avec d'autre qui ont une rigidité très fort (4 x la rigidité pour tenir en compte l'effet de chargement rapide) ; pour les parois moulées on enlève les ressorts horizontales.

La rigidité de la structure est déterminée à partir du déplacement engendré par l'application d'une force unitaire $F = 1000 \text{ KN}$ en haut de l'ouvrage.

$$K \text{ (KN/m/ml)} = \frac{F}{u}$$

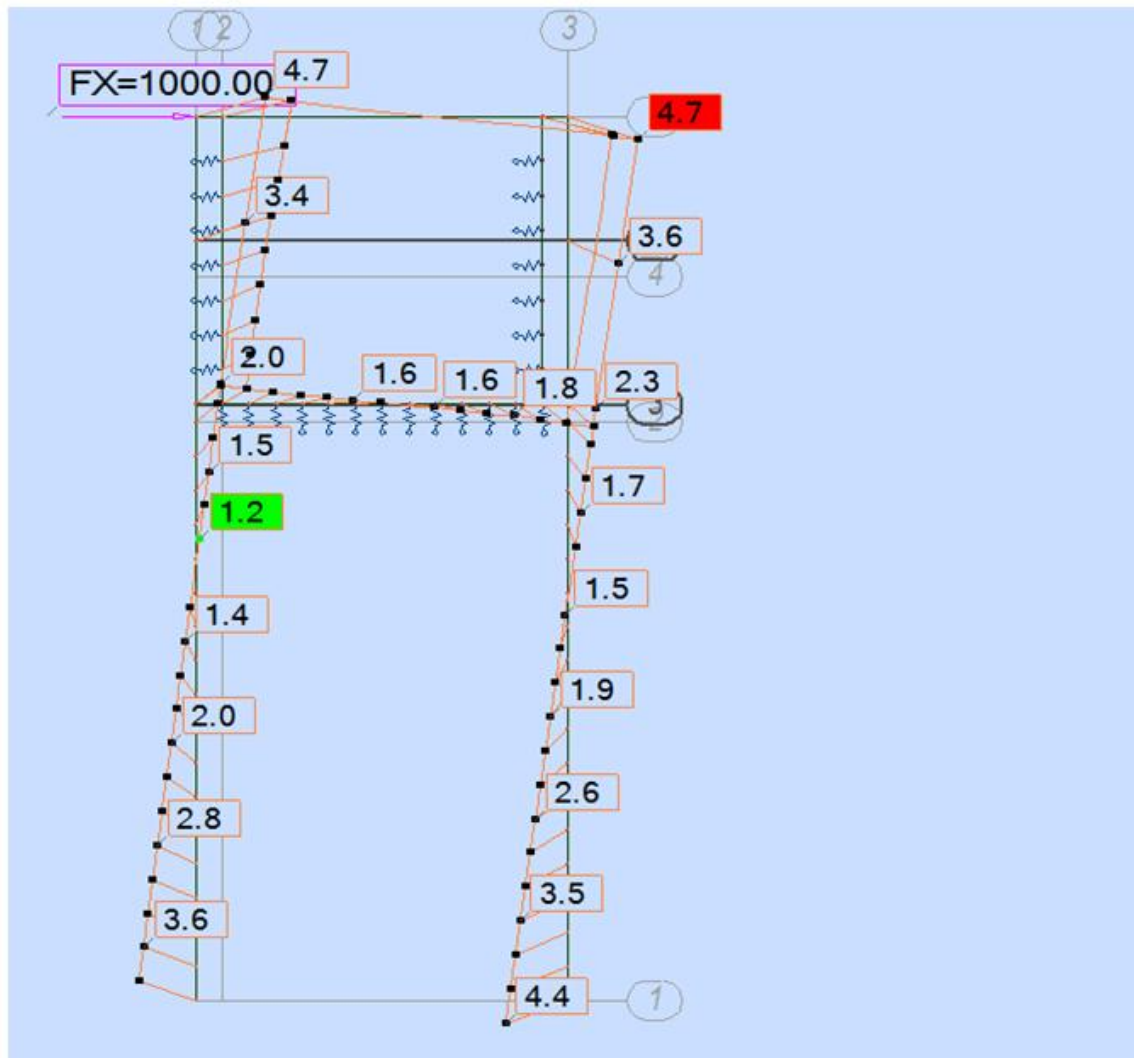


Figure IX.5: Détermination de la rigidité de la structure

$$K = \frac{F}{u} = \frac{1000}{0.0112} = 89.3 \text{ MN/m/ml}$$

IX.5.2. Déformation due au séisme

La déformation réelle de la structure calculée par la méthode « **Free-Field raking déformation** »

Ou bien « **déformation extrême en champ libre** » est obtenue sans prendre en compte l'interaction sol-structure.

IX.5.2.1. Calcul des différents paramètres sismiques

⇒ **H= 7.3 m** hauteur du terrain au-dessus de la dalle.

⇒ **Calcul de V_P (vitesse des particules)**

$$V_P = R_V \cdot A$$

R_V : rapport entre le pic (maximum) de la vitesse et l'accélération des particules à la surface du sol : d'après la **figure (IX.6)** **$R = 140 \text{ cm/s}$**

$A = 0.3$ (Coefficient de l'accélération sismique horizontale)

$Q_M / Q_v: V_s = 450 \text{ m/s}$

On obtient: $V_p = 140 \times 10^{-2} \times 0.3 = 0.42 \text{ m/s}$

Table 2

Ration of peak ground velocity to peak ground acceleration at surface in rock and soil (after Power et al., 1996)

Moment Magnitude (M_w)	Ration of peak ground velocity (cm/s) to peak ground acceleration (g) Source-to-site distance (m)		
	0-20	20-50	50-100
Rock ^a			
6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
Stiff soil ^a			
6.5	94	102	109
7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
Soft soil ^a			
6.5	140	132	142
7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

In this table, the sediment types represent the following shear wave velocity ranges:

Rock $\geq 750 \text{ m/s}$

Stiff soil is 200-750 m/s

Soft soil < 200 m/s

The relationship between peak ground velocity and peak ground acceleration is certain in soft soils.

Figure IX.6: Détermination du rapport entre la vitesse et l'accélération maximale des particules à la surface du sol

⇒ Calcul de $\gamma_{\max}$ « Max free-field shear strain of sub-strata »

$$\gamma_{\max} = \frac{V_p}{C_m}$$

Tel que :

$$C_m = \sqrt{\frac{G_M}{\gamma}}$$

G_M : module de cisaillement effectif du substratum

$$G_M = 150 \text{ MN/m}^2$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad ; \quad \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 = 2000 \text{ Kg/m}^3$$

On aura donc :

$$C_m = \sqrt{\frac{14715 \times 9.81 \times 10^4}{2000}} = 271.25 \text{ m/s}$$

$$\gamma_{\max} = \frac{0.42}{271.25} = 0.00155$$

⇒ Calcul de $d_{\max}$ « free-field deflection »

$$d_{\max} = H \times \gamma_{\max}$$

H : Hauteur du terrain au-dessus de la dalle

H(m)	$d_{\max}$ (mm)
7.3	11.31

Tableau IX.6 : résultat de $d_{\max}$

⇒ Calcul du coefficient de flexibilité « F »

$$F = \frac{W \times G_M}{K \times H}$$

K : Rigidité de la structure pour déterminée plus haut

W : largeur du système statique (1m)

$$F = \frac{150 \times 1}{89.3 \times 7.3} = 0.23$$

⇒ Calcul du coefficient de déformation R

À partir du coefficient de flexibilité F et à l'aide d'un abaque on détermine le coefficient de déformation R donnant le rapport suivant :

$$R = \frac{\text{Déformation réelle de la structure}}{\text{Free-Field deflexion}}$$

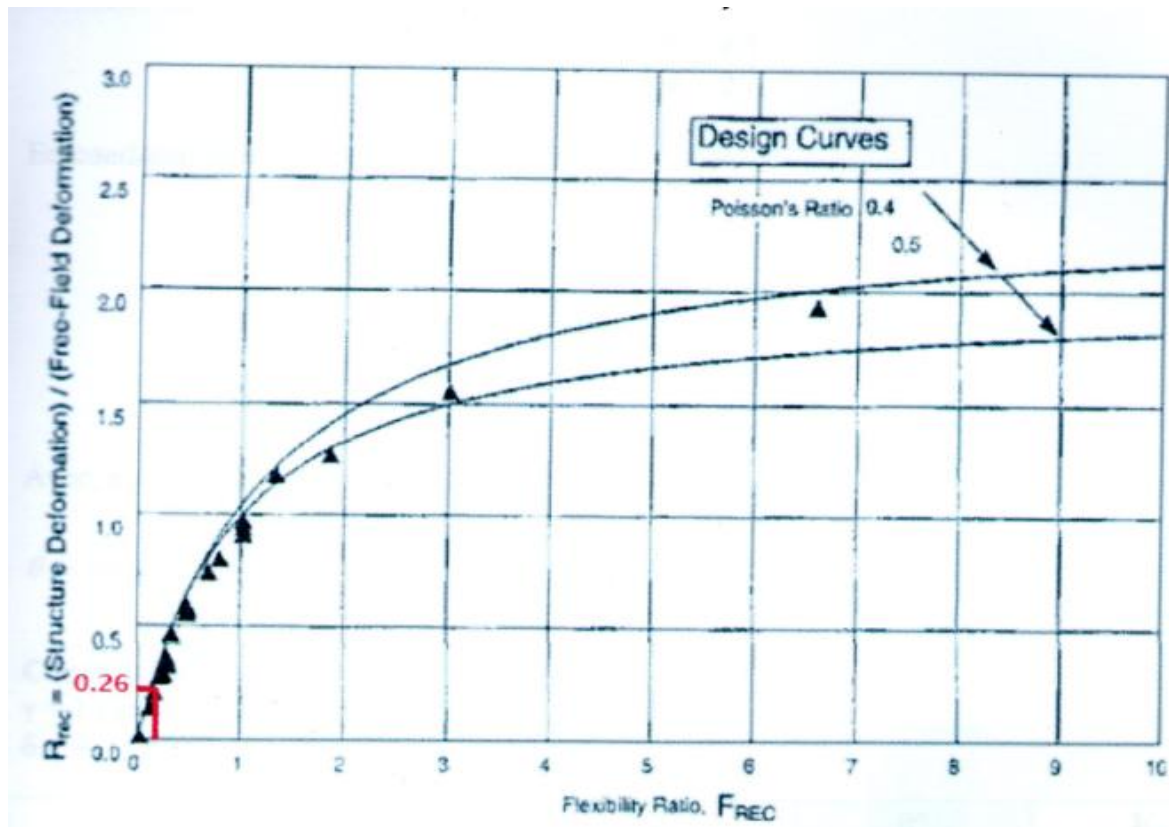


Figure IX.7: Abaque donnant le coefficient de déformation R

Nous déduisons de l'abaque la valeur suivante : $R = 0.26$

⇒ **Déformation réelle de la structure « d_s »**

$$d_s = R \times d_{\max} = 0.26 \times 11.31 = 2.94 \text{ mm}$$

⇒ **Force sismique appliquée sur la structure**

$$K = \frac{F_1}{U_1} = \frac{F_2}{U_2} \Rightarrow F_2 = \frac{U_2 \times F_1}{U_1} = \frac{1000 \times 2.94}{11.31} = 259.95 \text{ kN}$$

IX.6. Calcul des poussées dynamique des terres

« méthode de Mononobé – Okabé »

Calcul du coefficient K_a

En condition normale :

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

En condition sismique :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta - \cos \beta}} \right]^2}$$

Avec: $\varepsilon_H = 0.3$; $\varepsilon_V = 0.3 \times \varepsilon_H = 0.1$

$$\theta = \arctg \frac{\varepsilon_H}{1 \pm \varepsilon_V}$$

Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 2 \text{ t/m}^3 \quad \Phi = 22^\circ$$

$$\delta = 0 \quad \beta = 0$$

	ϵ_H	ϵ_V	θ°	K_a
S.D.T	0	0	0	0.408
S.A(S.H)	0.3	0	11.309	1.327
S.A($\downarrow$SV)	0	0.1	0	0.455
S.A($\uparrow$SV)	0	-0.1	0	0.455
S.A(SH+SV$\downarrow$)	0.3	0.1	10.685	1.280
S.A(SH+SV$\uparrow$)	0.3	-0.1	12.011	1.385

Tableau IX.7: Récapitulatif des coefficients de poussée

IX.6.1.Chargement de la structure : cas de séisme

Le système est chargé avec :

- ✓ La force du séisme calculée plus haut.
- ✓ La poussée des terres dynamiques.
- ✓ La poussée de l'eau dynamique.

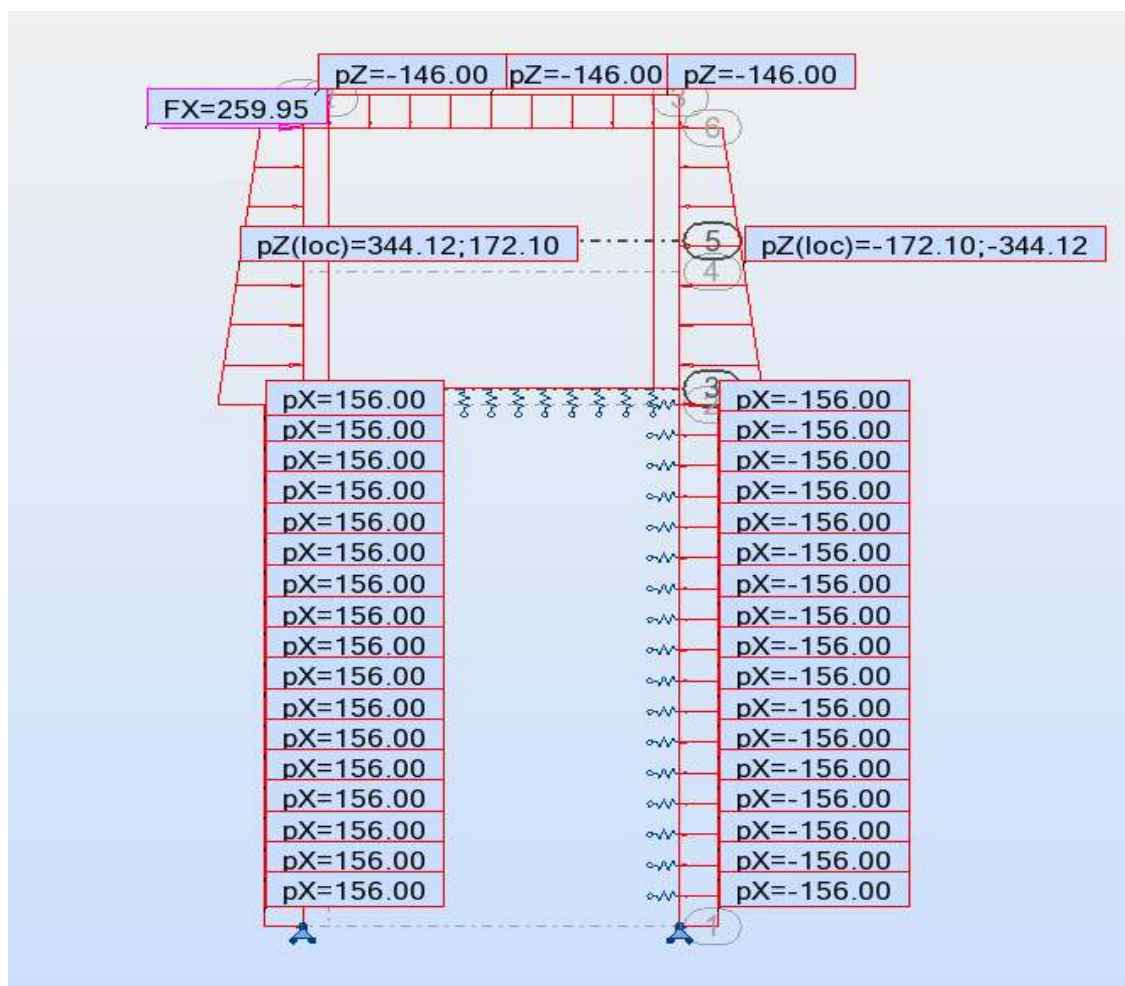


Figure IX.8: Chargement et modélisation de la structure cas de séisme

Les combinaisons :

Superposition des cas de charge pour le cas de séisme :

La combinaison d'action à considérer pour la détermination des sollicitations :

$G+F_s$ tel que :

G : charges permanentes

F_s : l'action sismique calculée comme indiquée au paragraphe IX.5.

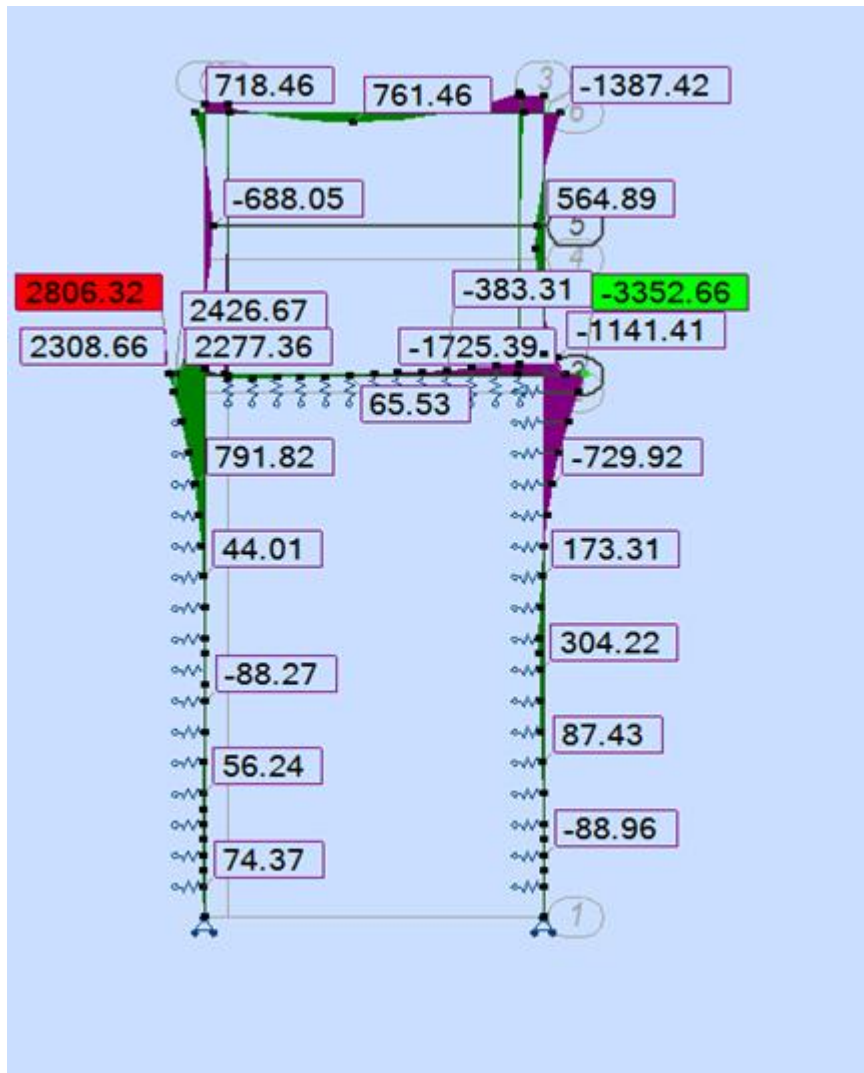


Figure IX.9: Diagramme $M_f(x)$ cas de séisme

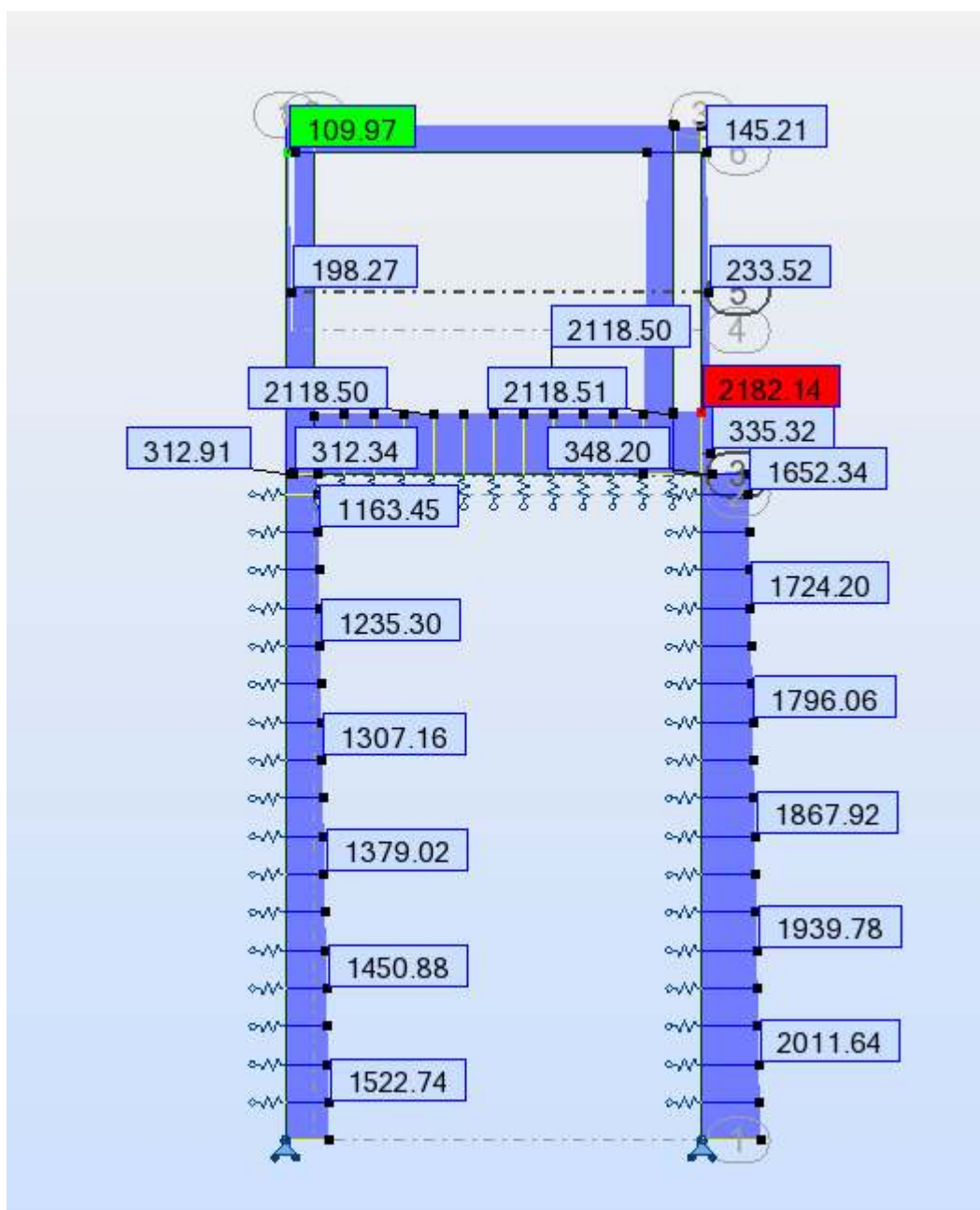


Figure IX.10: Diagramme $N(x)$ cas de séisme

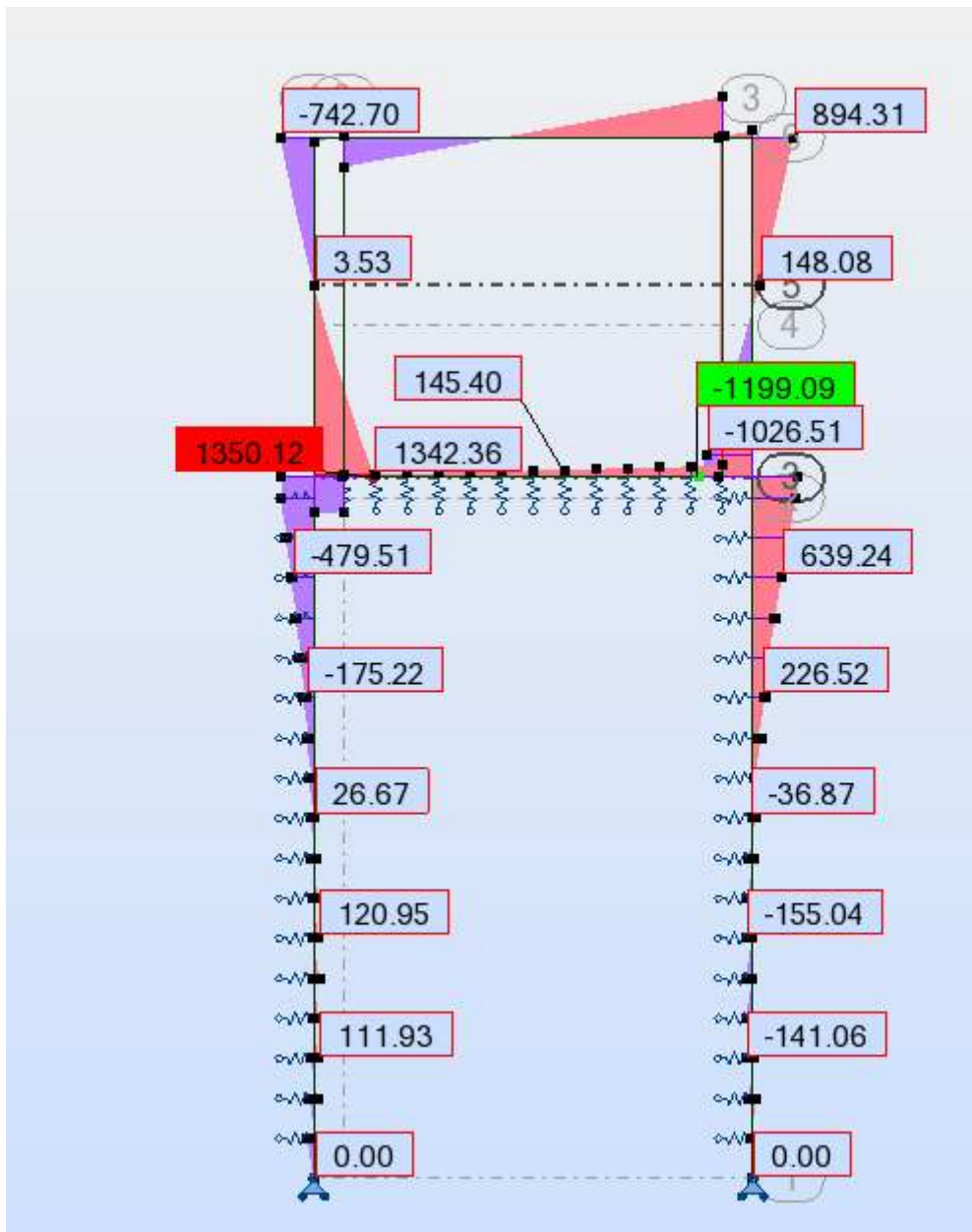


Figure IX.11: Diagramme $T(x)$ cas de séisme

IX.6.2.Vérification de la force verticale à cause du séisme

Superposition de cas du séisme < Superposition en ELU

$$1G+1Q+ 1.2G < 1.35G+1.5Q+1.35G$$

IX.7.Conclusion

D'après ces résultats on a constaté que la Superposition cas du séisme n'est pas déterminante pour le dimensionnement

CHAPITRE X
FERRAILLAGE DES
ELEMENTS
STRUCTURAUX

Le calcul du ferrailage se fait selon l'organigramme du règlement BAEL voir annexe

X.1. Ferrailage de la dalle

Donnée: $h=100$ cm $b=100$ cm $d=90$ cm $d'=10$ cm
 $F_{C28}=30$ MPA $F_{t28}=2.4$ MPA acier Fe E400 Fissuration Préjudiciable

- En travée

Flexion simple à l'E.L.U	Dalle (en travée)
M_U (KN.m)	888.67
M_{ser} (KN.m)	573.17
F_{bu} (MPa)	17
μ	$0.064 < 0.186$ OUI
α	0.08
$Z(m)$	0.87
$\epsilon_s (10^{-3})$	10
σ_s (MPa)	348
A_s (cm ²)	29.35

Flexion simple à l'E.L.S	Dalle en travée
$Y(m)$	0.5
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	215.56
$x(m)$	0.27
$Z(m)$	0.81
A_{st} (cm ²)	32.82

Tableau X.1: Calcul à l'ELU et l'ELS en travée de la dalle

Le choix des barres : $8HA25 = 39.27$ cm²

- Sur appui

Flexion simple à l'E.L.U	Dalle sur appui
M_U (KN.m)	3050.6
M_{ser} (KN.m)	2344.81
F_{bu} (MPa)	17
μ	$0.221 < 0.186$ NON
α_c	0.31
$Z(m)$	0.78
$\epsilon_s (10^{-3})$	9.96
σ_s (MPa)	348
$\epsilon'_s (10^{-3})$	2
σ'_s (MPa)	348
M_c (kN.m)	2567.47
A'_s (cm ²)	17.35
A_s (cm ²)	111.19

Flexion simple à l'E.L.S	Dalle en travée
Y(m)	0.5
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	215.56
x(m)	0.49
Z(m)	0.75
A_{st} (cm ²)	145.03

Tableau X.2: Calcul à l'ELU et l'ELS sur appui de la dalle

Le choix des barres : 8HA32 + 8 HA20 = 153.812 cm²

a) **Armatures d'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1.4964 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \text{ limite} = \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \tau_u \quad \text{la condition est vérifiée}$$

b) **Pourcentage minimal d'armatures transversales**

Il faut vérifier que :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

- Diamètre des aciers transversaux :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{3} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right) \quad ; \quad \phi_T \leq \min (0.028 ; 0.1 ; \phi_L)$$

$$\phi_T \leq 0.028 \text{ m} \quad ; \quad \phi_T = 25 \text{ mm}$$

- Vérification de la contrainte de compression dans chacun des bielles

$$\sigma_{bc} = \frac{2|V_u|}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 2.8 \text{ MPa} \leq 16 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

- Règle de Caquot

$$S_t = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{S_t}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{2} = 5.75 \text{ m}$$

Soit n=6 (l'entrer la plus proche)

Espacement :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e} \quad ; \quad A_T \geq 9.92 \text{ cm}$$

Le choix des armatures : $8HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$

$$V_U \leq \frac{(0.9 f_{ed} A_t)}{\gamma_s S_t} + 0.3 f_{tj} b_0 d K \quad ; \quad V_U \leq 1.51 \quad \text{Vérifier}$$

On a: $b - n\phi - 2c - n_t \phi_t = (n - 1)x \quad ; \quad x = 74.8 \text{ mm}$

$e_h \geq \text{Max} \{\phi, 1.5 C_g\} \quad ; \quad e_h \geq 37.5 \text{ mm}$

X.2. Ferrailage du radier

Données-Section: $h=100 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$ $d=90 \text{ cm}$ $d'=10 \text{ cm}$

$F_{C28}=30 \text{ MPA}$ $F_{t28}=2.4 \text{ MPA}$ acier Fe E400 $\text{Fissuration Préjudiciable}$

On a :

- **Sur appui**

Flexion simple à l'E.L.U	Radier (sur appui)
$M_U \text{ (KN.m)}$	1821.40
$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	1402.52
$F_{bu} \text{ (MPa)}$	17
μ	$0.132 < 0.186$ OUI
$\alpha (10^{-3})$	0.177
$Z \text{ (m)}$	0.83
ϵ_s	10×10^{-3}
$\sigma_s \text{ (MPa)}$	348
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	63.05

Flexion simple à l'E.L.S	Radier (sur appui)
$Y \text{ (m)}$	0.5
$\bar{\sigma}_{st} \text{ (MPa)}$	215.56
$x \text{ (m)}$	0.40
$Z \text{ (m)}$	0.78
$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	83.41

Tableau X.3: Calcul à l'ELU et l'ELS sur appui Du radier

Le choix des barres : $8HA32 + 8HA20 = 89.47 \text{ cm}^2$

- En travée

Flexion simple à l'E.L.U	Radier (sur appui)
M_U (KN.m)	1120.11
M_{ser} (KN.m)	647.47
F_{bu} (MPa)	17
μ	$0.083 < 0.186$ OUI
α	0.105
Z (m)	0.86
ϵ_s (10^{-3})	10×10^{-3}
σ_s (MPa)	348
A_s (cm ²)	37.42

Flexion simple à l'E.L.S	Radier (sur appui)
Y (m)	0.5
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	215.56
x (m)	0.29
Z (m)	0.81
A_{st} (cm ²)	37.08

Tableau X.4 : Calcul à l'ELU et l'ELS en travée Du radier

Le choix des barres : 8HA25= 39.26 cm²

a) Armatures d'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 1.60293 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limite}} = \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{tj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u < \tau_u \quad \text{la condition est vérifiée}$$

b) Pourcentage minimal d'armatures transversales

Il faut vérifier que :

$$St = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm ok}$$

- Diamètre des aciers transversaux :

$$\phi_T \leq \min \left(\frac{h}{3} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_L \right) \quad ; \quad \phi_T \leq \min (0.028 ; 0.1 ; \phi_L)$$

$$\phi_T \leq 0.028 \text{ m} \quad ; \quad \phi_T = 25 \text{ mm}$$

- Vérification de la contrainte de compression dans chacun des bielles

$$\sigma_{bc} = \frac{2|V_U|}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 2.21 \text{ MPa} \leq 16 \text{ MPa ok}$$

- Règle de Caquot

$$S_t = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{S_t}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{2} = 5.75 \text{ m}$$

Soit $n=6$ (l'entrer la plus proche)

Espacement :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj,k})}{0.9 f_e} ; \quad A_T \geq 9.92 \text{ cm}$$

Le choix des armatures : $8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2$

$$V_U \leq \frac{(0.9 f_{ed} A_t)}{\gamma_s S_t} + 0.3 f_{tj} b_0 d \text{ K} ; \quad V_U \leq 1.51 \text{ Vérifier}$$

$$\text{On a: } b - n\phi - 2c - n_t \phi_t = (n - 1)x ; \quad x = 74.8 \text{ mm}$$

$$e_h \geq \text{Max} \{ \phi, 1.5 C_g \} ; \quad e_h \geq 37.5 \text{ mm Vérifier}$$

X.3. Ferrailage des parois moulées

Données : Section $h=100 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$ $d=90 \text{ cm}$ $d'=10 \text{ cm}$ $L_{\text{PAROI}} = 23.7 \text{ m}$
 $F_{C28}=30 \text{ MPA}$ $F_{t28}=2.4 \text{ MPA}$ acier Fe E400 $\text{Fissuration Préjudiciable}$

$$M_U = 4009.37 \text{ KN.m} \quad M_{\text{ser}} = 2996.21 \text{ KN.m} \quad N_U = 2443.52 \text{ KN}$$

Flexion simple / ELU	Resultats
A (C.N.F) [cm^2/ml]	12.42
M_u [KN.m/ml]	4009.37
f_{bu} [MPa]	17
μ	0.291
$\mu > 0.186$	Pivot B
$\rho_M = M_u / M_{\text{ser}}$	1.338
μc	0.306
α	0.442
$\epsilon_s (10^{-3}) = (0.0035) ((1-\alpha)/\alpha)$	4.418
Z(m)	0.741
σ_s [MPa]	348
A_s [cm^2/ml]	155.5

Flexion composée/SPC	Resultats
M_u^* [KN.m/ml]	5060.53
M_{UA} [KN.m/ml]	6037.94
μ	0.458
$\mu > 0,186?$	OUI/Pivot B
M_{ser}^* [KN.m/ml]	3775.94
M_{serA} [KN.m/ml]	4499.3
$\rho_M = M_u / M_{ser}$	1.35
μ	0.306
α	0.471
$\epsilon_s (10^{-3}) = (3.5) ((1-\alpha)/\alpha)$	3.930
$Z(m)$	0.730
$\sigma_s [MPa]$	348
A_s^{FS} [cm ² /ml]	230.76
A_s' [cm ² /ml]	72.12
$A_s^{FC} = A_s^{FS} - N_u / \sigma_s$	160.54

Tableau X.5: Calcul du ferrailage de la paroi moulée

Le choix des armatures longitudinal :

Pour $A_{s'}$: 8HA32+ 8HA16 = 80.42 cm²

Pour A_s : 16HA32+ 8HA25 = 167.97 cm²

a) Armatures d'effort tranchant

τ_u : effort tranchant ultime

FP : $\tau_u = \min (0.15f_{t28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

$$\tau_{ult} = 3.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = V_u / b_0 d = 2.06 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ult}$ la condition est vérifiée

b) Pourcentage minimal d'armatures transversales

Il faut vérifier que :

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm ok}$$

$$A_t = \frac{b_0 St \gamma_s (\tau_u - 0.3f_{t28K})}{0.9f_e}$$

$$A_t = 7.5 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures : 8HA12 = 7.7 cm²

c) Dimension de l'appui

La contrainte de compression dans la bielle doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2|V_U|}{b_0 a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = 2.88 \text{ MPa} \leq 16 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

d) Vérification du flambement

Longueur de flambement $l_f/h = 0.71 = 11.83 \text{ m} \leq \max(15, 20e_1/h) = 53.276 \text{ m} \quad \text{OK}$

Avec $e_0 = M_u / N_u = 1.64 \text{ m}$ et $e_a = \max(2 \text{ cm}; l/250) = 9.4 \text{ cm}$

X.4. Ferrailage des murs intérieurs

Données : Section: $h=75 \text{ cm}$ $b=100 \text{ cm}$ $d=67.5 \text{ cm}$ $d'=7.5 \text{ cm}$
 $F_{C28}=30 \text{ MPA}$ $F_{t28}=2.4 \text{ MPA}$ acier Fe E400 Fissuration Préjudiciable
 $M_U = 998.56 \text{ KN.m}$ $M_{ser} = 876.39 \text{ KN.m}$ $N_U = 1487.21 \text{ KN}$

Flexion simple / ELU	Resultats
A (C.N.F) [cm ² /ml]	9.315
Mu[MN.m/ml]	998.56
f _{bu} [MPa]	17
μ	0.13
$\mu > 0.186$	NON/Pivot A
$\gamma = M_u / M_{ser}$	1.14
μc	0.10
A _s ' [cm ² /ml]	11.04
α	0.1668
$\epsilon_s(10^{-3}) / \sigma_s = f_e / \gamma_s$	10
Z(m)	0.625
σ_s [MPa]	348
As [cm ² /ml]	69.53

Tableau X.6: Ferrailage des murs intérieurs

Le choix des barres : Intérieur : 8HA32+4HA20= 76.90 cm²/ml
 Extérieur : 4HA20=12.57 cm²/ml

a) Armatures d'effort tranchant

$$FP : \tau_u = \min(0.15 f_{t28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{ult} = 3.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 2.20 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ult}$ la condition est vérifiée

b) Pourcentage minimal d'armatures transversales

Il faut vérifier que :

$$St = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$A_t = \frac{b_0 St \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28K})}{0.9 f_e}$$

$$A_t = 8.62 \text{ cm}^2$$

c) Diamètre des aciers transversaux

$$\phi_t \approx \phi_l / 3 = 6.66 \text{ mm} \leq \min \{ \phi_l ; (b_0 / 10) ; (h / 35) \} = 21.43 \text{ mm}$$

Le choix des barres :

On utilise des cadres $\phi 20$

Donc on prend : 4HA20

d) Dimension de l'appui

La contrainte de compression dans la bielle doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = 2.88 \text{ MPa} \leq 16 \text{ MPa} \quad \text{ok}$$

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Quoique la technique de construction à ciel ouvert ait d'énormes avantages à procurer aux ingénieurs pour la construction des tunnels peu profonds tant en rapidité d'exécution et économie du coût, elle ne reste pas comme même infaillible. La principale difficulté provient plutôt du site que du procédé.

En zone urbaine, les opérations d'implantation des installations, d'évacuation des déblais et de bétonnage sont toujours compliquées. D'autres difficultés peuvent surgir lors de la construction des murs de soutènement, notamment en cas de rencontre d'obstacles souterrains (réseaux non repérés, anciennes constructions, etc.).

Il y a intérêt, en la matière, d'en avoir toutes les données nécessaires (nature et la disposition des terrains traversés par le tunnel), car les conséquences sont désastreuses.

Enfin notre travail de projet de fin d'étude nous a permis de faire une synthèse de nos connaissances (RDM, MDS, Béton...), d'améliorer notre connaissance sur les tunnels et voir l'importance des infrastructures souterraines de transport dans les grandes villes implantés dans des sols meubles et aquifères.

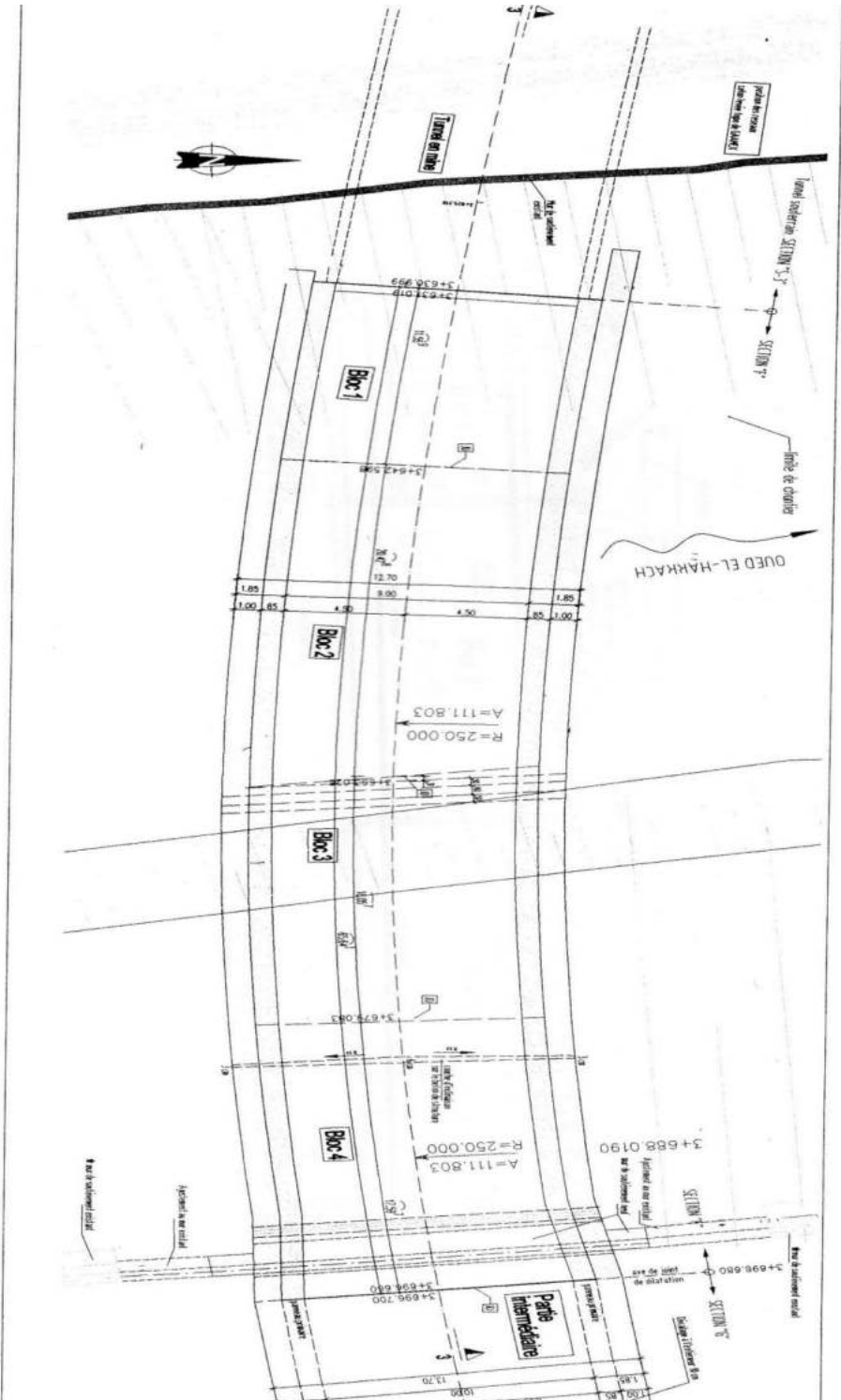
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ❖ R.B.J. BRINKGEREVE, P.A. VERMEER : « PLAXIS Version 8, manuel de référence »,
- ❖ J.KERISEL, E.ABSI « Tables de poussée et de butée des terres », Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1990,
- ❖ Règlement Parasismique Des Ouvrages d'Art RPOA,
- ❖ Règles BAEL 91,
- ❖ Cours de charpente métallique 4^{ème} année,
- ❖ M.BOURDILLON et C.COULET « Les palplanches et leurs utilisations 1^{er} partie », INSA de LYON,
- ❖ C.CHERCHALI « livres tunnel »,
- ❖ Cours de mécanique des roches 4^{ème} année,
- ❖ P.BOUSQUET « TI Pieux_ Palplanches »,
- ❖ Eurocode

ANNEXE

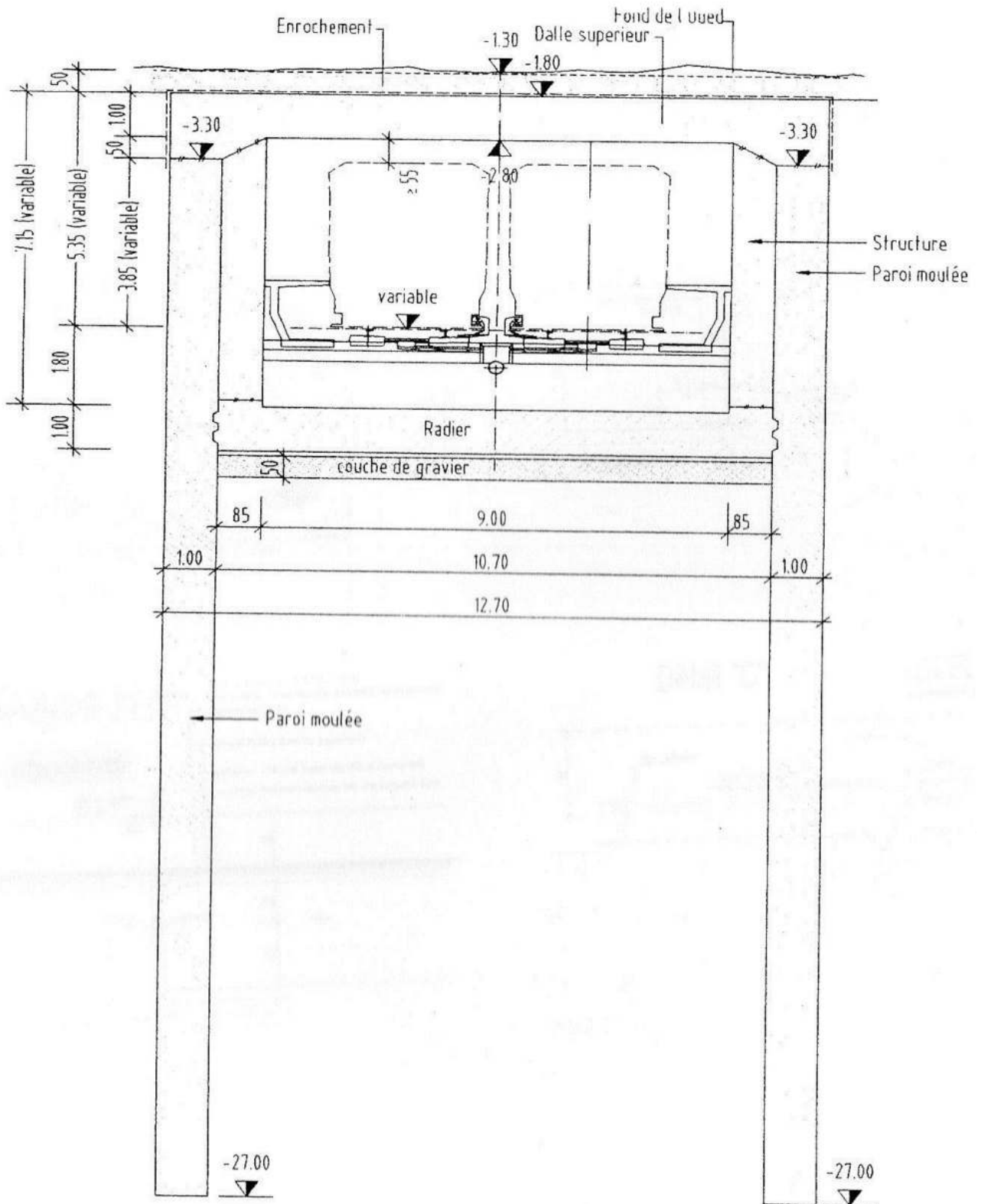
A

Vue en plan



Longitudinal section of the Tunnel de la Vallée (Tunnel de la Vallée) showing the tunnel structure, road layout, and surrounding terrain. The diagram includes labels for 'Tunnel en mine', 'Bloc 1', 'Bloc 2', 'Bloc 3', 'Bloc 4', and 'Partie intermédiaire'. It also shows 'Section I' and 'Section II' with their respective elevations. The road is labeled 'Route 116' and 'Route 117'. The tunnel is shown in cross-section with dimensions and elevations. The diagram is oriented with North at the top.

Coupe longitudinale



Coupe transversale

ANNEXE

B

Dimensionnement à l'ELU
des sections rectangulaires
sous flexion simple.

