République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنسـيس جانســون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

CONCEPTION ET ÉTUDE DE STABILITÉ D'UNE STATION DE MÉTRO D'ALGER « AÉROPORT HOUARI BOUMEDIENE »

Présenté par :
KASRI Mohammed Ridha

Encadré par :
Dr. BENBELLIL Billal

Co-encadré par :
Dr. BADAOUI Azhar

Promotion 2020/2021

©ENSTP-FJ –Garidi –Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

ملخص:

الموضوع: تصميم ودراسة الاستقرار لمحطة مترو الجزائر "مطار هواري بومدين".

وزارة الاشغال العمومية والنقل تقترح حلا لمشكلة الازدحام في طرق الجزائر العاصمة التي تتمثل في انجاز مشروع خط المترو.

الهدف من عملنا هو دراسة محطة مترو الجزائر بالمطار، تمديد من الحراش الى المطار الدولي هواري بومدين.
باستخدام الطريقة العصرية "من الأعلى الى الأسفل" فيما سيتم التدعيم بواسطة حائط الردغة، أما الحساب والنماذج عن طريق استعمال البرامج التالية:

DeepXcav, ROBOT EXPERT, SAP2000, FER2005

كلمات مفتاحية: محطة، مترو، حائط الردغة.

Résumé :

Sujet : Conception et étude de stabilité d'une station de Métro d'Alger « Aéroport Houari Boumediene ».

Le ministère des travaux publics et des transports propose une solution pour le problème de l'encombrement dans les routes d'Alger qui représente la réalisation d'un réseau de métro.

L'objectif de notre travail est l'étude d'une station de métro d'aéroport Houari Boumediene, l'extension de la ligne 1 L'Harrach – l'Aéroport, par la méthode (Top-Down), le soutènement est assuré par les parois moulées. À cet effet, on a utilisé les logiciels SAP 2000, DeepXcav, ROBOT Expert et Fer2005 pour le calcul et modélisation.

Mots clés : Métro, Station, Paroi moulée, DeepXcav, Sap2000.

Abstract :

Subject : Conception & study of stability of 'Areoport subway station'.

The ministry of public works and transport proposed solution to the problem of congestion in Algiers roads which comes as a representation of metro net.

The main objective of our works is the study of metro station next to Houari Boumedien aero-port, for extension of the first line Harrach-aeroport, with (Top down) method, the retaining wall supported by slurry wall. For this purpose, SAP 2000, DeepXcav, ROBOT Expert and Fer2005 software were used for the calculation and modeling.

Keywords : Metro, Station, Slurry wall, DeepXcav, SAP2000.

REMERCIMENT :

Avant tout, nous remercions **Allah** tout puissant de nous avoir aidés et de nous avoir donné la foi et la force pour achever ce modeste travail.

<<Elhamdou lilah>>

Je tiens à remercier tout le groupe de **COSIDER** qui ont contribué au succès de mon stage.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mes deux directeurs de mémoire

Mr. BENBELLILE Billal, Docteur en structure Mécanique et Chef de section technique à COSIDER TP,

Et **Mme. BADAOUI Azhar,** Maitre de conférences A à L'ENSTP, pour leur patience, leur disponibilité et surtout leurs judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Mes remerciements vont également aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

Je donne mes chauds remercîments à **ma chère mère** et **mon cher père** qui était toujours là à mes côtés ainsi que **mon frère** et **mes deux sœurs** leurs encouragements.

Je remercie aussi mes amis proches pour leur inquiétude, leur présence ainsi que **Chabbi** et sa famille **DEHAMCHIA** pour l'accueil chaleureux.

Enfin, je vous souhaite une bonne lecture

KASRI Mohammed Ridha

Dédicace

Je dédie ce travail

A ma très chère mère **CHAHERA.**

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles

A Mon très cher père **MAHMOUD**

Mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tous mes respects. Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit

A mes sœurs et frère : **AYMEN, INES, DOUAA** et toute la famille **KASRI.**

A Mes confrères et Mes frères :

HAROUN, **ABDELHAK**, **HAMID**, **IMAD**,

OMAR, **MOHAMED**. **AHMED**, **WAIL**, **IDRISS**, **SAMI**

Merci à toutes et à tous...,

MOHAMMED RIDHA KASRI

Résumé **3**
Remerciement **4**
Dédicace **5**
Table des matières **6**
Liste des figures **11**
Liste des tableaux **15**
Introduction générale **18**

I. Chapitre I : Recherche bibliographique. **20**
I.1. Introduction : 20
I.2. Technique d'excavation : 20
I.2.1. En sous-sol : 20
I.2.1.1. Creusement par l'explosif : 20
I.2.1.2. Creusement par Tunnelier : 21
I.2.1.3. Creusement par Machine par attaque ponctuelle : 22
I.2.2. A ciel ouvert : 23
I.2.2.1. Tranchée ouverte : 23
I.2.2.2. Tranchée couverte : 24
I.3. Technique de blindage à ciel ouvert : 24
I.3.1. Parois Moulées : 25
I.3.1.1. Définition : 25
I.3.1.2. Principe de Réalisation : 25
I.3.1.3. Les avantages et Les Inconvénients : 26
I.3.2. Parois préfabriquées : 26
I.3.2.1. Définition : 26
I.3.2.2. Principe de Réalisation : 26
I.3.2.3. Les avantages de paroi préfabriquée : 26
I.3.3. Rideaux de palplanches : 27
I.3.3.1. Définition : 27
I.3.3.2. Principe de Réalisation : 27
I.3.3.3. Les avantages et Les Inconvénients : 28
I.3.4. Les parois de soulèvement : 28

I.3.4.1. Pieux sécants (disjoints) : 28
I.3.4.2. Pieux jointifs (tangents) : 29
I.4. Les injections de sol : 29
I.5. Jet grouting : 29

II. Chapitre II : Présentation du projet. 33
II.1. Présentation du projet métro d'Alger : 33
II.1.1. Présentation de l'entreprise Métro d'Alger EMA : 33
II.2. Le métro d'Alger, le transport de la modernité : 34
II.2.1. Les caractéristiques de la ligne 1 – Etape 1 du métro d'Alger : 34
II.2.2. Les extensions de la ligne 1 du Métro d'Alger : 34
II.2.2.1. En phase d'exploitation : 35
II.2.2.2. En cours de réalisation : 35
II.2.2.3. En phase étude : 37
II.2.3. Les sociétés participantes dans ce projet : 38
II.3. Présentation de la station : 40
II.3.1. Localisation : 40
II.3.2. Contexte Géologique du projet : 41
II.3.2.1. La géologie de la région : 41
II.3.2.2. Hydrogéologie de la région du projet : 42
II.3.2.3. Les risques d'inondations : 42
II.3.2.4. Précipitation : 43
II.3.2.5. Climatologie: 43
II.3.2.6. Hydrologie du site : 43
II.3.2.7. Sismicité du site : 44
II.4. Matériaux utilise : 45

III. Chapitre III : Conception de la station. 47
III.1. Introduction : 47
III.2. Méthode d'exécution : 47
III.2.1. Choix de la Méthode de construction de la station d'aéroport : 47
III.2.1.1. Les avantages : 48
III.2.2. Paroi moulée : 48

III.2.2.1. Murette guide : 48
III.2.2.2. Forage ou excavation : 49
III.2.2.3. Pose des armatures : 51
III.2.2.4. Bétonnage : 52
III.2.3. Réalisation de la station par la méthode top down : 52
III.2.4. Système de butonnage : 58
III.3. L'aménagement de la station : 58
III.3.1. Plan de disposition : 59
III.3.2. Localisation des sorties : 59
III.3.2.1. La première sortie : 60
III.3.2.2. La deuxième sortie : 60
III.3.2.3. La troisième sortie 61
III.3.3. Conception du corps principal de la station : 62
III.3.3.1. Le niveau R0 (Dalle de couverture) : 62
III.3.3.2. Le Niveau R-1 (souterrain) : 63
III.3.3.3. Le Niveau R-2 (Mezzanine) : 64
III.3.3.4. Le Niveau R-3 (Niveau quai) : 64
III.3.3.5. Le niveau sous quai : 65
III.3.3.6. Le radier : 65
III.4. Plan de déplacement : 65
III.4.1. Déplacement habituel : 65
III.4.2. Plan de déplacement en cas d'urgence : 66

IV. Chapitre IV : Investigation géotechnique. 68
IV.1. Introduction : 68
IV.2. Essais Caractéristiques : 68
IV.2.1. Les essais in-situ : 69
IV.2.1.1. Reconnaissance lithologique : 69
IV.2.1.2. L'essai SPT (standard pénétration test) : 69
IV.2.1.3. Essai Pressiométrique : 71
IV.2.1.4. Essai Piézométrique : 72
IV.2.1.5. Essai Cross-Hole : 72
IV.2.2. Les essais au laboratoire : 75

IV.2.2.1. Essais physiques : 76
IV.2.2.2. Essais mécaniques 77
IV.3. Conclusion :..... 80

V. Chapitre V : Calcul des charges 83
V.1. Introduction :..... 83
V.2. Principe de calcul :..... 83
V.3. Calcul des charges pour chaque phase d'excavation :..... 86
V.3.1. Phase 1 :..... 86
V.3.2. Phase 2 :..... 88
V.3.3. Phase 03 :..... 91
V.3.4. Phase 04 :..... 95
V.3.5. Phase 05 :..... 99
V.3.6. Phase 06 :..... 103
V.4. Conclusion :..... 107
V.5. Vérification du soulèvement du radier :..... 107

VI. Chapitre VI : Modélisation par DeepXcav. 111
VI.1. Introduction :..... 111
VI.2. Présentation du logiciel DeepXcav :..... 111
VI.3. Modélisation des phases d'excavation :..... 111
VI.4. Résultats de l'analyse finale :..... 112
VI.5. Vérification de la stabilité externe de l'encrant :..... 114
VI.5.1. Résultat de l'analyse :..... 115
VI.5.2. Conclusion 115
VI.6. Calcul du ferraillage longitudinal de la paroi moulée :..... 115
VI.6.1. Calcul manuel :..... 116

VII. CHAPIRE VII : Modélisation de la structure interne..... 121
VII.1. Introduction :..... 121
VII.2. Modélisation de la structure :..... 121
VII.2.1. Géométrie de la structure :..... 121
VII.2.2. Le chargement de la structure intérieure :..... 121

VII.2.2.1. Le chargement de la dalle de couverture (DC) : 121
VII.2.2.2. Le chargement de la dalle R-1 :..... 121
VII.2.2.3. Le chargement de la dalle R-2 :..... 122
VII.2.2.4. Le chargement du quai : 122
VII.2.2.5. Le chargement du radier :..... 122
VII.2.2.6. Le chargement de la paroi de revêtement définitif (PR) : 122
VII.2.3. Détermination de la résistance élastique du sol :..... 123
VII.3. Résultats :..... 124
VII.4. Calcule des sections d'armature :..... 126
VII.4.1. Parois de revêtement :..... 126
VII.4.2. Dalle de couverture :..... 127
VII.4.3. Dalle R-1 :..... 127
VII.4.4. Dalle R-2 :..... 127
VII.4.5. Quai :..... 127
VII.4.6. Radier :..... 127
VII.5. Schéma de ferraillage :..... 128

CONCLUSION GENERALE : 131
BIBLIOGRAPHIE. 132
ANNEXE. 135

Figure I. 1 Cycle d'abattage à l'explosif. 21
Figure I. 2: Tunnelier (COSIDER). 21
Figure I. 3: Creusement par attaque ponctuelle. 22
Figure I. 4: Excavation à tranchées ouvertes. 23
Figure I. 5: Excavation à tranchées couverts. 24
Figure I. 6: Exécution de parois moulées. 25
Figure I. 7: Exécution de parois préfabriquées. 26
Figure I. 8: Installation des rideaux de palplanches. 28
Figure I. 9: Méthodologie des pieux jointifs et sécants. 29
Figure I. 10: Application de jet grouting. 30
Figure I. 11: Les types de jet grouting. 30

Figure II. 1: Les extensions desservant le Grand Alger. 34
Figure II. 2: Les extensions du métro en phase exploitation. 35
Figure II. 3: L'extension du métro d'Alger. AIN NAADJA-BARAKI. 36
Figure II. 4: Représentation de l'extension LOT 1 d'EL Harrach vers l'Aéroport. 37
Figure II. 5: Les extensions du métro d'Alger en phase d'étude. 37
Figure II. 6: Vus de situation de la station d'Aéroport. 40
Figure II. 7: Vus 3D de l'implantation de la station d'Aéroport. 40
Figure II. 8; Vus en plan de la station d'Aéroport. 41
Figure II. 9: Carte géologique de la région d'étude (ligne de métro d'Alger). 42
Figure II. 10: Carte de niveau d'eau souterraine. 42
Figure II. 11: Variation mensuelles de la température ONM la région d'Alger. 43
Figure II. 12: Carte de zonage sismique du TERRITOIRE NATIONAL-RPA99. 44

Figure III. 1: Exemple de Murettes-guide avec définition géométrique. 49
Figure III. 2: La benne mécanique. 49
Figure III. 3: Hydrofraise. 49
Figure III. 4: Les sacs de bentonite. 50
Figure III. 5: Phasage d'exécution de la paroi moulée. 50
Figure III. 6: Panneau type avec ces écarteurs en PVC. 51
Figure III. 7: Pose des armatures. 51
Figure III. 8: Bétonnage de la paroi. 52
Figure III. 9: Excavation jusqu'à niveau poutre de couronnement. 52
Figure III. 10: Exvavation de 4m et l'nstalation du premier buton. 53
Figure III. 11: Excavation jusqu'à 8.25m et réalisation de la dalle R-1. 53
Figure III. 12: Excavation jusqu'à 12.75m et l'instalation du deuxieme niveau de butonnage a 11.25m. 54
Figure III. 13: Excavation jusqu'à 16.65m et l'installation du troisième buton. 54
Figure III. 14: Excavation jusqu'à 20.55m et l'installation du quatrième buton. 55
Figure III. 15: Excavation finale. 55
Figure III. 16: Réalisation du radier. 56

Figure III. 17: Réalisation de la dalle couverture. 56
Figure III. 18: Démontage de premier buton et passage du teunnelier. 57
Figure III. 19: Réalisation de la dalle R-2. 57
Figure III. 20: Réalisation des quais. 57
Figure III. 21; Système de butonnage. 58
Figure III. 22: Implantation de la station d'aéroport-Document DOHWA APD. 59
Figure III. 23: Vue en plan illustrant les trois sorties principales (DOHWA.2015). 59
Figure III. 24: Profil longitudinal de la sortie 1 (DOHWA 2015). 60
Figure III. 25: Profil longitudinal de la sortie 2 (DOHWA 2015). 61
Figure III. 26: Profil longitudinal de la sortie 3 (DOHWA 2015). 61
Figure III. 27: Vue en plan du niveau dalle de couverture R0 (DOHWA). 62
Figure III. 28: Plan en vue du niveau R-1 souterrain (DOHWA). 63
Figure III. 29: Plan en vue du niveau R-2 souterrain (DOHWA). 64
Figure III. 30: plan en vue du niveau quai R-3 souterrain (DOHWA). 64
Figure III. 31: Illustration des chemins de déplacement habituel des différents usagés (DOHWA). 65

Figure IV. 1: Plan d'implantation des sondages de la station d'aéroport. 68
Figure IV. 2: Mode opératoire de l'essai Pressiomètre. 71
Figure IV. 3: Principe de l'essai Cross-Hole. 73
Figure IV. 4: Localisation des sondages carottés 87 et 89 pour les essais croos-hole de la station d'aéroport. 73
Figure IV. 5: Schéma représentant la variation des différents états de sol selon les valeurs du VBS. 76

Figure V. 1: Convention de signes de α, β, δ. …. 84
Figure V. 2 : Résolution par la méthode de la poutre équivalente ……83
Figure V. 3: Excavation phase 1. 86
Figure V. 4: Diagramme des poussée et butée phase 1. 87
Figure V. 5: Excavation phase 2. 88
Figure V. 6: Diagramme des poussées et butées phase 2 (AB). 89
Figure V. 7: Diagramme des poussée et butées phase 2 (BO). 90
Figure V. 8: Excavation phase 3. 92
Figure V. 9: Diagramme des poussée et butées phase 3 (AB). 93
Figure V. 10: Diagramme des poussée et butées phase 3 (BO). 94
Figure V. 11: Excavation phase 4. 95
Figure V. 12: Diagramme des poussée et butées phase 4 (AB). 97
Figure V. 13: Diagramme des poussée et butées phase 4 (BO). 98
Figure V. 14: Excavation phase 5. 99
Figure V. 15: Diagramme des poussée et butées phase 5 (AB). 101
Figure V. 16: Diagramme des poussée et butées phase 5 (BO). 102
Figure V. 17: Excavation phase 6. 103
Figure V. 18: Diagramme des poussée et butées phase 6 (AB). 105

Figure V. 19: Diagramme des poussées et butées phase 6 (BO). 106
Figure V. 20: Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH. 107

Figure VII. 1: les charges et surcharges de la structure interne. 123
Figure VII. 2: Vue 3D de station d'aéroport. 124
Figure VII. 3: Vue 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à ELU. 125
Figure VII. 4: Vue en face en 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station a l'ELS 126
Figure VII. 5: vue de coté en 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à l'ELS. 126
Figure VII. 6: Schéma de ferraillage des éléments structuraux de la station. 128
Figure VII. 7: Schéma de ferraillage du radier. 129

Figure A. 1: Vue en plan du niveau dalle de couverture de l'axe X01 à X08. 136
Figure A. 2: Vue en plan du niveau dalle de couverture de l'axe X08 à X15. 137
Figure A. 3: Vue en plan du niveau R-1 de l'axe X01 à X08. 138
Figure A. 4: Vue en plan du niveau R-1 de l'axe X08 à X15. 139
Figure A. 5: Vue en plan du niveau R-2 de l'axe X01 à X08. 140
Figure A. 6: Vue en plan du niveau R-2 de l'axe X08 à X15. 141
Figure A. 7: Vue en plan du niveau Quais de l'axe X01 à X08. 142
Figure A. 8: Vue en plan du niveau Quais de l'axe X08 à X15. 143
Figure A. 9: Vue en plan du niveau Sous-Quais de l'axe X01 à X08. 144
Figure A. 10: Vue en plan du niveau Sous-Quais de l'axe X08 à X15. 145
Figure A. 11: Coupe longitudinal A-A de l'axe X08 à X15. 146
Figure A. 12: Coupe transversale de la station d'aéroport. 147

Figure B. 1: Micro-zonage géologique de la Wilaya d'Alger. 148

Figure C. 1: Profil en long lithologique de la station d'aéroport. 149
Figure C. 2: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage S46. 151
Figure C. 3: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage S47. 153
Figure C. 4: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC85. 155
Figure C. 5: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC86. 157
Figure C. 6: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC87. 159
Figure C. 7: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC88. 161
Figure C. 8: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC89. 163
Figure C. 9: Variation du nombre de coups Nspt en fonction de la profondeur dans la phase APD. 170
Figure C. 10: Variation du nombre de coups Nspt en fonction de la profondeur dans la phase CPC. 170

Figure C. 11: Présentation graphique des valeurs de Pl obtenues de l'essai PMT pour les sondages du CPC. 171
Figure C. 12: Présentation graphique des valeurs de Em/Pl obtenues de l'essai PMT pour les sondages du CPC. 172
Figure C. 13: Résumer des lectures piézométriques a corde vibrante. 173
Figure C. 14: Graphe des résultats de l'essai Cross-Hole SC87. 174
Figure C. 15: Graphe des résultats de l'essai Cross-Hole SC89. 175
Figure C. 16: Diagramme de Casagrande. 177

Figure E. 1: graphes des moments obtenus par DeepXcav phase 1 et 2. 180
Figure E. 2: graphes des moments obtenus par DeepXcav phase 2 et 4. 181
Figure E. 3: graphes des moments obtenus par DeepXcav phase 5 et 6 182
Figure E. 4: graphes des efforts tranchants obtenus par DeepXcav phase 1 et 2 183
Figure E. 5: graphes des efforts tranchants obtenus par DeepXcav phase 3 et 4. 184
Figure E. 6: graphes des efforts tranchants obtenus par DeepXcav phase 5 et 6. 185
Figure E. 7: graphes des déplacements obtenus par DeepXcav phase 1 et 2. 186
Figure E. 8: graphes des déplacements obtenus par DeepXcav phase 3 et 4. 187
Figure E. 9: graphes des déplacements obtenus par DeepXcav phase 5 et 6. 188

Tableau I. 1: Les avantages et les inconvenant de la paroi moulée……26
Tableau I. 2: Les avantages et les inconvénients des rideaux de palplanches…….28
Tableau I. 3: Comparaison entre les trois types de jet grouting…… 31

Tableau II. 1: Données climatiques à Alger Source NOAA;Nation oceanic and Atmospheric Administration. 43
Tableau II. 2: Coefficient d'accélération selon la class ouvrage et la zone de sismicité. .. 45

Tableau IV. 1: Localisation des sondages. 68
Tableau IV. 2: Description lithologique des différentes unités du sol en fonction de la profondeur. 69
Tableau IV. 3: Facteur de correction (ƛ). 70
Tableau IV. 4: Variation du coefficient de Poisson en fonction de la profendeur-SC86.. 74
Tableau IV. 5: Variation du coefficient de Poisson en fonction de la profendeur-SC89.. 75
Tableau IV. 6: Résultats d'essai compression simple. 77
Tableau IV. 7: Tableau des résultats d'essai de cisaillement. 79
Tableau IV. 8: Les Résultats d'essai de perméabilité. 79
Tableau IV. 9: Classification de coefficient de perméabilité K. 80
Tableau IV. 10: Récapitulatif des différents paramètres géotechniques déduits..... 81

Tableau V. 1: l'angle de frottement sol/écran (δ). 84
Tableau V. 2: Récapitulatif des caractéristiques de sol et coefficients de poussée et butée. 85
Tableau V. 3: Force de pression phase 1. 87
Tableau V. 4: Force de pression phase 2 (AB). 90
Tableau V. 5: Force de pression phase 2 (OB). 91
Tableau V. 6: Forces de pression phase 3 (AB). 93
Tableau V. 7: Forces de pression phase 3 (OB). 94
Tableau V. 8: Forces de pression phase 4 (AB). 97
Tableau V. 9: Forces de pression phase 4 (BO). 98
Tableau V. 10: Force des pressions phase 5 (AB). 101
Tableau V. 11: Forces des pressions phase 5 (BO). 102
Tableau V. 12: Forces de pression phase 6 (AB). 105
Tableau V. 13: forces de pression phase 6 (BO). 106
Tableau V. 14: Tableau récapitulatif de la méthode de TSIMBAREIVITCH. 109

Tableau VII. 1: Géométrie de la structure intérieure de la station d'aéroport. 121
Tableau VII. 2: Paramètres des différentes couches du sol. 124
Tableau VII. 3: Résultat obtenus par SAP2000. 126

Tableau C. 1: Résumer partie 1 des lectures piézométriques. 164
Tableau C. 2: Résumer partie 2 des lectures piézométriques. 165
Tableau C. 3: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages d'APD S46 et S47..... 166
Tableau C. 4: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages d'CPC (SC85,SC86). 167
Tableau C. 5: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages d'CPC (SC87, SC88). 168
Tableau C. 6: Les résultats de l'essai SPT pour le sondage CPC (SC89). 169
Tableau C. 7: Classification de Terzaghi et Peck (1967). 171
Tableau C. 8: Classification de Menard. 172
Tableau C. 9: Classification DTU 13.12 173
Tableau C. 10: Résultats des essais de laboratoire (CPC). 176
Tableau C. 11: Résultats des essais de laboratoire (APD). 177

INTRODUCTION GENERALE

Généralement les grandes villes sont confrontées aux problèmes d'encombrement dans la construction et les édifices de transport urbain. Ce qui a généré une forte demande d'infrastructures souterraines, les travaux souterrains ont toujours été difficiles. Cela n'a pas empêché leur utilisation dès les premières périodes de l'humanité, comme le prouve la découverte d'excavations souterraines qui sont parmi les premiers témoignages de l'activité humaine, le développement économique des pays oblige à exploiter le sous-sol pour aménager ; les parkings, les métros, les transferts d'eau, traverser des montagnes par des chemins de fers, des routes et autoroutes, tous ces projets nécessitent des travaux souterrains. La capitale du plus grand pays africain (Alger) se dote d'un métro, c'est la solution la plus adéquate pour les problèmes d'encombrement dans la construction et la croissance de la population et pour Mobilité facile entre les différentes communes et régions de la wilaya.

Le Métro d'Alger est un grand projet de tracé souterrain qui contient des plusieurs puits de ventilations et des stations, une station de métro est un point d'arrêt défini sur réseau métropolitain permettant la descente et l'accès des voyageurs a une rame de métro par l'intermédiaire d'une ou de plusieurs bouches de métro, elles occupent des espaces de dimensions importantes, très larges et très hautes. Les facteurs déterminant leur structure et leur forme sont principalement la profondeur à laquelle elles se trouvent sous la surface du sol, les propriétés du terrain, la méthode de construction, les dimensions dépendant plutôt des besoins du trafic. Du point de vue de la structure du souterrain et de la méthode de construction adoptée, l'implantation de l'ouvrage en profondeur tient un rôle prépondérant, il y a en effet une différence entre les souterrains construits près de la surface et ceux implantés à de grandes profondeurs.

Le creusement de la station en zone urbaine affecte les propretés mécaniques intrinsèques du milieu environnant par le chargement des contraintes naturelles et des contraintes secondaires et peut engendrer des affaissements parfois importants qui peuvent affecter la stabilité des structures de surfaces. Ce qui rend important la simulation numérique du creusement d'une station de métro afin d'éviter tout imprévue qui peut surgir lors de la réalisation de l'ouvrage souterrain.

Notre travail se présente en 7 chapitres détaillant la conception et l'étude de la stabilité d'une station d'aéroport par la méthode Top-Down, d'abord on a commencé par une recherche bibliographique qui concerne une idée générale sur les ouvrages souterrains, technique d'excavation et les types de blindage, après un chapitre concret à la présentation du projet avec la reconnaissance géologique, hydrologique et sismique de la région ciblée, puis on fait une description détaillée de la conception de la station Aéroport et la technique de réalisation, dans le chapitre 04 on a interpréter les résultats des essais géotechniques (in situ et au laboratoire), Après on base sur cette interprétation pour faire le chapitre calcul du charge ou on a calculer les poussée des terres sur les parois moulées, qui vont ensuite être modélisé par DeepXcav pour vérifier la stabilité et choisir le meilleur ferraillage, enfin on a terminé ce travail par une modélisation interne de la station par logiciel sap2000 et le ferraillage des éléments interne par rebot expert.

CHAPITRE I

Recherche Bibliographique

I.1. Introduction :

Les travaux de construction d'ouvrages souterrains et leur réalisation relèvent parfois de tour de force. Les stations de métro font partie des constructions dont le coût de réalisation est le plus élevé et exigent une maîtrise de très grandes difficultés techniques de réalisation.

Dans ce présent chapitre, on présente les différentes méthodes de construction souterraine, les techniques de blindage à ciel ouvert, Jet grouting et l'injection dans le sol.

I.2. Technique d'excavation [1] :

Dans l'ouvrage souterrain, on peut avoir plusieurs méthodes de construction suivant le mode de creusement, il est possible de classer le creusement à deux familles de technique :

En sous-sol :

- Creusement par Explosif.
- Creusement par Machine par attaque ponctuelle.
- Creusement par Tunnelier.

A ciel ouvert :

- Tranchées couvertes.
- Tranchées ouvertes.

I.2.1. En sous-sol :

I.2.1.1. Creusement par l'explosif :

L'abattage avec emploi d'explosifs a été pendant de nombreuses années la méthode la plus utilisée pour l'excavation des tunnels dans les roches de dureté moyenne à élever, à tel point qu'elle est également connue comme la méthode 'conventionnelle d'excavation'.

Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées. L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs (robots de foration assistés par ordinateur permettant une automatisation intégrale des opérations). Le plan de tir doit être adapté aux caractéristiques du terrain afin d'assurer un découpage soigné de l'excavation et de limiter les ébranlements. Après excavation, la voûte est généralement renforcée par un soutènement, provisoire dans un premier temps à l'avancement des travaux, puis définitif lorsque l'ouvrage est entièrement creusé.

Généralement on utilise cette méthode dans le cas où la roche dans laquelle on creuse est dure et avec une cohésion forte.

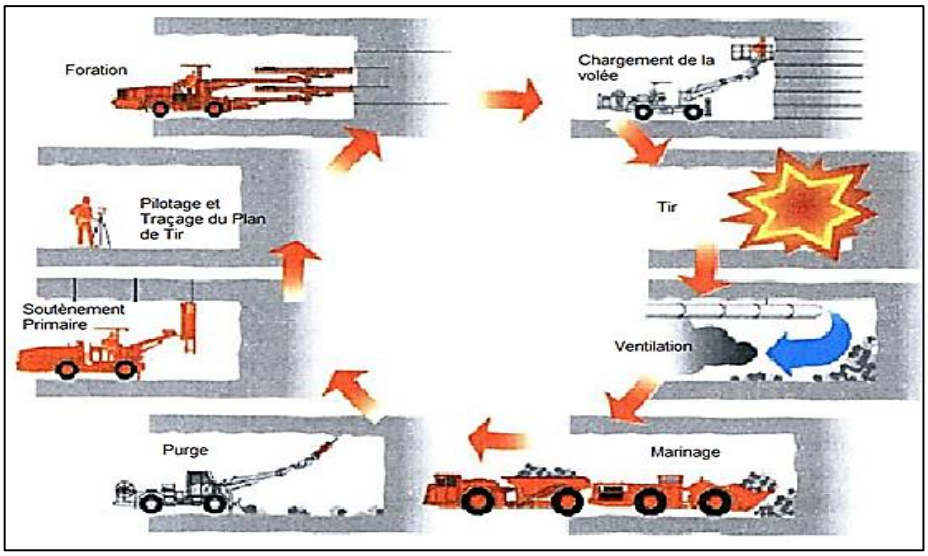


Figure I. 1 Cycle d'abattage à l'explosif.

I.2.1.2. Creusement par Tunnelier :

Le tunnelier est une véritable usine souterraine destinée à créer des tunnels, elle effectue plusieurs opérations simultanées : creusement, support des terrains traversés, réalisation du tunnel. Il permet de creuser des tunnels de diamètre compris entre 2 et 15 mètres. Il est particulièrement adapté pour le creusement de terrains meubles sur de grandes longueurs (du fait de son coût d'investissement). Sa vitesse d'avancement est de l'ordre de 10 à 50mètres par jour.

Malheureusement le tunnelier n'a pas que des avantages. Un gros problème c'est qu'on peut l'utiliser que pour des tunnels droits ou possédant une très légère courbure. Si le tracé du tunnel comporte une plus grande courbe, on est obligé de revenir à des machines à attaques ponctuelles. Le tunnelier est la machine la plus rapide pour creuser mais cette rapidité à un coup puisque cette technique est aussi la plus chère.



Figure I. 2: Tunnelier (COSIDER).

Il existe plusieurs types de tunneliers selon la nature du sol principalement. De plus un tunnelier est souvent construit spécialement pour creuser un seul tunnel. Il doit en effet s'adapter aux caractéristiques et donc aux contraintes du sol à attaquer. Le choix du tunnelier dépend du type de tunnel à construire : routier, ferroviaire, hydraulique, …

- Tunnelier à boucliers classiques (à front ouvert, boucliers mécanisés à appui radial, à appui longitudinal, à appui mixte).
- Tunnelier avec machine d'attaque ponctuelle ou d'attaque globale (tunneliers à appui radial, aléseur).
- Tunnelier à confinement (ou à front pressurisé).

Les principaux organes d'un tunnelier :

- Tête de forage.
- Bouclier.
- Vérins de poussée.
- Train suiveur.
- Voussoirs en béton préfabriqués.
- Cabine de commande.
- Rails pour déplacement du train suiveur.

I.2.1.3. Creusement par Machine par attaque ponctuelle :

Si la roche est friable, l'excavation est exécutée par une machine qui attaque ponctuellement et progressivement le sol. Ces machines automotrices sur pneus ou chenilles sont équipées de bras orientables, à l'extrémité desquels est placé l'appareil d'attaque (godet excavateur, brise-roche, tête de havage à axe longitudinal ou transversal). Les déblais sont évacués vers l'arrière. La paroi est équipée à l'avancement d'un soutènement provisoire. Cette technique est adaptée à tous les profils d'excavation.



Figure I. 3: Creusement par attaque ponctuelle.

I.2.2. A ciel ouvert :

Les procédés d'exécution à ciel ouvert varient suivant plusieurs critères : la place disponible en surface ; la nature du terrain ; le niveau de la nappe aquifère par rapport au chantier ; la proximité de construction à fondations précaires.

Lorsque l'on construit à ciel ouvert, deux possibilités se présentant :

I.2.2.1. Tranchée ouverte :

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

Les mauvais terrains, schistes et argiles (en particulier argiles consistantes fissurées et argiles contenant des couches de sable aquifère), 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 abandon de l'option des talus. Il est alors possible de remplacer les talus par des parois verticales en prévoyant un soutènement, ce qui autorise des surcharges. Les principaux types de mur de soutènement sont bien connus : murs poids pour les petites hauteurs (jusqu'à 3 m environ) et, surtout, murs profilés et murs à contreforts intérieurs, acceptant des retenues plus importantes.

Lorsque l'on applique cette méthode, l'entièreté de l'ouvrage est réalisée (en préfabriqué ou non) puis la tranchée est recouverte. Cette méthode présente donc deux inconvénients majeurs :

- Préfabriqué l'ouvrage se révèle irréaliste étant donné les gabarits des tunnels à exécuter.
- Appliquer cette méthode implique un encombrement très important en surface, ce qui n'a pas sa place dans une ville moderne.

Bien que tout à fait réalisable, elle soit la moins coûteuse et la plus simple à mettre en place, cette technique n'a tout simplement pas sa place dans une ville moderne. Mais elle reste cependant possible pour construire à moindre coût des tunnels souterrains. D'ailleurs il est courant de l'utiliser hors zone urbaine, là où la géologie le permet.

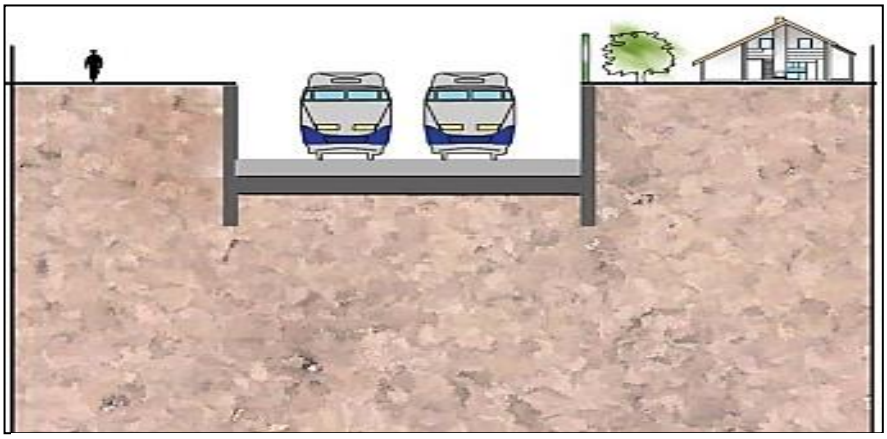


Figure I. 4: Excavation à tranchées ouvertes.

I.2.2.2. Tranchée couverte :

Lorsque l'ouvrage est à construire dans une artère à grand trafic et qu'il importe donc de réduire significativement les entraves à la circulation, il est préférable d'utiliser la méthode d'exécution en tranchée couverte. Celle-ci est fortement inspirée de la méthode de construction en tranchée ouverte mais avec un encombrement en surface réduit dans le temps.

Après avoir dévié les égouts, les câbles et les canalisations des services publics situés dans les limites de l'ouvrage, on construit successivement les piédroits par l'un ou l'autre des procédés comme on le ferait en tranchée ouverte.

La dalle de toiture est ensuite coffrée à même le sol et en plusieurs parties pour réserver, à tout moment, une ou plusieurs bandes de chaussée pour la circulation de surface. Une fois la dalle terminée, on rétablit définitivement la voirie et on effectue les terrassements à l'abri de la dalle, le radier étant bétonné en dernier.

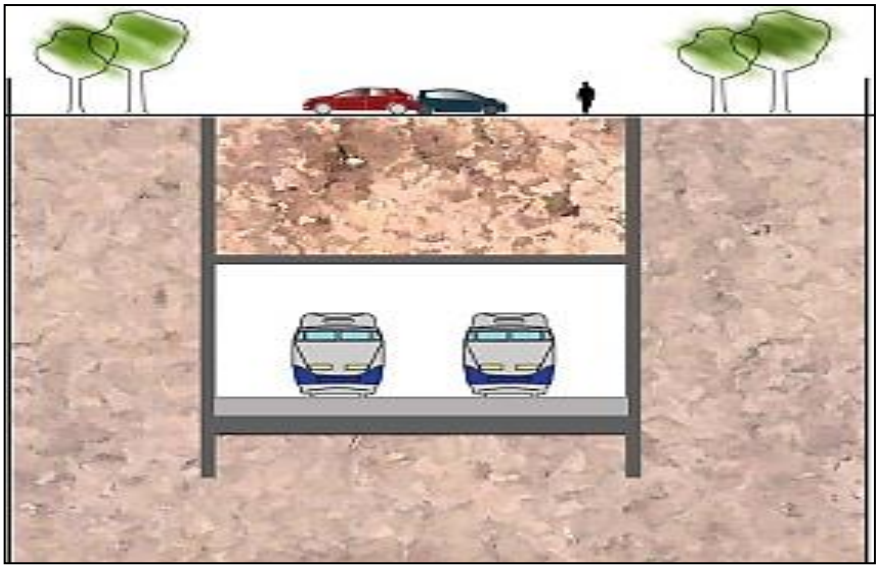


Figure I. 5: Excavation à tranchées couverts.

I.3. Technique de blindage à ciel ouvert :

Le blindage est indispensable quand le tunnel est construit dans un terrain peu cohérent ou en présence d'eau. Il procure en surface une réduction d'emprise sensible.

Les parois latérales des pertuis doivent être conçues de manière à jouer le rôle de mur de soutènement et suffisamment résistantes pour s'opposer à la pression exercée par le terrain sur les parois sans déformation ou risque de rupture ; ils plongent profondément dans le sol.

La longueur de la fiche est fonction du sol (portance, caractéristiques de frottement, nécessité de descendre dans la couche imperméable en vue d'assécher la fouille, s'opposer aux affouillements).
Le blindage est réalisé par :

- Des parois moulées dans le sol.
- Des parois en éléments préfabriqués.
- Des Rideaux de palplanches.

- Des pieux.

I.3.1. Parois Moulées [2] :

I.3.1.1. Définition :

La technique de la paroi moulée est récente (1952 en Italie, 1955 en France), est un écran de soutènement souple consiste a formé de la juxtaposition des panneaux verticaux, plans ou courbés, généralement en béton (armé ou non armé).

Les parois moulées fonctionnent par encastrement dans le sol ou par ancrage, elle sert :

- De fondation : lorsqu'elle est descendue jusqu'aux couches porteuses profondes.
- De soutènement : en maintenant les terres et les surcharges sur la périphérie.
- De paroi étanche : en protégeant de l'eau extérieure le volume enclos.

C’est une opération qui évite les risques de déstabilisation de terrain des bâtiments environnants et il apporte une sécurité pour le chantier, Généralement, sa base est ancrée dans les couches imperméables assez profondément pour isoler la nappe de la plate-forme inférieure du terrassement.

I.3.1.2. Principe de Réalisation :

La réalisation de la paroi moulée se fait par excavation des panneaux primaires à numérotation impaire qui sont insères en premier dans le terrain, chaque panneau primaires est équipé par tubes jointifs circulaire a un diamètre égal à l’épaisseur de la paroi. Les panneaux secondaires ainsi sont réalisés à partir des panneaux primaires ajustés des deux côtes.

La réalisation des parois moulée se fait en 4 étapes :

- Murette guide.
- Forage ou excavation.
- Pose des armatures.
- Bétonnage.

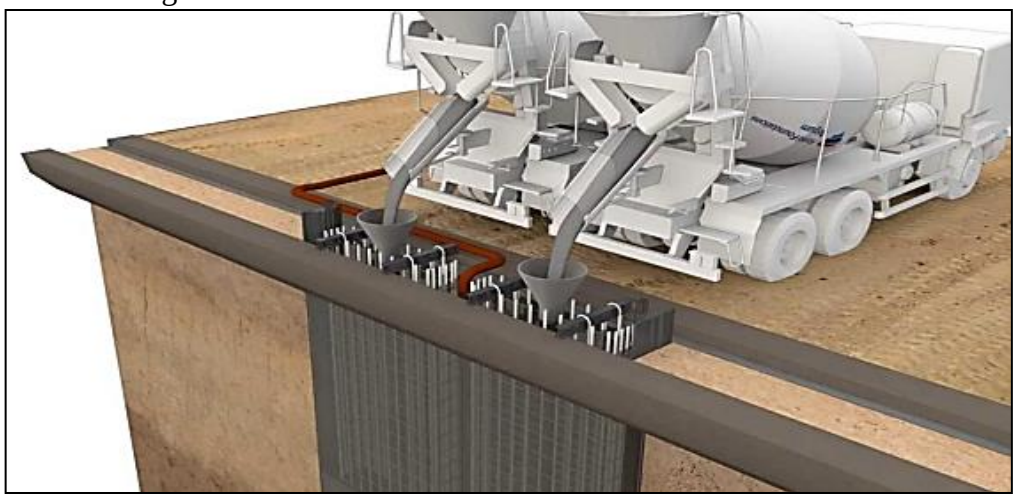


Figure I. 6: Exécution de parois moulées.

I.3.1.3. Les avantages et Les Inconvénients :

Tableau I. 1: Les avantages et les inconvenant de la paroi moulée

Avantages	Inconvénients
Excavation à grande profondeur	Evacuation de la boue de forage
Grande capacité portante	Coût élevé
Adapté à tous types de sols	Pas adapté pour des géométries complexes
Possibilité d'excavation a cote des bâtiments existant	Importante installation de chantier

I.3.2. Parois préfabriquées :

I.3.2.1. Définition :

Pour ces parois, l'écran est constitué d'une succession d'éléments préfabriqués en béton arme, jointoyés et mis en place dans une tranchée forée sous un coulis de ciment qui assure le scellement définitif.

Elles ont de multiples utilité dans le domaine de construction (écrans d'étanchéité ; Parois de soutènements ; Empêche la contamination d'une nappe phréatique,….).

I.3.2.2. Principe de Réalisation :

Les parois préfabriquées sont descendues dans les excavations dans lesquelles ils sont scelles à l'aide généralement d'un coulis de ciment bentonite. Sont réalisées dans les mêmes conditions que les parois moulées, le fluide de forage pouvant être prévu pour servir également de coulis de scellement des panneaux.

Les parois préfabriquées sont généralement ancrées ou bétonnées.

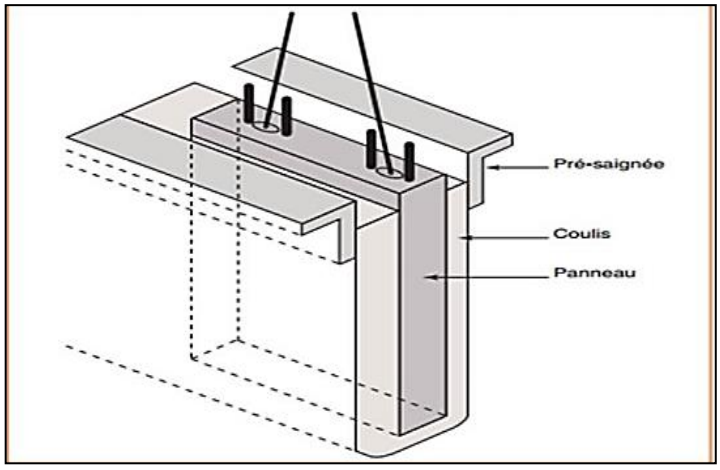


Figure I. 7: Exécution de parois préfabriquées.

I.3.2.3. Les avantages de paroi préfabriquée :

- Béton de meilleure qualité
- Epaisseur des parois plus faibles
- Meilleure étanchéité
- Parement visible mieux fini

- Positionnement précis des réservations et des attentes
- Suppression des ragréages et recepages

I.3.3. Rideaux de palplanches :

I.3.3.1. Définition :

Les palplanches sont des profilés métalliques rectilignes conçus pour s'enclencher les uns dans les autres. Une fois enfoncés dans le sol, ils forment un rideau continu qui peut constituer un écran de soutènement et d'étanchéité.

Les palplanches sont des profilés en acier obtenus à partir d'une tôle laminée à chaud ou à froid. Elles peuvent avoir différents profils : les profils en Z, les profils en U, les profils Oméga (variante des profils en U) sont les plus fréquemment utilisés, mais il existe aussi d'autres modèles comme les palplanches plates. On peut également réaliser des rideaux mixtes à partir d'éléments métalliques creux, comme des tubes ou des caissons, ou en utilisant des profilés en H pour renforcer le rideau de palplanches classique.

Les palplanches ont une épaisseur d'acier comprise entre 3 et 20 mm, une largeur comprise entre 0.40 et 0.75 m, et une longueur qui peut aller jusqu'à 30 m. Ce sont les dimensions des lamineurs qui limitent les dimensions des palplanches, toutefois, il est possible d'atteindre des longueurs supérieures en procédant au soudage des palplanches sur site.

Généralement on limite la longueur des palplanches à 24 m pour des raisons de transport et de mise en œuvre.

I.3.3.2. Principe de Réalisation :

Les palplanches admettent un degré de rotation qui leur permet de réaliser des formes géométriques très variables, Malgré cela, dans les angles des parois de palplanches, il existe des profilés spécifiques afin de réaliser des angles plus tranchés que ce que peuvent tolérer les palplanches.

Les palplanches peuvent être utilisées en tant qu'ouvrage de soutènement provisoire ou permanent. Dans le cas d'un ouvrage provisoire, il est aisé de retirer du sol les profils métalliques en fin de chantier. La méthode utilisée est alors très similaire à la technique d'implantation de ceux-ci. On peut utiliser les méthodes par vibrofonçage ou par vérin âge pour extraire les palplanches. Il est alors possible de les réutiliser pour d'autres ouvrages. Comme annoncé en présentation, les palplanches peuvent être utilisées pour leur fonction d'étanchéité. Toutefois, les serrures peuvent être le siège d'écoulements d'eau à travers le rideau de palplanches. Pour y remédier, on peut mettre en œuvre des produits d'étanchement dans les serrures des palplanches ou réaliser des cordons de soudure au droit des serrures une fois les palplanches en place et le sol excavé. Cette dernière méthode ne convient donc pas aux ouvrages hydrauliques. Le mode de mise en œuvre des palplanches limite leur emploi à des sites constitués de terrains meubles, sans présence d'éléments durs. Pour la mise en œuvre par vibrofonçage, elle est adaptée pour des sols granulaires de compacité faible à moyenne.



Figure I. 8: Installation des rideaux de palplanches.

I.3.3.3. Les avantages et Les Inconvénients :

Tableau I. 2: Les avantages et les inconvénients des rideaux de palplanches.

Avantages	Inconvénients
Adapté à tous types de géométries	Impossible en présence de sol dur
Vitesse d'exécution	Nuisances
Etanchéité	Corrosion si ouvrage définitif
Coût relativement élevé	Importante installation de chantier

I.3.4. Les parois de soulèvement [3] :

Les pieux sont des éléments de construction en béton, acier, bois ou mixte permettant de fonder un bâtiment ou un ouvrage. Ils sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter superficiellement les contraintes dues à la masse de l'ouvrage. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes.

On distingue deux types des pieux selon leurs techniques d'exécutions : sécant ou jointif.

I.3.4.1. Pieux sécants (disjoints) :

Ce type des pieux s'utilise pour des blindages de fouille à côté d'une construction existante et pour des terrains sous nappe. Les pieux sécants se composent de pieux primaires à numérotation impaire qui sont insérés en premier dans le terrain en alternance à une distance telle qu'ils puissent ensuite être ajusté les uns aux autres par la réalisation de pieux secondaires à numérotation paire, qui sont réalisées à travers les pieux primaires ajustés des deux côtés.

I.3.4.2. Pieux jointifs (tangents) :

Ce type de parois est constitué de pieux continus, d'où les pieux se touchent. Cette technique s'applique uniquement pour retenir le sol mais l'étanchéité n'est pas réalisée.

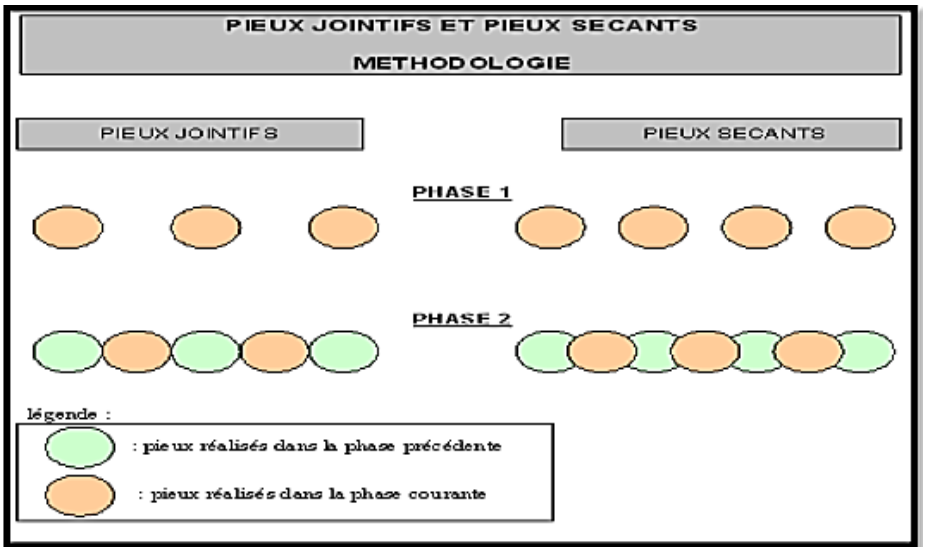


Figure I. 9: Méthodologie des pieux jointifs et sécants.

I.4. Les injections de sol :

Les techniques d'injection de sols consistent à remplir les vides d'un terrain avec un coulis de caractéristiques rhéologiques adaptées, à base de ciment, afin d'améliorer principalement les caractéristiques mécaniques et la cohésion, et diminuer la perméabilité. Le coulis est envoyé dans le milieu à traiter à partir de la surface ou à partir d'ouvrages auxiliaires tels que, par exemple, des galeries ou des puits.

On utilise les injections pour :

- Améliorer la capacité portante des fondations ou des pieux existants.
- Les injections forment un écran freiné les eaux.
- Améliorer du sol sous des fondations affaiblies.

I.5. Jet grouting :

Le jet grouting appartient au groupe des méthodes d'amélioration des caractéristiques (mécaniques et hydrauliques) du sol par injection d'un coulis ciment.

Le procédé du jet grouting consiste à créer une colonne de grande résistante, portante ou étanche, formée par l'injection sous haute pression d'un coulis de ciment durcissant mélangé in situ au sol déstructuré.

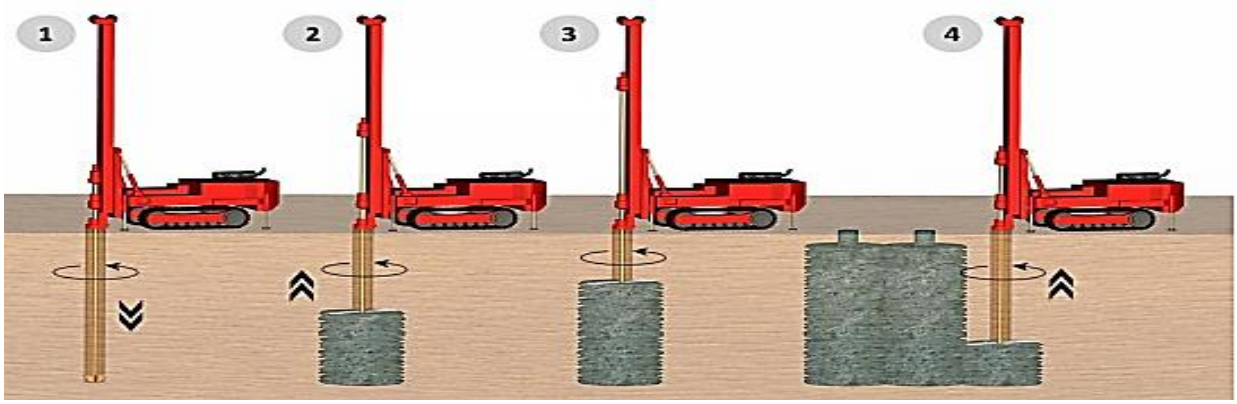


Figure I. 10: Application de jet grouting.

Le procédé de jet grouting s'applique à tous les terrains meubles ou rocher tendre principalement en consolidation et sous certaines conditions en étanchéité :

- Reprises-en sous-œuvre de bâtiments.
- Coupure étanche de barrage, soutènement de fouille.
- Voûte parapluie pour tunnel avec consolidation éventuelle en piédroits.
- Voile de consolidation pour des quais.

Il existe trois types de jet grouting :

- **Jet simple** : Méthode d'exécution dans laquelle la déstructuration et la cimentation du sol sont obtenues par un jet à haute énergie d'un seul fluide, habituellement un coulis de ciment.
- **Jet double :** Méthode d'exécution dans laquelle la déstructuration et la cimentation du sol sont obtenues par un jet à haute énergie de fluide, habituellement un coulis de ciment) entouré d'un jet d'air.
- **Jet triple :** Méthode d'exécution dans laquelle la déstructuration du sol est obtenue par un jet à haute énergie d'eau, entouré d'un jet d'air, et sa cimentation obtenue simultanément par un jet séparé de coulis.

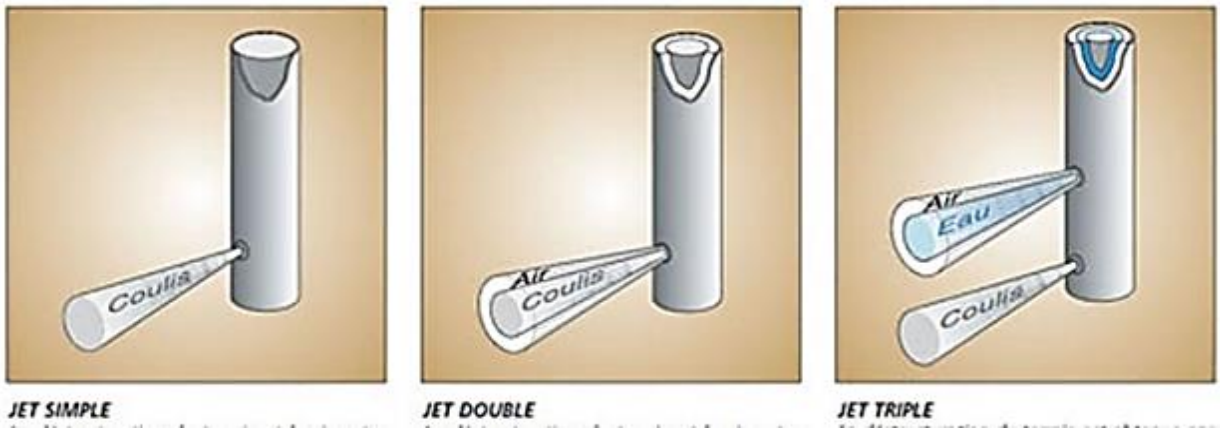


Figure I. 11: Les types de jet grouting.

Le tableau suivant présente la comparaison entre les trois types de jet en relation aux caractéristiques demandées :

Tableau I. 3: Comparaison entre les trois types de jet grouting.

caractéristique	Jet simple	Jet double	Jet triple
Diamètre	*	***	***
Résistance et rigidité du traité	***	*	**
Etanchéité du terrain traité	***	**	***
Pourcentage du remplacement du terrain originel	*	**	***
Rejets qui remontent à la surface	*	**	***
Cout des équipements	*	**	***
Risque de soulèvements en surface	***	**	*
Productivité	*	***	***
Traitement horizontal en tunnel	**	Non applicable	Non applicable

*** plus petite(e)** **** intermédiaire** ***** plus grand(e)**

CHAPITRE II

Présentation du Projet

II.1. Présentation du projet métro d'Alger :

II.1.1. Présentation de l'entreprise Métro d'Alger EMA [4] :

L'Entreprise Métro d'Alger par abréviation EMA fut créée en 1984, en qualité de maître d'ouvrage délégué du Ministère des transports, pour assurer les études, la réalisation et l'exploitation d'un réseau de chemin de fer urbain souterrain et en surface de transports de voyageurs, dit Métro d'Alger.

Depuis sa transformation en 1989, en Entreprise Publique Economique, société par actions dotée d'un capital social de 380 000 000 DA, l'EMA s'est lancée aussi, dans le développement des capacités d'études et d'ingénierie en matière de transports et la réalisation de plan de circulation par la création d'un Bureau d'Etudes des Transports Urbains -BETUR- devenu filiale à 100% de l'EMA en 2011.

Dans le cadre du plan de développement des transports urbains, de nouveaux projets ont été confiés à l'EMA depuis 2005, notamment, les études, la réalisation et l'exploitation des Tramways sur le territoire national ainsi que la réalisation, la rénovation et la mise à niveau technologique des téléphériques et télécabines dans les différentes villes du pays.





II.2. Le métro d'Alger, le transport de la modernité [5] :

Dans le but de faciliter les déplacements des citoyens via un moyen de transport confortable et sécurisé, le métro d'Alger est un réseau ferroviaire de transport urbain de type métro desservant la ville d'Alger.

II.2.1. Les caractéristiques de la ligne 1 – Etape 1 du métro d'Alger :

Ce tronçon qui s'étend de la Grande Poste à Hai El Badr comprend :

- 9.5 km de linéaire
- 10 stations (Grande Poste - Khelifa Boukhalfa - 1er Mai - Aisset Idir - Hamma – Jardin d'Essais - Les Fusillés - Amirouche - Mer et Soleil - Hai El Badr).
- Un complexe technico-administratif (PHT-PCC et bâtiment siège).
- Pôle d'Échange situé aux fusillés (Métro - Tramway- Téléphérique et Bus).
- 14 Rames climatisées d'une capacité de 1200 personnes chacune.
- La fréquence est de 4 mn.
- La capacité de transport est de 21 000 voyageurs/heure/sens.

II.2.2. Les extensions de la ligne 1 du Métro d'Alger :

Après le succès de projet métro d'Alger, L'Entreprise Métro d'Alger a programmé des extensions de la ligne 1 du métro d'Alger qui dessert les quartiers et régions les plus denses en population telle que Beraki, Bab Ezzouar, Bab El Oued, Chevalley, Place des Martyres, El Harrach, Cheraga, Draria … certains d'entre eux sont déjà en exploitation, certains sont en phase de réalisation et d'autres sont en phase d'étude.

Ses extensions sont exploitées avec 19 stations sur un linéaire de 18,2 km.

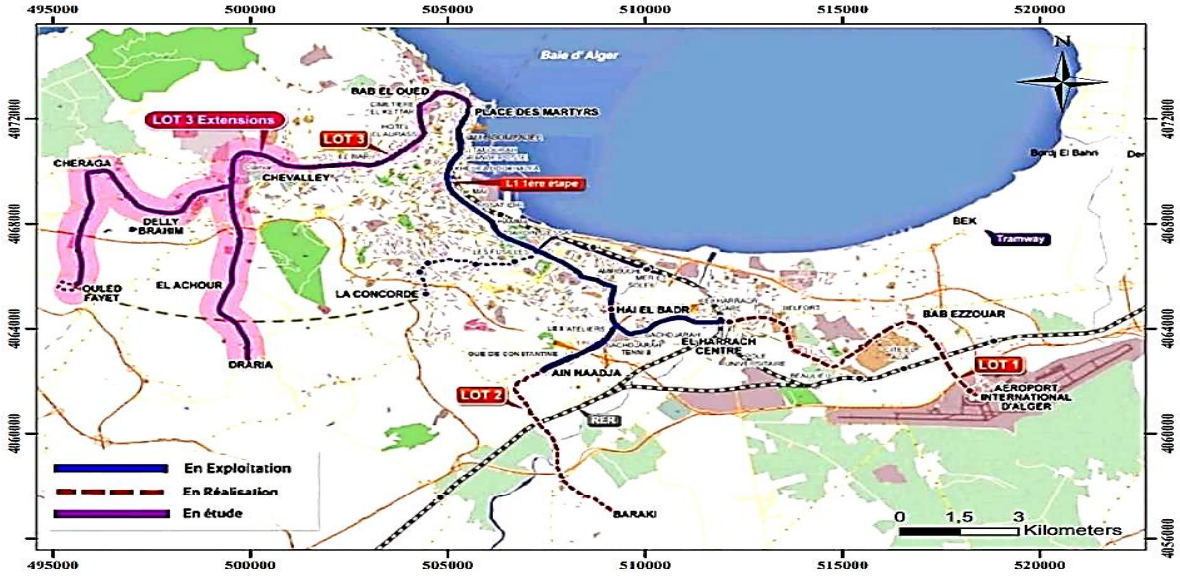


Figure II. 1: Les extensions desservant le Grand Alger.

II.2.2.1. En phase d'exploitation :

- **Hai El Badr - El Harrach Centre :**

L'extension de la ligne 1 du Métro d'Alger reliant Hai El Badr à El Harrach Centre est mise en exploitation commerciale le 5 Juillet 2015.

Ce tronçon d'un linéaire de 4 km qui s'étend du troisième quai de la station de Hai El Badr, dessert les communes de Bachdjarah, Bourouba et El Harrach à travers Quatre (04) stations (Bachdjarah Tennis, Bachdjarah, El Harrach Gare et El Harrach Centre).

- **Hai el Badr - Ain Naadja :**

Ce tronçon d'un linéaire de 3,6 Km dessert les communes de Bachdjarah et de Gué de Constantine à travers Trois (03) stations « Les Ateliers », « Gué de Constantine » et « Ain Naadja », inauguré le 13 novembre 2018.

- **Grand Poste - Place des Martyres :**

Ce tronçon d'un linéaire de 1.7 km s'étend de la Grande Poste vers Place des Martyrs et dessert les communes d'Alger Centre et de la Casbah à travers deux stations « Ali Boumendjel » et « Place des Martyrs » inaugurées le 09 avril 2018.



Figure II. 2: Les extensions du métro en phase exploitation.

II.2.2.2. En cours de réalisation :

- **AIN NAADJA – BARAKI :**

L'extension du métro d'Alger allant d'Ain Nâadja à Baraki s'étend sur une longueur de 6 km avec 6 stations et un viaduc reliant la station Mohamed Boudiaf à la station Mohamed Belarbi.

Cette extension permet l'accessibilité au centre de Baraki et permet aussi une connexion avec le train au niveau de la Gare Ferroviaire de Gué de Constantine.

Les six stations de cette extension sont :

- Station Mohamed Boudiaf.
- Station Jardin.
- Station Ain Nâadja Gare.
- Station Cité 2004.
- Station Futur Parc Urbain.
- Station Mohamed Belarbi.

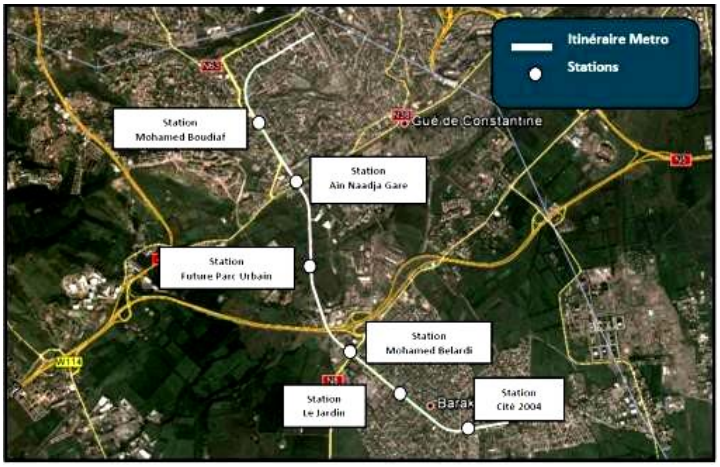


Figure II. 3: L'extension du métro d'Alger. AIN NAADJA-BARAKI.

➢ **EL HARRACH - BAB EZZOUAR - AÉROPORT D'ALGER :**

L'entreprise métro d'Alger a entamé les travaux de réalisation de l'extension de la ligne 1 du métro d'Alger vers d'autre communes (El Harrach - Bab Ezzouar - Aéroport d'Alger) confier à COSIDER Travaux Public, les travaux de réalisation des gros œuvres ; de l'extension de la ligne 1 du métro d'Alger ; reliant le centre-ville d'el Harrach à l'aéroport international houari Boumediene. Sont entames depuis juin 2015 ; sur un linéaire de 9km, 9 stations et 10 puits de ventilation cette ligne desservira des quartiers denses en population.

Sur cette extension COSIDER introduira pour la premiers fois un tunnelier ce type d'investissements est rentable sur long tronçons.

Les stations de cette extension :

- **Station Hassan Badi :** Sur 131.00 m du pk 0+782.80 m au pk 0+913.50 m.
- **Station pôle universitaire :** Sur 130.40 m du pk 1+445.80 m au pk 1+576.20 m.
- **Station Beaulieu :** Située au centre de Beaulieu 129.40 m du pk 2+646.30 m au pk 2+775.70 m.
- **Station oued Smar :** Située dans le nord de la région oued Smar ; sur 130.20 m du pk 3+741.90 m au pk 3+872.10 m.
- **Station université houari Boumediene :** Sur 129.91 m du pk 4+740 m au pk 4+869.91 m.
- **Station Rabia Tahar :** Sur 130.60 m du pk 5+547.71 au pk 5+678.31 m.
- **Station Smail Yefsah :** Sur 129.40m du pk 6+640.28 m au pk 6+769.68 m.
- **Station de centre d'affaire (centre commercial) :** Sur 129.80 m du pk 7+358.10 m au pk 7+487.90 m.
- **Station d'Aéroport :** Située à l'intérieur du parking en plein air à proximité de terminal 1 et 2 sur 129.80 m du pk 8+885.11 m au pk 9+014.91 m.

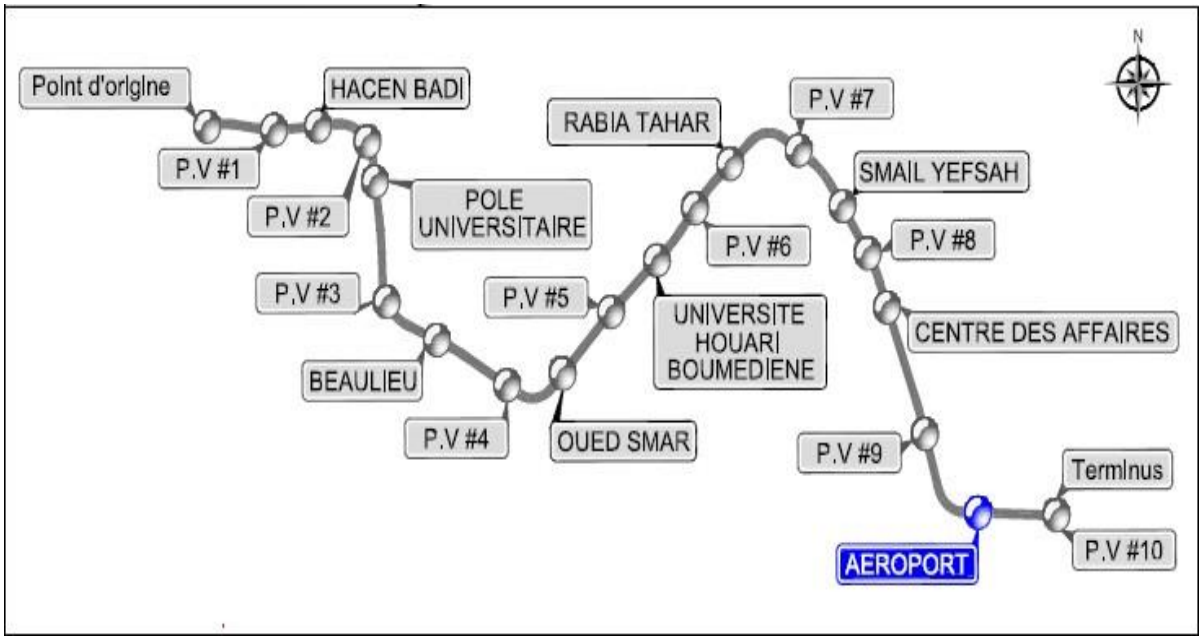


Figure II. 4: Représentation de l'extension LOT 1 d'EL Harrach vers l'Aéroport.

II.2.2.3. En phase étude [6] :

On a deux tronçons en phase d'étude :

- **Le premier tronçon :** Allant de la place des martyrs à chevally traversant bab-eloued, d'un linéaire de 8 kilomètres à traverse 8 stations.
- **Le deuxième tronçon :** Cette extension d'une longueur de 14 kilomètres présente une bifurcation vers Chevalley - Delly Brahim - El Achour - Draria d'environ 8 Km et 8 stations et une autre vers Delly Brahim - Cheraga - Ouled Fayet d'environ 6 km et 6 stations.

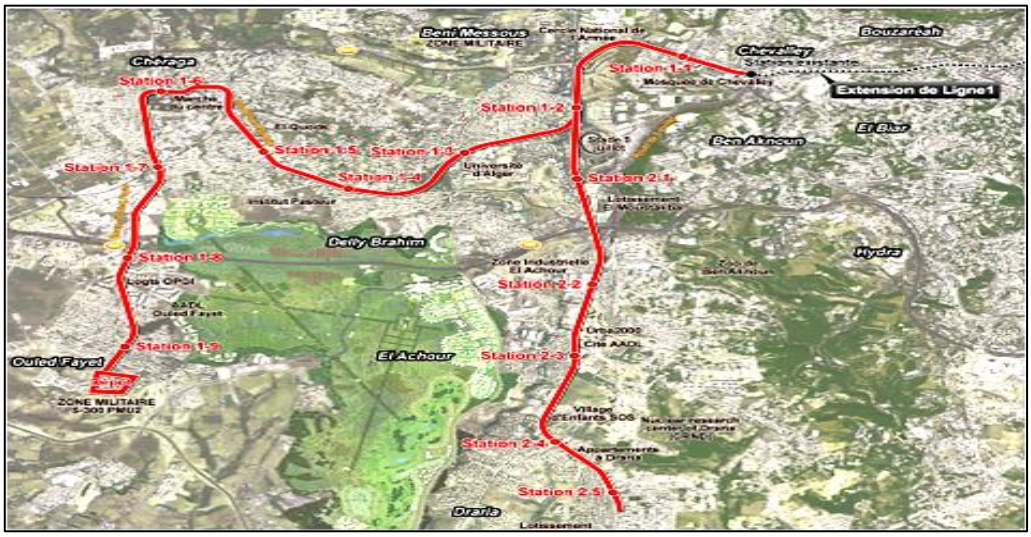
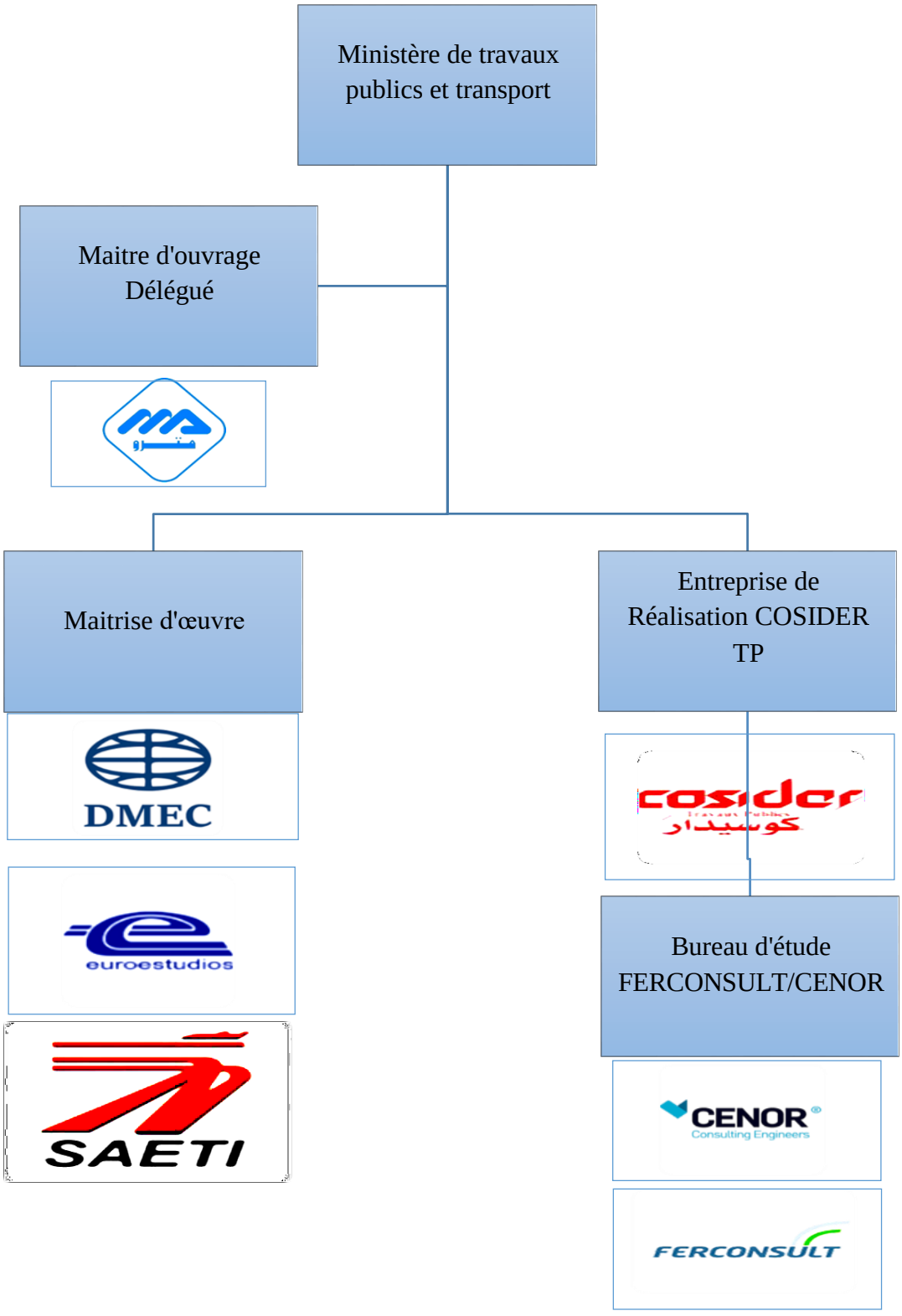


Figure II. 5: Les extensions du métro d'Alger en phase d'étude.

II.2.3. Les sociétés participantes dans ce projet [7] :



Maitre d'ouvrage : L'EMA

Maitrise d'œuvre :

TPF GETINSA EUROESTUDIOS est l'une des plus grandes sociétés d'ingénierie en Espagne, leader sur le marché dans des secteurs clés tels que le transport, l'environnement, l'eau, le bâtiment et les aménagements sur bains [9].

Fondée en 1960, DMEC dont le siège social est à Séoul en Corée du Sud, est un des principaux acteurs en matière de développement et d'exploitation des infrastructures qui propose des services de consulting stratégiques, de planification, d'ingénierie et de gestion de la construction notamment dans les domaines d'assainissement, géotechnique, port et industries maritimes, architecture, voies ferrées, transports, paysagisme et au métro [10].

Société algérienne d'étude d'infrastructures filiale du groupe d'Entreprises GEICA depuis 2016, sous tutelle du ministère des Travaux publics et des transports, développe un savoir-faire de niveau national et international dans le domaine d'études, de contrôle, de suivi, d'assistance et d'expertise d'infrastructures routières, autoroutières, ouvrages d'Art, aérodromes et ferroviaires [11].

Est une entreprise de réalisation des grands travaux dans les différents domaines (autoroutes, barrages et ouvrages maritimes et souterrains…). Elle s'est imposée comme leader incontesté du BTPH sur le marché Algérien en capitalisant une expérience de plus de 35 années.

II.3.Présentation de la station [12] :

II.3.1. Localisation :

La station de métro de l'aéroport **HOUARI BOUMEDIENE** fait partie de l'extension LOT 1 (El Harrach Centre - Aéroport d'Alger) qui est une ligne prolongée de l'extension B1 de la première ligne du métro d'Alger. Elle représente la station terminale, précédée par le puits de ventilation PV9 et la station Centre des Affaires, succédée par le puits de ventilation PV10 dit puits d'extraction.



Figure II. 6: Vus de situation de la station d'Aéroport.

La station sera implantée entre le Pk : 8km873,1 et le Pk : 9km002,9 sur le tracé et le centre de la station se trouve au Pk : 8km 938,00. La station sera implantée en dessous d´une route et Aux environs, on trouve un parking et une gare ferroviaire à côte ouest. Comme la montre la figure ci-dessous.



Figure II. 7: Vus 3D de l'implantation de la station d'Aéroport.

La station présente une longueur de 130 m, une largeur de 23 m et une profondeur moyenne de 28.5 m contient 3 accès et 2 escaliers de secours et un tapis roulant de 100m.

La station et ses trois accès (nord, sud, est) sont implantés dans une surface étendue, peu accidentée et de faible dénivellation, en absence des bâtiments de caractère définitif.

Les accès nord, sud et Est ont une longueur de 55 m, 120 m et 145 m respectivement. La surface de la zone d'implantation de la station avec ses accès est d'environ 6700 m^2.

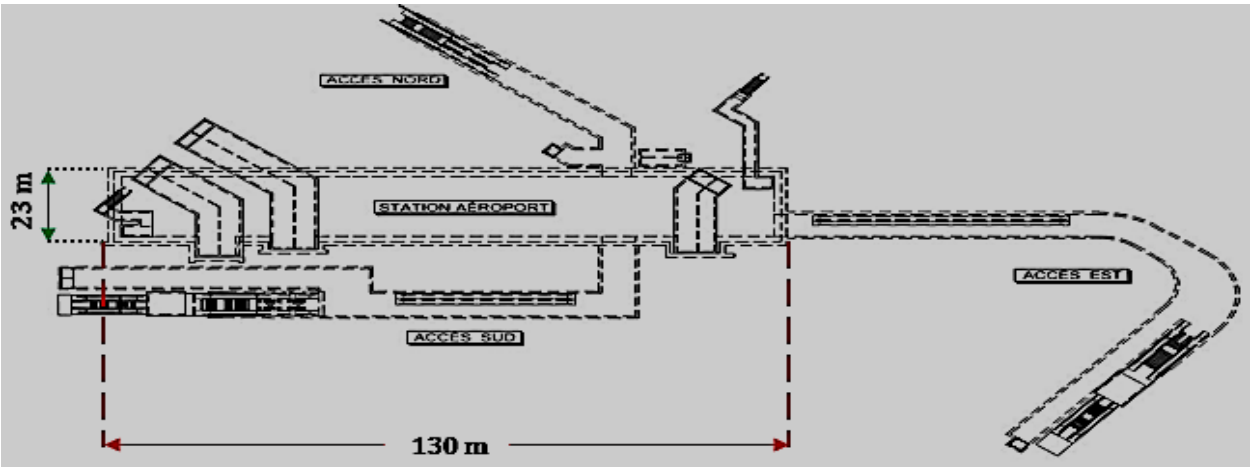


Figure II. 8; Vus en plan de la station d'Aéroport.

II.3.2. Contexte Géologique du projet :

Les connaissances géologique, hydrogéologique et sismique d'un projet est obligatoire, il représente des facteurs importants comme le degré de difficulté, la complexité et les influences de la réalisation d'un ouvrage souterrain.

II.3.2.1. La géologie de la région [13] :

La topographie de la côte algéroise est caractérisée par la succession à partir du rivage actuel et jusqu'à une altitude de plus de 300 mètres, d'une série de gradins, disposés les uns au-dessus des autres comme les marches d'un escalier. Ces marches interrompent brusquement la continuité des pentes, en général très rapides, qui bordent le littoral algérois.

L'étude géologique de la région algéroise, peu étendue en surface et formant un rocher qui s'avance dans la mer, révèle qu'en arrière il est recouvert par un cordon de dunes au-delà duquel on retrouve les terrains sédimentaires de la série tertiaire Dans une esquisse géologique et topographique du littoral d'Alger datant de 1911, il apparaît que ce littoral comprend essentiellement toute la région basse qui borde sur plus de 100 kilomètres le pied de l'Atlas, depuis le massif de Sidi-Fredj au nord de Thénia des Béni Aïcha, jusqu'au mont Chenoua à l'ouest de Tipaza.

Le relief se caractérise par trois zones longitudinales : le Sahel, le littoral et la Mitidja.

La carte géologique au 1/50 000 (**Figure B.2 ANNEXE B**) de la région d'Alger, révèle que la région de Bab-Ezzouar et ses alentours immédiats sont constitués de terrains quaternaires, principalement actuels. Dans sa partie Est, la région de Bab-Ezzouar est

recouverte par des alluvions anciennes (comblement de la Mitidja), et dans sa partie ouest, par des dépôts lacustres et marécageux (zone inondable).

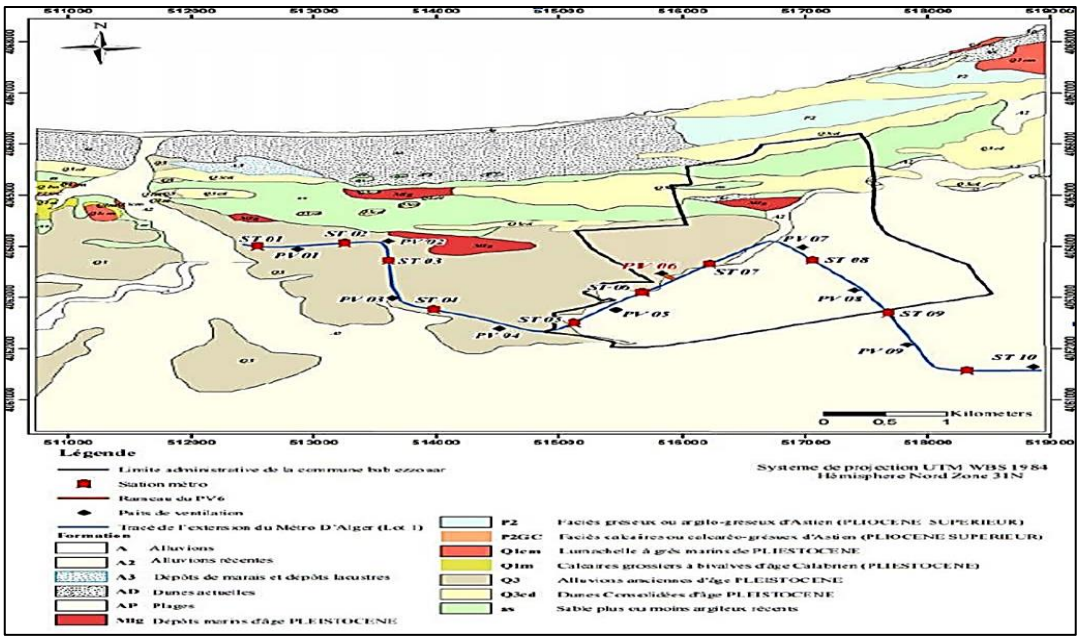


Figure II. 9: Carte géologique de la région d'étude (ligne de métro d'Alger).

II.3.2.2. Hydrogéologie de la région du projet :

Lorsqu'on est amené à faire une étude du sol, pour un projet donné, il est important d'introduire les données hydrogéologiques pour avoir un maximum d'informations sur le site. En effet, il s'agira de présenter dans leurs grandes lignes les données générales relatives à la température et aux précipitations.

II.3.2.3. Les risques d'inondations :

En raison de sa situation géographique, Alger est fortement soumise aux risques d'inondation à cause du ruissellement des eaux de pluie des hauteurs de la ville jusqu'aux quartiers situés en contrebas et à la présence des nappes phréatiques en profondeur du sol. Ce risque est accentué par plusieurs facteurs liés à une évolution urbaine prenant peu en compte les risques.

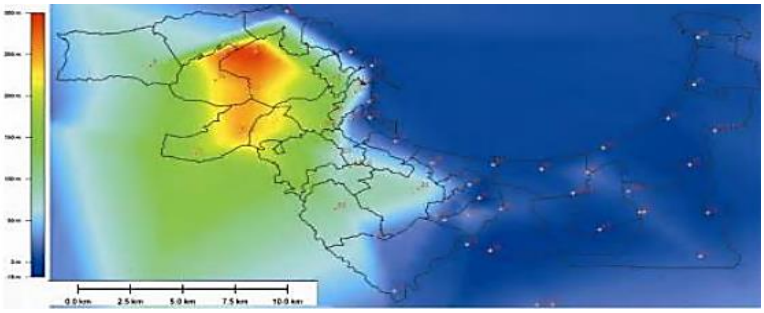


Figure II. 10: Carte de niveau d'eau souterraine.

II.3.2.4. Précipitation :

La perturbation des précipitations sur la région d'Alger a engendré un régime hydrographique irrégulier. Durant l'été, les lits d'oued sont à sec, par contre, la période pluvieuse favorise un écoulement et un transport de sédiments.

Le réseau hydrographique de la région est constitué essentiellement de :

- Oued El Harrach.
- Oued El Hamiz.
- Oued Semmar.
- Oued Reghaia.
- Oued Mazafran.

II.3.2.5. Climatologie [14]:

Dans la wilaya côtière d'Alger, les températures hivernales varient entre 8 °C et 15 °C. Elles grimpent à 25 °C au mois de mai pour atteindre une moyenne de 28 °C à 30 °C en juillet et août. Lors des précipitations de neige, la température peut descendre à moins de 6 °C. La wilaya d'Alger présente des vitesses moyennes annuelles du vent estimé à une altitude de 10 mètres entre 1 m/s et 6 m/s.

Tableau II. 1: Données climatiques à Alger Source NOAA;Nation oceanic and Atmospheric Administration.

Mois	jan.	fév.	mars	avril	mai	juin	jui.	août	sep.	oct.	nov.	déc.	année
Température minimale moyenne (°C)	5,9	6,4	7	9	12	15,6	18,5	19,1	17,1	13,7	9,6	7	11,7
Température moyenne (°C)	11,3	11,9	12,8	14,7	17,7	21,3	24,6	25,2	23,2	19,4	15,2	12,1	17,4
Température maximale moyenne (°C)	16,5	17,3	18,5	20,4	23,5	27	30,6	31,2	29,2	25,1	20,7	17,2	23,1
Précipitations (mm)	80	81,8	73,4	61,1	39,9	16,7	4,6	7,4	34,2	76	96,4	115,2	686,6
Nombre de jours avec précipitations	11,4	10,6	9,7	9,1	7,3	2,5	1,5	2,5	5,3	8,6	11,1	12,1	91,7

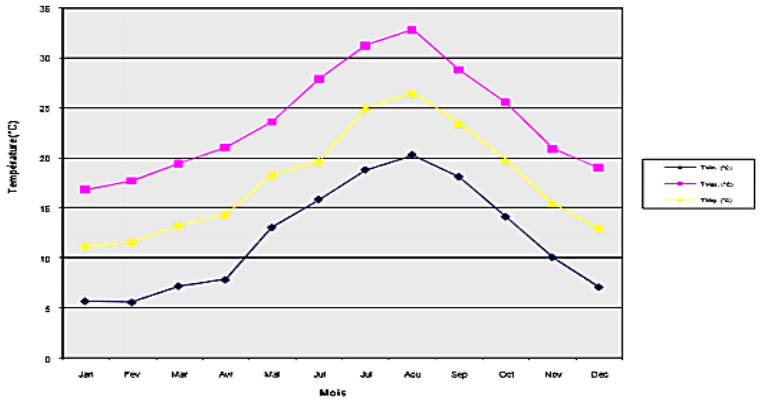


Figure II. 11: Variation mensuelles de la température ONM la région d'Alger.

II.3.2.6. Hydrologie du site :

Le site de l'aéroport est situé au nord-est du bassin de la Mitidja, La Mitidja est une vaste plaine située au sud d'Alger, sa superficie est de 1 400 km2, de forme allongée, elle s'étend d'Est en Ouest sur une centaine de kilomètres et dont la largeur varie de 5 à 20 km.

Bordée par deux reliefs élevés. Au nord, par les collines du Sahel algérois et au sud, par l'Atlas blidéen. D'ouest en Est, la plaine traverse les wilayas de Tipaza, de Blida, d'Alger et de Boumerdes.

Les ressources en eaux souterraines de cette nappe alimentée par les eaux de pluie mais également par l'infiltration des eaux des oueds traversant la plaine.

La nappe de la Mitidja est soumise à un climat régional subhumide littoral caractérisant l'ensemble des plaines côtières. Au fur et à mesure que l'on s'éloigne du littoral, le climat devient de plus en plus continental et l'on enregistre une baisse sensible des températures.

II.3.2.7. Sismicité du site [15] :

Le Nord de l'Algérie est connu pour son intense activité sismique qui se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerranée. Le niveau minimal de protection parasismique est caractérisé conventionnellement par le coefficient d'accélération et déterminé en fonction de la classe des ouvrages et de la zone de sismicité dans laquelle l'ouvrage se trouve.

- Zonage du site :

Le règlement parasismique algérien subdivise le territoire national en cinq zones sont définies en fonction de leur sismicité croissante :

Zone 0 : sismicité négligeable,

Zone I : sismicité faible ;

Zone IIa : sismicité moyenne ;

Zone IIb : sismicité élevée ;

Zone III : sismicité très élevée.



Figure II. 12: Carte de zonage sismique du TERRITOIRE NATIONAL-RPA99.

D'après le zonage sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS) en (1999), la zone d'étude est classée dans la zone III caractérisée par une sismicité très élevée.

- Classification de l'ouvrage :

Pour la prise en compte du risque sismique, et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels sont classés en deux groupes.

Groupe 1 : Tunnels stratégiques.

Ce groupe recouvre les tunnels stratégiques devant rester circulables après avoir subi l'action sismique ultime règlementaire, soit Les tunnels autoroutiers, Les tunnels sur routes nationales et Les tunnels ferroviaires et de métro.

Groupe 2 : Tunnels importants.

Dans ce groupe sont classes les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

A partir de cette classification, mon ouvrage fait partie du Groupe 1, ouvrages d'importance stratégique.

- Coefficient d'accélération :

Le coefficient d'accélération est défini en fonction de la zone sismique et de la classe des ouvrages selon le Tableau ci-dessous :

Tableau II. 2: Coefficient d'accélération selon la class ouvrage et la zone de sismicité.

Groupe	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30

La région d'étude est située dans la zone sismique III et dans le groupe 1 (tunnels stratégiques), pour cette zone la valeur d'accélération sismique a adopté sera de A=0,4g [g étant la gravité prise égale à 9.81 m/s^2], cette valeur sera prise dans les calculs. Pour les constructions provisoires, le RPA définit une valeur de A égale à 0.18g.

II.4. Matériaux utilise [16] :

Les caractéristiques des matériaux utilisés pour la construction des ouvrages sont :

Béton :

- C20/25 – Béton de remplissage.
- C25/30 – Béton armé pour les murettes-guide.
- C30/37 – Béton armé pour les parois moulées, pour les pieux et pour les poutres de couronnement. f_{c28} =30 MPa –ρ béton =25 KN/m^3

Acier :

- Armatures de béton armé : HA FeE500 (NF EN 10080)
- Limite d'élasticité caractéristique : fyk= 500 N/mm^2.
- Module d'élasticité : Es= 200 000 N/mm^2.

L'enrobage des armatures sera de :

- ✓ 50 mm Murettes-guides et poutres de couronnement des pieux.
- ✓ 70 mm – Parois moulées et pieux

Chapitre III

Conception de la station

III.1. Introduction :

Une station métro est un point d'arrêt défini sur un réseau métropolitain permettant la descente et l'accès des voyageurs à une rame de métro ; elle peut être souterraine ou aérienne, De point de vue conception d'une station métro, Il est important d'assurer la continuité de l'espace public. Les travaux préparatoires consistent à libérer l'espace nécessaire en surface et en souterrain à la construction d'une station

Dans le cadre de l'étude de l'exécution insérée dans le projet de l'extension E - El Harrach centre – Bab Ezzouar- aéroport international d'Alger du métro d'Alger, on présente dans ce chapitre la méthode adoptée sur chantier pour réaliser une station d'aéroport.

III.2. Méthode d'exécution :

Pour réaliser une bonne station d'aéroport on est obligé d'effectuer un bon choix de blindage et d'excavation.

Le choix a été fait pour le corps principal de la station en basant sur les connaissances géographiques du terrain :

- Etat actuel du site : absence de bâtiments aux environs de la zone d'excavation destinée réaliser les ouvrages de la station
- Etat des couches géologiques : sols argileux à l'inférieur de la surface.
- Considération de la poussée des terres et des eaux souterraines : à partir de la profondeur de 28.5m.

III.2.1. Choix de la Méthode de construction de la station d'aéroport :

La station Aéroport sera implantée à une profondeur d'environ 28.50m sur les terrains argileux et sableux. La stabilité est assurée pendant les travaux. Par conséquent, l'excavation à ciel ouvert est la plus avantageuse en termes de l'aspect économique sera adoptée. Elle sera construite avec une méthode de construction intégrant l'excavation à ciel ouvert. Cette dernière peut être effectuée soit par :

- Méthode ascendante (bottum up).
- Méthode descendante (top-down).

La construction conventionnelle ayant des sous-sols est habituellement construite par la méthode Bottom-up. En termes simples, le stade de construction est du bas de la sous-structure au sommet de la superstructure. Les projets généraux de génie civil ont généralement des contraintes de temps de cout et d'espace de travail. La méthode de construction descendante « Top-Down » est la solution à ces problèmes, et c'est la méthode adoptée pour la construction de notre station **D'AEROPORT HOUARI BOUMEDIENE,** Elle est définie par l'utilisation de la structure interne permanente comme étaiement temporaire du mur de soutènement, coulé dans une séquence de haut en bas. Les dalles de niveau supérieur sont coulées avant les dalles de niveau inférieur pour servir de cadres horizontaux pour le support du mur au fur et à mesure de l'excavation.

III.2.1.1. Les avantages :

- Les dalles structurales agiraient comme des appuis pour le soutien des fouilles. Il nécessite un peu moins de largeur pour la zone de construction.
- Construction plus facile du toit car il peut être jeté sur une qualité préparée plutôt que d'utiliser des formes inférieures.
- Cela peut entraîner une durée de construction plus courte en chevauchant les activités de construction.

La construction commence par le renforcement du sol en utilisant des pieux disjoints autour du périmètre de la station. En revanche on utilise les pieux jointifs pour renforcer le sol support des accès de la station.

Après avoir renforcé le sol, il importe de choisir la méthode de blindage permettant d'empêcher la déformation du blindage et de maintenir le niveau d'eaux souterraines, afin de prévenir le tassement différentiel des bâtiments situés au-dessus de l'excavation. En considérant ces éléments, la paroi moulée qui est avantageuse en termes de stabilité est sélectionnée.

III.2.2. Paroi moulée [17] :

Les parois sont réalisées en premier temps avant même que l'espace envisagé de la station ne soient excavé elles forment progressivement le périmètre de l'ouvrage souterrain.

La réalisation des parois moulée se fait en 4 étapes :

III.2.2.1. Murette guide :

Constituées de deux murettes parallèles en béton armé de 30cm d'épaisseurs et une hauteur qui varie entre 0.8-1.30m elles permettent d'assurer le correct alignement des panneaux en guidant l'outil d'excavation au démarrage et garantir la stabilité de la couche supérieure du terrain à excaver ainsi qu'une bonne réserve de boue de forage, la construction des murette-guides est considérée indispensable.

Ils constituent aussi un appui stable pour les opérations délicates comme le maintien des cages d'armatures en phases ultérieures. Dans la Figure III.1 est présentée la définition géométrique des murettes-guides préconisée dans le projet, ainsi qu'un exemple de murettes-guides typiques.

Nous soulignons encore que l'implantation de ces murettes et de l'axe des parois doit prendre en considération une tolérance de déviation verticale des parois de 0,5% de la hauteur à creuser. Ainsi, dans le cas de cette station, on a prévu une tolérance de 16 cm.

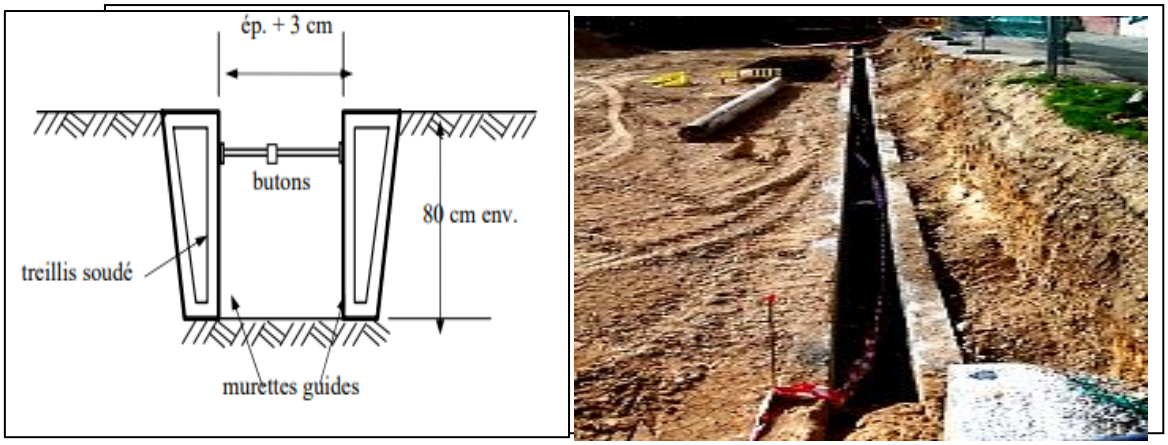


Figure III. 1: Exemple de Murettes-guide avec définition géométrique.

III.2.2.2. Forage ou excavation :

En fonction du type de sol rencontré deux engins de chantier sont utilisés pour le creusement des panneaux de parois moulées, la benne mécanique pour les sols meubles et l'Hydra fraise pour les sols durs.



Figure III. 2: la benne mécanique.



Figure III. 3: Hydra fraise.

Au fur et à mesure du creusement un mélange appelé bentonite (mélange d'eau et d'argile sous forme colloïdale ne dépassent pas la densité de 1,10 kg/l) est substitue au terrain, il permet de maintenir la stabilité de cette grande tranchée pendant toute la durée du forage d'unpanneau.et de rôle principale qu'et s'opposer à la poussée hydrostatique et d'empêcher les infiltrations d'eau.



Figure III. 4: Les sacs de bentonite.

Dans le présent projet, il a été considéré que l'équipement d'excavation produisait des panneaux avec 2,80 m de long et 1,00 m de large.

La matérialisation du blindage dans le contour de l'aire d'implantation de la station est faite par la conjugaison de panneaux primaires et secondaires selon le séquençage présenté dans la Figure La disposition préconisée pour les panneaux a essayé de garantir, pour chaque panneau, des mêmes conditions de frontière pour le creusement avec l'hydro fraise, à savoir, terrain-terrain dans le cas des panneaux primaires et béton-béton dans le cas des panneaux secondaires. La continuité entre panneaux primaires et secondaires sera assurée par l'invasion, au fur et à mesure de l'excavation des panneaux secondaires, des tronçons d'extrémité des panneaux primaires qui seront déjà bétonnées. L'épaisseur de béton à démolir des panneaux primaires sera de 20 cm pour des situations courantes.

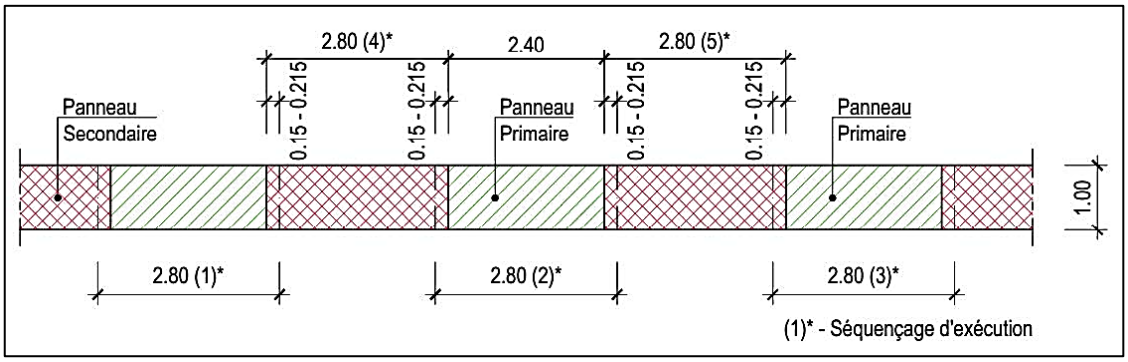


Figure III. 5: Phasage d'exécution de la paroi moulée.

Pour garantir que la fraise ne frappe pas les cages d'armatures des panneaux primaires pendant l'excavation des panneaux secondaires, des écarteurs en PVC Φ350 mm (e=8 mm) devront être installés dans les extrémités des panneaux primaires à fraiser.

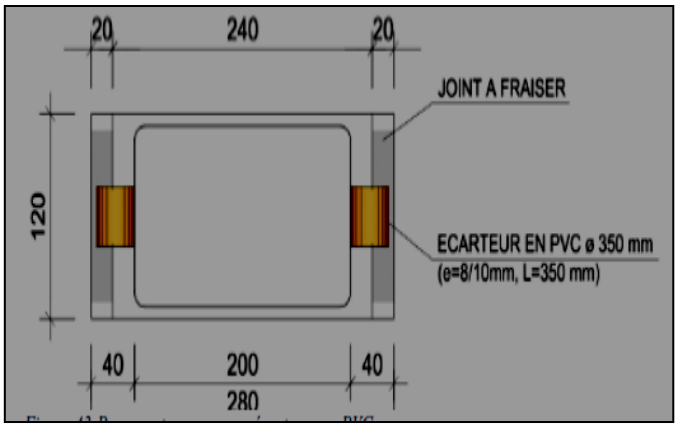


Figure III. 6: Panneau type avec ces écarteurs en PVC.

Une fois le forage atteint a curé le fond de la fouille avant la mise en place des cages d'armatures, on a fait une opération qui s'appelle le dessablage, cette opération consiste à enlever le sable existant au fond de la fouille.

III.2.2.3. Pose des armatures :

Les cages d'armature sont ensuite installées à l'aide d'une grue de manutention et calées à l'aide des murettes-guides, à l'intérieur de l'excavation. Elles peuvent être équipées de tubes de réservation attachés aux aciers et susceptibles de servir pour des auscultations non destructives du béton, ou pour effectuer des forages et injections en pied de paroi.



Figure III. 7: Pose des armatures.

III.2.2.4. Bétonnage :

Le bétonnage du panneau s'effectue ensuite par l'intermédiaire de tubes plongeurs, descendus jusqu'au fond du forage et équipés d'entonnoirs dans lesquels les toupies déversent directement le béton. Au fur et à mesure le béton chasse le mélange d'argile (bentonite) vers la surface parce que le béton est très lourd que la bentonite. Celle-ci est évacuée par pompage vers la centrale à boue, afin d'y être recyclée.



Figure III. 8: bétonnage de la paroi.

III.2.3. Réalisation de la station par la méthode top down [18] :

Notre station a une profondeur de 28.5m. Elle comprend une dalle de couverture et deux dalles intermédiaires et un radier.

Apres la réalisation des parois moulées, l'excavation s'effectue de haut en bas en passant par les étapes suivantes :

- . Excavation jusque niveau poutre de couronnement et assurer la stabilité du talus avec béton Projeté.

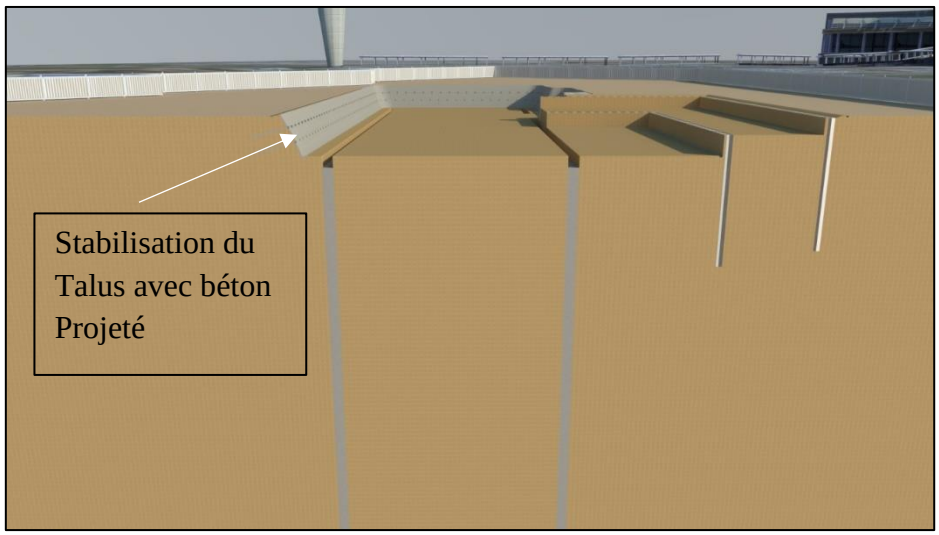


Figure III. 9: Excavation jusqu'à niveau poutre de couronnement.

- Excavation de 4m et l'installation du premier buton à profondeur de 2.5m avec coulage des murs et des voiles.

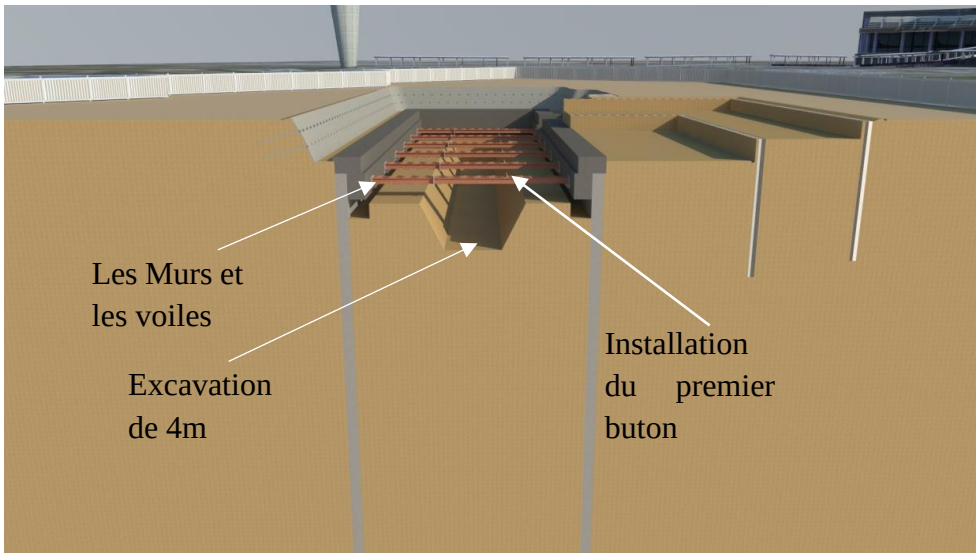


Figure III. 10: Exvavation de 4m et l'nstalation du premier buton.

- Excavation jusqu'à 8.25m et réalisation de la dalle R-1 à profondeur 7.25m avec coulage des murs et les voiles.

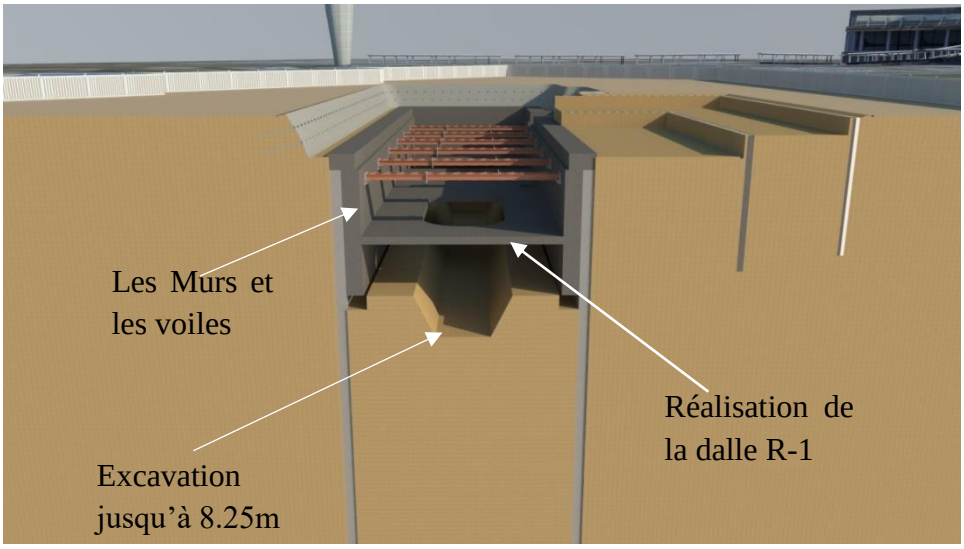


Figure III. 11: Excavation jusqu'à 8.25m et réalisation de la dalle R-1.

- Excavation jusqu'à 12.75m et l'installation du deuxième niveau du butonnage avec coulage des murs et les voiles.

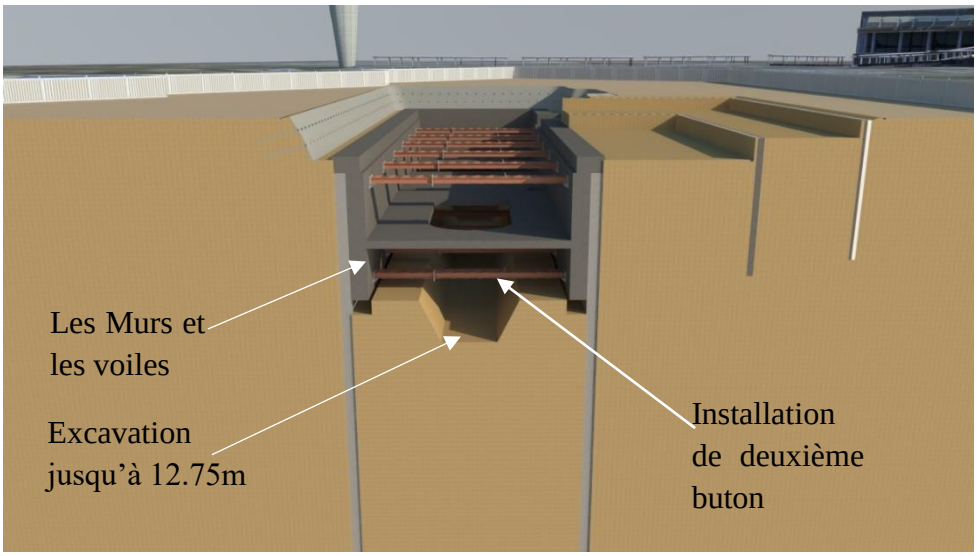


Figure III. 12: Excavation jusqu'à 12.75m et l'instalation du deuxieme niveau de butonnage a 11.25m.

- Excavation jusqu'à 16.65m et pose le troisième buton a 15.15m avec coulage des murs et voiles.

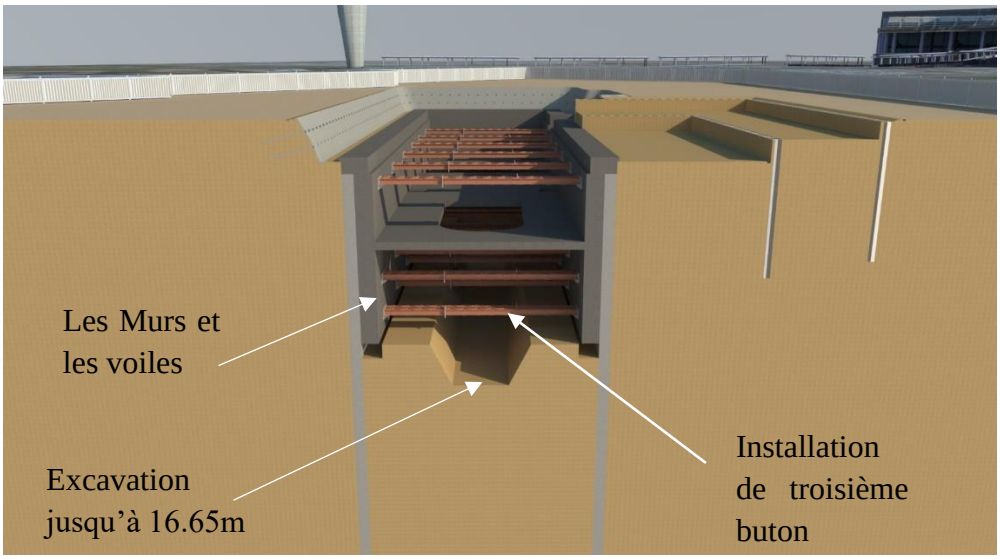


Figure III. 13: Excavation jusqu'à 16.65m et l'installation du troisième buton.

- Excavation jusqu'à 20.55m et l'installation du quatrième buton a profondeur 19.05m avec coulage des voiles.

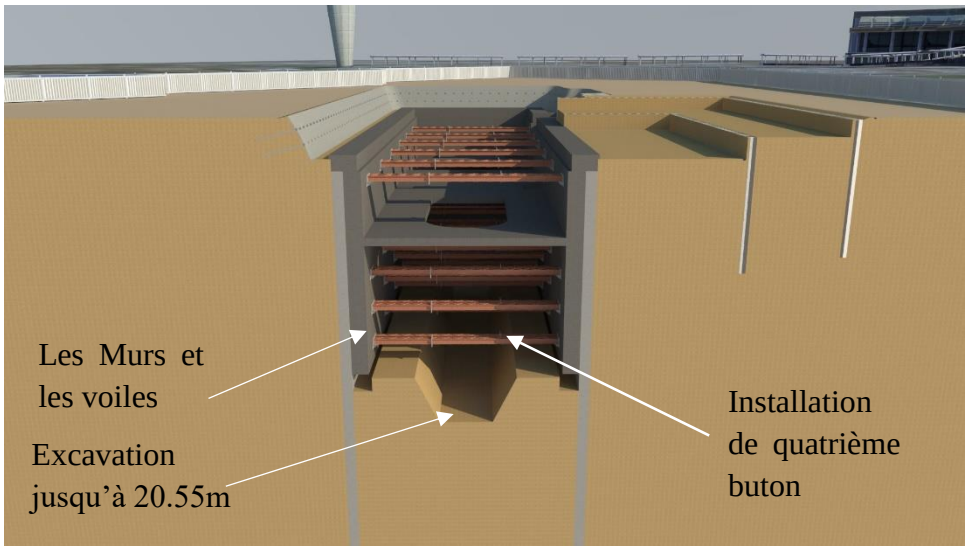


Figure III. 14: Excavation jusqu'à 20.55m et l'installation du quatrième buton.

- Excavation finale jusqu'à 25m et coulage des murs et voiles.

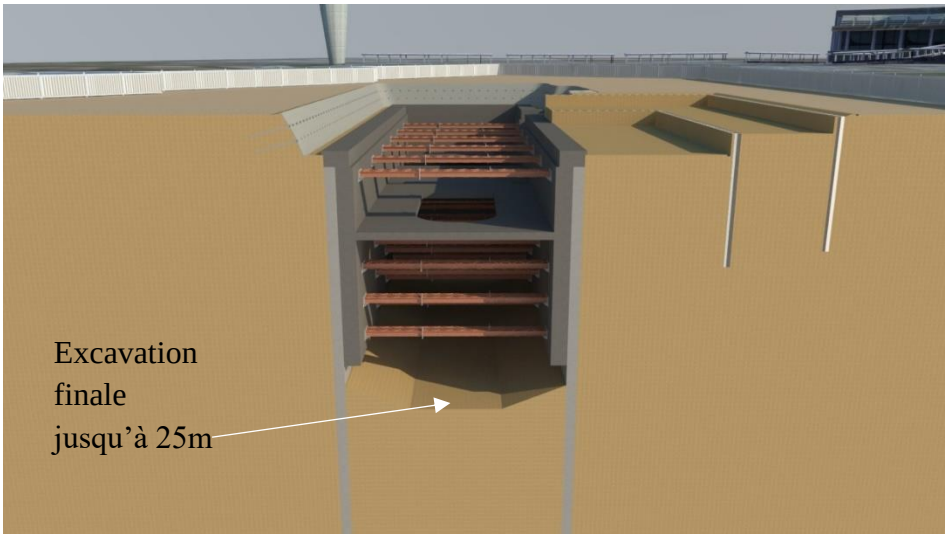


Figure III. 15: Excavation finale.

- Démontage des butons et réalisation du radier.

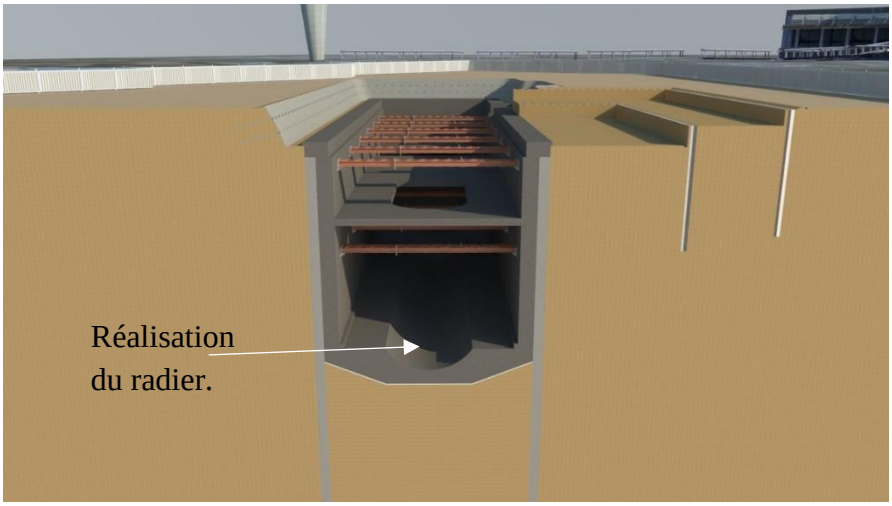


Figure III. 16: Réalisation du radier.

- Réalisation de la dalle couverture.

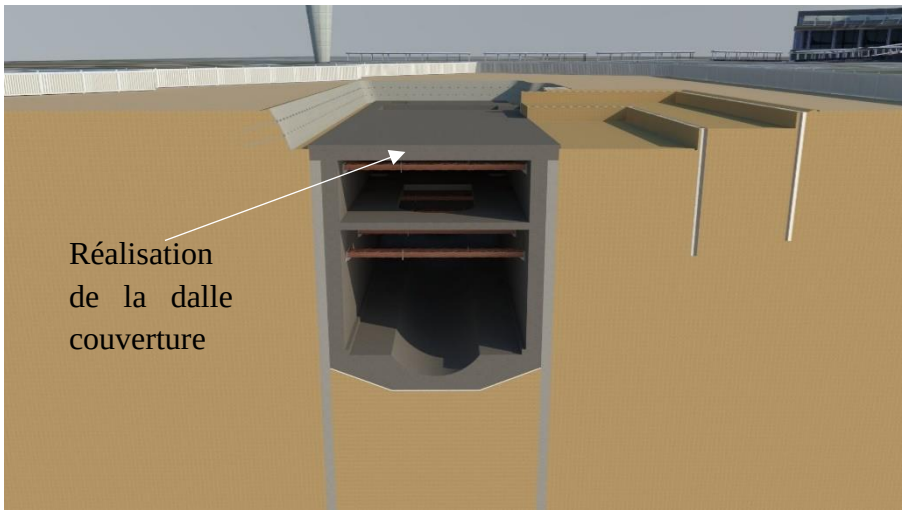


Figure III. 17: Réalisation de la dalle couverture.

- Démontage du premier buton et passage du tunnelier.

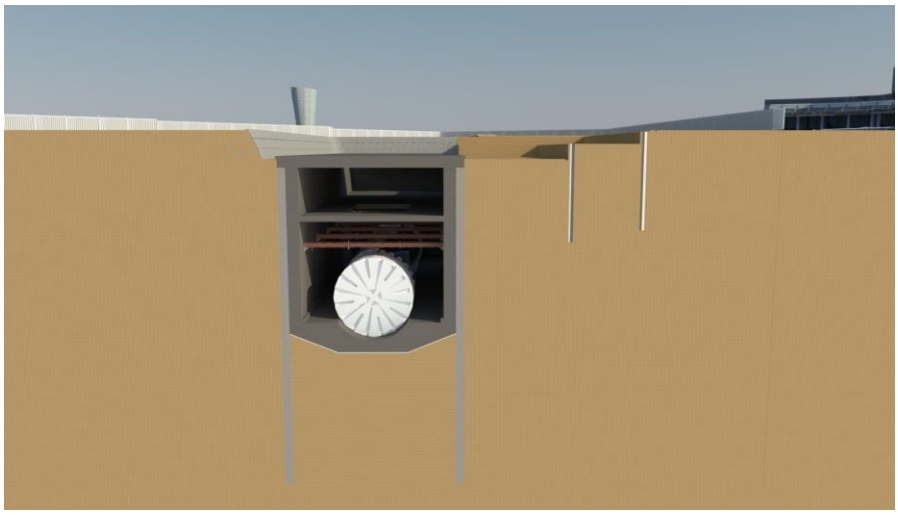


Figure III. 18: Démontage de premier buton et passage du teunnelier.

- Réalisation de la dalle R-2.

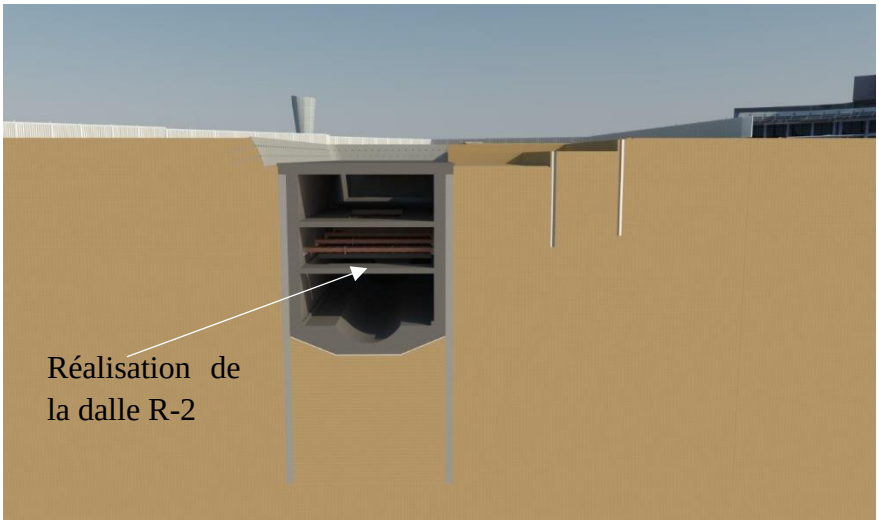


Figure III. 19: Réalisation de la dalle R-2.

- Déménage du deuxième buton et réalisation des quais.

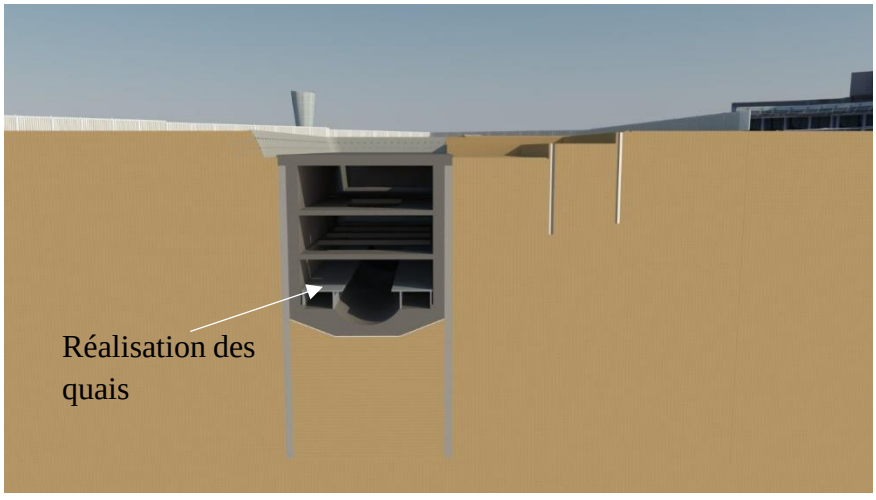


Figure III. 20: Réalisation des quais.

III.2.4. Système de butonnage [19] :

Les buttons sont des Eléments d'étaiement en bois ou en métal, disposés à l'horizontal ou inclinés, généralement comprimés, utilisés en particulier dans les blindages de fouille et les soutènements provisoires permettant de conserver un écart fixe entre deux structures verticales ou supportant le poids d'une structure horizontale.

En ce qui concerne au système de butonnage du corps principal de la station, on a considéré cinq niveaux dont quatre d'entre eux seront matérialisés par des profils métalliques HEB 500 et un autre par la dalle intermédiaire des structures intérieures, laquelle devra être exécutée pendant la phase d'excavation. La paroi de revêtement (voile) des parois moulées, avec 1,40 m d'épaisseur, devra être aussi exécutée au fur et à mesure de l'avance de l'excavation de façon à que les différents niveaux de butonnage s'appuient directement sur la paroi.

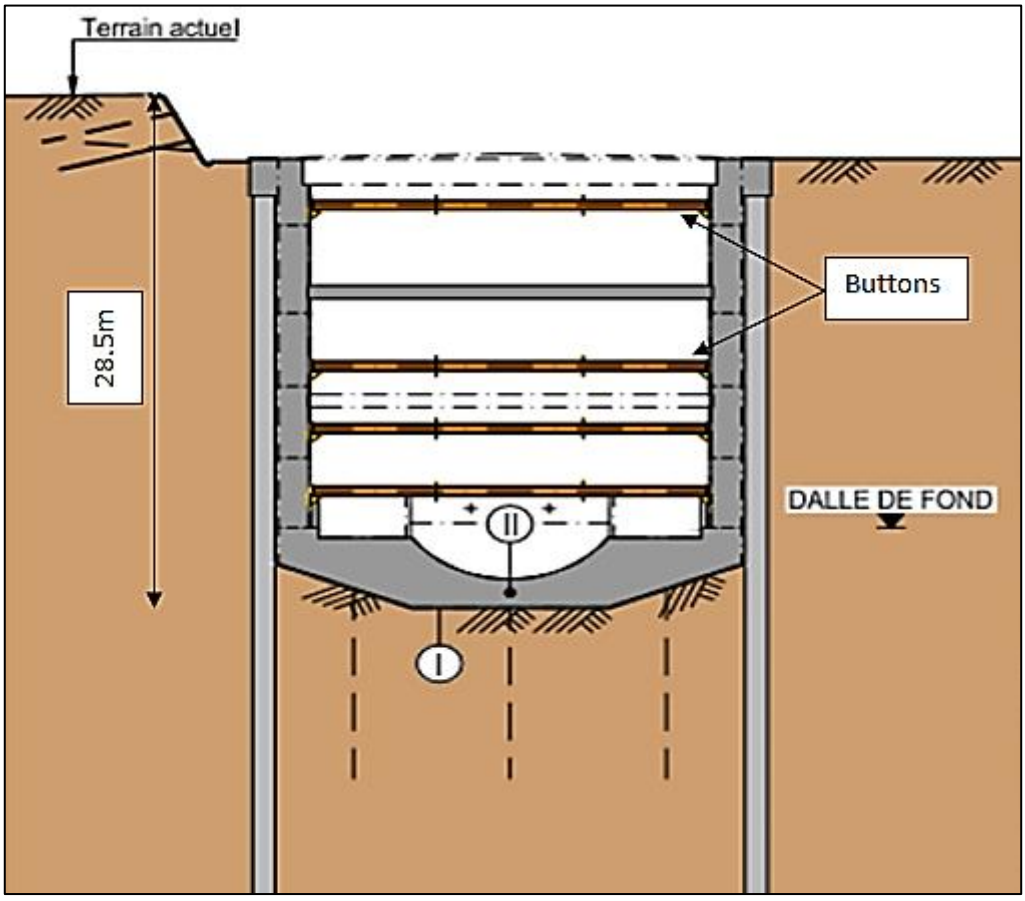


Figure III. 21; Système de butonnage.

La prochaine étape du chantier consistera à aménager et équiper la station souterraine et construire le bâtiment voyageur en surface

III.3. L'aménagement de la station [20] :

Une station de métro doit être conçue d'une manière attirante et clairement signée. De point de vue conception d'une station métro Il est important d'assurer la continuité de l'espace public, l'emplacement correct d'une station de métro est une nécessité évidente.

III.3.1. Plan de disposition :

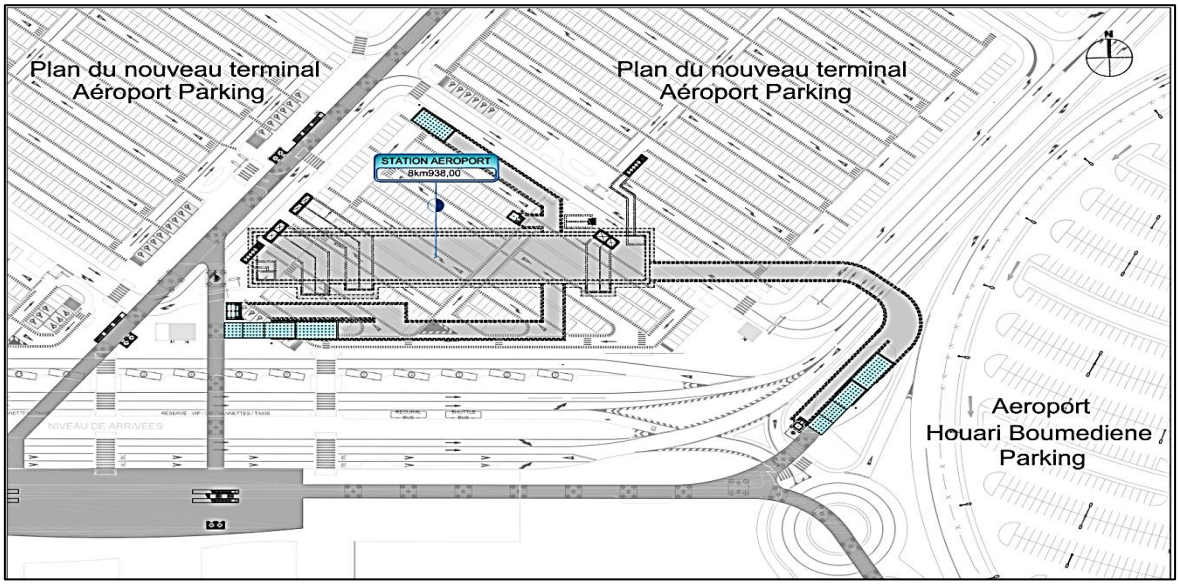


Figure III. 22: Implantation de la station d'aéroport-Document DOHWA APD.

La station sera implantée à proximité de l'Aéroport International d'Alger et située dans le site d'implantation du terminal 2.

La station est prévue dans le site du parking et l'accessibilité vers les 2 terminaux doit être identique.

L'emplacement de la station sera choisi en tenant compte du terminal 2

III.3.2. Localisation des sorties :

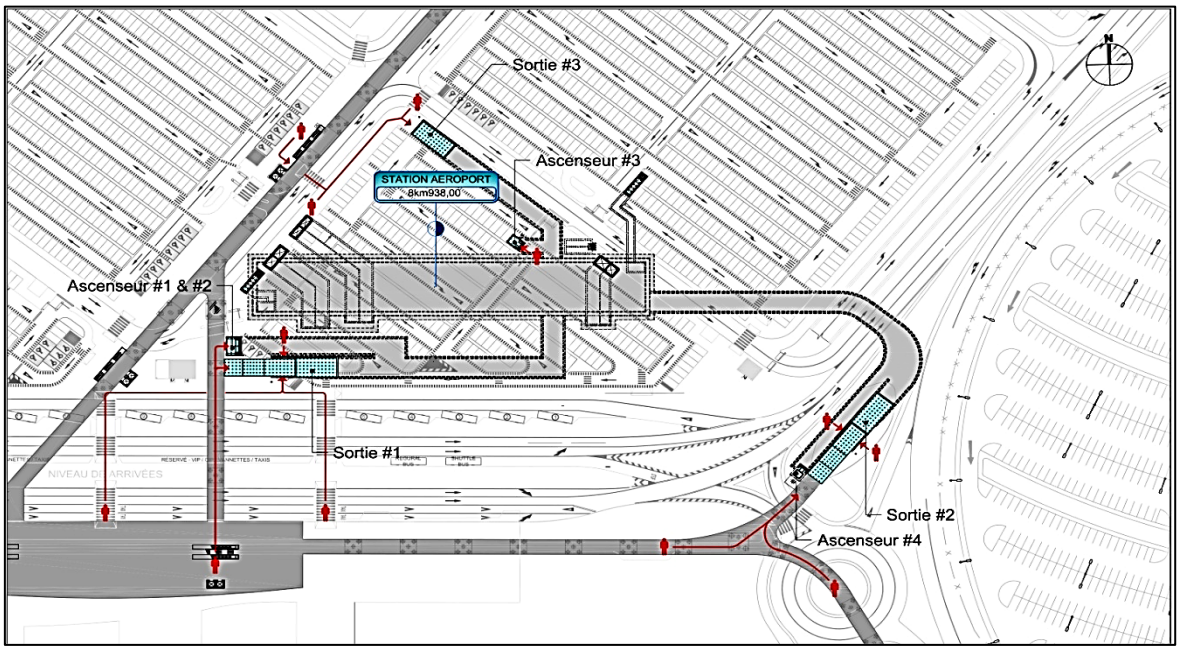


Figure III. 23: Vue en plan illustrant les trois sorties principales (DOHWA.2015).

Le nombre total de sorties est 3

III.3.2.1. La première sortie :

Située à l'ouest est reliée au pont dédié au passage des piétons du terminal 2 actuellement en cours d'études, permettant aux voyageurs d'arriver au terminal 2 en empruntant le passage souterrain, sans être gênés par divers obstacles au sol. En outre, un tapis roulant sera installé au passage souterrain pour améliorer la commodité des voyageurs compte tenu du fait que le trajet à partir de la station correspond à un déplacement horizontal de 100m.

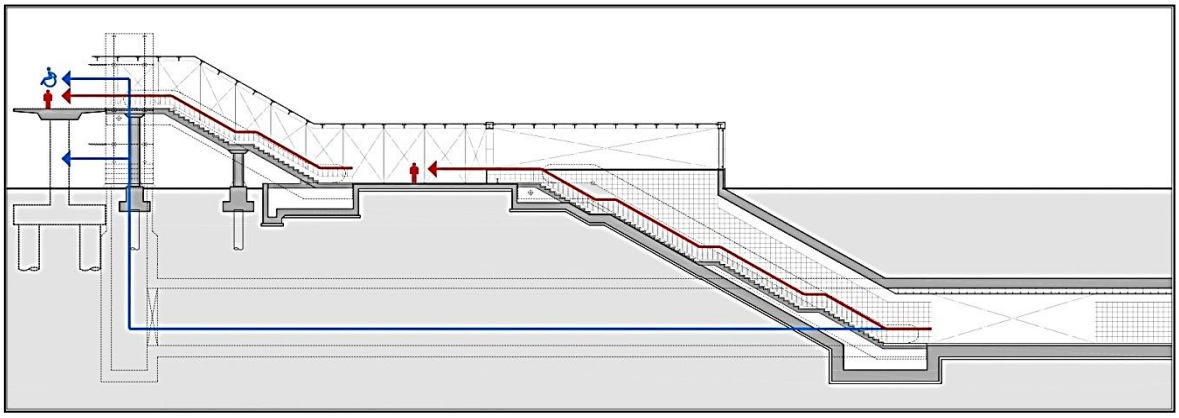


Figure III. 24: Profil longitudinal de la sortie 1 (DOHWA 2015).

La sortie est installée vers l'ouest où se situe le terminal 2.

La sortie sera élargie afin de répondre dans le futur, à l'augmentation du nombre de voyageurs lors de la mise en service du terminal 2.

Capacité : un escalier de 3 m de large, 2 escaliers mécaniques, deux ascenseurs d'une capacité de 15 personnes utilisable par les personnes en fauteuil roulant.

La sortie est placée à une hauteur de 10,64 m avec une largeur de 7,53m au niveau du rez-de-chaussée, et son couloir est de 6,20m de large.

III.3.2.2. La deuxième sortie :

Située à l'est relié au pont de passage des piétons du terminal 2 de manière à ce que les voyageurs puissent passer d'abord à proximité du terminal 1 en exploitation en empruntant le passage souterrain sans être gênés par divers obstacles et arriver jusqu'au pont de passage de piétons du terminal 2. La distance horizontale de parcours depuis la station est d'environ 100m et le tapis roulant sera installé afin de faciliter le déplacement des voyageurs.

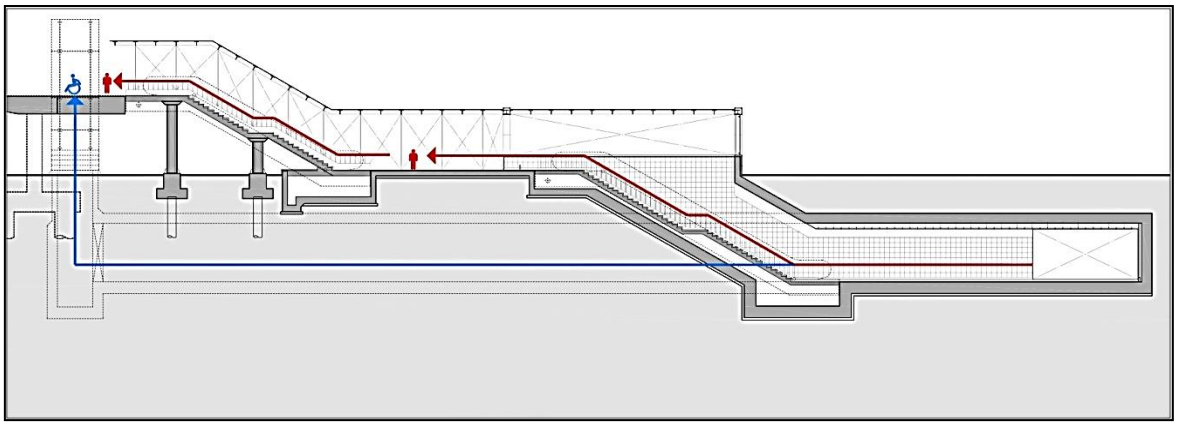


Figure III. 25: Profil longitudinal de la sortie 2 (DOHWA 2015).

La sortie est localisée vers l'est où se situe le terminal 1.

La sortie est élargie en tenant compte des voyageurs en direction du terminal 1 et équipé de l'escalier mécanique, des escaliers fixes et de l'ascenseur supplémentaires qui permettent tant aux voyageurs ordinaires qu'aux personnes à mobilité réduite d'accéder directement au pont de passage de piétons depuis le sous-sol.

Capacité : un (1) escalier de 3 m de large, 2 escaliers mécaniques et un ascenseur limité à 15 personnes pour les personnes en fauteuil roulant.

L'auvent est installé pour protéger les équipements contre le fort rayonnement solaire.

La sortie est placée à une hauteur de 10,98 m avec une largeur de 7,53m au niveau du rez-de-chaussée, et son couloir est de 6,20m de large.

III.3.2.3. La troisième sortie

Elle est localisée dans le site où sera aménagé le parc de stationnement en vue de permettre aux voyageurs qui y garent leurs voitures de facilement accéder à la station.

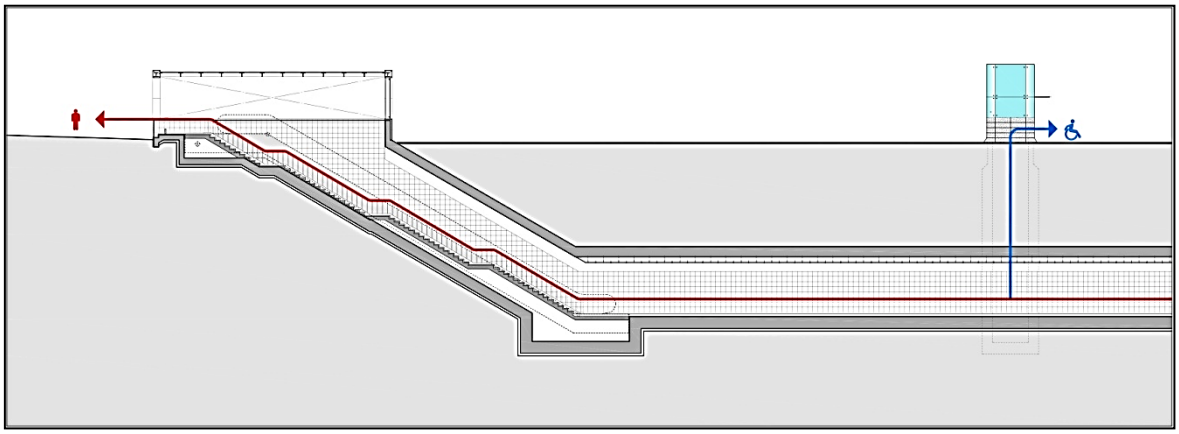


Figure III. 26: Profil longitudinal de la sortie 3 (DOHWA 2015).

La sortie est localisée vers le nord où se situe le parc de stationnement du terminal 2.

Vu qu'un nombre limité de voyageurs sont attendus, la largeur de la sortie sera réduite au maximum et l'ascenseur y sera installé.

Capacité : un (1) escalier de 2 m de large, 2 escaliers mécaniques, un (1) ascenseur d'une capacité de 15 pers utilisable par les personnes en fauteuil roulant.

L'auvent est installé pour protéger les équipements contre le fort rayonnement solaire.

La sortie est placée à une hauteur de 10,64 m avec une largeur de 6,53m au niveau du rez-de-chaussée, et son couloir est de 5,2m de large.

III.3.3. Conception du corps principal de la station :

La station Aéroport se compose de 6 niveaux :

- Le niveau R0 (Dalle de couverture).
- Le niveau R-1 (Souterrain).
- Le niveau R-2 (Mezzanine).
- Le niveau R-3 (Niveau quai).
- Le niveau sous quai.
- Le Radier.

Ces niveaux sont présentés dans la partie de l'annexe A (coupes transversales et longitudinales)**.**

III.3.3.1. Le niveau R0 (Dalle de couverture) :

- Pour les sorties, on trouve une à l'ouest (terminal 2), une à l'est (terminal 1) et une au nord (parc de stationnement du terminal 2).
- Pour les ascenseurs, on trouve deux à l'ouest, une au nord et une à l'est.
- Pour les escaliers de secours, on trouve un à l'Ouest et un deuxième à l'Est.
- Pour les gaines de ventilation, on trouve trois dans le parking du terminal 2 situé au-dessus de la station.

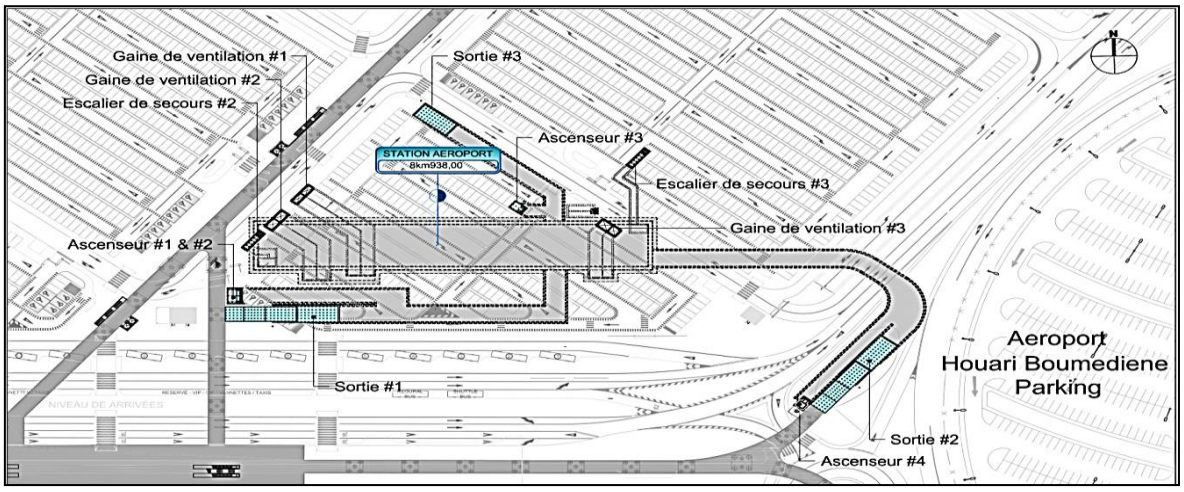


Figure III. 27: Vue en plan du niveau dalle de couverture R0 (DOHWA).

La conception des niveaux R-1, R-2 et R-3 se fait selon les trois critères suivants :

- Espace pour les voyageurs.
- Espace de service.
- Espace technique

III.3.3.2. Le Niveau R-1 (souterrain) :

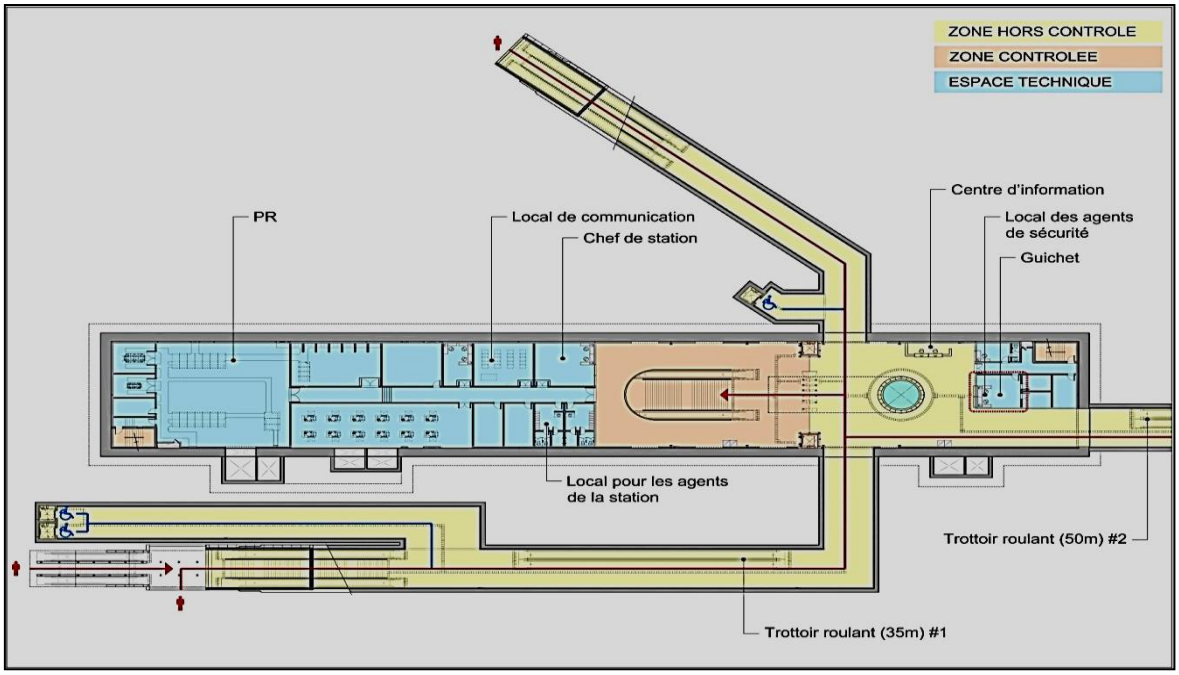


Figure III. 28: Plan en vue du niveau R-1 souterrain (DOHWA).

- Espace pour les voyageurs :

Un escalier d'une largeur de 5m et deux escaliers mécaniques sont installés du côté droit pour l'accès au niveau R-2.

Deux ascenseurs sont prévus à côté du portillon qui se situe au côté droit, pour permettre aux voyageurs d'accéder au quai.

Un centre d'information touristique et un espace ouvert pour relier au quai sont prévus sur le côté droit pour le confort des voyageurs.

- Espace de service :

Le chef de station, un local pour les agents de la station et un local des agents de nettoyage sont concentrés à gauche et un local des agents de sécurité est placé à droite.

Le guichet est disposé à droite à part dans une zone d'accès libre facilement accessible par les voyageurs.

- Espace technique :

Un local de communication, un poste de redresseurs (PR), une chambre de sectionneur de feeder et un local de ventilation en station sont placés à gauche.

III.3.3.3. Le Niveau R-2 (Mezzanine) :

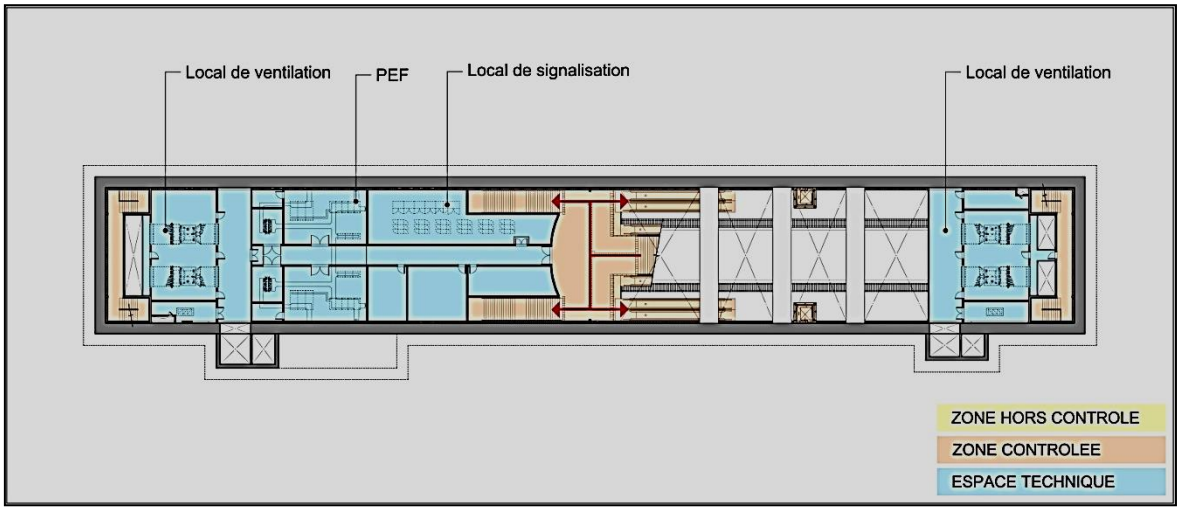


Figure III. 29: Plan en vue du niveau R-2 souterrain (DOHWA).

- Espace pour voyageurs :

Après avoir descendu de l'escalier à droite et arrivé au tunnel de passage des voyageurs, les voyageurs sont invités à se diriger vers le quai situé au niveau inférieur, selon leurs destinations. Les 2 escaliers d'une largeur de 3 m et les 4 escaliers mécaniques sont prévus du côté droit et du côté gauche, pour permettre l'accès aux quais.

- Espace de service :

Aucun espace de service.

- Espace technique :

Aux extrémités droite et gauche, sont localisés le local de ventilation pour le tunnel de la ligne, le local de signalisation, le local électrique de la station, le local des agents d'extincteur et la Station de pompage.

III.3.3.4. Le Niveau R-3 (Niveau quai) :

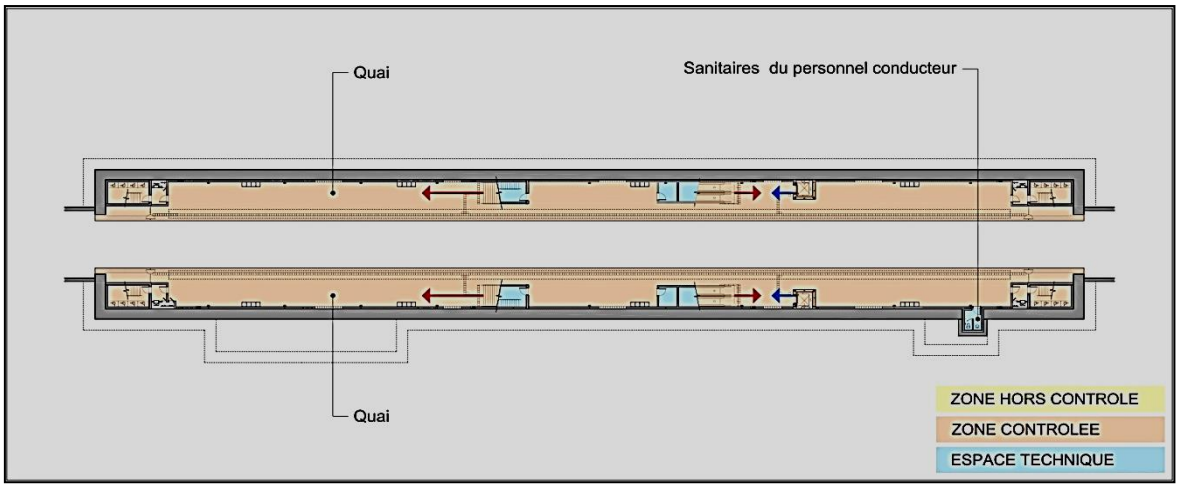


Figure III. 30: plan en vue du niveau quai R-3 souterrain (DOHWA).

- Espace de voyageurs :

Un escalier d'une largeur de 3m, les 2 escaliers mécaniques et 1 ascenseur sont installés sur chaque quai latéral d'une largeur de 5,644m.

- Espace de service :

L'espace en dessous des escaliers est utilisé afin d'y aménager un escalier destiné à la visite et à l'entretien du fossé de quai. Et suivant la demande du Maître d'Ouvrage, les toilettes réservées aux conducteurs seront installées à un endroit du quai du terminus.

- Espace technique :

La Station de pompage et le puisard sont installés en dessous du quai.

III.3.3.5. Le niveau sous quai :

C'est le niveau situé en dessous du quai, il est réservé pour :

- Les réseaux électriques.
- Les travaux de maintenance et de réparation de la voie ferrée.

III.3.3.6. Le radier :

C'est la dalle de fond de la station. En dessous du radier, on trouve un puisard situé à l'extrémité gauche, il est destiné à récolter les eaux et ensuite les pomper vers la surface.

III.4. Plan de déplacement :

III.4.1. Déplacement habituel :

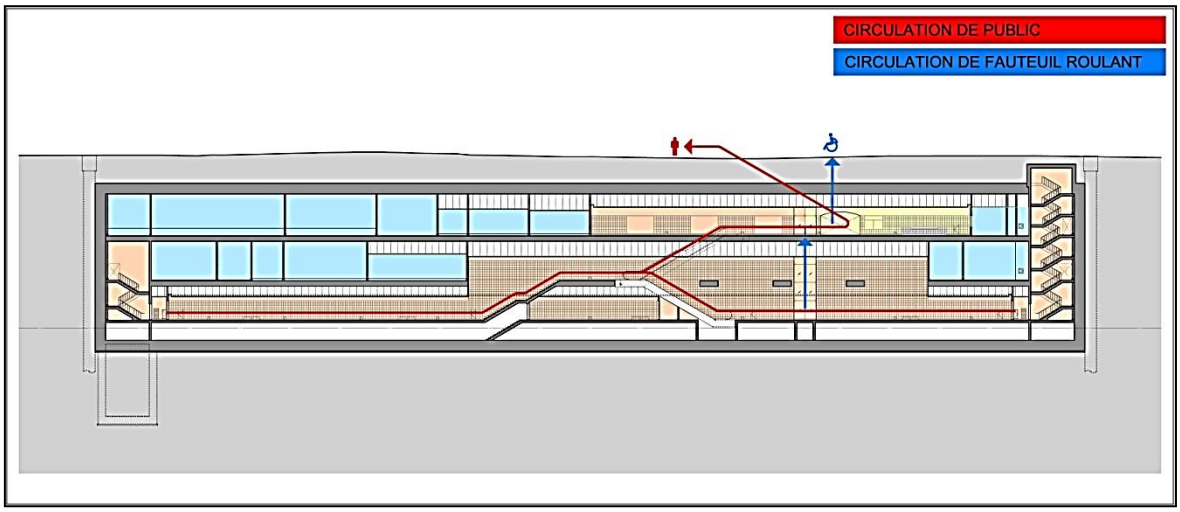


Figure III. 31: Illustration des chemins de déplacement habituel des différents usagés (DOHWA).

- Voyageur ordinaire :

Il existe un portillon à sens unique. Les voyageurs ordinaires peuvent arriver au niveau-2 souterrain à l'aide des 2 escaliers et des escaliers mécaniques installés à chaque quai. Ils prennent ensuite les escaliers et les escaliers mécaniques à côté droits pour arriver au portillon du niveau-1 souterrain. Après avoir passé le portillon, ils sortent de la station par les trois sorties en empruntant le parcours le plus court.

- Voyageur en fauteuil roulant :

Les voyageurs en fauteuil roulant peuvent arriver directement au portillon au niveau-1 souterrain en prenant l'ascenseur installé sur le quai, et puis de prendre un autre ascenseur relié à chaque sortie pour sortir de la station.

- Agents de la station :

Les agents peuvent accéder au niveau-1 souterrain en empruntant le couloir réservé aux agents de la station. En cas d'inspection du local de ventilation du niveau-2 souterrain, ils peuvent prendre le couloir réservé aux agents de la station et l'escalier de secours. Pour l'inspection du fossé de maintenance du quai, ils peuvent y accéder par les escaliers de service installés au quai.

III.4.2. Plan de déplacement en cas d'urgence [21] :

D'après l'article 5.5 de la norme NFPA130, les escaliers et les escaliers mécaniques peuvent être utilisés comme les passages d'évacuation en cas d'urgence, et il faut réserver au moins 2 passages d'évacuation.

En outre, les passages d'évacuation doivent être localisés en veillant à ne pas dépasser 25 m, la plus grande distance de déplacement depuis chaque extrémité du quai jusqu'à l'un des passages d'évacuation.

La station Aéroport est dotée de 4 passages d'évacuation y compris les escaliers de secours sur le quai, et les premiers passages d'évacuation sont placés à une distance de 25m depuis chaque extrémité du quai, conformément à la norme NFPA130-5.5.

Afin de réduire le temps d'évacuation conformément à la norme NFPA130, ainsi que de faciliter l'intervention rapide des pompiers lors de l'incendie, un escalier de secours supplémentaire est installé du côté droit et dû à côté gauche.

Dans le but de l'amélioration sécuritaire en plus des escaliers de secours en cas d'incendie, il est aménagé un vestibule équipé des appareils de surcompression devant les escaliers de secours du quai, permettant de prévenir l'introduction des fumées à l'intérieur de la cage d'escalier.

CHAPITRE IV

Investigation géotechnique.

IV.1. Introduction :

Les travaux de reconnaissances géologiques sont réalisés afin de connaitre la nature et les caractéristiques stratigraphiques et structurales des terrains et de préciser la position des couches géologiques. Les études et investigations géotechniques sont complémentaires des études géologiques et hydrologiques.

L'étude géotechnique est l'étude des essais in situ et en laboratoire qui permet de définir l'ensemble des caractéristiques physique, chimiques et mécaniques des terrains en place, son but est de donner les éléments nécessaires pour les études et garantir un bon déroulement des travaux de réalisation de la station afin d'optimiser le coût et le délai du projet.

IV.2. Essais Caractéristiques [22]:

Tous les essais réalisés dans ce projet sont basés sur sept sondages, deux en phase APD et cinq par la compagne de prospection complémentaire CPC.

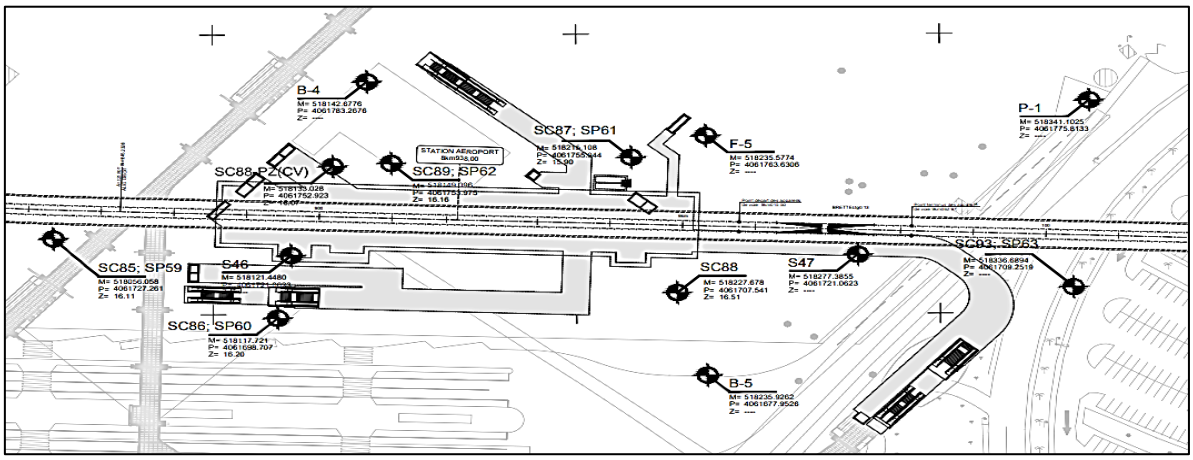


Figure IV. 1: Plan d'implantation des sondages de la station d'aéroport.

On distingue deux types de sondages opérés dans notre projet :

- Sondage carotté (S46, S47, SC85, SC86, SC87, SC88, SC89)
- Sondage pénétrométrique (SP59, SP60, SP61, SP62)

Tableau IV. 1: Localisation des sondages.

Phase	Sondage		Coordonne		Longueur
		M	P	Z	
APD	S46	518121.4480	4061721.0623	----	33m
	S47	518277.3855	4061721.0623	----	33m
	SC85-SP59	518056.058	4061727.261	16.11	37m
	SC86-SP60	518117.721	4061698.707	16.20	48m
CPC	SC87-SP61	518215.108	4061755.944	15.90	48m
	SC88	518227.678	4061707.561	16.51	48m
	SC89-SP62	518149.096	4061753.975	16.16	48m

IV.2.1. Les essais in-situ :

IV.2.1.1. Reconnaissance lithologique :

Selon l'information disponible aux compagnes géotechniques de l'APD et CPC, les sols où la Station Aéroport sera creusée s'agissent des dépôts quaternaires avec facies lithologiques hétérogènes constitués par des argiles limoneuses avec passages lenticulaires graveleux et sableux par endroit et argiles avec peu de graves et peu de sable. Entre ces argiles peu perméables et les formations du pliocène, il y a une couche de graves dans une matrice argileuse et sableuse, laquelle semble avoir une perméabilité plus élevée, selon l'information des lectures piézométriques (**les tableaux Partie 02 de l'ANNEXE C**). Sous ces dépôts, on trouve le substratum marno-greseux du pliocène, constitué par une couche sable argileuse et gréseuse fracturée, susceptible d´être aussi perméable, en dessous de laquelle on trouve les marnes grisâtres et jaunâtres imperméables avec des caractéristiques adéquates pour encastrer les parois moulées.

Ainsi, nous avons fait une analyse judicieuse des données disponibles, ce qui nous a permis d'établir un zonage en profondeur des sols selon ces caractéristiques géotechniques, Ce zonage est résumé dans le Tableau suivant :

Tableau IV. 2: Description lithologique des différentes unités du sol en fonction de la profondeur.

Localisation (PK)	Profondeur atteinte par les sondages(m)	Horizon géotechnique	Symboles utilisés dans les dessins	Profondeurs moyennes (m)
8+955	0,0–48,0	Remblais	R	0,0–3,0
		Argiles limoneuses	Qa	3,0–18,5
		Argiles avec peu de graves et peu de sable	Qag	18,5–31,0
		Graves dans une matrice argileuse et sableuse	Qg	31,0–36,0
		Sables-argileux et gréseux	QMs	36,0–39,0
		Marnes	QM	>39,0

IV.2.1.2. L'essai SPT (standard pénétration test) :

L'essai SPT est un essai permettant de déterminer la résistance à la pénétration dans les tubes échantillonneur fendu, enfoncé par battage dans un forage, et obtenir des échantillons remanies du sol pour examen et identification. Ce type d'essai est essentiellement adapte aux terrains à prédominance sableuse, l'interprétation ne peut pas valablement se référer aux règles publiées par différents auteurs que si ces dernières se rapportent réellement à la valeur N (nombre des coups)

Les essais SPT sont effectués à des intervalles de profondeur réguliers et compris entre 0.5 m au minimum et 1.5 m au maximum.

- **Les résultats des sondages de l'essai sont représentés sous forme des tableaux (parie 03 de l'ANNEXE C)**

Les valeurs d'ont été corrigées pour attendre les pertes d'énergie au cours de l'essai, en utilisant les recommandations de la norme française NF EN ISO 22476-3. Selon cette norme, il y a 3 corrections à faire :

- La correction liée aux pertes d'énergie transmise aux tiges de battage, du fait du frottement et d'autres phénomènes parasites (CE) CE=Er/60. Er est le rapport d'énergie de l'appareillage spécifique de l'essai. Nous avons choisi d'utiliser une valeur de Er=55%.
- La correction liée aux pertes d'énergie relatives à la longueur des tiges (ƛ)

Tableau IV. 3: Facteur de correction (ƛ).

Longueur des tiges sous l'enclume	Facteur de correction
(m)	(ƛ)
>10	1
6à10	0,95
4à6	0,85
3à4	0,75

La correction liée aux pertes d'énergie due à la longueur des tiges (ƛ) est appliquée uniquement jusqu'aux 10m de profondeur, pour profondeurs supérieures elle n'est pas appliquée (ƛ =1).

- La correction liée à l'effet de la contrainte verticale due au poids des terres (dans le sable) (CN)

$$C_N = \sqrt[2]{\frac{98}{\sigma'_v}}$$

σ'v (kPa) est la contrainte verticale effective. Selon la norme NF EN ISO 22476-3, il n'est pas recommandé d'utiliser des facteurs correctifs de plus grands que 1,5.

Finalement, en considérant les facteurs correctifs antérieurs, les valeurs Ns de corrigées sont donne par :

- $\boldsymbol{Nsc\,(Argile) = CE * ƛ * Ns.}$
- $\boldsymbol{Nsc\,(sable) = CN * ƛ * CE * Ns.}$

➢ **Interprétation des résultats :**

On a résumé les résultats des tableaux sous forme des graphes (**voir Partie 03 d'ANNEXE C**) de synthèse afin de connaitre le développement de la résistance en fonction de la profondeur, et pour donner une classification pour chaque unité en fonction de la classification de Terzaghi et Peck (1967) (**tableau de la Parie 03 d'ANNEXE C**)

- La présence des refus dans un sondage indique que sa nature lithologique est composée de fragments rocheux (graviers, cailloux, galet, grés)
- Unité de remblais allant de 0m a 3m de profondeur : les valeurs de Nspt varient de 3 à 23 coups avec tendance moyenne de 12 coups sans aucun refus selon

classification de terzaghi êtas du sol est lâche ; et de compacte faible a moyennement.

- Unité du quaternaire argileux QA (argile limoneuse) allant de 3m a 18.5m de profondeur : les valeurs de Nspt varient de 7 à 53 avec une tendance entre 14 et 39 et présence faible des refus, d'après classification de terzaghi la formation lithologique est moyennement dense a dense.
- Unité du quaternaire QAG (Argiles avec peu de graves et peu de sable) allant de 18.5m a 31m : Nspt varier entre 14 à 53 avec tendance entre 30 et 45 et présence remarquable des refus, selon classification et abaque état du sol est dense et assez compact.
- Unité QMS (Sables-argileux et gréseux) et QM (Marnes) allant de 31m a 48m de profondeur : les valeurs de Nspt est entre 30 et 53 et la tendance moyenne 49 avec présence fort des refus ; d'après classification de terzaghi le sol est très dense, cela est confirmé par la compacité de la marne.

IV.2.1.3. Essai Pressiométrique :

Cet essai consiste à dilater radialement dans le sol par une sonde Pressiométrique du type Menard cylindrique, Ces essais comprennent la réalisation d'une dizaine de paliers de pressions, jusqu'à la rupture de la formation afin d'établir la pression limites des matériaux à chaque essai.

Le Pressiomètre Menard comprend deux parties principales :

- La sonde
- L'unité de contrôle dite CPV (contrôleur pression volume)

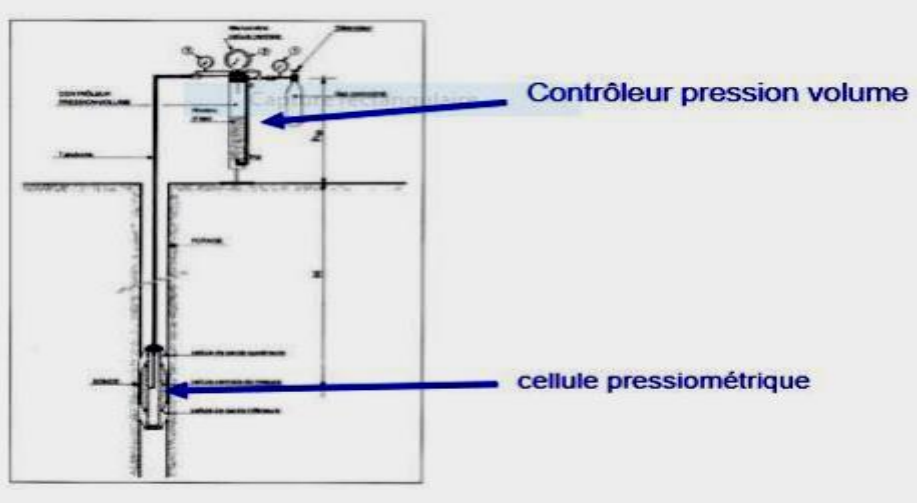


Figure IV. 2: Mode opératoire de l'essai Pressiomètre.

Les graphes dans la partie 04 de l'ANNEXE C montrent les résumes des essais Pressiométrique développes par les sondages SP59, SP60, SP61 et SP62.

➢ **Interprétation :**

A partir de l'analyse des sondages Pressiométrique et grâce à la classification DTU 13.12 et la classification de Menard (**voir les deux tableaux de la partie 04 de l'ANNEXE C**). On a déduit que :

- Unité de QA (3m, 18.5m) : les valeurs de Pl varient entre 0.45 et 3.32 MPA et de tendance 0.7 à 2.29 MPA selon la classification DTU 13.12 cet Argile est mou a ferme. En revanche les valeurs du rapport Em/Pl varient de 7.6 à 61.7 avec la tendance supérieure à 16 selon la classification de Menard le sol est sur-consolidé.
- Unité de QAG et QG (18.5m, 36m) : les valeurs de Pl compris entre 1.003 et 3.686 MPA d'après la classification DTU 13.12 le graves est compacte, les valeurs de Em/Pl varient de 11.1 à 21.8 selon classification de Menard, le sol est sur-consolidé.
- Unité de QMS et QM (36m, 48m) : les valeurs de la pression limite entre 1.9 et 7.111 MPA à partir de classification DTU 13.12 on déduire que marne tendre a compacte ; pour les valeurs Em/Pl varient de 13 à 25.3, il s'agit d'un sol sur-consolidé.

IV.2.1.4. Essai Piézométrique :

Cet essai est pour le but d'identifier et surveiller le niveau de la nappe phréatique. On a utilisé deux types de piézomètre dans l'étude hydrogéologique de la zone d'implantation de la station Aéroport.

- Le piézomètre à tuyau ouvert consiste à placer dans un forage un tube crépine dans un horizon saturé et mesurer, après stabilisation, la distance entre le toit de l'eau dans le tube et la surface du sol.
- Le piézomètre à corde vibrante consiste à installer dans un forage un piézomètre équipé à son extrémité d'un capteur de pression à corde vibrante connecté par un câble flexible à un afficheur afin de mesurer et surveiller les pressions interstitielles.

➢ **Interprétation des résultats :**

Les résultats obtenus des piézomètres à tuyau ouvert installés dans les sondages SC86 (6m à 15m de profondeur), SC87 (28.5m à 34m de profondeur), SC89 (31m à 42m de profondeur) et des piézomètres à corde vibrante installés dans le sondage SC88 (à 3 niveaux distincts), montrent l'existence d'une poche d'eau à 5m de profondeur et une nappe phréatique à 18 m de profondeur (**Résultat dans la partie 5 de l'ANNEXE C**).

IV.2.1.5. Essai Cross-Hole [23] :

L'essai Cross-Hole consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre plusieurs forages afin de déterminer, en fonction de la profondeur, leurs vitesses sismiques Vp et Vs ainsi que les paramètres géodynamiques que sont le module d'Young Edyn, le module de cisaillement Gdyn, incompressibilité Kdyn et le coefficient de Poisson ν.

Les paramétrés géodynamiques sont obtenues en se basant dans la théorie de l'élasticité (loi de Hooke) avec des formulations suivantes :

$$\nu = \frac{1 - 0{,}5 \times (\frac{V_P}{V_S})^2}{1 - (\frac{V_P}{V_S})^2}$$

$$G_{dyn} = \rho \times {V_S}^2$$

$$E_{dyn} = 2G_{dyn} \times (1 + \nu)$$

$$K_{dyn} = \frac{E}{3 \times (1 - 2\nu)}$$

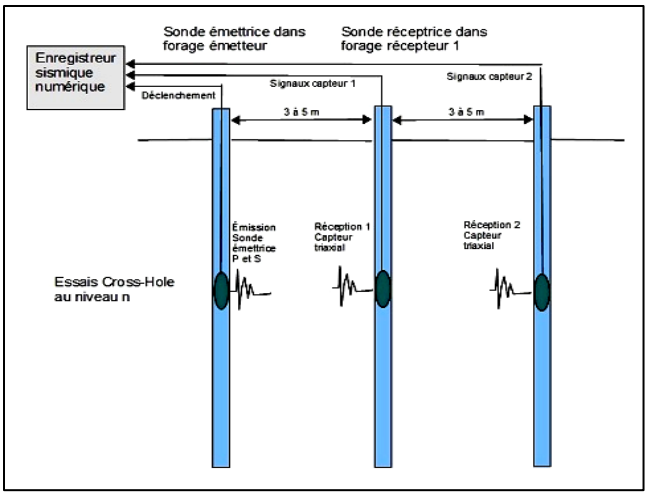


Figure IV. 3: Principe de l'essai Cross-Hole.

ρ est la densité totale du sol en g/m3ρ=2,0g/cm3.
E est le module de Young.
Les modules Gdyn, Edyn, E et Kdyn obtenus sont en MPa.
Vs vitesse transversales, Vp vitesse longitudinales en (m/s).

Le Bureau d'étude GeoEXplo a été mené sur le site de la station d'Aéroport Houari Boumediene, en appliquant la méthode de prospection sismique de puits, dans le but de déterminer les paramètres dynamiques "In-situ" dans les tranches de terrain localisées entre les sondages carottés (SC87 et SC89) par la méthode Cross-Hole.



Figure IV. 4: Localisation des sondages carottés 87 et 89 pour les essais croos-hole de la station d'aéroport.

- **Principe de méthode sismique :**

Le principe des méthodes sismiques consiste à provoquer un ébranlement qui donne naissance à une onde vibratoire qui se propage dans toutes les directions, puis à enregistrer, par l'intermédiaire de géophones, l'arrivée de certains types d'ondes (compression, cisaillement) en différentes stations.

L'étude des temps de propagation des ondes permet de définir la nature et la géométrie des couches en se basant sur le fait que les ondes se propagent à des vitesses différentes dans des formations différentes.

L'essai Cross-Hole est réalisé entre deux forages, dont l'un émetteur et l'autre récepteur. La distance séparant les sondages émetteur et récepteur de chaque essai est de 5.00 m pour le SC87 et le SC89.

Les résultats obtenus après traitement des signaux et calcules des vitesses et des modules dynamiques sont représentés dans **les graphiques la partie 06 de l'ANNEXE C**.

- **Interprétation des résultats :**

Sondage SC87 :

- Vitesse longitudinale Vp :

On observe entre 0 et 9 premiers mètres une gamme de vitesse relativement lente comprise entre 580 et 960 m/s, qui correspondent à la couche superficielle altérée. Entre 10 et 26 mètres la vitesse augmente progressivement de 1080 jusqu'à atteindre 1630 m/s. Entre 27 et 34 mètres on a obtenu la vitesse maximale, pour cet essai, qui est comprise entre 1770 et 2100 m/s. Une inversion de vitesse est observée entre 35 et 40 mètres de profondeur, où les valeurs chutées entre 1380 et 1770 m/s.

- Vitesse transversale Vs :

On retrouve les mêmes tranches pour les vitesses transversales, de 0 à 9 mètres apparaît une vitesse comprise entre 200 et 350 m/s. Pour la tranche de sol comprise entre 10 et 26 mètres la vitesse atteint les 490 m/s. Entre 27 et 34 mètres, la vitesse de cisaillement maximale est obtenue avec une valeur de 670 m/s. Tandis que pour la dernière tranche (35 40 m), une inversion de vitesse est observée la vitesse varie entre 290 et 610 m/s.

- Cœfficient de Poisson :

Tableau IV. 4: Variation du coefficient de Poisson en fonction de la profendeur-SC86.

Profondeur	Cœfficient de Poisson
0 à 9 m	0.41 – 0.43
10 à 26 m	0.45 – 0.49
27 à 34 m	0.41 – 0.48
35 à 40 m	0.41 – 0.48

Le cœfficient de Poisson calculé pour les quatre tranches varie peu et oscillent entre 0.41 et 0.49, avec une valeur moyenne de 0.46.

- Module de cisaillement ou de glissement dynamique Gdyn :

Le module de cisaillement ou de glissement s'exprime par le rapport de la contrainte de cisaillement sur la déformation en distorsion, lorsque l'intensité de la déformation est petite, Le module de cisaillement moyen obtenu pour 40 premiers mètres est de 290 MPa.

- Module de Young ou d'élasticité dynamique Edyn :

Ce module exprime un état de contrainte tel qu'en tous les points d'un solide, seule l'une des contraintes normales soit différente de zéro, le cœfficient de proportionnalité entre la

contrainte et la déformation est appelé module de Young, Le module de Young moyen obtenu pour les 40 premiers mètres est de 830MPa.

- Module d'incompressibilité ou de Bulk Kdyn :

Le module de Young moyen obtenu pour les 40 premiers mètres est de 3700 MPa.

Sondage SC89 :

- Vitesse longitudinale Vp :

On observe entre 0 et 7 premiers mètres une gamme de vitesse lente comprise entre 340 et 690 m/s, qui correspondent à la couche superficielle altérée. Entre 8 et 27 mètres la vitesse augmente progressivement de 1140 jusqu'à atteindre 2110 m/s. Une inversion de vitesse est observée entre 28 et 36 mètres de profondeur, où les valeurs chutées de 2080 jusqu'à 1560 m/s.

- Vitesse transversale Vs :

On retrouve les mêmes tranches pour les vitesses transversales, de 0 à 7 mètres apparaît une vitesse comprise entre 120 et 280 m/s. Pour la tranche de sol comprise entre 8 et 27 mètres la vitesse est comprise entre 260 et 460 m/s. Tandis que pour la dernière tranche (28 36 m), la vitesse varie entre 470 et 580 m/s.

- Cœfficient de Poisson :

Tableau IV. 5: Variation du coefficient de Poisson en fonction de la profendeur-SC89.

Profondeur	Cœfficient de Poisson
0 à 7m	0.36 – 0.45
8 à 27 m	0.41 – 0.48
28 à 36 m	0.38 – 0.47

Le cœfficient de Poisson calculé pour les trois tranches varie peu et oscillent entre 0.36 et 0.48, avec une valeur moyenne de 0.45.

- Module de cisaillement ou de glissement dynamique Gdyn :

Le module de cisaillement moyen obtenu pour 36 premiers mètres est de 340 MPa.

- Module de Young ou d'élasticité dynamique Edyn :

Le module de Young moyen obtenu pour les 36 premiers mètres est de 990MPa.

- Module d'incompressibilité ou de Bulk Kdyn :

Le module de Young moyen obtenu pour les 36 premiers mètres est de 3950 MPa.

IV.2.2. Les essais au laboratoire :

Ils ont pour but de confirmer et de compléter l'identification et la dénomination provisoire des essais effectués in-situ, Les essais de laboratoire ont été effectués sur des échantillons récupérés à partir des sondages carottés (**Voir les caisses de carottés dans la partie 01 de l'ANNEXE C**).

Les résultats des essais laboratoire sont présentés dans la partie 07 de l'ANNEXE C.

IV.2.2.1. Essais physiques :

➢ **Analyse granulométrique :**

Selon la norme NFP 94-057, L'essai Analyse granulométrique permet d'identifier et classer les sols. Il existe 4 classes granulométriques du sol :

- Classe A : sols fins.
- Classe B : sols sableux et graveleux avec fines.
- Classe C : sols comportant des fins et des gros éléments.
- Classe D : sols insensibles à l'eau.

D'après l'analyse des résulta on a remarqué que les passants à travers le tamis de 80ɱm supérieurs 35 %. Cela montre que le sol étudié de la station aéroport est un sol fin.

➢ **Teneur en eau et degré de saturation :**

L'essai de teneur en eau permet de déterminer quel est le pourcentage massique (W%) d'eau dans le sol étudié. $w(\%) = w_w/w_s$

Pour degré de saturation, C'est le rapport entre le volume d'eau (Vw) et le volume des vides (Vv) $s_r(\%) = v_w/v_v$

- Les valeurs du degré de saturation Sr sont 1 a proche de 1 avec une teneur en eau entre 14 et 22%, Ces résultats montrent que le sol en place est caractérisé par des valeurs de teneur en eau naturelle et degré de saturation élevée, il se trouve dans un état détrempé à saturé.

➢ **Essai de bleu Méthylène (VBS) :**

Cet essai est utilisé pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol. Elle représente la quantité de bleu pouvant être adsorbée sur les surfaces internes et externes des particules du sol. La valeur VBS s'exprime en masse de bleu pour 100g de sol.

L'échelle ci-dessus récapitule les résultats du VBS pour les différents sondages carottés effectués sur leurs différentes profondeurs.



Figure IV. 5: Schéma représentant la variation des différents états de sol selon les valeurs du VBS.

- Les valeurs de VBS dans la phase CPC comprise entre 1.12 au minimum et 4.27 au maximum Alor le sol qui on va étudiera est limoneux a limoneux argileux d'après échelle de VBS.

➢ **Essai de Masse volumique :**

Masse volumique représente la masse d'une unité de volume d'un liquide donne, elle s'exprime en kg/m^3 dans le système d'unité international SI. $\boldsymbol{\gamma = \frac{w}{v}}$

- Les valeurs obtenues du poids volumique humide pour les différents sondages complémentaires varient entre 19.2 et 21.5 kN/m³ avec une moyenne de 20.4 kN/m³. En revanche les valeurs du poids volumique sec varient de 15.4 à 19.1 kN/m³ et de moyenne 17.3 kN/m, ce qui indique que cette formation et de densité moyenne à élever.

➢ **Essai limites d'atterbeg :**

Les limites d'atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre :

- Le passage d'un sol de l'état liquide a l'état plastique (limite de liquidité WL).
- Le passage d'un sol de l'état plastique a l'état solide (limite de plasticité Wp).

Ces limites ont pour valeur de teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec.

La différence **Ip = WL – Wp**, il mesure l'étendue de la plage de teneur en eau dans laquelle le sol se trouve à l'état plastique,

La différence $\boldsymbol{Ic = \frac{WL-W}{Ip}}$.permet d'apprécier l'état de consistance du sol.

- On remarque que l'indice de plasticité varie entre 21 – 33 (Ip > 17%), donc le sol analysé est argileux avec une consistance dure (Ic > 1).
- D'après la classification selon la courbe de Casagrande (voir la partie 07 de l'ANNEXE C). Qui relie le rapport d'Ip en fonction de WL, on constate de manière générale que l'argile à un degré de plasticité très fort.

IV.2.2.2. Essais mécaniques

➢ **Essai de compression simple :**

La résistance à la compression simple s'exprime par le rapport de la force appliquée à la section corrigée, l'essai est réalisé par une presse, l'éprouvette placée dans la presse est chargée progressivement jusqu'à la rupture par compression simple.

On note la force appliquée et la déformation de l'éprouvette, et la résistance de cette dernière exprime la cohésion du sol. Le tableau ci-dessous représente les résultats des sondages S46 et S47 d'essai de compression

Tableau IV. 6: Résultats d'essai compression simple.

Sondage	Profondeur de l'échantillon (m)	Déformation (%)	Section modifie (cm²)	Force nette	Rc (bars)
S46	3.7 - 4	2.94	20.2	68.66	3.4
	23.1 – 32.6	3.19	20.251	104.44	5.16
	7 – 7.3	3.56	20.324	43.12	2.12
S47	11 – 11.3	4.03	20.42	42.3	2.07
	18.4 - 19	12.09	22	65.12	2.96

Les résultats obtenus des sondages S46 et S47 ont données de Rc variant entre 2.07 bars et 5.16 bars, sol est de résistance moyenne. La classification du site dans sa globalité sera considérée comme site meuble préconisant ainsi son cas le plus défavorable sur sa portance pour la conception et l'étude de notre infrastructure.

- **Essai de cisaillement :**

L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante.

En vitesse lente et conditions drainées peuvent être déduites les valeurs de l'angle de frottement effectif ϕ' et la cohésion effective c', paramètres utilisés pour le dimensionnement de fondations, les calculs de vérification des coefficients de sécurité à la rupture de talus et pour la détermination des actions de poussée et de butée sur les ouvrages de soutènement.

Il existe plusieurs types de l'essai de cisaillement ; on utilise dans notre projet les types suivants :

- Type CU+U (essai consolidé non drainé sur sol saturé avec mesure de la pression interstitielle) : C'est un essai de cisaillement triaxial s'applique sur tous les types de sols, il permet de déterminer la résistance du sol.
- Type CD (essai consolidé drainé) : C'est in essai direct à long terme réalisé à la boite s'applique dans des conditions drainées sur tous les types de sol (naturels, reconstitués ou artificiels).
- Type CU (essai consolidé non drainé).

Les résultats de cet essai, l'angle de frottement et la cohésion, sur les différents sondages carottés sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 7: Tableau des résultats d'essai de cisaillement.

sondage	Prof (m)	Cisaillement (CD)	La boite	Cisaillement (CU)	La boite		Essais	triaxiaux	CU+U
		ϕ'(°)	C'(kpa)	ϕ_{cu}(°)	C_{cu}(kpa)	ϕ'(°)	C'(kpa)	ϕ_{cu}(°)	C_{cu}(kpa)
S46	3.7-4	-	-	16.2	143	-	-	-	-
S46	32.1-32.6	-	-	24	145	-	-	-	-
S47	11-11.3	-	-	21.5	37	-	-	-	-
S47	13.3-14	-	-	10.2	26	-	-	-	-
S47	18.4-19	-	-	23.4	55	-	-	-	-
SC85	16.25-16.5	15.58	53	-	-	-	-	-	-
SC87	11.3-11.8	-	-	13.2	43	-	-	-	-
SC87	19-19.5	-	-	14.34	45	17.4	43.6	16.17	47
SC88	6-6.46	-	-	-	-	17	80	16.92	74
SC88	10.98-11.18	-	-	15.48	40	-	-	-	-
SC88	18.35-18.78	-	-	13.73	47	-	-	-	-
SC88	43.75-44.13	-	-	-	-	21	50	17.43	66

- **Mesure de perméabilité :**

C'est un essai de laboratoire spécialement programmé pour l'étude de la perméabilité des sols fins.

Le tableau ci-dessous représente les résultats de cet essai.

Tableau IV. 8: Les Résultats d'essai de perméabilité.

Sondage	Prof (m)	Perméabilité K (cm/s)	Kmoy (cm/s)
S46	6.7-7	$5*10^{-7}$	$2.54*10^{-7}$
SC86	33.7-34.5	$0.959*10^{-7}$	
SC89	22.9-23.4	$1.662*10^{-7}$	

- Interprétation : les valeurs de coefficient de perméabilité K varient entre $0.959*10^{-7}$ et $5*10^{-7}$, d'après la classification on remarque que la zone de la station aéroport est imperméable avec un drainage pratiquement imperméable.

Tableau IV. 9: Classification de coefficient de perméabilité K.

k (cm/s)	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drainage	Bon					Mauvais		Pratiquement imperméable			
Type de sol	Gravillon		Sable		Silt et mélange Sable et argile			Argiles			
Travaux génie civil	Zones perméables					Zones imperméables					

IV.3. Conclusion :

Pour assurer la stabilité des ouvrages, il est indispensable de connaitre la structure, la nature des sols et du sous-sol.

La synthèse des résultats obtenus à partir des essais in-situ et des essais au laboratoire a permis de conclure que :

Notre projet se situe dans des dépôts quaternaires, constitués par des argiles limoneuses, peu sableuses par endroit (Qa), argiles avec peu de graves et peu de sable (Qag) et une couche de graves dans une matrice argileuse et sableuse (Qg). Sous ces dépôts, on trouve le substratum, constitué par une couche d'argile marneuse (Qam) susceptible d´être perméable et une couche de marnes grisâtres et jaunâtres (Qm) imperméable avec des caractéristiques adéquates pour encastrer les parois moulées.

Les résultats des essais in-situ dénotent un sol moyennement dense à très dense, ferme à durs, et surconsolidé.

Les résultats des essais au laboratoire dénotent un sol fin constitué d'une formation dominante d'argile détrempée à saturée et peu compressible présentant une capacité de plasticité moyenne à élever.

Une poche d'eau a été détectée à 5m de profondeur et une nappe phréatique à 18m de profondeur.

On présente dans le tableau suivant un résume des paramètres géotechniques utilisées dans les calculs de dimensionnement.

Tableau IV. 10: Récapitulatif des différents paramètres géotechniques déduits.

Horizon géotechnique	R	Qa	Qag	Qgm	Qm
Profondeurs moyennes (m)	0-3	3-18.5	18.5-31	31-39	39-49
Poids vol. humide γ_h (KN/m^3)	20	20.5	21	21.5	21
Poids vol. sec γ_d (KN/m^3)	17	17	17.5	18.5	17.2
Cohésion non-drainée Su (Kpa)	30	77	80	198	206
Module de déformabilité non-drainé Eu (Mpa)	12	30	40	130	140
Angle de frottement effectif φ’	20	21°	22°	30	22°
Cohésion effective C’ (Kpa)	0	25	25	10-35	35
Module de déformabilité drainé E’(Mpa)	10	56	85	120	120
CoefficientK_0	0.65	0,65	0,6	0,6	0,6

CHAPITRE V

Calcul des charges.

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre, on a calculé manuellement les poussées et les butées des terres sur notre ouvrage de soutènement (paroi moulée) en utilisant la méthode de Blum et des poutres équivalentes afin de déterminer la fiche de soutènement dans le but d'avoir un pré dimensionnement pour notre mur de blindage.

La hauteur d'excavation du corps principal de la station Aéroport est d'environ 28.5m, donc, en éliminant 3.5m d'excavation pour l'exécution des talus, les couches de sol qui seront prises en compte dans l'évaluation des charges seront : la couche d'argile limoneuse (Qa) et la couche d'argile avec peu de grave et peu de sable (Qag).

V.2. Principe de calcul [24] :

On a utilisé la méthode de Blum (1931) pour le calcul des écrans encastré ou appuyés en tête sans présence des ancrages.

Cette méthode permet d'analyser l'effet de l'allongement de la fiche de soutènement sur la répartition de la pression des terres, du moment et du déplacement de l'écran. Cette analyse permet à Blum d'observer que les ouvrages ayant une fiche plus grande ne conduisent pas à une augmentation significative de l'encastrement de l'écran tandis que, pour des fiches plus courtes, on assiste à une chute du moment d'encastrement.

En un point situé à une distance Z en suivant la face de mur (profondeur) à partir de la surface libre du sol, les composantes de la contrainte totale en amont et en aval sont basées sur deux formules :

Calcul de Poussée : $\boldsymbol{\sigma_a(Z) = (K_{a\gamma} \times \gamma \times Z + K_{aq} \times Q - K_{ac} \times C) \times \cos\delta + U}$

Calcul de Butée : $\boldsymbol{\sigma_p(z) = \left(K_{p\gamma} \times \gamma \times z + K_{pq} \times Q + K_{pc} \times C\right) \times \frac{\cos\delta}{S} + U}$

Avec :

σa : La contrainte de poussée.
σp : La contrainte de butée.
Q : la surcharge appliquée au sol.
U = $\gamma_w \times z$: La poussée hydrostatique. (γ_w = 10 KN/m^3 : Le poids volumique de l'eau.)
S : coefficient de sécurité de la buté.

- S= 2 pour le cas d'un écran simplement buté.
- S= 1 pour le cas d'un écran encastré et a un ou plusieurs ancrages.

Le choix de l'angle de frottement sol/écran (δ) est fait suivant le tableau ci-dessus :

Tableau V. 1: l'angle de frottement sol/écran (δ).

Rugosité de l'écran	Valeur de « δ »
Ecran parfaitement lisse	**0**
Ecran moyennement rugueux	**±2φ/3**
Ecran parfaitement rugueux	**± φ**

On a une paroi en béton armé coulé sur place, l'écran est considéré moyennement rugueux (béton) donc on prend

$\delta = 2\varphi/3$ pour poussée

$\delta = -2\varphi/3$ pour butée

Les coefficients de poussées et butées :

- $Ka\gamma$: Coefficient de poussée des terres normales à l'écran.
- $Kp\gamma$: Coefficient de butée des terres normales à l'écran.
- Kaq : Coefficient de poussée due à la surcharge normale à l'écran.
- Kpq : Coefficient de butée due à la surcharge normale à l'écran.
- Kac : Coefficient de poussée normales à l'écran pour un massif cohérent.
- Kpc : Coefficient de butée normale à l'écran pour un massif cohérent.

Les coefficients de poussée et de butée dépendent de :

- L'angle de friction du sol-écran « δ ».
- L'angle que fait la surcharge Q avec la surface libre « α ».
- L'inclinaison de la surface libre avec l'horizontale « β ».
- L'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale « λ ».
- L'angle du frottement interne du sol « φ ».

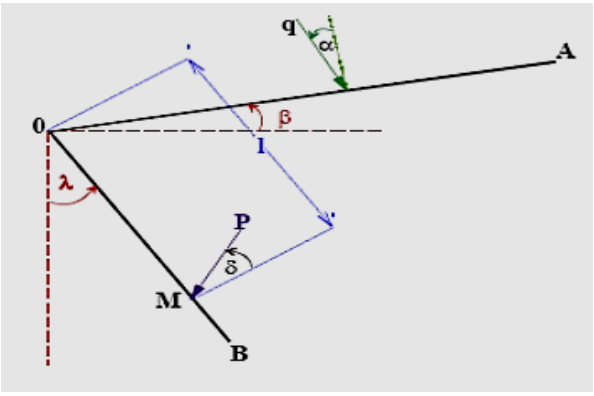


Figure V. 1: Convention de signes de α, β, δ.

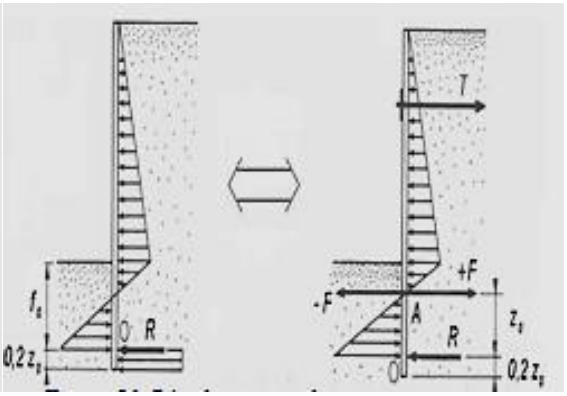


Figure V. 2: Résolution par la méthode de la poutre équivalente.

Blum propose dans cette méthode, de simplifier les calculs en prenant pour hypothèse une force localisée passant par le centre de rotation qui représenterait les efforts de contre-butée. Cette hypothèse est compensée par une majoration de la fiche déterminée notée « f_0 »de 20% soit la fiche totale notée « F » : $F = f_0 \times 1.2$.

Le problème ainsi posé possède 3 inconnues :

- La force d'ancrage notée « T ».
- La longueur de la fiche « f0 ».
- La résultante de contre butée « CB ».

Blum a remarqué que dans l'écran, les points ou le moment est nul (inflexion de la déformée) et les pressions des terres sont nulles (inflexion du moment) sont voisins, il propose de les confondre afin de couper l'écran de soutènement en deux poutres isostatiques simplement appuyées au niveau de ce point et résoudre le problème (calcul de la fiche de soutènement).

Le coefficient de poussée des terres normales à l'écran $Ka\gamma$ et le coefficient de butée des terres normales à l'écran $Kp\gamma$ sont déterminés à partir du tableau de Caquot-Kerisel (**Voir l'ANNEXE D**).

Le coefficient de poussée normales à l'écran pour un massif cohérent Kac et le coefficient de butée normale à l'écran pour un massif cohérent Kpc sont déterminés par les formules de J. Kerisel et E.Absi suivantes [25] :

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

On obtient les valeurs suivantes :

Tableau V. 2: Récapitulatif des caractéristiques de sol et coefficients de poussée et butée.

Profondeur (m)	Sol	Poussée			Butée		
		$Ka\gamma$	Kaq	Kac	$Kp\gamma$	Kpq	Kpc
$\mathbf{0,0-15,0}$	Argile limoneuse (Qa) $\boldsymbol{\gamma_d = 17KN/m^3}$ $\boldsymbol{\varphi = 20°}$ $\boldsymbol{\delta = \pm 13.33°}$ $\boldsymbol{c = 25KPa}$	0.44	0.44	1.54	2.75	2.75	7.35
$\mathbf{15,0-31}$	Argile avec peu de grave et peu de sable (Qag) $\boldsymbol{\gamma_d = 17.5KN/m^3}$ $\boldsymbol{\gamma_{sat} = 21KN/m^3}$ $\boldsymbol{\varphi = 22°}$ $\boldsymbol{\delta = \pm 14.67°}$ $\boldsymbol{c = 25KPa}$	0.4	0.4	1.485	3.165	3.165	7.58
$\mathbf{31-39}$	Argile marneuse (Qgm) $\boldsymbol{\gamma_d = 18.5KN/m^3}$ $\boldsymbol{\gamma_{sat} = 21.5KN/m^3}$ $\boldsymbol{\varphi = 30°}$ $\boldsymbol{\delta = \pm 20°}$ $\boldsymbol{c = 10KPa}$	0.3	0.3	1.21	5.3	5.3	8.63

V.3. Calcul des charges pour chaque phase d'excavation [26]:

Dans le calcul des charges, on a pris en considération une surcharge en surface de 69.50 KN/m² qui représente la :

- Surcharge due au trafic, prise égale à 10KN/m².
- Surcharge due au poids des terres réservées à l'exécution des talus, égale à :

$(3 + 0.5) \times 17 = 59{,}5 KN/m^2$.

V.3.1. Phase 1 :

Dans la première phase, nous avons réalisé une excavation de 4m avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence première niveau de butonnage.

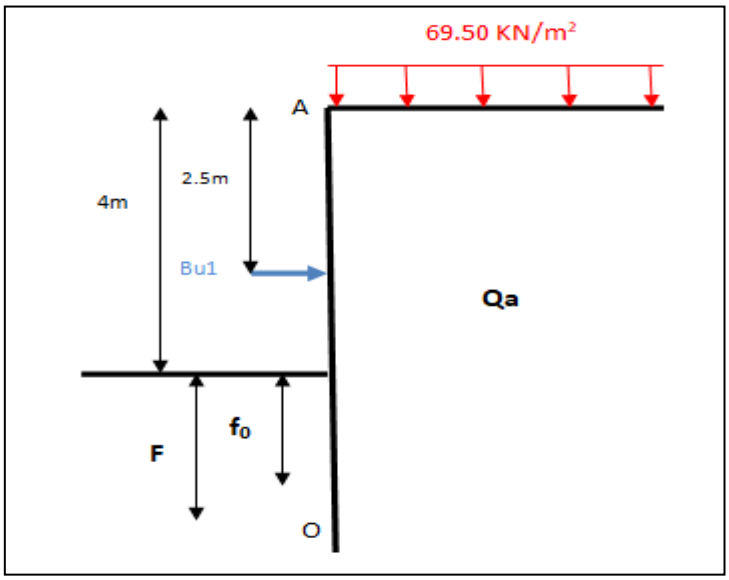


Figure V. 3: Excavation phase 1.

➢ **Calcule de poussée :**

La couche Qa : $U = 0\ KN/m^2$,$Q = 69.5\ KN/m^2$, $C = 25\ KN/m^2$

$\underline{0 < Z < 4}$

$$\sigma_a(z) = (K_{a\gamma} \times \gamma \times z + K_{aq} \times Q - K_{ac} \times C)\cos\delta + U$$
$$\sigma_a(z) = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 69.5 - 25 \times 1.54) \times \cos 13.33$$
$$\sigma_a(z) = 7.28 \times z - 7.7$$
$$\sigma_a(0) = -7.7\ KN/m^2$$
$$\sigma_a(4) = 21.42\ KN/m^2$$

$\underline{4 < Z < 4 + f_0}$

$$\sigma_a(z) = 7.28 \times z - 7.7$$
$$\begin{cases} \sigma_a(4) = 21.42\ KN/m^2 \\ \sigma_a(4 + f_0) = 7.28\ f_0 + 21.42\ KN/m^2 \end{cases}$$

➢ **Calcul de la butée :**

La couche (Qa) : $Q = 0\ \mathrm{KN/m^2}$; $S = 2$; $U = 0\ \mathrm{KN/m^2}$

$\underline{0 < z < f_0}$

$$\sigma_p(z) = \left(K_{p\gamma} \times \gamma \times z + K_{pq} \times Q + K_{pc} \times C\right)\frac{\cos\delta}{S} + U$$

$$\sigma_p(z) = (2.75 \times 17 \times z + 7.35 \times 25)\frac{\cos 13.33}{2}$$

$$\sigma_p(z) = 22.74\,z + 89.4$$

$$\begin{cases} \sigma_p(0) = 89.4\ \mathrm{KN/m^2} \\ \sigma_p(f_0) = 22.74\,f_0 + 89.4\ \mathrm{KN/m^2} \end{cases}$$

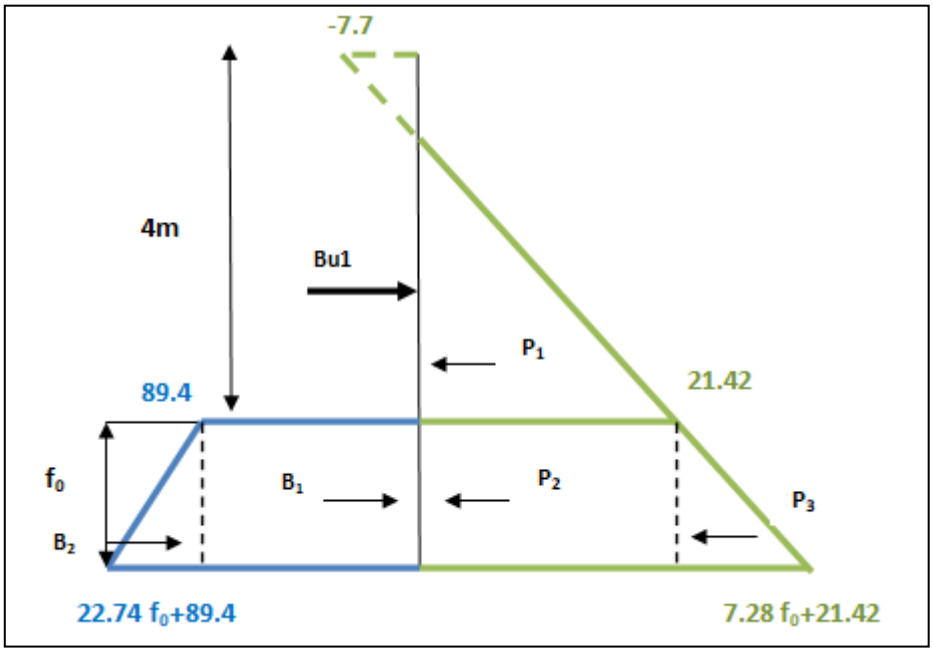


Figure V. 4: Diagramme des poussée et butée phase 1.

➢ **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 3: Force de pression phase 1.

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	31.49	f_0 +0.98	31.49 f_0+30.86
P2	21.42 f_0	f_0 / 2	10.71 f_0^2
P3	3.64 f_0^2	f_0 / 3	1.21 f_0^3
B1	89.4 f_0	f_0 / 2	44.7 f_0^2
B2	11.37 f_0^2	f_0 / 3	3.79 f_0^3

➢ **Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$$\sum M/_o = 0 \Rightarrow \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 2.58{f_0}^3 + 33.99{f_0}^2 - 31.49f_0 - 30.86 = 0$$

$\Rightarrow f_0 = 1.41m.$ $F = 1.2 \times f_0 \Rightarrow F = 1.69m.$

➢ **Calcul de la contre-butée « CB » :**

$\sum F/x = 0 \Rightarrow CB + \sum P_i - \sum B_i = 0 \Rightarrow CB = 72.68\ KN/ml.$

V.3.2. Phase 2 :

Dans la deuxième phase nous avons réalisé une excavation de 8.25m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence d'un buton et la dalle (R-1).

De cette phase jusqu'à la phase 06, l'écran de soutènement sera étudié selon la méthode de Blum et la méthode des poutres équivalentes en décomposant la poutre AO en deux parties (AB et BO) avec

$L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.

$h = 8.25m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 8.25 \Rightarrow a = 0.825m$

$L_{BO} = b.f_0 = a + b.$

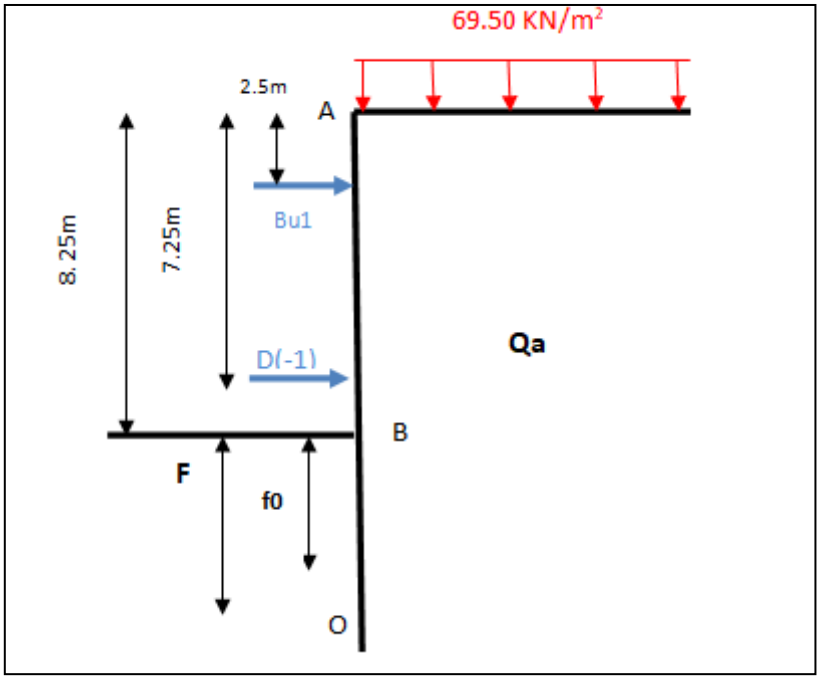


Figure V. 5: Excavation phase 2.

La partie « AB » :

➢ **Calcul de la poussée :**

La couche (Qa) : $q = 69.5$ KN/m^2 ; $U = 0$.

$\underline{\mathbf{0} < z < 8.25}$

$\sigma_a(z) = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 69.5 - 1.54 \times 25) \times \cos 13.33.$

$\sigma_a(z) = 7.28 \times z - 7.7$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.7\ \text{KN/m}^2 \\ \sigma_a(8.25) = 52.36\ \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$\underline{\mathbf{8.25} < z < 8.25 + \boldsymbol{a}}$

$\underline{\mathbf{8.25} < z < 9.075}$

$\sigma_a(z) = 7.28 \times z - 7.7$

$$\begin{cases} \sigma_a(8.25) = 52.36\ \text{KN/m}^2 \\ \sigma_a(9.075) = 58.366\ \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

La couche (Qa) : $Q = 0\ \text{KN/m}^2$; $S = 1$; $U = 0\ KN/m^2$.

$\underline{\mathbf{0} < z < \boldsymbol{a}}$

$\underline{\mathbf{0} < z < 0.825}$

$$\sigma_p(z) = (2.75 \times 17 \times z + 7.35 \times 25) \times \frac{\cos 13.33}{1}.$$

$\sigma_p(z) = 45.49 \times z + 178.8$

$$\begin{cases} \sigma_p(0) = 178.8\ KN/m^2 \\ \sigma_p(0.825) = 216.33\ KN/m^2 \end{cases}$$

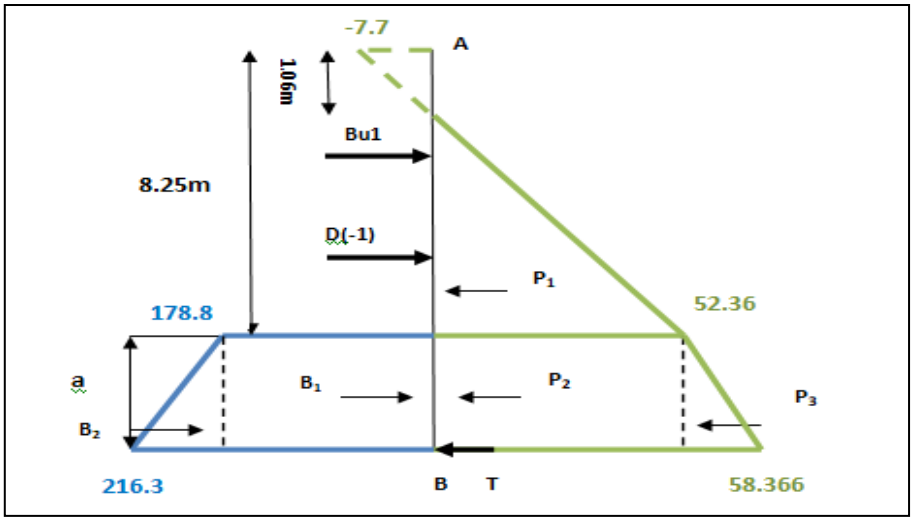


Figure V. 6: Diagramme des poussées et butées phase 2 (AB).

- **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 4: Force de pression phase 2 (AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	76.97	7.19	553.41
P2	43.19	0.41	17.7
P3	2.47	0.275	0.68
B1	147.51	0.41	60.48
B2	30.96	0.275	8.514
D	D	1.825	1.825 D

- **Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 1.825 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 275.5\ KN/ml$$

- Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = 331.34\ KN/ml.$$

La partie « BO » :

- **Calcul de la poussée :**

$$\underline{\mathbf{9.075} < z < 9.075 + b}$$

$$\sigma_a(z) = 7.28 \times z - 7.7$$

$$\begin{cases} \sigma_a(9.075) = 58.366\ \mathrm{KN/m^2} \\ \sigma_a(9.075 + b) = 7.28\ b + 58.366\ \mathrm{KN/m^2} \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

$$\mathbf{0.825} < z < 0.825 + b$$

$$\sigma_p(z) = 45.49 \times z + 178.8$$

$$\begin{cases} \sigma_p(0.825) = 216.33\ KN/m^2 \\ \sigma_p(0.825 + b) = 45.49 \times b + 216.33\ KN/m^2 \end{cases}$$

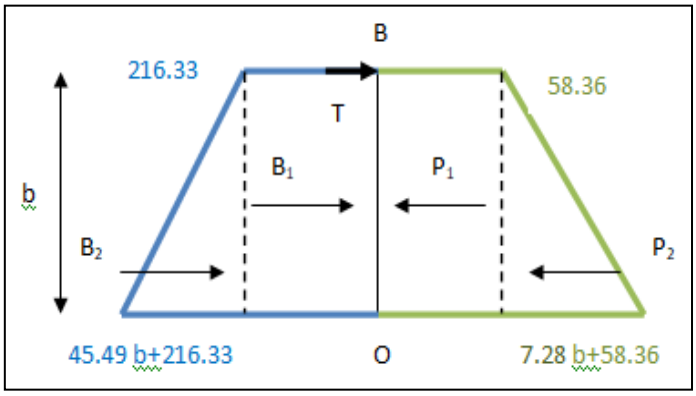


Figure V. 7: Diagramme des poussée et butées phase 2 (BO).

- **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 5: Force de pression phase 2 (OB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	58.36 b	b / 2	29.18 b^2
P2	2.43 b^2	b / 3	0.81 b^3
B1	216.33 b	b / 2	108.165 b^2
B2	15.16 b^2	b / 3	5.05 b^3
T	331.34	b	331.34 b

- **Calcul de « b » :**

$\sum M/o = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 4.24b^3 + 78.985b^2 + 331.34b = 0.$

$\Rightarrow b = 0.$

- **Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$f_0 = a + b = 0.825m. \quad F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 0.825 \Rightarrow F = 0.99m.$

- **Calcul de la contre-butée « CB » :**

$\sum F/x \Rightarrow CB + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow CB = 331.34\ KN/ml.$

V.3.3. Phase 03 :

Dans la troisième phase nous avons réalisé une excavation de 12.75, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence de deux butons et la dalle (R-1).

On décompose la poutre AO en deux parties (AB et BO) avec :

$L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.

$h = 12.75m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 12.75 \Rightarrow a = 1.27m$

$L_{BO} = b.$

$f_0 = a + b.$

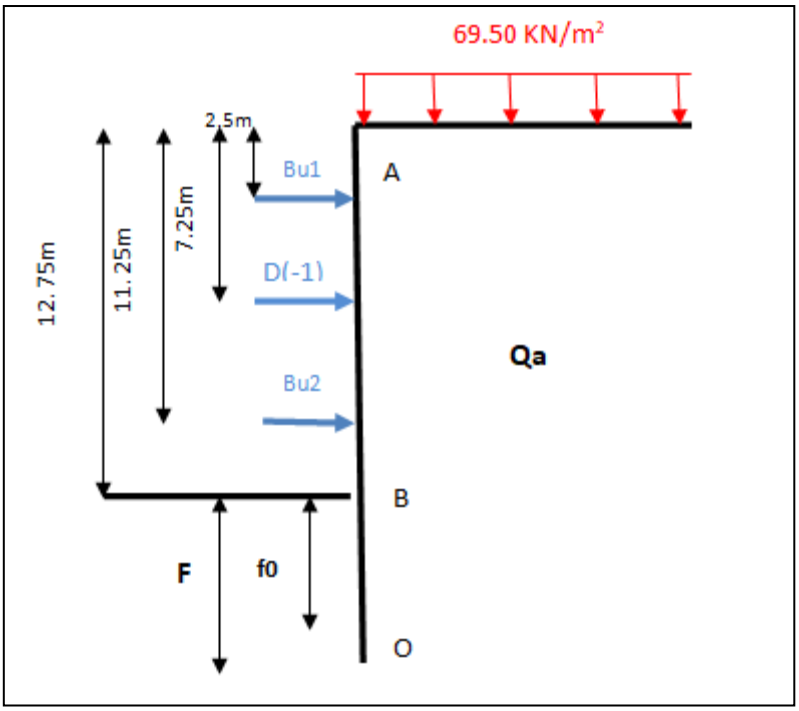


Figure V. 8: Excavation phase 3.

La partie « AB » :

- **Calcul de la poussée :**

La couche (Qa) : $Q = 69.5\ \mathrm{KN/m^2}$; $U = 0\ KN/m^2$.

$\underline{\mathbf{0} < z < 12.75}$

$\sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 69.5 - 1.54 \times 25) \times \cos 13.33.$

$\sigma_a(z) = 7.28z - 7.7$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.7\ \mathrm{KN/m^2} \\ \sigma_a(12.75) = 85.12\ \mathrm{KN/m^2} \end{cases}$$

$\underline{\mathbf{12.75} < z < 12.75 + \boldsymbol{a}}$

$\underline{\mathbf{12.75} < z < 14.02}$

$\sigma_a(z) = 7.28z - 7.7$

$$\begin{cases} \sigma_a(12.75) = 85.12\ \mathrm{KN/m^2} \\ \sigma_a(14.02) = 94.36\ \mathrm{KN/m^2} \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

La couche (Qa) :$Q = 0\ \mathrm{KN/m^2}$; $S = 1$; $U = 0\ KN/m^2$.

$\underline{\mathbf{0} < z < \boldsymbol{a}}$

$\underline{\mathbf{0} < z < 1.27}$

$$\sigma_p = (2.75 \times 17 \times z + 7.35 \times 25) \times \frac{\cos 13.33}{1}.$$

$\sigma_p(z) = 45.49z + 178.8$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = 178.8\ KN/m^2. \\ \sigma_a(1.27) = 236.6\ KN/m^2. \end{cases}$$

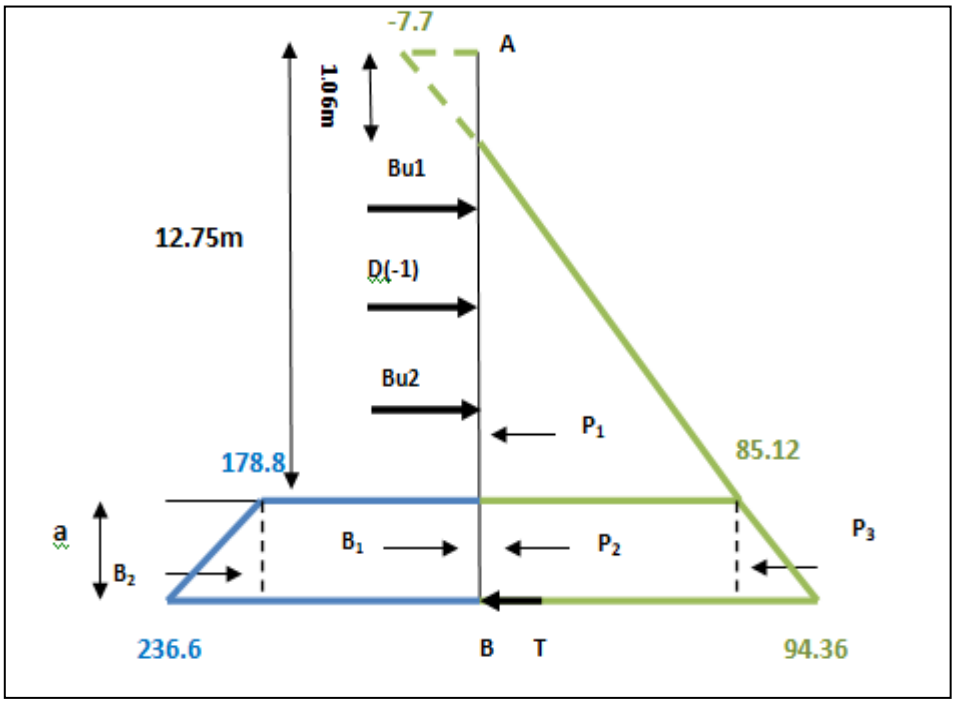


Figure V. 9: Diagramme des poussée et butées phase 3 (AB).

➢ **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 6: Forces de pression phase 3 (AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	497.52	5.16	2567.2
P2	108.1	0.635	68.64
P3	5.775	0.42	2.42
B1	223.5	0.635	141.92
B2	36.7	0.42	15.414
D	D	6.77	6.77 D

➢ **Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 6.77 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 366.4\ KN/ml$$

➢ **Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = 15.2KN/ml.$$

La partie « BO » :

- **Calcul de la poussée :**

$\underline{\mathbf{14.02} < z < 14.02 + b}$

$\sigma_a(z) = 7.28z - 7.7$

$$\begin{cases} \sigma_a(14.02) = 94.36\ \text{KN/m}^2 \\ \sigma_a(14.02) = 7.28\ \text{b} + 94.36\ \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

$\underline{\mathbf{1.27} < z < 1.27 + b}$

$\sigma_p(z) = 45.49z + 178.8$

$$\begin{cases} \sigma_a(1.27) = 236.6\ KN/m^2. \\ \sigma_a(1.27 + b) = 45.49\ b + 236.6\ KN/m^2. \end{cases}$$

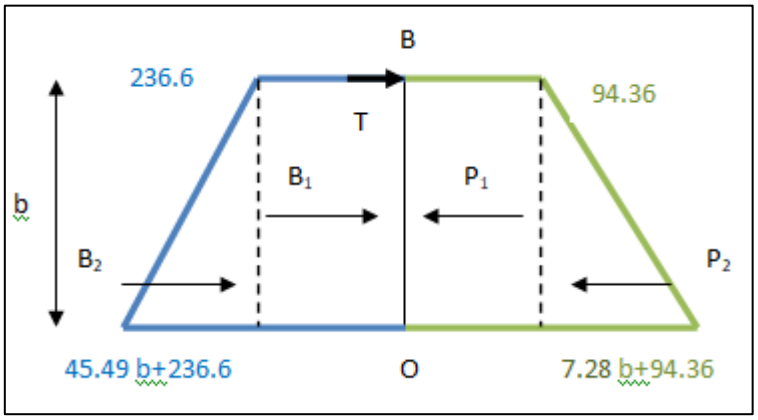


Figure V. 10: Diagramme des poussée et butées phase 3 (BO).

- **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 7: Forces de pression phase 3 (OB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	94.35 b	b / 2	47.175 b^2
P2	7.28 b^2	b / 3	2.42 b^3
B1	236.6 b	b / 2	118.3 b^2
B2	45.49 b^2	b / 3	15.16 b^3
T	15.2	b	15.2 b

- **Calcul de « b » :**

$\sum M/o = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 6.8b^3 + 43.07b^2 + 142.25b = 0.$

$\Rightarrow b = 0.$

➢ **Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$f_0 = a + b = 1.27m.$

$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 1.27 \Rightarrow F = 1.524m.$

➢ **Calcul de la contre-butée « CB » :**

$\sum F/x = 0 \Rightarrow CB + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow CB = 15.2\ KN/ml.$

V.3.4. Phase 04 :

Dans la quatrième phase nous avons réalisé une excavation de 16.65m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence de trois butons et la dalle (R-1) et une nappe phréatique a 14.5m.

On décompose la poutre AO en deux parties (AB et BO) avec :

$L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.

$h = 16.65m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 16.65 \Rightarrow a = 1.66m$

$L_{BO} = b.$

$f_0 = a + b.$

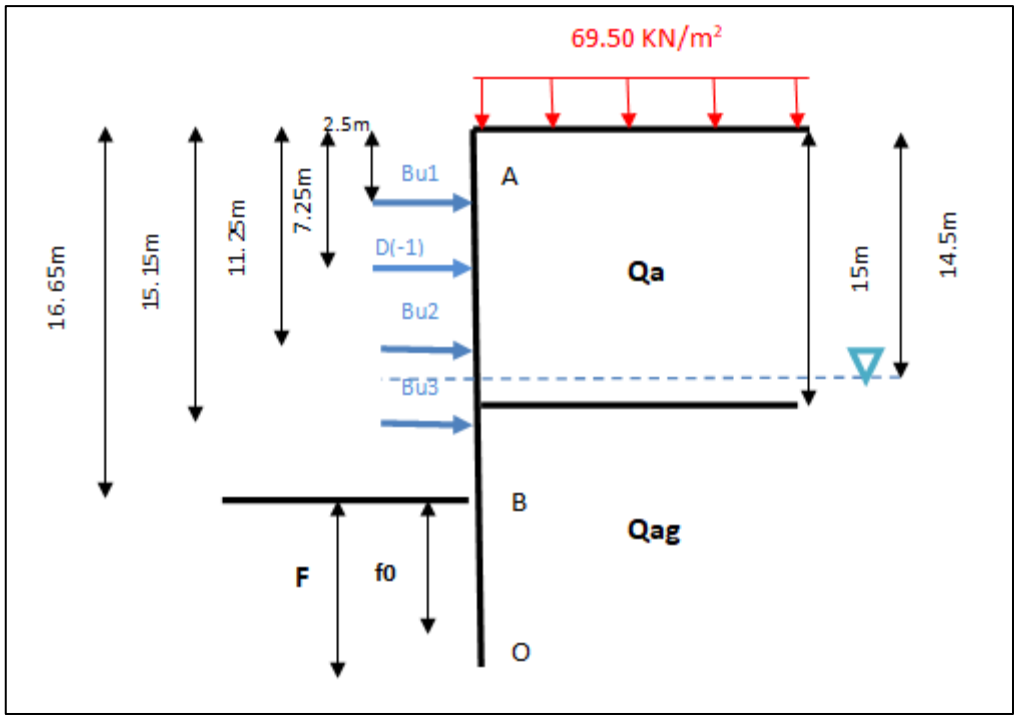


Figure V. 11: Excavation phase 4.

La partie « AB » :

➢ **Calcul de la poussée :**

La couche (Qa) : $Q = 69.5$ KN/m^2 ; $U = 0\ KN/m^2$.

0 $< z <$ 14.5

$\sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 69.5 - 1.54 \times 25) \times \cos 13.33.$

$\sigma_a(z) = 7.28z - 7.7$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.7\ \text{KN/m}^2 \\ \sigma_a(14.5) = 97.86\ \text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Après 14.5m on a une nappe phréatique, donc on considère le sol au-dessus comme une surcharge

$Q = 69.5 + 14.5 \times 17 = 316\ KN/m^2$

0 $< z <$ 0.5

$\sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 316 - 1.54 \times 25) \times \cos 13.33 + U.$
$\sigma_a(z) = 7.78z + 97.83 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 97.83\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 0.5\ ; U = 5.00) = 106.72\ KN/m^2. \end{cases}$$

À partir de 15m, on a un sol (Qag), donc on considère le sol au-dessus comme une surcharge

$Q = 69.5 + 14.5 \times 17 + 0.5 \times 20.5 = 326.25\ KN/m^2$

0 $< z <$ 1.65

$\sigma_a(z) = (0.4 \times 17.5 \times z + 0.4 \times 326.25 - 1.485 \times 25) \times \cos 14.67 + U.$
$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 5.00) = 95.33\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 1.65\ ; U = 16.5) = 118\ KN/m^2. \end{cases}$$

1.65 $< z <$ 1.65 + ***a***
1.65 $< z <$ 3.31
$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 1.65\ ; U = 16.5) = 118\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 3.31\ ; U = 33.1) = 145.84\ KN/m^2. \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

La couche (Qag) : $Q = 0\ \text{KN/m}^2\ ;\ S = 1.$

0 $< z <$ ***a***
0 $< z <$ 1.66

$$\sigma_p(z) = (3.165 \times 17.5 \times z + 7.58 \times 25) \times \frac{\cos 14.67}{1} + U.$$
$\sigma_p(z) = 53.58z + 183.32 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 183.32\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 1.66\ ; U = 16.60) = 288.86\ KN/m^2. \end{cases}$$

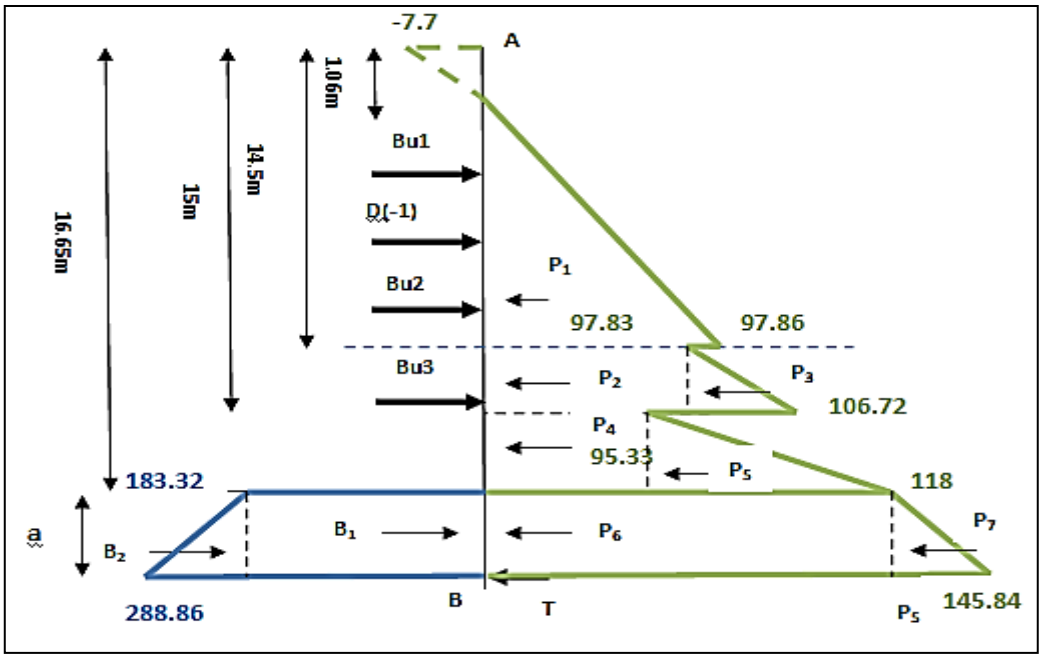


Figure V. 12: Diagramme des poussée et butées phase 4 (AB).

- **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 8: Forces de pression phase 4 (AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	657.62	8.295	5454.95
P2	48.91	3.565	174.36
P3	2.22	3.48	7.72
P4	157.29	2.49	391.65
P5	18.7	0.91	17
P6	196.47	0.83	163
P7	23.17	0.55	12.74
B1	305.22	0.83	253.33
B2	87.86	0.55	48.32
D	D	11	11 D

- **Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 11.00 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 538.16\ KN/ml.$$

- **Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -172.76 KN/ml.$$

La partie « BO » :

- **Calcul de la poussée :**

$\underline{\mathbf{3.31} < z < 3.31 + b}$

$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 3.31\ ;U = 33.10) = 145.84 KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 3.31 + b\ ;U = 33.1 + 10\ b) = 16.77b + 145.84\ \ KN/m^2. \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

$\underline{\mathbf{1.66} < z < 1.66 + b}$

$\sigma_p(z) = 53.58z + 183.32 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 1.66\ ;U = 16.60) = 288.86\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 1.66 + b\ ;U = 16.60 + 10b) = 63.58\ b + 288.86\ KN/m^2. \end{cases}$$

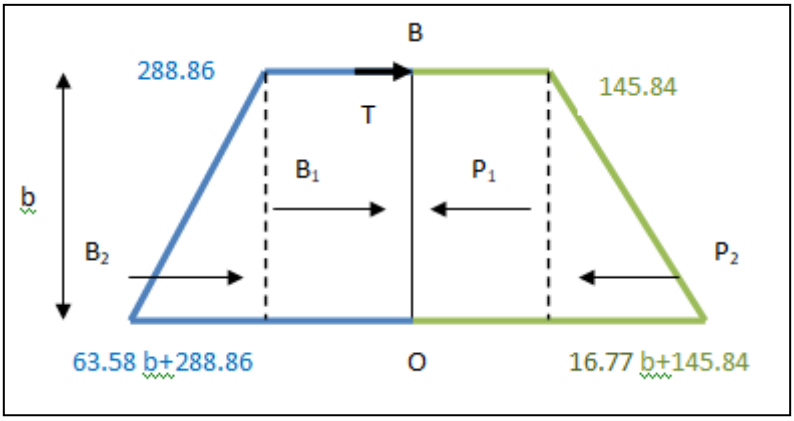


Figure V. 13: Diagramme des poussée et butées phase 4 (BO).

- **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 9: Forces de pression phase 4 (BO).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	145.84 b	b / 2	72.92 b^2
P2	16.77 b^2	b / 3	5.59 b^3
B1	288.86 b	b / 2	144.43 b^2
B2	63.58 b^2	b / 3	21.19 b^3
T	-172.76	b	-172.76 b

- **Calcul de « b » :**

$\sum M/o\ = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 15.6b^3 + 71.51b^2 - 172.76b = 0.$

$\Rightarrow b = 1.75m.$

- **Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$f_0 = a + b = 1.66 + 1.75 \Rightarrow f_0 = 3.41m.$

$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 3.41 \Rightarrow F = 4.1m.$

- **Calcul de la contre-butée « CB » :**

$\sum F/x = 0 \Rightarrow CB + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow CB = 220.87KN/ml.$

V.3.5. Phase 05 :

Dans la cinquième phase nous avons réalisé une excavation de 20.55m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence de quatre butons et la dalle (R-1) et une nappe phréatique a 14.5m.

On décompose la poutre AO en deux parties (AB et BO) avec :

$L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
$h = 20.55m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 20.55 \Rightarrow a = 2.06m$
$L_{BO} = b$.
$f_0 = a + b$.

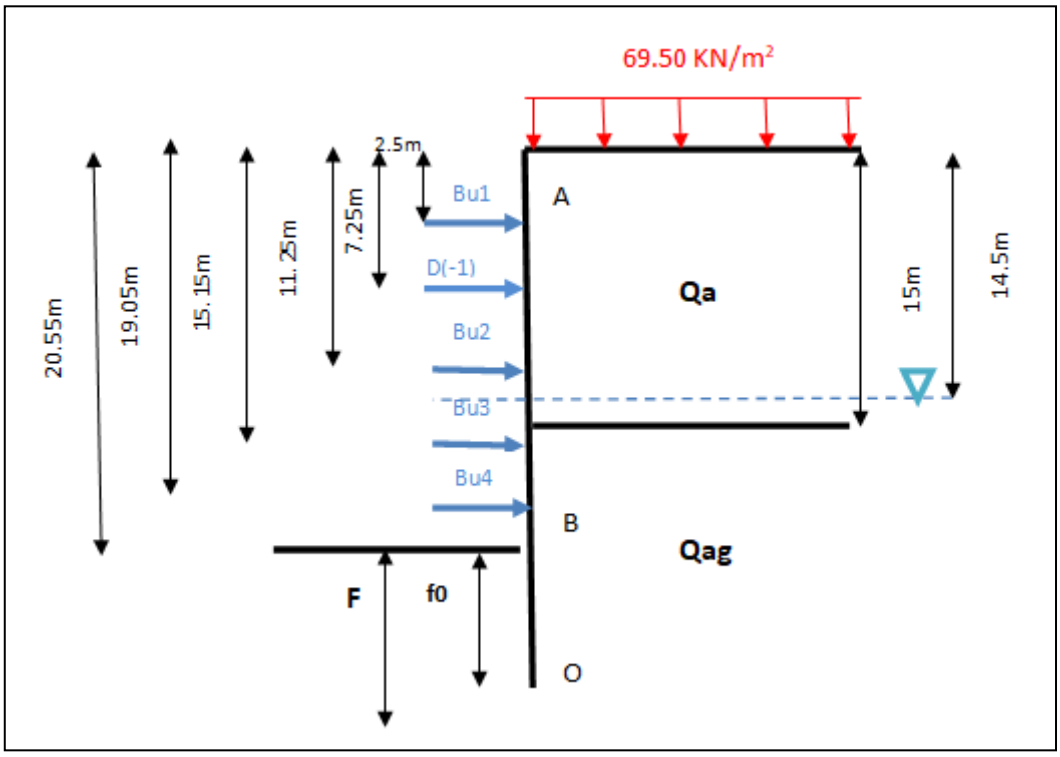


Figure V. 14: Excavation phase 5.

La partie « AB » :

- **Calcul de la poussée :**

La couche (Qa) : $Q = 69.5$ KN/m^2 ; $U = 0\ KN/m^2$.

$\underline{\mathbf{0} < z < 14.5}$

$\sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 69.5 - 1.54 \times 25) \times \cos 13.33$.
$\sigma_a(z) = 7.28z - 7.7$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.7 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_a(14.5) = 97.86 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Après 14.5m on a une nappe phréatique, donc on considère le sol au-dessus comme une surcharge.

$Q = 69.5 + 14.5 \times 17 = 316\ KN/m^2$

$\mathbf{0} < z < 0.5$

$\sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 316 - 1.54 \times 25) \times \cos 13.33 + U.$
$\sigma_a(z) = 7.78z + 97.83 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 97.83\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 0.5\ ; U = 5.00) = 106.72\ KN/m^2. \end{cases}$$

À partir de 15m, on a un sol (Qag), donc on considère le sol au-dessus comme une surcharge

$Q = 69.5 + 14.5 \times 17 + 0.5 \times 20.5 = 326.25\ KN/m^2$

$\mathbf{0} < z < 5.55$

$\sigma_a(z) = (0.4 \times 17.5 \times z + 0.4 \times 326.25 - 1.485 \times 25) \times \cos 14.67 + U.$
$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 5.00) = 95.33\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 5.55\ ; U = 55.5) = 183.4\ KN/m^2. \end{cases}$$

$\mathbf{5.55} < z < 5.55 + \boldsymbol{a}$
$\mathbf{5.55} < z < 7.61$
$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 5.55\ ; U = 55.5) = 183.4\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 7.61\ ; U = 76.1) = 218 KN/m^2. \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

La couche (Qag) : $Q = 0\ \mathrm{KN/m^2}\ ;\ S = 1.$

$\mathbf{0} < z < \boldsymbol{a}$
$\mathbf{0} < z < 2.06$

$$\sigma_p(z) = (3.165 \times 17.5 \times z + 7.58 \times 25) \times \frac{\cos 14.67}{1} + U.$$
$\sigma_p(z) = 53.58z + 183.32 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 183.32\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 2.06\ ; U = 20.60) = 314.29\ KN/m^2. \end{cases}$$

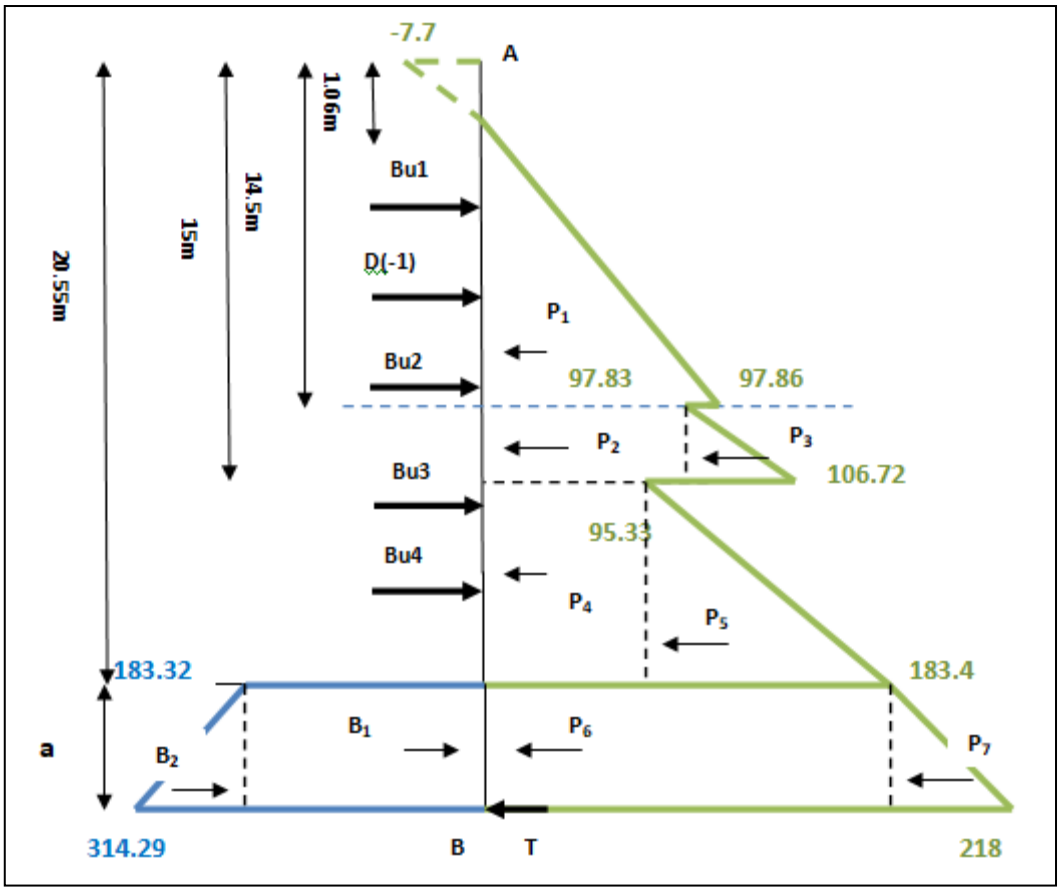


Figure V. 15: Diagramme des poussée et butées phase 5 (AB).

➢ **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 10: Force des pressions phase 5 (AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	657.62	12.58	8272.86
P2	48.91	7.85	383.94
P3	2.22	7.77	17.25
P4	529.1	4.83	2555.55
P5	264.54	3.9	1031.7
P6	376.88	1.03	388.18
P7	35.55	0.68	24.17
B1	376.72	1.03	388
B2	134.57	0.68	91.5
D	D	15.35	15.35 D

➢ **Calcul de la force de la dalle « D » :**

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 15.35 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 794.4KN/ml.$$

➢ **Calcul de la réaction « T » :**

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -609.13KN/ml.$$

La partie « BO » :

➢ **Calcul de la poussée :**

$\underline{\mathbf{7.61} < z < 7.61 + b}$

$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 7.61\ ;U = 76.10) = 218\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 7.61 + b\ ;U = 76.1 + 10b) = 16.77\ b + 218 KN/m^2. \end{cases}$$

➢ **Calcul de la butée :**

$\underline{\mathbf{2.06} < z < 2.06 + b}$

$\sigma_p(z) = 53.58z + 183.32 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 2.06\ ;U = 20.60) = 314.29\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 2.06 + b\ ;U = 20.60 + 10b) = 63.58\ b + 314.29\ KN/m^2. \end{cases}$$

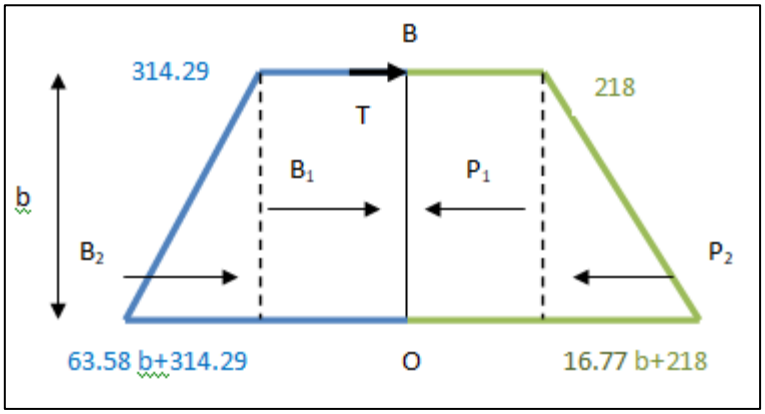


Figure V. 16: Diagramme des poussée et butées phase 5 (BO).

➢ **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 11: Forces des pressions phase 5 (BO).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	218 b	b / 2	109 b^2
P2	16.77 b^2	b / 3	5.59 b^3
B1	314.29 b	b / 2	157.14 b^2
B2	63.58 b^2	b / 3	21.19 b^3
T	-609.13	b	-609.13 b

➢ **Calcul de « b » :**

$\sum M/o = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 15.6b^3 + 48.14b^2 - 609.13b = 0.$

$\Rightarrow b = 5m.$

➢ **Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$f_0 = a + b = 2.06 + 5 \Rightarrow f_0 = 7.06m.$

$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 7.06 \Rightarrow F = 8.5m.$

➢ **Calcul de la contre-butée « CB » :**

$\sum F/x = 0 \Rightarrow CB + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow CB = 1042 KN/ml.$

V.3.6. Phase 06 :

Dans la sixième phase nous avons réalisé une excavation de 25m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence de quatre butons et la dalle (R-1) et une nappe phréatique a 14.5m.

On décompose la poutre AO en deux parties (AB et BO) avec :

$L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.

$h = 25m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 25 \Rightarrow a = 2.5m$

$L_{BO} = b.$

$f_0 = a + b.$

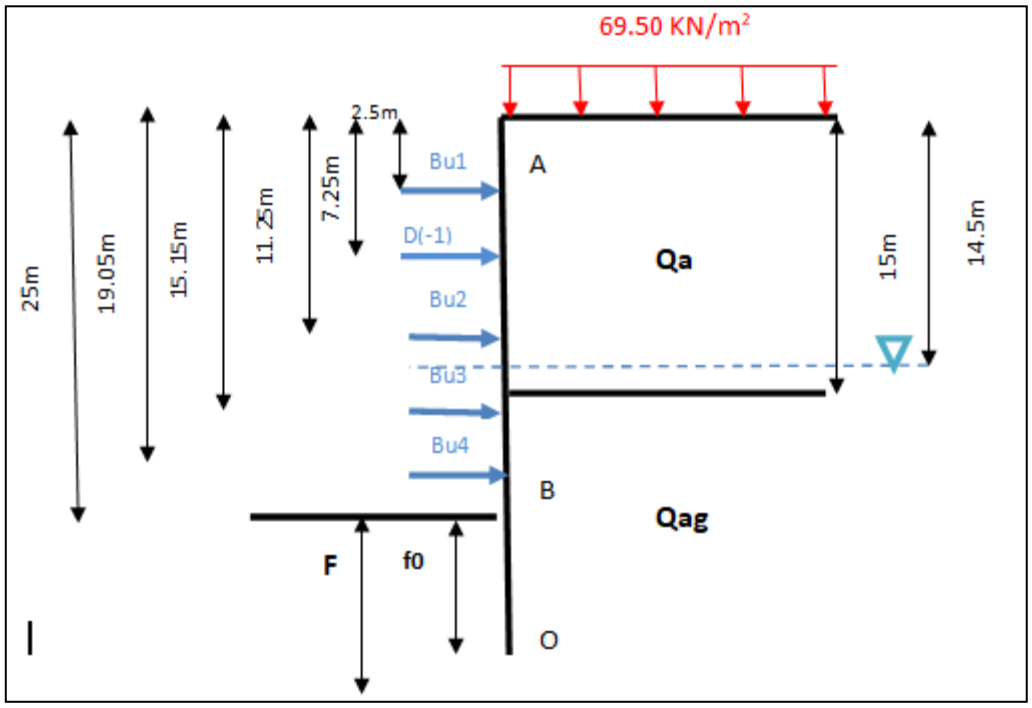


Figure V. 17: Excavation phase 6.

La partie « AB » :

➢ **Calcul de la poussée :**

La couche (Qa) : $Q = 69.5$ KN/m^2 ; $U = 0\ KN/m^2$.

0 $< z <$ 14.5

$\sigma_a(z) = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 69.5 - 1.54 \times 25) \times \cos 13.33.$

$\sigma_a(z) = 7.28z - 7.7$

$$\begin{cases} \sigma_a(0) = -7.7 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_a(14.5) = 97.86 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Après 14.5m on a une nappe phréatique, donc on considère le sol au-dessus comme une surcharge.

$Q = 69.5 + 14.5 \times 17 = 316\ KN/m^2$

$\mathbf{0} < z < 0.5$

$\sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 316 - 1.54 \times 25) \times \cos 13.33 + U.$
$\sigma_a(z) = 7.78z + 97.83 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 97.83\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 0.5\ ; U = 5.00) = 106.72\ KN/m^2. \end{cases}$$

à partir de 15m, on a un sol (Qag), donc on considère le sol au-dessus comme une surcharge

$Q = 69.5 + 14.5 \times 17 + 0.5 \times 20.5 = 326.25\ KN/m^2$

$\mathbf{0} < z < 10$

$\sigma_a(z) = (0.4 \times 17.5 \times z + 0.4 \times 326.25 - 1.485 \times 25) \times \cos 14.67 + U.$
$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 5.00) = 95.33\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 10\ ; U = 100) = 258.03\ KN/m^2. \end{cases}$$

$\mathbf{10} < z < 10 + \boldsymbol{a}$
$\mathbf{10} < z < 12.5$
$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 10\ ; U = 100) = 258.03\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 12.5\ ; U = 125) = 299.95\ KN/m^2. \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

La couche (Qag) : $Q = 0\ \mathrm{KN/m^2}\ ;\ S = 1.$

$\mathbf{0} < z < \boldsymbol{a}$
$\mathbf{0} < z < 2.5$

$$\sigma_p(z) = (3.165 \times 17.5 \times z + 7.58 \times 25) \times \frac{\cos 14.67}{1} + U.$$
$\sigma_p(z) = 53.58z + 183.32 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 183.32\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 2.5\ ; U = 25) = 342.27\ KN/m^2. \end{cases}$$

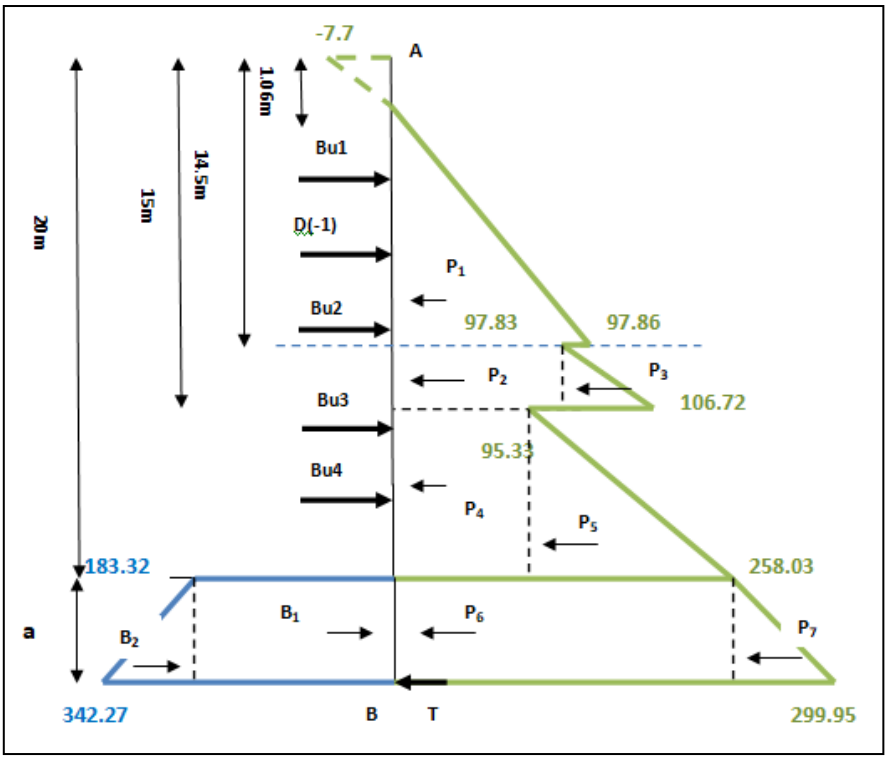


Figure V. 18: Diagramme des poussée et butées phase 6 (AB).

➢ **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 12: Forces de pression phase 6 (AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	657.62	17.48	11495.2
P2	48.91	12.75	623.6
P3	2.22	12.66	28.1
P4	953.3	7.5	7149.75
P5	813.5	5.83	4742.7
P6	645	1.25	806.25
P7	52.4	0.83	43.49
B1	458.3	1.25	572.87
B2	198.68	0.83	164.9
D	D	20.25	20.25 D

➢ Calcul de la force de la dalle « D » :

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 20.25 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1192.62\ KN/ml.$$

➢ Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -1323.35 KN/ml.$$

La partie « BO » :

- **Calcul de la poussée :**

12.5 $< z < 12.5 + b$

$\sigma_a(z) = 6.77\ z + 90.33 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 12.5\ ;U = 125) = 299.95\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 12.5 + b\ ;U = 125 + 10b) = 16.77b + 299.95\ KN/m^2. \end{cases}$$

- **Calcul de la butée :**

2.5 $< z < 2.5 + b$

$\sigma_p(z) = 53.58z + 183.32 + U$

$$\begin{cases} \sigma_a(z = 2.5\ ;U = 25) = 342.27\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 2.5 + b\ ;U = 25 + 10b) = 63.58\ b + 342.27\ KN/m^2. \end{cases}$$

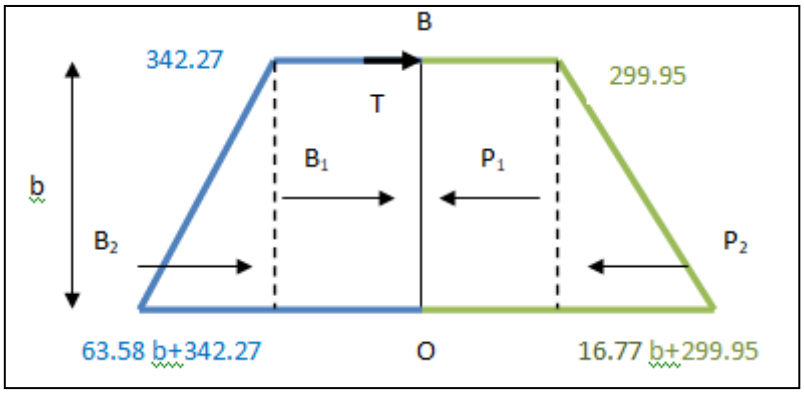


Figure V. 19: Diagramme des poussées et butées phase 6 (BO).

- **Calcul des forces de pression :**

Tableau V. 13: forces de pression phase 6 (BO).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P1	299.95 b	b / 2	149.97 b^2
P2	16.77 b^2	b / 3	5.59 b^3
B1	342.27 b	b / 2	171.13 b^2
B2	63.58 b^2	b / 3	21.19 b^3
T	-1323.35	B	-1323.35 b

- **Calcul de « b » :**

$\sum M/_O = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 15.6b^3 + 21.16b^2 - 1323.25b = 0.$

$\Rightarrow b = 9m.$

- **Calcul de la fiche de soutènement « F » :**

$f_0 = a + b = 2.5 + 9 \Rightarrow f_0 = 11.5m$

$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 11.5 \Rightarrow F = 13.8m.$

- **Calcul de la contre-butée « CB » :**

$\sum F/x = 0 \Rightarrow CB + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow CB = 2858.14\ KN/ml.$

V.4. Conclusion :

Pour la 6eme phase d'excavation, on obtient une fiche de 13.8m, donc la hauteur de la paroi moulée nécessaire pour soutenir les charges de la sixième phase est :

$$H_{paroi} = F + H_{Exca} = 25 + 13.8 = 38.8m$$

$$\boldsymbol{H_{paroi} = 40m.}$$

V.5. Vérification du soulèvement du radier [27] :

Le radier de la station est semis à des charges actives ascendantes dues à la poussée du terrain. Plusieurs études sont faites pour tenter de définir ce phénomène, dans ce qui suit, celle de TSIMBAREIVITCH est adoptée l'évaluation de charge ascendante en radier.

La poussée du terrain décomprimé au niveau du radier s'exerce dans le sens inverse de l'action de son poids propre.

On a vérifié le soulèvement du radier selon la technique de TSIMBAREIVITCH.

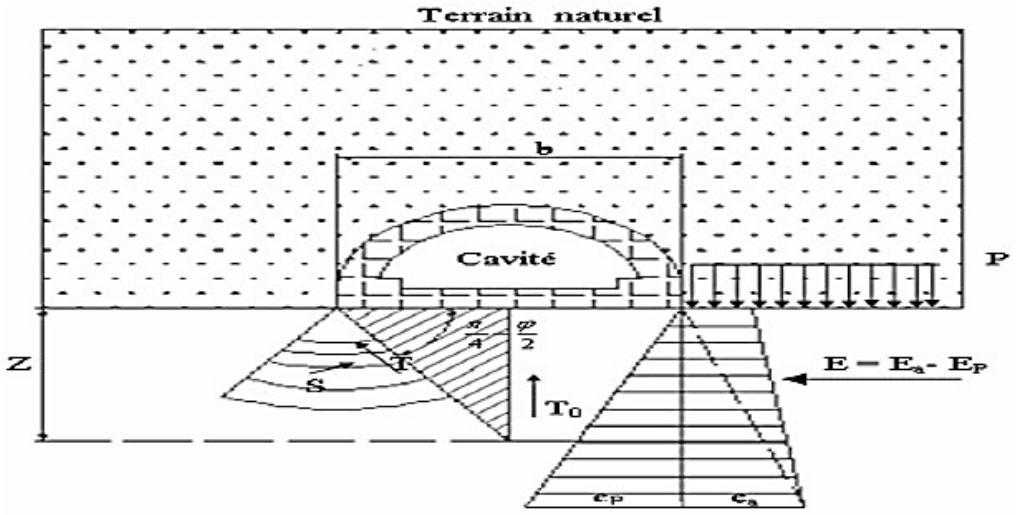


Figure V. 20: poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH.

L'expression des poussées élémentaires actives (e_a) et passives (e_p) répartie sous forme de charge trapézoïdale à une profondeur Z depuis le radier, sont données respectivement par :

$e_a = (p + \gamma\, z)\, ka\gamma - 2\, c\, \sqrt{ka\gamma}$

$e_p = \gamma Z\, K_{p\gamma} + 2C\sqrt{K_{p\gamma}}.$

P $= \sum \gamma_i h_i$: La contrainte verticale.

K_a: Coefficient de poussée des terres normales à l'écran.

K_p: Coefficient de butée des terres normales à l'écran.

γ : Poids volumique du terrain encaissant.

C : Cohésion du terrain encaissant.

$Z = \frac{p\,Ka\gamma - 2\,c\,(\sqrt{Ka\gamma} + \sqrt{Kp\gamma})}{\gamma\ (Kp\gamma - Ka\gamma)}$: Profondeur (m) pour $e_a = e_p$

La résultante de chacune des poussées élémentaires actives et passives sont respectivement notéespar (Ea) et (Ep), la somme vectorielle de ces résultantes ($E = Ea - Ep$) donne l'effort agissant surle radier ayant pour module.

$$E = \frac{\gamma\ z}{2}\ (Z + 2H)Ka\gamma - \frac{1}{2}\ \gamma\ Z^2\ Kp\gamma$$

H : La hauteur du sol au-dessus du radier.

Cet effort résultant (E) peut se décomposer en deux composantes T et S, exprimées comme suit :

$T = E.\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})\ ;\quad S = E.\sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

En tenant compte du fait que le déplacement du terrain est provoqué par des efforts agissant de part et d'autre du radier, on obtient une résultante T_0 :

$T_0 = \frac{2\,E}{\cos(\varphi)}(\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right))^2$

La résultante verticale T_0exerce son action suivant l'axe central dirigée vers le haut, elle est équilibrée par la contre-voûte du radier notée (q), la charge (q) est répartie sur une longueur (Y) exprimée comme suit :

$$Y = \frac{Z}{\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}$$

Ainsi la contrainte agissante sous le radier est exprimée par :

$\sigma s = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z}\tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$

Pour assurer la stabilité du radier, la contrainte agissante sous le radier ne doit pas dépasser une contrainte limite de rupture (σ_{lim})

$\sigma s = \frac{T_0}{Y} \leq \sigma_{lim} = \frac{4\,C}{1 - \sin(\varphi)}.(2 + (\sin(\varphi)).\cos(\varphi).$

Tableau V. 14: Tableau récapitulatif de la méthode de TSIMBAREIVITCH.

Sol	K_a	K_p	Z(m)	$E\ (Kpa)$	$T_0(KPa)$	Y(m)	$\sigma(KPa)$	$\sigma_{lim}(KPa)$
Q_{ag}	0,4	3.165	0.58	72.08	5.3	0,95	7.2	352,05

On remarque que la condition du non soulèvement est vérifiée.

CHAPITRE VI

Modélisation par DeepXcav

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre, On à faire une modélisation numérique de notre ouvrage de soutènement en utilisant le logiciel DeepXcav pour déterminer les efforts internes et les déplacements de la paroi moulée et vérifier la stabilité de l'écran de soutènement. Ensuite, On déterminera le ferraillage longitudinal et transversal de la paroi moulée.

VI.2. Présentation du logiciel DeepXcav :

On a modélisé notre station à l'aide de DeepXcav, ce dernier est un logiciel ultime pour la conception et l'analyse d'excavations profondes. Il peut effectuer une conception géotechnique et structurelle pour de nombreux types de murs, notamment des murs de pieux de soldat, des murs de palplanches et des parois moulées avec plusieurs sections de renforcement.

La modélisation de la station a été effectuée comme suit :

- Définir les types de sol.
- Ajouter et modifier les propriétés de chaque couche.
- Etablir la profondeur de la nappe phréatique qui vaut 14.5m.
- Définir ainsi qu'ajouter les deux parois moulées.
- Appliquer la surcharge 69.5kn/m.
- Définir les phases d'excavation et ajouter les buttons.
- Lancer l'analyse.

VI.3. Modélisation des phases d'excavation :

Les phases d'excavation mentionnées précédemment dans le chapitre IV ont été modélisées avec le logiciel DeepXcav (**voir la partie 01 de l'ANNEXE E**) comme la figure suivante :

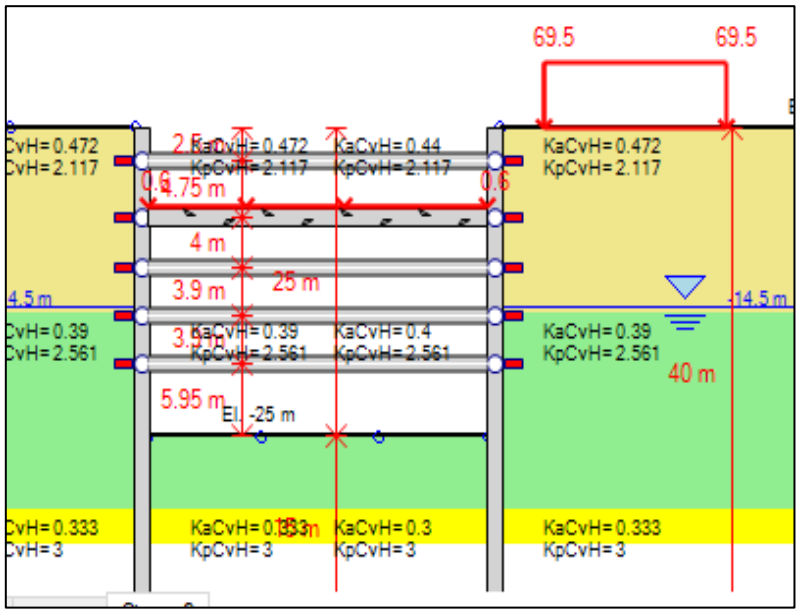


Figure VI. 1: Modélisation de la phase 06 par DeepXcav.

La modélisation de la paroi moulée avec le logiciel DeepXcav, permis de déterminer les moments fléchissant, les efforts tranchants et les déplacements pour chaque phase d'exécution de notre ouvrage de soutènement.

On a basé sur le cas dynamique, selon les règles parasismiques algériennes RPA99 / version 2003, notre ouvrage de soutènement appartient au groupe 3 (ouvrage de faible importance→construction provisoire) dans une zone à sismicité élevée (zone III). Ce qui nous a permis de déterminer les coefficients sismiques

$k_h = 0.18 \rightarrow k_v = 0.3k_h \Longrightarrow k_v = 0.054.$

VI.4. Résultats de l'analyse finale :

Les résultats des phases obtenues par logiciel DeepXcav dans **la partie 02 et 03 et 04 de l'ANNEXE E**

Les valeurs maximales du moment fléchissant (M_{max}), effort tranchant (V_{max}) et du déplacement (D_{max}) dans le cas dynamique à l'ELU sont obtenues dans la phase 6.

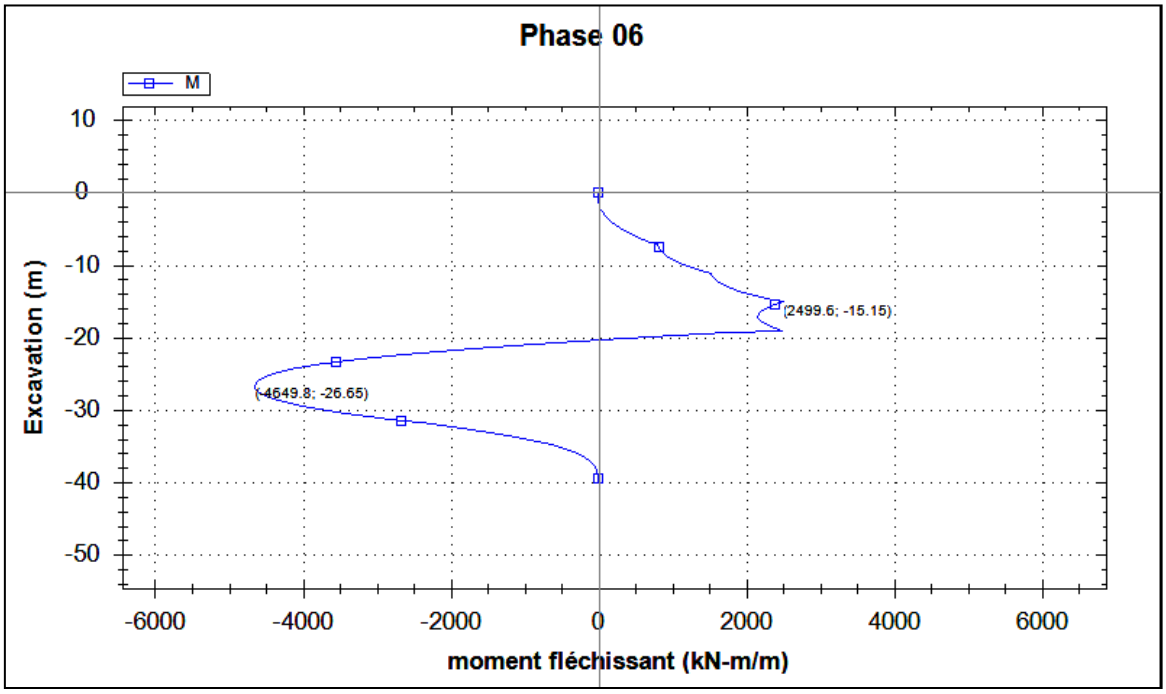


Figure VI. 2: Diagramme moment fléchissant phase 6.

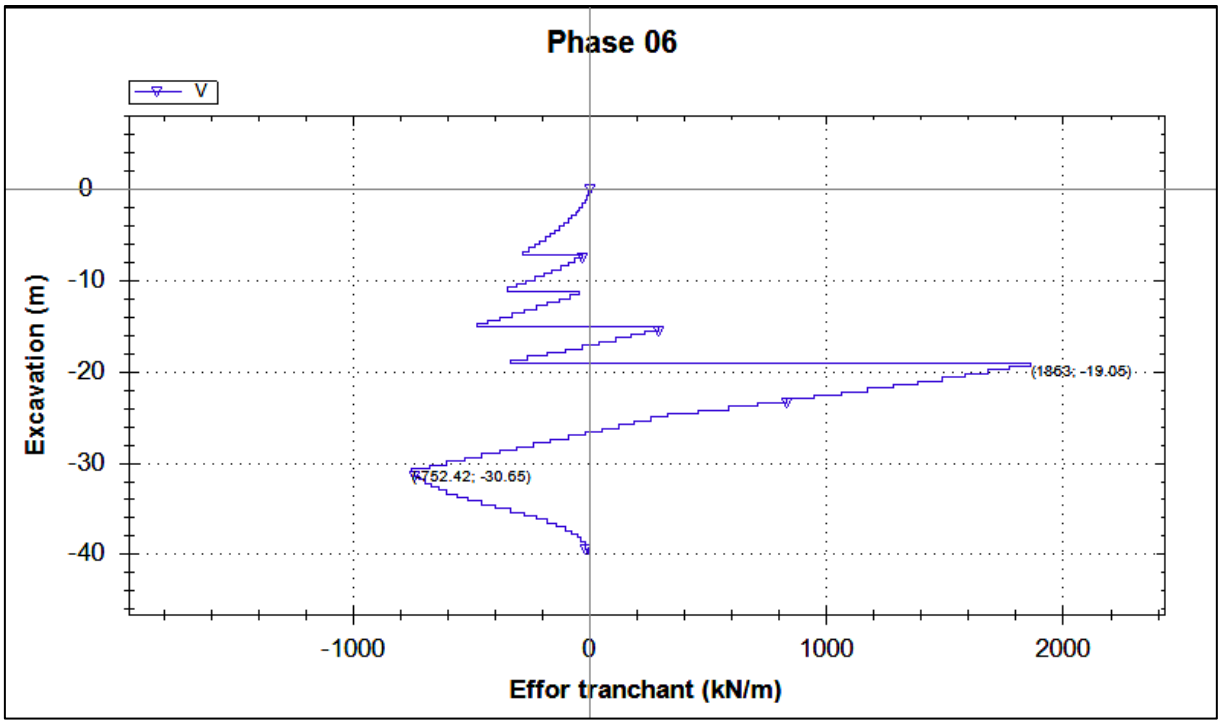


Figure VI. 3: Diagramme d'effort tranchant phase 6.

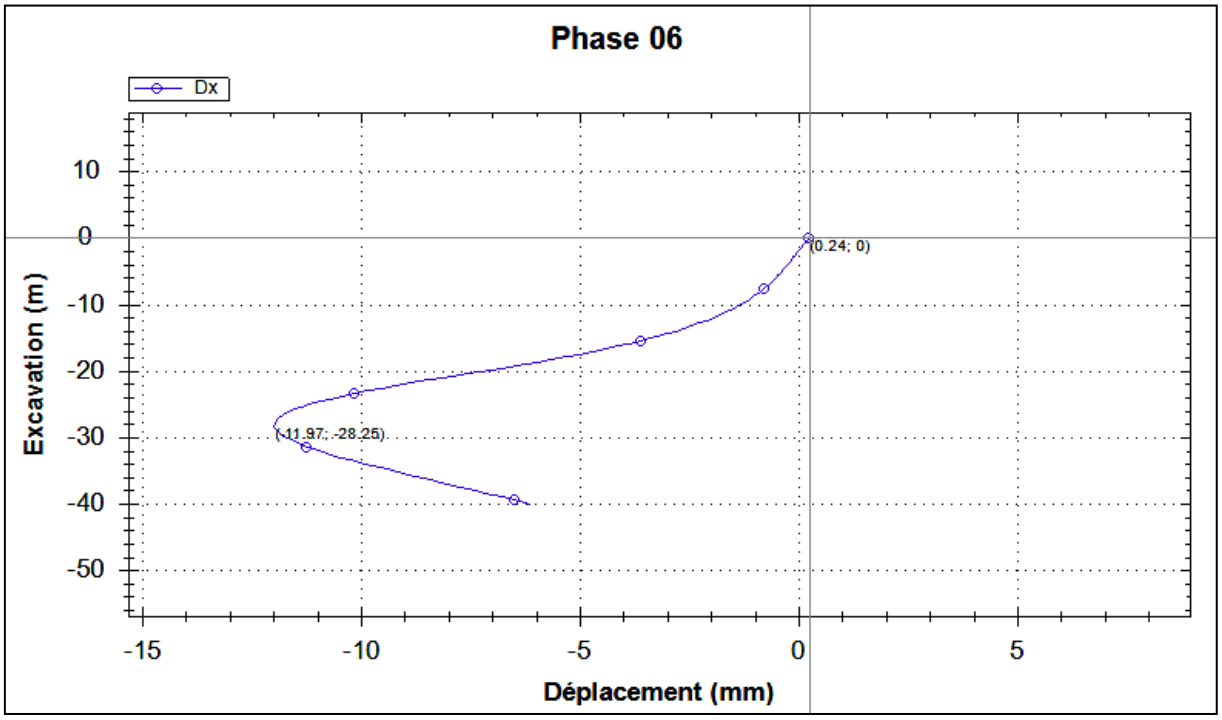


Figure VI. 4: Diagramme de déplacement phase 6.

On a résumé les valeurs des efforts internes et des déplacements maximaux dans le cas dynamique dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1: Les résultats de la phase 6 trouvés par la modélisation.

Les efforts internes et déplacement	Phase 06
Moment maximum (KN.m/m)	4653.7
Effort tranchant maximum (KN/m)	1863
Déplacement maximum (mm)	11.97

VI.5. Vérification de la stabilité externe de l'encrant :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches.

Le meilleur moyen de détecter la profondeur de la ligne rupture consiste à sceller un tube déformable dans un forage et à en suivre les déformations au cours du temps. Ceci se fait grâce à une sonde inclinométrique qui permet de mesurer les variations angulaires du tube à toute profondeur.

Pour assurer la stabilité de l'écran il faut connaître le coefficient de sécurité F, et définir le cercle donnant la valeur minimale de F. C'est en effet le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

Il existe plusieurs méthodes pour calculer le coefficient de sécurité F comme la méthode globale, fellenius et bishop ; dans notre cas on a utilisé la méthode simplifiée de Bishop.

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de fellenius. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité [28].

On a exposé la formule mathématique de coefficient de sécurité F de bishop

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n}(ci \times bi + (Wi + Qi - Ui \times bi) \times \tan \emptyset \over m\alpha i}{\sum_{i=1}^{n} Wi \times \sin \alpha i}$$

Avec $m\alpha i = \cos \alpha i \times (1 + \frac{\tan \emptyset i \times \tan \alpha i}{F})$

bi : largeur de la tranche « i»

Ci : valeur de la cohésion du terrain au point milieu de la base de tranche «i »

tan ∅i : valeur de la tangente de l'angle de rotation interne du terrain au point milieu de la base de la tranche « i »

αi : valeur de l'angle formé par la droite unissant le centre du cercle avec le point milieu de la base de la tranche « i » et la verticale.

Wi somme des poids de toutes les couches de terrain présentes au-dessus du point milieu de la base de la tranche « i »

Qi : résultante de pression produite par les surcharges agissant dans le terrain au-dessus du point milieu de la base de la tranche « i »

ui : valeur de la surpression des pores aux points milieu de la base de la tranche «i »

VI.5.1. Résultat de l'analyse :

La modélisation numérique avec logiciel DeepXcav, permet aussi calculer le coefficient de sécurité F par méthode de bishop.

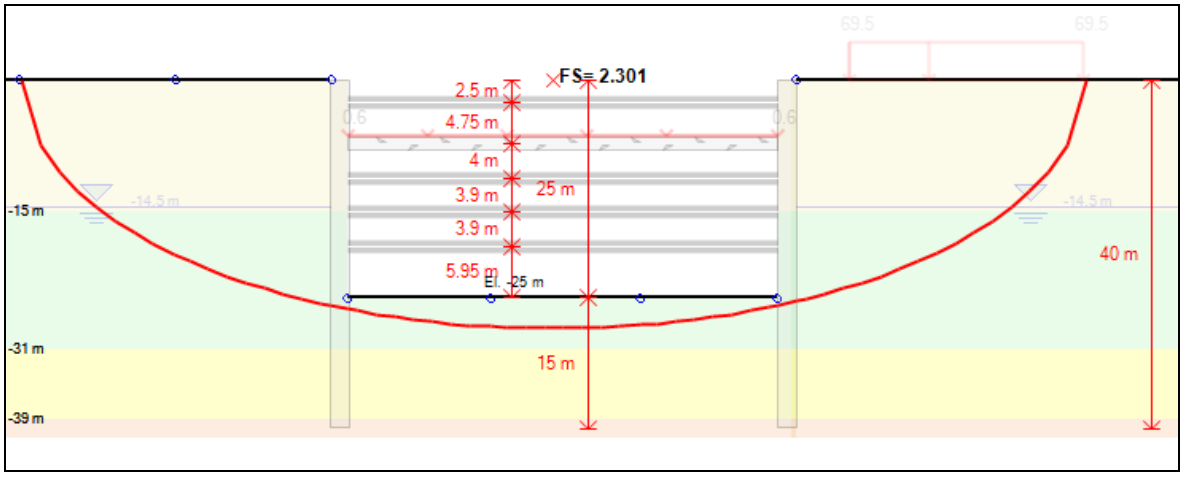


Figure VI. 5: Résultat de l'analyse (coefficient de sécurité).

VI.5.2. Conclusion

On obtient F=2.0 > 1.5 donc l'analyse montre que la stabilité des parois par la méthode bishop est assurée dans des conditions de sécurité satisfaisantes.

VI.6. Calcul du ferraillage longitudinal de la paroi moulée [29] :

Après avoir détermine les efforts internes (M, T, N) dans dynamique, on a calculé manuellement le ferraillage longitudinal et transversal des parois moulées dans le cas dynamique (le plus défavorable) selon la norme BAEL91.

La paroi moulée est soumise à une flexion composée, mais dans le calcul, nous avons considéré que la paroi est soumise à une flexion simple (effort normal N=0) pour le but d'avoir le ferraillage nécessaire pour le cas le plus défavorable.

Le cas dynamique est un cas accidentel dû aux forces sismiques, donc, selon le BAEL91, le ferraillage longitudinal se calcule à l'état limite ultime ELU. (**Voire Règlement BAEL.91R99 de partie 5 ANNEXE E**).

VI.6.1. Calcul manuel :

- Les données de calcul :

h = b = 1m ; d = 0.9h = 0.9m ; d′ = 0.11d = 0.099m

$f_{c28} = 30MPa.$ $f_{t28} = 0.6 + 0.06.f_{c28} = 2.4\ MPa.$ $E = 2.1 \times 10^5 MPa.$

$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78\ MPa.$ $t > 24h \Rightarrow \theta = 1 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17\ MPa$

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18MPa.$

Avec : La situation du projet est considérée préjudiciable.
f_{c28} : résistance à la compression à 28 jours.
f_{t28} : résistance à la traction à 28 jours.
f_{su} : la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
fe : la limite d'élasticité.
γ_s : Est le coefficient de sécurité, $\gamma_s = 1.15$ dans le cas Courant.
f_{bu} : la valeur de calcul de la contrainte du béton.
b : largeur de la section. h : hauteur de la section.
d : distance du centre de gravité de l'armature tendue à la fibre la plus comprimée de la section.
γ_b : Le coefficient de sécurité, ɤb = 1,5 dans le cas courant.
σ_{bc} : La contrainte limite de compression du béton

- Ferraillage longitudinal :

$M_u = 4653.7 \text{KN.m/m}$ $\varepsilon_l = fe/(\gamma_s E) = 500/(1{,}15.2{,}1.105) = 2{,}07.10^{-3}$

$\alpha_l = 7/(7 + 2\,\varepsilon_l) = 1.$ $\mu_l = 0{,}8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.48.$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.3379 < \frac{5}{3}\mu_l \rightarrow Oui$$

$$\mu < \mu_l \rightarrow Oui \rightarrow \mu < 0.1859 \rightarrow Non.$$

$$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.5382$$

$$\beta = 0.8\alpha = 0.43.$$

Donc : $A'_{su} = 0\ cm^2; A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 151.32\ cm^2 \Rightarrow 19\ HA32 = 152.81\ cm^2.$

Vérification de la condition non-fragilité :

$$A_{min} = max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = 10cm^2$$

$$A_{su} = 152.81cm^2 > A_{min} = 10cm^2 \Rightarrow ELU\ vérifié.$$

Donc, pour les armatures longitudinales on opte pour 19 $HA32$ réparties en paquet de barres de 2 (2 × 10barres) sur chaque mètre linéaire de la paroi moulée,

Calcul d'espacement :

$St_{min} = \max(k_1 D_{max} ; k_2 + D_{max})$

$k_1 = 1$ et $k_2 = 5$: Des coefficients définis dans l'annexe national (AN).

D_{max} : Le diamètre du plus gros granulat $D_{max} = 25mm$.

$St_{min} = \max(1 \times 2.5 ; 5 + 2.5) = 7.5$ cm

Vérification d'espacement minimal :

$e > St_{min}$

$$e = \frac{b - (k \times \emptyset_l) - 2c}{k - 1} = \frac{100 - (8 \times 3{,}2) - 14}{7} = 8{,}6\ cm \approx 8{,}5cm.$$

$e = 8.5cm > St_{min} = 7{,}5\ cm \longrightarrow L'espacement\ minimal\ est\ vérifié.$

- Ferraillage transversal :

Vérification au cisaillement :

$\tau_u \leq \bar{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0{,}9h \times b} = \frac{1863 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 1 \times 1} = 2.07\ MPa$$

$$\bar{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 3MPa$$

$2.07MPa \leq 3Mpa \Rightarrow$ Condition Vérifiée.

Diamètre des aciers transversaux :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{32}{3} = 10{,}67\ mm \rightarrow \emptyset_t = 12mm.$$

$$\emptyset_t = 12mm \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = 28.75mm \Rightarrow Verifié$$

$$A_t = n \times \frac{\pi \emptyset_t^2}{4} = 14 \times \frac{\pi(1{,}2)^2}{4} = 15{,}83\ cm^2 \rightarrow 14\ HA12 = 15{,}83\ cm^2.$$

Avec n nombre de brins = 14.

A_t : La section des armatures transversales.

Calcul d'espacement :

$$S_t = \frac{0{,}9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times \tau_u} = \frac{0{,}9 \times 15{,}83 \times 500}{1 \times 100 \times 2{,}07} = 34.41\ cm.$$

Condition de non-fragilité :

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0{,}4b} = \frac{15{,}83\times500}{0{,}4\times100} = 197{,}88\,cm \Rightarrow \quad Verifié$$

Espacement maximal :

$S_t \leq S_{tmax} = \min(0{,}9d\,;40cm)\,;d = 0{,}9h.$

$S_t = 35.09cm \leq S_{tmax} = \min(81cm\,;40cm) = 40cm \quad \Rightarrow \quad Verifié$

Si on prend le ferraillage transversal $14\ HA12$ sur chaque mètre linéaire de la paroi moulée, on obtient :

$$e = \frac{b-(k\times\emptyset_t)-2c}{k-1} = \frac{100-(14\times1{,}2)-14}{13} = 5{,}32cm. < St_{min} = 7{,}5cm\,.$$

L'espacement e n'est pas vérifier donc on va choisir notre ferraillage

$8\ HA16 = 16{,}08\ cm^2 \Rightarrow e_2 = 10{,}46\ cm \approx 10.5cm > St_{min} = 7{,}5\ cm$
$\rightarrow S_{tmin}\ est\ vérifié.$

Condition de non-fragilité :

$$e_2 = 10.5cm \leq \frac{16{,}08\times500}{0{,}4\times100} = 201cm \Rightarrow \quad Verifié$$

Espacement maximal :

$e_2 = 10.5cm \leq S_{tmax} = 40\ cm \rightarrow S_{tmax}\ est\ vérifié$

L'espacement adopté pour les armatures transversales est 10 cm.

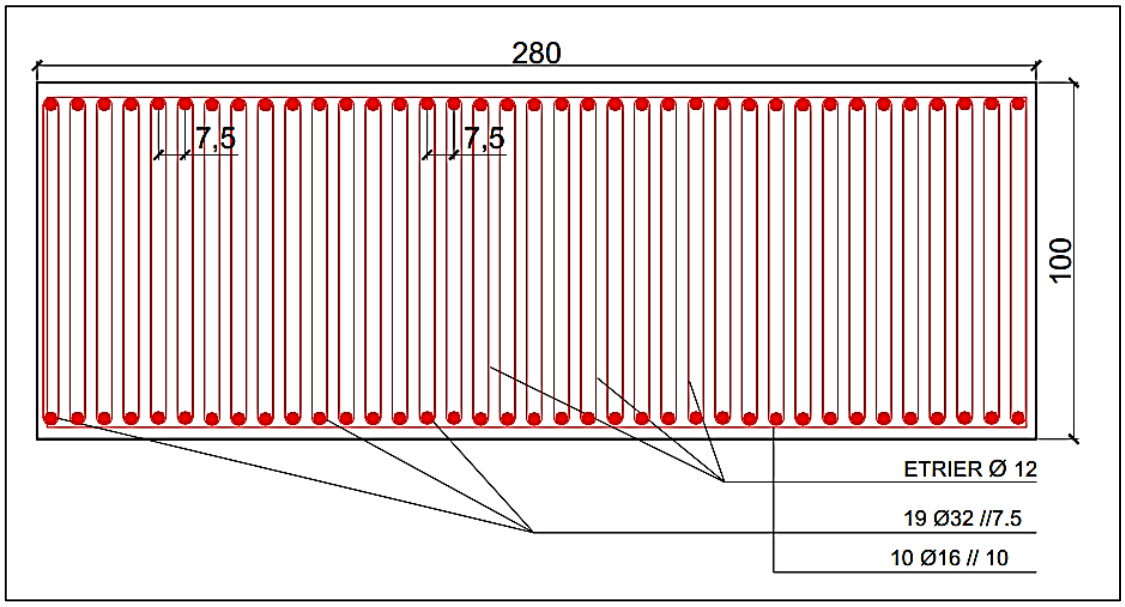


Figure VI. 6: Ferraillage longitudinal.

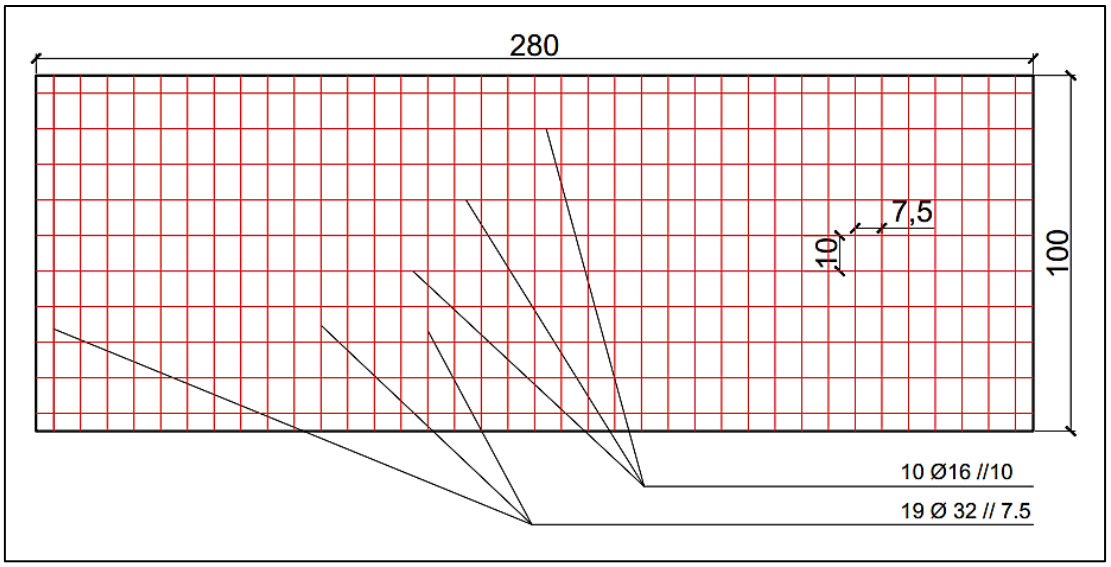


Figure VI. 7: Ferraillage transversal.

Les résultats du calcul manuel sont vérifiés par le logiciel ROBOT EXPERT BA 2010 selon la norme BAEL91 (Voir l'ANNEXE E).

CHAPITRE VII

Modélisation de la structure interne

VII.1.Introduction :

Afin de déterminer le ferraillage de la paroi moulée, on va passer à la structure intérieure de la station qui représente son corps principale (dalles, voiles et radier) pour déterminer les efforts internes de chaque élément de la structure.

On fera un model tridimensionnel de la station d'aéroport avec le logiciel de calcul en éléments finis SAP2000.

VII.2.Modélisation de la structure :

VII.2.1.Géométrie de la structure [30] :

La station d'aéroport comporte une longueur totale de 130m, une largeur de 23m, sur une profondeur de 28.5m. Dont les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau VII. 1: Géométrie de la structure intérieure de la station d'aéroport.

Elément	Epaisseur (m)	Longueur (m)
Paroi de revêtement définitif (PR)	1.40	20.60
Dalle de couverture (DC)	1.40	17.80
Dalle R-1	0.70	17.80
Dalle R-2	0.70	17.80
Quai	0.25	5.584
Radier	Min =1.5 ; Max =3.76	20.60

VII.2.2.Le chargement de la structure intérieure [31] :

Les caractéristiques du béton C30/37 :

- Poids volumique :$\boldsymbol{\gamma_b = 25\ KN/m^3}$.
- Module d'élasticité : $\boldsymbol{E = 33\ GPa}$.
- Résistance à la compression : $\boldsymbol{f_{c28} = 30Mpa}$.

Le chargement dû au trafic est pris égal à10 KN/m^2.

Le poids propre de chaque élément de la structure intérieure est calculé automatiquement par le logiciel SAP2000 et Les autres chargements appliqués sur chaque élément de la structure intérieure sont calculés manuellement.

VII.2.2.1. Le chargement de la dalle de couverture (DC) :

- Une charge due au poids des terres réservées à l'exécution des talus, égale à :

$Q_{\text{poids des terres}} = h_{\text{Remb}} \times \gamma_d = 3.5 \times 17 = \mathbf{59.5\ KN/m^2}$.

- Charge permanente relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : **5 KPa**
- Surcharge variable due au trafic : **10 KPa.**

VII.2.2.2. Le chargement de la dalle R-1 :

- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : **5KPa**
- Charge permanente due aux de télécommunications et mécaniques sur le côté gauche de la dalle : **5KPa**
- Surcharge variable uniformément répartie due aux poids des usagers sur le côté droit de la dalle : **5KPa**

VII.2.2.3. Le chargement de la dalle R-2 :

- Charge permanente relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : 5 **KPa**
- Charge permanente due aux locaux d'alimentation électrique et de pompage : **15KPa**
- Surcharge variable uniformément répartie due aux poids des usagers : **5KPa**

VII.2.2.4. Le chargement du quai :

- Charge permanente relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : **5 KPa**
- Surcharge d'exploitation due aux poids des usagers : **5KPa**

VII.2.2.5. Le chargement du radier :

- Charge permanente due au soulèvement du sol : **5.87 KPa**

VII.2.2.6. Le chargement de la paroi de revêtement définitif (PR) :

Charge permanente, horizontale, triangulaire dû aux poussées des terres, calculée précédemment dans le chapitre calcule des charges.

$\sigma_a(z = 20.55m) = 183.4\ KN/m^2$.
$\sigma_a(z = 22.6m) = 218 KN/m^2$.

Donc, sachant que la hauteur de la paroi de revêtement définitif est de 20.6m, la charge maximal (à 20.6m de profondeur) sera égale à : $\boldsymbol{Q_{PR} = 192.35\ KN/m^2}$

Surcharge variable due au trafic : **10KPa**

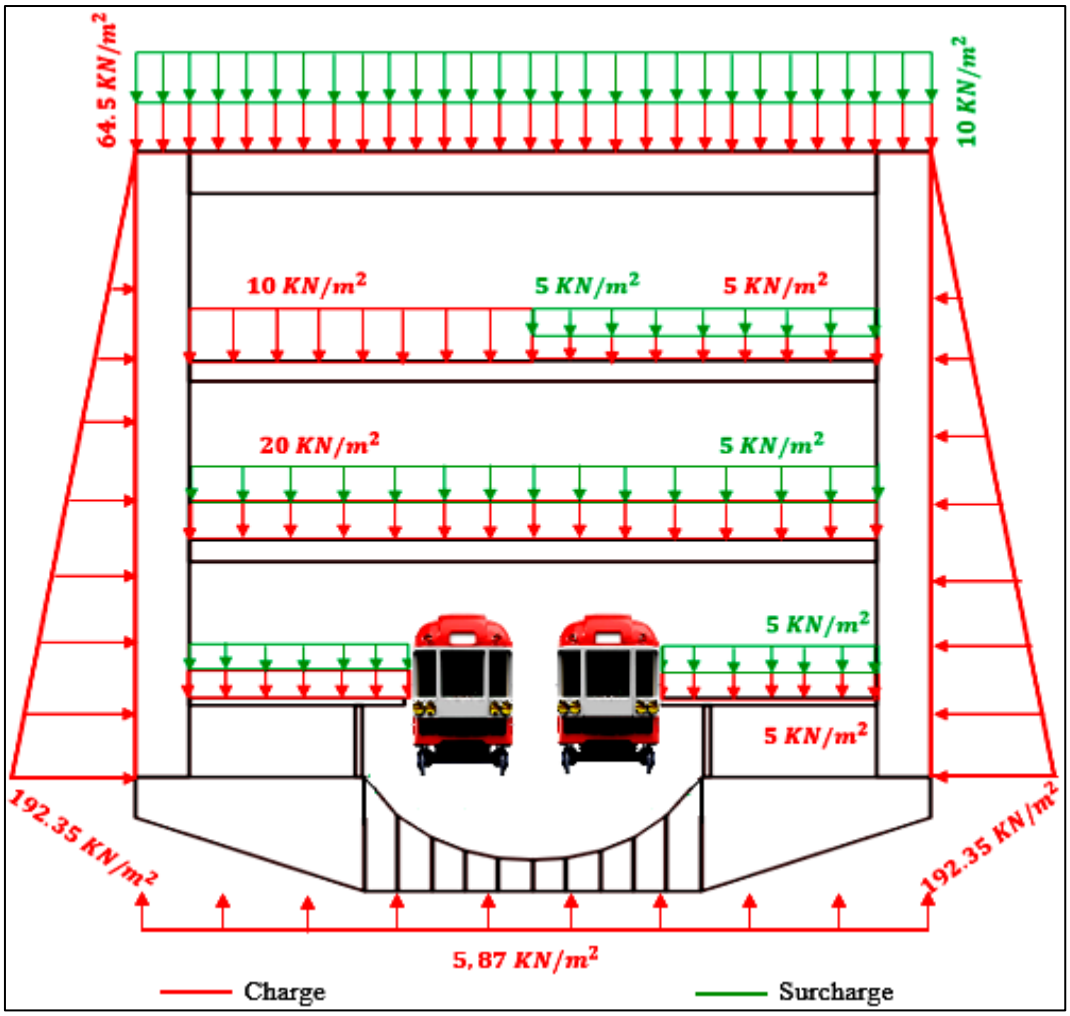


Figure VII. 1: les charges et surcharges de la structure interne.

VII.2.3.Détermination de la résistance élastique du sol :

On a calculé la résistance élastique de chaque couche de notre sol (Qa, Qag) à partir de la formule de Balay 1984 [32] :

$$K_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha \times a}{2} + 0.133(9a)^{\alpha}}$$

$E_M = \alpha \times E$: Module préssiométrique de la couche de sol concerné.

.E : Module de déformation non drainé.

α : Paramètre rhéologique de la couche de sol concerné.

a : La longueur globale.

	Qa (Normalement consolidé)	Qag (Normalement consolidée)
$\boldsymbol{\alpha}$	1	2/3
$\boldsymbol{E(MPa)}$	68.75	85
$\boldsymbol{EM(MPa)}$	68.75	56.67

Tableau VII. 2: Paramètres des différentes couches du sol.

- La couche Qa :

$K_h = \frac{68.75}{\frac{1\times15}{2}+0.133(9\times15)^1} = 2.70\ MPa/m$.La

- La couche Qag :

$.K_h = \frac{56.67}{\frac{2\times20.6}{3\times2}+0.133(9\times20.6)^{2/3}} = 5.06\ MPa/m.$

VII.3.Résultats :

Après avoir entré les Input (géométrie-charges et surcharges-Springs…), On a pu déduire les moments maximums pour les différents éléments.

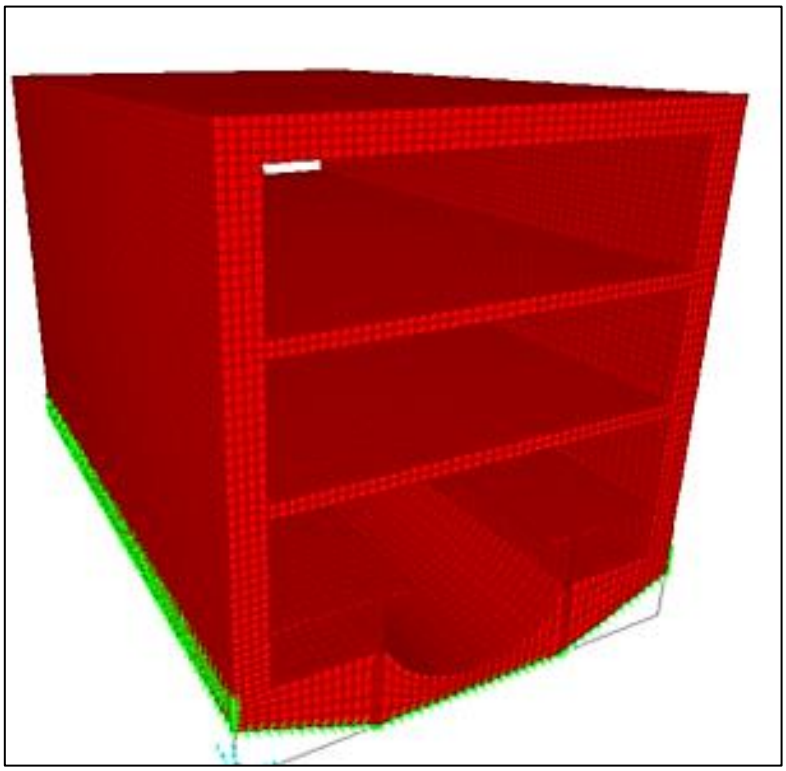


Figure VII. 2: Vue 3D de station d'aéroport.

- ELU :

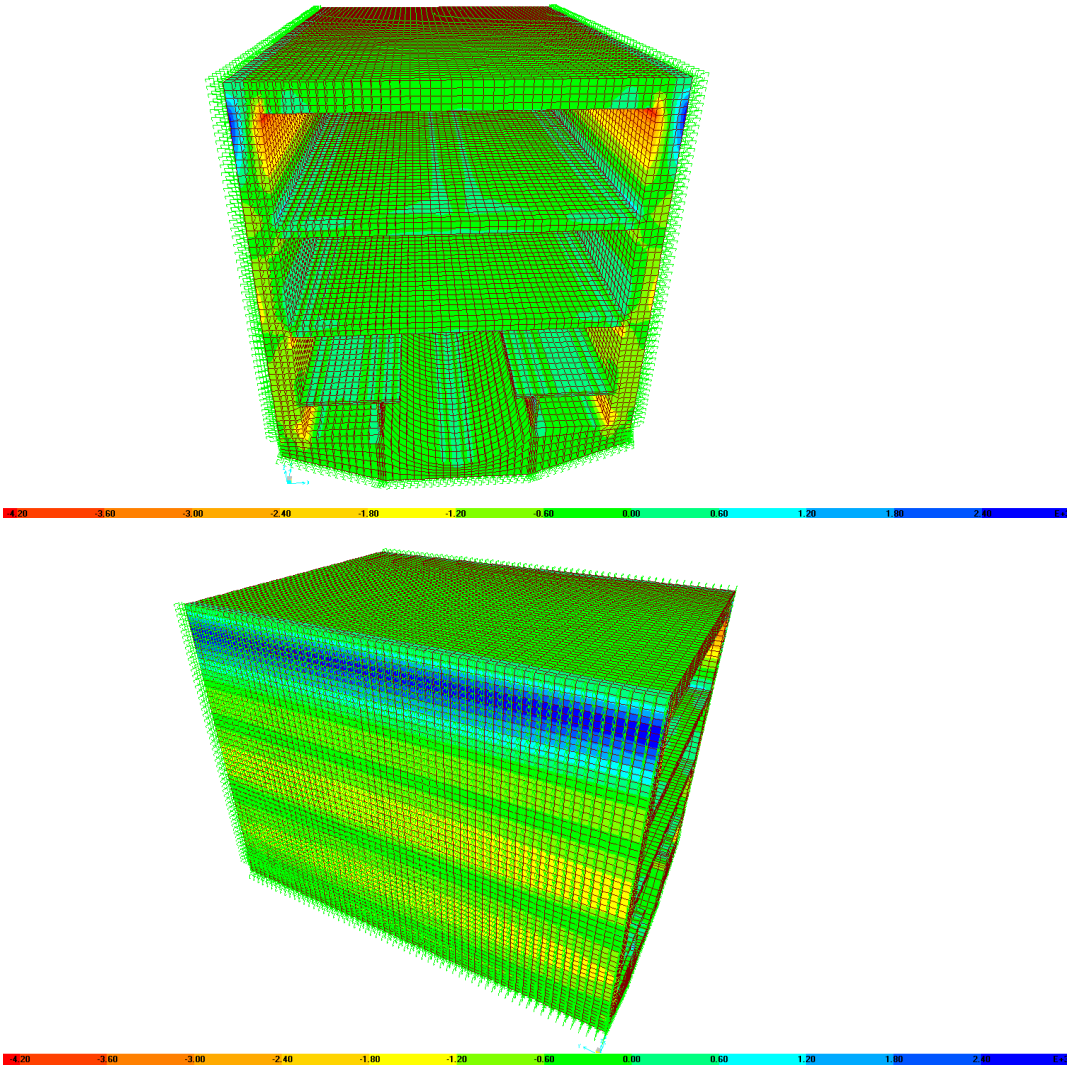


Figure VII. 3: Vue 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à ELU.

- ELS :

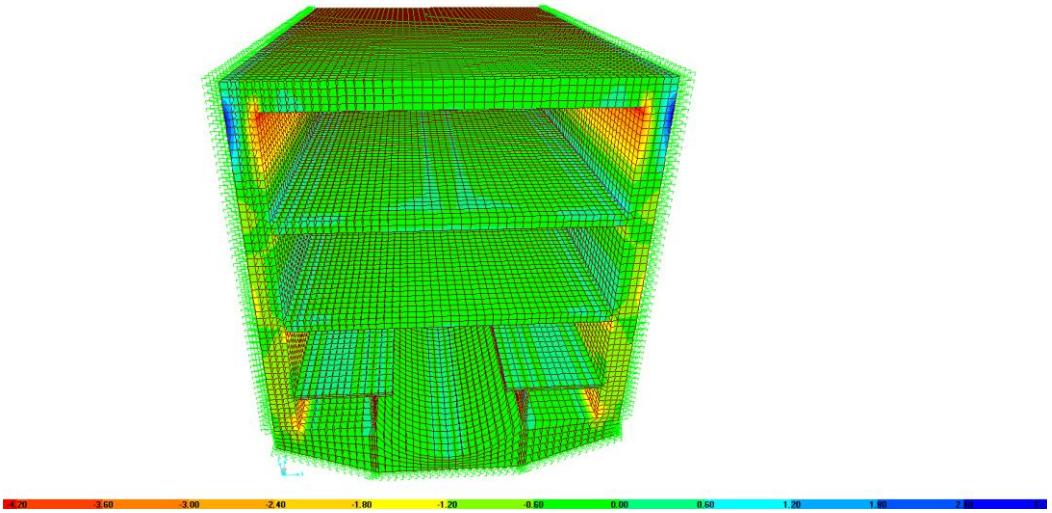


Figure VII. 4: Vue en face en 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station a l'ELS

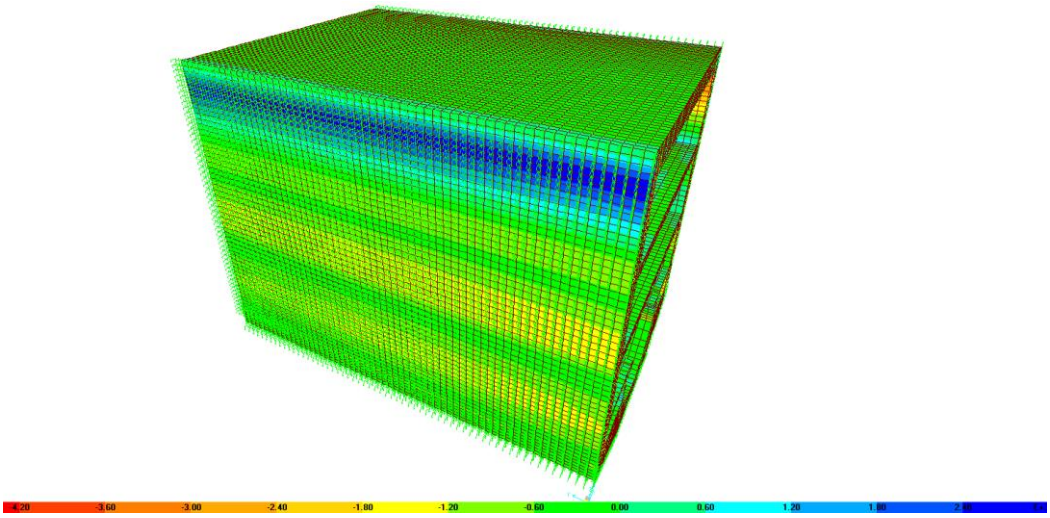


Figure VII. 5: vue de coté en 3D du résultat de la répartition des moments sur toute la station à l'ELS.

Tableau VII. 3: Résultat obtenus par SAP2000.

1	TABLE: Section Cut Forces - Design				
2	SectionCut	OutputCase	CaseType	V2	M3
3	Text	Text	Text	KN	KN-m
4	DC	ELU	Combination	421.262	1408.8411
5	DC	ELS	Combination	310.872	1039.2141
6	PR	ELU	Combination	1306.537	2973.4222
7	PR	ELS	Combination	963.098	2196.9518
8	Quai	ELU	Combination	11.533	9.6042
9	Quai	ELS	Combination	8.501	6.9277
10	R-1	ELU	Combination	478.118	517.5338
11	R-1	ELS	Combination	352.328	381.8702
12	R-2	ELU	Combination	685.819	991.199
13	R-2	ELS	Combination	504.937	733.1597
14	Radier	ELU	Combination	238.199	4601.3989
15	Radier	ELS	Combination	175.944	3409.1408

VII.4.Calcule des sections d'armature :

Le ferraillage se fait en flexion composé à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT et on aura les résultats suivant :**(Détail - VOIR ANNEXE F)**

VII.4.1.Parois de revêtement :

Pour une section de béton (100×140cm) :
Armature longitudinale : AS=74.40cm^2 Ainsi on aura 10HA32 avec St=15cm.
Armature transversale : At= 5.65cm^2 et on aura 5HA12 avec St=10cm
Armature de distribution : 8HA25 avec St=10cm

VII.4.2.Dalle de couverture :

Pour une section de béton (100×140cm) :
Armature longitudinale : As=34,00cm^2 On aura 7HA25 avec St=20cm
Armature transversale : At=5cm^2 et on aura 5HA16 avec St=20cm
Armature de distribution : 5HA20 avec St=20cm

VII.4.3.Dalle R-1 :

Pour une section de béton (100×70cm) :
Armature longitudinale : As= 26.cm^2 ce qui donne 8HA25 avec St= 10cm
Armature transversale : At=6.79cm^2 ce qui donne 6HA10 avec St=14cm
Armature de distribution : 8HA20 avec St=10cm

VII.4.4.Dalle R-2 :

Pour une section de béton (100×70cm) :
Armature longitudinale : As=51.7cm^{2}on aura 7HA32 avec St= 10cm
Armature transversale : At= 13.85cm et on aura 9HA14avec St= 16.15cm
Armature de distribution : 7HA25 Avec St=12.5cm

VII.4.5.Quai :

Pour une section de béton (100×25cm) :
Armature longitudinale : As= 2,5cm^2 on calcule la section minimale d'armature
Amin= max {bh/1000 ; 0. 23bd.ft$_{28}$/fe} =2,7cm^2
Selon RPA ferraillage longitudinal minimal est 0.5% de la section de béton
0.5%× (100×25) = 6,25cm^{2}donc As= 6,25cm^{2}ce qui donne 6HA12 avec St=15cm
Armature transversale : At= 3.014cm^{2}on aura 6HA12 avec St= 20cm

VII.4.6.Radier :

Armature longitudinale : As=77.4cm^2 on aura 10HA32 avec St=10cm
Armature transversale : At=21.07cm^2 on aura 5HA25 avec St=20cm
Armature de distribution : 11HA25 avec St=10cm

VII.5.Schéma de ferraillage :

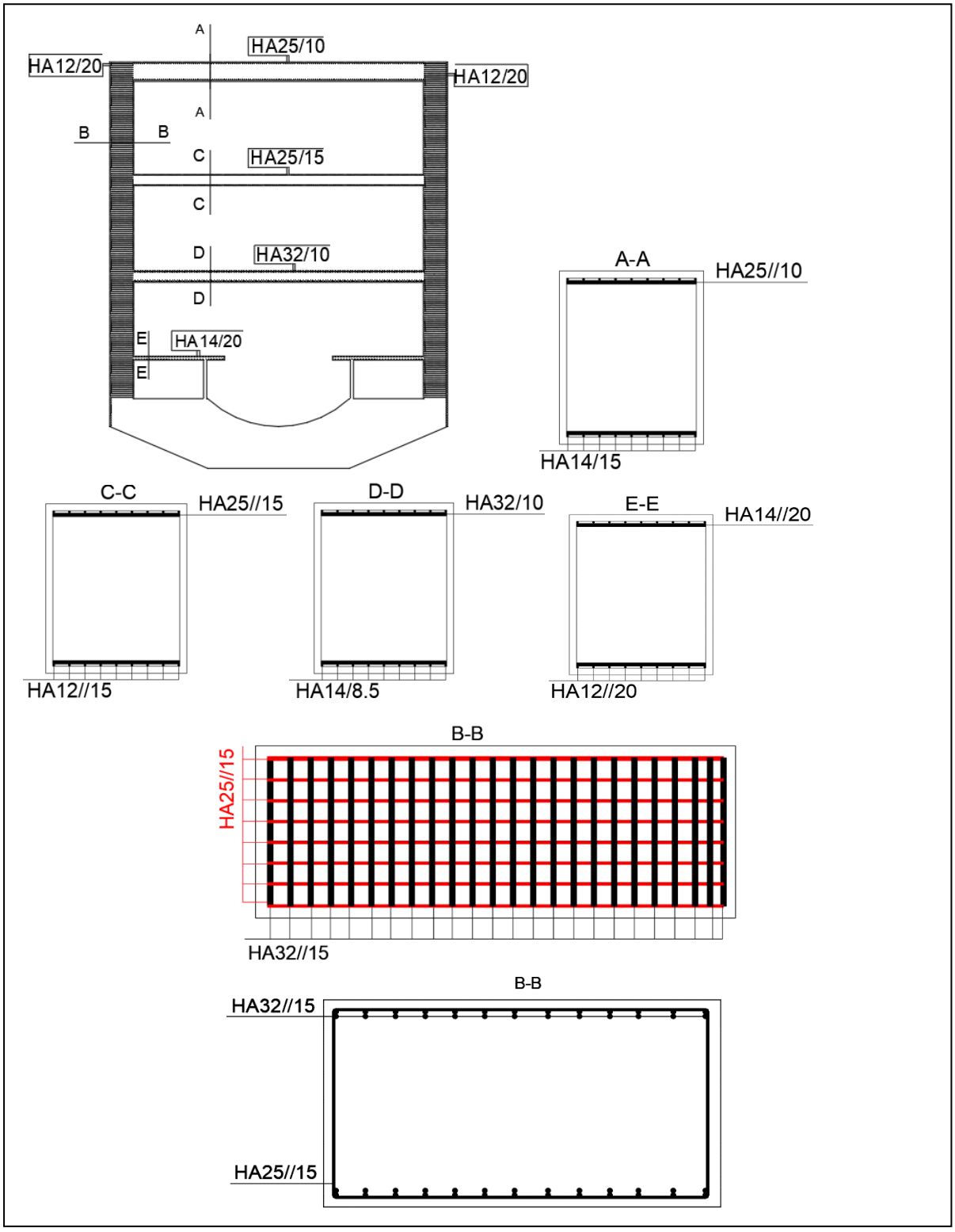


Figure VII. 6: Schéma de ferraillage des éléments structuraux de la station.

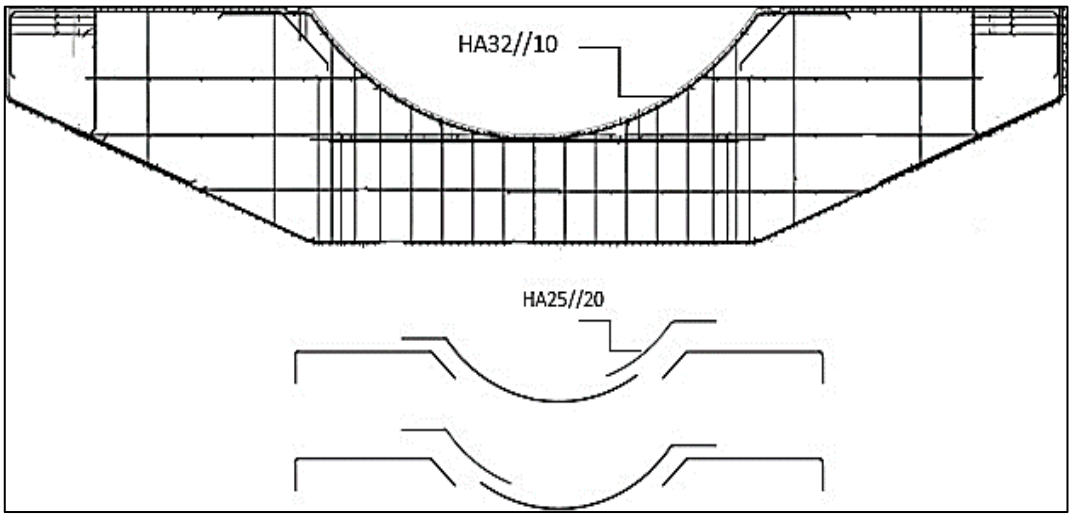


Figure VII. 7: Schéma de ferraillage du radier.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'études est une excellente synthèse de tout ce qu'on a appris durant notre cursus au sein de l'Ecole Nationale Supérieure des travaux Publics, cette étude nous a permis de mettre en pratique sur un cas réel avec les notions fondamentales concernant la conception et étude de stabilité Dun station métro « Aéroport Houari Boumediene »

Tout d'abord, on a commencé notre travail par une recherche générale sur les ouvrages souterrains, cette recherche contient les techniques d'excavation, présentation du tunnelier et les types de blindage (paroi moulée), la fin de cette recherche illustrent bien les techniques d'injection pour renforcer le sol. Ensuite on a fait une présentation de l'entreprise métro d'Alger, de la station d'aéroport et la géographie du site.

Le troisième chapitre a été une description détaillée de la conception de la station, on a choisi la méthode adoptée pour la réalisation de la station et le système de blindage, ensuite on a aménagé notre station. Puit

A partir du résultat obtenu dans le quatrième chapitre, on a calculé les charges sollicitant (les poussées) et les charges résistantes (butées des terres) de l'écran de soutènement en utilisant la méthode de Blum pour le but d'avoir un pré dimensionnement du blindage de la station. Puis, on est modélisé par le logiciel DeepXcav dans le cas dynamique pour vérifier les déplacements et stabilité de l'écran de soutènement, ensuite on a calculé manuellement et automatique le ferraillage de la paroi moulée à partir des résultats des trouvées par la modélisation.

Le dernier chapitre a été une modélisation de la structure intérieure de la station à l'aide du logiciel SAP2000 en utilisant les contraintes calculées dans le chapitre précédent pour le but de déterminer les efforts internes de chaque élément de la structure intérieure et calculer leurs ferraillage longitudinal et transversal.

Finalement, ce projet de fin d'étude a été une bonne occasion pour mieux comprendre, sur le plan intellectuel, les techniques utilisées dans la réalisation des structures souterraines et améliorer notre bagage grâce à des nouvelles notions sur ce domaine. Il nous a aussi permis la maitrise des nouveaux logiciels de calcul relatifs aux travaux souterrains.

[1] «Guide thechnique ouvrage de soutènement,» *method d'excavation.*, juillet 2003.

[2] B. Ali, «FONDATIONS,, SOUTENEMENTS ET TALUS,» *CONCEPTION ET CALCUL DES OUVRAGES GÉOTECHNIQUES*, 2009.

[3] universite de sherbrook, «cour MDS renforcment des sols,» longueuil, CANADA., 2016.

[4] Entreprise Métro d'Alger, «PRESENTATION DE L'ENTREPRISE METRO D'ALGER,» pp. http://www.metroalger-dz.com/fr/index.php..

[5] Entreprise Métro d'Alger, «PRESENTATION DE L'ENTREPRISE METRO D'ALGER,» chez *EMA*, Mars 2020-., pp. http://www.metroalger-dz.com/fr/index.php.

[6] COSIDER TP, «presentation du l'extension lot1,» Alger, 2015.

[7] COSIDER TP servise administrative, «Les bureau d'études et les entreprise des rialisation,» ALGER.

[8] Ferconsult, «, Grupo metropolitano de Lisboa EP,» chez *FERCONSULT.*, p. http://www.ferconsult.pt/img_upload/quemsomos/318_2.pdf..

[9] TPF Getinsa Euroestudios, «Espagne. TPF Building the World Better.,» chez *TPF Getinsa*, pp. https://tpf.eu/fr/companies/getinsa-ingenieria-s-l/..

[10] Dong Myeong Engineering Consultants (DMEC, «DMEC.,» p. http://www.dmec.co.kr/index_eng.html..

[11] SAETI, «Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures,» chez *SAETI.*, Mars 2020., p. www.saeti.dz.

[12] COSIDER TP, «Localisation et dimension du station,» Alger.

[13] wikipidia, «geographie de la région Algeroise.,» 2015.

[14] wikipidia, «climatologie,» p. https://fr.wikipedia.org/wiki/Wilaya_d%27Alger#Climat..

[15] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE,, «REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES,» 1999 Version 2003..

[16] COSIDER TP, «Document de Cosider.,» 2016..

[17] «Paroi moulée, une technique de soutènement multi-usage,» *LES CAHIERS TECHNIQUES DU BÄTIMENT,*, 329 DÉCEMBRE 2013 – JANVIER 2014..

[18] Soletanche Bachy et Bougues Travaux Publics, «la construction de la gare fort d'issy-vanves-clamart,» *Grand Paris Express.*

[19] Cosider TP, «Systhem de blindage,» 2016.

[20] Bureau d'étude DOHWA, «Etude APD de la station d'areoport.,» 2015.

[21] «NFPA 130.,» Standard for fixed guideway transit and passenger rail system., 2017.

[22] Cosider, «les essais geotechnique,» 2016.

[23] bureau d'étude GeoExplo, «l'essai cross-Holl,» 2015.

[24] «BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES,,» n° %1205, p. Comparaison des méthodes classiques de dimensionnement des écrans de soutènement ancrés, SEPTEMBRE-OCTOBRE.

[25] EUROCODE 7, «CALCUL GEOTECHNIQUE, Partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais,» *NF EN 1997-2.*, Decembre 1996-.

[26] «NOTE DE COURS Rideaux de palplanches,» *COURS MECANIQUE DE SOLS II*, 2007.

[27] B. MAYELLIA, «Conception et Calcul de la Stabilité du TunnelFerroviaire GANTAS au niveau de la localité de Ain Soltane du PK 108+116 au PK 109+116.,» *Mémoire ENSTP*, (2016/2017)..

[28] C. m. d. sols, «stabilite des pente,» *ENSTP*, 2020.

[29] «Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages etconstructions en béton armé suivant la méthode des états limites,» *Règles BAEL 91 révisées 99*, Février 2000..

[30] Cosider TP, «Hypothèses et modes opératoires,» 2016.

[31] D. T. Réglementaire, «Charges permanentes et chargesd'exploitation. Alger : Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique,» *DTR B.C 2.2*, pp. C.G.S,, 1988.

[32] Bertrand HUBERT,Bruno PHILIPPONNAT,Olivier PAYANT,Moulay ZERHOUNI, «FONDATION ET OUVRAGES EN TERRES,» *Manuel Professionnel de géotechnique du BTP*, p. EYROLLES, 2019.

[34] A. Bouafia, «Les essais in-situ dans les projets de fondations,» Vols. %1 sur %2OPU, Alger., 2004.

[35] geographie de la region algeroise., «Wikipedia,» 2006. [En ligne].

[36] B. P. P. M. Z. Bertrand HUBERT, «FONDATION ET OUVRAGES EN TERRES,» *Manuel Professionnel de géotechnique du BTP*, p. EYROLLES, 2019.

[37] «EUROCODE 7,CALCUL GEOTECHNIQUE,» *partie 2 : Reconnaissance des terrains et essais*, pp. NF EN 1997-2., Decembre 1996-.

ANNEXE

ANNEXE A

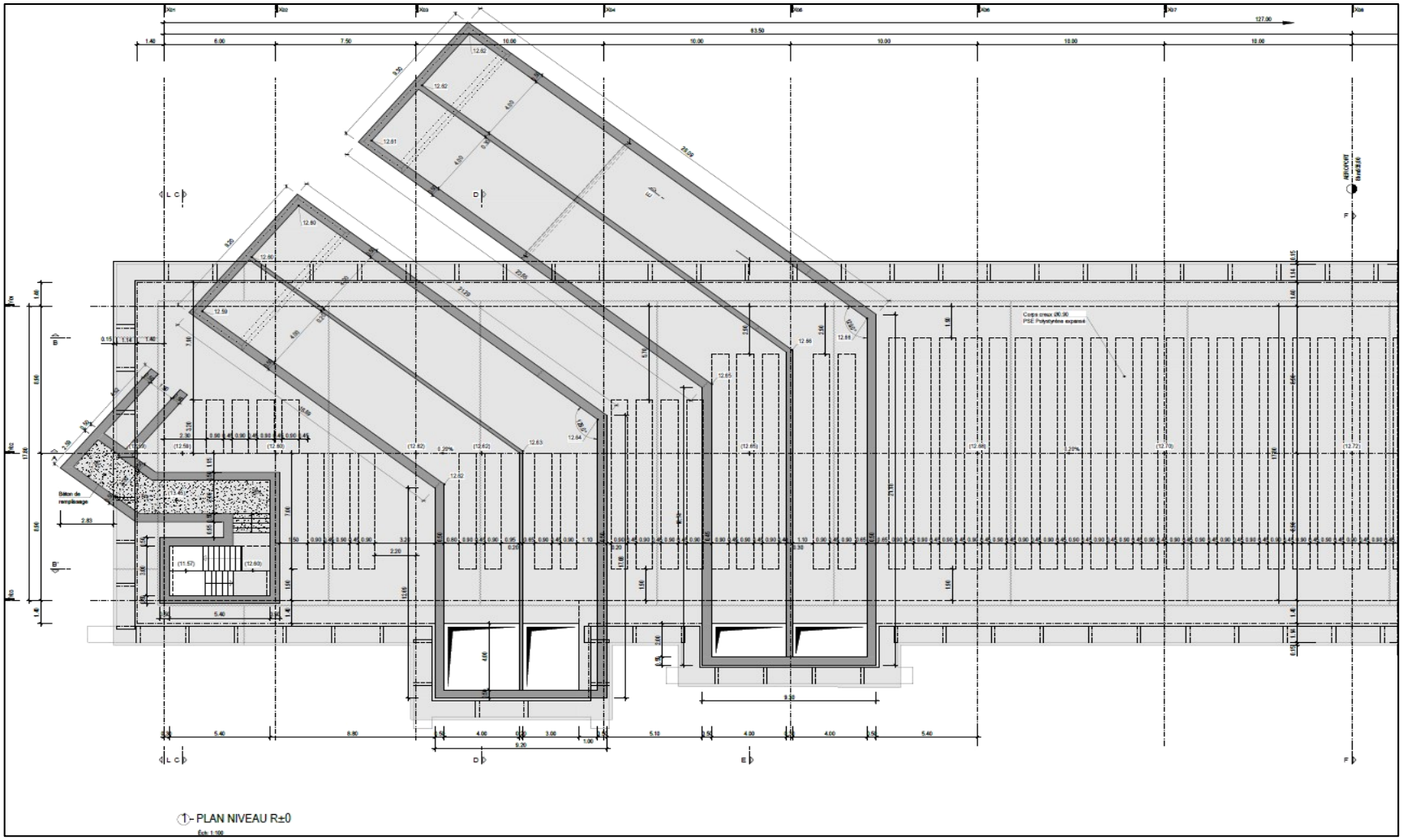


Figure A. 1: Vue en plan du niveau dalle de couverture de l'axe X01 à X08.

ANNEXE A

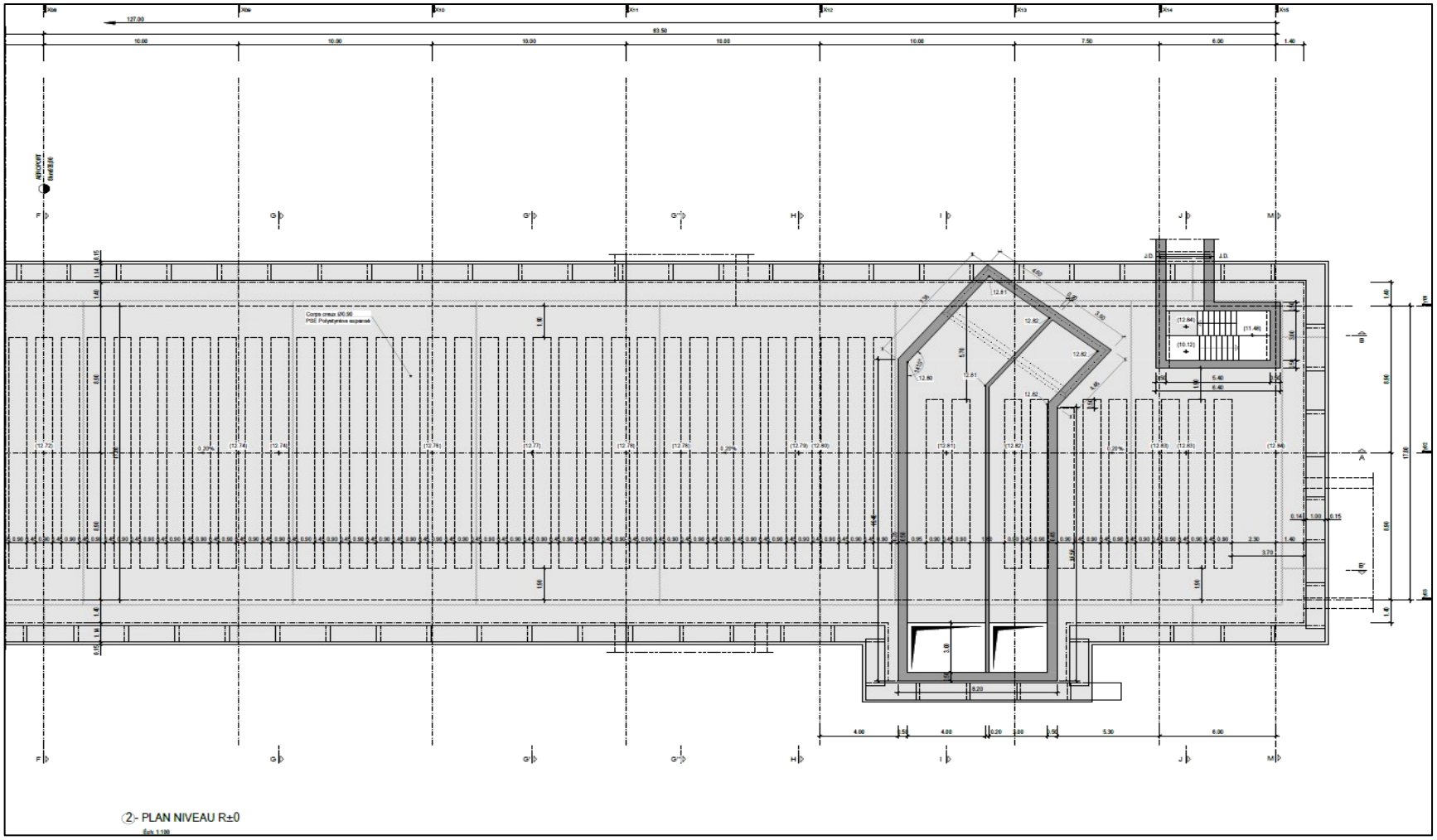


Figure A. 2: Vue en plan du niveau dalle de couverture de l'axe X08 à X15.

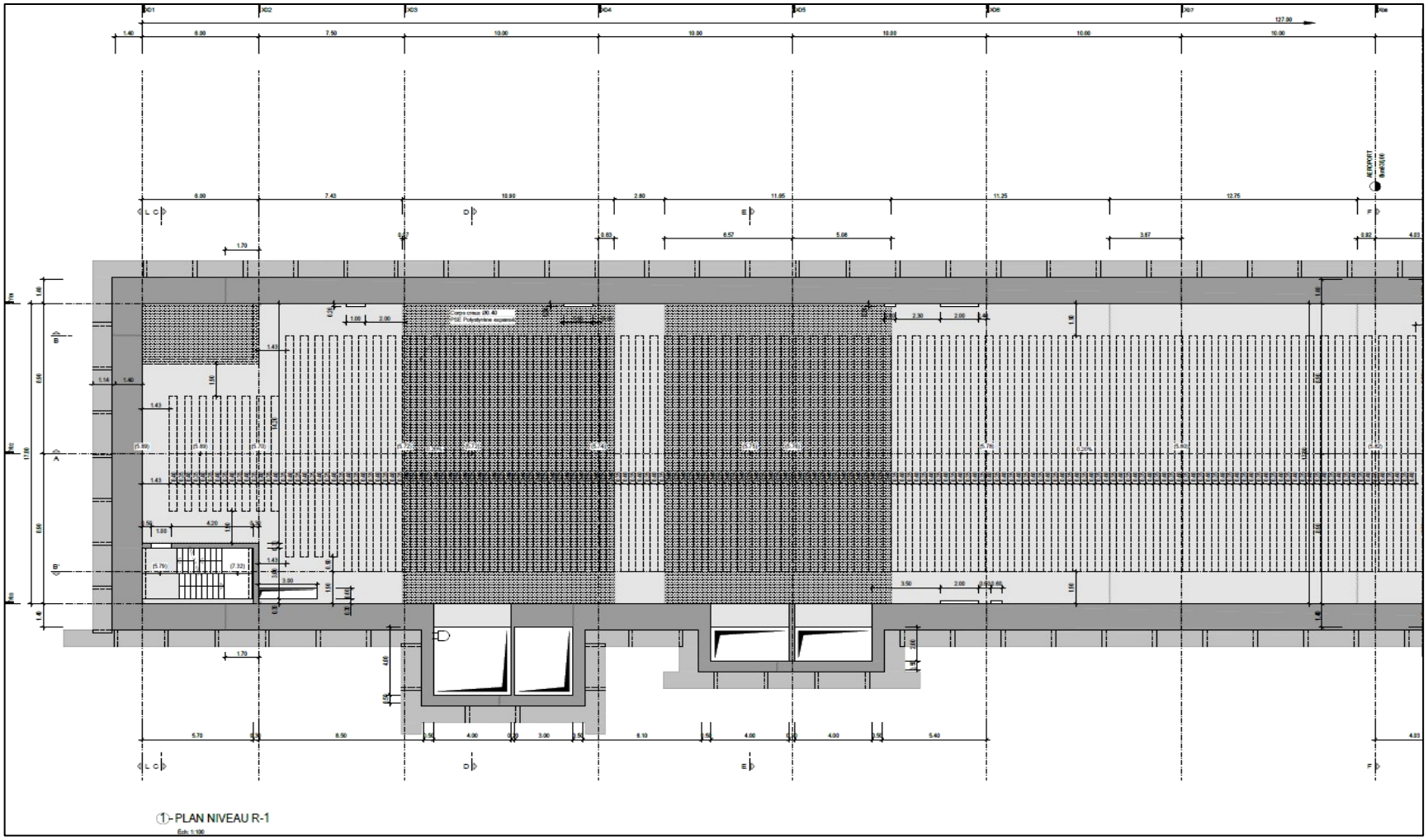


Figure A. 3: Vue en plan du niveau R-1 de l'axe X01 à X08.

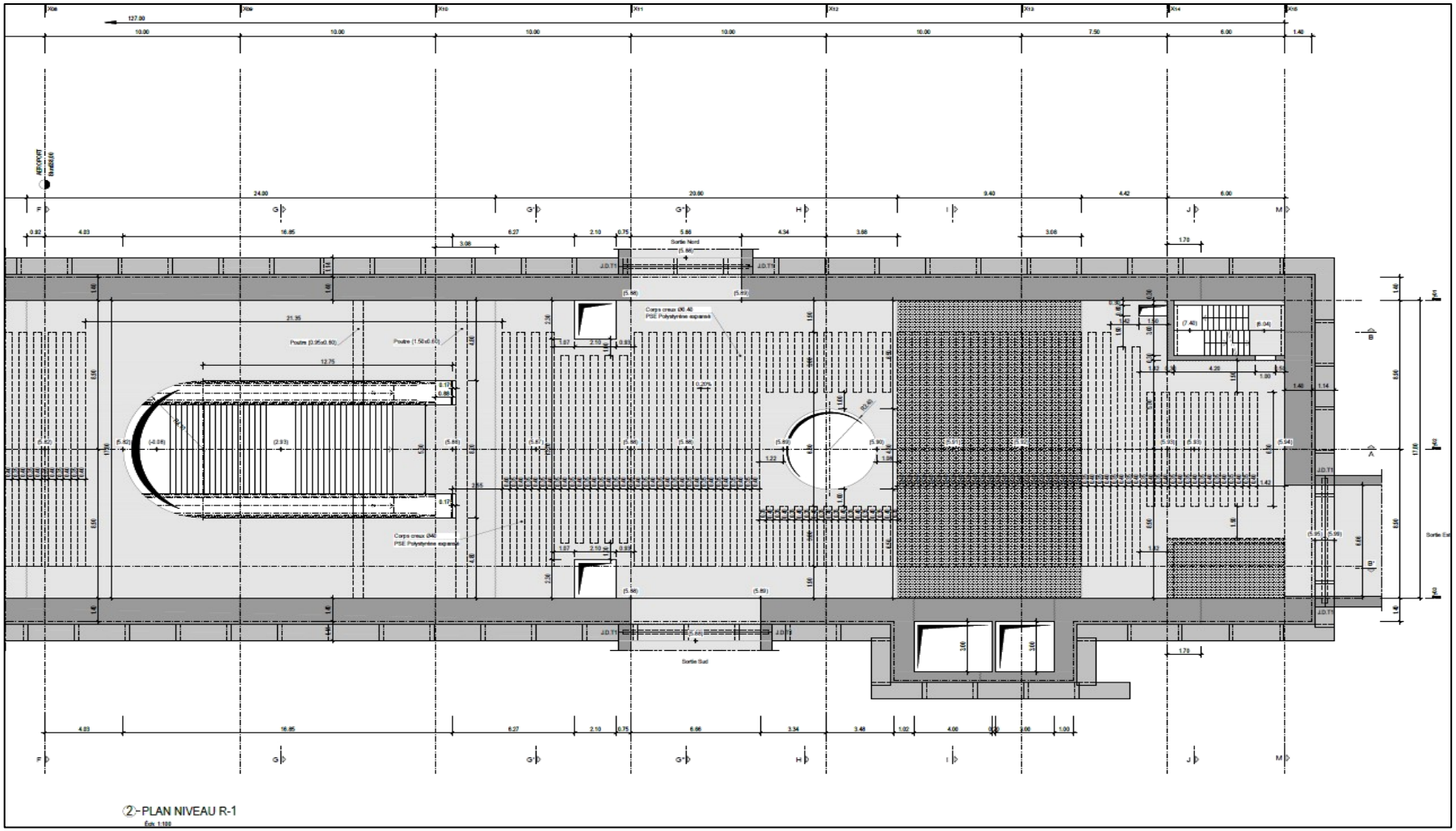


Figure A. 4: Vue en plan du niveau R-1 de l'axe X08 à X15.

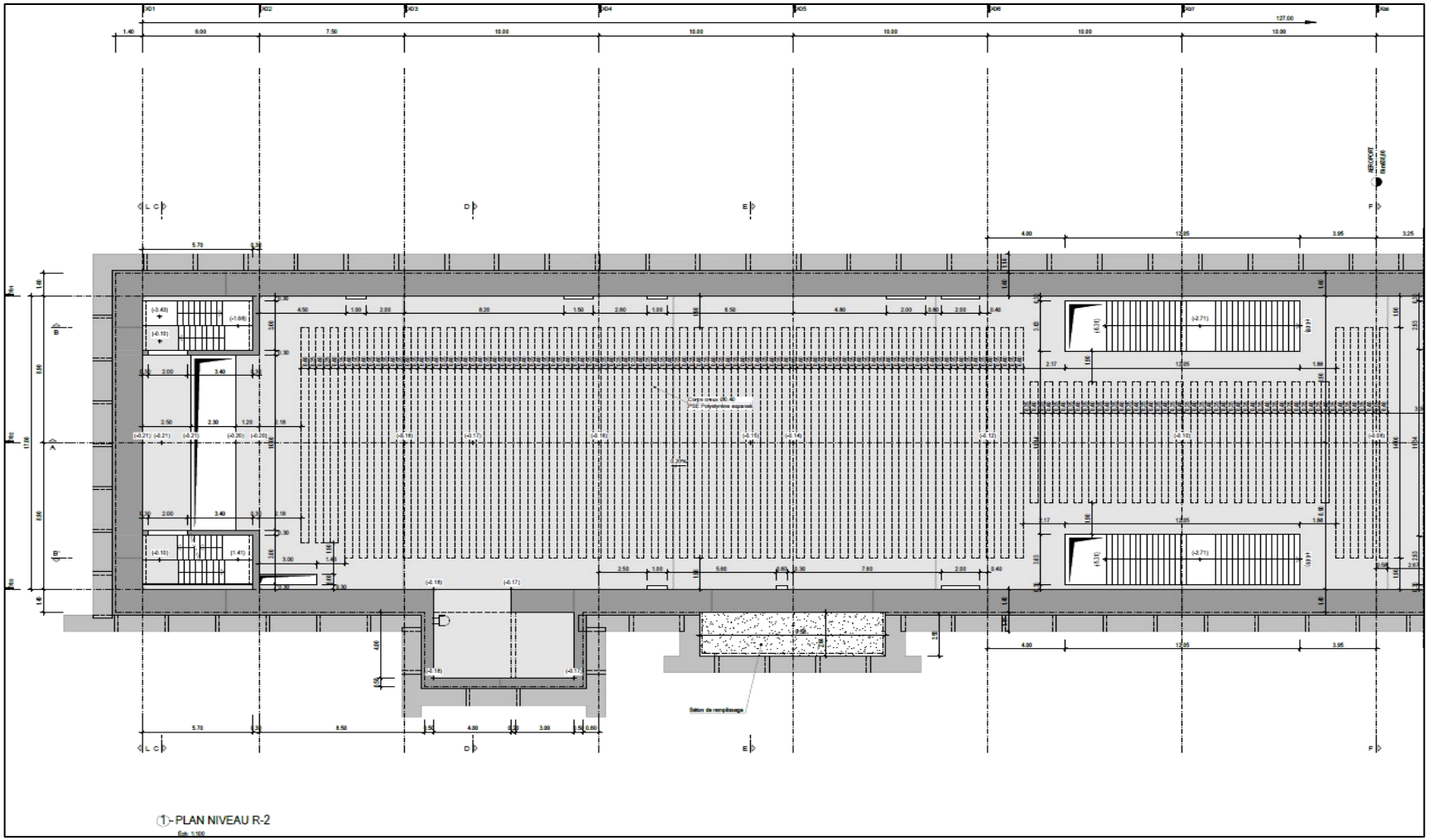


Figure A. 5: Vue en plan du niveau R-2 de l'axe X01 à X08.

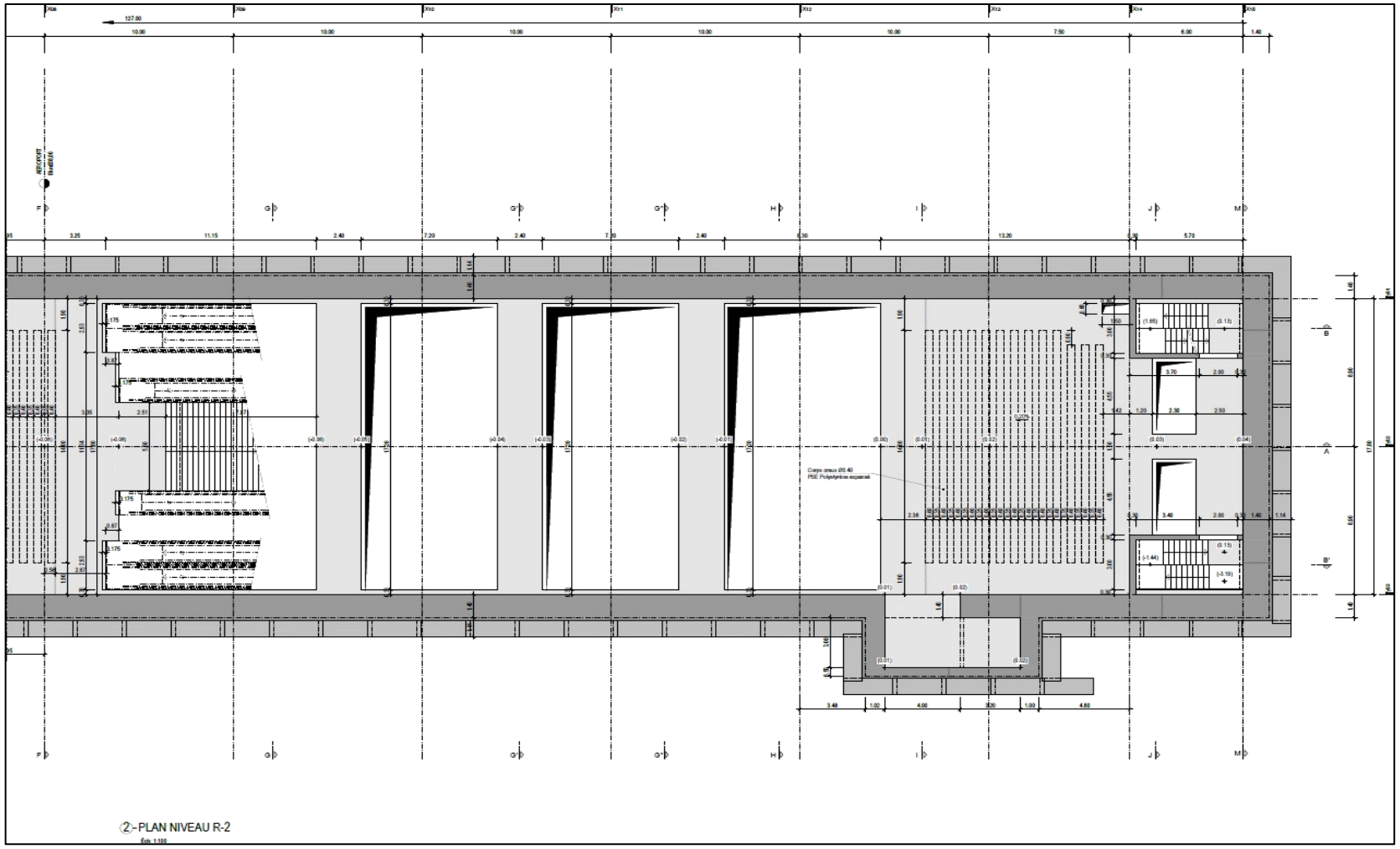


Figure A. 6: Vue en plan du niveau R-2 de l'axe X08 à X15.

ANNEXE A

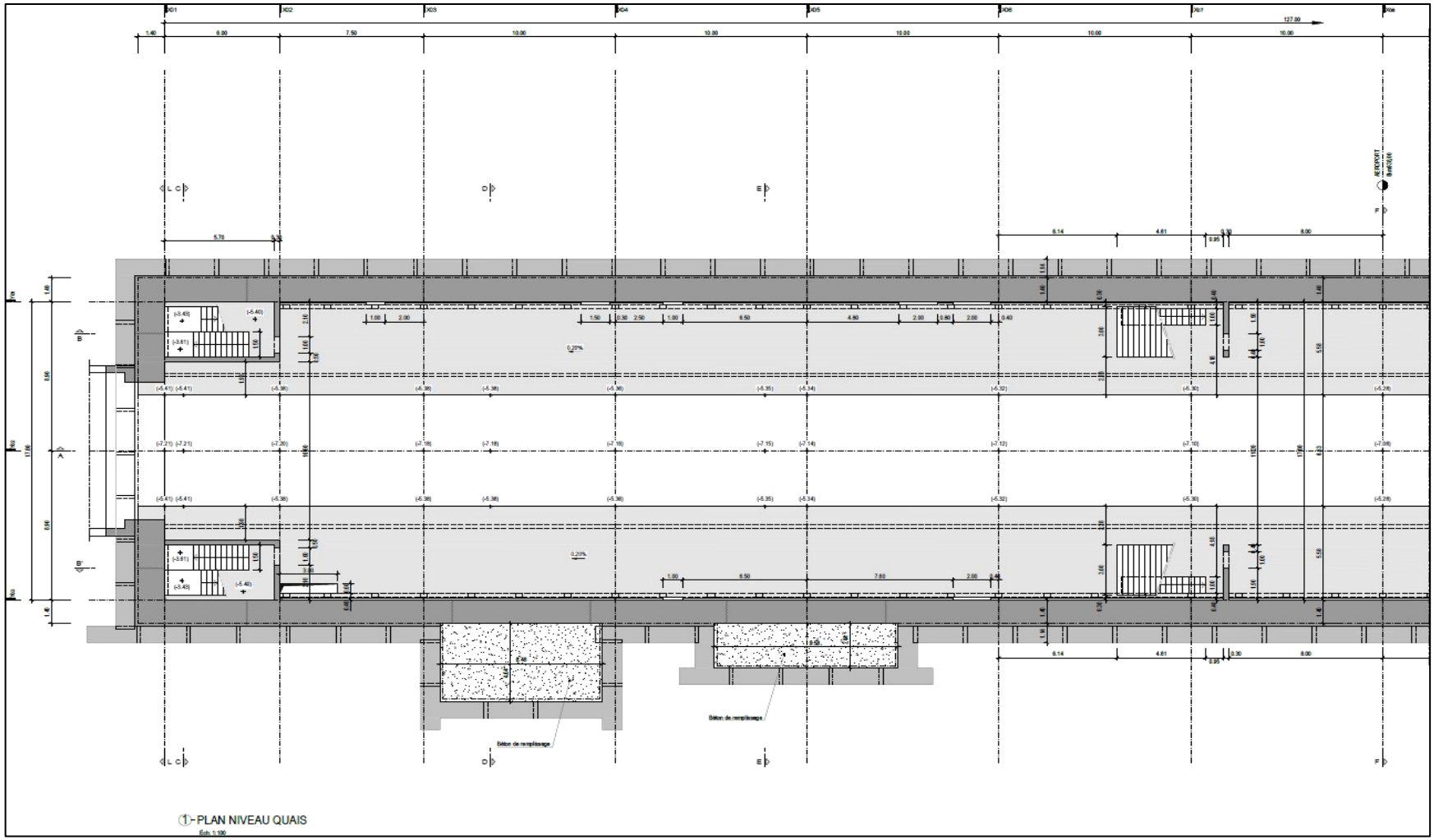


Figure A. 7: Vue en plan du niveau Quais de l'axe X01 à X08.

ANNEXE A

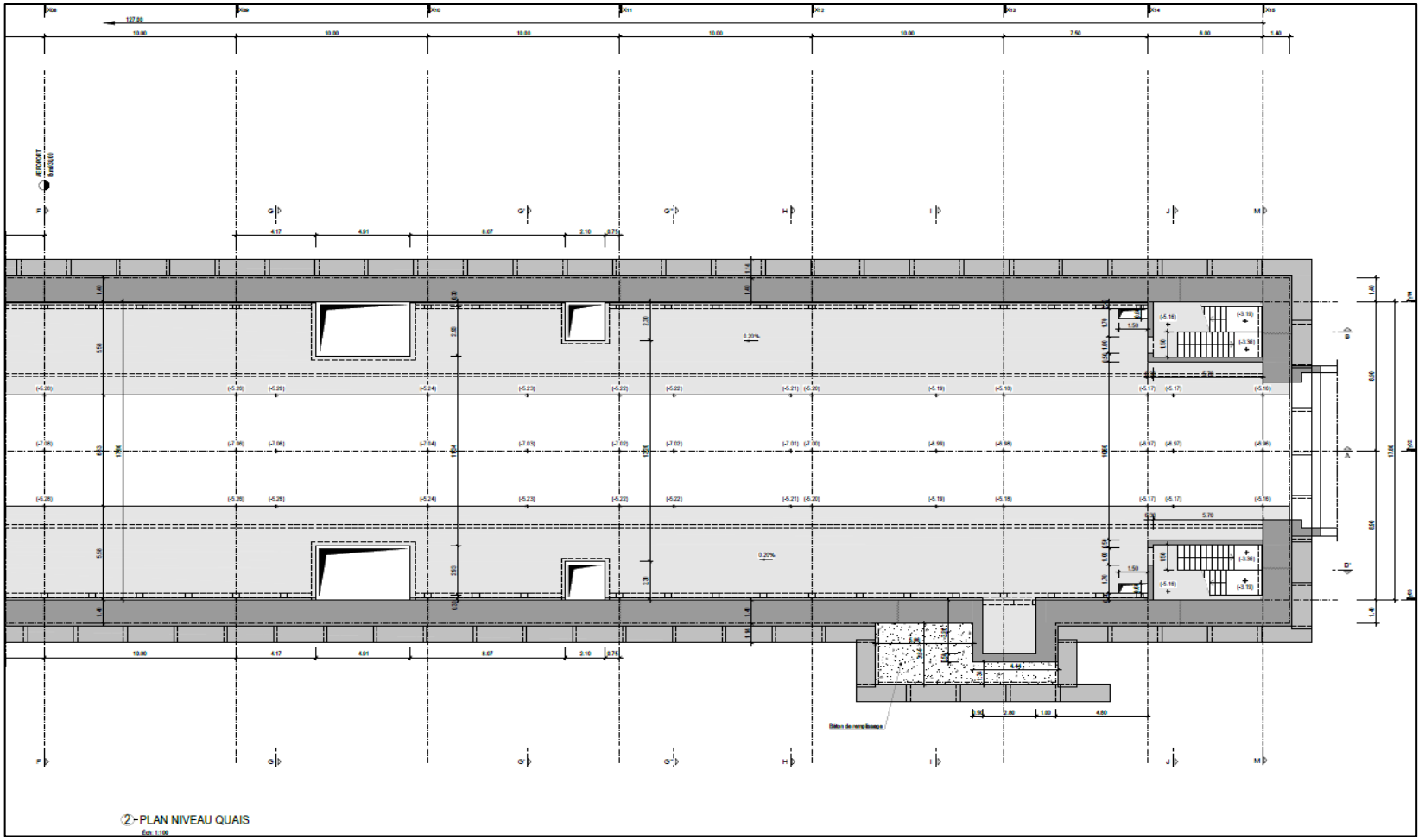


Figure A. 8: Vue en plan du niveau Quais de l'axe X08 à X15.

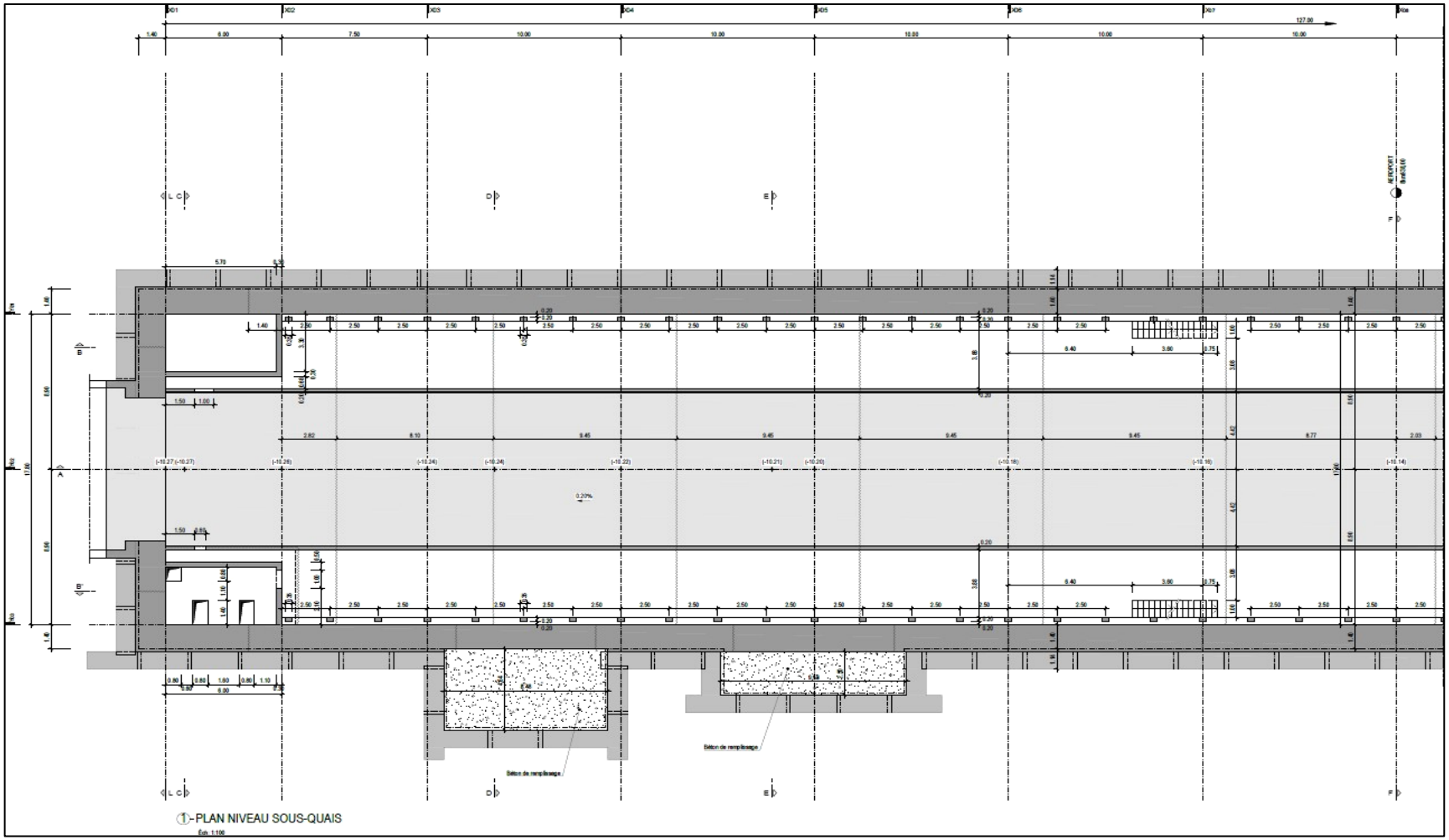


Figure A. 9: Vue en plan du niveau Sous-Quais de l'axe X01 à X08.

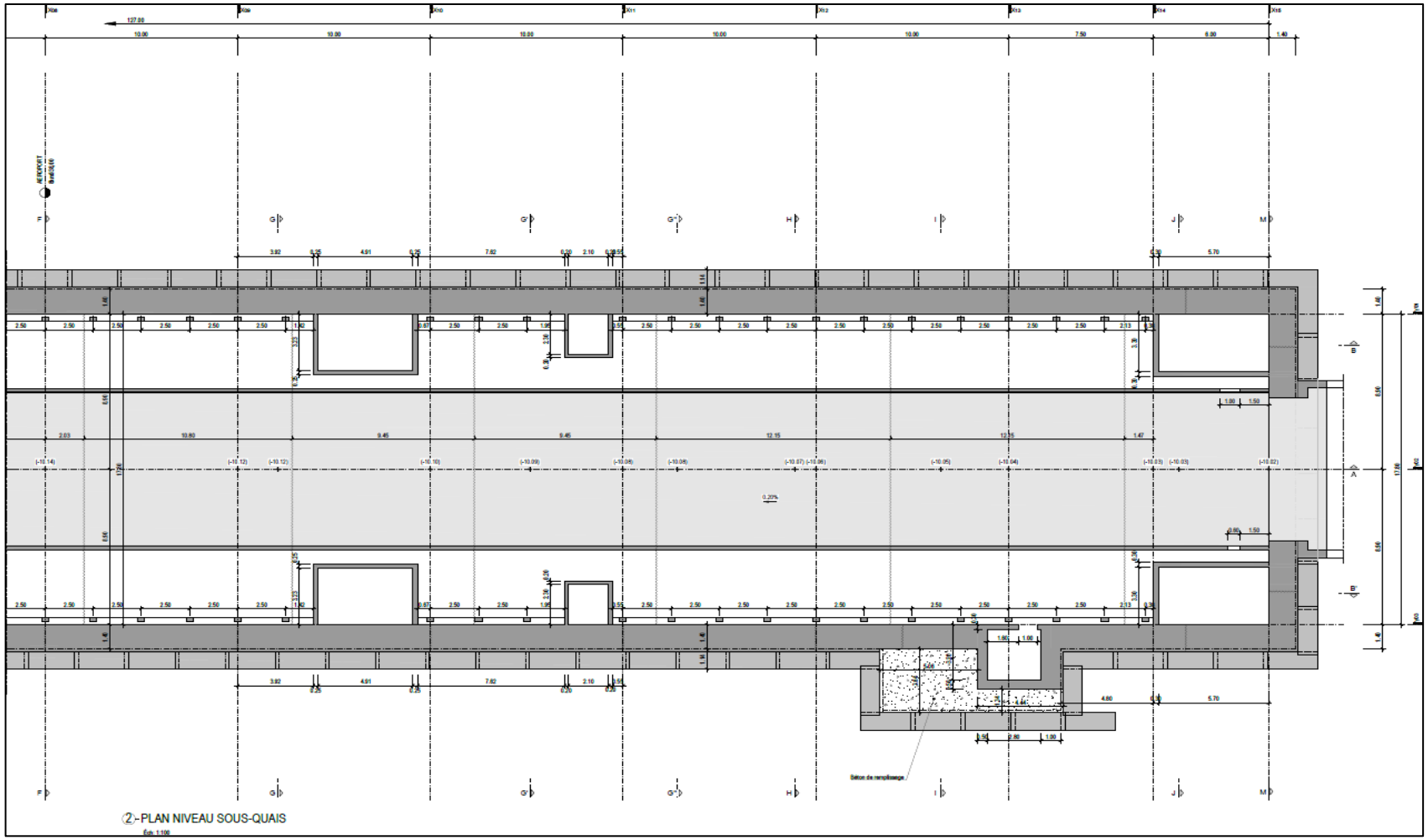


Figure A. 10: Vue en plan du niveau Sous-Quais de l'axe X08 à X15.

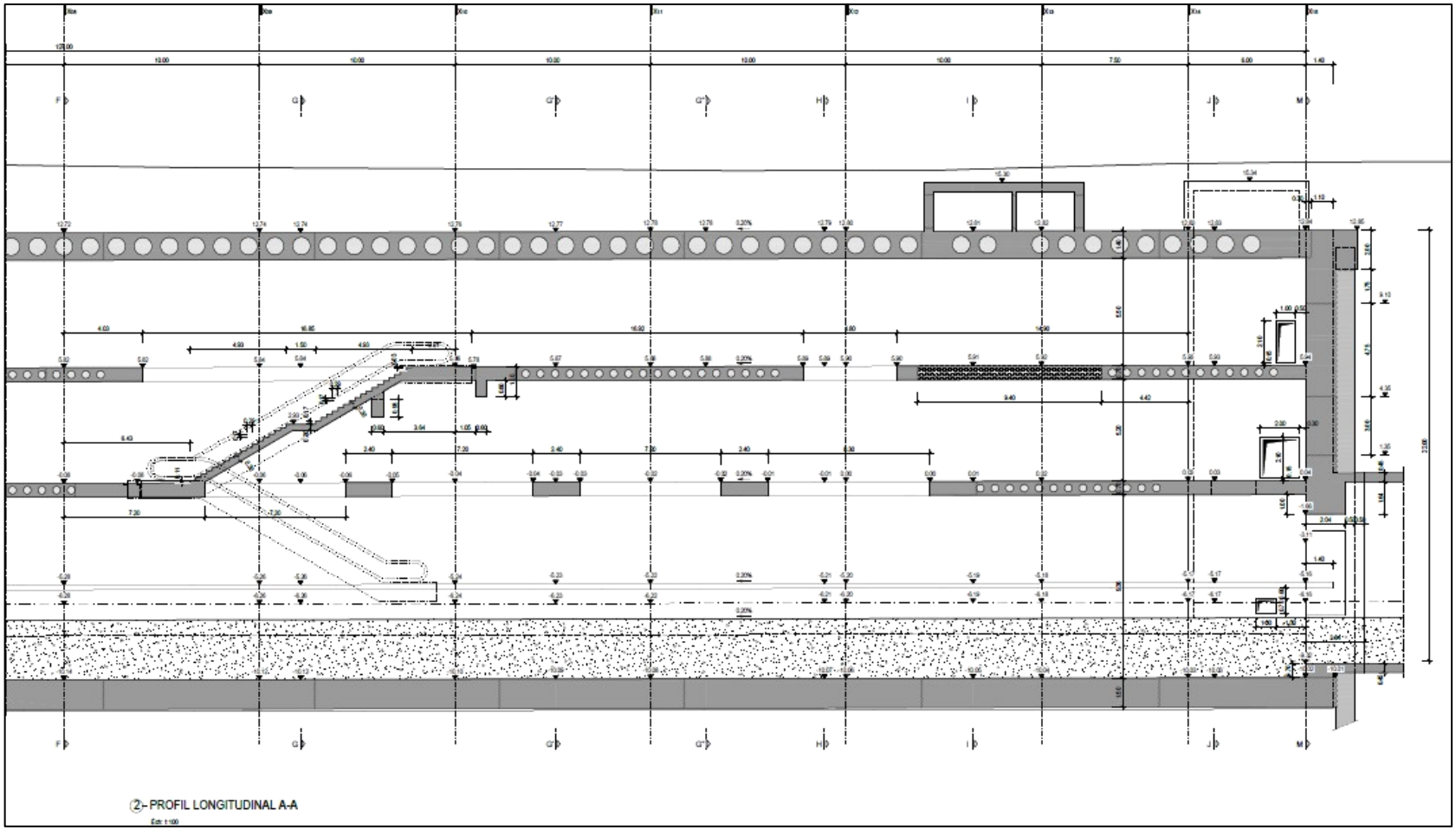


Figure A. 11: Coupe longitudinal A-A de l'axe X08 à X15.

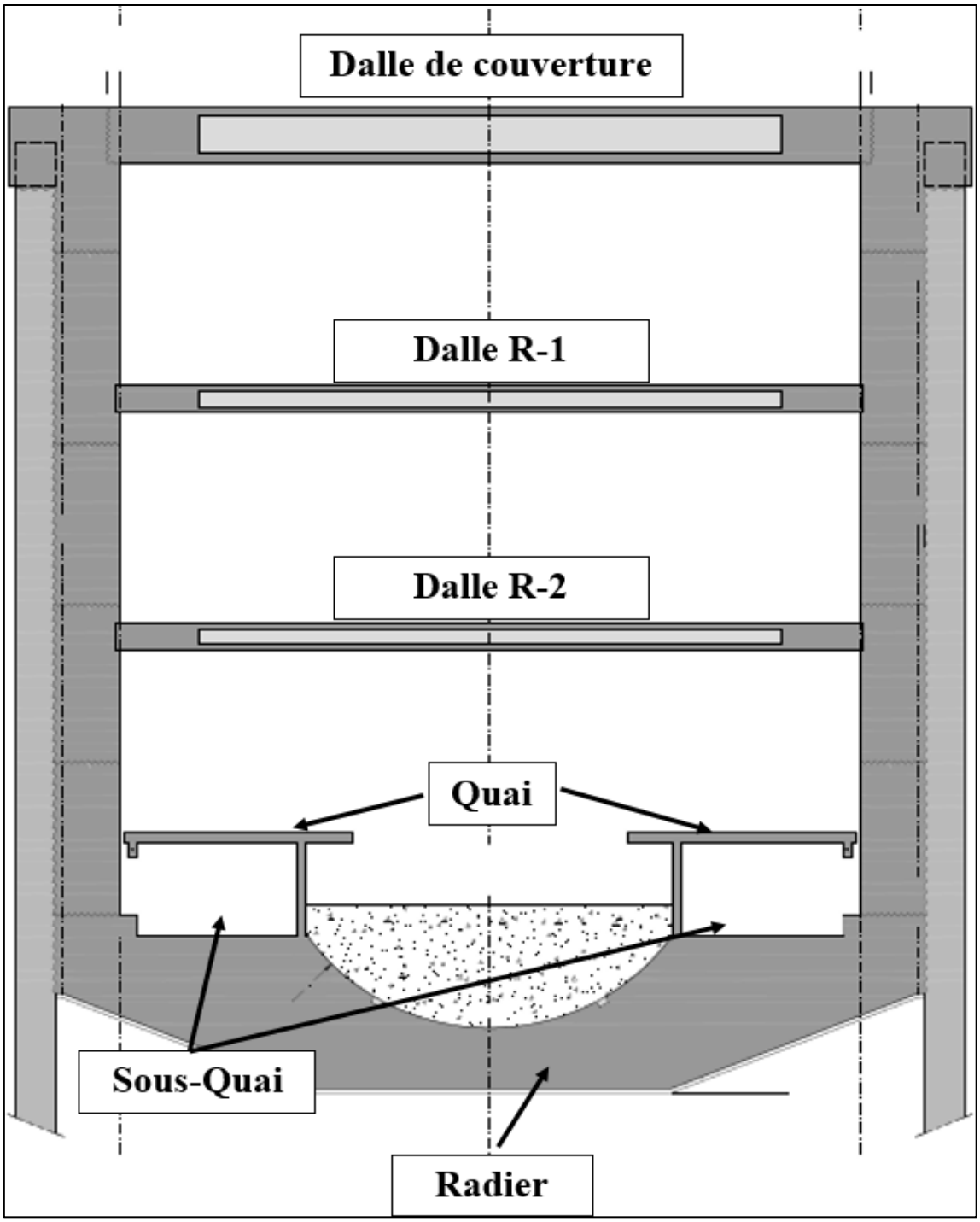


Figure A. 12: Coupe transversale de la station d'aéroport.

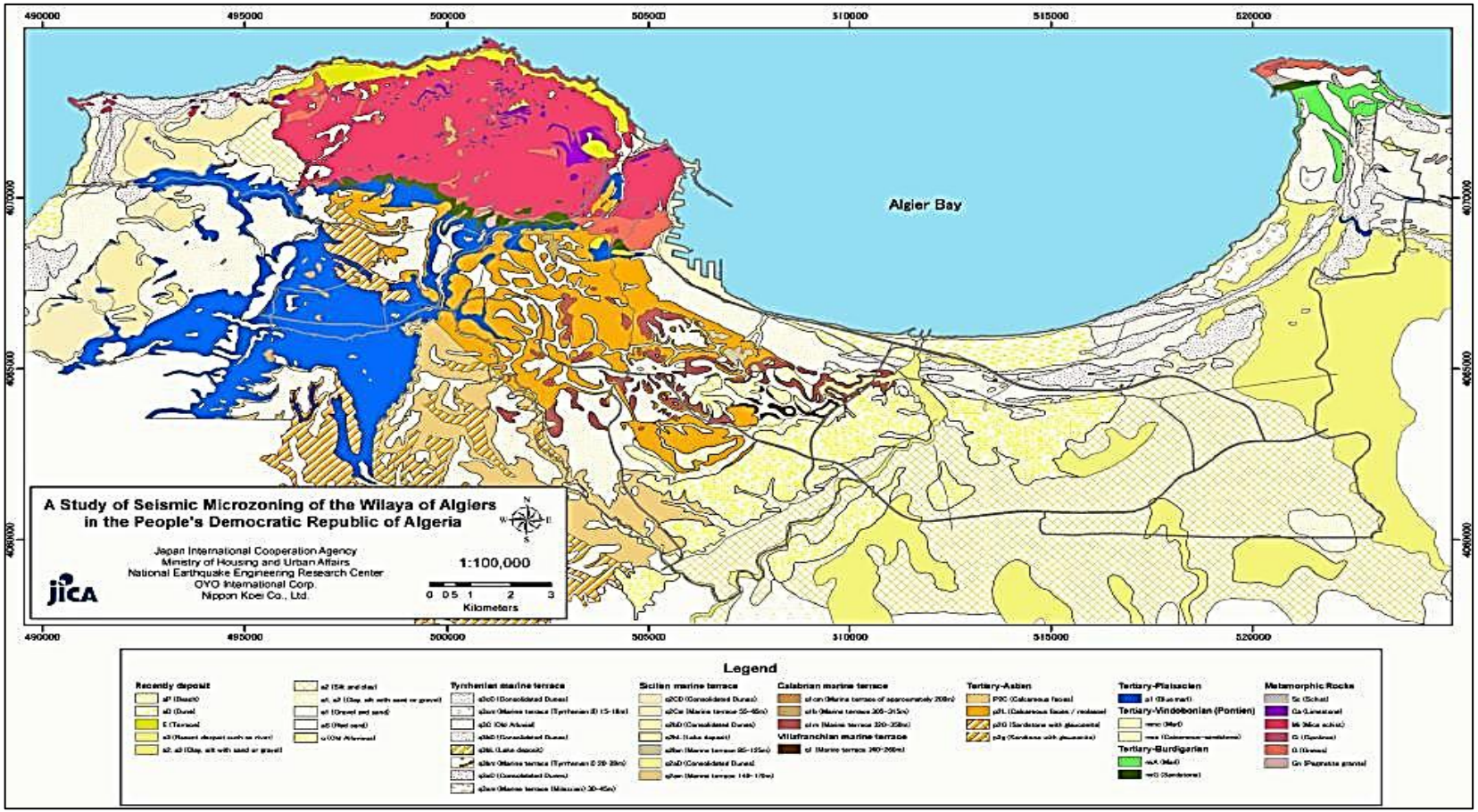


Figure B. 1: Micro-zonage géologique de la Wilaya d'Alger.

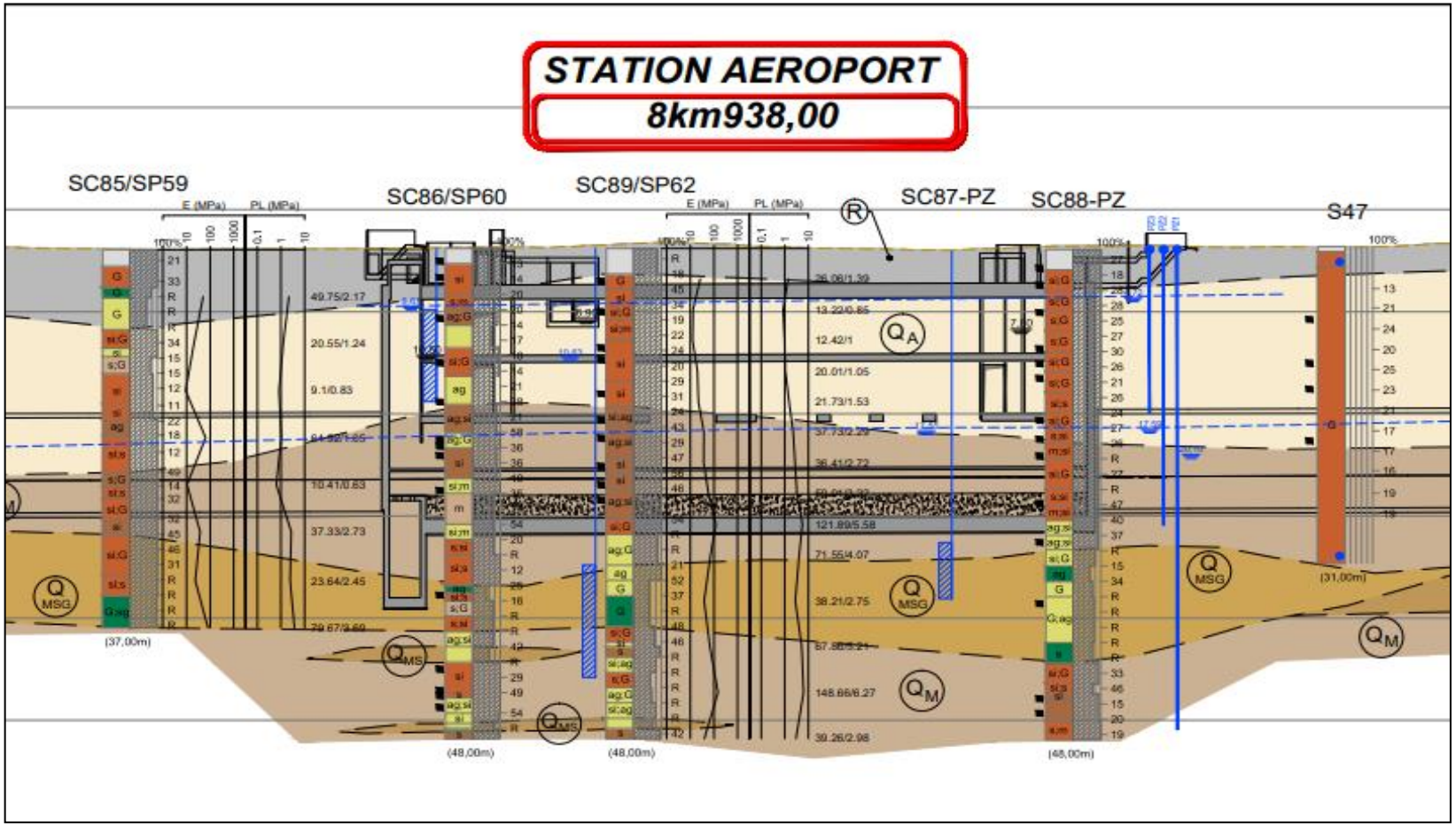
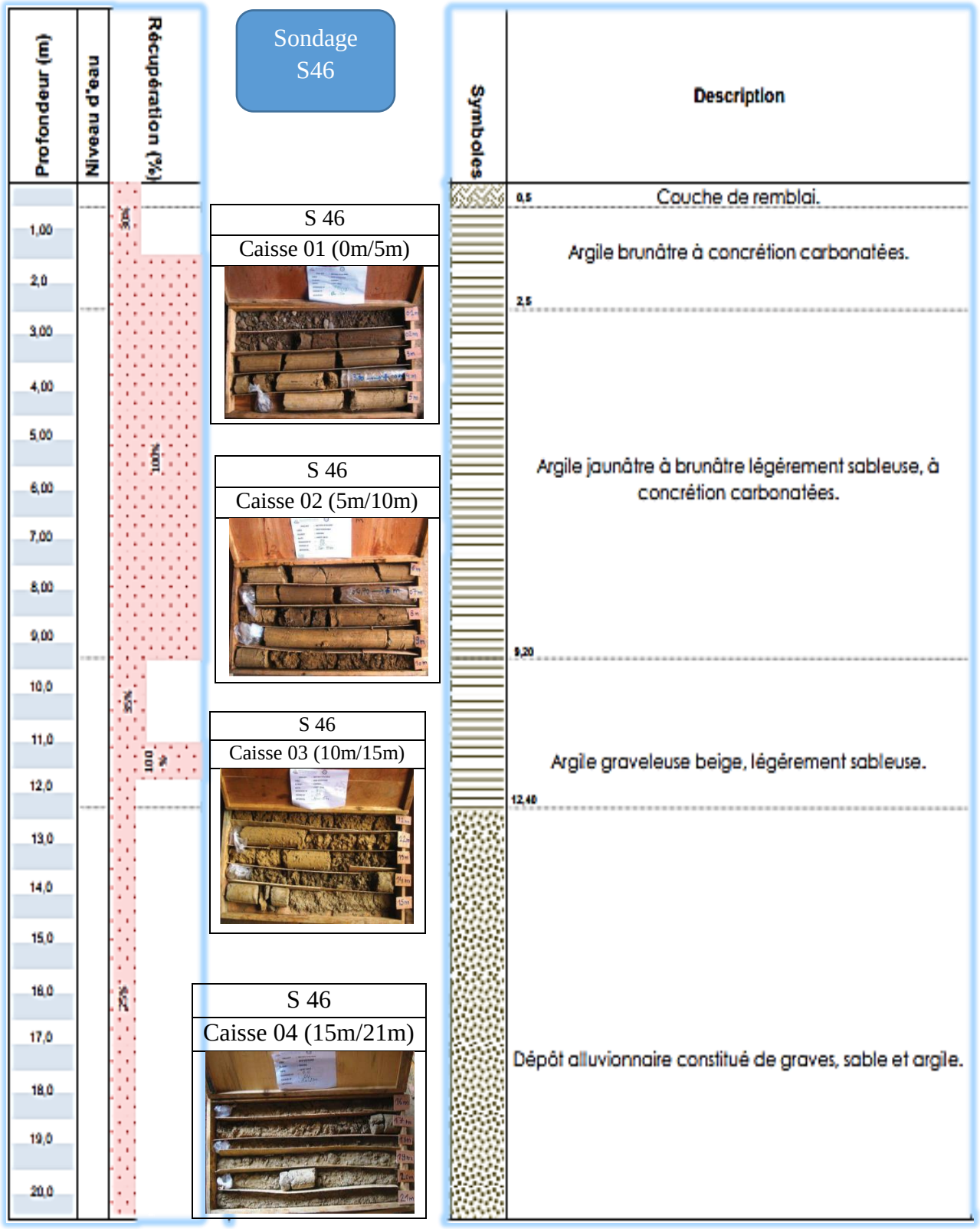


Figure C. 1: Profil en long lithologique de la station d'aéroport.

ANNEXE C

Parti 01 : les sondages carottés.



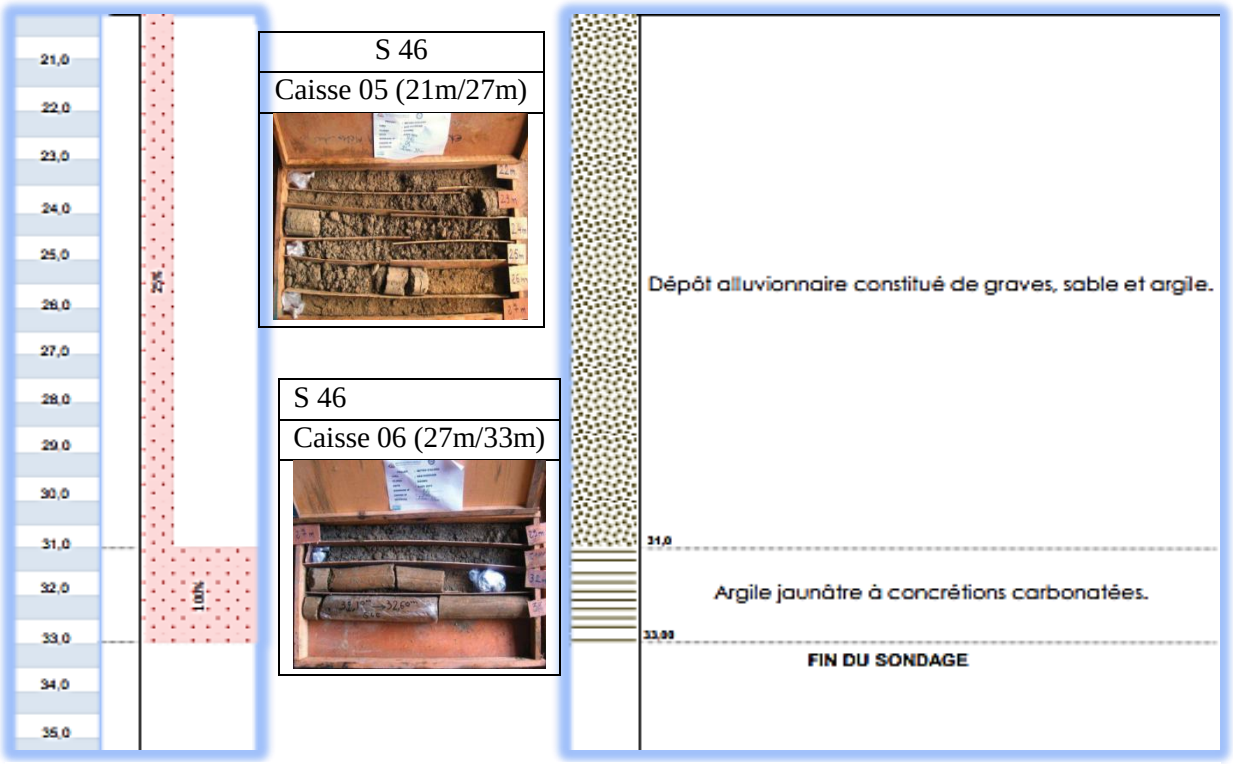


Figure C. 2: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage S46.

ANNEXE C

Sondage S47

Profondeur (m)	Niveau d'eau	Récupération (%)	Symboles	Description
0,5				Couche de béton et remblai.
2,0				Argile noirâtre à concrétions carbonatées.
20,0				Argile jaunâtre carbonatée à quelques passages de graves, présence de tâches noires.

S 47
Caisse 01 (0m/5m)



S 47
Caisse 02 (5m/10m)



S 47
Caisse 03 (10m/15m)



S 47
Caisse 04 (15m/20m)



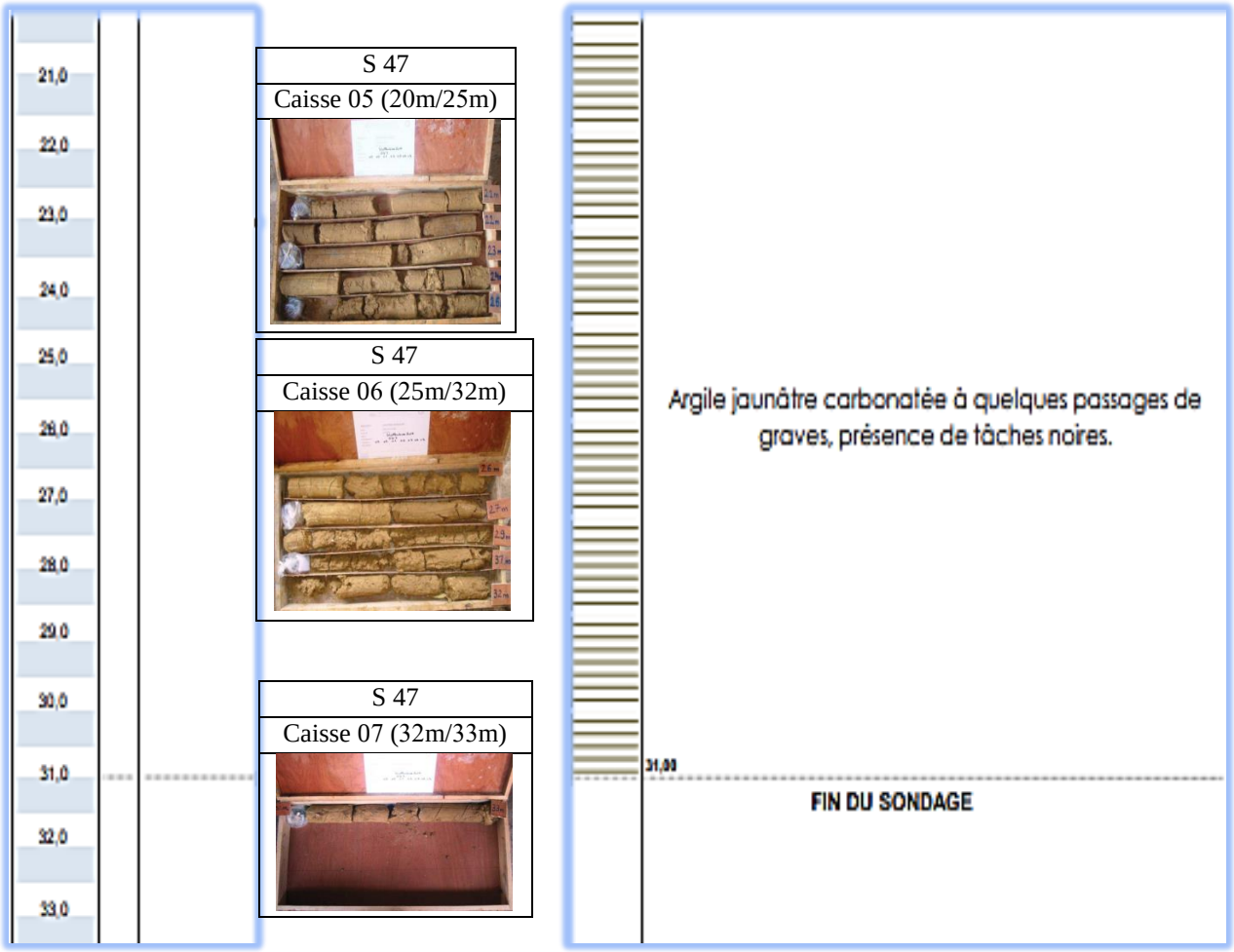
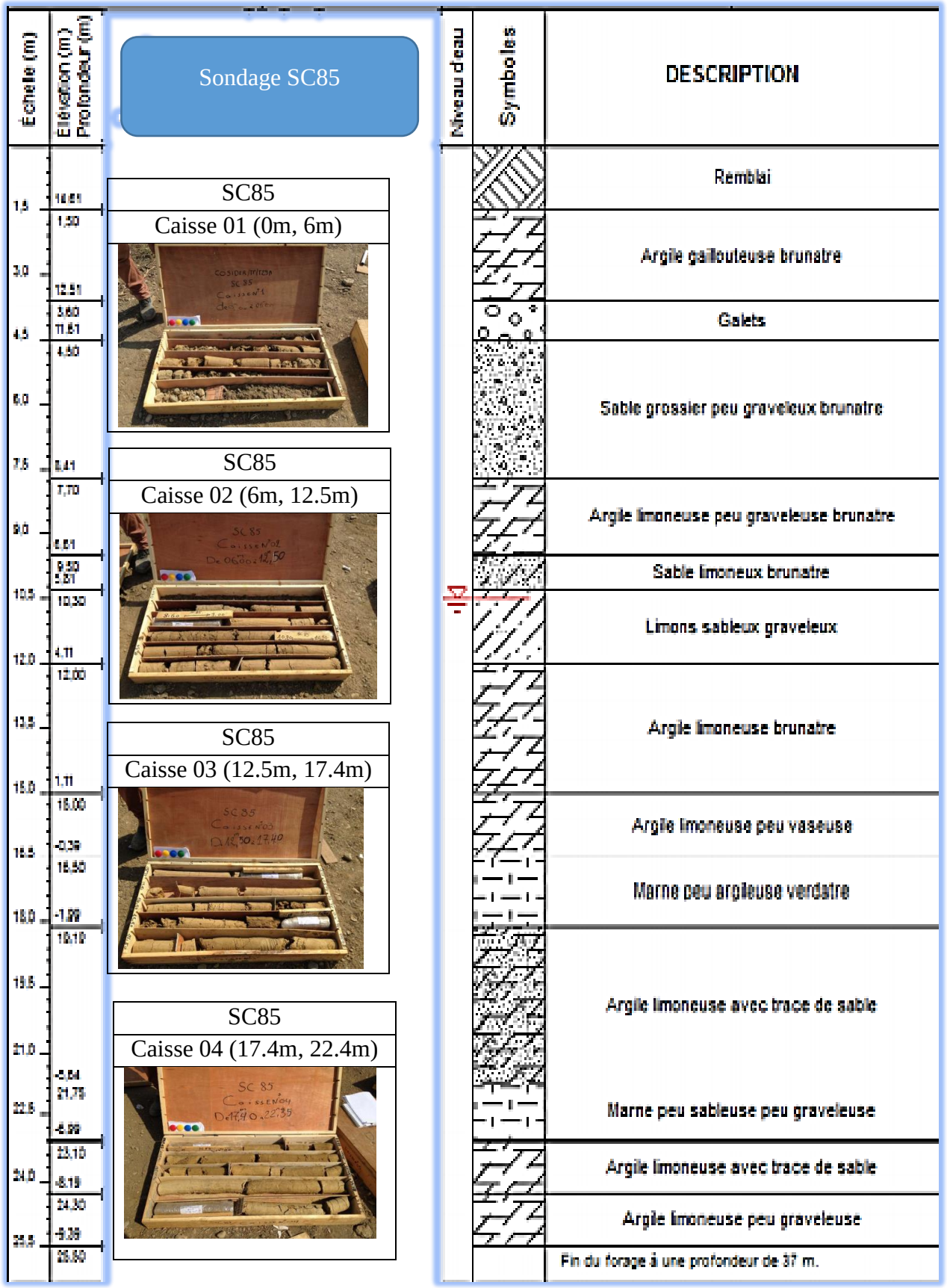


Figure C. 3: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage S47.


Échelle (m)
Élévation (m)
Profondeur (m)
Sondage SC85
Niveau d'eau
Symboles
DESCRIPTION
SC85
Caisse 01 (0m, 6m)
SC85
Caisse 02 (6m, 12.5m)
SC85
Caisse 03 (12.5m, 17.4m)
SC85
Caisse 04 (17.4m, 22.4m)
Remblai
Argile gallouteuse brunatre
Galets
Sable grossier peu graveleux brunatre
Argile limoneuse peu graveleuse brunatre
Sable limoneux brunatre
Limons sableux graveleux
Argile limoneuse brunatre
Argile limoneuse peu vaseuse
Marne peu argileuse verdatre
Argile limoneuse avec trace de sable
Marne peu sableuse peu graveleuse
Argile limoneuse avec trace de sable
Argile limoneuse peu graveleuse
Fin du forage à une profondeur de 37 m.

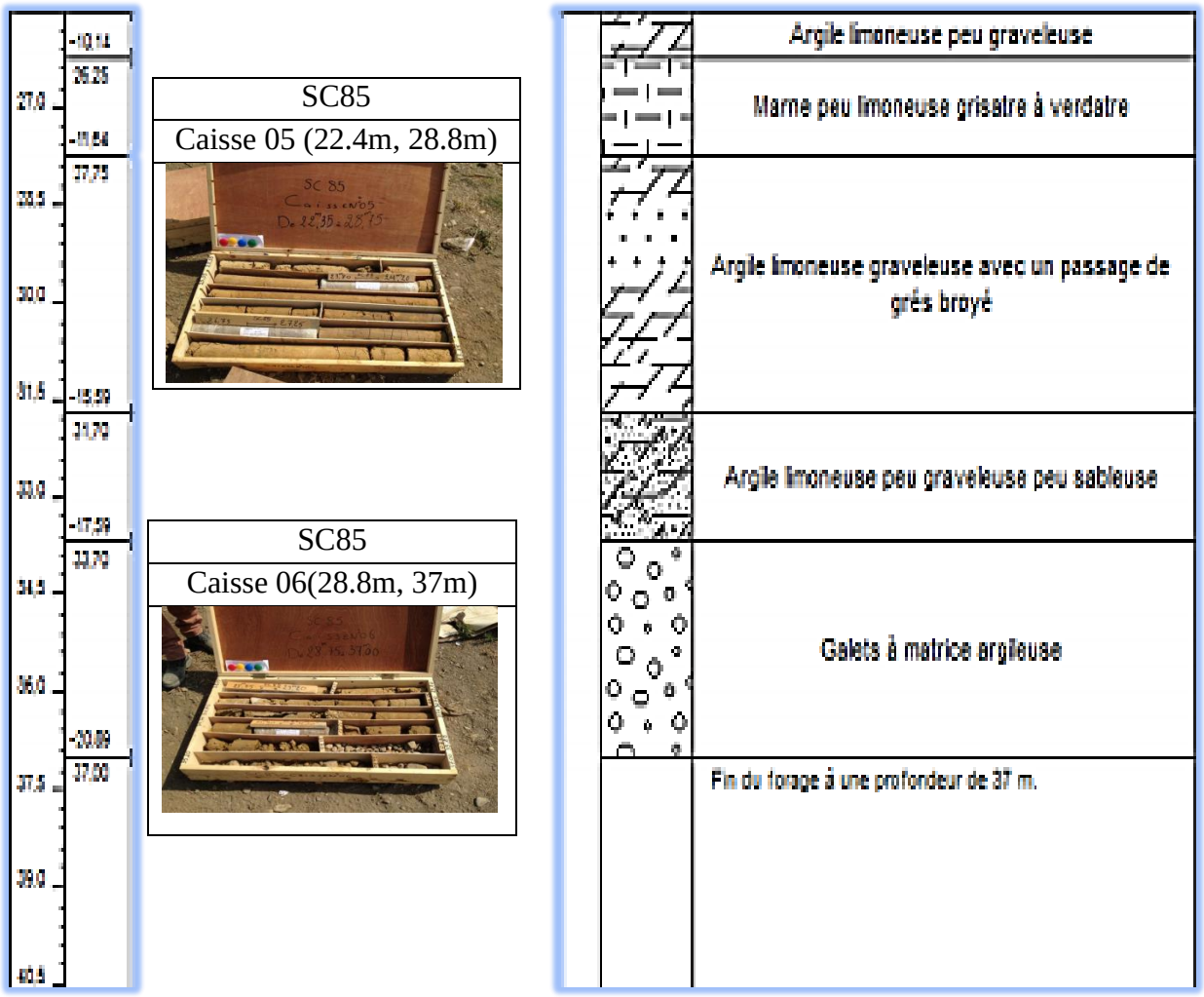
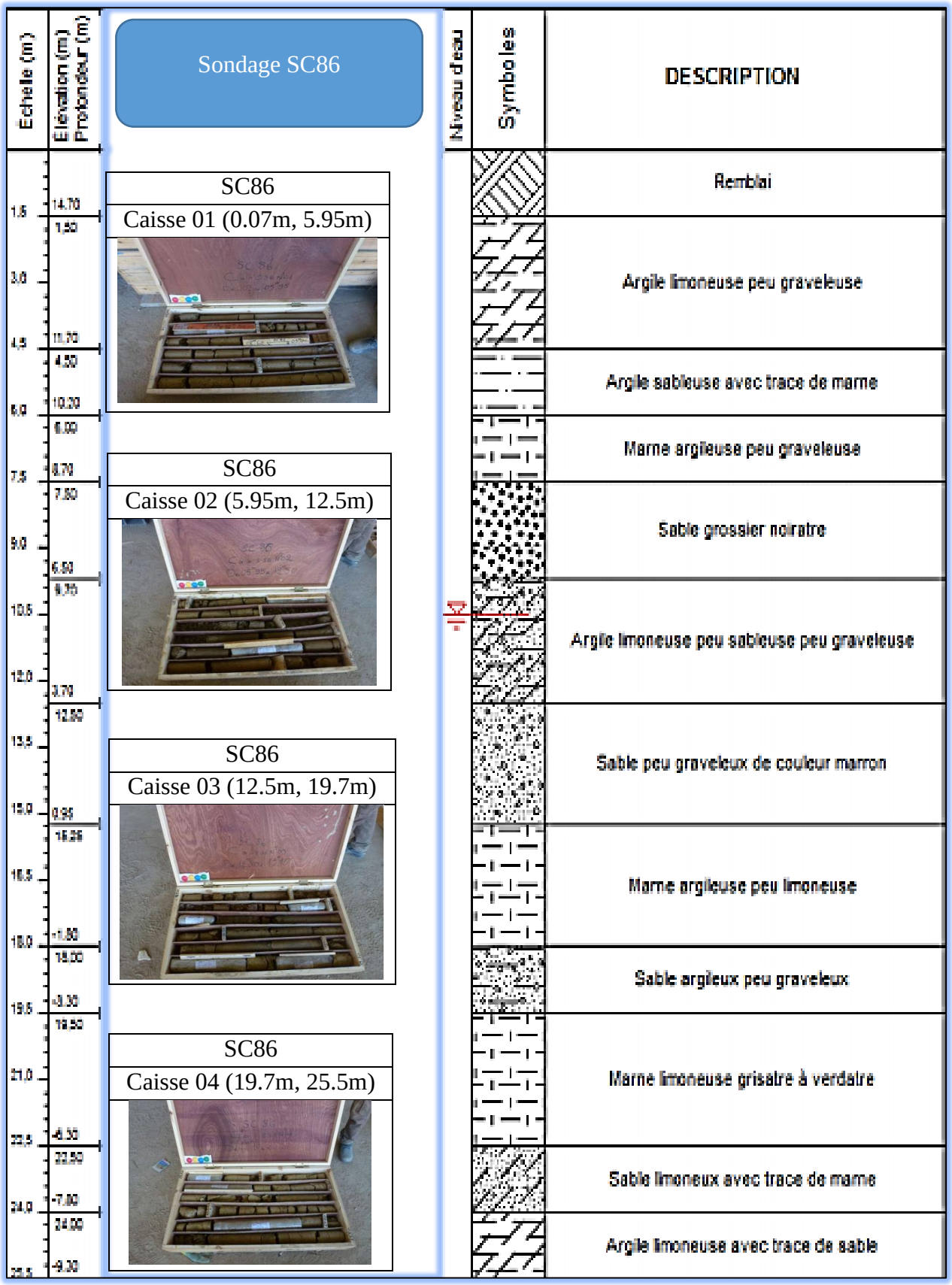


Figure C. 4: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC85.


Sondage SC86
Echelle (m)
Elévation (m) Profondeur (m)
Niveau deau
Symboles
DESCRIPTION
SC86
Caisse 01 (0.07m, 5.95m)
SC86
Caisse 02 (5.95m, 12.5m)
SC86
Caisse 03 (12.5m, 19.7m)
SC86
Caisse 04 (19.7m, 25.5m)
Remblai
Argile limoneuse peu graveleuse
Argile sableuse avec trace de marne
Marne argileuse peu graveleuse
Sable grossier noiratre
Argile limoneuse peu sableuse peu graveleuse
Sable peu graveleux de couleur marron
Marne argileuse peu limoneuse
Sable argileux peu graveleux
Marne limoneuse grisatre à verdatre
Sable limoneux avec trace de marne
Argile limoneuse avec trace de sable

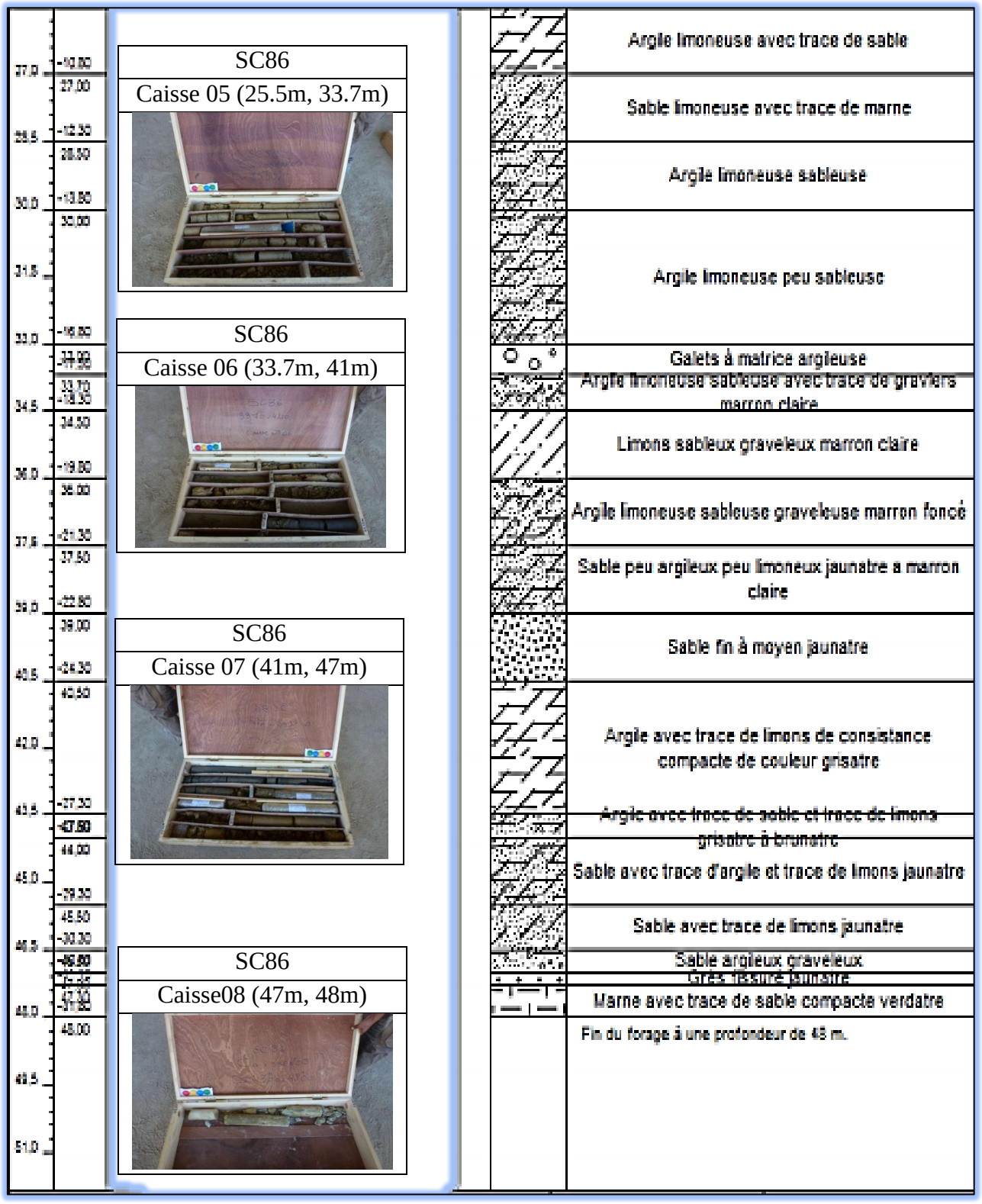


Figure C. 5: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC86.

Sondage SC87

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Symboles	DESCRIPTION
1.5			Remblai
3.0	12.90		
	3.00		
4.5			Argile limoneuse peu sableuse graveleuse brunatre
6.0	9.90		
	6.50		Argile limoneuse sableuse avec trace de marne brunatre
7.5			Alternance galets à matrice argileuse avec argile limoneuse sableuse graveleuse marron foncé
9.0	6.90		
	9.00		
10.5	4.90		Sable argileux limoneux peu graveleux marron foncé
	11.00		
12.0	3.40		Argile limoneuse peu sableuse peu graveleuse marron foncé
	12.50		
13.5			
15.0			Sable argileux peu graveleux marron foncé
16.5			
18.0	-2.10		
	18.00		
19.5			Argile limoneuse sableuse avec trace de marne marron foncé
	-4.60		
21.0	20.90		Argile limoneuse peu sableuse brunatre à marron foncé
	-6.60		
	-6.190		Sable graveleux limoneux peu argileux
22.5	22.00		Argile limoneuse sableuse peu lgraveleuse avec trace de marne
24.0	-8.10		
	24.00		Sable argileux limoneux peu graveleux marron foncé
25.5	-9.60		
	25.50		Fin du forage à une profondeur de 43 m.

SC87
Caisse 01 (0m,6.5m)



SC87
Caisse 02 (6.5m,14m)



SC87
Caisse 03 (14m,20.5m)



SC87
Caisse 04 (20.5m,26.5m)



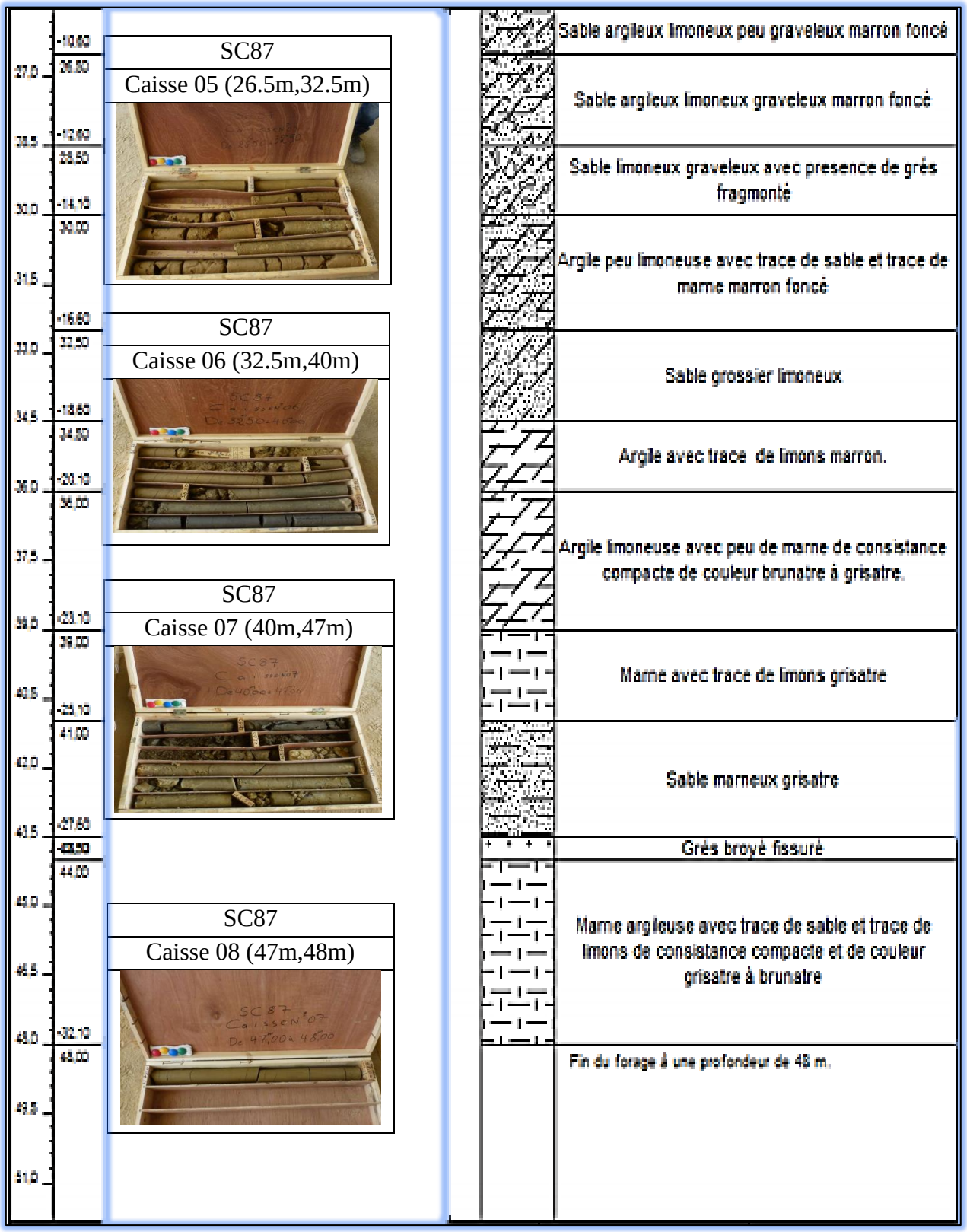
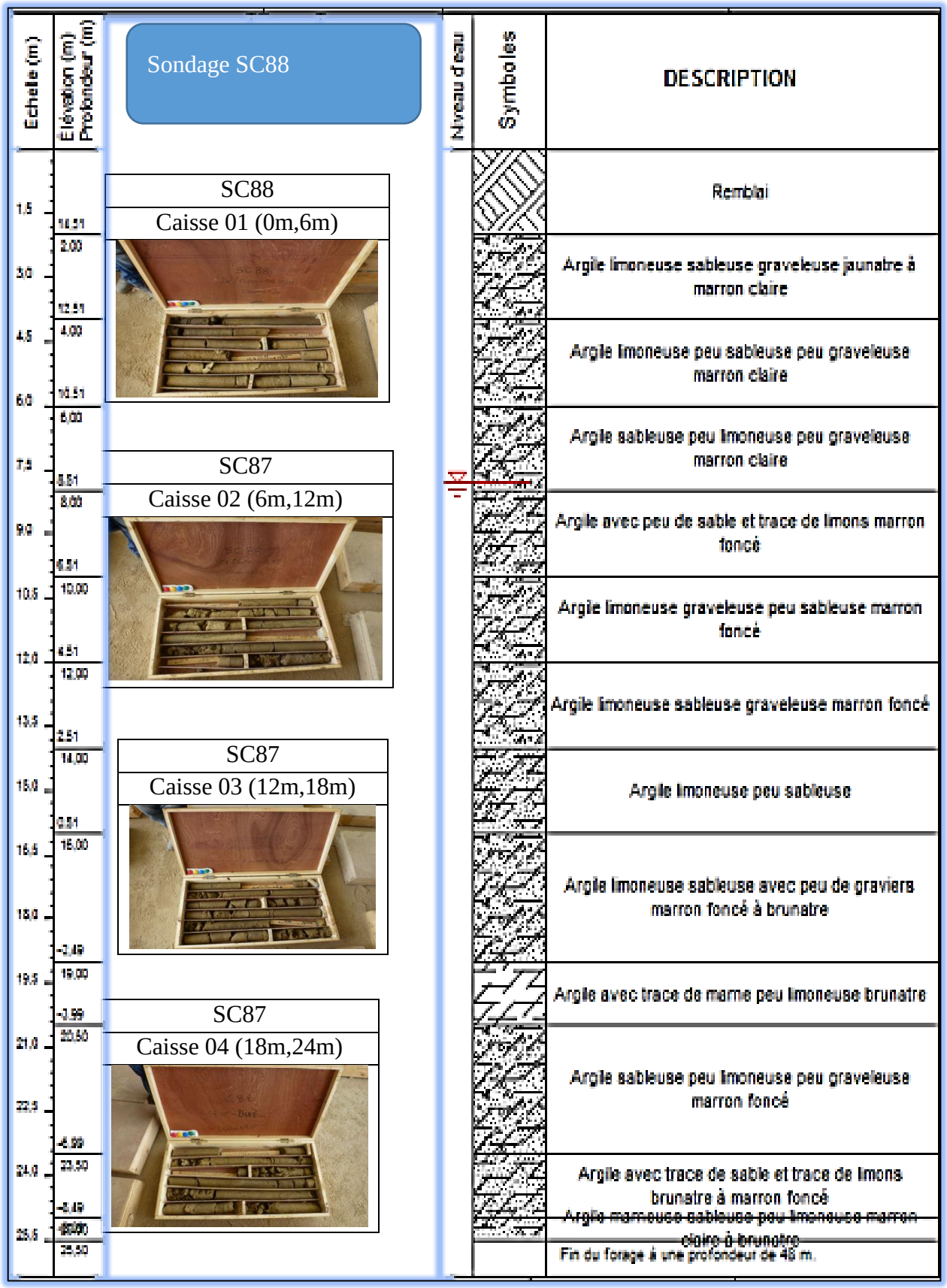


Figure C. 6: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC87.


Sondage SC88
Echelle (m)
Elévation (m) Profondeur (m)
Niveau d'eau
Symboles
DESCRIPTION
SC88
Caisse 01 (0m,6m)
SC87
Caisse 02 (6m,12m)
SC87
Caisse 03 (12m,18m)
SC87
Caisse 04 (18m,24m)
Remblai
Argile limoneuse sableuse graveleuse jaunatre à marron claire
Argile limoneuse peu sableuse peu graveleuse marron claire
Argile sableuse peu limoneuse peu graveleuse marron claire
Argile avec peu de sable et trace de limons marron foncé
Argile limoneuse graveleuse peu sableuse marron foncé
Argile limoneuse sableuse graveleuse marron foncé
Argile limoneuse peu sableuse
Argile limoneuse sableuse avec peu de graviers marron foncé à brunatre
Argile avec trace de marne peu limoneuse brunatre
Argile sableuse peu limoneuse peu graveleuse marron foncé
Argile avec trace de sable et trace de limons brunatre à marron foncé
Argile marneuse sableuse peu limoneuse marron claire à brunatre
Fin du forage à une profondeur de 48 m

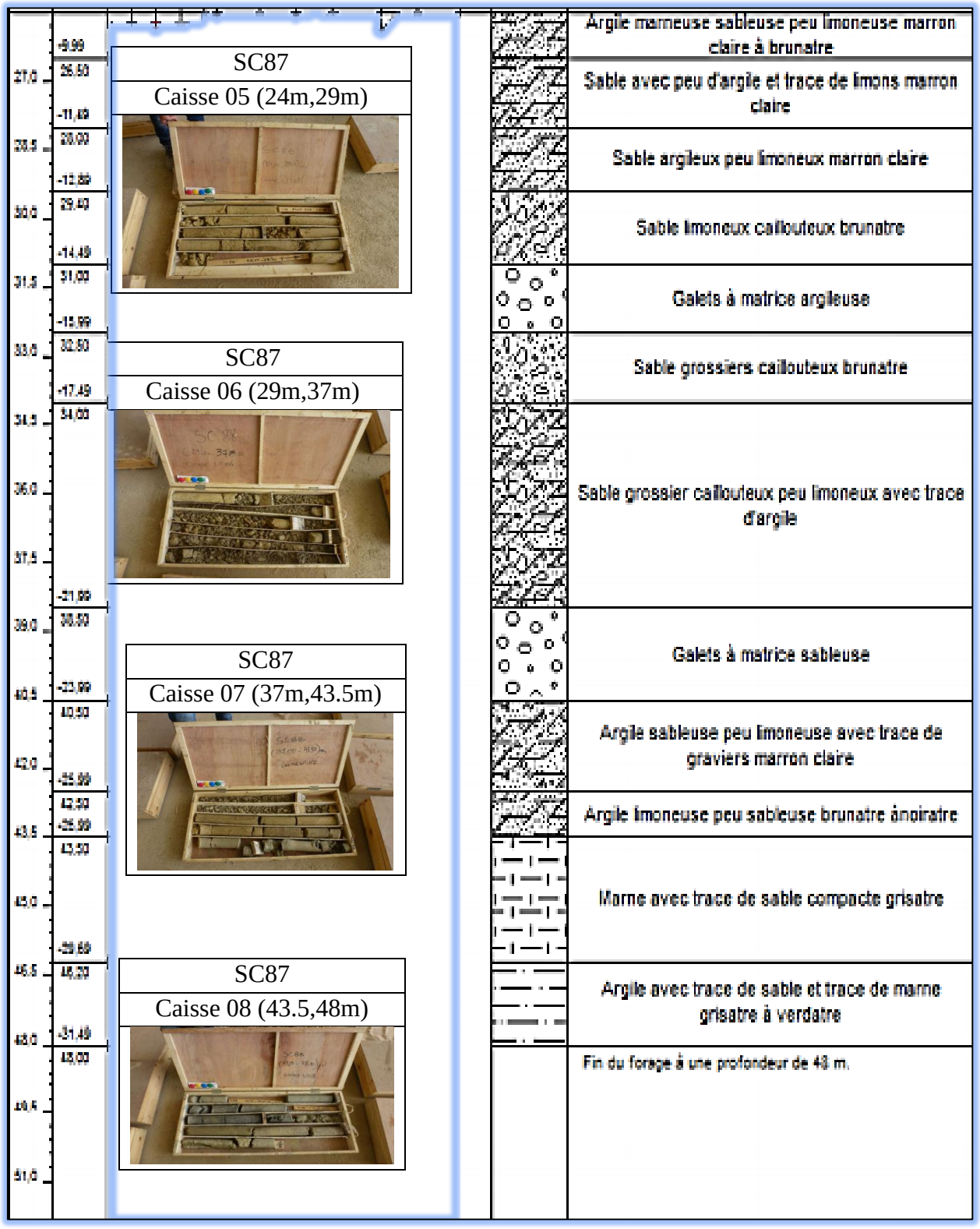
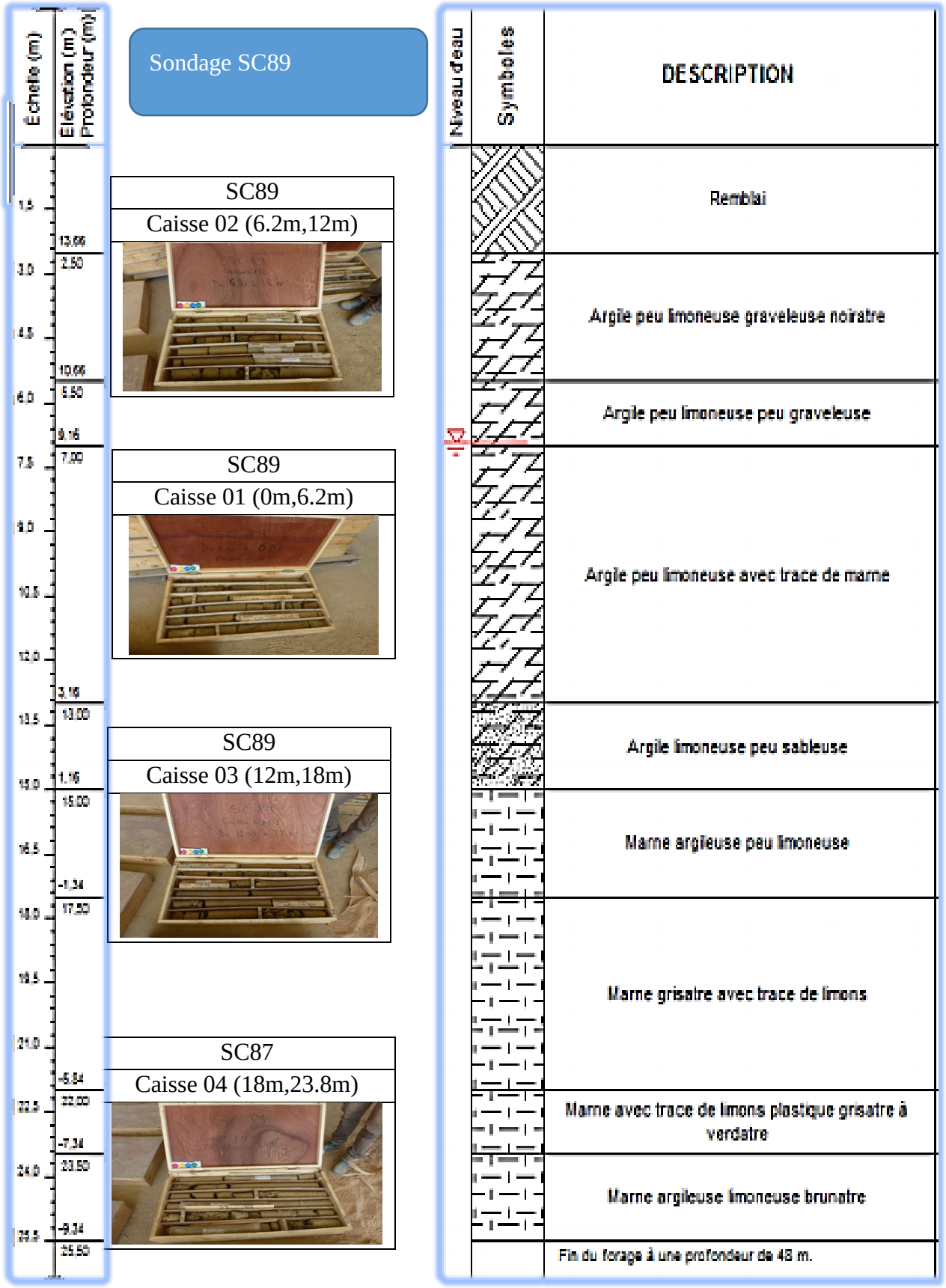


Figure C. 7: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC88.

ANNEXE C


Échelle (m)
Élévation (m) Profondeur (m)
Sondage SC89
SC89
Caisse 02 (6.2m,12m)
SC89
Caisse 01 (0m,6.2m)
SC89
Caisse 03 (12m,18m)
SC87
Caisse 04 (18m,23.8m)
Niveau d'eau
Symboles
DESCRIPTION
Remblai
Argile peu limoneuse graveleuse noirâtre
Argile peu limoneuse peu graveleuse
Argile peu limoneuse avec trace de marne
Argile limoneuse peu sableuse
Marne argileuse peu limoneuse
Marne grisâtre avec trace de limons
Marne avec trace de limons plastique grisâtre à verdâtre
Marne argileuse limoneuse brunâtre
Fin du forage à une profondeur de 48 m.

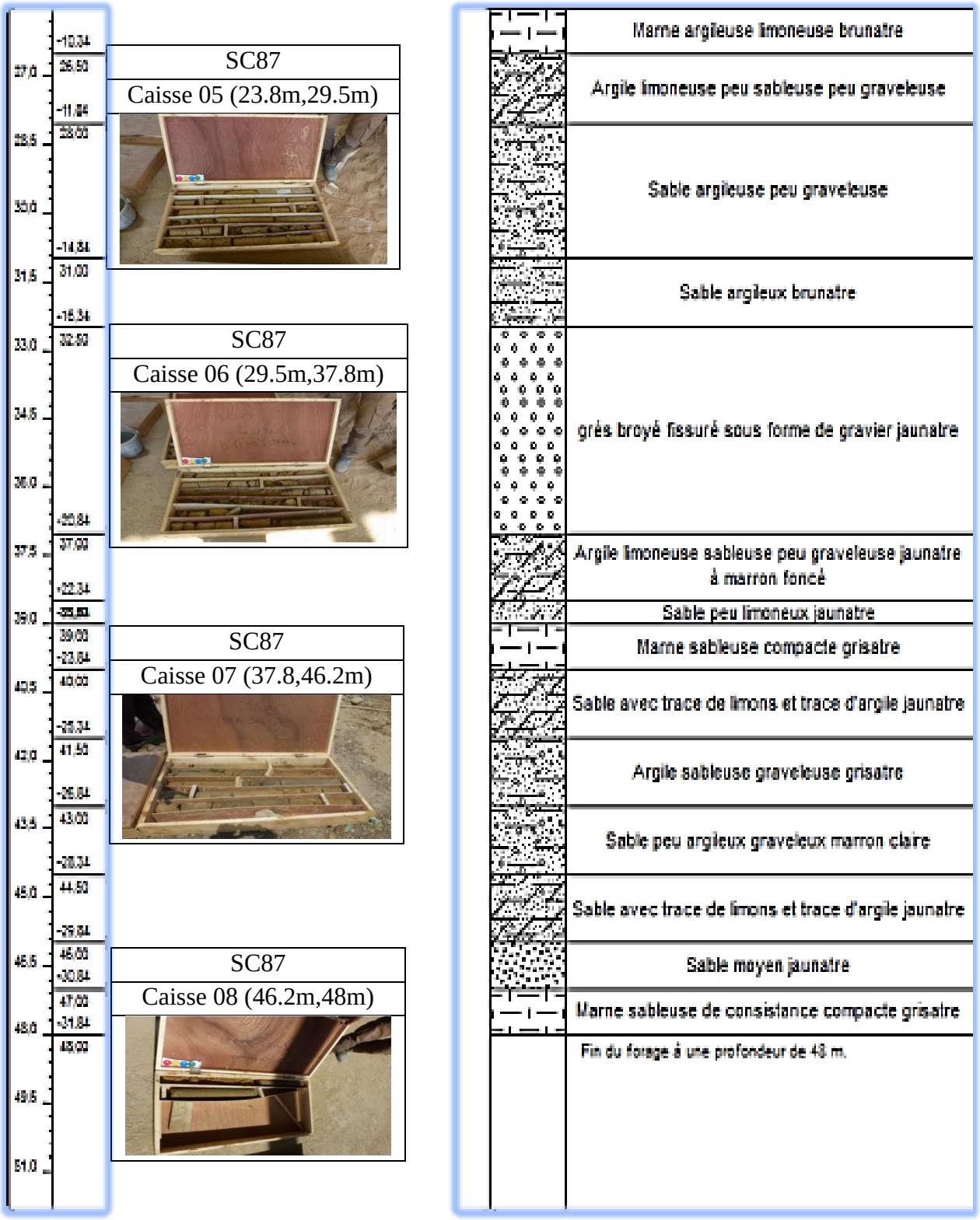


Figure C. 8: Répartition lithologique dans le sol selon le sondage SC89.

ANNEXE C

Partie 02 : les lectures piézométriques.

Tableau C. 1: Résumer partie 1 des lectures piézométriques.

Sondage	SC86		SC87		SC89	
Niveaux terrain	16,2		15,9		16,2	
Profondeur zone percée	6,0 - 15,0		28,5 - 34,0		31,0 - 42,0	
Niveaux zone percée	10,2	1,2	-12,6	-18,1	-14,8	-25,8
Date	Lectures					
	Prof.(m)	Niveaux (m)	Prof.(m)	Niveaux (m)	Prof.(m)	Niveaux (m)
30-07-2015	5,2	11,0	-	-	7,2	8,9
02-08-2015	5,2	11,0	-	-	7,5	8,6
03-08-2015	5,2	11,0	11,4	4,5	10,1	6,1
04-08-2015	5,6	10,6	17,8	-1,9	10,0	6,1
05-08-2015	5,6	10,6	18,1	-2,2	10,1	6,0
06-08-2015	5,4	10,8	18,5	-2,6	10,7	5,5
10-08-2015	5,5	10,7	19,1	-3,2	10,5	5,7
11-08-2015	5,5	10,7	18,8	-2,9	8,5	7,7
20-08-2015	5,7	10,5	18,9	-3,0	9,2	6,9
27-08-2015	5,5	10,7	18,1	-2,2	8,8	7,3
03-09-2015	5,8	10,4	18,1	-2,2	8,9	7,2
10-09-2015	5,8	10,4	18,1	-2,2	9,2	6,9
17-09-2015	6,0	10,2	18,1	-2,2	9,3	6,8
28-09-2015	6,3	9,9	18,3	-2,4	9,5	6,7
06-10-2015	6,4	9,8	18,3	-2,4	9,5	6,6
12-10-2015	6,1	10,1	18,3	-2,4	9,3	6,9
19-10-2015	6,2	10,0	18,2	-2,3	9,2	6,9

Tableau C. 2: Résumer partie 2 des lectures piézométriques.

Sondage	SC86		SC87		SC89	
Niveaux terrain	16,2		15,9		16,2	
Profondeur zone percée	6,0 - 15,0		28,5 - 34,0		31,0 - 42,0	
Niveaux zone percée	10,2	1,2	-12,6	-18,1	-14,8	-25,8
Date	Lectures					
	Prof.(m)	Niveaux (m)	Prof.(m)	Niveaux (m)	Prof.(m)	Niveaux (m)
26-10-2015	7,8	8,4	18,0	-2,1	8,4	7,8
02-11-2015	7,8	8,4	17,7	-1,8	8,4	7,7
09-11-2015	6,4	9,8	17,8	-1,9	8,8	7,4
12-11-2015	7,2	9,0	18,0	-2,1	9,1	7,1
14-11-2015	6,6	9,6	17,9	-2,0	11,0	5,2
16-11-2015	8,7	7,5	17,6	-1,7	11,0	5,2
25-11-2015	6,6	9,6	17,4	-1,5	10,9	5,3
01-12-2015	6,1	10,1	17,4	-1,5	10,1	6,0
07-12-2015	6,1	10,1	17,3	-1,4	10,1	6,0
14-12-2015	6,4	9,8	17,3	-1,4	10,2	5,9
23-12-2015	6,5	9,7	17,3	-1,4	12,1	4,1
28-12-2015	6,6	9,6	17,3	-1,4	12,2	4,0
05-01-2016	6,6	9,6	17,2	-1,3	12,1	4,0
12-01-2016	6,7	9,5	17,2	-1,3	11,9	4,3
18-01-2016	6,2	10,0	17,8	-1,9	11,2	5,0
27-01-2016	6,5	9,7	-	-	11,6	4,5
01-02-2016	6,7	9,5	17,5	-1,6	11,1	5,1
08-02-2016	6,3	9,9	17,6	-1,7	10,9	5,2
15-02-2016	5,5	10,7	17,6	-1,7	10,6	5,5
24-02-2016	5,7	10,5	18,1	-2,2	10,7	5,5

. Partie 03 : les résultats d'essai SPT

Tableau C. 3: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages d'APD S46 et S47.

Phase	Sondage			N_S	N_6	$(N_1)_6$
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
APD	S46	4	4,5	20	16	-
		6	6,5	26	23	-
		8	8,5	23	20	-
		10	10,5	21	19	-
		12	12,5	12	11	-
		14	14,5	13	12	-
		16	16,5	R	-	-
		18	18,5	R	-	-
		20	20,5	R	-	-
		22	22,5	R	-	-
		24	24,5	R	-	-
		26	26,5	R	-	-
		28	28,5	R	-	-
		30	30,5	24	22	-
		30,5	31	28	-	13
	S47	4	4,5	13	10	-
		6	6,5	21	18	-
		7	7,5	24	21	-
		10	10,5	20	18	-
		12	12,5	25	23	-
		14	14,5	23	21	-
		16	16,5	21	19	-
		18	18,5	17	16	-
		20	20,5	17	16	-
		22	22,5	16	15	-
		24	24,5	19	17	-
		26	26,5	19	17	-

Phase	Sondage			N_S	N_6	$(N_1)_6$
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
Étude Géotechnique Terminal Aéroport	B4	3	3,6	7	6	-
		6,7	7,3	12	11	-
		9,6	11,2	24	22	-
		12,4	13	17	16	-
	B7	3,4	4	20	18	-
		6,9	7,5	30	28	-
		10,9	11,5	13	12	-
		14,2	14,6	R	-	-
		28	28,6	41	38	-
	B8	3,4	4	38	35	-

ANNEXE C

Tableau C. 4: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages d'CPC (SC85,SC86).

Phase	Sondage			N_S	N_6	$(N_1)_6$
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	SC85	1	1,5	21	14	-
		3	3,5	33	23	-
		4,5	5	R	-	-
		6	6,5	R	-	-
		7,5	8	R	-	-
		9	9,5	34	30	-
		10,5	11	15	14	-
		12	12,5	15	14	-
		13,6	14,1	12	11	-
		15,2	15,7	11	10	-
		16,7	17,2	22	20	-
		18,1	18,6	18	17	-
		19,8	20,2	12	11	-
		21,8	22,2	49	45	-
		23,1	23,6	14	13	-
		24,4	24,8	32	29	-
		26,3	26,7	32	29	-
		27,8	28,2	45	41	-
		29,3	29,7	46	42	-
		30,7	31,2	31	28	-
		32,2	32,7	R	-	-
		33,7	34,2	R	-	-
		36,7	37,2	R	-	-
	SC86	1,5	2	13	9	-
		3	3,5	14	10	-
		4,5	5	20	16	-
		6	6,5	20	17	-
		7,5	8	14	12	-
		9	9,5	17	15	-
		10,5	11	10	9	-
		12	12,5	14	13	-
		13,5	14	21	19	-
		15	15,5	38	35	-
		16,5	17	21	19	-
		18	18,5	58	53	-
		19,5	20	36	33	-
		21	21,5	36	33	-

Phase	Sondage			N_S	N_6	$(N_1)_6$
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	SC86	22,5	23	19	17	-
		24	24,5	35	32	-
		25,5	26	24	22	-
		27	27,5	54	50	-
		28,5	29	20	18	-
		30	30,5	R	-	-
		31,5	32	12	-	6
		33	33,5	25	-	11
		34,5	35	22	20	-
		36	36,5	R	-	-
		37,5	38	R	-	-
		39	39,5	42	39	-
		40,5	41	R	-	-
		42	42,5	29	27	-
		43,5	44	49	45	-
		45	45,5	54	50	-
		47	47,5	R	-	-

ANNEXE C

Tableau C. 5: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages d'CPC (SC87, SC88).

Phase	Sondage			N_S	N_6	$(N_1)_6$
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	SC87	1,5	2	5	3	-
		3	3,5	14	10	-
		4,5	5	23	18	-
		6	6,5	38	33	-
		7,5	8	8	7	-
		9	9,5	14	12	-
		10,5	11	12	11	-
		12	12,5	14	13	-
		13,5	14	8	7	-
		15	15,5	17	16	-
		16,5	17	7	6	-
		18	18,5	31	28	-
		19,5	20	43	39	-
		21	21,5	15	14	-
		22,5	23	14	13	-
		24	24,5	18	17	-
		25,5	26	35	32	-
		27	27,5	11	10	-
		28,5	29	8	7	-
		30	30,5	49	45	-
		31,5	32	38	35	-
		33	33,5	9		4
		34,5	35	13	12	-
		36	36,5	13	12	-
		37,5	38	14	13	-
		39	39,5	21	19	-
		40,5	41	25	23	-
		42	42,5	17	16	-
		43,5	44	R	-	-
		45	45,5	37	34	-
		46,5	47	48	44	-
		48	48,5	20	18	-

Phase	Sondage			N_S	N_6	$(N_1)_6$
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	SC88	1	1,5	27	19	-
		2,5	3	18	12	-
		4	4,5	28	22	-
		5,5	6	28	22	-
		7	7,5	25	22	-
		8,5	9	27	24	-
		10	10,5	30	28	-
		11,5	12	26	24	-
		13	13,5	26	24	-
		14,5	15	26	24	-
		16	16,5	26	24	-
		17,5	18	27	25	-
		19	19,5	26	24	-
		20,5	21	R		-
		22	22,5	29	27	-
		23,5	24	R	-	-
		25	25,5	47	43	-
		26,5	27	40	37	-
		28	28,5	37	34	-
		29,5	30	R	-	-
		31	31,5	15	-	7
		32,5	33	34	31	-
		34	34,5	R	-	-
		35,5	36	R	-	-
		37	37,5	R	-	-
		38,5	39	R	-	-
		40	40,5	R	-	-
		41,5	42	33	30	-
		43	43,5	46	42	-
		44,5	45	15	14	-
		46	46,5	20	18	-
		47,5	48	19	17	-

Tableau C. 6: Les résultats de l'essai SPT pour le sondage CPC (SC89).

Phase	Essai SPT						
	Sondage			N_S	N_6	$(N_1)_6$
	Code	Profondeur (m)				
		Debout	Fin			
Campagne de Prospection Complémentaire	SC89	1	1,5	R	-	-
		2,5	3	18	12	-
		4	4,5	45	35	-
		5,5	6	34	26	-
		7	7,5	19	17	-
		8,5	9	22	19	-
		10	10,5	24	22	-
		11,5	12	20	18	-
		13	13,5	29	27	-
		14,5	15	31	28	-
		16	16,5	24	22	-
		17,5	18	43	39	-
		19	19,5	29	27	-
		20,5	21	47	43	-
		22	22,5	56	51	-
		23,5	24	46	42	-
		25	25,5	R	-	-
		26,5	27	54	50	-
		28	28,5	R	-	-
		29,5	30	R	-	-
		31	31,5	21	-	10
		32,5	33	52	-	24
		34	34,5	37	-	17
		35,5	36	R	-	-
		37	37,5	48	44	-
		38,5	39	46	42	-
		40	40,5	R	-	-
		41,5	42	R	-	-
		43	43,5	R	-	-
		44,5	45	R	-	-
		46	46,5	R	-	-
		47,5	48	42	39	-

ANNEXE C

Les graphes d'essai SPT.

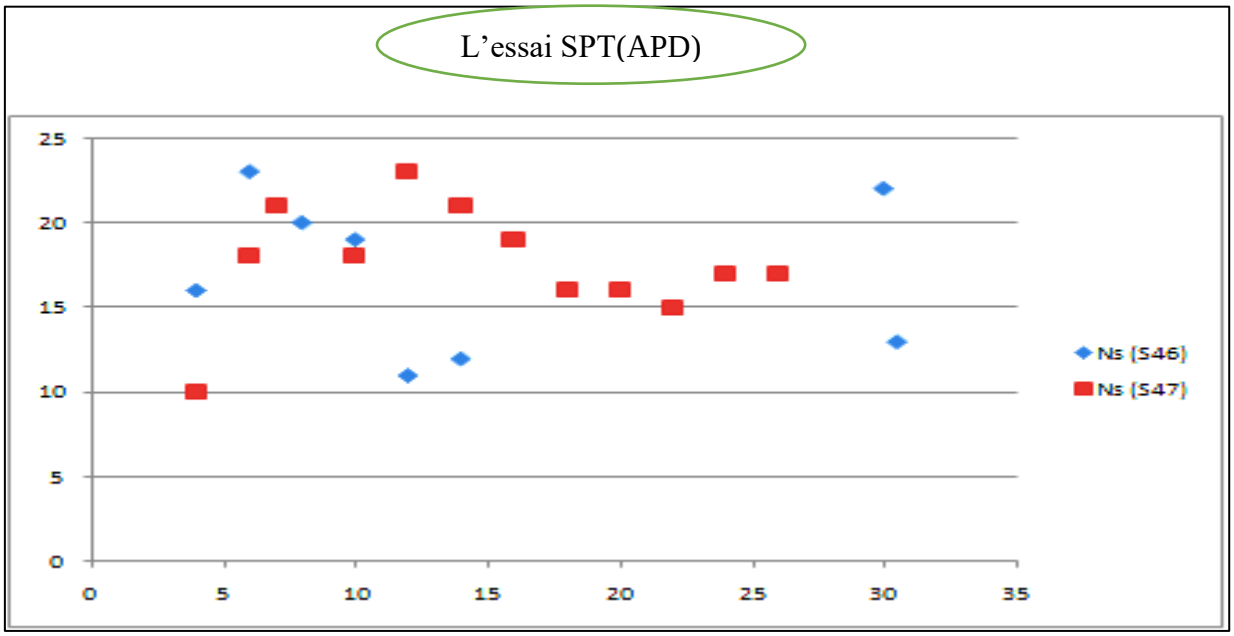


Figure C. 9: Variation du nombre de coups Nspt en fonction de la profondeur dans la phase APD.

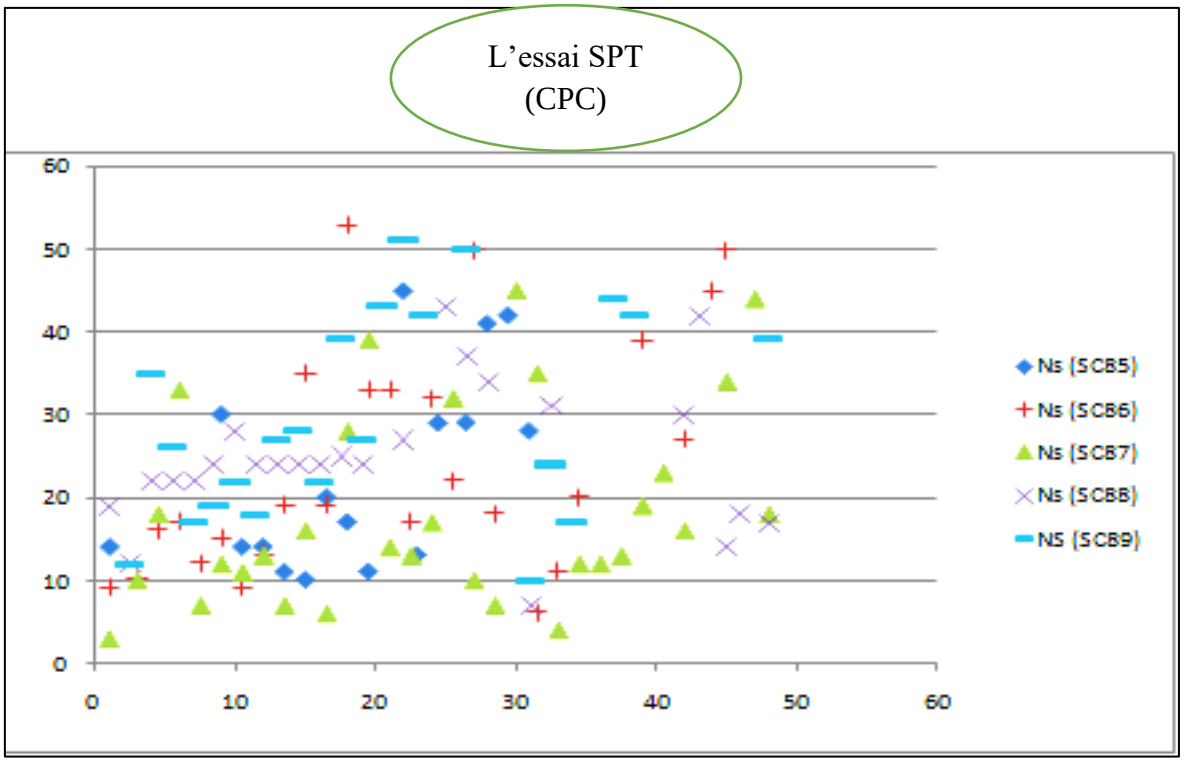


Figure C. 10: Variation du nombre de coups Nspt en fonction de la profondeur dans la phase CPC.

Tableau C. 7: Classification de Terzaghi et Peck (1967).

Etats du sol	Nombre de coups
Trés lâche	<4
lâche	4 à 10
Moyennement dense	10 à 30
dense	30 à 50
très dense	>50

Partie 04 : les graphes d'essai Pressiométrique.

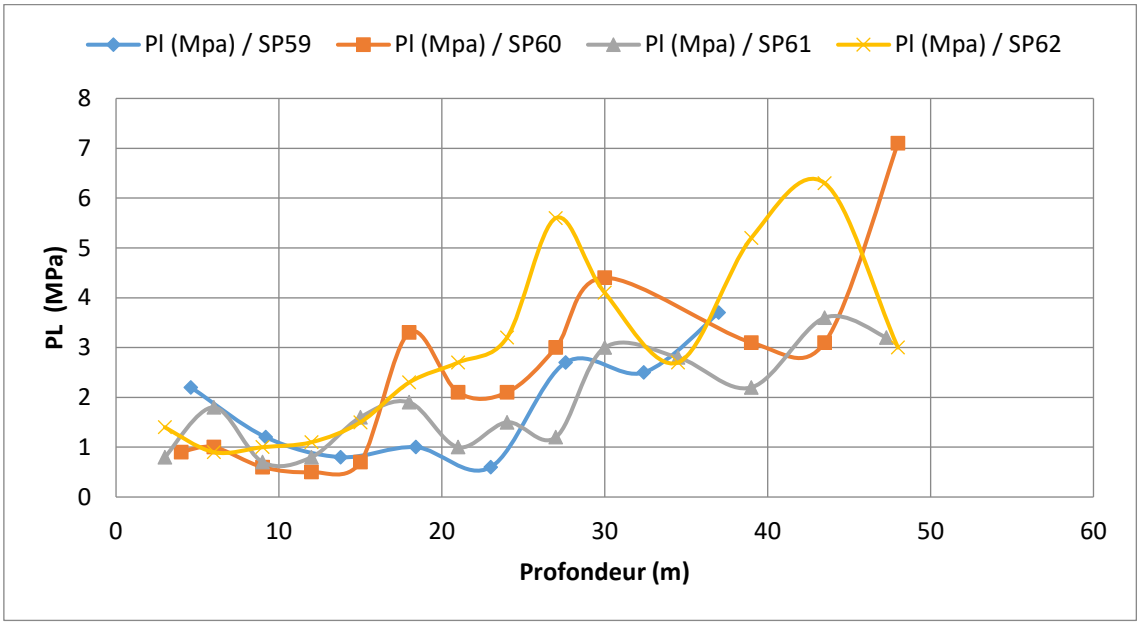


Figure C. 11: Présentation graphique des valeurs de Pl obtenues de l'essai PMT pour les sondages du CPC.

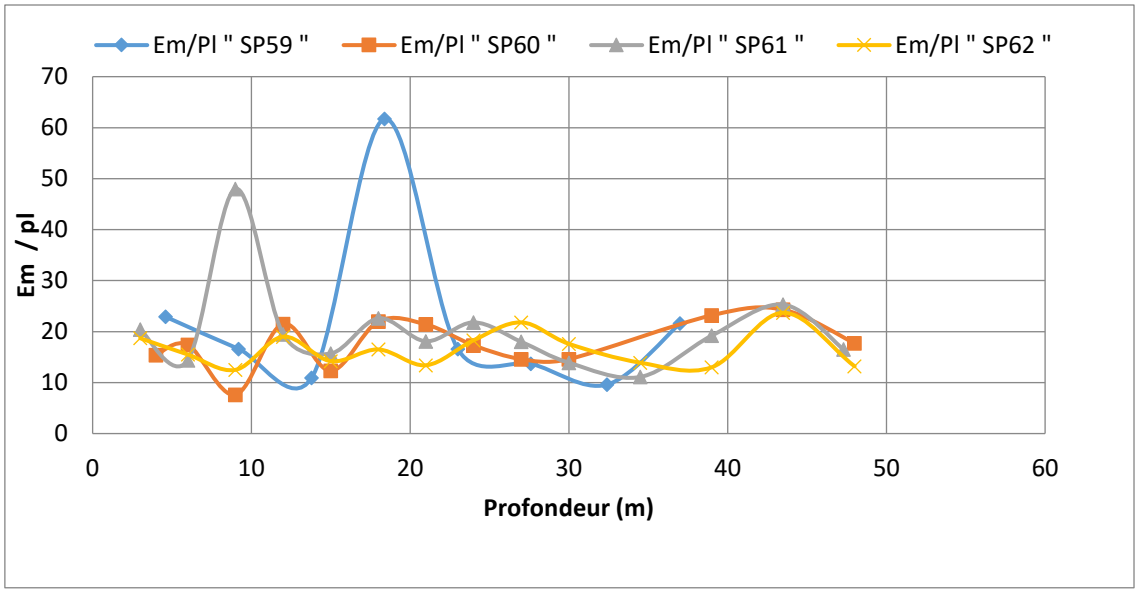


Figure C. 12: Présentation graphique des valeurs de Em/Pl obtenues de l'essai PMT pour les sondages du CPC.

Tableau C. 8: Classification de Menard.

	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
Type	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α	E_m/P_l	α
Surcosolidé ou trés serré	---	--	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement cosolidé ou normalement seréé	---	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lache	---	---	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	---	---

ANNEXE C

Tableau C. 9: Classification DTU 13.12

Classe de sol	Description	Pressiométre Pl (Mpa)
Argile, Limons	A. Argile et limon mous	<0.7
	B.Argiles et limons fermes	1.2-2
	C.Argiles trés fermes à durs	>2.5
Sables, Graves	A.Lache	<0.5
	B.Moyenement compacts	1-2
	C.compacts	>2.5
Craies		
	A.Molles	<0.7
	B.Altéré	1-2.5
	C.Compactes	>3
Marne; Marno-calcaires	A. Tendres	1.5-4
	B.Compactes	> 4.5

Partie 05 : les résultats d'essai Piézométrique.

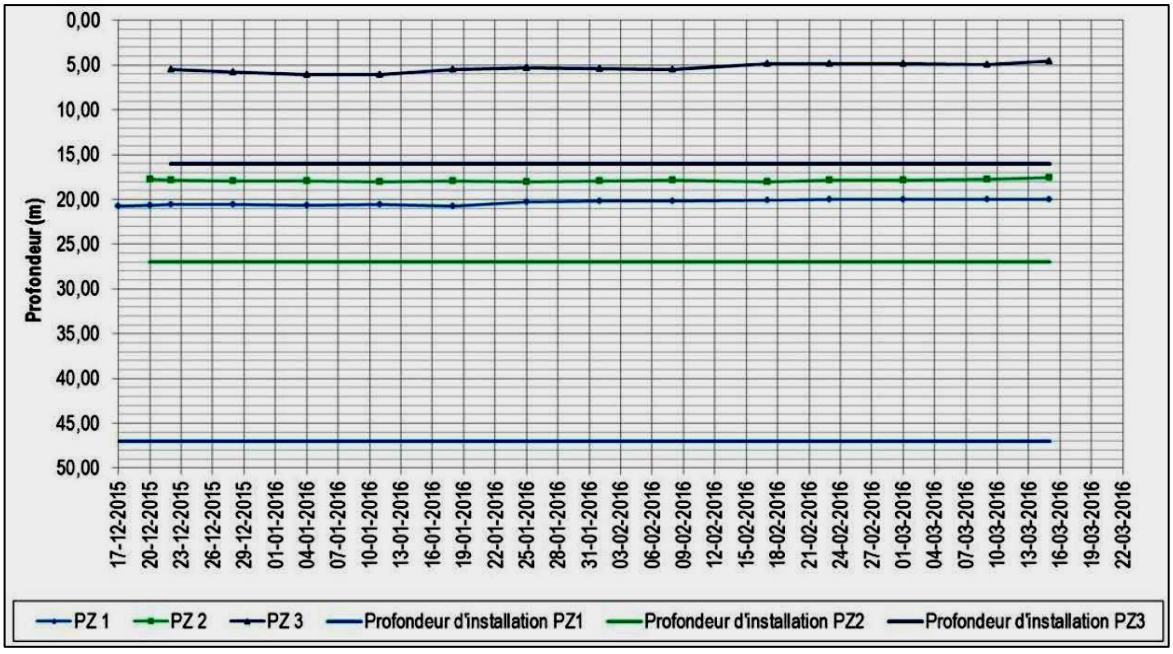


Figure C. 13: Résumer des lectures piézométriques a corde vibrante.

Partie 06 : les graphes d'essai Cross-Hole.

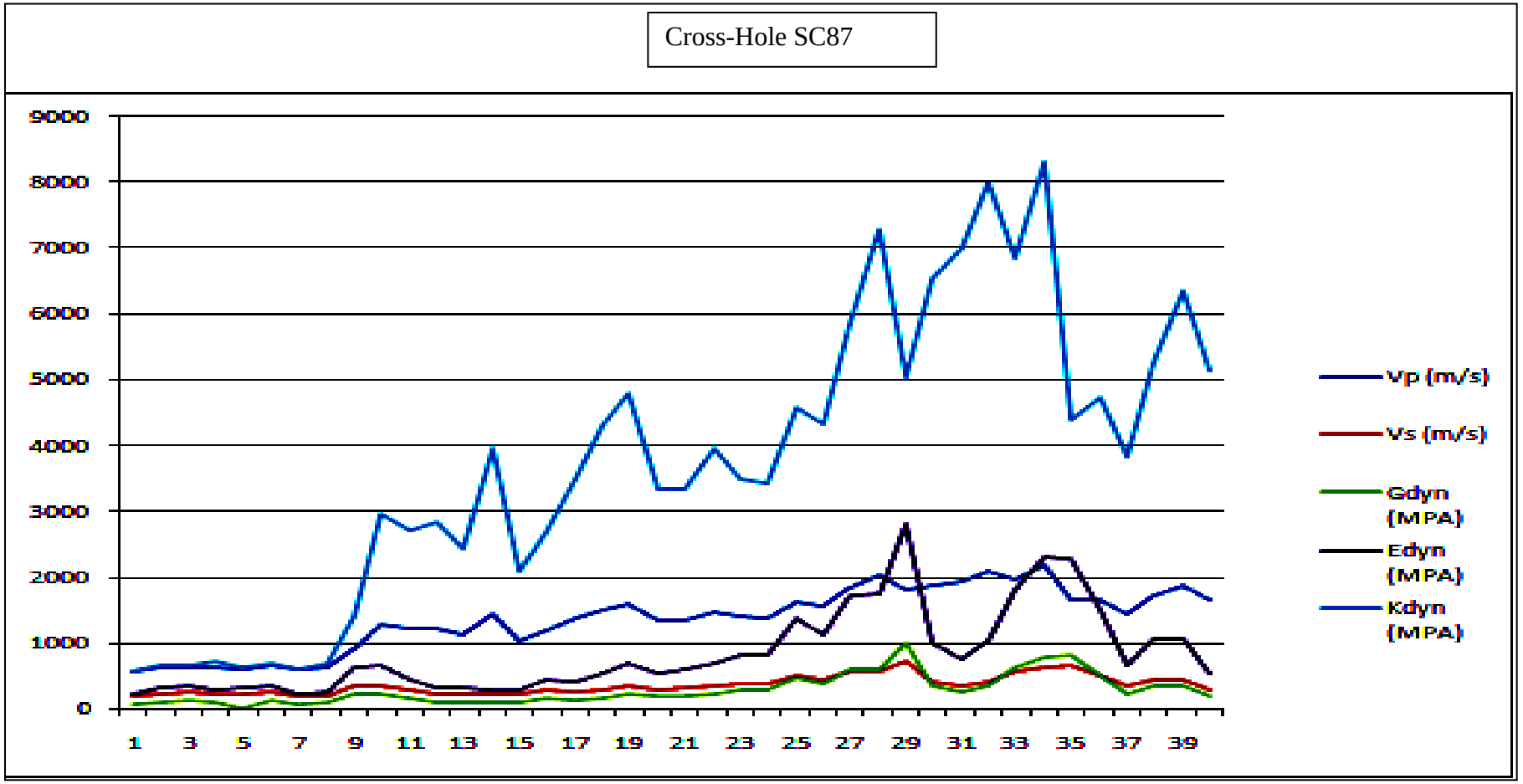


Figure C. 14: Graphe des résultats de l'essai Cross-Hole SC87.

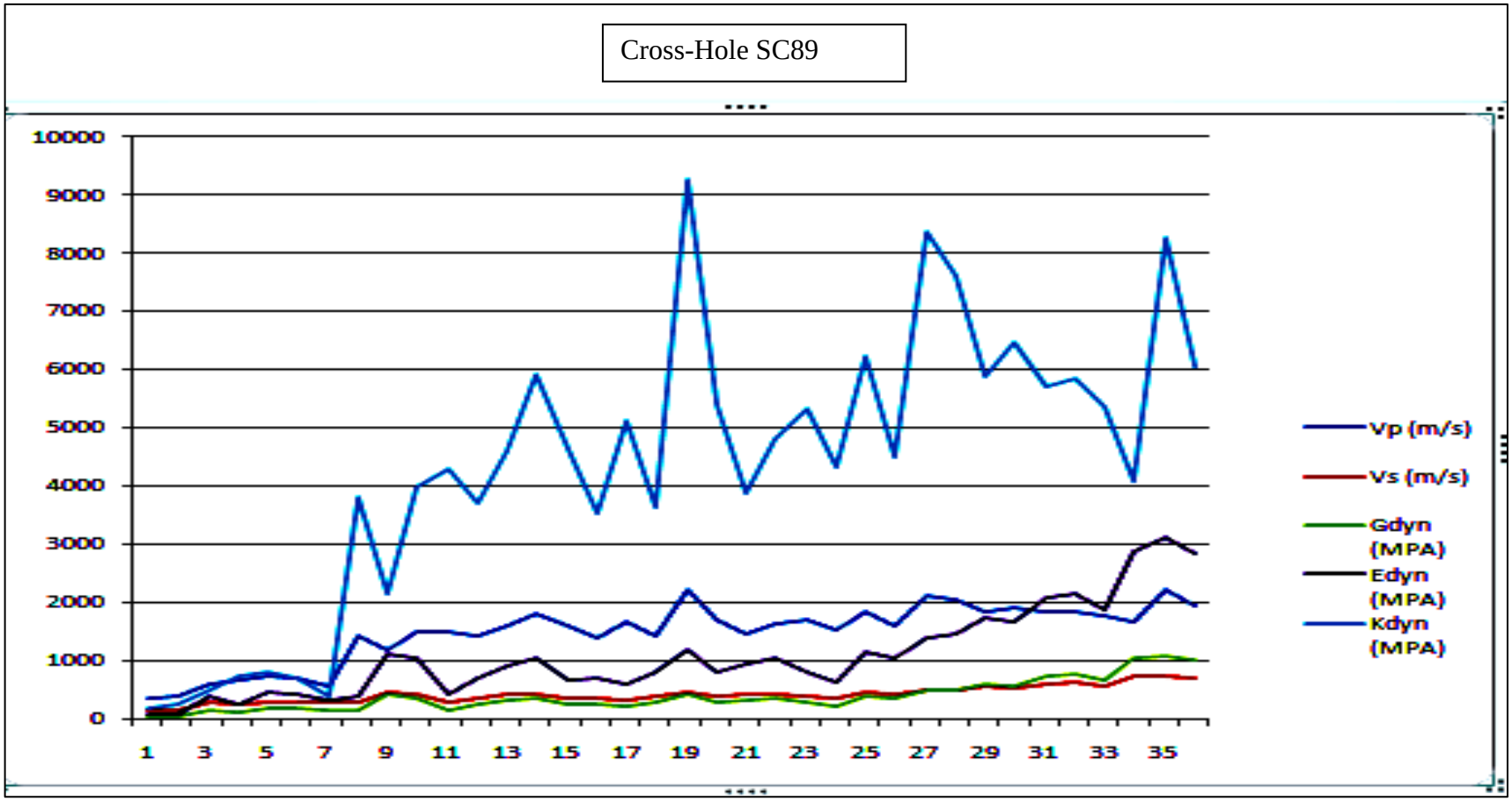


Figure C. 15: Graphe des résultats de l'essai Cross-Hole SC89.

ANNEXE C

Partie 07 : les résultats des essais laboratoires.

Tableau C. 10: Résultats des essais de laboratoire (CPC).

Phase	sondage			Analyse Granulométrique		Teneur en eau	Degré de saturation	Densité des particules solides	Masse Volumique		Limites d'Atterberg				Essai bleu de méthylène
	Code	Profondeur(m)		<5mm	<80mm				humide	sec	WL	WP	IP	IC	VBS
		Debout	Fin	%	%	%	%		kN·m-3	kN·m-3	%	%	%	-	g de bleu/gmatériaux
Campagne de Prospection Complémentaire	SC85	13,00	13,45	100	89	20,0	90,0	2,61	19,9	16,7	49	24	25	1.16	4,13
		16,25	16,50	100	93	19,0	94,0	2,61	20,3	17,0	52	26	26	1.29	3,98
		26,79	27,25	100	84	12,0	86,0	2,62	21,5	19,1	48	24	24	1.5	4,27
	SC86	6,60	7,00	99	75	17,0	96,0	2,61	21,0	18,0	45	28	17	1.64	1,98
		15,05	15,25	99	75	20,0	97,0	2,58	20,4	17,0	41	20	21	1	3,08
		28,00	28,50	99	75	18,0	97,0	2,65	20,8	17,6	42	21	21	1.14	1,93
		33,70	34,50	100	99	20,0	99,0	2,64	20,5	17,1	58	29	29	1.31	2,00
	SC87	11,30	11,80	98	94	22,0	100,0	-	20,5	16,8	53	27	26	1.19	-
		14,00	14,50	98	96	19,0	99,0	2,62	20,7	17,4	55	27	28	1.28	2,70
		19,00	19,50	100	99	25,0	100,0	2,59	20,0	16,0	58	29	29	1.14	4,00
		27,50	28,00	99	75	19,0	95,0	2,67	20,4	17,1	42	21	21	1	1,93
		32,70	33,00	99	75	17,0	79,0	2,65	19,7	17,0	41	20	21	1.14	1,98
	SC88	6,00	6,46	100	97	15,0	95,0	2,60	21,4	18,6	56	28	28	1.46	2,79
		10,98	11,18	-	-	26,0	97,0	-	19,3	15,4	-	-	-	-	-
		16,60	16,95	100	98	16,0	84,0	2,62	20,3	17,5	56	28	28	1.43	2,75
		18,35	18,78	-	-	23,0	100,0	-	20,2	16,5	-	-	-	-	-
		28,17	28,80	100	98	18,0	95,0	2,68	20,8	17,7	55	27	28	1.32	2,20
		38,50	38,73	86	40	14,0	83,0	2,68	20,8	18,3	34	17	17	1.17	1,12
		43,75	44,13	100	96	19,0	97,0	2,57	20,7	17,5	54	27	27	1.29	1,50
	SC89	4,67	5,05	100	97	12,0	58,0	2,62	19,2	17,3	56	28	28	1.57	2,00
		12,00	12,42	100	95	19,0	95,0	2,57	20,5	17,2	55	27	28	1.28	2,85
		22,90	23,40	100	98	21,0	98,0	2,60	20,4	17,0	58	29	29	1.27	2,60

Tableau C. 11: Résultats des essais de laboratoire (APD).

Phase	Sondage			Analyse Granulométrique		Teneur en eau	Degré de saturation	Masse Volumique		Limites d'Atterberg			
	Code	Profondeur(m)		<5mm	<80mm			humide	sec	WL	WP	IP	IC
		Debout	Fin	%	%	%	%	kN·m^{-3}	kN·m^{-3}	%	%	%	-
APD	S46	3,70	4,00	100	89	14,0	94,0	21,2	18,6	43	24	19	1.5
		6,70	7,00	100	80	16,0	100,0	22,0	19,0	50	30	20	1.7
		32,10	32,60	96	81	15,0	99,0	21,4	18,6	52	32	20	1.85
	S47	7,00	7,30	100	82	17,0	100,0	22,5	19,2	51	28	23	1.49
		11,00	11,30	95	84	17,0	100,0	22,0	18,9	54	33	21	1.76
		13,30	14,00	100	96	17,0	100,0	22,6	19,3	-	-	-	-
		18,40	19,00	100	85	18,0	100,0	22,2	18,9	53	6	47	0.74

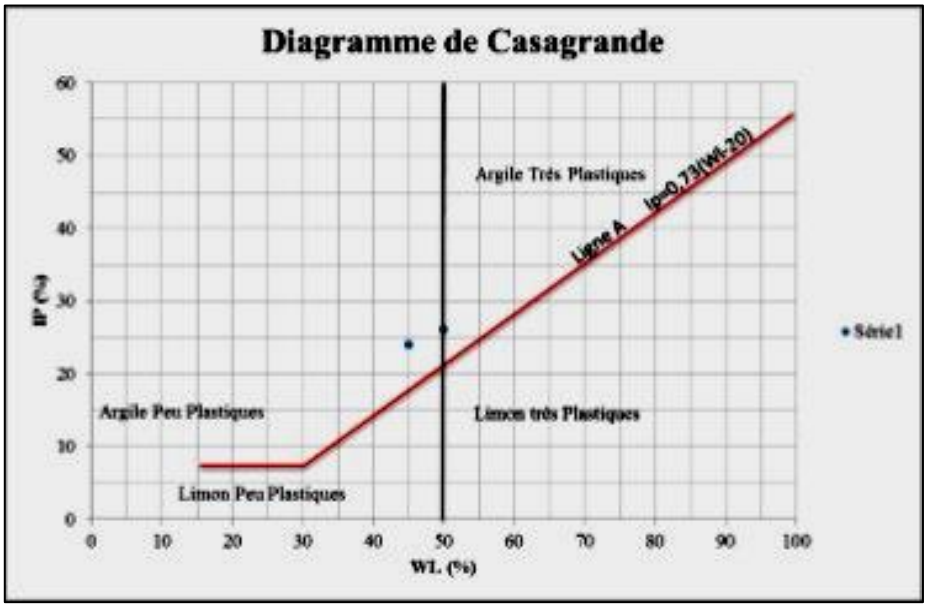


Figure C. 16: Diagramme de Casagrande.

ANNEXE D

Tableau D. 1: Valeurs typiques de c′ et φ' selon Wilun & Starzewski (1975).

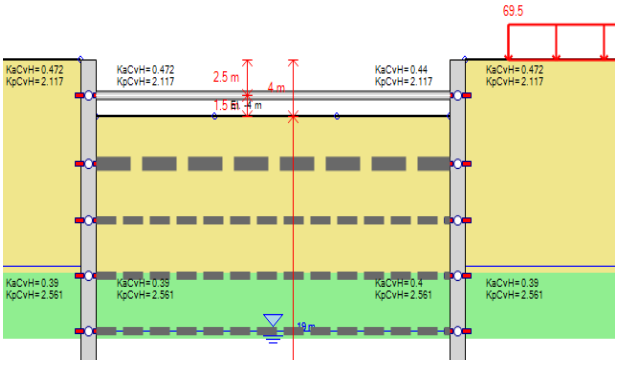
Type of soil				Density index of cohesionless soils			
			I_D=	1·0	0·67	0·33	0
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	ϕ'	45°–40°	40°–37°	37°–35°	
		sands: coarse and medium	ϕ'	40°–38°	38°–35°	35°–32°	
		sands: fine and silty	ϕ'	37°–35°	35°–32°	32°–28°	
	organic	sands, organic	ϕ'	30°–25°	25°–22°	22°–18°	
				Consistency of cohesive soils			
				hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft
				$w = w_p$ I_c = 1·0	0·75	0·50	0·0
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $I < 10\%$	ϕ' c' ϕ_u	28°–24° 40°–30 25°–20°	24°–22° 30–20 20°–16°	22°–19° 20–15 16°–10°	19°–5° 15–2 10°–7°
		clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $I = 10–20\%$	ϕ' c' ϕ_u	26°–22° 50–40 20°–16°	22°–19° 40–30 16°–12°	19°–15° 30–20 12°–7°	15°–12° 20–3 7°–5°
		sand–clays, sand–silt–clays, silt–clays $I = 20–30\%$	ϕ' c' ϕ_u	23°–20° 60–50 15°–12°	20°–17° 50–40 12°–9°	17°–12° 40–30 9°–5°	12°–8° 30–5 5°–2°
		sandy clays, clays, silty clays $I > 30\%$	ϕ' c' ϕ_u	19°–17° 80–60 10°–8°	17°–14° 60–50 8°–5°	14°–5° 50–40 5°–2°	10°–5° 40–10 2°–0°
	organic	organic silts, peats, etc.		all strength parameters to be determined from laboratory tests			

Tableau D. 2: Valeurs de Ka et Kp pour β=0 ; λ=0.

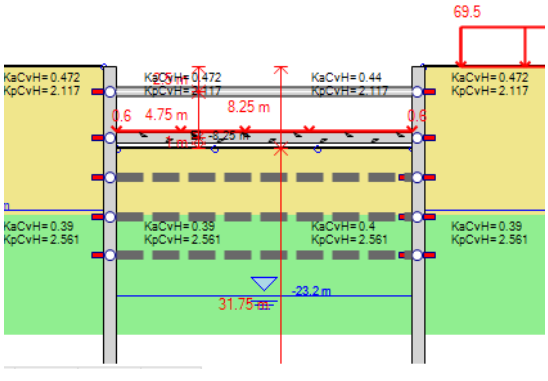
δ/φ φ degrés	−1		−2/3		−1/3		0		1/3		2/3		1	
	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p	K_a	K_p
10	1,06	1,66	0,81	1,59	0,75	1,51	0,70	1,42	0,68	1,31	0,66	1,17	0,65	—
15	1,06	2,2	0,72	2,05	0,64	1,88	0,59	1,70	0,56	1,50	0,54	1,26	0,53	—
20	1,04	3,1	0,64	2,75	0,54	2,40	0,49	2,04	0,46	1,69	0,44	1,33	0,44	—
25	1,02	4,4	0,55	3,70	0,47	3,10	0,41	2,45	0,38	1,92	0,36	1,40	0,37	—
30	0,98	6,5	0,49	5,30	0,38	4,0	0,33	3,00	0,30	2,15	0,30	1,46	0,30	—
35	0,94	10,5	0,40	8,0	0,32	5,4	0,27	3,70	0,25	2,40	0,25	1,51	0,26	—
40	0,88	18	0,34	12	0,26	7,6	0,22	4,60	0,20	2,75	0,20	1,54	0,20	—
45	0,82	35	0,27	20	0,19	11	0,17	5,80	0,16	3,0	0,16	1,58	0,16	—
50	0,75	70	0,22	35	0,15	15	0,14	7,20	0,13	3,5	0,13	1,61	0,13	—

ANNEXE E

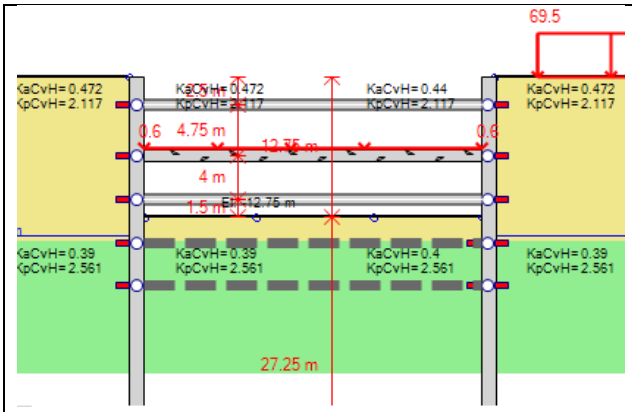
Partie 01 : modélisation les phases d'excavation (DeepXcav).



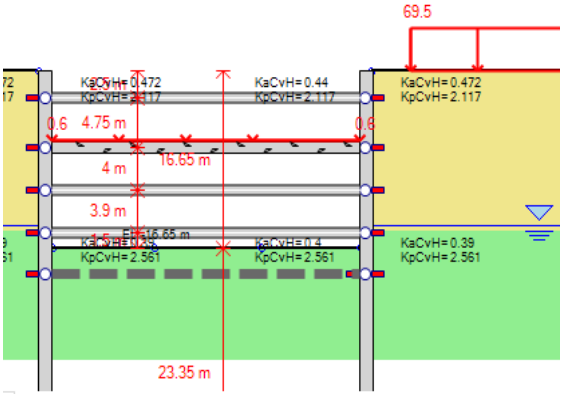
Phase 01



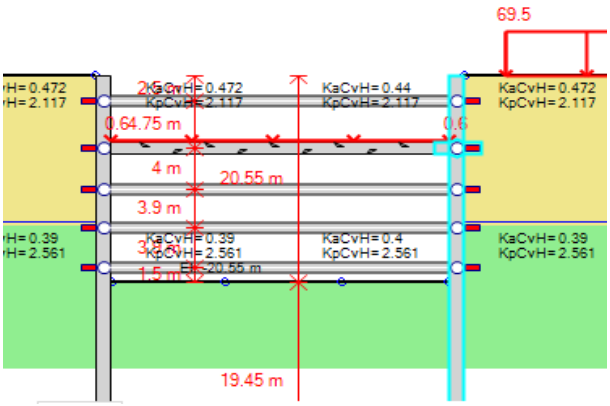
Phase 02



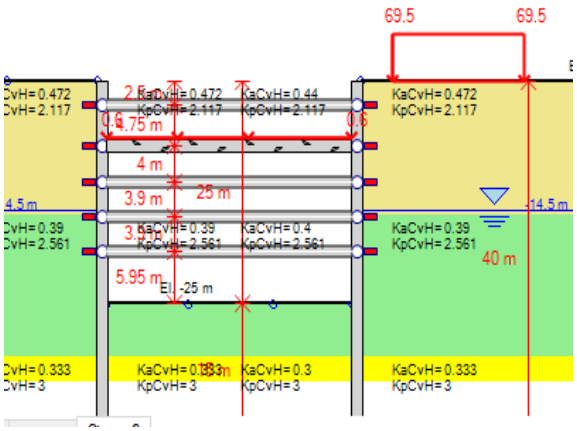
Phase 03



Phase 04



Phase 05



Phase 06

Partie 02 : les graphes du moment fléchissant.

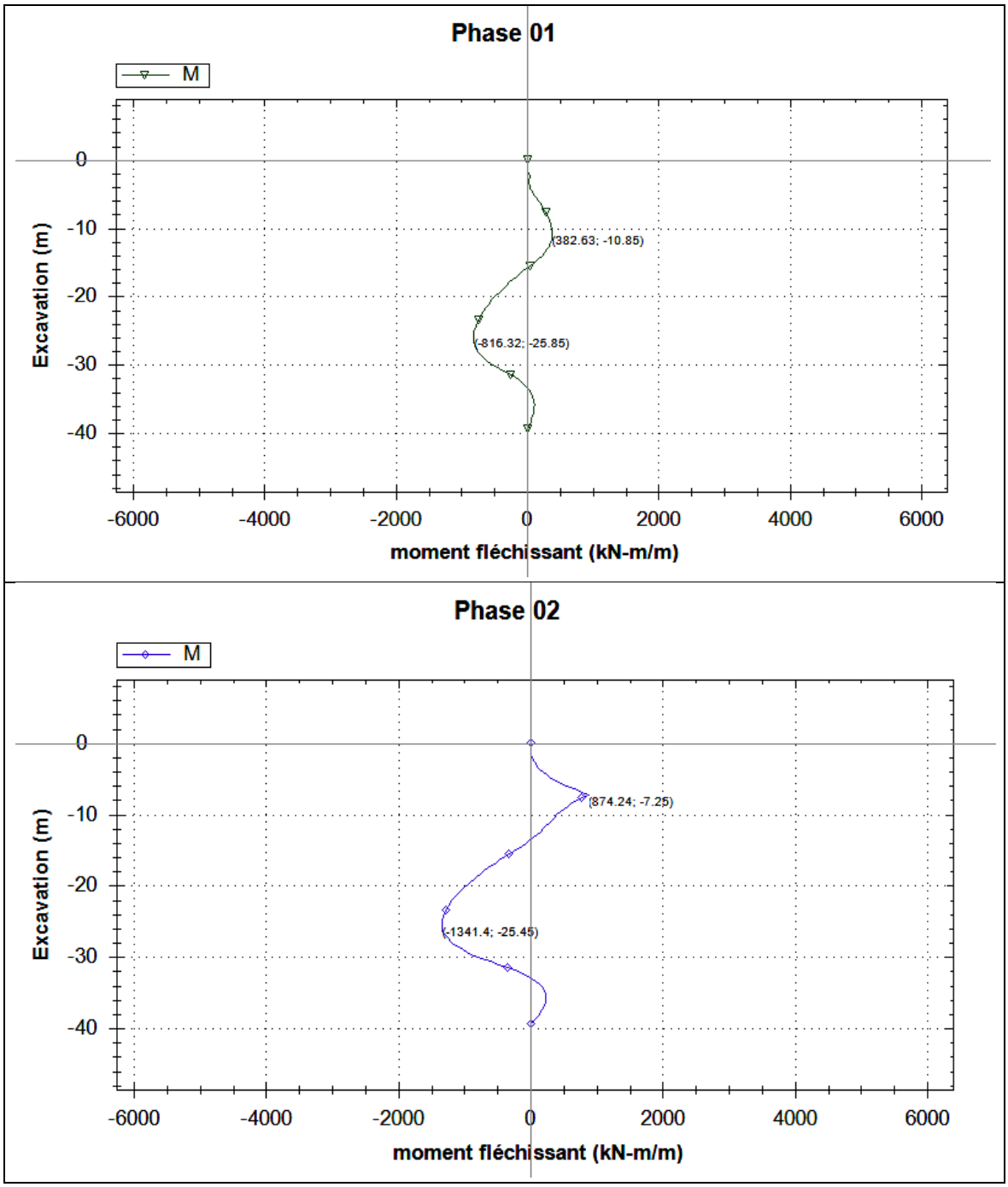


Figure E. 1: graphes des moments obtenus par DeepXcav phase 1 et 2.

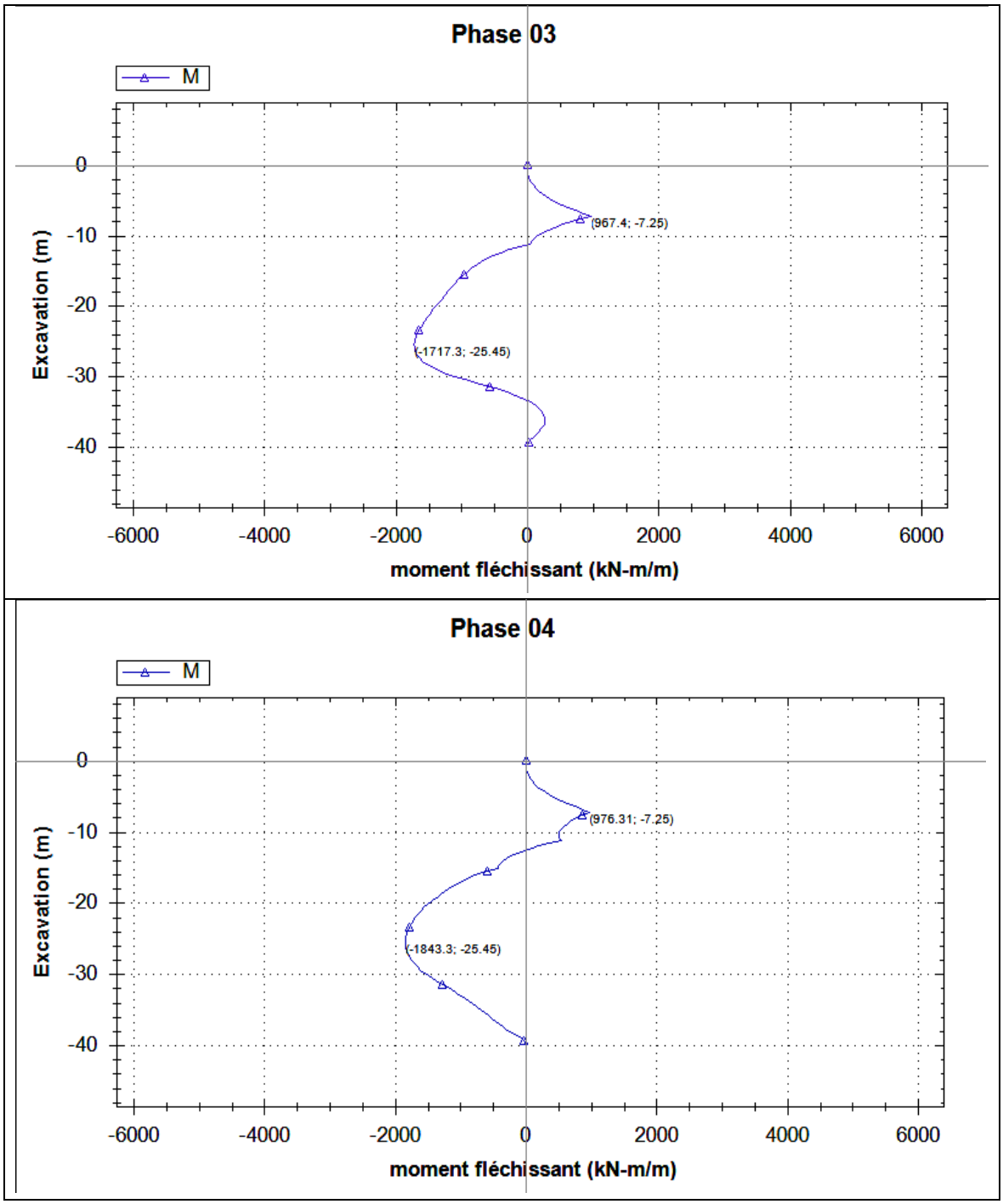


Figure E. 2: graphes des moments obtenus par DeepXcav phase 2 et 4.

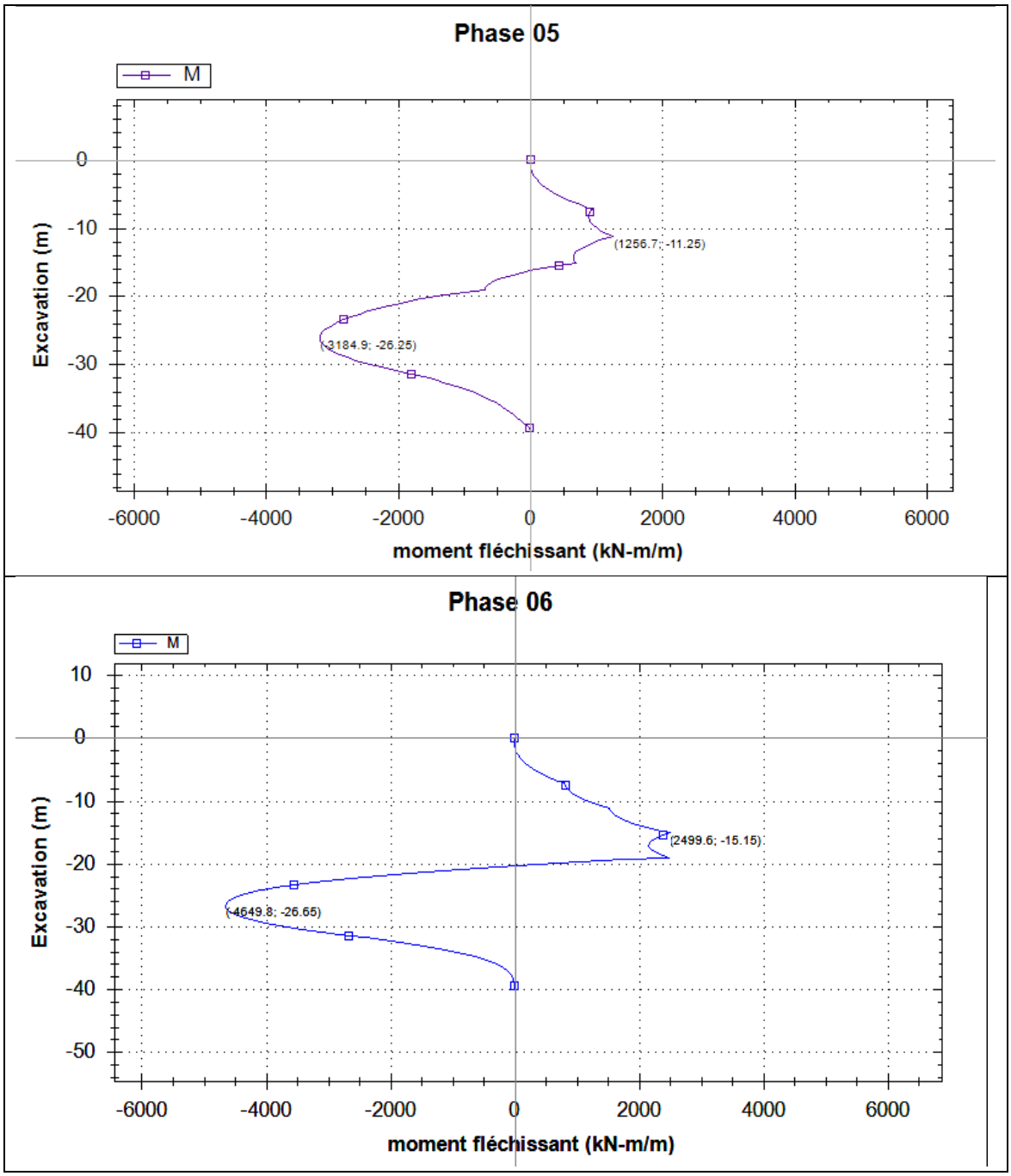


Figure E. 3: graphes des moments obtenus par DeepXcav phase 5 et 6

Partie 03 : les graphes de l'effort tranchant.

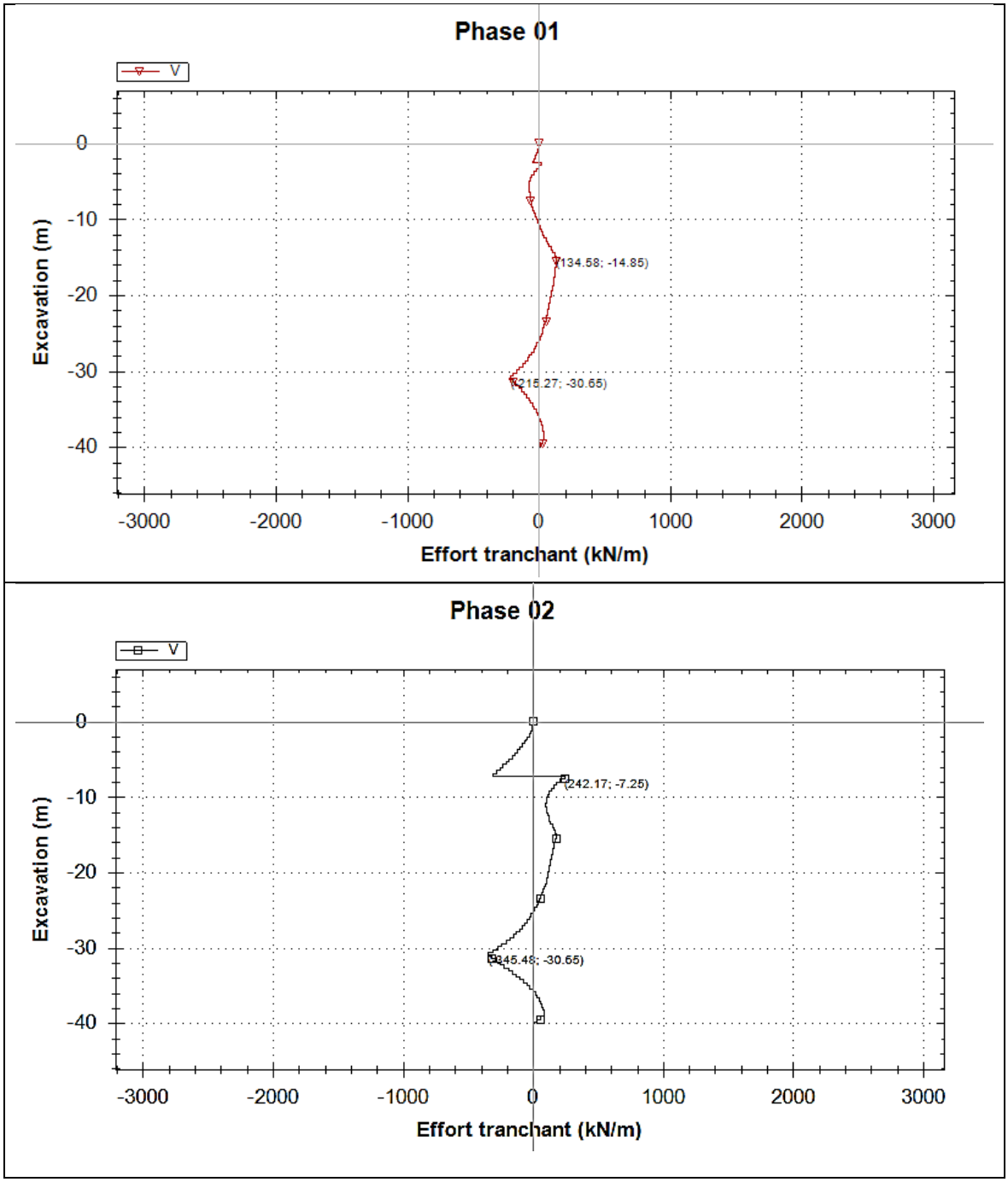


Figure E. 4: graphes des efforts tranchants obtenus par DeepXcav phase 1 et 2

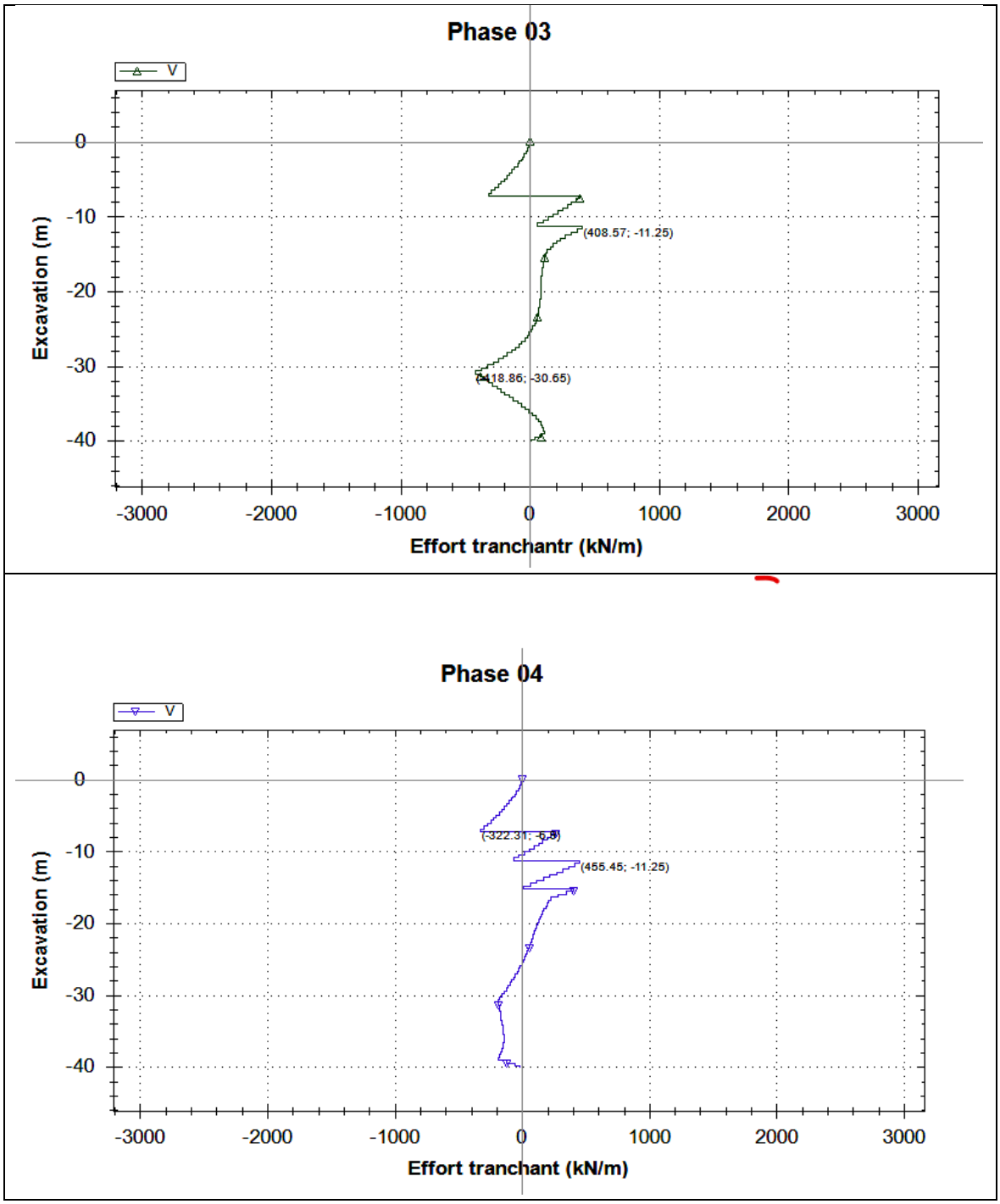


Figure E. 5: graphes des efforts tranchants obtenus par DeepXcav phase 3 et 4.

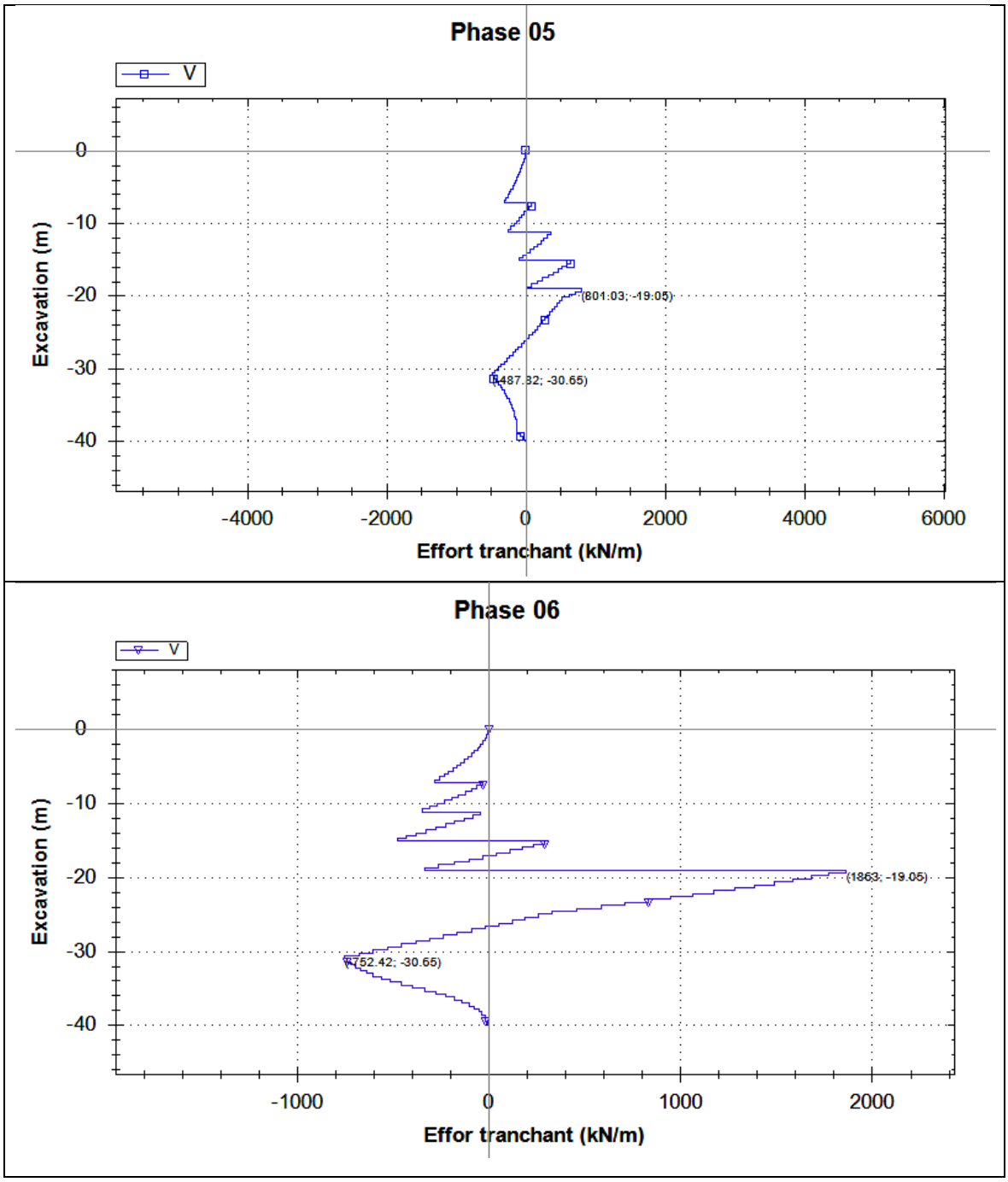


Figure E. 6: graphes des efforts tranchants obtenus par DeepXcav phase 5 et 6.

Partie 04 : les graphes de Déplacement.

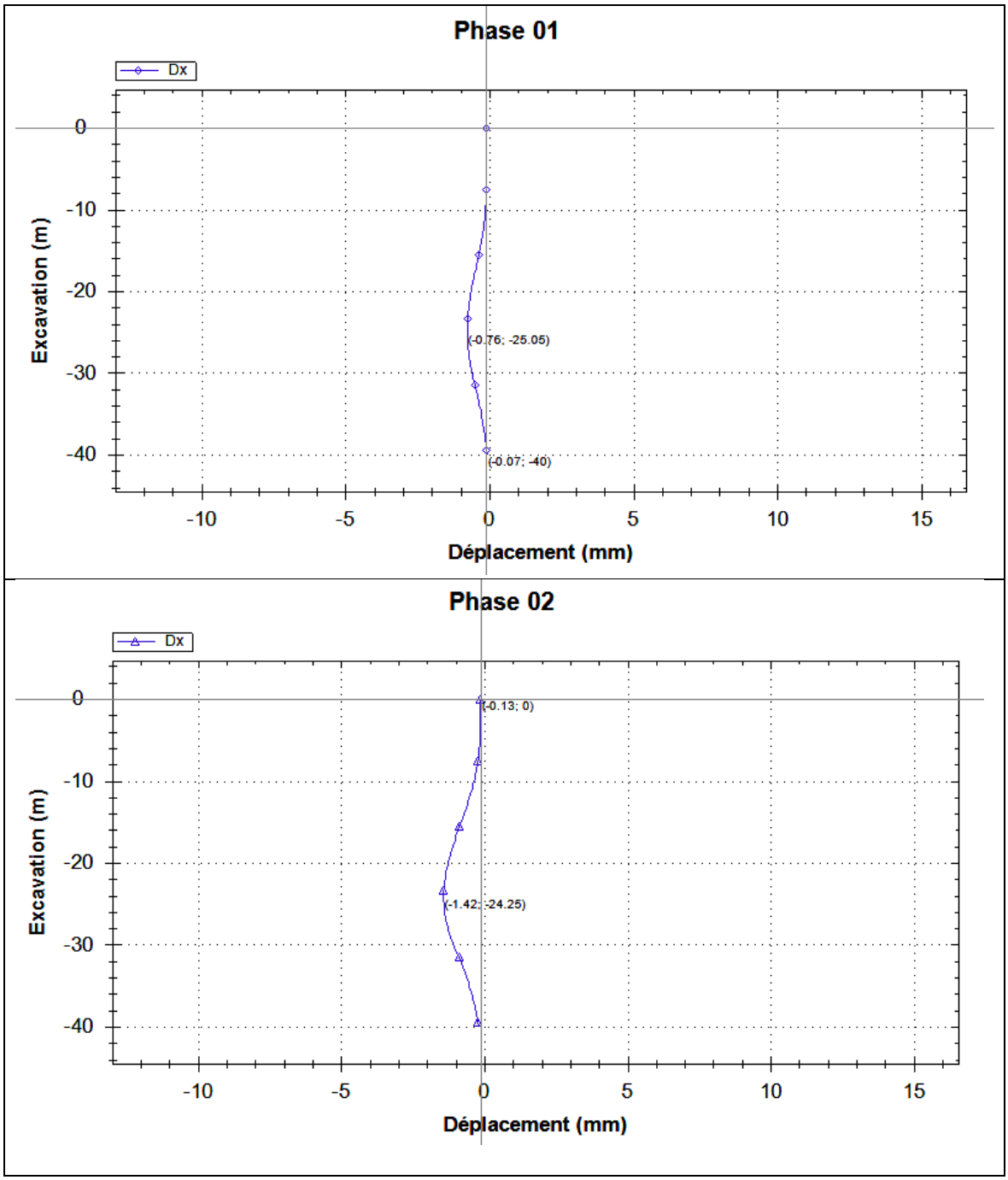


Figure E. 7: graphes des déplacements obtenus par DeepXcav phase 1 et 2.

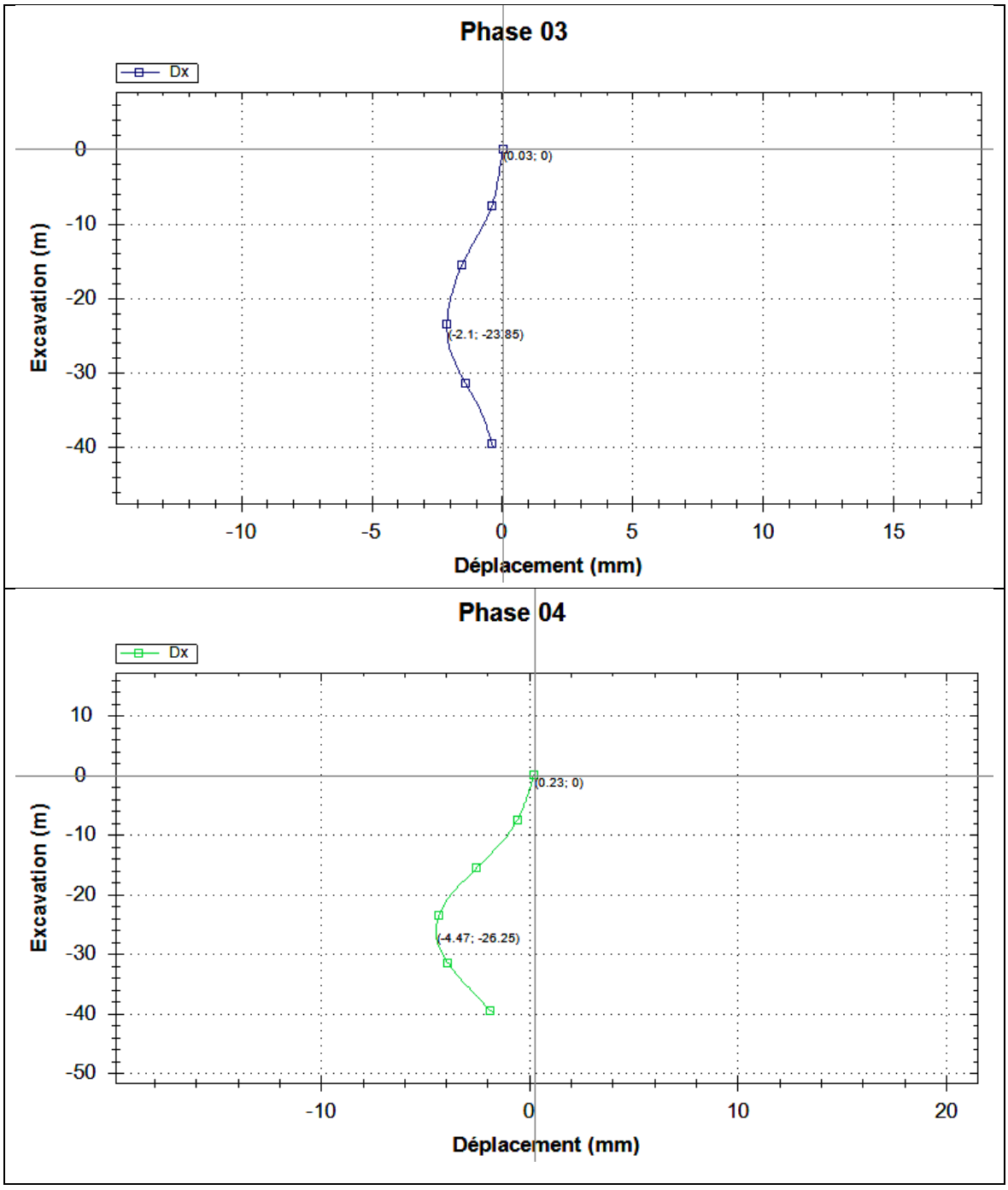


Figure E. 8: graphes des déplacements obtenus par DeepXcav phase 3 et 4.

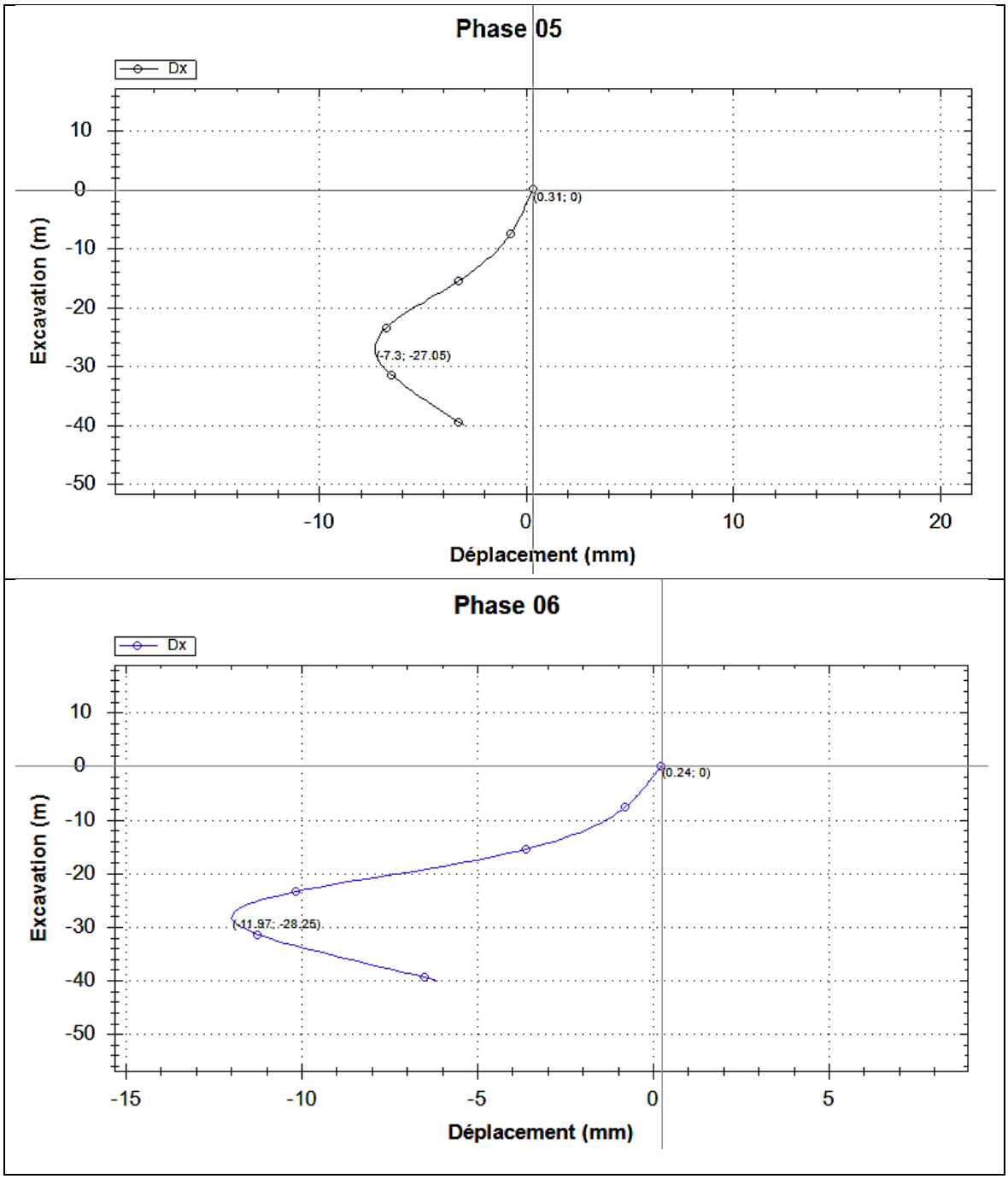
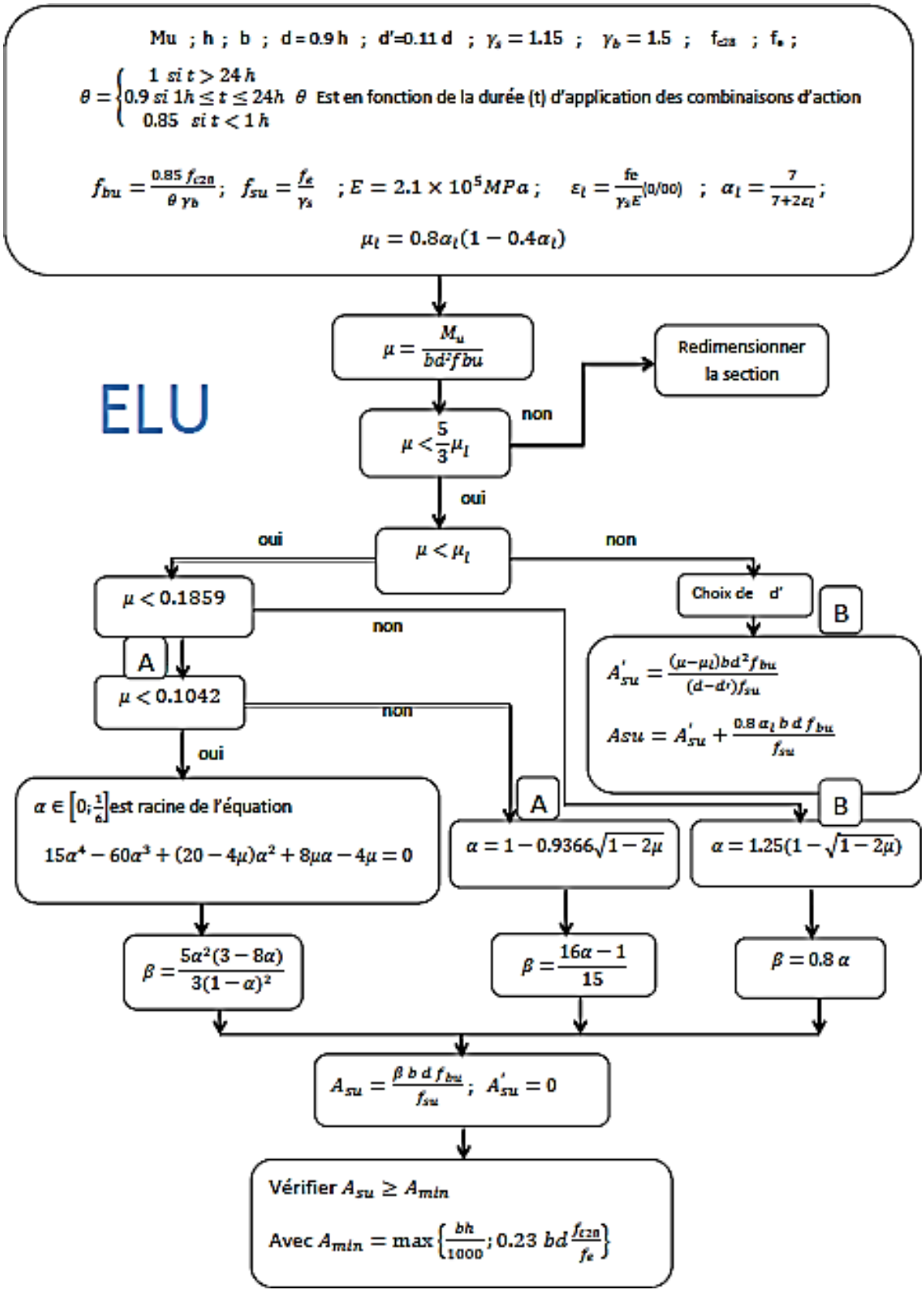


Figure E. 9: graphes des déplacements obtenus par DeepXcav phase 5 et 6.

Partie 05 : Règlement BAEL.91R99



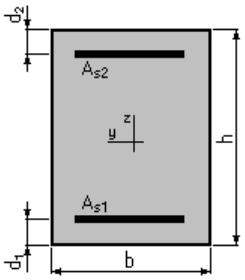
Parois moulées
Calcul de Section en Flexion composée
Armatures longitinales

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30.0 (MPa) **Acier : fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 100.0 (cm)
d_1 = 10.0 (cm)
d_2 = 10.0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	**N** (kN*m)
Etat **L**imite **U**ltime (fondamental)	4653.00	0.00
Etat **L**imite de **S**ervice	0.00	0.00
Etat **L**imite Ultime (**A**ccidentel)	0.00	0.00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A_{s1} = 151.7 (cm2)	Section théorique	A_{s2} = 35.7 (cm2)
Section minimum	$A_{s\ min}$ = 9.0 (cm2)		
théorique	ρ = 2.08 (%)		
minimum	ρ_{min} = 0.10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = 4653.00 (kN*m)** **M_{min} = 0.00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité:	1.00	Pivot: B
Position de l'axe neutre:	y = 55.5	(cm)
Bras de levier:	Z = 67.8	(cm)
Déformation du béton:	ε_b = 3.50	(‰)
Déformation de l'acier:	ε_s = 2.17	(‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)
comprimée: σ_s' = 434.8 (MPa)

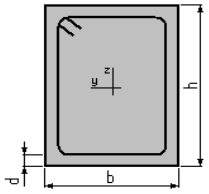
Parois moulées
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 100.0 (cm)
d = 10.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^O	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1863.00	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 2.1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

Armatures transversales
Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 1.0 (m)
Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 16.1 (cm2)
Cadres: 8 ∅ 16
Espacement : S_t = 40.0 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 20 (cm)

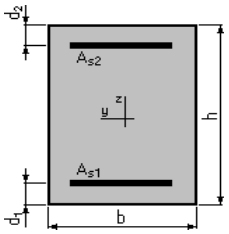
Parois de revêtement
Calcul de Section en Flexion
Composée Armatures longitudinales

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 140.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	0.00	2973.42
2.	ELS	0.00	2196.95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 74.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 13.3 (cm2)
théorique ρ = 0.56 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 2973.42(kN*m)

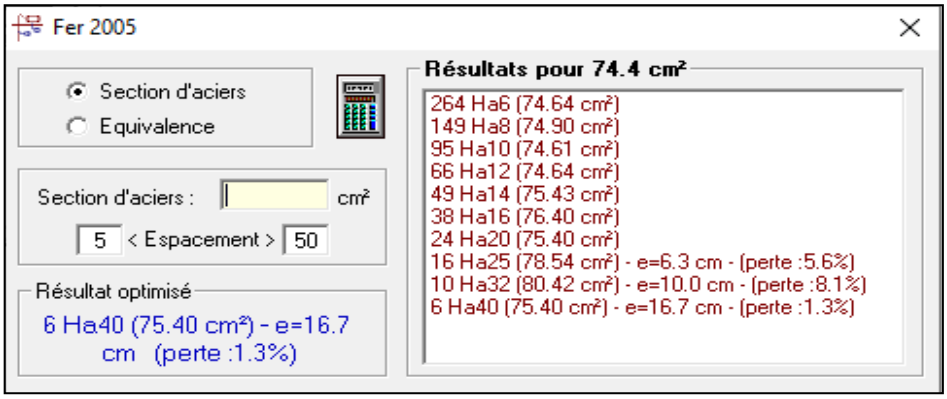
Coefficient de sécurité: 1.34 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 23.8 (cm)
Bras de levier: Z = 123.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2.18 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 2196.95(kN*m)

Coefficient de sécurité:	1.00
Position de l'axe neutre:	y = 44.4 (cm)
Bras de levier:	Z = 118.2 (cm)
Contrainte maxi du béton:	σ_b = 8.4 (MPa)
Contrainte limite:	0,6 fcj = 18.0 (MPa)
Contrainte de l'acier:	
tendue:	σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)



Parois de revêtement
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

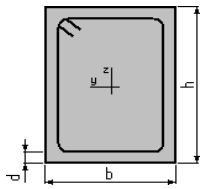
Pas de prise en compte des dispositions sismiques

Fissuration préjudiciable

Pas de reprise de bétonnage

Calcul en poutre

- Section :



b = 100.0 (cm)

h = 140.0 (cm)
d = 7.0 (cm)

- Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1306.54	0.00

- Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.0 (MPa)

Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Longueur de la travée : L = 1.0 (m)

Armatures d'effort tranchant :

Section A_t = 5.7 (cm2)
Cadres: 5 ∅ 12
Espacement : S_t = 20.0 (cm)
Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 20 (cm)

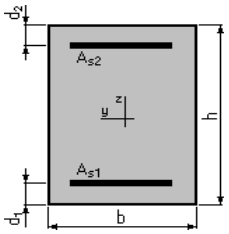
Dalle de couverture
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 140.0 (cm)
d_1 = 7.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	0.00	1408.84
2.	ELS	0.00	1039.21

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 34.0 (cm2)
Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 13.3 (cm2)
théorique ρ = 0.26 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 1408.84(kN*m)

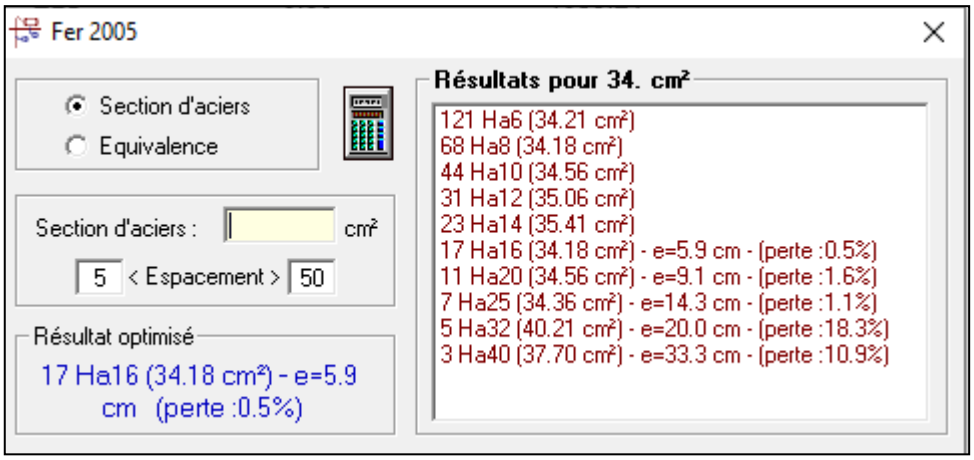
Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10.9 (cm)
Bras de levier: Z = 128.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.89 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 1039.21(kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 32.1 (cm)
Bras de levier: Z = 122.3
(cm)Contrainte maxi du béton: σ_b = 5.3
(MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)



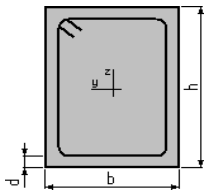
Dalle de couverture
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

- Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 100.0 (cm)
h = 140.0 (cm)
d = 7.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	421.26	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.3
(MPa) Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0
(MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Longueur de la travée : L = 1.0 (m)

Armatures d'effort tranchant :

Section A_t = 9.2 (cm2)
Cadres: 6 ∅ 14
Espacement : S_t = 15.5 (cm)
Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 20 (cm)

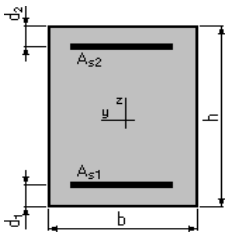
Dalle R-1
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 70.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	0.00	517.53
2.	ELS	0.00	381.87

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 26.0 (cm2)
Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 6.7 (cm2)
théorique ρ = 0.40 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 517.53 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 8.3(cm)

Bras de levier: Z = 61.7(cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

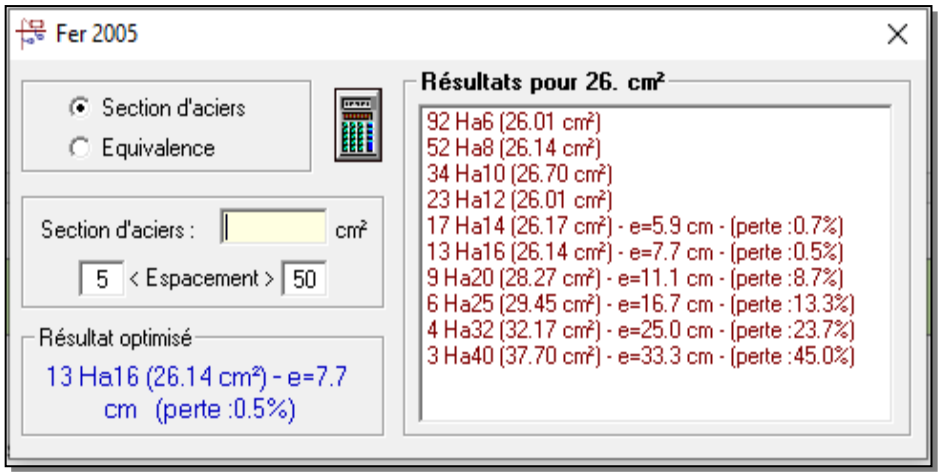
Déformation du béton: ε_b = 1.47 (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 381.87 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 19.0 (cm)
Bras de levier: Z = 58.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 6.9 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)



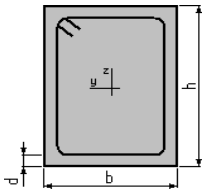
Dalle R-1
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 100.0 (cm)

h = 70.0 (cm) d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N°	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	478.12	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.7 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Longueur de la travée : L = 1.0 (m)
Armatures d'effort tranchant :
Section A_t = 6.8 (cm2)
Cadres: 6 ∅ 12
Espacement : S_t = 16.5 (cm)
Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :Espacement maximum
$S_{t,max}$ = 40.0 (cm)20 (cm)

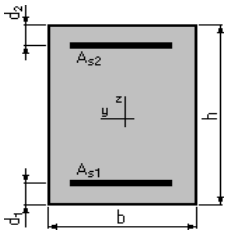
Dalle R-2
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 70.0 (cm)
d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	0.00	991.20
2.	ELS	0.00	733.16

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 51.7 (cm2)

Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)

Section minimum $A_{s\ min}$ = 6.7 (cm2)
théorique ρ = 0.80 (%)

minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 991.20 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.32 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 16.5 (cm)

Bras de levier: Z = 58.4 (cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 3.41 (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 733.16 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 24.9 (cm)
Bras de levier: Z = 56.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa) Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

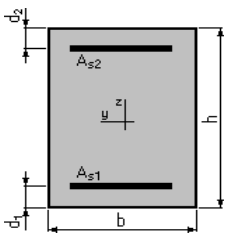
Dalle R-2
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 70.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	0.00	991.20
2.	ELS	0.00	733.16

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 51.7 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 6.7 (cm2)
théorique ρ = 0.80 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 991.20 (kN*m)

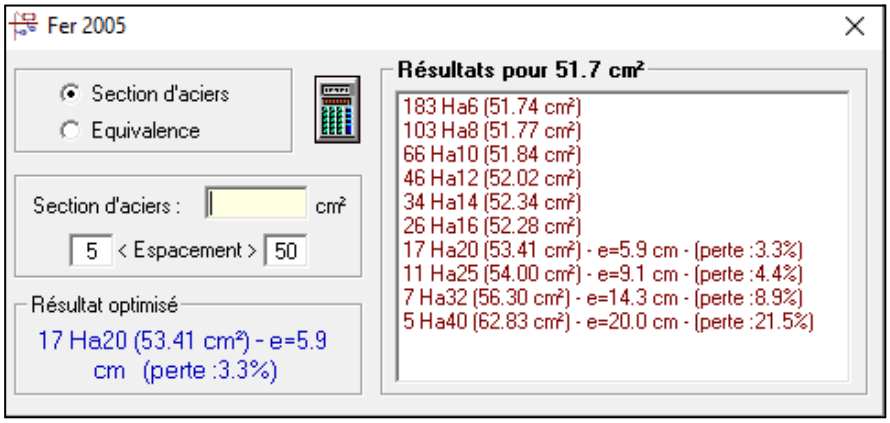
Coefficient de sécurité: 1.32 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 16.5 (cm)
Bras de levier: Z = 58.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.41 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 733.16 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre: y = 24.9 (cm)
Bras de levier: Z = 56.7 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 10.4 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)



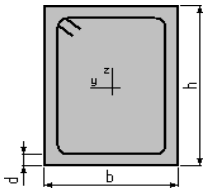
Dalle R-2
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b=100.0 (cm)

h = 70.0 (cm)

d = 5.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	685.82	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 1.1 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg)
Longueur de la travée : L = 1.0 (m)
Armatures d'effort tranchant :
Section A_t = 13.9 (cm2)
Cadres: 9 ∅ 14
Espacement : S_t = 9.5 (cm)
Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :Espacement maximum :
$S_{t,max}$ = 40.0 (cm)20 (cm)

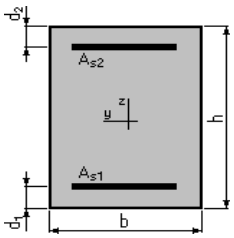
Quai
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 25.0 (cm)
d_1 = 3.0 (cm)
d_2 = 7.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^O	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	0.00	9.60
2.	ELS	0.00	6.93

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 2.5 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 2.5 (cm2)
théorique ρ = 0.11 (%)
minimum ρ_{min} = 0.11 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 9.60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.48 Pivot:
APosition de l'axe neutre: y = 0.8 (cm)

Bras de levier: Z = 21.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.38 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 6.93 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.89
Position de l'axe neutre: y = 3.7 (cm) Bras
de levier: Z = 20.8 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 0.7 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 7.3 (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_{s\,lim}$ = 250.0 (MPa)

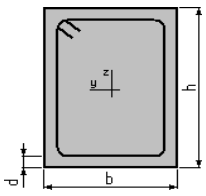
Quai
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures transversales

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) Acier: fe = 500.0 (MPa)

- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Fissuration préjudiciable
- Pas de reprise de bétonnage
- Calcul en poutre

2. Section :



b = 100.0
(cm)

h = 100.0 (cm)
d = 3.0 (cm)

2. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	11.53	0.00

3. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 0.0
(MPa) Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0
(MPa)

Armatures transversales

Inclinaison des armatures : α = 90 (deg) Longueur de la travée : L = 1.0
(m)Armatures d'effort tranchant : Section A_t = 3.1 (cm2)

Cadres: 4 ∅ 10
Espacement : S_t = 30.0 (cm)
Répartition des armatures d'âmes à mi-portée :Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 39.3 (cm) 20
(cm)

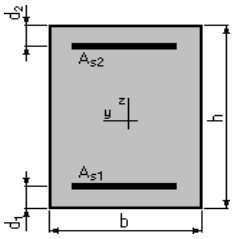
Radier
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

1. Hypothčses:

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100.0 (cm)
h = 200.0 (cm)

d_1 = 5.0 (cm)
d_2 = 5.0 (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N^{O}	Type	**N** (kN)	**M** (kN*m)
1.	ELU	0.00	4601.40
2.	ELS	0.00	3409.14

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1} = 77.4 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\ min}$ = 19.5 (cm2)
théorique ρ = 0.40 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 4601.40(kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 24.8 (cm)
Bras de levier: Z = 185.1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.45 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^{O} 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 3409.14(kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00
Position de l'axe neutre:
y = 56.7 (cm)
Bras de levier: Z = 176.1 (cm)
Contrainte maxi du béton:
σ_b = 6.8 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 fcj = 18.0 (MPa)

Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 250.0 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
$\sigma_{s\ lim}$ = 250.0 (MPa)

