République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المـــدرســـة الوطنيـــة العليـــا للأشغـال العموميـة

فرنســيس جانســون

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

Conception et étude de la station métro Aéroport réalisée par la méthode TOP-DOWN

Présenté par :

BOUSSOUAR Tayeb
ZORGANI Mohamed Amine

Encadré par :

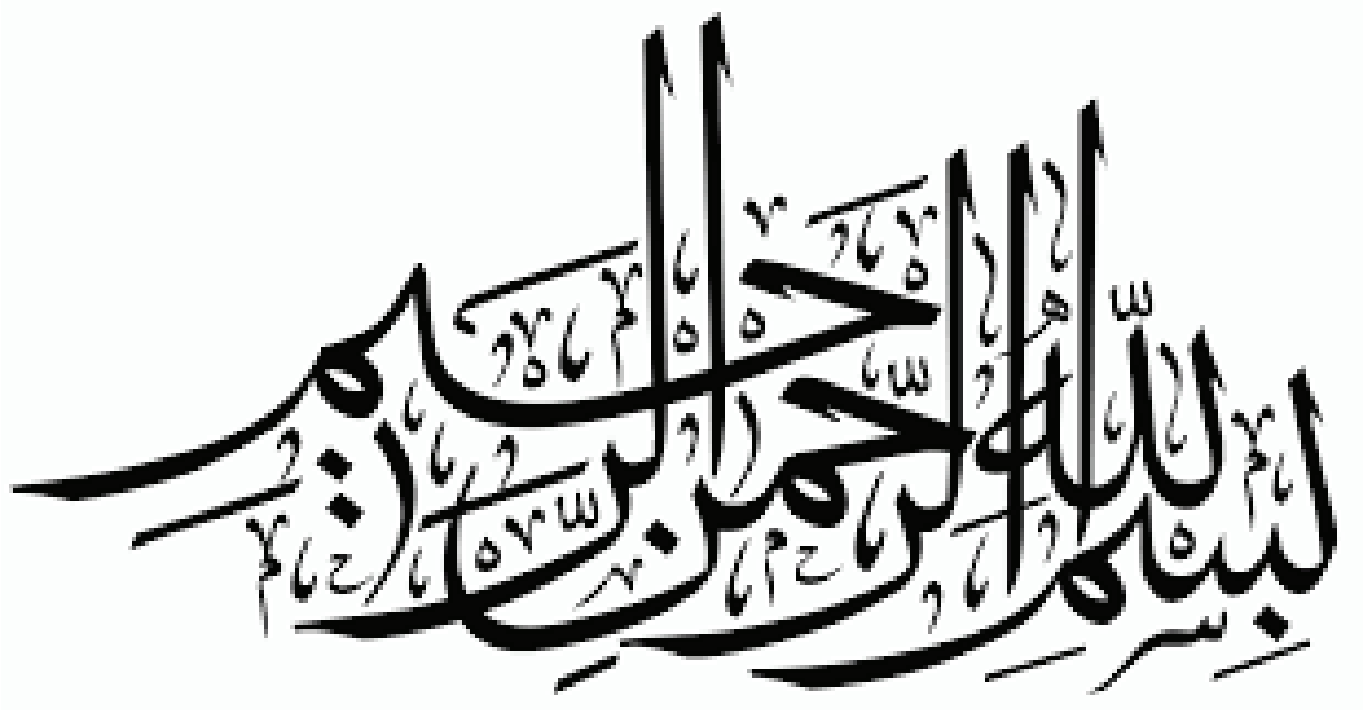
Mr CHERCHALI M. A.

Co-encadré par :

Mme BADAOUI A.

Promotion 2019/2020

© ENSTP-FJ - Garidi – Vieux Kouba


بسم الله الرحمن الرحيم

مُلَخَّص:

يَعْرِضُ هذا المَشْرُوعُ دِراسَةً تَفْصيليّةً لِمَحَطَّةِ مِتْرُو مَطارِ هُوَّاري بُومَدْيَن. يَنْقَسِمُ هذا المَشْرُوعُ إلى قِسْمَيْنِ:

القِسْمُ الأَوَّلُ مُخَصَّصٌ لِعَرْضِ المَشْرُوعِ، تَصْمِيمُ المَحَطَّةِ والاسْتِطْلاعاتُ الجِيُولُوجِيَّةُ، الجِيُوتِقْنِيَّةُ والهِيدْرُوجِيُولُوجِيَّةُ وكَذلِكَ الظُّرُوفُ الزِّلْزالِيَّةُ لِمَوقِعِ اِنْشَاءِ المَحَطَّةِ عَلى أَسَاسِ النَّتَائِجِ التي تَمَّ الحُصُولُ عَلَيْها مِنْ تَحْلِيلِ الفُحُوصَاتِ المُنَفَّذَةِ.

الجُزْءُ الثَّانِي يَتَعَلَّقُ بِالحِسَابَاتِ اليَدَوِيَّةِ وَالأُوتُومَاتِيكِيةِ لِلْأَحْمَالِ، لِلْقِوَى الدَّاخِلِيَّةِ وَلِحَدِيدِ التَّسْلِيحِ الخَاصَّةُ بِجِدَارِ الحِجَابِ الحَاجِزِ وَبِالْهَيْكَلِ الدَّاخِلِيِّ لِلْمَحَطَّة.

البَرْمَجِيَّاتُ المُسْتَعْمَلَةُ فِي الحِسَابَاتِ الأُوتُومَاتِيكِيَّةِ هي:

GEO5, Robot Structural Analysis, SAP2000, AUTOCAD.

الكَلِمَاتُ المِفْتَاحِيَّةُ: مَحَطَّةُ مِتْرُو، حَاجِزُ الدَّعْمِ ، جِدَارُ الحِجَابِ الحَاجِزِ ، اكْوامٌ قَاطِعَةٌ.

Abstract :

This project introduces a thorough study of the subway station at the airport Houari Boumediene, it compounds of two big parts:
The first one focused on the presentation of the project, the conception of the subway station and the geological, geotech and hydro geological recognitions, as well as the seismic conditions of the implantation site of the subway station based on the analyzed survey's results.
The second part shifted the focus to the manuals, automatics calculations of the charges, internal loads and reinforcement of Slurry wall, and the internal structure of the subway station.
The software utilized for the automatic calculations are GEO5, Robot structural Analysis, SAP2000, and AutoCAD.
Keywords: Metro station, retaining screen, diaphragm wall, secant piles.

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée de la station métro de l'Aéroport Houari Boumediene. Il se compose de deux grandes parties :

La première partie est consacrée à la présentation du projet, la conception de la station et aux reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques ainsi que les conditions sismiques du site d'implantation de la station sur la base des résultats obtenus de l'analyse des sondages réalisés.

La deuxième partie concerne les calculs manuels et automatiques des charges, des efforts internes et du ferraillage de la paroi moulée et de la structure intérieure de la station.

Les logiciels utilisés pour le calcul automatique sont : GEO5, Robot Structural Analysis, SAP2000, AUTOCAD.

Mots clés : Station métro, écran de soutènement, paroi moulée, pieux sécants.

Remerciement

En premier lieu je remercie Dieu tout puissant qui m'a donné le courage, la force et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

J'adresse mes vifs remerciements à mes Promoteurs Mr. CHERCHALI. M.A. et Mme. BADAOUI pour l'aide qu'ils m'ont apporté et pour m'avoir encadré et accompagné tout au long de ce travail.

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

En fin je tiens à remercier ma petite famille et tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce travail, sans oublier mon binôme ZORGANI Med Amine.

BOUSSOUAR Tayeb

Remerciement

Commençons par le commencement, tout d'abord nous remercions Dieu tout puissant celui sans qui rien n'est, et grâce à qui nous avons pu accomplir ce travail.

Je tiens ensuite à exprimer notre profond respect et remerciements à Monsieur CHERCHALI .M. A., Notre encadreur, Enseignant à notre école ENSTP et Ingénieur contrôleur des études chez GETINSA-EUROESTUDIOS CONSULTING ENGINEERS ,pour son aide si précieuse, sa disponibilité et sa patience.

Je voudrais adresser mes plus vifs remerciements à Mme BADAOUI maitre de conférences A à L'ENSTP, pour sa disponibilité et pour le suivi qu'elle nous a fourni.

Sans oublier tous mes amis qui ont fait de mes années au sein de l'école un réel plaisir, et pour leurs attentions et encouragements qui m'ont accompagnées tout au long de ce travail, aussi un grand merci à mon cher binôme Boussouar Tayeb

Au terme de ce parcours, je remercier particulièrement ma petite famille, ma chère mère et mon père pour l'effort qu'ils ont suscité en moi et l'accompagnement tout au long de ces années ainsi que pour leur soutien moral et matériel. De même pour ma chère fiancée pour la motivation et ça patience qu'elle m'a donnée durant toute la période de préparation de ce travail.

Je tiens à remercier tous ce qui ont contribués de près ou de loin au succès de mon stage et qui m'ont supporté et m'encouragé durant cette période de rédaction de ce mémoire.

ZORGANI Med Amine

Tableau 1 : Les recommandations du choix du ciment utilisé dans la paroi moulée. 7
Tableau 2 : Les classes de consistance du béton. 9
Tableau 3 : Les classes et les types du béton utilisés dans la construction de la station Aéroport. 19
Tableau 4 : Les différents types d'acier utilisés pour la construction de la station Aéroport. 20
Tableau 5 : L'enrobage de chaque type d'armature utilisé pour la construction de la station Aéroport. 20
Tableau 6 : Coefficient d'accélération selon la classe des ouvrages et la zone de sismicité. 22
Tableau 7 : Les dimensions de chaque sortie de la station Aéroport. 28
Tableau 8 : Le nombre des équipements installés dans chaque sortie de la station Aéroport. 29
Tableau 9 : Les résultats obtenus et calculés de l'essai CROSSHOLE du sondage SC87. 44
Tableau 10 : Résumé des facies existantes. 48
Tableau 11 : Les coefficients de poussée et de butée. 52
Tableau 12 : Les forces de pression de la phase 01. 54
Tableau 13 : Les forces de pression de la phase 02 (partie AB). 56
Tableau 14 : Les forces de pression de la phase 02 (partie BO). 57
Tableau 15 : Les forces de pression de la phase 03 (partie AB). 60
Tableau 16 : Les forces de pression de la phase 03 (partie BO). 61
Tableau 17 : Les forces de pression de la phase 04 (partie AB). 64
Tableau 18 : Les forces de pression de la phase 04 (partie BO). 65
Tableau 19 : Les forces de pression de la phase 05 (partie AB). 68
Tableau 20 : Les forces de pression de la phase 05 (partie BO). 69
Tableau 21 : Les forces de pression de la phase 06 (partie AB). 72
Tableau 22 : Les forces de pression de la phase 06 (partie BO). 73
Tableau 23 : Les résultats obtenus de la méthode de TSIMBARIEVITCH 75
Tableau 24 : Les valeurs maximales des efforts internes et des déplacements obtenues de la modélisation avec le logiciel GEO5. 80
Tableau 25 : Les caractéristiques géométriques des éléments de la structure intérieure de la station Aéroport. 87
Tableau 26 : Les résultats du moment fléchissant maximum pour chaque élément de la structure intérieure. 92
Tableau 27 : Les sections d'acier et le choix du ferraillage longitudinal de chaque élément de la structure intérieure. 93

Figure 1 : Les classes de consistance des bétons -Essai au cône d'Abrams- .(https://www.toutsurlebeton.fr/le-ba-ba-du-beton/classes-de-consistance-du-beton/) 9
Figure 2 : Tracé de la ligne 01 du métro d'Alger avec toutes ces extensions. 14
Figure 3 : Tracé de la ligne 1 du métro d'Alger avec ses extensions ouvertes et en construction. 15
Figure 4 : Tracé de l'extension Place des Martyrs-Chavalley-Draria-Ouled Fayet. 16
Figure 5 : Vue générale de la zone d'implantation de la Station Aéroport (Google Earth, date 05/03/2020). 19
Figure 6 : Schéma général représente les différents corps de la station Aéroport. 19
Figure 7 : Diagramme ombrothermique de Dar El Beida. 21
Figure 8 : Vue en plan de la station Aéroport. 24
Figure 9 : Vue en plan du niveau R-1 de la station Aéroport. 25
Figure 10 : Vue en plan du niveau R-2 de la station Aéroport. 26
Figure 11 : Vue en plan du niveau quai de la station Aéroport. 26
Figure 12 : Coupe longitudinale de la sortie 1 de la station Aéroport. 27
Figure 13 : Coupe longitudinale de la sortie 2 de la station Aéroport. 28
Figure 14 : Coupe longitudinale de la sortie 3 de la station Aéroport. 28
Figure 15 : Plan de déplacement habituel dans la station Aéroport. 30
Figure 16 : Exemple d'une Hydraufraise (https://www.lemoniteurmateriels.fr/). 32
Figure 17 : Coupe transversale montre l'exécution des parois moulées en présence des murettes-guide 32
Figure 18 : Mode d'exécution des panneaux de la station Aéroport. 33
Figure 19 : Panneau primaire avec des écarteurs en PVC et en béton (dimensions en centimètres). 33
Figure 20 : Schéma de principe de l'auscultation sonique (http://www.cotita.fr/IMG/pdf/7-Presentation_no5-3.pdf). 34
Figure 21 : Détail de l'alternation de séquençage entre les pieux en bentonite-ciment et les pieux en béton armé. 35
Figure 22 : Présentation graphique des résultats de l'essai SPT pour les sondages de L'APD et de l'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport 39
Figure 23 : Présentation graphique des résultats de l'essai SPT pour les sondages de la compagne de prospection complémentaire. 39
Figure 24 : Présentation graphique des résultats de l'essai CPT pour les sondages de l'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport. 41
Figure 25 : Présentation graphique des valeurs de PL obtenues de l'essai PMT pour les sondages du CPC. 42
Figure 26 : Présentation graphique des valeurs de Em/PL obtenues de l'essai PMT pour les sondages du CPC. 42
Figure 27 : Présentation des résultats de l'essai CROSSHOLE obtenus du sondage SC87. 43
Figure 28 : Excavation de la phase 01. 52
Figure 29 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 01. 53
Figure 30 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 01 54
Figure 31 : Excavation de la phase 02. 55
Figure 32 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 02 (AB). 56
Figure 33 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 02 (BO). 57
Figure 34 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 02. 58
Figure 35 : Excavation de la phase 03. 58
Figure 36 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 03 (AB). 59
Figure 37 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 03 (BO). 60
Figure 38 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 03 61
Figure 39 : Excavation de la phase 04. 62
Figure 40 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 04 (AB). 63
Figure 41 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 04 (BO). 65
Figure 42 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 04 66
Figure 43 : Excavation de la phase 05. 66
Figure 44 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 05 (AB). 68
Figure 45 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 05 (BO). 69

Figure 46 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 05..... 70
Figure 47 : Excavation de la phase 06..... 70
Figure 48 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 06 (AB)..... 72
Figure 49 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 06 (BO)..... 73
Figure 50 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 06..... 74
Figure 51 : Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH..... 74
Figure 52 : Les efforts internes maximaux à l'ELU dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5..... 78
Figure 53 : Les déplacements maximaux à l'ELU dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5..... 78
Figure 54 : Les efforts internes maximaux à l'ELS dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5..... 79
Figure 55 : Les déplacements maximaux à l'ELS dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5..... 79
Figure 56 : Les efforts internes maximaux à l'ELU dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5..... 80
Figure 57 : Les déplacements maximaux à l'ELU dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5..... 80
Figure 58 : Les résultats de la modélisation numérique avec le programme Slope Stability (cas statique)..... 81
Figure 59 : Les résultats de la modélisation numérique avec le programme Slope Stability (cas dynamique)..... 82
Figure 60 : Schéma du ferraillage de la paroi moulée..... 85
Figure 61 : Le chargement de la structure intérieure..... 89
Figure 62 : Modèle 2D et 3D de la structure intérieur avant le chargement..... 90
Figure 63 : Modèle en 3D présente les contrainte S33 sur les dalles à l'ELU..... 90
Figure 64 : Modèle en 3D présente les contrainte S33 sur la paroi de revêtement définitif à l'ELU..... 91
Figure 65 : Modèle en 3D présente les contrainte S33 sur les dalles à l'ELS..... 91
Figure 66 : Modèle en 3D présente les contrainte S33 sur la paroi de revêtement définitif à l'ELS..... 92
Figure 67 : Schéma du ferraillage du radier..... 96
Figure 68 : Schéma du ferraillage de la structure intérieure de la station Aéroport..... 97

Introduction générale 1

Chapitre Master : Les bétons pour parois moulées 3

I.1. Introduction 4

I.2. Les types de parois moulées 4

I.3. Exécution des parois moulées 5
I.3.1. Exécution des parois moulées en béton classique 5
I.3.2. Exécution des parois moulées en béton fluide 5
I.3.3. Exécution des parois au coulis 6

I.4. Les parois en béton 6
I.4.1. Les matériaux utilisés 6
I.4.1.1. Le ciment 6
I.4.1.2. Les granulats 7
I.4.1.3. Les superplastifiants-hauts réducteurs d'eau 8
I.4.1.4. Les additions cendres volantes 8
I.4.2. Le béton frais 9
I.4.2.1. La consistance 9
I.4.2.2. La ségrégation 10
I.4.2.3. Les classes de résistance 10
I.4.3. Le bétonnage des parois moulées 11

I.5. Conclusion 12

Chapitre II : Présentation du projet 13

II.1. Introduction 14

II.2. Le métro d'Alger 14
II.2.1. Historique 14
II.2.2. Lignes et extensions du métro d'Alger 14
II.2.2.1. En exploitation 15
II.2.2.2. En réalisation 15
II.2.2.3. Etudes achevées « APS-APD » 15

II.3. L'extension El Harrach – Bab Ezzouar – Aéroport d'Alger (Lot 1) 16
II.3.1. Présentation de l'extension 16
II.3.2. Les sociétés participantes dans ce projet 17

II.4. Présentation de la station Aéroport 18
II.4.1. L'emplacement de la station 18
II.4.2. Les dimensions de la station 19
II.4.3. Les matériaux utilisés pour la construction de la station Aéroport 19
II.4.3.1. Le béton 19
II.4.3.2. L'acier 20

II.5. Le contexte géologique, hydrogéologique et les conditions sismiques 20
II.5.1. Le Contexte géologique 20
II.5.1.1. La géologie de l'Algérie 20
II.5.1.2. La géologie d'Alger 21
II.5.2. Le contexte hydrogéologique 21
II.5.2.1. Le contexte climatique de l'Algérie 21
II.5.2.2. Le contexte climatique d'Alger 21
II.5.2.3. Le contexte climatique de la région de notre projet 21

II.5.3. Les conditions sismiques 22
II.5.3.1. Les conditions sismiques en Algérie 22
II.5.3.2. Les conditions sismiques à Alger 22
II.5.3.3. Classification sismique du tracé de la station Aéroport 22

Chapitre III : Conception de la station Aéroport 23

III.1. Introduction 24

III.2. Conception du corps principal de la station 24
III.2.1. Le niveau R0 (Dalle de couverture) 24
III.2.2. Le niveau R-1 (Souterrain) 25
III.2.3. Le niveau R-2 (Mezzanine) 25
III.2.4. Le niveau R-3 (Niveau quai) 26
III.2.5. Le niveau sous quai 27
III.2.6. Le radier 27

III.3. Les sorties (Accès) 27
III.3.1. L'emplacement et le rôle des sorties 27
III.3.1.1. La sortie 1 27
III.3.1.2. La sortie 2 27
III.3.1.3. La sortie 3 28
III.3.2. Les dimensions des sorties 28
III.3.3. Les équipements des sorties 29

III.4. Plan de déplacement 29
III.4.1. Déplacement habituel 29
III.4.2. Déplacement en cas d'urgence 30

III.5. Techniques de réalisation 31
III.5.1. L'exécution du corps principal de la station 31
III.5.1.1. La méthode Top-Down 31
III.5.1.2. Les parois moulées 31
III.5.1.3. L'exécution des panneaux 33
III.5.1.4. Le système de butonnage 34
III.5.1.5. Les phases de réalisation du corps principal de la station 34
III.5.2. L'exécution des accès de la station 35
III.5.2.1. L'exécution des rideaux de pieux 35
III.5.2.2. Le système de butonnage 35

Chapitre IV : Investigation géotechnique 37

IV.1. Introduction 38

IV.2. Reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique 38

IV.3. Présentation des essais in-situ et interprétation des résultats 38
IV.3.1. Les sondages carottés 38
IV.3.2. L'essai au pénétromètre dynamique SPT 38
IV.3.3. L'essai au pénétromètre statique CPT 40
IV.3.4. L'essai préssiométrique PMT 41
IV.3.5. L'essai CROSSHOLE 43
IV.3.6. L'essai piézométrique 44

IV.4. Présentation des essais au laboratoire et interprétation des résultats 44
IV.4.1. L'analyse granulométrique 45
IV.4.2. Teneur en eau et degré de saturation 45
IV.4.3. Masse volumique 45

IV.4.4. Limites D'Atterberg 46
IV.4.5. L'essai au bleu de méthylène VBS 46
IV.4.6. L'essai œdométrique 46
IV.4.7. L'essai de cisaillement à la boite de Casagrande et triaxial 47
IV.4.8. Les analyses chimiques et minéralogiques 47
IV.5. Conclusion 48
Chapitre V : Calcul des charges 49
V.1. Introduction 50
V.2. Méthode de Blum 50
V.3. Les formules utilisées 50
V.4. Détermination des coefficients de poussée et de butée 51
V.5. Calcul des charges pour chaque phase d'excavation 52
V.5.1. Phase 01 52
V.5.2. Phase 02 54
V.5.3. Phase 03 58
V.5.4. Phase 04 62
V.5.5. Phase 05 66
V.5.6. Phase 06 70
Chapitre VI : Modélisation numérique avec le logiciel GEO5 76
VI.1. Introduction 77
VI.2. Présentation du logiciel GEO5 77
VI.3. Modélisation des phases d'excavation 77
VI.4. Détermination des efforts internes et des déplacements 77
VI.4.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux 78
VI.4.1.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas statique 78
VI.4.1.2. Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas dynamique 79
VI.5. Stabilité de l'écran de soutènement 81
VI.5.1. Principe de calcul 81
VI.5.2. Méthode de calcul 81
VI.5.3. Présentation et interprétation des résultats de l'analyse de la stabilité des pentes 81
VI.6. Le ferraillage de la paroi moulée 82
VI.6.1. Calcul du ferraillage longitudinal de la paroi moulée 82
VI.6.2. Calcul du ferraillage transversal de la paroi moulée 83
VI.6.3. Schéma du ferraillage de la paroi moulée 84
Chapitre VII : Modélisation de la structure intérieure 86
VII.1. Introduction 87
VII.2. Présentation du logiciel SAP2000 87
VII.3. La géométrie de la structure intérieure 87
VII.4. Le chargement de la structure intérieure 87
VII.4.1. Le chargement de la paroi de revêtement définitif (PR) 87
VII.4.2. Le chargement de la dalle de couverture (DC) 88
VII.4.3. Le chargement de la dalle R-1 88
VII.4.4. Le chargement de la dalle R-2 88
VII.4.5. Le chargement du quai 88

VII.4.6. Le chargement du radier 88

VII.5. Détermination de la résistance élastique du sol 89

VII.6. Présentation du modèle conçu avec le logiciel SAP2000 90

VII.7. Les résultats de la modélisation de la structure intérieure avec le logiciel SAP2000 92

VII.8. Le ferraillage de la structure intérieure 92

VII.8.1. Le ferraillage longitudinal 92

VII.8.2. Le ferraillage transversal 93

VII.8.2.1. Le Ferraillage transversal de la paroi de revêtement définitif 93

VII.8.2.2. Le Ferraillage transversal des dalles 94

VII.8.3. Schéma du ferraillage de la structure intérieure 96

Conclusion générale 98

Bibliographie 99

Annexes 102

Introduction générale :

Le mode de peuplement à Alger mérite une attention particulière au réseau du transport en raison du taux d'accroissement naturel de la population qui est parmi les plus élevés du monde.

La forte densité démographique à la ville d'Alger fait naître une grande agglomération urbaine, il a donc fallu augmenter significativement la capacité des différents réseaux de transport ; mais la concentration en bâtiments a augmentée, donc, développer ces réseaux n'est souvent pas possible, il est alors nécessaire de penser d'aller en souterrain qui s'avère être la meilleure solution d'un point de vue purement urbanistique.

Les stations de métro sont des point d'arrêt défini sur un réseau métropolitain permettant la descente et l'accès des voyageurs à une rame de métro. 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.

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. Les stations implantées à proximité de la surface sont habituellement exécutées en tranchée ouverte, par contre, celles situées à grande profondeur sont exécutées avec d'autres méthodes de construction souterraine.

Le creusement d'une station de métro peut engendrer des désordres en surface, des affaissements, des éboulements parfois importants qui peuvent affecter sur la stabilité des structures. Donc, Une bonne estimation de ces mouvements de terrain et un choix adéquat d'une méthode de construction sont nécessaires en respectant des critères d'économie et de rapidité.

Le choix de la méthode de construction de la station est basé sur l'analyse de la profondeur d'implantation, les conditions géotechniques (géométrie des couches, nature des sols rencontrés…), l'état actuel du site ainsi que, la sécurité et la facilité de mise en œuvre.

En générale, pour les stations de métro, il y a des différentes méthodes de construction. On cite :

- Excavation à tranchée couverte.
- Construction en puits et en souterrain.
- Construction en tunnel.
- Construction de haut en bas, méthode dite « Top- Down ».

Dans le cadre de ce travail de fin d'étude, il est demandé de concevoir et étudier la station métro **Aéroport** par la méthode d'excavation en « top-down ». Le travail sera réparti en sept chapitres :

- Le chapitre Master : Dans ce chapitre nous allons aborder les bétons utilisés dans les parois moulées en commençant par la définition de chaque type de paroi, la présentation des différentes méthodes d'exécution et les matériaux utilisés ainsi que la formulation du béton et la mise en place (le bétonnage) des parois en béton.
- Le chapitre II est une présentation de notre projet. Nous allons commencer par présenter le Métro d'Alger, nous donnerons ensuite une description générale du projet.

- Le chapitre III sera composé de deux parties, dans la première partie, nous allons faire une description détaillée de la conception de la station Aéroport. La deuxième partie sera consacrée aux techniques de réalisation adoptées pour la construction de notre projet.
- Le chapitre IV est une investigation géotechnique de notre projet. Nous allons présenter et interpréter les essais réalisés in-situ et au laboratoire et déterminer les caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrogéologiques de la zone où notre projet sera implanté.
- Le chapitre V sera consacré au calcul des charges, nous allons calculer 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.
- Le chapitre VI est une modélisation numérique de notre ouvrage de soutènement en utilisant le logiciel GEO5 pour déterminer les efforts internes et les déplacements de la paroi moulée et vérifier la stabilité de l'écran de soutènement. Ensuite, nous allons déterminer le ferraillage longitudinal et transversal de la paroi moulée.
- Le chapitre VII est une modélisation numérique de la structure intérieure de la station Aéroport en utilisant le logiciel SAP2000 pour déterminer les efforts internes de chaque élément de la structure. Ensuite nous allons calculer leurs ferraillage longitudinal et transversal.

Chapitre Master

Les bétons pour parois moulées

I.1. Introduction :

Les parois moulées sont des parois en béton armé moulées dans le sol, utilisées dans la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages dans des sites et des conditions géotechniques très variés. Elle permet de réaliser des ouvrages de formes et de dimensions diverses jusqu'à des profondeurs très importantes comme :

- Les bassins d'orage.
- Les puits de ventilation des tunnels.
- Les gares souterraines.

Les parois moulées font généralement office de barrière d'étanchéité à l'eau (fonction d'étanchéité) ou de soutènement des terres (rôle structurel) pour des fouilles assez profondes (> 6 m), voire très profondes (> 20 m). Dans de nombreux cas, elles revêtent également une fonction portante permanente. Les parois moulées peuvent être réalisées à proximité de constructions et fondations existantes, à condition d'en tenir compte lors du phasage d'exécution.

L'exécution des parois moulées nécessite l'utilisation des bétons ordinaires de masse volumique normale ou des bétons lourds, à consistance fluide avec les classes de résistance suivantes :

- (C30/37) pour des sollicitations très fortes.
- (C25/30) pour des sollicitations fortes.
- (C20/25) pour des sollicitations normales.

Le bétonnage des panneaux de la paroi moulée se fait à l'aide d'un tube plongeur.

Dans ce chapitre, nous allons aborder les bétons utilisés dans les parois moulées en commençant par la définition de chaque type de paroi, la présentation des différentes méthodes d'exécution et les matériaux utilisés ainsi que la formulation du béton et la mise en place (le bétonnage) des parois en béton.

I.2. Les types de parois moulées :

La norme NF EN 1538 distingue deux types de paroi moulée selon leur fonction[1] :

- Les parois de soutènement :

Elles sont construites pour fonction principale de retenir les poussées des terres situées en amont. Ils peuvent aussi être installés en tant que mesure préventive contre l'érosion des sols[2].

Les parois sont alors maintenues par des tirants d'ancrage permanents, ou par des contreforts, intérieurs ou extérieurs. Leur fonctionnement et celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistant en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et d'autre part par des tirant ou butons disposés dans la partie libre de l'écran.

- Les parois d'étanchéité :

Elles doivent régulièrement remplir une fonction de barrière d'étanchéité à l'eau. N'étant pas armée, les parois sont coulées soit en béton plastique à dosage de ciment réduit, introduit au

[1] (PATRICK, 2020)
[2] (Soutènement des terres, 2020)

tube plongeur sous boue de bentonite. Soit avec un mélange de bentonite, de ciment et d'adjuvants assurant son auto durcissement[3].

Il est à noter que les parois moulées peuvent servir comme des ouvrages de fondations utilisées à titre de structure définitive pour la réalisation de nombreux ouvrages. Ancrées dans une couche résistante étanche, elles permettent d'excaver en toute sécurité sous la nappe phréatique. Donc, elles vont assurer simultanément trois fonctions : soutènement, portance et étanchéité[4].

Dans ce cas, l'étanchéité est assurée par l'installation des éléments de coffrage métalliques – avant le bétonnage de chaque panneau – des deux côtés de la tranchée excavée (on les appelle les profilés de jointoiement). Un joint synthétique est intégré dans ces profilés. Après le bétonnage et la disparition du profilé de jointoiement, ce joint reste en partie dans le panneau bétonné. Sa partie saillante est ainsi prête à être incorporée dans le béton du panneau voisin. De cette manière, la pénétration d'eau sera limitée par le joint de raccordement entre les panneaux individuels de la paroi moulée[5].

I.3. Exécution des parois moulées :

Les parois moulées peuvent être exécutées :

- En béton traditionnel.
- En béton fluide.
- Au coulis.

I.3.1. Exécution des parois moulées en béton traditionnel :

Les parois moulées en béton traditionnel sont réalisées en deux phases. Dans une première étape, la tranchée est excavée à l'aide d'une benne d'excavation ou une hydraufraise et soutenue par un fluide d'excavation (p. ex. suspension de bentonite). La deuxième étape consiste à la mise en place de la cage d'armature (le cas d'une paroi ayant une fonction en plus de l'étanchéité) et au remplissage par le béton à l'aide d'un tube plongeur. Le fluide d'excavation est ensuite récupéré pour être traité et réutilisé[6].

Les parois sont constituées par la juxtaposition de panneaux élémentaires : primaires, secondaires, ce sont les panneaux forés entre deux panneaux primaires déjà bétonnés.

I.3.2. Exécution des parois moulées en béton fluide:

Le principe de réalisation est identique à celui de la paroi moulée décrite au-dessus (parois en béton) mais en absence d'une cage d'armature du fait que cette paroi est destinée à garantir seulement l'étanchéité.

Dans ce cas, le béton utilisé est un mélange plastique (ciment, granulats, argile et eau) de composition étudiée en fonction des objectifs : résistance minimale et module maximal.

Ces types de béton sont utilisés depuis plusieurs années. Leurs caractéristiques répondent aux exigences des parois étanches de deux manières complémentaires :

[3] (Alia, 2019)
[4] (ABDO, 2003)
[5] (CSTC, 2020)
[6] (Béton pour parois moulées et pieux forés, 2020)

- Incorporation de liants hydrauliques et d'argile pour l'étanchéité.

- Très grande déformabilité sans fissuration.

Pour garantir une forte déformabilité au matériau, il faut que les grains des divers agrégats ne soient pas jointifs et que la résistance mécanique ne soit pas trop élevée.

Ce résultat est obtenu par l'utilisation de formulations à la fois pauvre en ciment et riche en eau. Mais le béton ainsi constitué est instable, de l'argile ou de la bentonite est alors incorporée à ce mélange afin de le stabiliser. L'argile apporte également à ce béton des caractéristiques d'étanchéité élevées.

I.3.3. Exécution des parois au coulis :

Pour la réalisation de telle paroi, un seul fluide est utilisé.

L'excavation est menée en utilisant le coulis définitif comme fluide de forage. A l'état fluide, il présente des caractéristiques voisines de celles de la boue de la bentonite.

Celles-ci évoluent lentement en fonction du temps pour atteindre un état solide et stable. Ce fluide est en général un coulis bentonite ciment, mais un grand nombre de coulis est disponible aujourd'hui, en fonction des propriétés requises pour la paroi essentiellement. Ces coulis sont constitués de bentonite et de ciment auquel on adjoint des additifs minéraux spécifiques qui permettent essentiellement de réduire la perméabilité des écrans et/ou d'en augmenter la durabilité[7].

I.4. Les parois en béton :

I.4.1. Les matériaux utilisés :

I.4.1.1. Le ciment :

Le choix du ciment doit prendre en considération :

- Les contraintes d'exécution de l'ouvrage.

- L'utilisation finale du béton et le type de béton (béton armé, béton précontraint)

- Les conditions de cure.

- Les dimensions de la structure (développement de chaleur).

- Les agressions environnementales auxquelles la structure est exposée aux cours de sa durée d'utilisation.

- La réactivité potentielle des granulats aux alcalins des constituants.

La norme NA 442 définit cinq types de ciments selon leurs composition :

- CEM I : ciment Portland (En cas de sol non agréssif).

- CEM II : ciment Portland composé (En cas de sol sulfaté).

[7] (Tout Pour Le Forage, 2020)

- CEM III : ciment de haut fourneau (En cas de sol sulfaté).
- CEM IV : ciment pouzzolanique.
- CEM V : ciment composé.

I.4.1.2. Les granulats :

Le type, la dimension et les catégories de granulats doivent être sélectionnés en tenant compte :

- Des contraintes d'exécution de l'ouvrage.
- De l'utilisation finale du béton.
- Des conditions environnementales auxquelles sera soumis le béton.
- De toutes les exigences liées aux traitements de surface appliqués au béton frais ou durci.

Le maximum de la dimension nominale supérieure des granulats (Dmax) est sélectionné en prenant en compte l'épaisseur d'enrobage, l'espacement entre les armatures et la dimension minimale des sections.

Les granulats utilisés dans la composition du béton des parois moulées seront suffisamment petits pour permettre le bon bétonnage (dimensions inférieures à ¼ de la maille de la cage d'armature, ½ de l'enrobage, ¼ de l'espacement des barres d'armatures longitudinales et 32 mm au maximum)[9].

La granulométrie doit être continue pour obtenir la teneur élevée en farine nécessaire, une courbe granulométrique riche en sable, comparable à celle recommandée pour le béton pompé est à avantager. La teneur en sable ($d \leq 4$ mm) devrait dépasser une proportion de 40 % en masse de la totalité du granulat[10].

[8] (Azzi, 2015)
[9] (Paroi moulée, 2020)
[10] (Béton pour parois moulées et pieux forés, 2020)

I.4.1.3. Les superplastifiants-hauts réducteurs d'eau :

Les superplastifiants permettent de réduire fortement la teneur en eau du béton donné (haut réducteur d'eau), ou , sans modifier la teneur en eau, d'augmenter considérablement l'affaissement/l'étalement ou de produire les deux effets à la fois.

Leur dosage moyen est de 0,8 à 3 % du poids du ciment.

Les superplastifiants sont normés selon la NF EN 934-2.

Ils permettent de :

- Réduire très fortement la quantité d'eau de gâchage tout en maintenant la maniabilité.
- Augmenter la maniabilité tout en conservant les performances.
- Réaliser des bétons à compacité élevée, permettant des gains de performance très importants en terme de :
  - Résistances mécaniques initiales et finales élevées.
  - Diminution de la porosité.
  - Accroissement de la durabilité.

I.4.1.4. Les additions cendres volantes :

Les cendres volantes sont une poudre fine constituée principalement de particules vitreuses de forme sphérique, issues de la combustion du charbon pulvérisé en présence ou non de co-combustibles, ayant des propriétés pouzzolaniques et composées essentiellement de SiO2 et de Al2O3 ; la proportion de SiO2 réactive constituant au moins 25 % de la masse[14].

L'utilisation des cendres volantes dans le béton des parois moulées permet d'atteindre plusieurs objectifs :

- Améliorer la maniabilité du béton : L'ajout de cendres réduit le besoin en eau nécessaire à l'obtention d'une maniabilité équivalente pour un ciment sans cendres volantes : les cendres peuvent donc jouer un rôle de plastifiant.
- Réduire la chaleur d'hydratation : Elles réduisent l'exothermie des réactions d'hydratation, donc, éviter la fissuration des parois moulées par retrait thermique.
- Améliorer l'acquisition des performances mécaniques à long terme : Du fait de leur activité pouzzolanique consommant la portlandite, les cendres augmentent les résistances mécaniques à long terme des bétons, améliorant de fait leurs résistances aux attaques chimiques et donc leur durabilité[15].

[11] (Abdelaziz, 2007)
[12] (GUIRAUD, 2020)
[13] (Béton pour parois moulées et pieux forés, 2020)
[14] (Abdelaziz, 2007)
[15] (L'utilisation des cendres volantes dans le béton, 2020)

I.4.2. Le béton frais :

I.4.2.1. La consistance :

Cinq classes de consistance sont définies pour les bétons à teneur en eau courante, obtenues de l'essai au cône d'Abrams selon la norme EN 12350-2.

Tableau 2 : Les classes de consistance du béton.

Classe	Affaissement (mm)	Désignation de la consistance
S1	10 à 40	Ferme
S2	50 à 90	Plastique
S3	100 à 150	Très plastique
S4	160 à 210	Fluide
S5	≥ 220	Très fluide

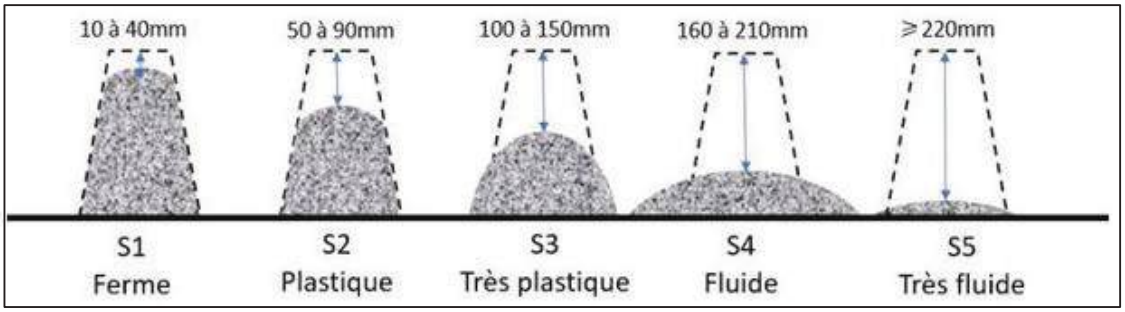


Figure 1 : Les classes de consistance des bétons -Essai au cône d'Abrams- .(https://www.toutsurlebeton.fr/le-ba-ba-du-beton/classes-de-consistance-du-beton/)

- Le béton S1: Utilisé dans le domaine de la voirie (béton de chaussée, béton extrudé pour réaliser les séparateurs de voies, …). Sa mise en œuvre nécessite des machines spécifiques et un compactage puissant du béton. Il est aussi utilisé dans le cas des bétons fermes pris sous-centrale.
- Le béton S2: Utilisé pour réaliser les ouvrages en pente (ex : descente de garage).
- Le béton S3 est le plus fréquemment utilisé pour tous les ouvrages courants (dalle, voiles, poteaux, poutres, fondations, …). Très plastique et maniable, c'est la fluidité classique employée pour les bétons traditionnels.
- Le béton S4: Utilisé dans les structures verticales ou horizontales (ne pas utiliser en cas de pente supérieure à 2%). Il facilite la mise en place, permet un bon remplissage des coffrages dans les structures très ferraillées ou les formes complexes, facilite le pompage, améliore la qualité des parements et simplifie les opérations de vibration. La maniabilité est augmentée sans rajout d'eau. La fluidification se fait en centrale par ajout d'adjuvant fluidifiant.
- Le béton S5 : Cette catégorie regroupe notamment les bétons autoplacants. Ces bétons sont mis en œuvre sans vibration, car ils se compactent sous leur propre poids. Ils sont utilisés pour des applications horizontales et verticales (voiles, poutres, poteaux, fondations superficielles, fondations profondes, dalles, dallages, remplissage de blocs à bancher…). La mise en œuvre est encore plus facilitée, et ils permettent le remplissage des formes complexes et / ou fortement ferraillées. Leur niveau de fluidité très élevé est rendu possible

grâce à l'emploi d'adjuvant spécifique (super plastifiant) ainsi qu'à l'ajout d'addition (ex : filler calcaire) en plus du ciment[16].

Le béton utilisé dans l'exécution des parois moulées n'est jamais vibré, il doit être de classe S4 (béton fluide) pour assurer un bon écoulement à l'intérieur et à l'extérieure de la cage d'armature lors du bétonnage[17].

I.4.2.2. La ségrégation :

La ségrégation est une séparation des constituants du béton frais qui peut se produire chaque fois que celui-ci est transporté ou mis en mouvement (déchargement, pompage, mise en place, compactage) ou simplement sous l'effet gravitaire quand le béton est au repos.

La ségrégation a toujours des conséquences importantes sur l'aspect du béton et le plus souvent aussi sur sa résistance et sa durabilité. Elle peut résulter d'une séparation entre :

- Les différentes fractions granulaires.
- Les granulats et la pâte de ciment.
- Les fines et l'eau de gâchage.

Parmi les formes les plus courantes de ségrégation, il faut mentionner :

- Les "Nids de gravier" : concentrations locales de gros granulats.
- Les "Remontées d'eau", appelées aussi "Veines de sable" : eau séparée ou excédentaire remontant le long des faces verticales lors du compactage.
- Le "Ressuage" : accumulation d'un excédent d'eau sur les surfaces horizontales du béton, il en résulte des surfaces irrégulières, farineuses ou poreuses.
- Les "Micro-ségrégations" (ciment/fines) sont souvent plus gênantes pour l'œil que pour la qualité.

Pour éviter la ségrégation du béton utilisé dans les parois moulées, il faut que :

- La consistance du béton ne soit pas trop fluide.
- La mise en place du béton au tube plongeur ne se fait pas avec des hauteurs de chute importantes.
- Les dimensions des granulats ne soient pas supérieures à l'épaisseur d'enrobage des armatures.
- Les armatures ne soient pas très denses[18].

I.4.2.3. Les classes de résistance :

Deux familles de classes de résistance ont été distinguées en fonction de la masse volumique du béton (On définit le béton normal, le béton léger et le béton lourd en fonction de leur masse volumique après séchage à l'étuve), qui correspondent à la résistance caractéristique que doit atteindre le béton à 28 jours :

- La classe de résistance à la compression des bétons normaux de masse volumique (2000 à 2600 kg/m^3) et des bétons lourds de masse volumique supérieure à 2600 kg/ m^3 est désignée par la lettre C suivie des valeurs fck-cyl et fck-cube.
- La classe de résistance des bétons légers de masse volumique (800 à 2000 kg/m^3) est désignée par les lettres LC suivies des valeurs fck-cyl et fck-cube.

[16] (Classes de consistance du béton, 2020)
[17] (Azzi, 2015)
[18] (Causes et prévention des altérations du béton : Ségrégation / Fissuration et retrait, 2019)

La norme NF EN 206/CN définit respectivement seize classes de résistance pour les bétons normaux et les bétons lourds de C 8/10 à C 100/115 et quatorze classes pour les bétons légers de LC 8/9 à LC 80/88.

Dans le présent chapitre, on s'intéresse uniquement aux classes C $fck_{cyl}/\ fck_{cub}$ tel que :

- L'indice fck_{cyl} : correspond à la résistance caractéristique à la compression à 28 jours lorsqu'elle est mesurée sur éprouvettes cylindriques (Ø = 150 mm – H = 300 mm ; Ø = 160 mm – H= 320 mm ; Ø = 110 mm – H = 220 mm), la valeur est exprimée en MPa.
- L'indice fck_{cub} : correspond à la résistance caractéristique à la compression à 28 jours lorsqu'elle est mesurée sur éprouvettes cubique (côté : 100 ou 150 mm), la valeur est exprimée en MPa.

Les bétons souvent utilisés dans la construction des ouvrages BTP sont C20/25, C25/30 et C30/37 (bétons ordinaires) alors que les classes de résistance supérieure sont réservées à des constructions de beaucoup plus grande importance.

La classe C20/25 : Ce béton est moins résistant que le béton courant (C25/30), utilisé dans les fondations légères (semelle filante ou isolée) ou dans le dallage sur vide sanitaire. Il peut être utiliser dans les parois moulées en cas de sollicitations normales.

La classe C25/30 : Ce béton est le plus fréquemment utilisé sur les chantiers. On l'emploi pour réaliser des éléments structurels tels qu'une dalle, un mur, un plancher ou une fondation. Il peut être utiliser dans les parois moulées en cas de fortes sollicitations.

La classe C30/37 : Ce béton est plus résistant que le béton courant (C25/30), il est utilisé pour réaliser des éléments structurels soumis à des sollicitations plus importante. Il peut être utiliser dans les parois moulées en cas de sollicitations très élevées[19].

I.4.3. Le bétonnage des parois moulées :

Après la mise en place de la bentonite et la cage d'armature dans la tranchée excavée, le bétonnage se fait à l'aide d'un tube plongeur comme suit :

1. Le tube plongeur est placé sur le fond de la tranchée (il doit toujours être noyé dans le béton).
2. Le béton est coulé du bas vers le haut et le tube plongeur est remonté au fur et à mesure du remplissage, ce qui permet de minimiser les impuretés et les ségrégations.
3. La densité du béton est supérieure à celle de la bentonite, donc, le béton va pousser la boue de forage (la bentonite) vers le haut.
4. La bentonite est aspirée pour être recyclée et réutilisée dans un autre forage.[20]

[19] (Le béton et ses applications, 2020)
[20] (Cours : Berlinoises et Parois Moulées, 2020)
[21] (Le bétonnage pour un béton de qualité, 2020)

I.5. Conclusion :

Les ouvrages en paroi moulée sont conçus en répondant aux fonctions pour lesquelles ils ont été dimensionnés (soutènement, étanchéité, portance), tout en garantissant la sécurité et le coût admissible.

Le présent travail nous a permis de constater que les bétons utilisés dans les parois en béton doivent avoir :

- Une teneur en ciment (CEM II, CEM III) de $380kg/m^3$au minimum.
- Une granulométrie continue riche en sable.
- Un temps d'ouvrabilité aussi long que possible obtenu de l'ajout des adjuvants fluidifiants.
- Une consistance de classe S4 (bétons fluides) obtenue de l'ajout des additions cendres volantes.
- Une classe de résistance C20/25 au minimum (sollicitations normales).

Chapitre II

Présentation du projet

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons faire en premier une présentation du métro d'Alger, ensuite, nous allons présenter le projet de la station Aéroport puis faire une description du contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique du tracé de notre projet et définir les conditions sismiques de la zone ou la station Aéroport sera implantée.

II.2. Le métro d'Alger :

Le métro d'Alger est un réseau de chemin de fer électrique utilisé comme un moyen de transport en commun urbain, en majeure partie souterrain, desservant différents points de la ville d'Alger.

II.2.1. Historique[22] :

Le métro d'Alger a une longue histoire avec des délais injustifiés et des projets non terminés. Dans les années 1970, le besoin d'un transport publics souterrain dans la capitale fut soulevé, ce qui fut sans précédent sur tout le continent africain. La première ébauche proposait une voie de 64 kilomètres. Un projet ambitieux pour l'époque. Il fut établi en 1982 mais en raison de la baisse des prix du pétrole, et de l'insécurité durant les années 1990, il fut aussitôt abandonné.

En 2003, le projet était relancé par le gouvernement algérien après développement d'un accord avec des entreprises internationales. L'accord impliquait VINCI, CAF, SIEMENS dénommé SVC. Le 1er novembre 2011, la première ligne « Hai El Badr-Tafourah Grande Poste » fut ouverte avec 10 stations sur une longueur de 9.5 kilomètres, et puis en 2015 une autre portion de voie « HAI EL BADR-ELHARRACH CENTRE » avec 4 station sur une longueur de 2.1 kilomètres fut également ouverte.

II.2.2. Lignes et extensions du métro d'Alger[23] :



Figure 2 : Tracé de la ligne 01 du métro d'Alger avec toutes ces extensions.

[22] (Mapas de metrô de mundo, 2020)
[23] (Entreprise Métro d'Alger, 2020)

II.2.2.1. En exploitation :

- La première ligne qui s'étend de la Grande Poste à Hai El Badr sur une longueur de 9.5 kilomètres avec 10 stations.

Extension de la première ligne :

- L'extension « Hai El Badr - El Harrach Centre » : mise en exploitation le 5 juillet 2015. Ce tronçon d'un linéaire de 4 km s'étend du troisième quai de la station de Hai El Badr, dessert les communes de Bachdjarah, Bourouba et El Harrach à travers 4 stations.
- L'extension « Grande Poste - Place des Martyrs » : mise en exploitation en 2018. 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.
- L'extension « Hai El Badr - Ain Naadja » : mise en exploitation en 2018. Ce tronçon d'un linéaire de 3,6 Km dessert les communes de Bachdjarah et de Gué de Constantine à travers 3 stations.

II.2.2.2. En réalisation :

Extension de la première ligne : Les travaux de réalisation sont entamés depuis Juin 2015 sur deux extensions.

- L'extension « El Harrach - Bab Ezzouar – Aéroport d'Alger » (Lot 1) : Ce tronçon d'un linéaire de 9.5 km s'étend de El Harrach Centre vers l'Aéroport d'Alger à travers 9 stations.
- L'extension « Ain Naadja – Baraki » (Lot 2) : Ce tronçon d'un linéaire de 6 kilomètres s'étend de Ain Naadja vers Baraki à travers 6 stations.

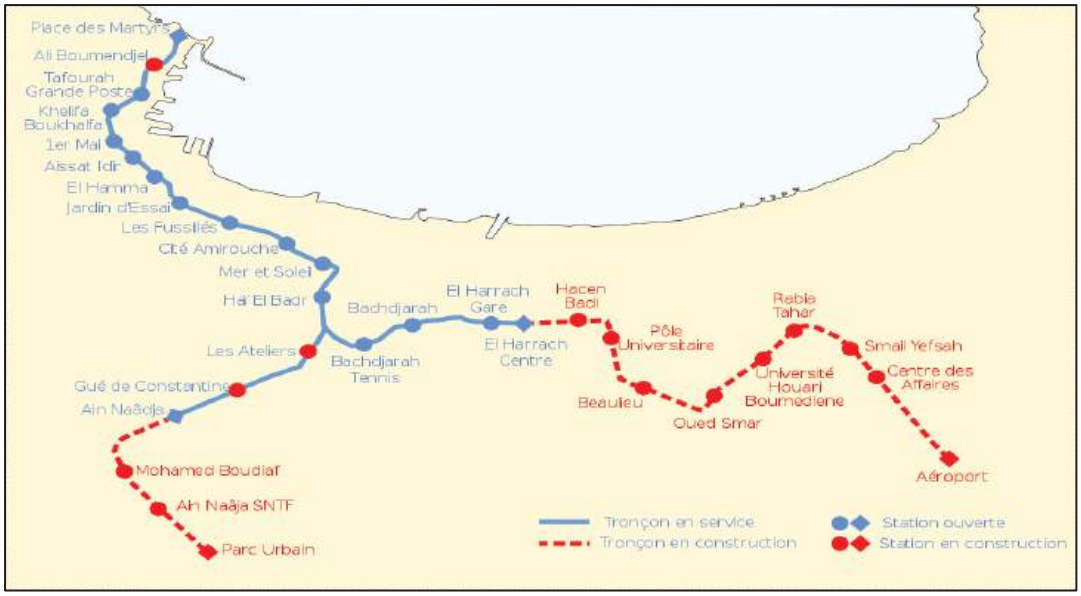


Figure 3 : **Tracé de la ligne 1 du métro d'Alger avec ses extensions ouvertes et en construction.**

II.2.2.3. Etudes achevées « APS-APD » :

- L'extension « Place des Martyrs - Bab el Oued – Chevalley » (Lot 3) : Ce tronçon d'un linéaire de 8 kilomètres s'étend du Place des Martyrs vers Chevalley à travers 8 stations.
- L'extension « Chevalley - Delly Brahim - Cheraga - Ouled Fayet - El Achour- Draria » : 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 4 : Tracé de l'extension Place des Martyrs-Chavalley-Draria-Ouled Fayet.

II.3. L'extension El Harrach – Bab Ezzouar – Aéroport d'Alger (Lot 1) :

II.3.1. Présentation de l'extension :

Cette extension est une ligne prolongée de l'extension B1 « Hai El Badr-El Harrach Centre » de la ligne 1 du métro d'Alger. Elle relie le Centre-ville d'El Harrach à l'Aéroport International Houari Boumediene. La conception et l'étude de cette extension ont été faites entre 2013 et 2015, les travaux de réalisation des gros œuvres sont entamés depuis Juin 2015 dans un délai d'exécution de 60 mois selon le contrat initial, cependant, un avenant était élaboré pour ajouter 19 mois, donc la date prévue de la réception du projet sera en janvier 2022.[24]

Cette extension, sur un linéaire de 9.5 km composé de 9 stations et 10 puits de ventilations, dessert des quartiers denses en population tel que : Beaulieu, Oued Smar, Cite 5 juillet, Bab Ezzouar, le Pôle Universitaire d'El Harrach, le Centre des Affaires de Bab Ezzouar et l'Université Houari Boumediene.

Les neuf stations de cette extension sont : Hassan Badi, Pôle Universitaire, Beaulieu, Oued Smar, Université Houari Boumediene, Rabia Tahar, Smail Yefsah, Centre des Affaires, **Aéroport**.

[24] (Cosider TP, 2020)

II.3.2. Les sociétés participantes dans ce projet :

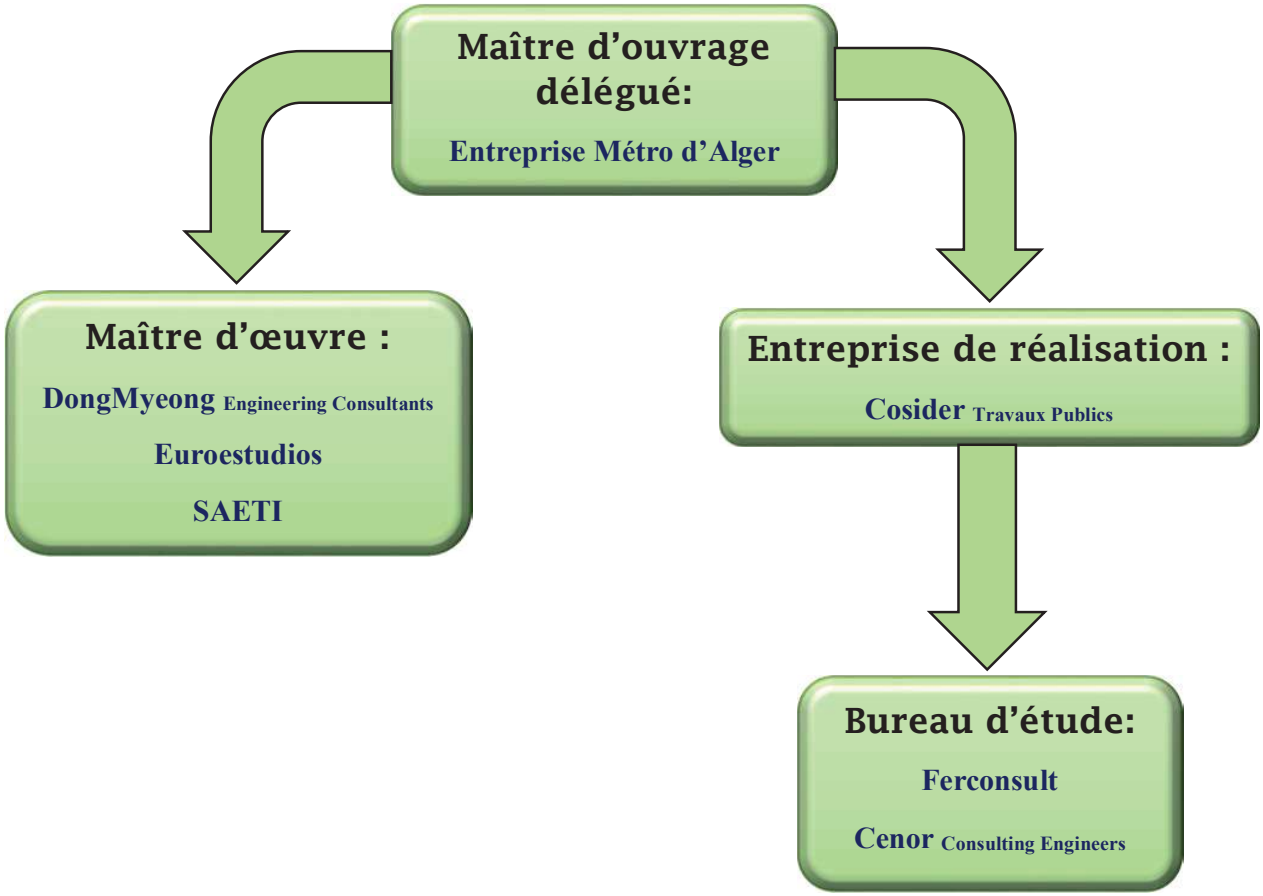


Figure 3 : Organigramme présentant les sociétés participantes dans le projet de l'extension El Harrach-Aéroport d'Alger (LOT1).

- Maître d'ouvrage :

- L'Entreprise Métro d'Alger (EMA) : est une entreprise algérienne, publique économique de forme juridique société par actions (SPA), créée le 24 novembre 1984 pour le but de réaliser le projet du Métro d'Alger pour le compte de l'état Algérien, en qualité de maître d'ouvrage délégué du Ministère des transports.[25]

- Maître d'œuvre :

- DongMyeong Engineering Consultants : est une entreprise Coréenne, fondé en 1960, spécialisée dans la sélection des corridors, la planification environnementale et son approbation, la conception d'ouvrages d'art et de tunnels, les travaux de terrassement, les travaux de génie civil, la structure de voie, la signalisation et les systèmes de communication, la traction électrique et la sécurité ferroviaire[26]. DMEC est chargée de contrôler les travaux de réalisation de ce projet.
- Euroestudios : est une entreprise espagnole multidisciplinaire, fondé en 1991, spécialisée dans les domaines de transport, de l'environnement, de l'eau, de la construction et du développement urbain[27]. Euroestudios est chargée de contrôler les études de ce projet.

[25] (Entreprise Métro d'Alger, 2020)
[26] (Dong Myeong Engineering Consultants & Architecture, 2020)
[27] (Getinsa Euroestudios, 2020)

- La Société Algérienne d'Etudes d'Infrastructures (SAETI) : est une entreprise algérienne, publique économique de forme juridique société par actions (SPA), fondée le 1 octobre 1974, spécialisée dans le domaine d'études, de contrôle, de suivi, d'assistance et d'expertise des infrastructures routières, autoroutières, ouvrages d'art, aérodromes et ferroviaires[28]. SAETI est chargée de contrôler les travaux topographiques de ce projet.

- Entreprise de réalisation :

- Cosider Travaux Publics, est une entreprise algérienne et l'une des plus grandes filiales du Groupe Cosider de forme juridique société par actions (SPA), fondée en 1979, spécialisée dans la réalisation des travaux des infrastructures, ouvrages spéciaux (souterrains et maritimes), barrages et travaux ferroviaires[29].Cosider TP est chargé de la réalisation de ce projet.

- Bureau d'études :

- Ferconsult : est une entreprise portugaise multidisciplinaire, fondée en 1991, spécialisée dans les domaines d'étude des projets d'architecture, d'ingénierie de transport, de coordination et maîtrise d'œuvre, de mise en place et service des systèmes de Métro.[30]

- Cenor Consulting Engineers : est une entreprise portugaise spécialisée dans le domaine d'ingénierie de transport.

II.4. Présentation de la station Aéroport :

II.4.1. L'emplacement de la station :

La station Aéroport appartient à l'extension B1-Lot1 de la ligne 1 du métro d'Alger qui s'étends de El Harrach vers l'Aéroport d'Alger. Elle représente la station terminale, précédée par le puit de ventilation PV9 et la station Centre des Affaires, succédée par le puit de ventilation PV10 dit puit d'extraction.

Elle est située entre les PK 8+872,9 et PK 9+002,9, sur le côté Ouest du parking Houari Boumediene, entourée par deux terminaux, le terminal T1 sur le côté Est et le terminal T2 sur le côté sud.

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.

[28] (SAETI, 2020)
[29] (Cosider groupe, 2020)
[30] (Ferconsult, 2020)



Figure 5 : Vue générale de la zone d'implantation de la Station Aéroport (Google Earth, date 05/03/2020).

II.4.2. Les dimensions de la station :

La station présente une longueur de 130 m, une largeur de 23 m et une profondeur moyenne de 28 m. 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.[31]

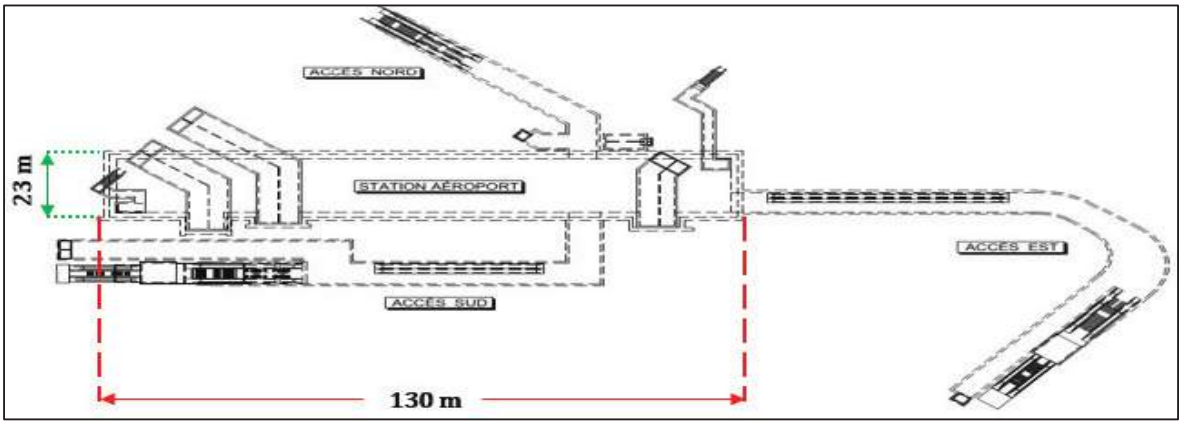


Figure 6 : Schéma général représente les différents corps de la station Aéroport.

II.4.3. Les matériaux utilisés pour la construction de la station Aéroport[32] :

II.4.3.1. Le béton :

Les types du béton utilisés pour la construction de la station Aéroport sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Les classes et les types du béton utilisés dans la construction de la station Aéroport.

Classe de résistance du béton	Type du béton
C30/37 XC2	béton armé, en général.
C20/25 X0	béton de remplissage.
C12/15 X0	béton de propreté.

[31] (Cosider TP, 2020)
[32] (Cosider TP, 2020)

Aussi, un béton léger est utilisé dans ce projet, avec un poids spécifique inférieur à 12 KN/m^3.

II.4.3.2. L'acier :

Les types d'acier utilisés pour la construction de la station Aéroport sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 4 : Les différents types d'acier utilisés pour la construction de la station Aéroport.

Acier	Type d'acier
Armatures du béton armé.	HA FeE500 (NF EN 10080).
Acier de construction.	S275 J2 (EN 10025-2).Profils, barres et tôles.
Vis et boulons.	CL 8.8

L'enrobage des armatures utilisées pour la construction de la station Aéroport est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 5 : L'enrobage de chaque type d'armature utilisé pour la construction de la station Aéroport.

Type d'armature	Enrobage (mm)
Armatures, en général.	30
Armatures dans les faces en contact avec le sol.	50
Armatures des parois moulées et des pieux.	70

La longueur minimale de scellement utilisée pour la construction de la station Aéroport est de 50Ø, tel que Ø représente le diamètre de l'armature.

II.5. Le contexte géologique, hydrogéologique et les conditions sismiques :

II.5.1. Le Contexte géologique :

II.5.1.1. La géologie de l'Algérie :

L'Algérie, par le fait de son étendue, comprend quatre larges domaines géologiques allant du Nord vers le Sud :

- L'Atlas Tellien (ou le Tell).
- Les hauts plateaux.
- L'Atlas saharien.
- Le Sahara.

De la même manière, l'Algérie est divisée en deux unités tectoniques majeures séparées par la faille sud-atlasique :

- Le Nord du pays portant l'empreinte de la tectonique alpine.
- La plate-forme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée[33].

[33] (ANAM - Agence Nationale des Activités Minières, 2020)

II.5.1.2. La géologie d'Alger :

Les alentours de la ville d'Alger se situent dans la première région définie ci-haut, délimitée au Nord par la mer Méditerranée et au Sud par l'Atlas Tellien. Cette chaîne correspond à une zone complexe de reliefs jeunes alpins, constitués de nappes mises en place au Miocène inférieur. Les bassins néogènes tardifs se sont installés sur ces nappes et peuvent être considérés comme post-nappes.

La région d'Alger peut être représentée comme un dôme primaire métamorphique, bordé par des formations sédimentaires, tertiaires et quaternaires[34].

II.5.2. Le contexte hydrogéologique[35] :

II.5.2.1. Le contexte climatique de l'Algérie :

L'Algérie est un pays de la zone subtropicale du nord-africain. Son climat est très différent entre les régions (nord-sud, est-ouest). Il est de type méditerranéen sur toute la frange nord qui englobe le littoral et l'atlas tellien (étés chauds et secs, hivers humides et frais), semi-aride sur les hauts plateaux au centre du pays, et désertique dès que l'on franchit la chaine de l'atlas saharien.

II.5.2.2. Le contexte climatique d'Alger :

La ville d'Alger bénéficie d'un climat tempéré chaud. La pluie dans Alger tombe surtout en hiver, avec relativement peu de pluie en été. D'après Köppen et Geiger, le climat y est classé Csa. La température moyenne annuelle à Alger est de 17.7 °C. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 707 mm.

II.5.2.3. Le contexte climatique de la région de notre projet :

La station Aéroport est située à la province de Dar El Beida qui bénéficie d'un climat tempéré chaud. En hiver, les pluies sont bien plus importantes qu'elles ne le sont en été. La carte climatique de Köppen-Geiger y classe le climat comme étant de type Csa. Elle affiche une température annuelle moyenne de 17.8 °C. Les précipitations annuelles moyennes sont de 920 mm.

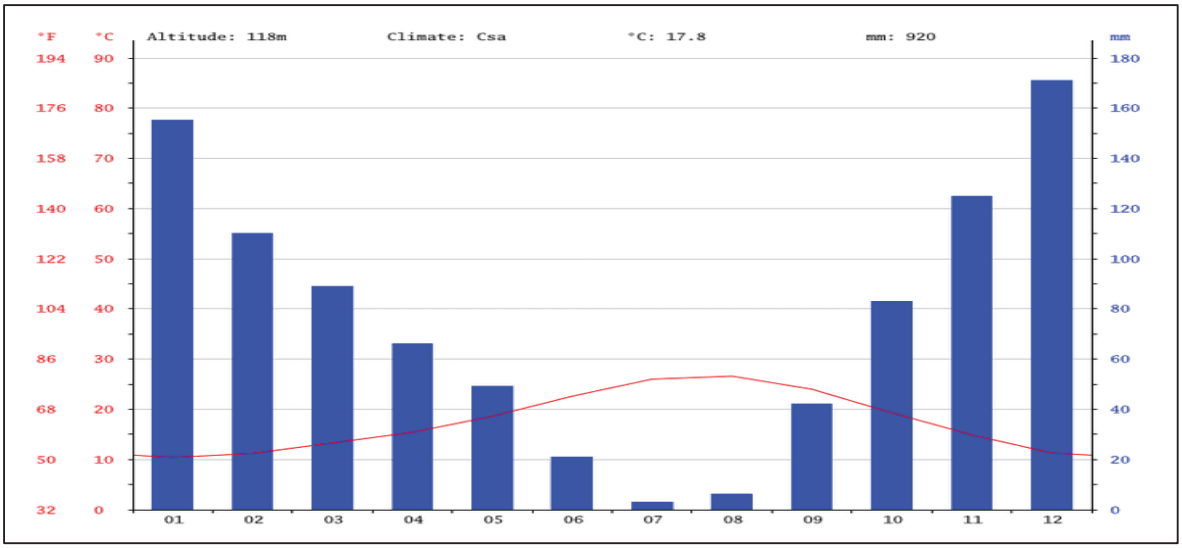


Figure 7 : Diagramme ombrothermique de Dar El Beida.

[34] (Etude de stabilité d'un puit d'attaque (PV5) Hai El Badr-Ain Naadja, 2015)
[35] (Climate-Data, 2020)

II.5.3. Les conditions sismiques :

II.5.3.1. Les conditions sismiques en Algérie :

L'Algérie se situe à proximité de l'interface entre la plaque Eurasienne au nord et la plaque Africaine au sud, la tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont le rejet provoque les séismes[36].

En raison de sa situation géographique, l'Algérie a connu au cours de son histoire plusieurs séismes dévastateurs.

II.5.3.2. Les conditions sismiques à Alger :

Alger appartient à la marge nord de l'Algérie, qui est réputée être une zone à grande activité et risque sismique qui se trouve localisée dans les zones côtières et en mer Méditerranée.

L'activité sismique dans la région d'Alger est localisée en bordures du bassin Néogène de la Mitidja qui est caractérisé par d'importants séismes produits au cours de son histoire. Les études effectuées dans ce bassin (Boudiaf, 1996) montrent que la tectonique active se manifeste le long des bordures nord et sud du bassin par des failles et plis à jeu inverse de direction NE-SO (pli-faille du Sahel) recoupés par des accidents majeurs de direction NO-SE qui déforment ces versants et surélevant la région littorale[37].

II.5.3.3. Classification sismique du tracé de la station Aéroport :

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. En Algérie, on trouve cinq zones définies en fonction de leur sismicité croissante[38]. (Voir annexe B)

Pour la prise en compte du risque sismique et en particulier de la valeur du coefficient d'accélération, les tunnels et puits, selon la partie II du RPOA 2008 – Règles Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Art, 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 réglementaire.
- Groupe 2 Tunnels importants : Dans ce groupe sont classés les tunnels qui se trouvent sur les chemins de wilaya, chemins communaux ou autres voies.

Tableau 6 : Coefficient d'accélération selon la classe des ouvrages et la zone de sismicité.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	Coefficient d'accélération sismique	
		Groupe 1	Groupe 2
Zone I	Sismicité faible	0.15	0.12
Zone Iia	Sismicité moyenne	0.25	0.20
Zone IIb	Sismicité élevée	0.30	0.25
Zone III	Sismicité très élevée	0.40	0.30

La station Aéroport est classée dans le groupe 1 et la région où elle sera implantée appartient à la zone sismique III.

[36] (Cosider TP, 2020)
[37] (Étude d'un rameau de connexion du PV6 Bab Ezzouar, 2019)
[38] (Cosider TP, 2020)

Chapitre III

Conception de la station Aéroport

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons faire une description détaillée de la conception du corps principal de la station Aéroport et ses accès et les plans de déplacements en se basant sur les données de la phase d'APD.

Ensuite, nous allons définir les techniques et les phases de réalisation de notre projet.

III.2. Conception du corps principal de la station :

La station Aéroport se compose de 6 niveaux :

- Le niveau R0 (Dalle de couverture).
- La 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 1 de l'annexe C (coupes transversales et longitudinales)**.**

III.2.1. 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.

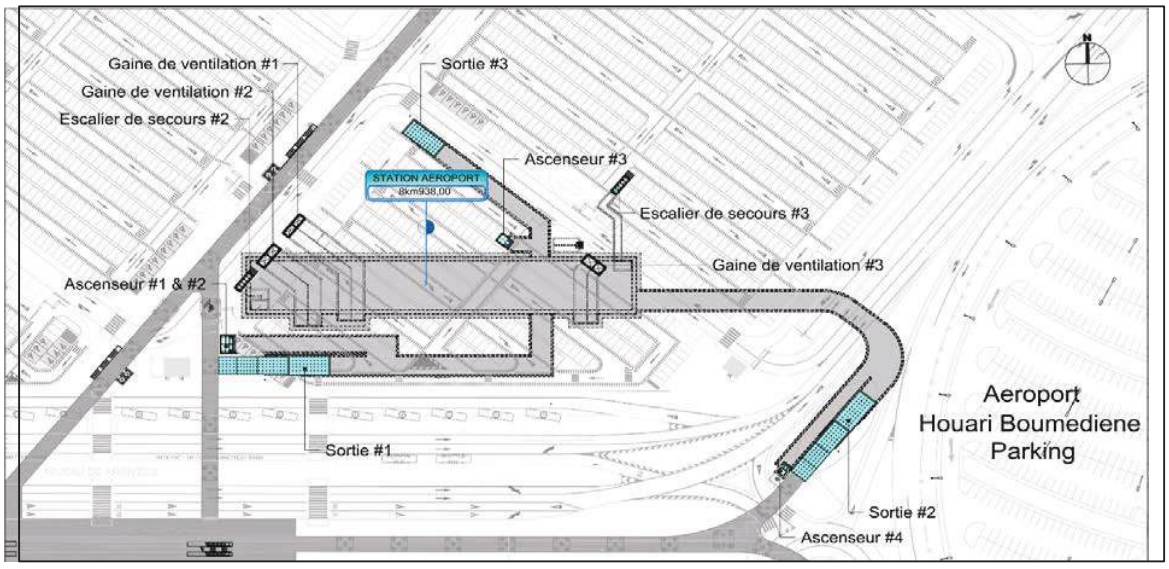


Figure 8 : Vue en plan de la station Aéroport.

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.2.2. Le niveau R-1 (Souterrain) :

- 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.

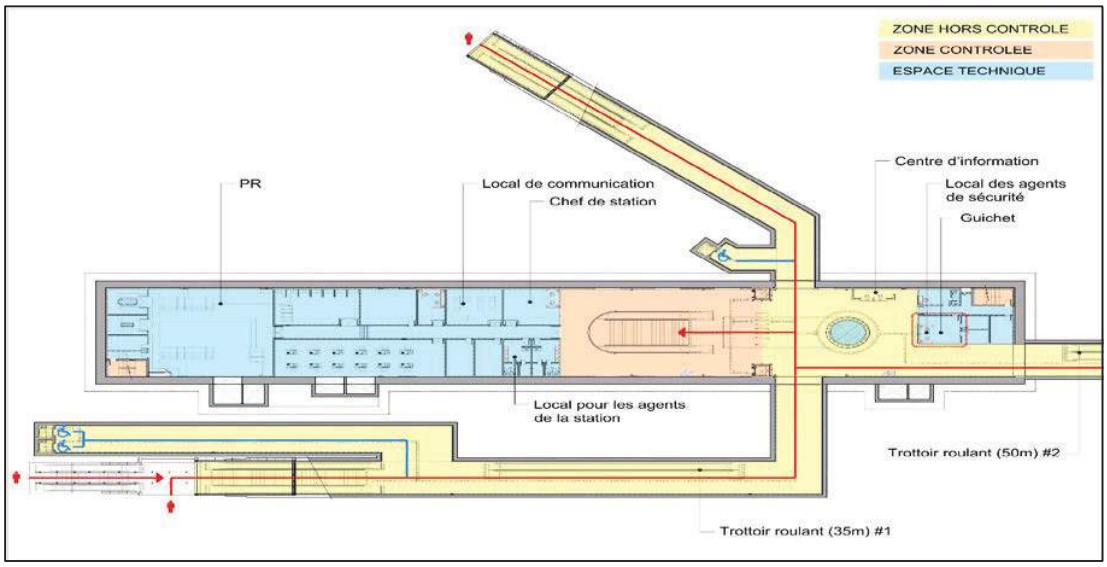


Figure 9 : Vue en plan du niveau R-1 de la station Aéroport.

III.2.3. Le niveau R-2 (Mezzanine) :

- 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.

Deux escaliers d'une largeur de 3 m et quatre 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 :

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

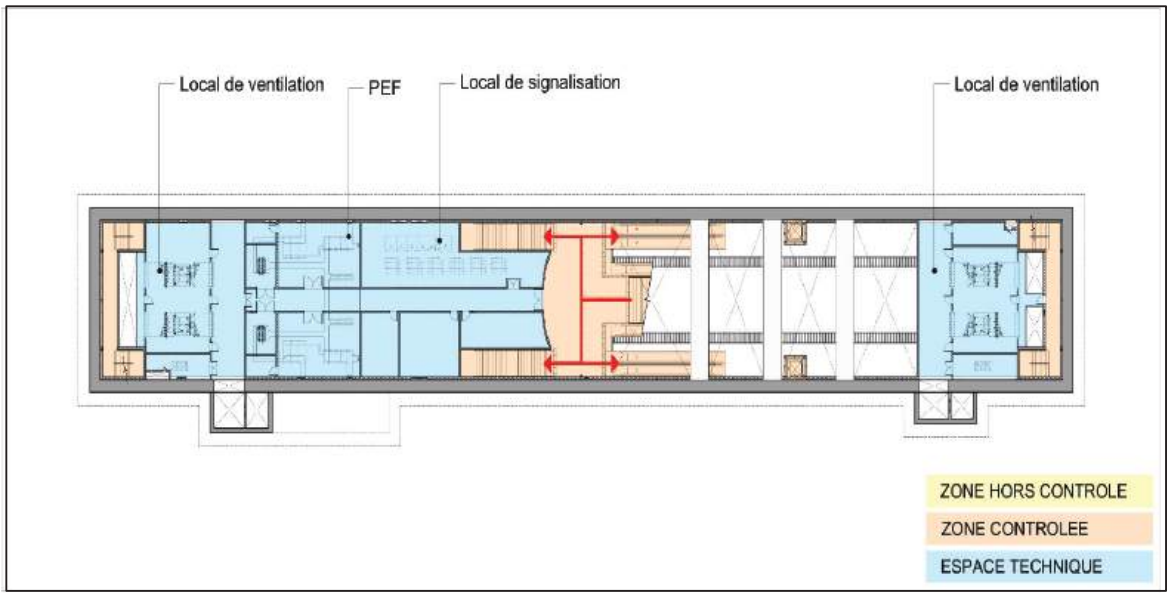


Figure 10 : Vue en plan du niveau R-2 de la station Aéroport.

III.2.4. Le niveau R-3 (Niveau quai) :

- Espace pour voyageurs :

Un escalier d'une largeur de 3m, deux escaliers mécaniques et un 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, des sanitaires réservés aux conducteurs seront installés à un endroit du quai du terminus.

- Espace technique :

Une station de pompage et un puisard sont installés en dessous du quai.

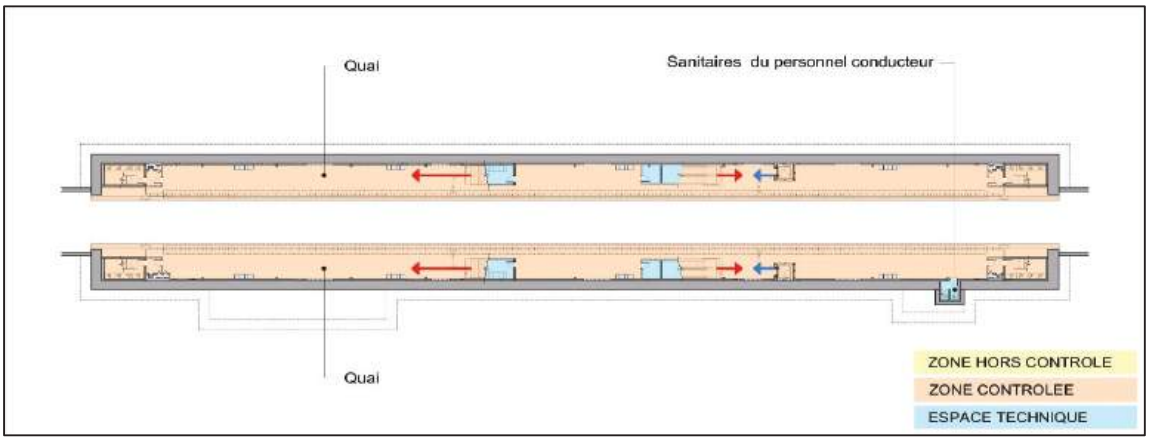


Figure 11 : Vue en plan du niveau quai de la station Aéroport.

III.2.5. 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.2.6. 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.3. Les sorties (Accès) :

La station Aéroport possède trois sorties répartis comme suit :

- Deux sorties sont installées de sorte que chaque côté de la station est équipé par une sortie.
- Suivant la demande du maître d'ouvrage, une sortie supplémentaire est installée vers le nord de la station pour faciliter l'accès au parking du terminal 2.

Une vue en plan de la station Aéroport montrant l'emplacement de chaque sortie est présentée dans la partie 2 de l'annexe C.

III.3.1. L'emplacement et le rôle des sorties :

III.3.1.1. La sortie 1 :

Elle est située à l'ouest, reliée au pont dédié au passage des piétons du terminal 2, permettant aux voyageurs d'arriver au terminal 2 en empruntant le passage souterrain, sans être gênés par divers obstacles au sol.

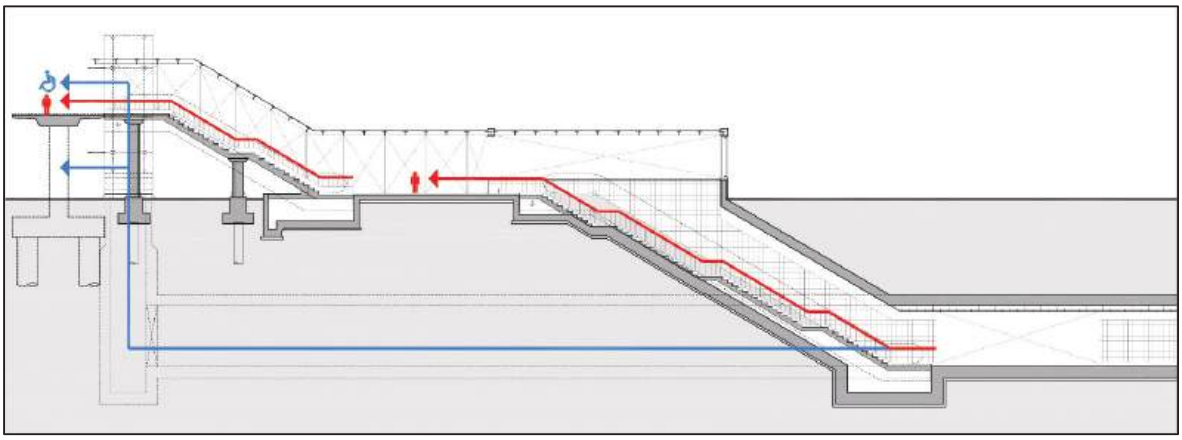


Figure 12 : Coupe longitudinale de la sortie 1 de la station Aéroport.

III.3.1.2. La sortie 2 :

Elle est située à l'est, reliée au pont dédié au passage des piétons du terminal 1et 2 de manière à ce que les voyageurs puissent passer d'abord à proximité du terminal 1 en empruntant le passage souterrain sans être gênés par divers obstacles et arriver jusqu'au pont de passage des piétons du terminal 2.

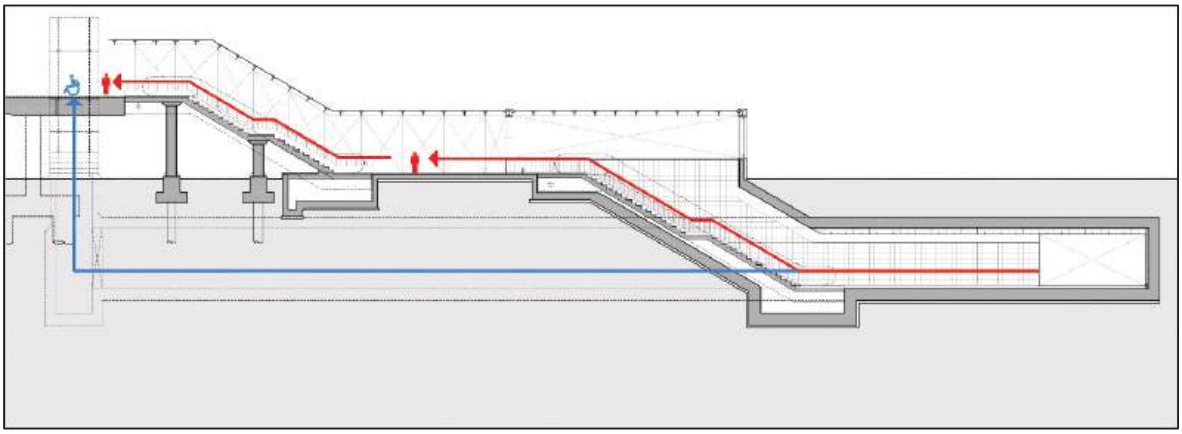


Figure 13 : Coupe longitudinale de la sortie 2 de la station Aéroport.

III.3.1.3. La sortie 3 :

Elle est située dans le site du parc de stationnement du terminal 2 en vue de permettre aux voyageurs qui y garent leurs voitures de facilement accéder à la station.

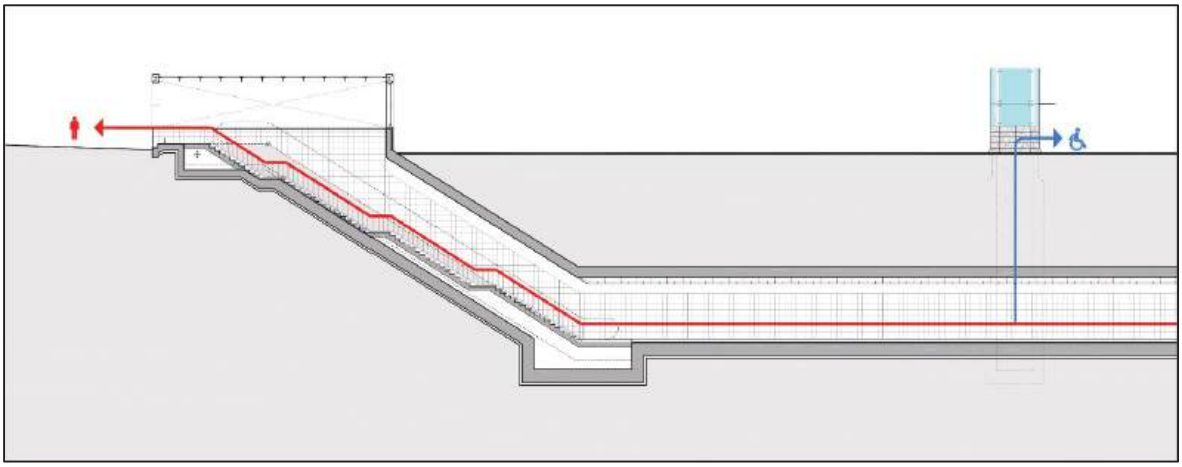


Figure 14 : Coupe longitudinale de la sortie 3 de la station Aéroport.

III.3.2. Les dimensions des sorties :

Chaque sortie de la station Aéroport est caractérisée par :

- Sa longueur horizontale.
- La profondeur à laquelle elle est placée.
- Sa largeur au niveau du rez-de-chaussée.
- La largeur de son couloir.

Tableau 7 : Les dimensions de chaque sortie de la station Aéroport.

Dimension / Sortie	Longueur horizontale (m)	Profondeur (m)	Largeur (m)	Largeur du couloir (m)
1	Environ 100	10.64	7.53	6.20
2	Environ 100	10.98	7.53	6.20
3	Environ 70	10.64	6.53	5.20

Les sorties 1 et 2 vont être élargies afin de répondre à l'augmentation du nombre des voyageurs en direction du terminal 1 pour la sortie 2, et en direction du terminal 2 pour la sortie 1.

Vu que le nombre des voyageurs vers le parc de stationnement du terminal 2 est limité, la largeur de la sortie 3 sera réduite au maximum.

III.3.3. Les équipements des sorties :

Les sorties de la station Aéroport sont équipées par :

- Des escaliers fixes.
- Des escaliers mécaniques.
- Des tapis roulants pour améliorer la commodité des voyageurs et faciliter leur déplacement.
- Des ascenseurs d'une capacité de 15 personnes, installés pour que les personnes à mobilités réduite puissent directement accéder au pont de passage des piétons depuis le sous-sol.
- Des auvents installés pour protéger les équipements contre le fort rayonnement solaire.

Tableau 8 : Le nombre des équipements installés dans chaque sortie de la station Aéroport.

Equipement / Sortie	Tapis roulant	Escalier fixe	Escalier mécanique	ascenseur	auvent
1	1	1	2	2	1
2	1	1	2	1	1
3	0	1	2	1	1

III.4. Plan de déplacement :

III.4.1. Déplacement habituel :

- Voyageur ordinaire :

Il existe un portillon à sens unique. Les voyageurs ordinaires peuvent arriver au portillon du niveau R-2 à l'aide des deux escaliers fixes et des escaliers mécaniques installés à chaque quai. Ils prennent ensuite les escaliers fixes et les escaliers mécaniques sur le côté droit pour arriver au portillon du niveau R-1. 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 R-1 en prenant l'ascenseur installé sur le quai, et puis prendre un autre ascenseur relié à chaque sortie pour sortir de la station.

- Agent de la station :

Les agents peuvent accéder au niveau R-1 en empruntant le couloir réservé aux agents de la station. En cas d'inspection du local de ventilation du niveau R-2, 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.

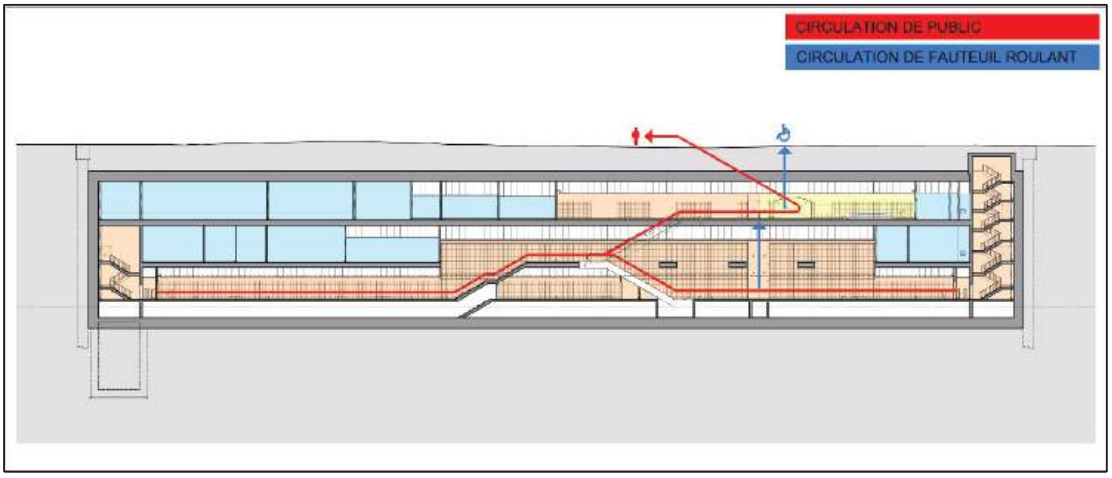


Figure 15 : Plan de déplacement habituel dans la station Aéroport.

III.4.2. Déplacement en cas d'urgence :

Dans une station de métro, un simple accident ou incendie peut causer une catastrophe (humaine et matérielle), nous devons prendre des mesures de sécurité conformes aux normes internationales pour la sécurité des usagers.

Les mesures de sécurité à prendre sont comme suit :

- Détecter les situations anormales.
- Permettre l'évacuation des usagers.
- Faciliter l'intervention des secours.

Dans le cas de la station Aéroport, plusieurs dispositions sont adaptées pour assurer la sécurité en cas d'urgence.

D'après l'article 5.5 de la norme NFPA130, les escaliers et les escaliers mécaniques peuvent être utilisés comme des 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 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 sur chaque côté droit et gauche.

Dans le but de l'amélioration sécuritaire en plus des escaliers de secours en cas d'incendie, il est aménagée 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[39].

[39] (DOHWA, 2020)

III.5. Techniques de réalisation :

L'excavation associée à l'exécution de la station Aéroport aura une longueur d'environ 130 m, une largeur de 23 m et une profondeur moyenne de 28 m.

Un puits de pompage d'eau sous la dalle de fond est prévu être installé dans l'extrémité Sud-Ouest de la station, ce qui implique qu'en cette zone le niveau d'excavation sera 7 m plus profond.

Pour les accès de la station, la profondeur maximale des excavations sera d'environ 11m. L'intersection entre les excavations des accès et l'excavation de la station aura lieu à cette profondeur.

Les accès Nord, Sud et Est auront une extension de, respectivement, 55 m, 120 m et 145 m.

L'exécution de la station comprend :

- L'exécution du corps principal de la station.
- L'exécution des accès de la station.

III.5.1. L'exécution du corps principal de la station :

Les faibles caractéristiques mécaniques du terrain à excaver et l'importante présence d'eau au niveau de l'excavation du corps principal de la station nous amène à opter pour la solution de blindage avec des parois moulées par une méthode de construction dite Top-Down.

III.5.1.1. La méthode Top-Down :

La méthode Top-Down consiste à entamer les travaux de la structure depuis la surface ensuite passer en sous œuvres (Dalles et parois) jusqu'au radier pour enfin exécuter les travaux finaux (quais, escaliers etc…).

Dans le cas de la station Aéroport, la méthode Top-Down se résume dans l'enchainement des travaux suivant :

1. Exécution des murettes-guide.
2. Exécution des parois moulées.
3. Excavation du terrain.
4. Bétonnage des parois de revêtement en chaque niveau une fois l'excavation de ce dernier est terminée.
5. Butonnage des parois de la station par des butons métalliques et une dalle intermédiaire (R-1).
6. Bétonnage du radier et des dalles de la station.
7. Désactivation du système de butonnage.
8. Exécution des autres structures intérieures de la station.

Cette méthode n'empêche pas le passage du tunnelier lors de la construction de la station, contrairement à la méthode à ciel ouvert. Donc, elle ne va pas occasionner des retards des travaux.

III.5.1.2. Les parois moulées :

La paroi moulée est un mur en béton armé réalisé dans une tranchée forée à la boue dont la fonction est de maintenir les parois de l'excavation. On se sert de cette tranchée comme coffrage pour équiper la paroi d'une cage d'armature puis le bétonnage se déroule au tube plongeur.

Le rôle des parois moulées est de retenir les massifs de terre. Elles sont conçues pour créer une dénivelée entre les terres situées en amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par la paroi moulée, et les terres situées en aval.

L'excavation de la paroi dans le terrain sera réalisée par une Hydraufraise en utilisant au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation des boues stabilisantes (boues de bentonite ou de polymères). Il est important que les boues de bentonite (mélange d'eau et d'argile sous forme colloïdale) ne dépassent pas la densité de 1,10 (kg/l). Cette boue est indispensable, elle :

- Évite l'éboulement de la paroi.
- Remonte les débris à la surface.
- Limite les infiltrations d'eau.
- Réduit le frottement entre les roues de coupe et les parois.



Figure 16 : Exemple d'une Hydraufraise (https://www.lemoniteurmateriels.fr/).

Dans le présent projet, il a été considéré que l'équipement d'excavation produit des panneaux avec 2,8 m de longueur et 1 m de largeur, la profondeur prévue pour les parois est d'environ 45 m en tout l'extension de la station.

Pour assurer le correct alignement des panneaux et garantir la stabilité de la couche supérieure du terrain à excaver, la construction des murette-guides est considérée indispensable.

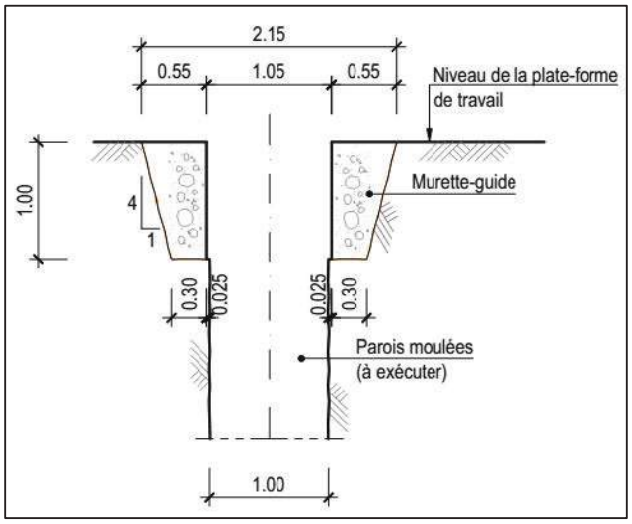


Figure 17 : Coupe transversale montre l'exécution des parois moulées en présence des murettes-guide

Cette structure est constituée par deux murettes parallèles en béton armé, partiellement bétonnés contre le terrain, et la distance entre eux correspond à l'épaisseur de la paroi (1 m) additionnée de 5 cm pour permettre le passage de l'équipement d'excavation.

III.5.1.3. L'exécution des panneaux :

La station Aéroport sera implantée dans un terrain ayant des faibles caractéristiques mécaniques, de ce fait, les panneaux primaires seront ouverts et bétonnés par passe unique, avec les dimensions mentionnées précédemment. De même, les panneaux secondaires auront toujours les dimensions qui correspondent à l'ouverture excavée par l'Hydraufraise.

Toutefois, il faut noter la nécessité d'effectuer, ponctuellement, des panneaux primaires multiples dans les coins ou dans le voisinage des sorties de ventilation.

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 entre 15 cm et 21.5 cm pour des situations courantes.

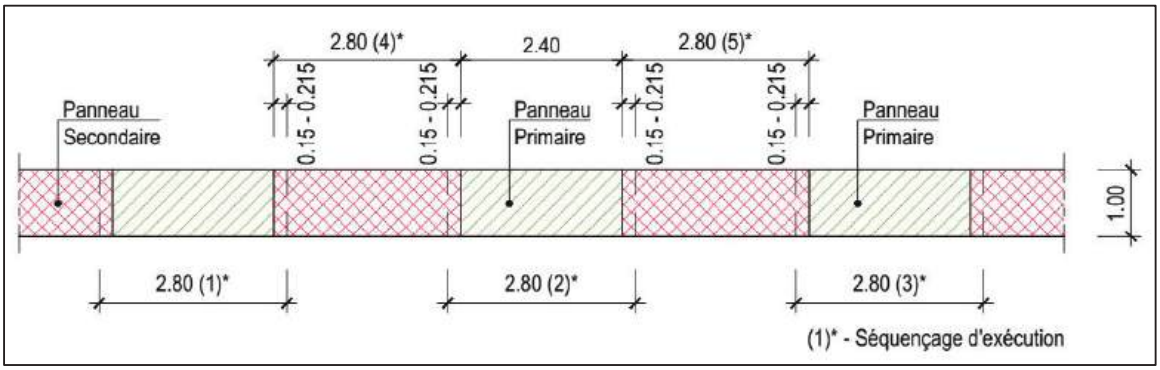


Figure 18 : Mode d'exécution des panneaux de la station Aéroport.

Pour garantir que l'Hydraufraise 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) seront installés dans les extrémités des panneaux primaires à fraiser.

En outre, pour assurer l'enrobage préconisé pour les armatures, des écarteurs en béton devront être installés le long des cages d'armatures.

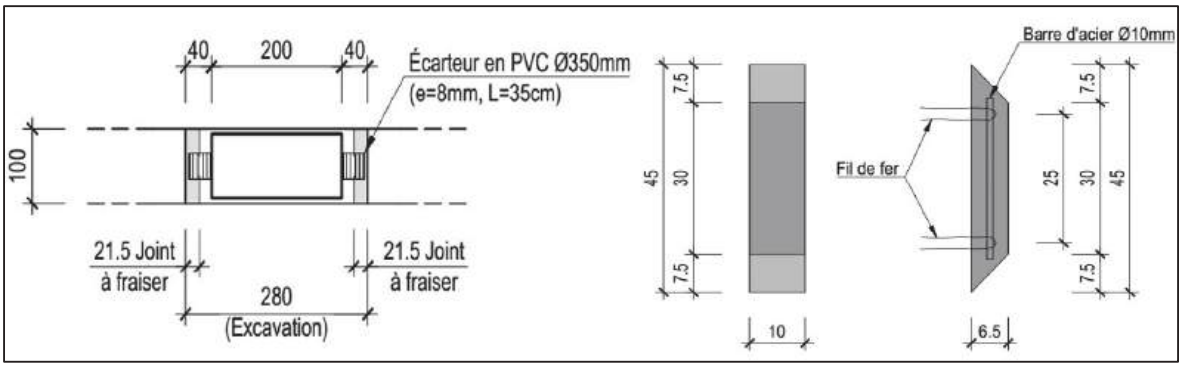


Figure 19 : Panneau primaire avec des écarteurs en PVC et en béton (dimensions en centimètres).

Dans la définition des cages d'armatures des panneaux, il faut prendre en considération les aspects suivants :

- Le fonctionnement des parois moulées est en situation provisoire. Les armatures des parois moulées ont été dimensionnées, dans les cas applicables, pour résister à des efforts résultants des actions statiques à long terme et sismiques, en considérant que les efforts seront pris par la parois moulée seulement.
- Les cages d'armature sont fabriquées en éléments de 12 m maximum de longueur.
- La raideur des cages sera assurée par des barres diagonales de renforcement et par des soudures par points en divers croisements. Ces éléments n'ont pas une fonction structurelle.
- L'écartement minimal considéré entre des niveaux d'armatures a été défini par rapport à la dimension maximale des agrégats du béton, de façon à assurer la qualité du bétonnage et le remplissage de toute la section.

Pour garantir un bon coulage des panneaux, des tubes soniques devront être installés (émetteur et récepteur) jusqu'au fond du panneau, pour mesurer sur toute la hauteur auscultée, au niveau du récepteur, le temps de propagation de l'onde dans le béton et la variation de l'amplitude du signal acoustique reçu.

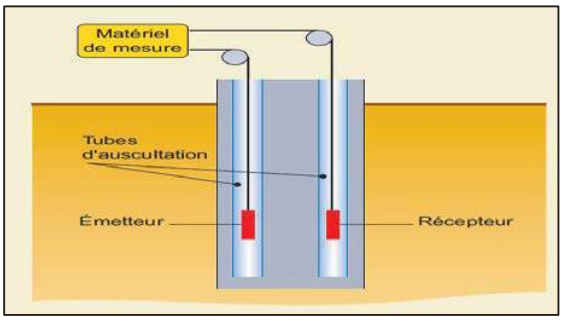


Figure 20 : Schéma de principe de l'auscultation sonique (http://www.cotita.fr/IMG/pdf/7-Presentation_no5-3.pdf).

III.5.1.4. Le système de butonnage :

Concernant le système de butonnage du corps principal de la station, il a été considéré cinq niveaux d'appui (Voir partie 3 de l'annexe C), dont quatre entre eux seront matérialisés par des systèmes de butonnage constitués par des profils métalliques HEB500 et l'autre par la dalle intermédiaire (R-1) de la station avec une épaisseur de 0.7 m, laquelle devra être exécutée pendant la phase d'excavation. La paroi de revêtement des parois moulées, avec 1.4 m d'épaisseur, devra être aussi exécutée au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation de façon que les différents niveaux de butonnage s'appuient directement sur la paroi.

Chaque élément des appuis des parois du blindage, à matérialiser par des profils métalliques, sera matérialisé par deux sections en caisson avec un comportement de poutre-colonne indépendante, dont chacune est constituée par deux profils HEB500 liés structurellement au long de toute sa longueur à travers de profils LNP 50x4 soudés aux semelles supérieures et inférieurs.

III.5.1.5. Les phases de réalisation du corps principal de la station :

Les phases de réalisation du corps principal de la station sont présentées dans l'annexe C.

L'exécution de ces phases devra respecter les principes suivants :

- Les parois de revêtement de la station devront être exécutées au fur et à mesure de l'avancement de l'excavation.
- Le bétonnage des parois de revêtement devra être réalisé par des tronçons de longueur maximale de 10m, lesquels correspondent à la distance entre deux joints de reprises consécutives.

- Le bétonnage des parois de revêtement devra toujours se développer conjointement dans les deux côtés de la station afin de permettre l'installation immédiate des butons métalliques.
- L'excavation du puits localisé dans l'extrémité Ouest de la station devra commencer après le bétonnage intégral de la dalle de fond de la station.
- Au fur et à mesure des travaux d'excavation, les eaux affluentes à l'intérieur de l'excavation des différents ouvrages devront être captées vers les puits de pompage à créer au fond de l'excavation, et pompées jusqu'à la surface.

III.5.2. L'exécution des accès de la station :

La profondeur maximale des excavations associées à l'exécution des accès est de 11 m. De ce fait, une solution de blindage plus légère en comparaison avec le corps de la station est préconisée pour les trois accès de la station Aéroport (Nord, Sud et Est), elle correspond à des rideaux de pieux sécants, constitués par une alternation de séquençage entre des pieux en bentonite-ciment φ600 mm (avec une fonction d'étanchéité) et des pieux en béton armé φ800 mm (avec une fonction structurelle).

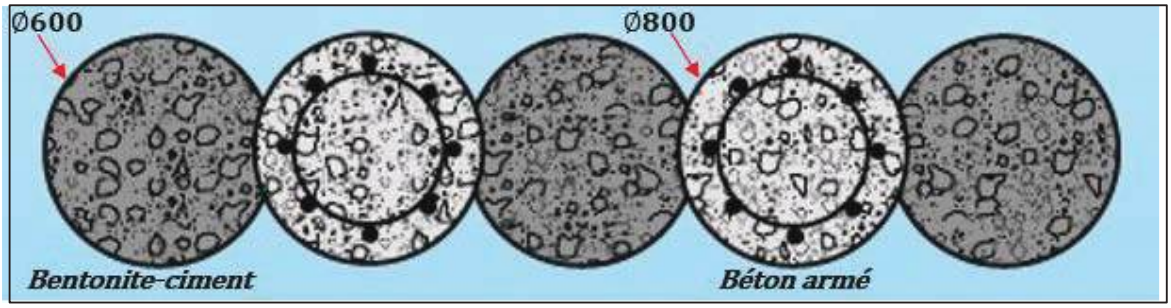


Figure 21 : Détail de l'alternation de séquençage entre les pieux en bentonite-ciment et les pieux en béton armé.

En raison de la présence d'eau aux niveaux de l'excavation des accès, les pieux de bentonite-ciment auront une grande importance dans le bon fonctionnement du blindage et dans la sécurité des travaux d'excavation.

III.5.2.1. L'exécution des rideaux de pieux :

Les rideaux de pieux seront constitués par des pieux de 0.8 m de diamètre et l'écartement entre les pieux du même type devra être de 1.1 m. La longueur d'encastrement des pieux sera variable en fonction de la hauteur d'excavation et des contraintes géologiques et géotechniques spécifiques de chaque accès.

L'exécution se fait en deux phases, les pieux en bentonite-ciment doivent être exécutés dans la première phase, puis, ils seront partiellement démolis à cause de l'exécution des pieux en béton armé entre eux dans la deuxième phase (la superposition maximale moyenne entre pieux devra être de 0,25 m).

Les pieux en bentonite-ciment peuvent être remplacer par des colonnes de jet-grouting, exécutées aussi dans la première phase (avant l'exécution des pieux en béton armé).

III.5.2.2. Le système de butonnage :

Concernant le système de butonnage des accès de la station, il a été considéré que les niveaux de butonnage seront composés par des profils métalliques, lesquels seront appuyés sur les parois du blindage, à travers :

- Des longerons métalliques ou des poutres en béton armé, les deux vont assurer la répartition des efforts et l'uniformité des déformations entre les pieux dans une zone intermédiaire de l'excavation,
- La poutre de couronnement des pieux en béton armé.

Les butons métalliques adoptés auront, en fonction du niveau de contrainte et de sa longueur, des sections HEB simples ou en caisson, constitués par deux profils HEB tel comme défini dans le cas du corps principal de la station.

Dans certains cas, dans le but de réduire la longueur de flambage des butons, il a été préconisé d'exécuter des extrémités en trépied recourant à des profils HEB.

- Le système de butonnage pour l'accès Nord :

Considérant la géométrie de l'excavation, deux niveaux de butonnage sont définis, le premier est appuyé sur la poutre de couronnement des pieux et le deuxième sur des longerons métalliques et de béton armé. (Voir partie 5 de l'annexe C).

- Le système de butonnage pour l'accès Sud :

Un seul niveau de butonnage est préconisé, il sera appuyé, dans un côté, sur la poutre de couronnement des pieux de l'accès et, dans l'autre côté, sur un longeron métallique composé par 2 profils HEB 300. (Voir partie 5 de l'annexe C).

- Le système de butonnage de l'accès Est :

Le système de butonnage de l'accès Est sera composé par deux niveaux de butonnage dans le tronçon le plus proche de la station et par un seul niveau dans l'extension restante. Le niveau supérieur sera appuyé sur la poutre de couronnement des pieux et le niveau plus bas sera appuyé sur des longerons métalliques composés par 2 profils HEB 300. (Voir partie 5 de l'annexe C)[40].

[40] (Cosider TP, 2020)

Chapitre IV

Investigation géotechnique

IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter et interpréter les essais réalisés in-situ et au laboratoire et déterminer les caractéristiques géologiques, géotechniques et hydrogéologiques de la zone où notre projet sera implanté

IV.2. Reconnaissance géologique, géotechnique et hydrogéologique :

Une bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques est nécessaire pour déterminer le degré de difficulté ainsi que la complexité de la réalisation de l'ouvrage souterrain.

La connaissance de ces conditions donne des informations détaillées aux ingénieurs sur la zone où l'ouvrage sera implanté pour les aider à opter pour la meilleure méthode d'exécution et garantir un bon déroulement des travaux de réalisation de la station afin d'optimiser le coût et le délai du projet.

Tout d'abord, les informations géologiques seront fournies par le géologue, puis, une étude géotechnique s'impose, cette dernière est composée de deux parties :

1. Les essais in-situ comportent : Des essais au pénétromètre dynamique SPT, des essais au pénétromètre statique CPT, des essais préssiométriques PMT et des essais CROSSHOLE.
2. Les essais au laboratoire comportent : Les essais physiques, mécaniques et les analyses chimiques et minéralogiques réalisés sur les échantillons extraits du terrain.

Il est à noter que dans le projet de la station Aéroport :

- Deux sondages carottés ont été réalisés dans la phase avant-projet détaillé APD (S46-47) et cinq sondages ont été réalisés dans la compagne de prospection complémentaire CPC (SC85-86-87-88-89)
- L'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport Houari Boumediene comportant cinq sondages carottés (B4-5-6-7-8) était prise en considération.

IV.3. Présentation des essais in-situ et interprétation des résultats[41] :

Les résultats des essais in-situ seront regroupés dans la partie 1 de l'annexe D.

IV.3.1. Les sondages carottés :

- Le principe :

On réalise un forage par fonçage ou battage (carottier poinçonneur) ou par rotation (carottier rotatif) afin de découper un cylindre de terrain le plus intact possible.

- Le but :

Les sondages carottés fournissent la meilleure qualité d'échantillon permettant de caractériser à la fois la nature et l'état des sols et de visualiser les terrains traversés, de préciser avec certitude leurs dispositions géométriques et d'effectuer un certain nombre d'essais au laboratoire et in situ.

Les carottes des sondages sont présentées dans la partie 5 de l'annexe D.

IV.3.2. L'essai au pénétromètre dynamique SPT :

- Le principe de l'essai :

On enfonce dans le sol par battage un train de tiges de faible diamètre muni à son extrémité d'une pointe, et on mesure le nombre de coups N nécessaires pour obtenir un enfoncement donné avec une énergie de battage constante.

[41] (Cosider TP, 2020)

- Le but de l'essai :

- Déterminer la résistance dynamique Rd (contrainte de rupture) du sol.
- Déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol.

- Interprétation des résultats :

Les résultats de l'essai SPT obtenus des sondages de l'APD (S46-47), de l'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport (B4-7-8) et du CPC (SC85-86-87-88-89) sont présentés dans les graphes suivants :

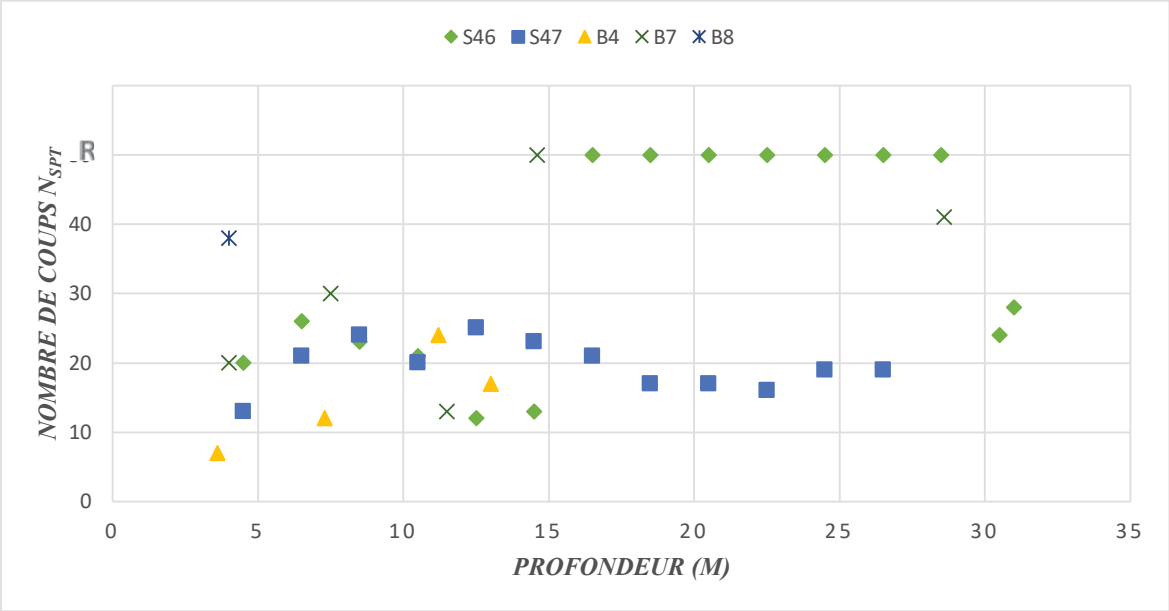


Figure 22 : Présentation graphique des résultats de l'essai SPT pour les sondages de L'APD et de l'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport

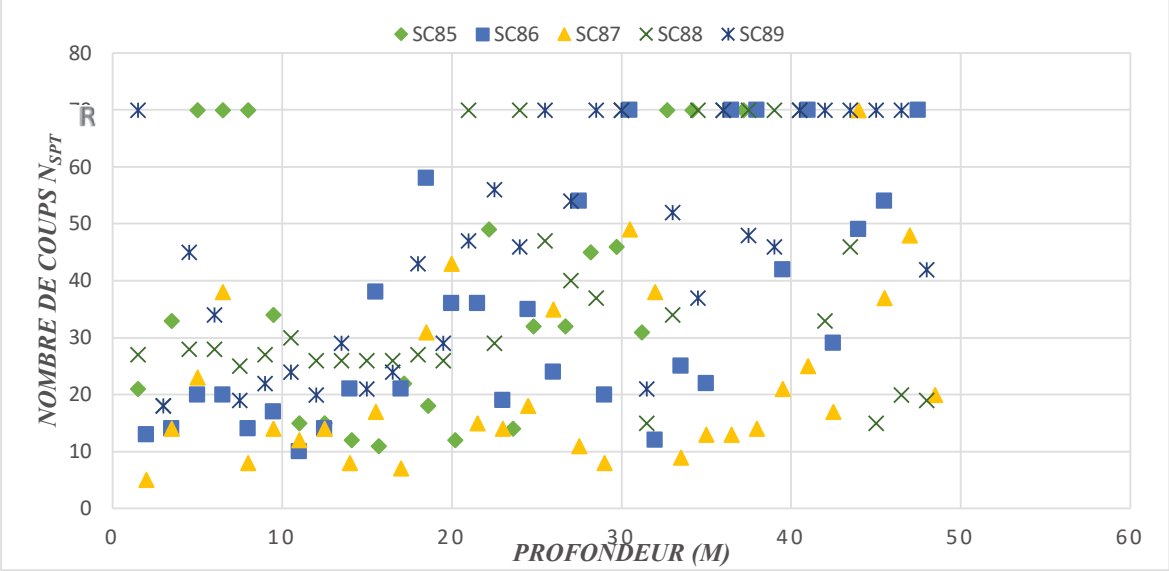


Figure 23 : Présentation graphique des résultats de l'essai SPT pour les sondages de la compagne de prospection complémentaire.

D'après la classification de Terzaghi et Peck (1967) (Voir la partie 3 de l'annexe D) :

- Les valeurs de N_{SPT} pour les sondages de l'APD, CPC et l'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport dans la partie entre 1m et 18.5m de profondeur varient entre 10 et 45 coups avec présence faible de refus, ce qui signifie que le sol est moyennement dense à dense.
- Les valeurs de N_{SPT} dans la partie entre 18.5m et 31m de profondeur varient entre 18 et 58 coups avec présence moyenne de refus pour les sondages du CPC et très forte pour le sondage S46 de l'APD, ce qui signifie que le sol se présente dans un état moyennement dense a très dense contenant des fragments rocheux (graviers, cailloux, grès).
- Les valeurs de N_{SPT} pour les sondages du CPC dans la partie entre 31 et 36m de profondeur varient entre 13 et 52 coups avec présence de refus, ce qui signifie que le sol est moyennement dense à très dense contenant des fragments rocheux.
- Les valeurs de N_{SPT} pour les sondages du CPC SC87 et SC89 dans la partie entre 36 et 39m varient entre 14 et 48 coups avec présence faible de refus. Les sondages SC85-86-88 présentent que des refus, ce qui signifie que le sol est moyennement dense à dense avec présence forte des fragments rocheux.
- Pour des profondeurs supérieures à 39m, les valeurs de N_{SPT} pour les sondages du CPC SC85-86-87-88 varient entre 15 et 54 coups avec présence faible de refus. Le sondage SC89 présente que des refus jusqu'à 48 m de profondeur où le N_{SPT} est égal à 42 coups. Donc, le sol se présente dans un état moyennement dense à très dense avec présence des fragments rocheux.

IV.3.3. L'essai au pénétromètre statique CPT :

- Principe de l'essai :

Il consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante (20 - 25 mm/s), une pointe pénétrométrique au moyen d'un train de tiges de fonçage et mesurer de manière continue la résistance à la pénétration de la pointe.

- But de l'essai :

- Déterminer la résistance de pointe qc.
- Déterminer le frottement latéral local fs.

- Interprétation des résultats :

Cet essai était réalisé dans l'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport.
Les résultats de cet essai seront utilisés pour faire des corrélations selon Robertson et al. (1986) pour déterminer l'angle de frottement φ', ensuite, utiliser la classification proposée par Hunt (2005), lequel indique les intervalles caractéristiques de φ' pour chaque classe de compacité du sol. (Voir la partie 3 de l'annexe D).

Les résultats de cet essai pour les 3 sondages CPT2-4-5 sont présentés dans le graphe suivant :

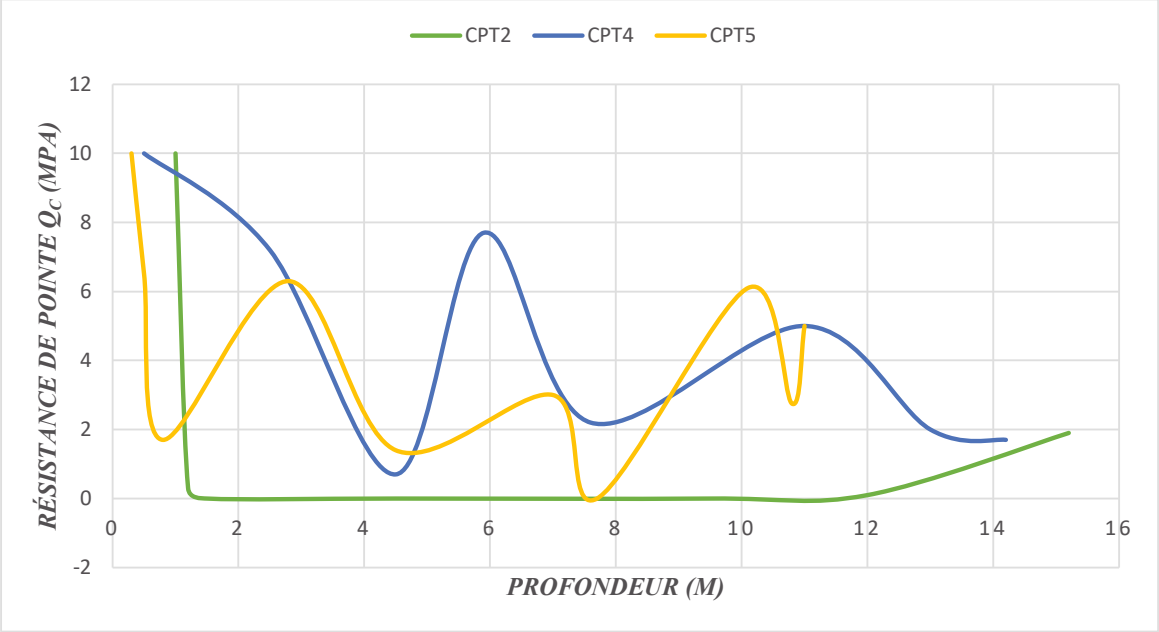


Figure 24 : Présentation graphique des résultats de l'essai CPT pour les sondages de l'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport.

IV.3.4. L'essai préssiométrique PMT :

- Principe de l'essai :

Il consiste à dilater radialement dans un forage réalisé préalablement au sol à tester une sonde cylindrique remplie progressivement d'eau et déterminer la pression limite P_{LM} qui représente l'augmentation de la pression d'eau dans la sonde d'essai en fonction du changement de volume du sol ou de la roche.

- But de l'essai :

- Déterminer précisément les caractéristiques mécaniques d'un sol.
- Déterminer les valeurs de tassement.

- Interprétation des résultats :

Les résultats de l'essai PMT obtenus du sondage de la compagne de prospection complémentaire SC89 (SP59-60-61-62) sont présentés dans les graphes suivants :

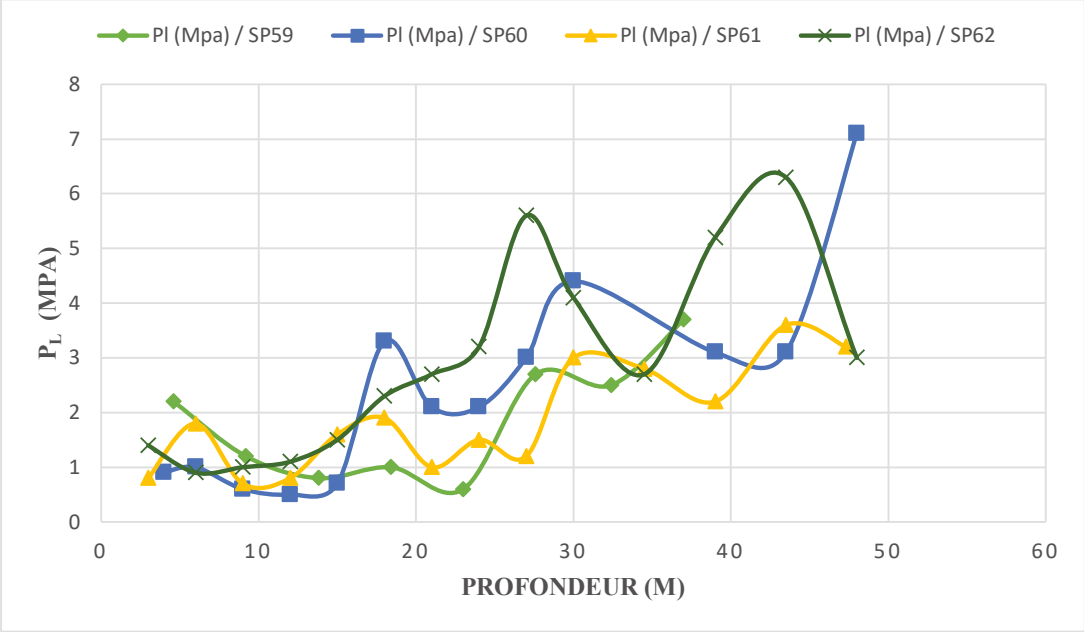


Figure 25 : Présentation graphique des valeurs de PL obtenues de l'essai PMT pour les sondages du CPC.

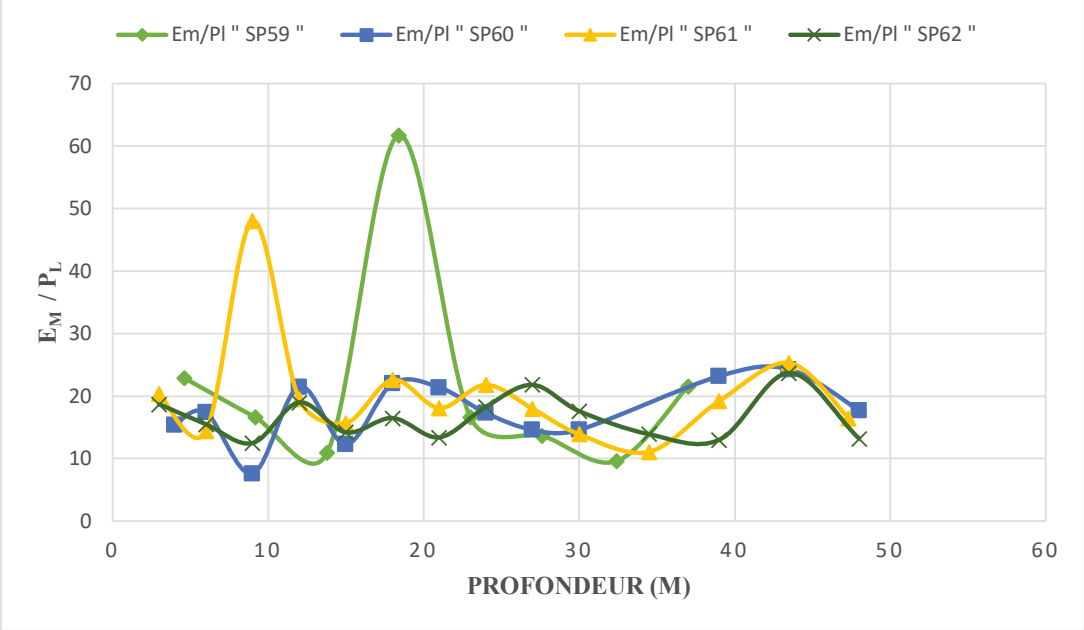


Figure 26 : Présentation graphique des valeurs de Em/PL obtenues de l'essai PMT pour les sondages du CPC.

D'après la classification DTU13.12 et le diagramme spectral [Em/Pl ; Pl] (Voir annexe D) :

- La couche Qa : Pour une profondeur variant entre 3m et 18.5m, les valeurs de Pl varient entre 0.80 et 3.32 MPa, d'après DTU13.12, cela signifie que ce sol est ferme à dur. Les valeurs de Em/Pl varient entre 12.5 et 55, donc, d'après le diagramme spectral, le sol est surconsolidé.
- La couche Qag : Pour une profondeur variant entre 18.5m et 31m, les valeurs de Pl varient entre 1.10 MPa et 5.58 MPa, d'après DTU13.12, cela signifie que ce sol est ferme à dur. Les valeurs de Em/Pl varient entre 13.4 et 21.8, donc, d'après le diagramme spectral, le sol est consolidé.

- La couche Qg : Pour une profondeur variant entre 31m et 36m, les valeurs de Pl varient entre 2.5 MPa et 2.8 MPa, d'après DTU13.12, cela signifie que ce sol est compact. Les valeurs de Em/Pl varient entre 9.6 et 13.9, donc, d'après le diagramme spectral, le sol est consolidé.
- La couche QMs : Pour une profondeur variant entre 36m et 39m, les valeurs de Pl varient entre 2.2 MPa et 5.2 MPa, d'après DTU13.12, cela signifie que ce sol est compact. Les valeurs de Em/Pl varient entre 13.0 et 23.2, donc, d'après le diagramme spectral, le sol est consolidé.
- La couche QM : Pour une profondeur supérieure à 39m, les valeurs de Pl varient entre 2.97 MPa et 7.10 MPa, d'après DTU13.12, cela signifie que ce sol et tendre à compact. Les valeurs de Em/Pl varient entre 13.0 et 25.3, d'après le diagramme spectral, le sol est surconsolidé.

IV.3.5. L'essai CROSSHOLE :

- Principe de l'essai :

L'essai Cross-Hole consiste à mesurer les temps de propagation des ondes sismiques de compression (ondes P) et de cisaillement (ondes S) entre une sonde sismique émettrice placée dans un forage émetteur et une ou plusieurs sondes réceptrices placées à la même profondeur dans des forages récepteurs afin de déterminer en fonction de la profondeur leurs vitesses sismiques Vs et Vp.

- But de l'essai :

- Déterminer les paramètres dynamiques que sont le module d'Young Ed, le module de cisaillement Gd et le coefficient de Poisson et le module d'incompressibilité ou de Bulk Kdyn.

- Interprétation des résultats :

Les résultats de l'essai CROSSHOLE obtenus du sondage de la compagne de prospection complémentaire SC87 sont présentés dans le graphe suivant :

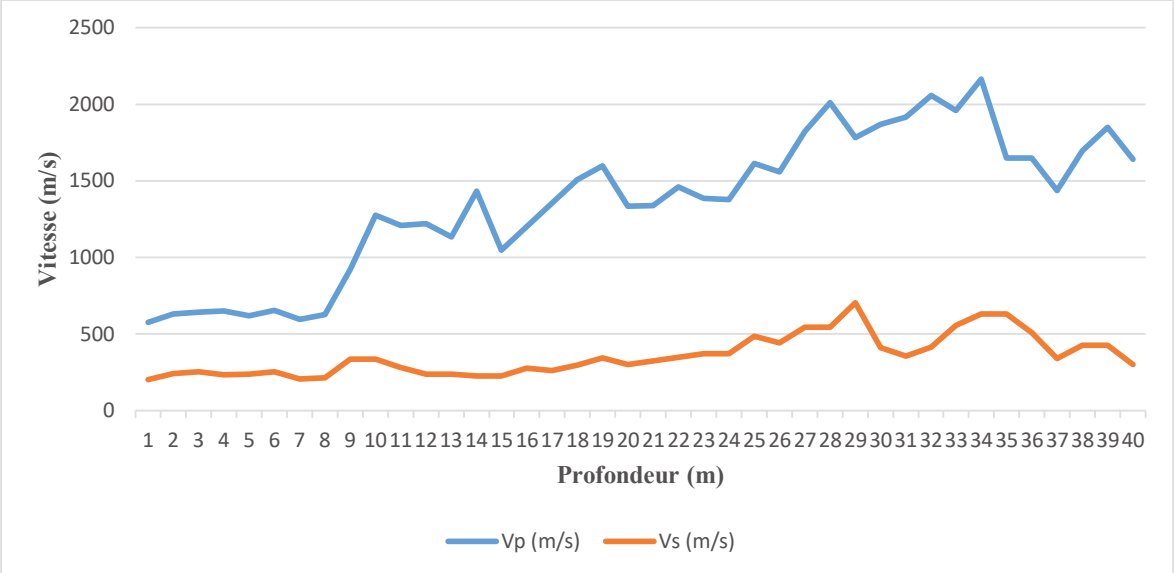


Figure 27 : Présentation des résultats de l'essai CROSSHOLE obtenus du sondage SC87.

On a pu calculer les coefficients de poisson ν, les modules de cisaillements Gd, les modules de Young Ed et les coefficients d'incompressibilité dynamique Kdyn en utilisant les formules suivantes :

- $\nu = V_P^2 - 2V_S^2/2(V_P^2 - V_S^2)$.
- $G_d = \rho V_S^2$.
- $E_d = 2\rho V_S^2(1+\nu)$
- $K_{dyn} = \rho(V_P^2 - \frac{4}{3}V_S^2)$

Les résultats de calcul de ces paramètres sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Les résultats obtenus et calculés de l'essai CROSSHOLE du sondage SC87.

Profondeur (m)	0 à 9	10 à 26	27 à 34	35 à 40
Vp (m/s)	580 – 960	1080 –1630	1770 – 2100	1380 – 1770
Vs (m/s)	200 – 350	230 – 490	350 – 670	290 – 610
ν	0.41 – 0.43	0.45 – 0.49	0.41 – 0.48	0.41 – 0.48
G_d (MPa)	80 – 240	110 – 480	240 – 970	170 – 740
E_d (MPa)	240 – 690	320 – 1380	720 – 2740	490 – 2110
K_{dyn}(MPa)	560 – 1510	2210 – 4950	4950 – 7820	3500 – 5830

IV.3.6. L'essai piézométrique :

- Principe de l'essai :

Deux types de piézomètre ont été utilisés 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 crépiné 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.

- But de l'essai :
- Identifier et surveiller le niveau de la nappe phréatique.

- 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.

IV.4. Présentation des essais au laboratoire et interprétation des résultats[42] :

Les résultats des essais au laboratoire seront regroupés dans la partie 2 de l'annexe D.

[42] (Cosider TP, 2020)

IV.4.1. L'analyse granulométrique :

- Principe de l'essai :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.

- But de l'essai :
- Déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.
- Identifier les sols, les classer et même les nommer.
- Interprétation des résultats :

On remarque que :

- Le pourcentage du sol passant du tamis 5mm est presque 100% pour tous les sondages.
- Le pourcentage du sol passant du tamis 80μm varie entre 75% et 98% avec un pourcentage moyen de 87.4%.

Donc, on peut dire que notre sol est un sol fin.

IV.4.2. Teneur en eau et degré de saturation :

- Principe de l'essai :

L'essai consiste à mesurer le poids humide Ph du sol et son poids sec Ps (après le passage de l'échantillon à l'étuve) pour calculer la teneur en eau W% du sol étudié. Ensuite, déterminer le volume d'eau Vw et le volume des vides Vv dans le sol pour calculer son degré de saturation Sr%.

- But de l'essai :
- Déterminer de la quantité d'eau contenue dans le sol.
- Déterminer le degré de saturation du sol.
- Interprétation des résultats :

On remarque que :

- La teneur en eau W% de notre sol varie entre 12% et 26% avec une valeur moyenne de 18.68%.
- Les valeurs du degré de saturation Sr% de notre sol sont proches de 100%.

Donc, on peut dire que notre sol est détrempé à saturé.

IV.4.3. Masse volumique :

- Principe de l'essai :

L'essai consiste à utiliser le principe de la poussée d'Archimède. En effet, on mesure le volume d'eau déplacé lors de l'introduction d'un certain poids de sol sec, la connaissance du poids des grains solides et de leur volume permet de calculer le poids volumique des grains solides.

- But de l'essai :
- Déterminer le poids volumique apparent de notre sol et évaluer sa densité.
- Interprétation des résultats :

On remarque que :

- Le poids volumique humide γ_h de notre sol varie entre 19.2 KN/m^3 et 21.5 KN/m^3 avec une valeur moyenne de 20.42 KN/m^3.
- Le poids volumique sec γ_d de notre sol varie entre 15.4 KN/m^3 et 19.1 KN/m^3 avec une valeur moyenne de 17.26 KN/m^3 .

Donc, on peut dire que notre sol est dense à très dense.

IV.4.4. Limites D'Atterberg :

- Principe de l'essai :

L'essai consiste à déterminer la limite de liquidité W_L du sol à l'aide de l'appareil de Casagrande et sa limite de plasticité W_P par formation de rouleaux de 3 mm de diamètre afin de calculer son indice de plasticité IP.

- But de l'essai :
- Identifier et classifier les sols fins.
- Interprétation des résultats :

On remarque que :

- La limite de liquidité W_L de notre sol varie entre 34% et 58% avec une valeur moyenne de 50.4%.
- L'indice de plasticité IP de notre sol varie entre 17% et 29% avec une valeur moyenne de 25.05%.

Donc, d'après le diagramme de plasticité (d'après Casagrande 1948), la majorité de notre sol est de nature argileuse présentant une capacité de plasticité moyenne à élevée.

IV.4.5. L'essai au bleu de méthylène VBS :

- Principe de l'essai :

L'essai consiste à mettre en suspension une fraction de sol (0/d) avec d≤10mm et à ajouter à cette suspension des doses successives de 5 ml d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à l'apparition d'une auréole bleue autour de la tâche constituée par le sol, l'auréole bleue indique l'excès de cette solution dans les particules d'argile.

- But de l'essai :
- Déterminer la quantité de particules argileuses dans le sol.
- Interprétation des résultats :

On remarque que la valeur du VBS varie entre 1.12 et 4.27 g de bleu/g matériau avec une valeur moyenne de 2.62 g de bleu/g matériau.

Donc, d'après le schéma représentant les différents états de sol selon les valeurs du VBS (Voir la partie 3 de l'annexe D), on peut classifier notre sol avec les sols limoneux-argileux.

IV.4.6. L'essai œdométrique :

- Principe de l'essai :

L'essai consiste à exercer des cycles de chargement et de déchargement sur un échantillon de sol drainé sur deux faces, à l'intérieur d'une cellule rigide.

- But de l'essai :

- Déterminer la compressibilité du sol à partir de la valeur de l'indice de compression Cc qui représente la pente de la partie de consolidation de la courbe de compressibilité ($e = f(log\sigma')$) avec :

e : l'indice des vides de chaque palier de chargement.

σ' : la contrainte de chargement sur chaque palier.

- Interprétation des résultats :

On remarque que les valeurs de l'indice de compression Cc varient entre 0.13 et 0.17 avec une valeur moyenne de 0.15. On peut considérer qu'un sol est :

- Peu compressible lorsque Cc < 0,2.
- Compressible lorsque 0,2 < Cc < 0,7.
- Très compressible lorsque Cc > 0.7.

Dans notre cas, Cc < 0,2, donc, le sol est peu compressible.

IV.4.7. L'essai de cisaillement à la boite de Casagrande et triaxial :

- Principe de l'essai :

L'essai à la boite de Casagrande consiste à soumettre un échantillon de sol à un cisaillement direct de type consolidé et drainé CD (à long terme) ou consolidé et non drainé CU (à court terme) selon un plan imposé, à une vitesse constante pour déterminer les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement du sol.

L'essai triaxial exécuté dans notre cas consiste à soumettre un échantillon de sol placé dans l'appareil triaxial à un cisaillement de type consolidé non drainée avec mesure de la pression interstitielle CU+U (à court terme) à une vitesse de déformation imposée.

- But de l'essai :

- Déterminer la contrainte limite à la rupture du sol.

- Interprétation des résultats :

Ces essais ont été exécutés seulement pour quelques profondeurs des sondages du CPC SC85-87-88 et de l'APD S46-47. On remarque que les propriétés mécaniques avant et après drainage obtenues de ces essais sont de même ordre de grandeur tel que :

- La cohésion C'et la cohésion non drainée C_u : de quelques dizaines et quelques centaines de KPa.
- L'angle de frottement interne φ' et φ_u : de quelques degrés à une vingtaine, quelquefois plus.

Donc, on peut dire que le sol étudié est une argile humide non saturé.

IV.4.8. Les analyses chimiques et minéralogiques :

- Principe de l'essai :

Les échantillons prélevés du sondage carotté SC86 à une profondeur variant entre 28,4 et 34,5 m et des sondages carottés du terminal Ouest de l'Aéroport (B4-5-6-7-8) à une profondeur variant entre 2.7 et 26.1m ont subis des analyses chimiques, afin de déterminer le pourcentage des composantes constituants le sol.

- But de l'essai :

- Évaluer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton utilisé dans la construction de la station.

- Interprétation des résultats :

On peut déterminer l'agressivité du sol sur le béton selon la norme UNE EN 206-1 2006 à partir de la quantité de sulfate dans le sol.

D'après les résultats des sondages de l'étude géotechnique du terminal Ouest de l'Aéroport, on remarque que la quantité de sulfate varie entre 300mg/kg et 1500mg/kg, ces valeurs sont inférieures à 3000mg/kg, donc, le sol n'est pas agressif pour le béton.

D'après les résultats du sondage CPC SC86, on remarque que :

- Pour une profondeur variant entre 28.4m et 28.5m, la quantité de sulfate est très faible (traces), ce qui signifie que le sol n'est pas agressif pour le béton.
- Pour une profondeur variant entre 33.7m et 34.5m, la quantité de sulfate est de 3400mg/kg, donc, le résultat se place dans la classe XA2, agressivité modérée (>3000mg/kg et ≤12000mg/kg).

IV.5. Conclusion :

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 de sables argileux compacts avec passages gréseux (QMs) 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, consolidé à 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 élevée.
- Les analyses chimiques indiquent que le sol n'est pas agressif pour le béton jusqu'à une profondeur de 33.7m où il présentera une agressivité modérée sur le béton. (Des mesures doivent êtres prises en compte dans le choix du béton pour éviter l'agressivité par sulfates).
- Une poche d'eau a été détectée à 5m de profondeur et une nappe phréatique à 18m de profondeur.

Tableau 10 : Résumé des facies existantes.

Profondeur (m)	Horizon géotechnique	Réponse drainée ou non drainée
0.0 – 3.0	Remblais (R)	Non-Drainée
3.0 – 18.5	Argiles limoneuses (Qa)	Non-Drainée
18.5 – 31.0	Argiles avec peu de graves et peu de sable (Qag)	Non-Drainée
31.0 – 36.0	Graves dans une matrice argileuse et sableuse (Qg)	Drainée
36.0 – 39.0	Sables-argileux et gréseux (QMs)	Non-Drainée
> 39	Marnes (QM)	Non-Drainée

Le tableau récapitulatif des paramètres géotechniques de calcul obtenus de l'investigation géotechnique est présenté dans la partie 4 de l'annexe D.

Chapitre V

Calcul des charges

V.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons calculer 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 28m, 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).

L'évaluation des charges permet de :

- Déterminer les différentes charges agissantes sur la structure.
- Retenir les parois excavées.
- Éviter toute déstabilisation due à ces charges.

V.2. Méthode de Blum :

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 courte seront simplement butés par le sol et les ouvrages ayant une fiche importante doivent être encastrés dans le sol.

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).

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 « f_0 ».
- La résultante de contre butée « R ».[43] ,[44]

V.3. Les formules utilisées :

- Détermination de la poussée :

$$\boldsymbol{\sigma_a = \left(K_{a\gamma} \times \gamma \times z + K_{aq} \times q - K_{ac} \times C\right) cos\,\delta + U.}$$

- Détermination de la butée :

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

Avec :

- σa: La contrainte de poussée.
- σp: La contrainte de butée.
- $U = \gamma_w \times z$: La poussée hydrostatique.
- $\gamma_w = 10\ KN/m^3$: Le poids volumique de l'eau.

[43] (DELATTRE, 2001)
[44] (MELBOUCI, 2016)

- 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.
- $Ka\gamma$: Coefficient de poussée des terres normales à l'écran.
- $Kp\gamma$: Coefficient de butée des terres normales à l'écran.
- Kaq: Coefficient de poussée dues à la surcharge normale à l'écran.
- Kpq: Coefficient de butée dues 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.

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

- $\delta = {}^{2\varphi}/_{3}$ pour les poussées.
- $\delta = -{}^{2\varphi}/_{3}$ pour les butées.

V.4. Détermination des coefficients de poussée et de butée :

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 ».

- 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 la partie 4 de 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[45] :

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

[45] (Bertrand HUBERT, 2019)

Tableau 11 : Les coefficients de poussée et de butée.

Profondeur (m)	Sol	Poussée			Butée		
		$K_{a\gamma}$	K_{aq}	K_{ac}	$K_{p\gamma}$	K_{pq}	K_{pc}
$0,0-15,0$	Argile limoneuse (Qa) $\gamma_d = 17KN/m^3$ $\varphi = 21°$ $\delta = \pm 14°$ $c = 25KPa$	0.424	0.424	1.501	2.898	2.898	7.325
$15,0-27,5$	Argile avec peu de grave et peu de sable (Qag) $\gamma_d = 17.5KN/m^3$ $\varphi = 22°$ $\delta = \pm 14.67°$ $c = 25KPa$	0.408	0.408	1.465	3.076	3.076	7.365

V.5. Calcul des charges pour chaque phase d'excavation :

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

V.5.1. Phase 01 :

Dans la première phase nous avons réalisé une excavation de 3.62m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m² et la présence d'un buton.

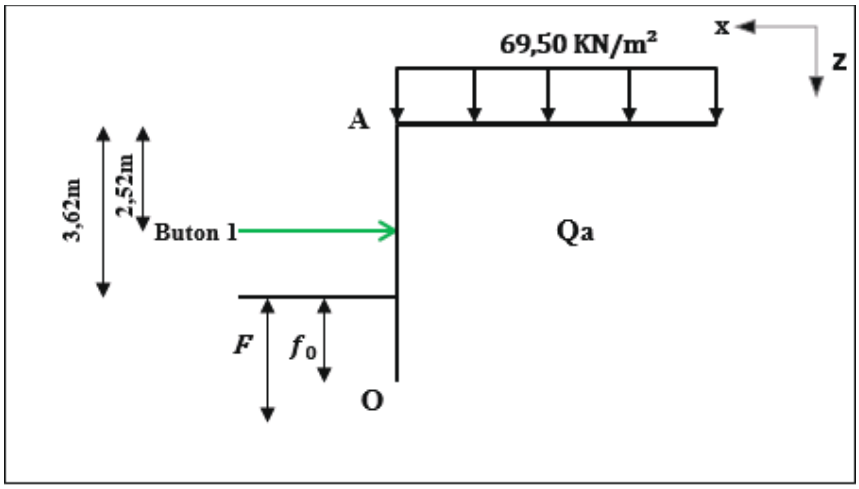


Figure 28 : Excavation de la phase 01.

- Calcul de la poussée :

$$\mathbf{0 < z < 3.62}$$

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

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424 \times 69.5 - 1.501 \times 25) \times \cos 14.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = -7.82\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(3.62) = 17.48\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{3.62 < z < 3.62 + f_0}$$

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

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(3.62) = 17.48\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(3.62 + f_0) = 6.99f_0 + 17.48. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{0 < z < f_0}$$

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

$$\sigma_p = (2.898 \times 17 \times z + 7.325 \times 25) \times \frac{\cos 14}{2}.$$

$$\sigma_p(z) = 23.90z + 88.84 \begin{cases} \rightarrow \sigma_p(0\ ) = 88.84\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_p(f_0\ ) = 23.90f_0 + 88.84. \end{cases}$$

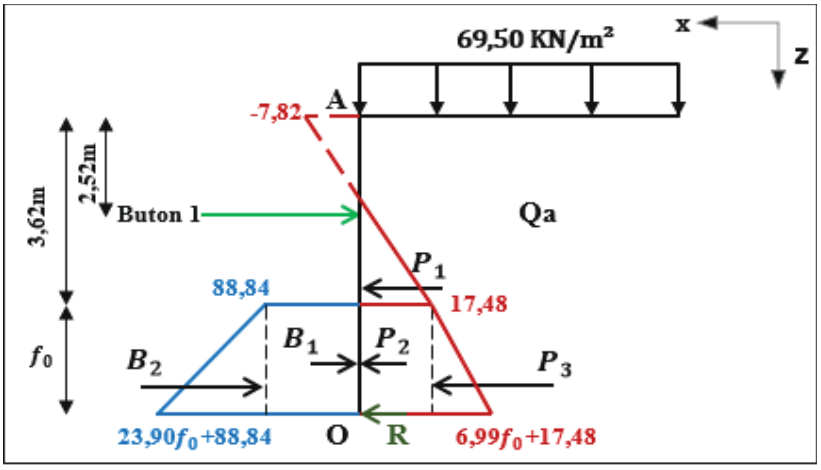


Figure 29 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 01.

- Calcul des forces de pression :

Tableau 12 : Les forces de pression de la phase 01.

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	21.85	$0.83 + f_0$	$21.85f_0 + 18.14$
P_2	$17.48f_0$	$f_0/2$	$8.74{f_0}^2$
P_3	$3.5{f_0}^2$	$f_0/3$	$1.17{f_0}^3$
B_1	$88.84f_0$	$f_0/2$	$44.42{f_0}^2$
B_2	$11.95{f_0}^2$	$f_0/3$	$3.98{f_0}^3$

- Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$\sum M/_O = 0 \Rightarrow \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 2.81{f_0}^3 + 35.68{f_0}^2 - 21.85f_0 - 18.14 = 0$$

$$\Rightarrow f_0 = 1.03m. \quad F = 1.2 \times f_0 \Rightarrow F = 1.24m.$$

- Calcul de la contre-butée « R » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i = 0 \Rightarrow R = 60.24\ KN/ml.$$

- Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis :

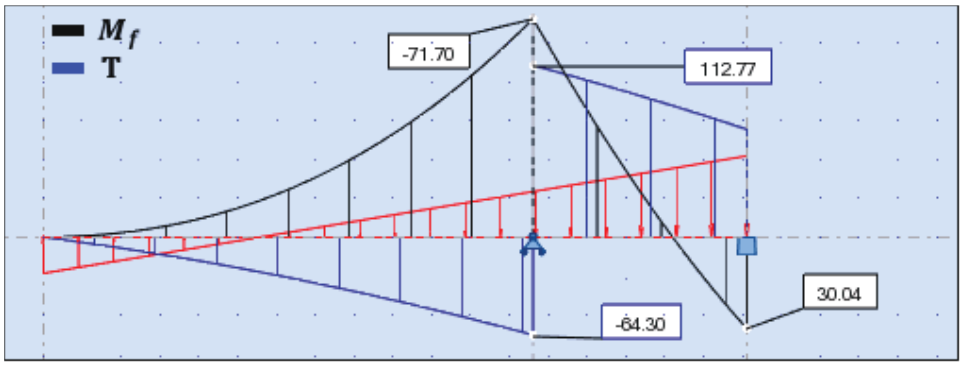


Figure 30 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 01.

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 30.04\ KN.m$; $M_{min} = -71.70\ KN.m$.
- L'effort tranchant : $T_{max} = 112.77\ KN$; $T_{min} = -64.30\ KN$.

- Conclusion :

Dans cette phase, on a obtenu une fiche F de 1.24m, Donc, la hauteur de la paroi moulée nécessaire pour soutenir les charges de la première phase est :

$$F + h_1 = 1.24 + 3.62 = 4.86m.$$

V.5.2. Phase 02 :

Dans la deuxième phase nous avons réalisé une excavation de 7.70m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence d'un buton et la dalle (R-1).

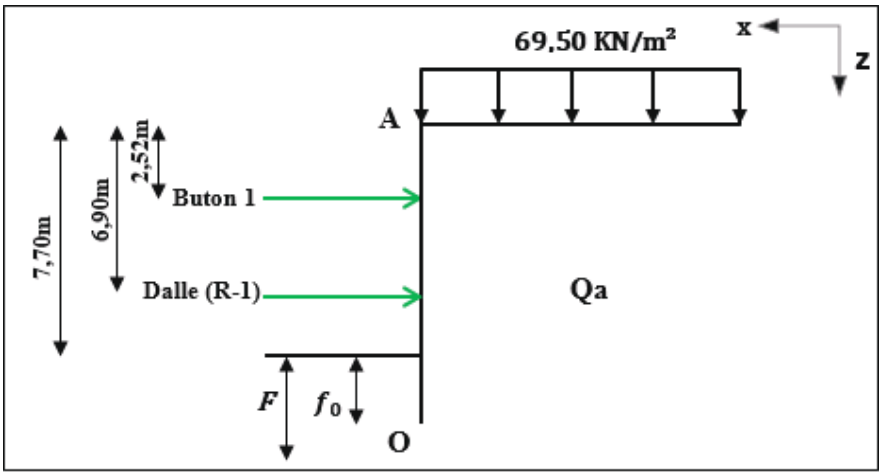


Figure 31 : Excavation de la phase 02.

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.
- ✓ $h = 7.70m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 7.70 \Rightarrow a = 0.77m$
- ✓ $L_{BO} = b$.
- ✓ $f_0 = a + b$.

- **La partie « AB » :**

- Calcul de la poussée :

$$\mathbf{0 < z < 7.70}$$

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

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424 \times 69.5 - 1.501 \times 25) \times \cos 14.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = -7.82\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(7.70) = 46.00\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{7.70 < z < 7.70 + a}$$
$$\mathbf{7.70 < z < 8.47}$$

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

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(7.70\ ) = 46.00\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(8.47) = 51.39\ KN/m^2. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{0 < z < a}$$
$$\mathbf{0 < z < 0.77}$$

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

$$\sigma_p = (2.898 \times 17 \times z + 7.325 \times 25) \times \frac{\cos 14}{1}.$$

$$\sigma_p(z) = 47.80z + 177.69 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = 177.69\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(0.77) = 214.50\ KN/m^2. \end{cases}$$

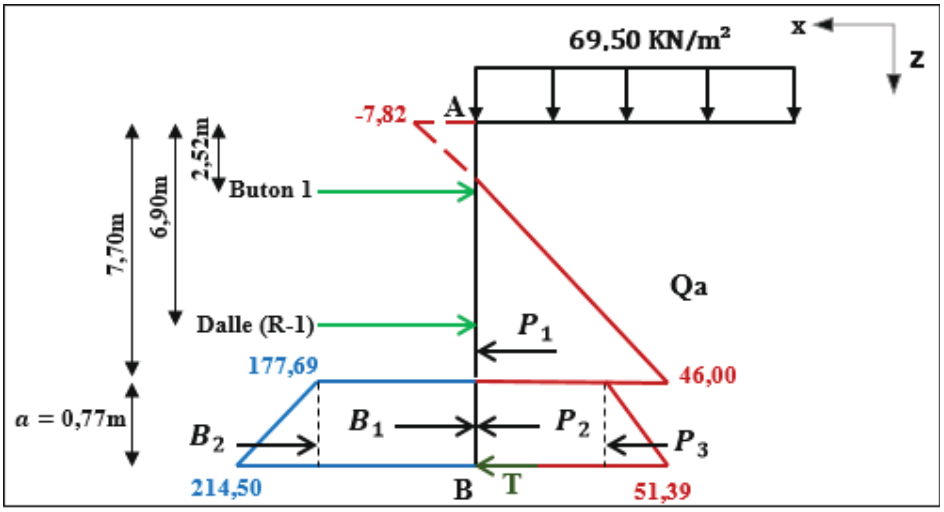


Figure 32 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 02 (AB).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 13 : Les forces de pression de la phase 02 (partie AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	151.34	2.96	447.97
P_2	35.42	0.39	13.81
P_3	2.08	0.26	0.54
B_1	136.82	0.39	53.36
B_2	14.17	0.26	3.68
D	D	1.57	$1.57 \times D$

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

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 1.57 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 258.14\ KN/ml.$$

- Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = 220.29\ KN/ml.$$

- **La partie « BO » :**
- Calcul de la poussée :

$$\mathbf{8.47 < z < 8.47 + b}$$

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

$$\sigma_a = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(8.47) = 51.39\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(8.47 + b) = 6.99b + 51.39. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{0.77 < z < 0.77 + b}$$

- La couche (Qa) : $q = 0$ KN/m^2 ; $S = 1$; $U = 0$.

$$\sigma_p = 47.80z + 177.69 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0.77) = 214.50\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(0.77 + b) = 47.80b + 214.50. \end{cases}$$

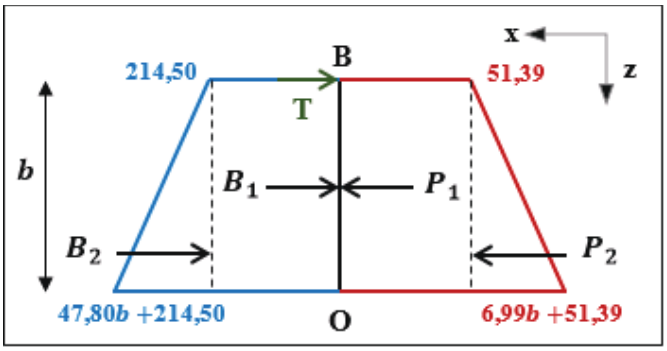


Figure 33 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 02 (BO).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 14 : Les forces de pression de la phase 02 (partie BO).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	$51.39b$	b/2	$25.70b^2$
P_2	$3.5b^2$	b/3	$1.17b^3$
B_1	214.50b	b/2	$107.25b^2$
B_2	$23.90b^2$	b/3	$7.97b^3$
T	220.29	b	$161.25b$

- Calcul de « b » :

$\sum M/_O = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 6.8b^3 + 81.55b^2 + 161.25b = 0.$

$\Rightarrow b = 0.$

- Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_0 = a + b = 0.77m. \quad F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 0.77 \Rightarrow F = 0.92m.$$

- Calcul de la contre-butée « R » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow R = 220.29\ KN/ml.$$

- Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis :

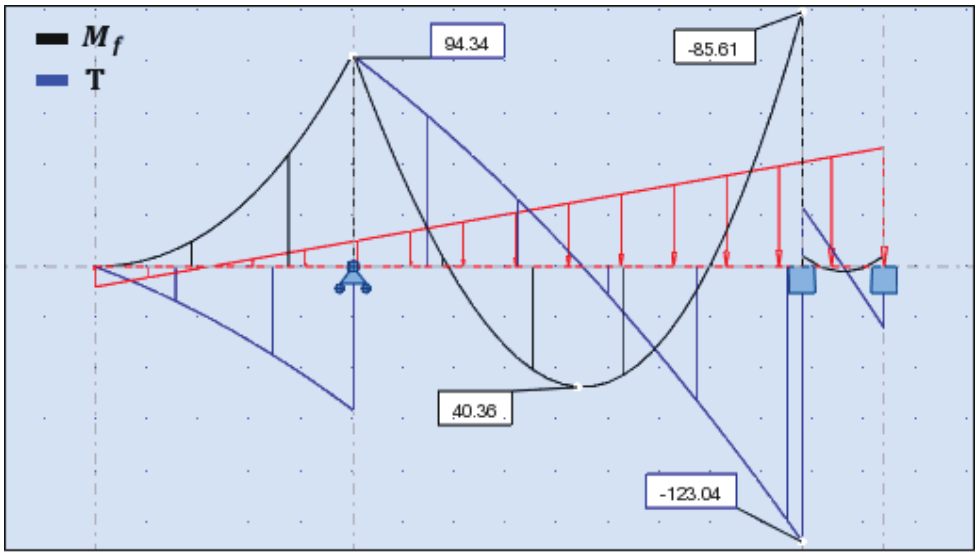


Figure 34 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 02.

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 40.36\ KN.m$; $M_{min} = -85.61\ KN.m$.
- L'effort tranchant : $T_{max} = 94.34\ KN$; $T_{min} = -123.04\ KN$.

- Conclusion :

Dans cette phase, on a obtenu une fiche F de 0.92m, Donc, la hauteur de la paroi moulée nécessaire pour soutenir les charges de la deuxième phase est :

$$F + h_2 = 0.92 + 7.70 = 8.62m.$$

V.5.3. Phase 03 :

Dans la troisième phase nous avons réalisé une excavation de 12.37m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence de deux butons et la dalle (R-1).

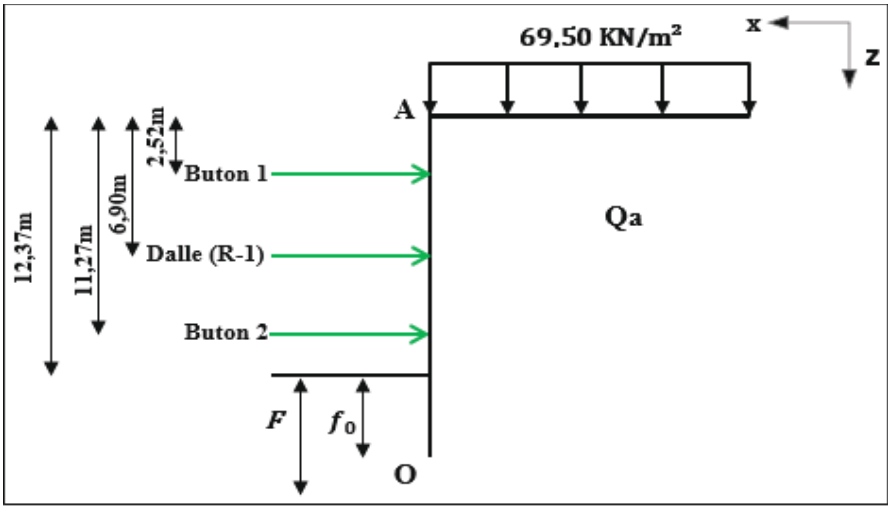


Figure 35 : Excavation de la phase 03.

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

- ✓ $L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
- ✓ $h = 12.37m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 12.37 \Rightarrow a = 1.24m$
- ✓ $L_{BO} = b$.
- ✓ $f_0 = a + b$.

- **La partie « AB » :**

- Calcul de la poussée :

$$\mathbf{0 < z < 12.37}$$

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

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424 \times 69.5 - 1.501 \times 25) \times \cos 14.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \sigma_a(0) = -7.82\ KN/m^2. \\ \sigma_a(12.37) = 78.65\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{12.37 < z < 12.37 + a}$$
$$\mathbf{12.37 < z < 13.61}$$

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

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \sigma_a(12.37) = 78.65\ KN/m^2. \\ \sigma_a(13.61) = 87.31\ KN/m^2. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{0 < z < a}$$
$$\mathbf{0 < z < 1.24}$$

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

$$\sigma_p = (2.898 \times 17 \times z + 7.325 \times 25) \times \frac{\cos 14}{1}.$$

$$\sigma_p(z) = 47.80z + 177.69 \begin{cases} \sigma_a(0) = 177.69\ KN/m^2. \\ \sigma_a(1.24) = 236.96\ KN/m^2. \end{cases}$$

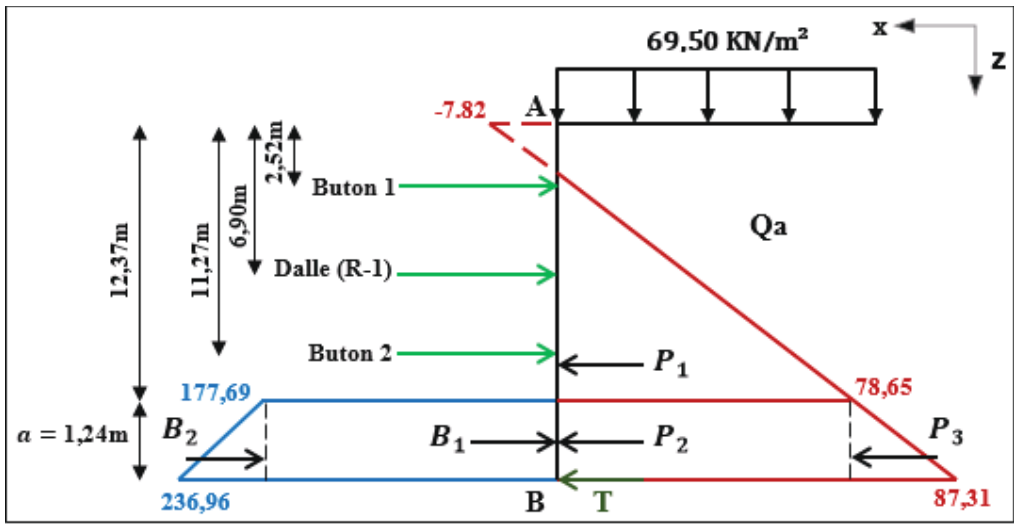


Figure 36 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 03 (AB).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 15 : Les forces de pression de la phase 03 (partie AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	442.41	4.99	2207.63
P_2	97.53	0.62	60.47
P_3	5.37	0.41	2.20
B_1	220.34	0.62	136.61
B_2	36.75	0.41	15.07
D	D	6.71	$6.71 \times D$

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

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 6.71 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 315.74\ KN/ml.$$

- Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = 27.52\ KN/ml.$$

- **La partie « BO » :**
- Calcul de la poussée :

$$\mathbf{13.61 < z < 13.61 + b}$$

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

$$\sigma_a = 6.99z - 7.82 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(13.61) = 87.31\ KN/m^2. \\ \sigma_a(13.61 + b) = 6.99b + 87.31. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{1.24 < z < 1.24 + b}$$

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

$$\sigma_p = 47.80z + 177.69 \rightarrow \begin{cases} \sigma_a(1.24) = 236.96\ KN/m^2. \\ \sigma_a(1.24 + b) = 47.80b + 236.96. \end{cases}$$

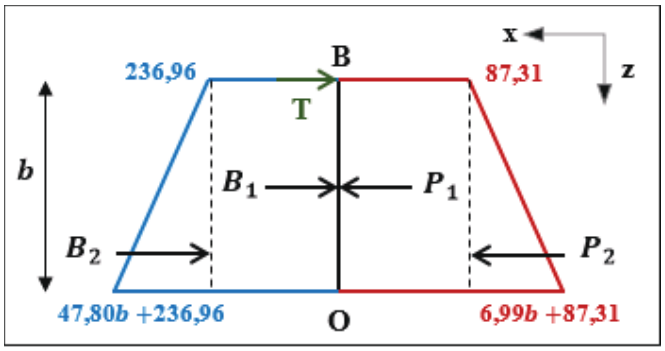


Figure 37 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 03 (BO).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 16 : Les forces de pression de la phase 03 (partie BO).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	$87.31b$	b/2	$43.66b^2$
P_2	$3.50b^2$	b/3	$1.17b^3$
B_1	236.96b	b/2	$118.48b^2$
B_2	$23.90b^2$	b/3	$7.97b^3$
T	27.52	b	$27.52b$

- Calcul de « b » :

$\sum M/_O = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 6.8b^3 + 74.82b^2 + 27.52b = 0.$

$\Rightarrow b = 0.$

- Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_0 = a + b = 1.24m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 1.24 \Rightarrow F = 1.49m.$$

- Calcul de la contre-butée « R » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow R = 27.52\ KN/ml.$$

- Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis :

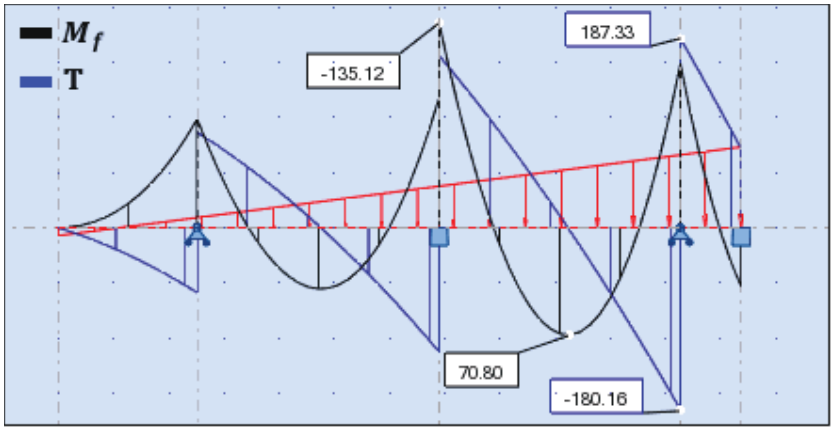


Figure 38 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 03.

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 70.80\ KN.m$; $M_{min} = -135.12\ KN.m$
- L'effort tranchant : $T_{max} = 187.33\ KN$; $T_{min} = -180.16\ KN.$

- Conclusion :

Dans cette phase, on a obtenu une fiche F de 1.49m, Donc, la hauteur de la paroi moulée nécessaire pour soutenir les charges de la troisième phase est :

$$F + h_3 = 1.49 + 12.37 = 13.86m.$$

V.5.4. Phase 04 :

Dans la quatrième phase nous avons réalisé une excavation de 16.27m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m² et la présence de trois butons et la dalle (R-1).

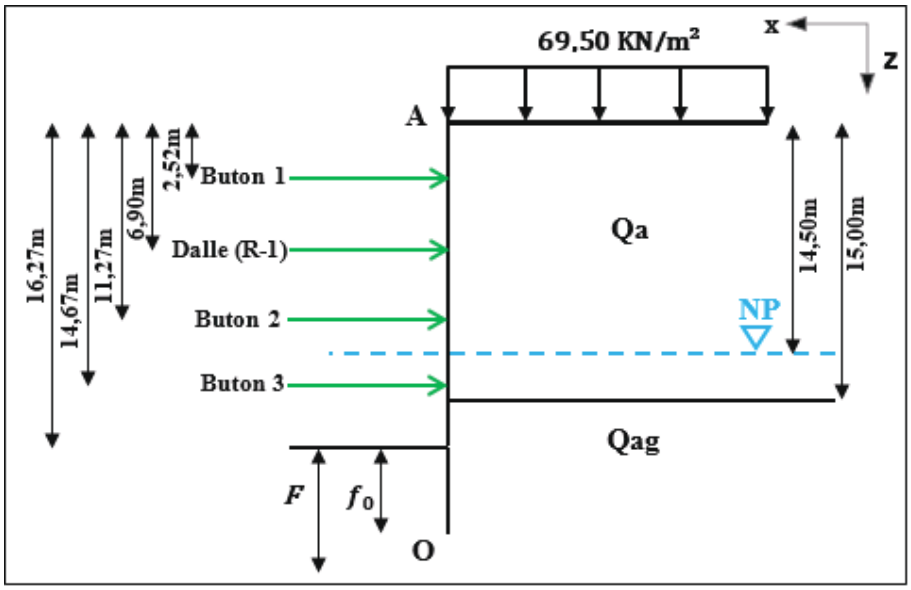


Figure 39 : Excavation de la phase 04.

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

- ✓ $L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
- ✓ $h = 16.27m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 16.27 \Rightarrow a = 1.63m$
- ✓ $L_{BO} = b$.
- ✓ $f_0 = a + b$.

- **La partie « AB » :**

- Calcul de la poussée :

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

- La couche (Qa) : $q = 69.5$ KN/m² ; $U = 0$.

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424 \times 69.5 - 1.501 \times 25) \times \cos 14.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = -7.82\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(14.5) = 93.54\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{0 < z < 0.5}$$

- La couche (Qa) : $q = 69.5 + 14.5 \times 17$;

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424(69.5 + 14.5 \times 17) - 1.501 \times 25) \times \cos 14 + U.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z + 93.59 + U \begin{cases} \sigma_a(z = 0\,;U = 0) = 93.59\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 0.5\,;U = 5.00) = 102.09\ KN/m^2. \end{cases}$$

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

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17$;

$$\sigma_a = (0.408 \times 17.5 \times z + 0.408(69.5 + 15 \times 17) - 1.465 \times 25) \times \cos 14.67 + U.$$

$$\sigma_a(z) = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \sigma_a(z = 0\,;U = 5.00) = 97.65\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 1.27\,;U = 17.70) = 119.13\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{1.27 < z < 1.27 + a}$$
$$\mathbf{1.27 < z < 2.90}$$

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17\ KN/m^2$.

$$\sigma_a(z) = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \sigma_a(z = 1.27\,;U = 17.70\,) = 119.13\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 2.90\,;U = 34.00) = 146.69\ KN/m^2. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{0 < z < a}$$
$$\mathbf{0 < z < 1.63}$$

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

$$\sigma_p = (3.076 \times 17.5 \times z + 7.365 \times 25) \times \frac{\cos 14.67}{1} + U.$$

$$\sigma_p(z) = 52.08z + 178.12 + U \begin{cases} \sigma_a(z = 0\,;U = 0) = 178.12\ KN/m^2. \\ \sigma_a(z = 1.63\,;U = 16.30) = 279.31\ KN/m^2. \end{cases}$$

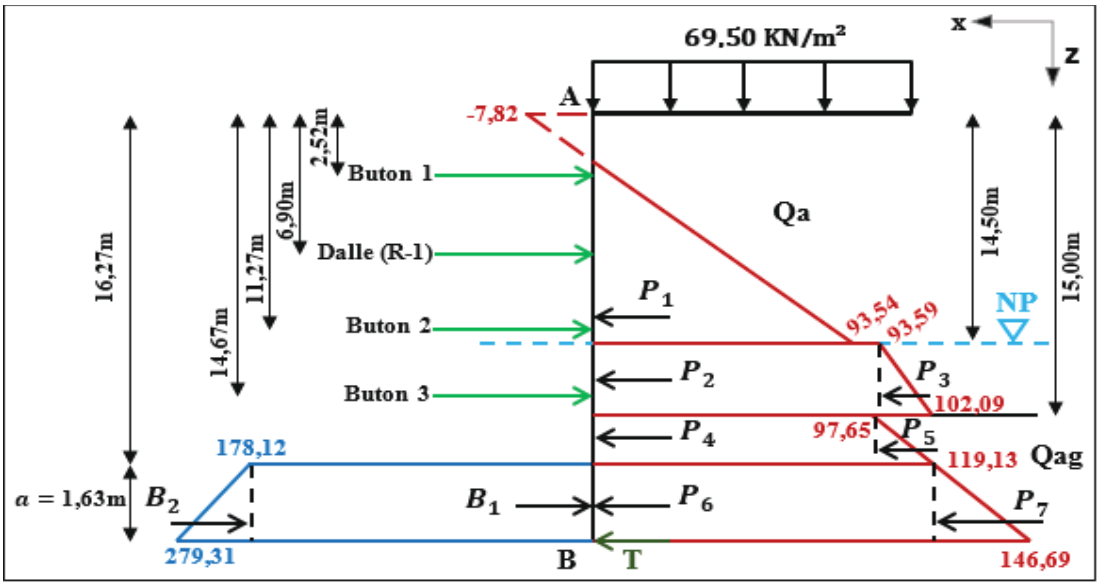


Figure 40 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 04 (AB).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 17 : Les forces de pression de la phase 04 (partie AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	625.78	7.86	4918.63
P_2	46.80	3.15	147.42
P_3	2.13	3.07	6.54
P_4	124.02	2.27	281.53
P_5	13.64	2.05	27.96
P_6	194.18	0.82	159.23
P_7	22.46	0.54	12.13
B_1	290.34	0.82	238.08
B_2	82.47	0.54	44.53
D	D	11.00	$11.00 \times D$

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

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 11.00 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 479.17\ KN/ml.$$

- Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -177.03\ KN/ml.$$

- **La partie « BO » :**
- Calcul de la poussée :

$$\mathbf{2.90 < z < 2.90 + b}$$

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17\ KN/m^2$.

$$\sigma_a = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 2.90\ ;U = 34.00) = 146.69\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(2.90 + b) = 16.91b + 146.69. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{1.63 < z < 1.63 + b}$$

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

$$\sigma_p = 52.08z + 178.12 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 1.63\ ;U = 16.30) = 279.31\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 1.63 + b\ ;U = 16.30 + 10b) = 62.08b + 279.31. \end{cases}$$

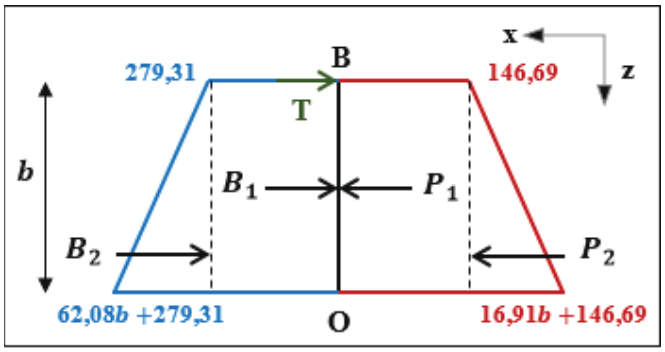


Figure 41 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 04 (BO).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 18 : Les forces de pression de la phase 04 (partie BO).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	$146.69b$	b/2	$73.35b^2$
P_2	$8.46b^2$	b/3	$2.82b^3$
B_1	279.31b	b/2	$139.66b^2$
B_2	$31.04b^2$	b/3	$10.35b^3$
T	-177.03	b	$-177.03b$

- Calcul de « b » :

$\sum M/_O = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 7.53b^3 + 66.31b^2 - 177.03b = 0.$

$\Rightarrow b = 2.15m.$

- Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_0 = a + b = 1.63 + 2.15 \Rightarrow f_0 = 3.78m.$$

$$F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 3.78 \Rightarrow F = 4.54m.$$

- Calcul de la contre-butée « R » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow R = 212.48\ KN/ml.$$

- Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis :

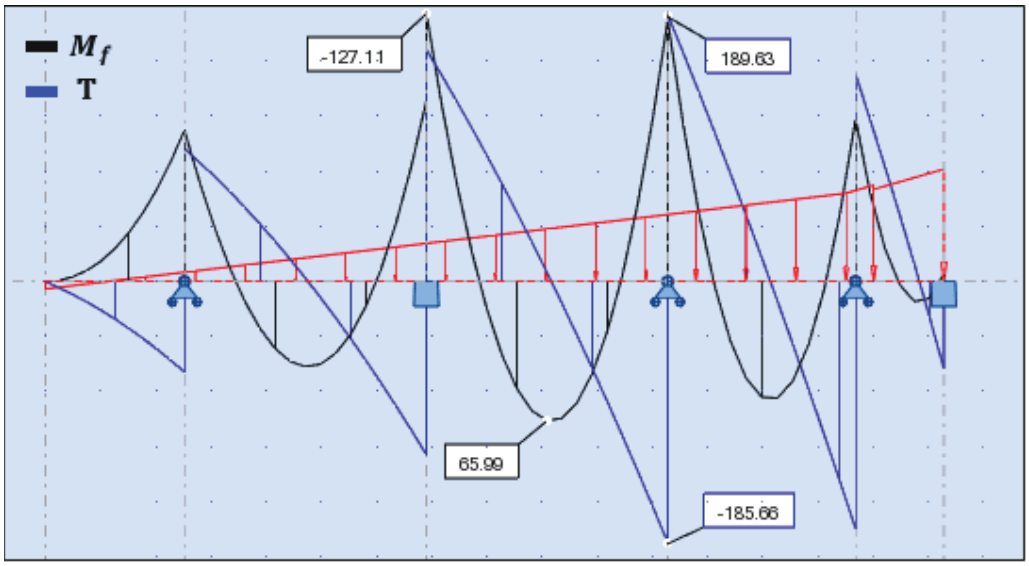


Figure 42 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 04.

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 65.99\ KN.m$; $M_{min} = -185.66\ KN.m$
- L'effort tranchant : $T_{max} = 189.63\ KN$; $T_{min} = -185.66\ KN$.
- Conclusion :

Dans cette phase, on a obtenu une fiche F de 4.54m, Donc, la hauteur de la paroi moulée nécessaire pour soutenir les charges de la quatrième phase est :

$$F + h_4 = 4.54 + 16.27 = 20.81m.$$

V.5.5. Phase 05 :

Dans la cinquième phase nous avons réalisé une excavation de 20.05m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence de quatre butons et la dalle (R-1).

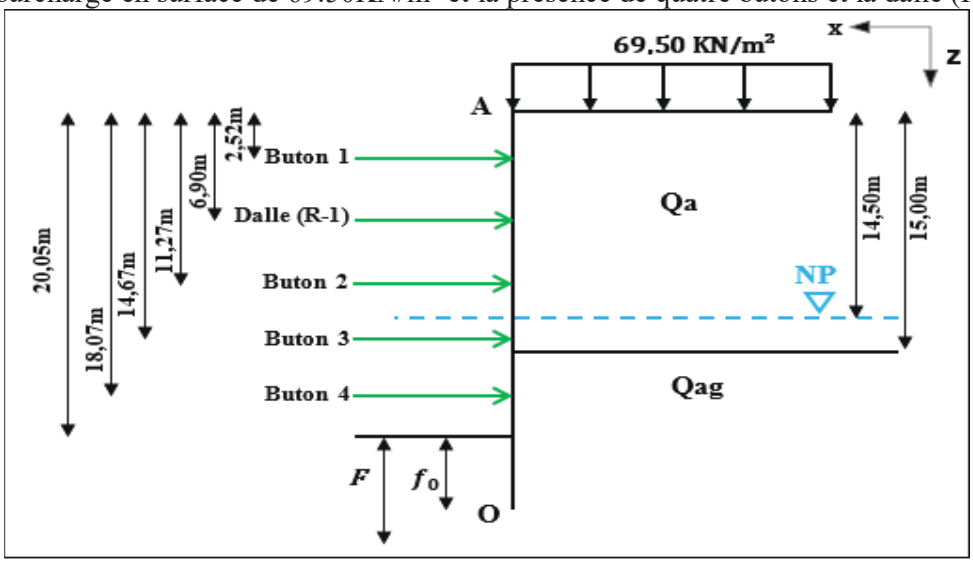


Figure 43 : Excavation de la phase 05.

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

- ✓ $L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
- ✓ $h = 20.05m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 20.05 \Rightarrow a = 2.01m$
- ✓ $L_{BO} = b$.
- ✓ $f_0 = a + b$.

- **La partie « AB » :**

- Calcul de la poussée :

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

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

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424 \times 69.5 - 1.501 \times 25) \times \cos 14.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = -7.82\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(14.5) = 93.54\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{0 < z < 0.5}$$

- La couche (Qa) : $q = 69.5 + 14.5 \times 17$;

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424(69.5 + 14.5 \times 17) - 1.501 \times 25) \times \cos 14 + U.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z + 93.59 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 93.59\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 0.5\ ; U = 5.00) = 102.09\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{0 < z < 5.05}$$

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17$;

$$\sigma_a = (0.408 \times 17.5 \times z + 0.408(69.5 + 15 \times 17) - 1.465 \times 25) \times \cos 14.67 + U.$$

$$\sigma_a(z) = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 0\ ; U = 5.00) = 97.65\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 5.05\ ; U = 55.50) = 183.05\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{5.05 < z < 5.05 + a}$$
$$\mathbf{5.05 < z < 7.06}$$

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17\ KN/m^2$.

$$\sigma_a(z) = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 5.05\ ; U = 55.50\ ) = 183.05\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 7.06\ ; U = 75.60) = 217.03\ KN/m^2. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{0 < z < a}$$
$$\mathbf{0 < z < 2.01}$$

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

$$\sigma_p = (3.076 \times 17.5 \times z + 7.365 \times 25) \times \frac{\cos 14.67}{1} + U.$$

$$\sigma_p(z) = 52.08z + 178.12 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 0\,; U = 0) = 178.12\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 2.01\,; U = 20.10) = 302.90\ KN/m^2. \end{cases}$$

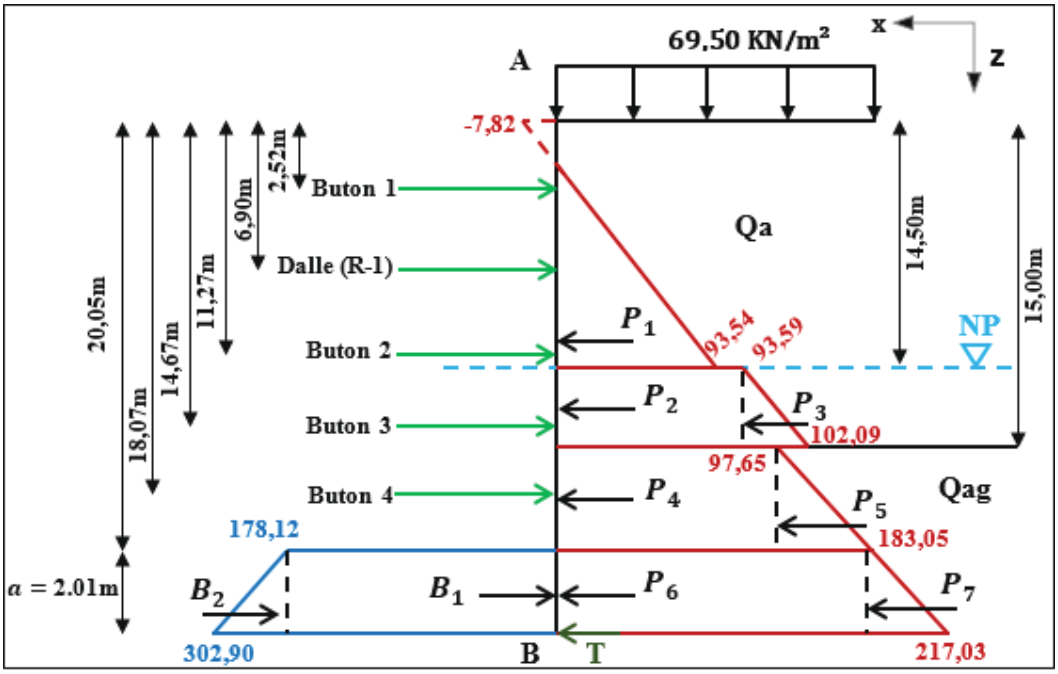


Figure 44 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 05 (AB).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 19 : Les forces de pression de la phase 05 (partie AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	625.78	12.02	7521.88
P_2	46.80	7.31	342.11
P_3	2.13	7.23	15.40
P_4	493.13	4.54	2238.81
P_5	215.64	3.69	795.71
P_6	367.93	1.01	371.61
P_7	34.15	0.67	22.88
B_1	358.02	1.01	361.60
B_2	125.40	0.67	84.02
D	D	15.16	$15.16 \times D$

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

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 15.16 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 716.54\ KN/ml.$$

- Calcul de la réaction « T » :

$\sum F/_x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -585.60 KN/ml.$

- **La partie « BO » :**

- Calcul de la poussée :

$$\mathbf{7.06 < z < 7.06 + b}$$

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17\ KN/m^2$.

$$\sigma_a = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 7.06\,;U = 75.60) = 217.03\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 7.06 + b\,;U = 75.60 + 10b) = 16.91b + 217.03. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{2.01 < z < 2.01 + b}$$

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

$$\sigma_p = 52.08z + 178.12 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 2.01\,;U = 20.10) = 302.90\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 2.01 + b\,;U = 20.10 + 10b) = 62.08b + 302.90. \end{cases}$$

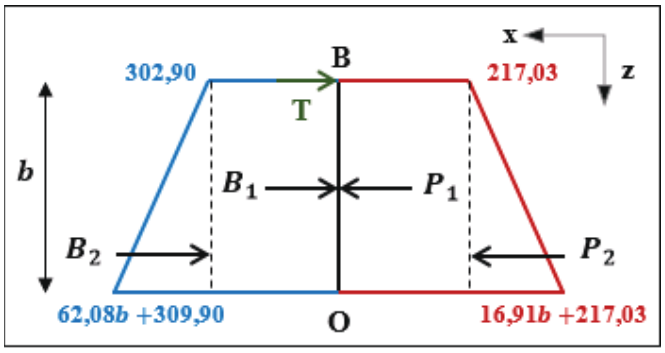


Figure 45 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 05 (BO).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 20 : Les forces de pression de la phase 05 (partie BO).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	$217.03b$	b/2	$108.52b^2$
P_2	$8.46b^2$	b/3	$2.82b^3$
B_1	302.90b	b/2	$151.45b^2$
B_2	$31.04b^2$	b/3	$10.35b^3$
T	-585.60	b	$-585.60b$

- Calcul de « b » :

$\sum M/_O = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 7.53b^3 + 42.93b^2 - 585.60b = 0.$

$\Rightarrow b = 6.42m.$

- Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_0 = a + b = 2.01 + 6.42 \Rightarrow f_0 = 8.43m \rightarrow F = 1.2 \times f_0 = 1.2 \times 8.43 \Rightarrow F = 10.12m.$$

- Calcul de la contre-butée « R » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow R = 896.35KN/ml.$$

- Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis :

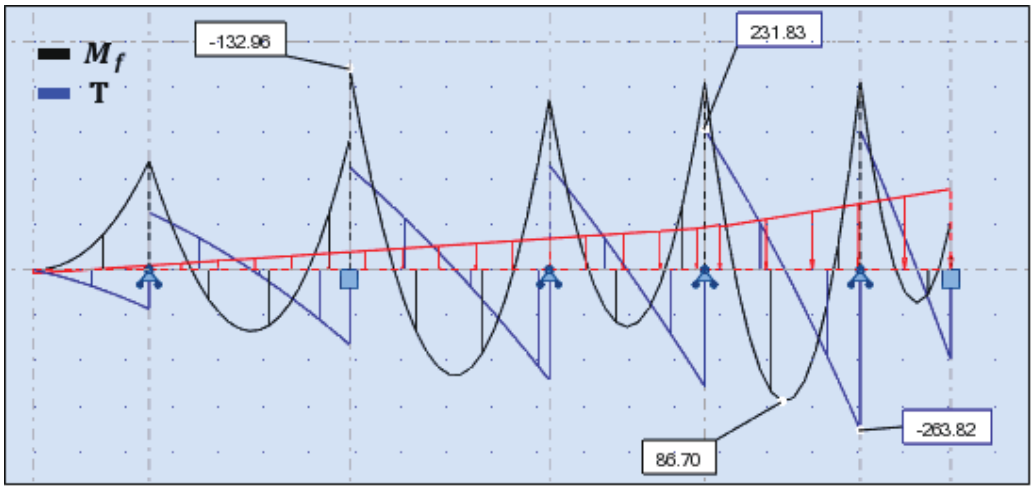


Figure 46 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 05.

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 86.70\ KN.m$; $M_{min} = -132.96\ KN.m$.
- L'effort tranchant : $T_{max} = 231.83\ KN$; $T_{min} = -263.82\ KN$.
- Conclusion :

Dans cette phase, on a obtenu une fiche F de 10.12m, Donc, la hauteur de la paroi moulée nécessaire pour soutenir les charges de la cinquième phase est :

$$F + h_5 = 10.12 + 20.05 = 30.17m.$$

V.5.6. Phase 06 :

Dans la sixième phase nous avons réalisé une excavation de 24.46m, avec la considération d'une surcharge en surface de 69.50KN/m^2 et la présence de quatre butons et la dalle (R-1).

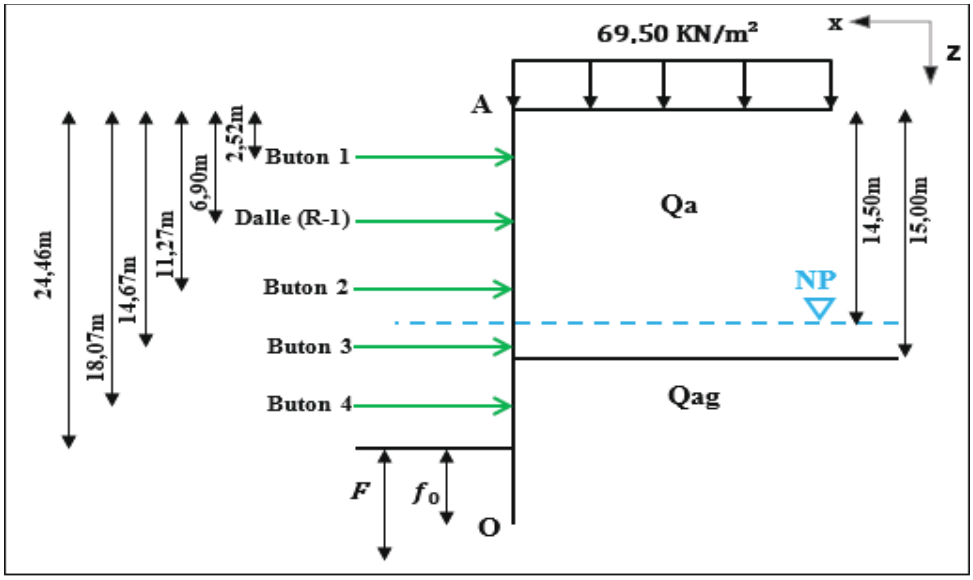


Figure 47 : Excavation de la phase 06.

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

- ✓ $L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
- ✓ $h = 24.46m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 24.46 \Rightarrow a = 2.45m$
- ✓ $L_{BO} = b$.
- ✓ $f_0 = a + b$.

- **La partie « AB » :**

- Calcul de la poussée :

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

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

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424 \times 69.5 - 1.501 \times 25) \times \cos 14.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z - 7.82 \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(0) = -7.82\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(14.5) = 93.54\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{0 < z < 0.5}$$

- La couche (Qa) : $q = 69.5 + 14.5 \times 17$;

$$\sigma_a = (0.424 \times 17 \times z + 0.424(69.5 + 14.5 \times 17) - 1.501 \times 25) \times \cos 14 + U.$$

$$\sigma_a(z) = 6.99z + 93.59 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 93.59\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 0.5\ ; U = 5.00) = 102.09\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{0 < z < 9.46}$$

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17$;

$$\sigma_a = (0.408 \times 17.5 \times z + 0.408(69.5 + 15 \times 17) - 1.465 \times 25) \times \cos 14.67 + U.$$

$$\sigma_a(z) = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 0\ ; U = 5.00) = 97.65\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 9.46\ ; U = 99.60) = 257.62\ KN/m^2. \end{cases}$$

$$\mathbf{9.46 < z < 9.46 + a}$$
$$\mathbf{9.46 < z < 11.91}$$

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17\ KN/m^2$.

$$\sigma_a(z) = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 9.46\ ; U = 99.60\ ) = 257.62\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 11.91\ ; U = 124.10) = 299.05\ KN/m^2. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{0 < z < a}$$
$$\mathbf{0 < z < 2.45}$$

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

$$\sigma_p = (3.076 \times 17.5 \times z + 7.365 \times 25) \times \frac{\cos 14.67}{1} + U.$$

$$\sigma_p(z) = 52.08z + 178.12 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 0\ ; U = 0) = 178.12\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 2.45\ ; U = 24.50) = 330.22\ KN/m^2. \end{cases}$$

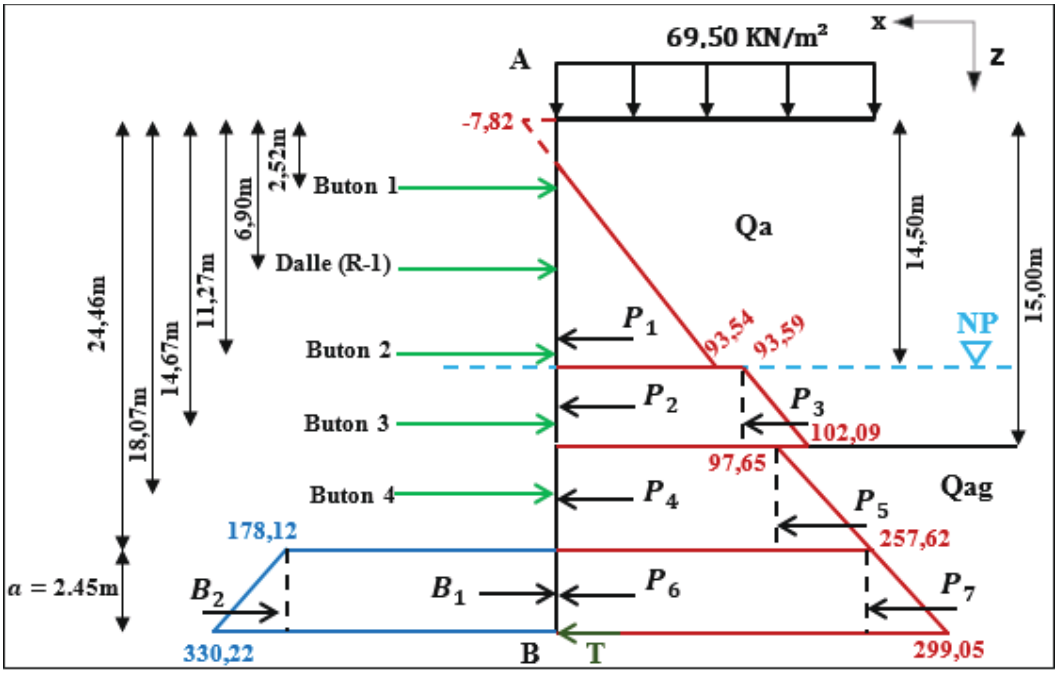


Figure 48 : Diagrammes des poussées et des butées de la phase 06 (AB).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 21 : Les forces de pression de la phase 06 (partie AB).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	625.78	16.87	10556.91
P_2	46.80	12.16	569.09
P_3	2.13	12.08	25.73
P_4	923.77	7.18	6632.67
P_5	756.66	5.60	4237.30
P_6	631.17	1.23	776.34
P_7	50.75	0.82	41.62
B_1	436.39	1.23	536.76
B_2	186.32	0.82	152.78
D	D	20.01	$20.01 \times D$

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

$$\sum M/_B = 0 \Rightarrow 20.01 \times D + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow D = 1106.95\ KN/ml.$$

- Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i - D = 0 \Rightarrow T = -1307.40 KN/ml.$$

- **La partie « BO » :**

- Calcul de la poussée :

$$\mathbf{11.91 < z < 11.91 + b}$$

- La couche (Qag) : $q = 69.5 + 15 \times 17\ KN/m^2$.

$$\sigma_a = 6.91z + 92.65 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 11.91\ ; U = 124.10) = 299.05\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 11.91 + b\ ; U = 124.10 + 10b) = 16.91b + 299.05. \end{cases}$$

- Calcul de la butée :

$$\mathbf{2.45 < z < 2.45 + b}$$

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

$$\sigma_p = 52.08z + 178.12 + U \begin{cases} \rightarrow \sigma_a(z = 2.45\ ; U = 24.50) = 330.22\ KN/m^2. \\ \rightarrow \sigma_a(z = 2.45 + b\ ; U = 24.50 + 10b) = 62.08b + 330.22. \end{cases}$$

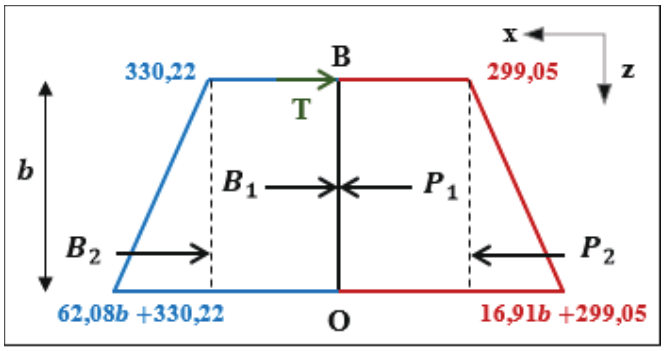


Figure 49 : Diagramme des poussées et des butées de la phase 06 (BO).

- Calcul des forces de pression :

Tableau 22 : Les forces de pression de la phase 06 (partie BO).

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN.m/ml)$
P_1	$299.05b$	b/2	$149.53b^2$
P_2	$8.46b^2$	b/3	$2.82b^3$
B_1	330.22b	b/2	$165.11b^2$
B_2	$31.04b^2$	b/3	$10.35b^3$
T	-1307.40	b	$-1307.40b$

- Calcul de « b » :

$\sum M/_O = 0 \Rightarrow T \times b + \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow 7.53b^3 + 15.58b^2 - 1307.40b = 0.$

$\Rightarrow b = 12.18m.$

- Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$f_0 = a + b = 2.45 + 12.18 \Rightarrow f_0 = 14.63m \longrightarrow F = 1.2 \times f_0 \Rightarrow F = 17.56m$$

- Calcul de la contre-butée « R » :

$$\sum F/_x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow R = 2422.05\ KN/ml.$$

- Calcul des efforts internes avec le logiciel Robot Structural Analysis :

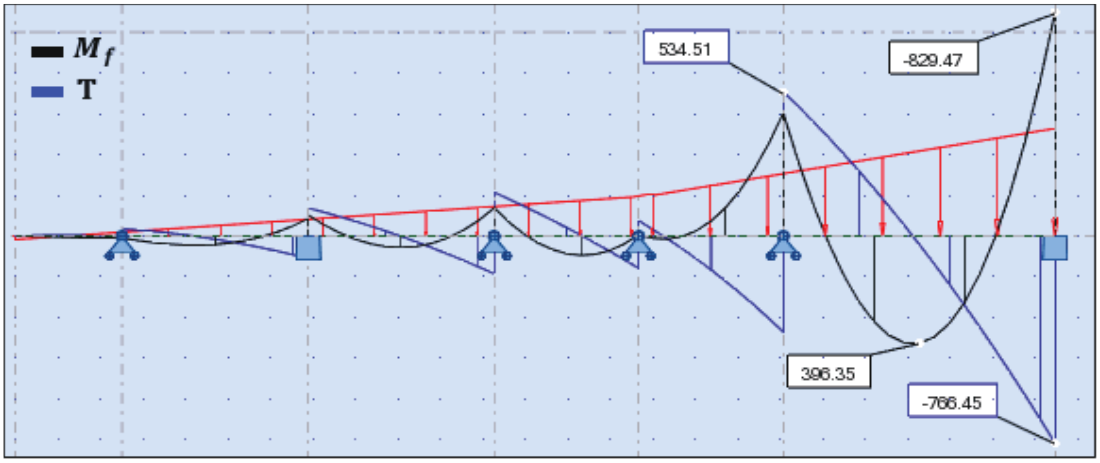


Figure 50 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant de la phase 06.

- Le moment fléchissant : $M_{max} = 396.35\ KN.m$; $M_{min} = -829.47\ KN.m$.
- L'effort tranchant : $T_{max} = 534.51\ KN$; $T_{min} = -766.45\ KN$.
- Conclusion :

Dans cette phase, on a obtenu une fiche F de 17.56m, Donc, la hauteur de la paroi moulée nécessaire pour soutenir les charges de la sixième phase est :

$$F + h_6 = 17.56 + 24.46 = 42.02m.$$

V.6. Vérification du soulèvement du radier :

Le radier de la station est soumis à des charges actives ascendantes dues à la poussée du terrain.

La poussée du terrain décomprimé au niveau du radier s'exerce dans le sens inverse de l'action de son poids propre (qui s'oppose donc à la poussée). Une approche du problème a été faite par TSIMBARIEVITCH, la figure suivante résume cette approche :

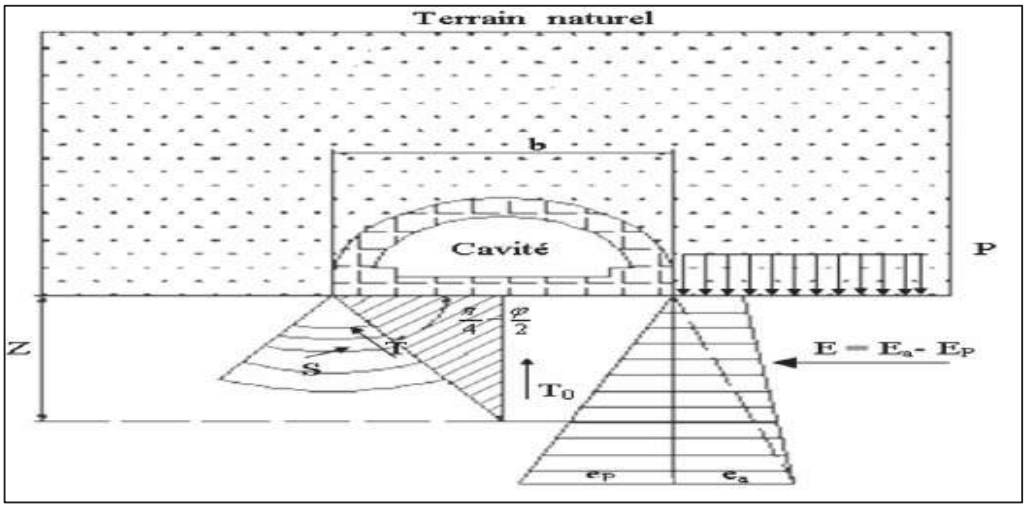


Figure 51 : Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH.

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 :

$$e_a = (\mathrm{P} + \gamma\,\mathrm{Z})K_a - 2\,\mathrm{C}\sqrt{K_a}\ ;\ e_p = \gamma\,\mathrm{Z}\,K_p + 2C\sqrt{K_p}.$$

Avec :

$\mathrm{P} = \sum \gamma_i h_i$: 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.

$\mathrm{Z} = \frac{2C(\sqrt{K_a}+\sqrt{K_p})-PK_a}{\gamma(K_a-K_p)}$: Profondeur pour $e_a = e_p$.

La résultante des efforts $(E = E_a - E_p)$ agissant à la direction de l'excavation est :

$$E = \frac{\gamma Z}{2}(Z + 2H)K_a - \frac{1}{2}\gamma Z^2 K_p.$$

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

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 :

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

La résultante verticale T_0 exerce 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 :

$$Y = \frac{Z}{\sqrt{K_a}}$$

Ainsi la contrainte agissante sous le radier est exprimée par : $\sigma = \frac{T_0}{Y} = \frac{T_0}{Z}\tan\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi}{2}\right)$.

Pour assurer la stabilité du radier, la contrainte agissante sous le radier ne doit pas dépasser une contrainte limite de rupture[46][47] σ_{lim} :

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

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 23 : Les résultats obtenus de la méthode de TSIMBARIEVITCH

Sol	K_a	K_p	Z(m)	$E\ (Kpa)$	$T_0(KPa)$	Y(m)	$\sigma(KPa)$	$\sigma_{lim}(KPa)$
Q_{ag}	0,41	3.08	0.53	71,77	4,87	0,83	5,87	352,05

On remarque que $\sigma < \sigma_{lim}$ → La condition de non-soulèvement du radier est vérifiée.

[46] (Conception et calcul de la stabilité du tunnel ferroviaire GANTAS au niveau de la localité de Ain Soltane du PK 108+116 au PK 109+116, 2017)

[47] (M.GESTA)

Chapitre VI

Modélisation numérique avec le logiciel GEO5

VI.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons faire une modélisation numérique de notre ouvrage de soutènement en utilisant le logiciel GEO5 pour déterminer les efforts internes et les déplacements de la paroi moulée et vérifier la stabilité de l'écran de soutènement. Ensuite, nous allons déterminer le ferraillage longitudinal et transversal de la paroi moulée.

VI.2. Présentation du logiciel GEO5 :

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis. Il comporte plusieurs programmes, chaque programme est destiné à analyser un type de structure particulier selon des normes, des théories et des méthodes diverses[48].

Dans notre travail, on a utilisé le programme Sheeting Check destiné à la vérification des écrans de soutènement qui nous a permis de :

- Faire une conception avancée de la paroi moulée.
- Faire une modélisation du comportement réel de notre mur de blindage en chaque étape de construction.
- Déterminer les efforts internes et les déplacements de notre ouvrage de soutènement.

On a utilisé aussi le programme Slope Stability pour vérifier la stabilité de l'écran de soutènement.

VI.3. Modélisation des phases d'excavation :

Les phases d'excavation mentionnées précédemment dans le chapitre IV ont été modélisées avec le logiciel GEO5 (Voir la partie 1 de l'annexe E) comme suit :

- Phase 1 :

1. Excavation de 3.6m.
2. Installation du premier niveau de butonnage.

- Phase 2 :

1. Excavation jusqu'à 7.7m de profondeur.
2. Installation du deuxième niveau de butonnage (Dalle R-1).

- Phase 3 :

1. Excavation jusqu'à 12.37m de profondeur.
2. Installation du troisième niveau de butonnage.

- Phase 4 :

1. Excavation jusqu'à 16.27m de profondeur.
2. Installation du quatrième niveau de butonnage.

- Phase 5 :

1. Excavation jusqu'à 20.05m de profondeur.
2. Installation du cinquième niveau de butonnage.

- Phase 6 :

- Excavation jusqu'à 24.46m de profondeur.

VI.4. Détermination des efforts internes et des déplacements :

La modélisation de la paroi moulée avec le logiciel GEO5 (Sheeting Check), nous a permis de déterminer les moments fléchissant, les efforts tranchants et les déplacements pour chaque phase d'exécution de notre ouvrage de soutènement avec les deux combinaisons des charges, aux états limites ultimes (ELU) et aux états limites de service (ELS) selon la norme France EN-1997 dans les deux cas, statique et dynamique.

Pour le cas dynamique, selon les règles parasismiques algériennes RPA99 / version 2003, notre ouvrage de soutènement appartient au groupe 3 (ouvrage de faible importance →

[48] (Geotechnical Software GEO5 Fine, 2020)

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.4.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux :

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

VI.4.1.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas statique :

- A l'état limite ultime ELU :

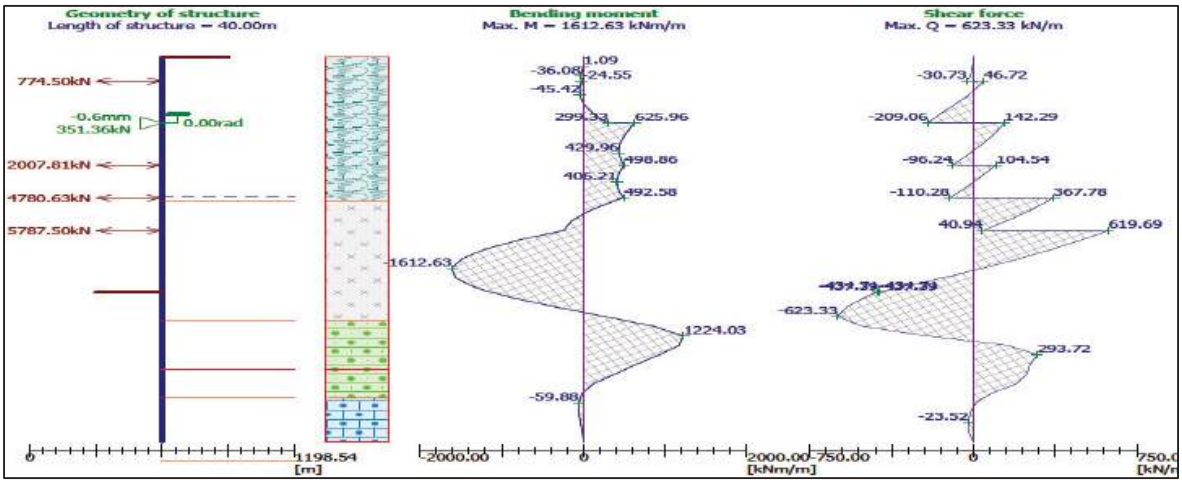


Figure 52 : Les efforts internes maximaux à l'ELU dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

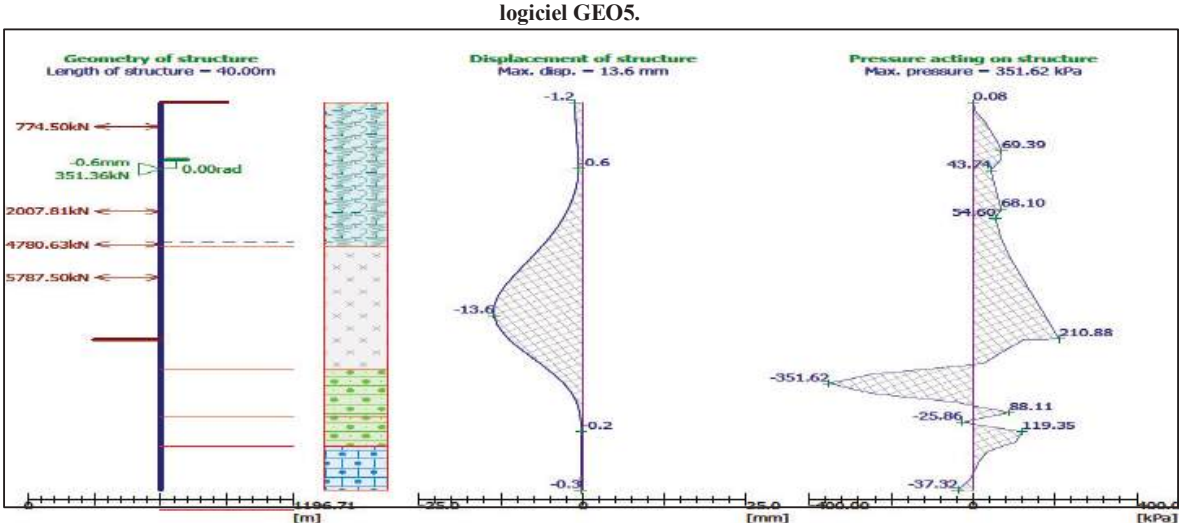


Figure 53 : Les déplacements maximaux à l'ELU dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

- A l'état limite de service ELS :

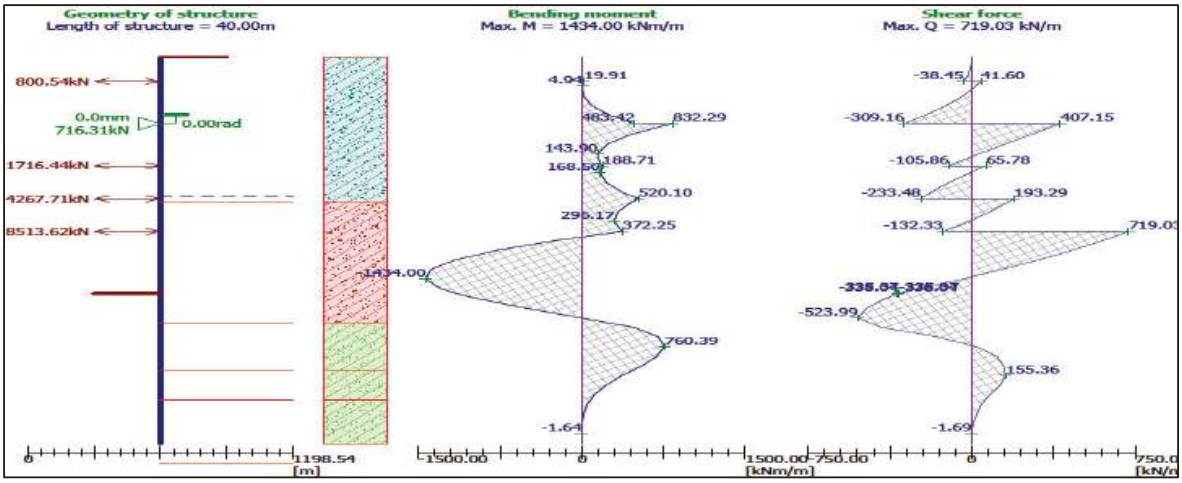


Figure 54 : Les efforts internes maximaux à l'ELS dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

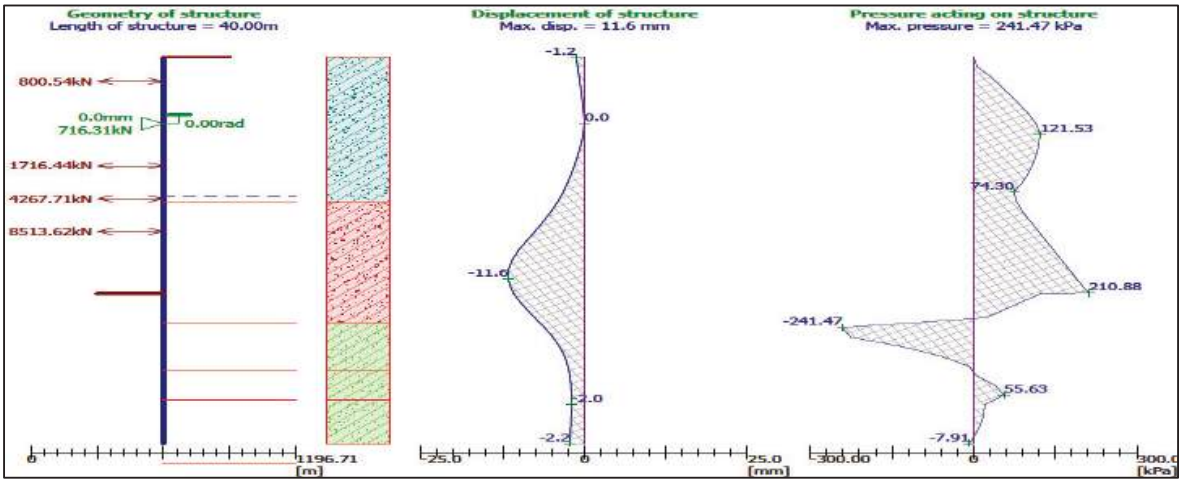


Figure 55 : Les déplacements maximaux à l'ELS dans le cas statique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

VI.4.1.2. Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas dynamique :

- A l'état limite ultime ELU :

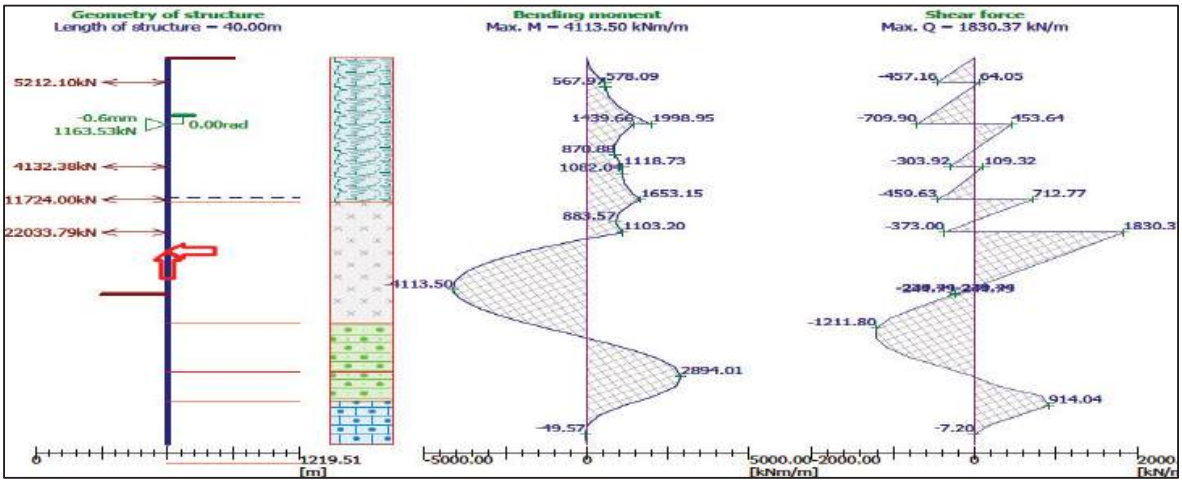


Figure 56 : Les efforts internes maximaux à l'ELU dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

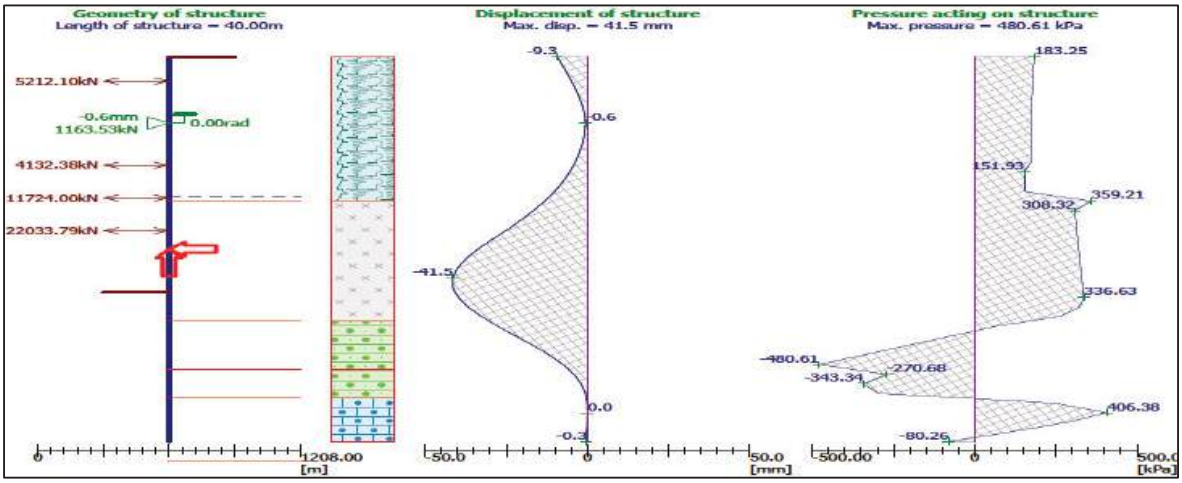


Figure 57 : Les déplacements maximaux à l'ELU dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

Les valeurs des efforts internes et des déplacements maximaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Les valeurs maximales des efforts internes et des déplacements obtenues de la modélisation avec le logiciel GEO5.

	Cas statique		Cas dynamique
	ELU	ELS	ELU
M_{max} (KN.m/ml)	1612.63	1434.00	4113.50
V_{max} (KN/ml)	623.33	719.03	1830.37
D_{max} (mm)	13.6	11.6	41.5

Les efforts internes et les déplacements obtenus dans les autres phases de la modélisation avec le logiciel GEO5 sont présentés dans la partie 2 de l'annexe E.

VI.5. Stabilité de l'écran de soutènement :

VI.5.1. Principe de calcul :

Le principe de calcul est de vérifier que pour tout mécanisme de rupture potentiel qui englobe tout ou partie de l'écran de soutènement, l'effet des actions déstabilisatrices est équilibré par les résistances qui s'y opposent.

- Les mécanismes de rupture sont multiples (au sens de la norme NF P94-282), ils peuvent être :
- Une rupture rotationnelle par insuffisance de fiche et/ou de butée.
- Une ruine de la structure de l'écran à cause des défauts de résistance vis-à-vis des actions les plus défavorable (Moment fléchissant, effort tranchant).
- Une rupture d'un buton.
- Un soulèvement général du fond de fouille ou des structures sous l'effet des sous-pressions (Poussé d'Archimède).
- Un effondrement de la structure du sol (érosion interne et régressive)[49].

VI.5.2. Méthode de calcul :

L'analyse de la stabilité des pentes s'effectue habituellement à la rupture à l'aide de la méthode des tranches. Cette méthode donne par l'intermédiaire du coefficient de sécurité F_S une idée de l'état d'équilibre de la pente étudiée. L'expression du coefficient de sécurité est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque[50].

Dans notre cas, la rupture est supposée circulaire (glissement circulaire), donc, pour déterminer le coefficient de sécurité F_S, on a opté pour la méthode de Bishop, dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent.

VI.5.3. Présentation et interprétation des résultats de l'analyse de la stabilité des pentes:

La modélisation numérique avec le logiciel GEO5 en utilisant le programme « Slope Stability » destiné à la vérification de la stabilité des écrans de soutènement nous a donné les résultats présentés en détails dans la partie 3 de l'annexe E et résumés dans les figures suivantes :

- Cas statique :

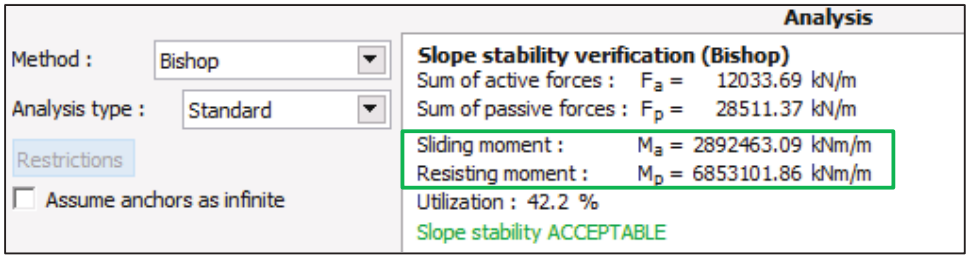


Figure 58 : Les résultats de la modélisation numérique avec le programme Slope Stability (cas statique).

- Interprétation des résultats :

$$F_S = \frac{Moment\ résistant}{Moment\ de\ glissement} = \frac{M_p}{M_a} = \frac{6853101.86}{2892463.09} = 2.37 > 1$$
$$\Rightarrow Ecran\ de\ soutènement\ stable.$$

[49] (J.MARLINGE, 2012)
[50] (KHEMISSA, 2006)

- Cas dynamique :

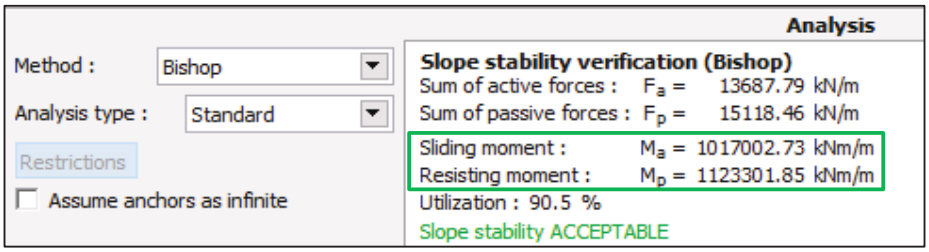


Figure 59 : Les résultats de la modélisation numérique avec le programme Slope Stability (cas dynamique).

- Interprétation des résultats :

$$F_S = \frac{M_p}{M_a} = \frac{1123301{,}85}{1017002.73} = 1.1 > 1 \Rightarrow Ecran\ de\ soutènement\ stable.$$

VI.6. Le ferraillage de la paroi moulée :

En se basant sur les valeurs des efforts internes obtenues du logiciel GEO5, nous avons calculé manuellement le ferraillage longitudinal et transversal des parois moulées dans le cas dynamique (le plus défavorable) selon la norme BAEL91.

Il est à noter que :

- Les résultats du calcul manuel sont vérifiés par le logiciel ROBOT EXPERT BA 2010 selon la norme BAEL91 (Voir la partie 2 de l'annexe G).
- 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.

VI.6.1. Calcul du ferraillage longitudinal de la paroi moulée :

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.

- Méthode de calcul : (Voir la partie 1 de l'annexe G).
- Application numérique :

$\mathrm{M_u} = 4113.50\ \mathrm{KN.m/m}$; $\mathrm{h} = \mathrm{b} = 1\mathrm{m}$; $\mathrm{d} = 0.9\mathrm{h} = 0.9\mathrm{m}$; $\mathrm{d'} = 0.11\mathrm{d} = 0.099\mathrm{m}$.

$$\gamma_s = 1.15\ ; \gamma_b = 1.5; f_{c28} = 30MPa\ ; f_{t28} = 2.4\ MPa; f_e = 500MPa\ ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78\ MPa.$$

$$t > 24h \Rightarrow \theta = 1 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 17\ MPa\ ; E = 2.1 \times 10^5 MPa.$$

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = 2.07 \times 10^{-3}\ ;\ \alpha_l = \frac{7}{7 + 2\varepsilon_l} \approx 1 \Rightarrow \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.48.$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.2987 < \frac{5}{3}\mu_l \rightarrow Oui \rightarrow \mu < \mu_l \rightarrow Oui \rightarrow \mu < 0.1859 \rightarrow Non.$$

$$\rightarrow \alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.4569 \rightarrow \beta = 0.8\alpha = 0.3655.$$

Donc : $A'_{su} = 0\ cm^2;\ A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 128.62\ cm^2 \rightarrow 16\ HA32 = 128.68\ cm^2.$

$$A_{min} = max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e}\right\} = 10cm^2 \rightarrow A_{su} > A_{min} \Rightarrow ELU\ v\acute{e}rifi\acute{e}.$$

Donc, pour les armatures longitudinales on opte pour 16 $HA32$ réparties en paquet de barres de 2 (2×8barres) sur chaque mètre linéaire de la paroi moulée , avec un espacement de :

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

b : La largeur de la paroi moulée (1 mètre linéaire).

k : Le nombre des barres.

$\emptyset_l$: Le diamètre de l'armature longitudinal

c : L'enrobage.

L'espacement minimal des armatures : $St_{min} = \max(k_1 D_{max}\ ; k_2 + D_{max})$

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

D_{max} : Le diamètre du plus gros granulat (15/25).

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

e = 8,5 cm > 7,5 cm⟶ L'espacement minimal est vérifié.

VI.6.2. Calcul du ferraillage transversal de la paroi moulée :

- Méthode de calcul :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3}\ ;\ \emptyset_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

$\emptyset_t$: Le diamètre de l'armature transversale.

b et h sont respectivement la largeur (1 mètre linéaire) et l'épaisseur de la paroi moulée.

$$A_t = n \times \frac{\pi \emptyset_t^2}{4}$$

A_t : La section des armatures transversales.

n : Le nombre de brins.

$$\tau_u = \frac{V_u}{0{,}9h \times b}\ ; S_t = \frac{0{,}9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b \times \tau_u}$$

V_u : L'effort tranchant ultime.

Après la détermination de S_t , il faut vérifier la condition de non fragilité et l'espacement maximal :

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0{,}4b}\ ;\ S_t \leq S_{tmax} = \min(0{,}9d\ ; 40cm)\ ; d = 0{,}9h.$$

- Application numérique :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{32}{3} = 10{,}67\ mm \rightarrow \emptyset_t = 12mm\ ;\ \emptyset_t \leq \min(28{,}57mm\ ;\ 100mm) \rightarrow Verifié.$$

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

$$\tau_u = \frac{1830{,}37 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 1 \times 1} = 2{,}03\ MPa \Rightarrow S_t = \frac{0{,}9 \times 15{,}83 \times 500}{1 \times 100 \times 2{,}03} = 35{,}09\ cm.$$

$$S_t \leq \frac{15{,}83 \times 500}{0{,}4 \times 100} = 197{,}88\ \rightarrow La\ condition\ de\ non\ fragilité\ est\ vérifiée.$$

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(81cm\ ;40cm) = 40cm \rightarrow L'espacement\ maximal\ est\ vérifié.$$

Donc, si on opte pour 14 $HA12$ sur chaque mètre linéaire de la paroi moulée, l'espacement sera :

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

L'espacement e ne vérifie pas la condition d'espacement minimal. De ce fait, on va prendre un choix de ferraillage ayant une section d'acier $A \approx A_t$:

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

$$e_2 \leq \frac{16{,}08 \times 500}{0{,}4 \times 100} = 201cm\ \rightarrow La\ condition\ \ de\ non\ fragilité\ est\ vérifiée.$$

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

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

VI.6.3. Schéma du ferraillage de la paroi moulée :

Nous avons présenté la répartition des armatures longitudinales et transversales dans la cage d'armature de la paroi moulée en utilisant le logiciel AUTOCAD2019 :

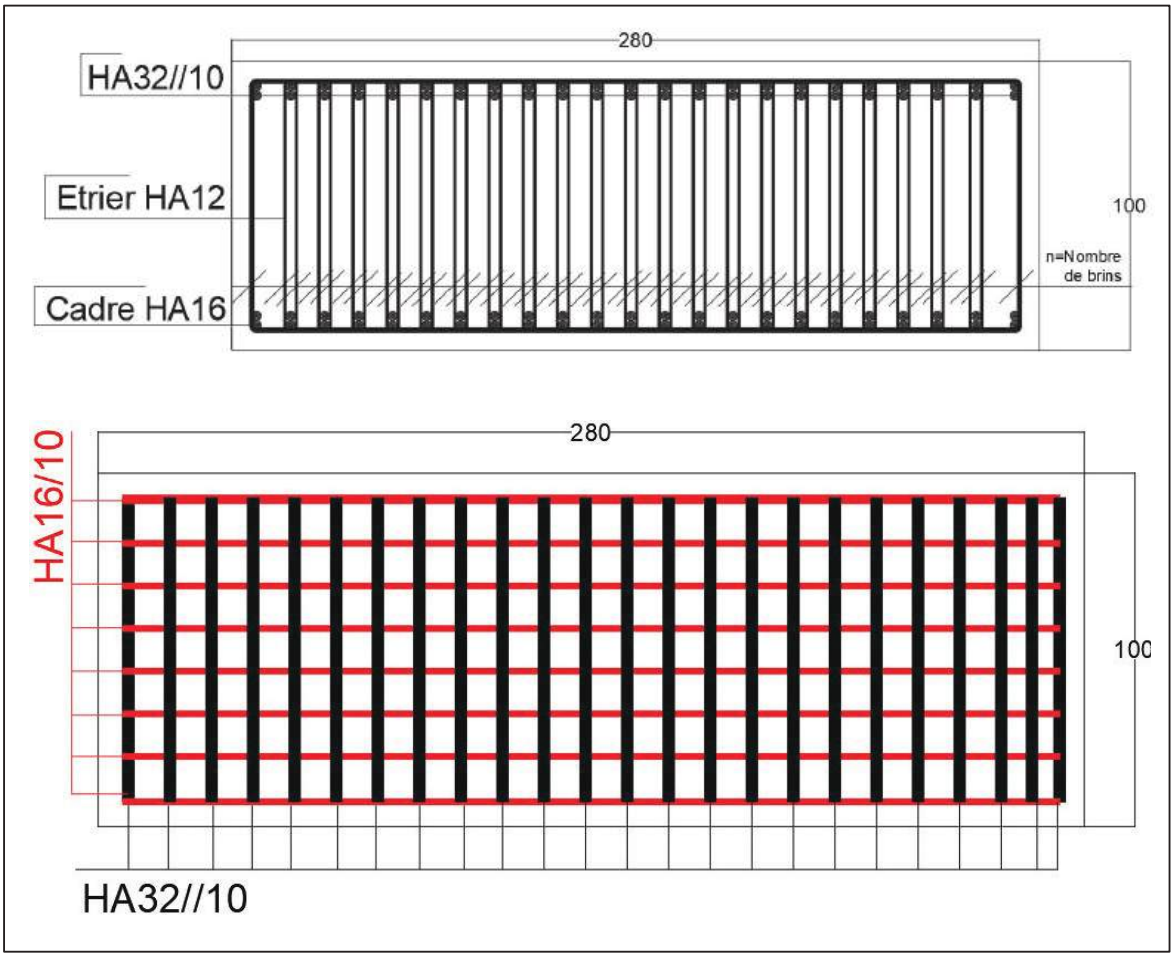


Figure 60 : Schéma du ferraillage de la paroi moulée.

Chapitre VII

Modélisation de la structure intérieure

VII.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons faire une modélisation numérique de la structure intérieure de la station Aéroport en utilisant le logiciel SAP2000 pour déterminer les efforts internes de chaque élément de la structure, ensuite, nous allons calculer le ferraillage longitudinal et transversal de ces éléments.

VII.2. Présentation du logiciel SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes des structures par éléments finis, spécialement dédié à l'analyse de la résistance et de la stabilité des ouvrages de BTP. Ce logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles[51].

VII.3. La géométrie de la structure intérieure :

Dans ce chapitre, nous avons modélisé pour un mètre linéaire la structure intérieure prise d'une coupe transversale localisée au centre de la station Aéroport (Voir annexe F) ayant les caractéristiques géométriques présentées dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Les caractéristiques géométriques des éléments de la structure intérieure de la station 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.4. Le chargement de la structure intérieure[52] :

Il est à noter que :

- Le poids propre de chaque élément de la structure intérieure est calculé automatiquement par le logiciel SAP2000 après avoir introduire les caractéristiques du béton (C30/37) suivantes :
  - Poids volumique : $\gamma_b = 25\ KN/m^3$.
  - Module d'élasticité : $E = 33\ GPa$.
  - Résistance à la compression : $f_{c28} = 30Mpa$.
- Le chargement dû au trafic est pris égal à $10\ KN/m^2$.
- Les autres chargements appliqués sur chaque élément de la structure intérieure sont calculés manuellement.

VII.4.1. Le chargement de la paroi de revêtement définitif (PR):

La paroi de revêtement définitif est soumise à :

- Une charge permanente, horizontale, triangulaire dû aux poussées des terres, calculée précédemment dans le chapitre IV.

On a :

[51] (Biskra, 2018)
[52] (Cosider TP, 2020)

$h = 15m \rightarrow \sigma = 97.65\ KN/m^2$.

$h = 24.46m \rightarrow \sigma = 256.62\ KN/m^2$.

Donc, sachant que la hauteur de la paroi de revêtement définitif est de 20.6m, la charge maximal (à 20.6m de profondeur) sera égal à :

$$Q_{PR} = 192.35\ KN/m^2$$

- Une charge d'exploitation due au trafic.

VII.4.2. Le chargement de la dalle de couverture (DC) :

La dalle de couverture est soumise à :

- Deux charges permanentes uniformément réparties :
- Une charge due au poids des terres réservées à l'exécution des talus, égale à :

$$Q_{poids\ des\ terres} = h \times \gamma_d = 3.5 \times 17 = 59.5\ KN/m^2.$$

- Une charge relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) :

$$Q = 5\ KN/m^2.$$

- Une charge d'exploitation due au trafic.

VII.4.3. Le chargement de la dalle R-1 :

La dalle R-1 est soumise à :

- Deux charges permanentes uniformément réparties :
- Une charge relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) :

$$Q = 5\ KN/m^2.$$

- Une charge due aux locaux de télécommunications et mécaniques sur le côté gauche de la dalle : $Q = 5\ KN/m^2$.
- Une charge d'exploitation uniformément répartie due aux poids des usagers sur le côté droit de la dalle : $Q = 5\ KN/m^2$.

VII.4.4. Le chargement de la dalle R-2 :

La dalle R-2 est soumise à :

- Deux charges permanentes uniformément réparties :
- Une charge relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) :

$$Q = 5\ KN/m^2.$$

- Une charge due aux locaux d'alimentation électrique et de pompage : $Q = 15\ KN/m^2$
- Une charge d'exploitation uniformément répartie due aux poids des usagers :

$$Q = 5\ KN/m^2.$$

VII.4.5. Le chargement du quai :

Les deux quais sont soumis à deux charges uniformément réparties :

- Une charge permanente relative aux revêtements : $Q = 5\ KN/m^2$.
- Une charge d'exploitation due aux poids des usagers : $Q = 5\ KN/m^2$.

VII.4.6. Le chargement du radier :

Le radier est soumis à :

- Une charge permanente due au soulèvement du sol $Q = 5{,}87\ KN/m^2$.

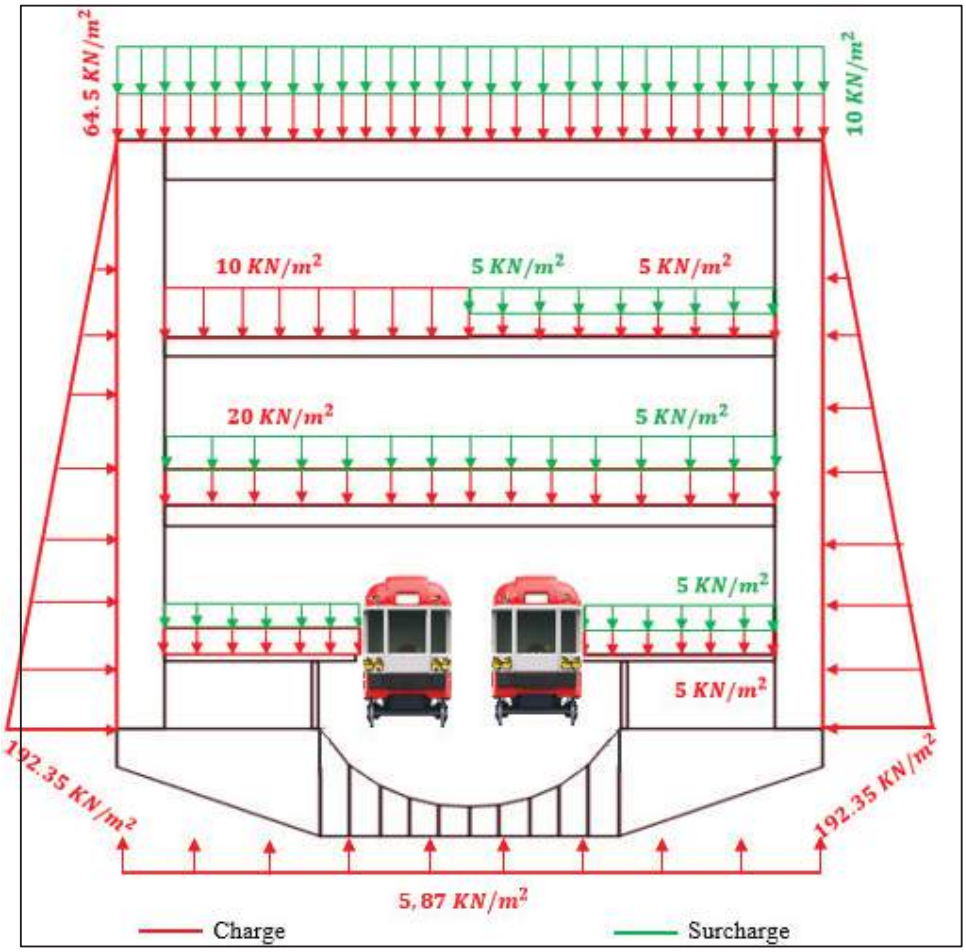


Figure 61 : Le chargement de la structure intérieure.

VII.5. Détermination de la résistance élastique du sol :

Nous avons calculé la résistance élastique de chaque couche de notre sol (Qa, Qag) à partir de la formule de Balay 1984 :

$$K_h = \frac{E_M}{\frac{\alpha \times a}{2} + 0.133(9a)^{\alpha}}$$

E_M : Module préssiométrique de la couche de sol concerné.

α : Paramètre rhéologique de la couche de sol concerné.

a : La longueur global.

- La couche Qa :

$E_M = \alpha \times E = 1 \times 68.75 = 68.75\ MPa.$ E : Module de déformation non drainé.

$$K_h = \frac{68.75}{\frac{1 \times 15}{2} + 0.133(9 \times 15)^1} = 2.70\ MPa/m.$$

- La couche Qag

$E_M = \alpha \times E = \frac{2}{3} \times 85 = 56.67\ MPa.$ E : Module de déformation drainé.

$$K_h = \frac{56.67}{\frac{2 \times 20.6}{3 \times 2} + 0.133(9 \times 20.6)^{2/3}} = 5.06\ MPa/m.$$

VII.6. Présentation du modèle conçu avec le logiciel SAP2000 :

- Le modèle avant le chargement :

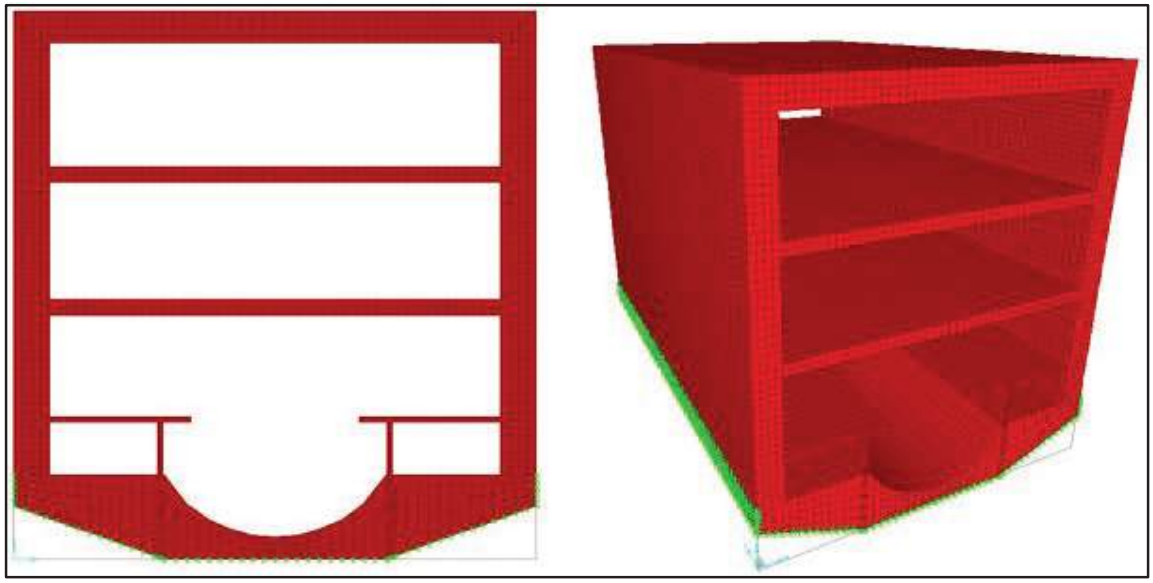


Figure 62 : Modèle 2D et 3D de la structure intérieur avant le chargement.

- Le modèle après le calcul à l'ELU et à l'ELS des contraintes S33 agissantes sur la structure intérieure :

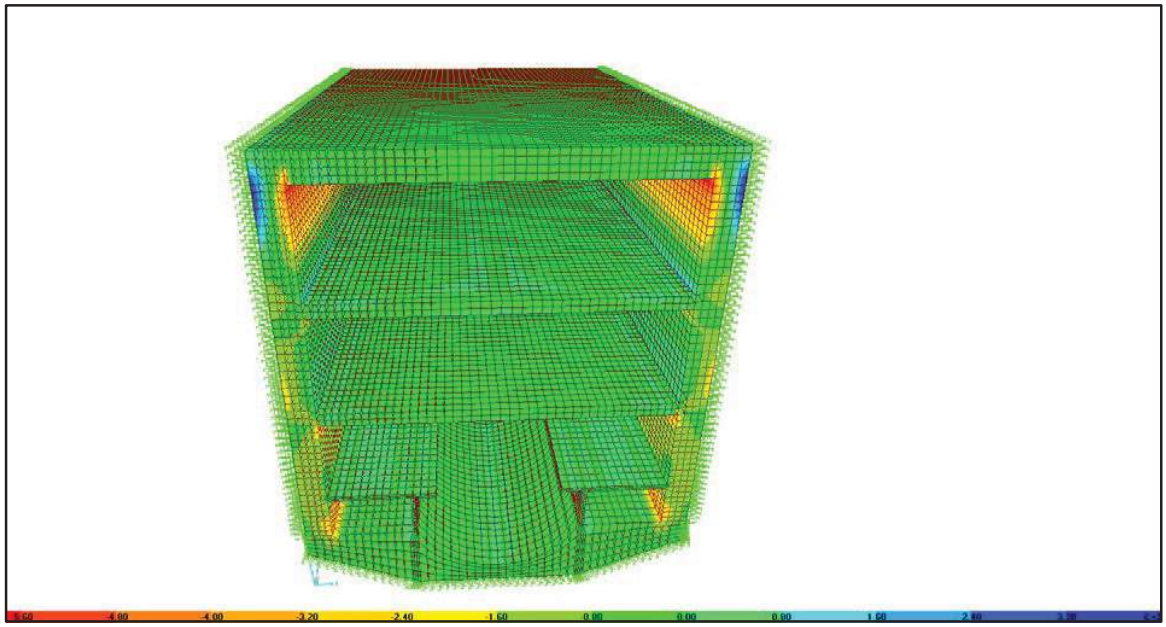


Figure 63 : Modèle en 3D présente les contrainte S33 sur les dalles à l'ELU.

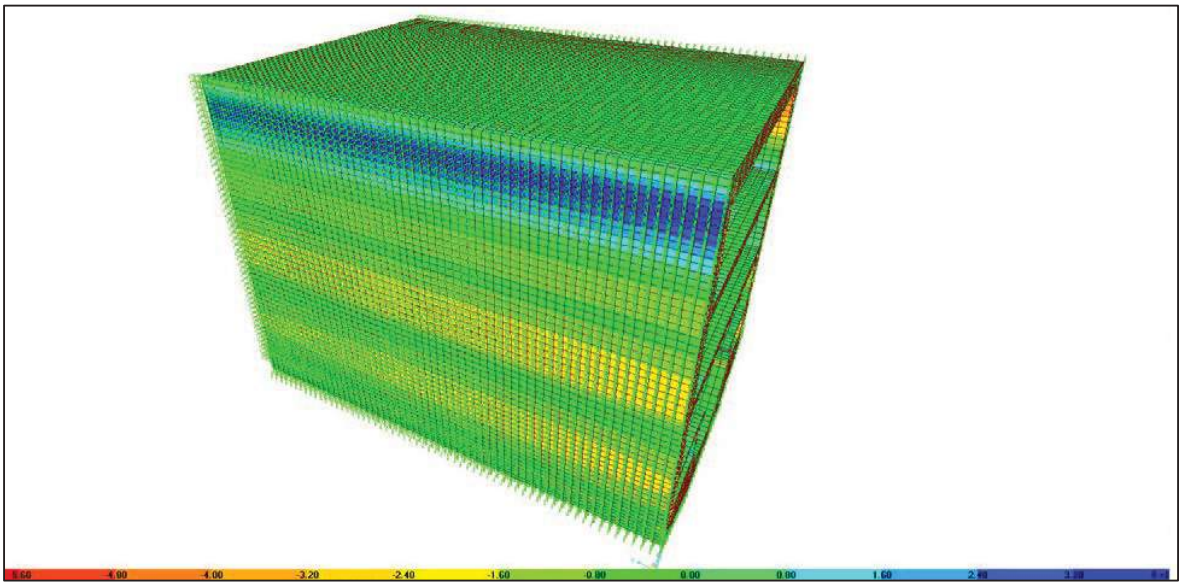


Figure 64 : Modèle en 3D présente les contrainte S33 sur la paroi de revêtement définitif à l'ELU.

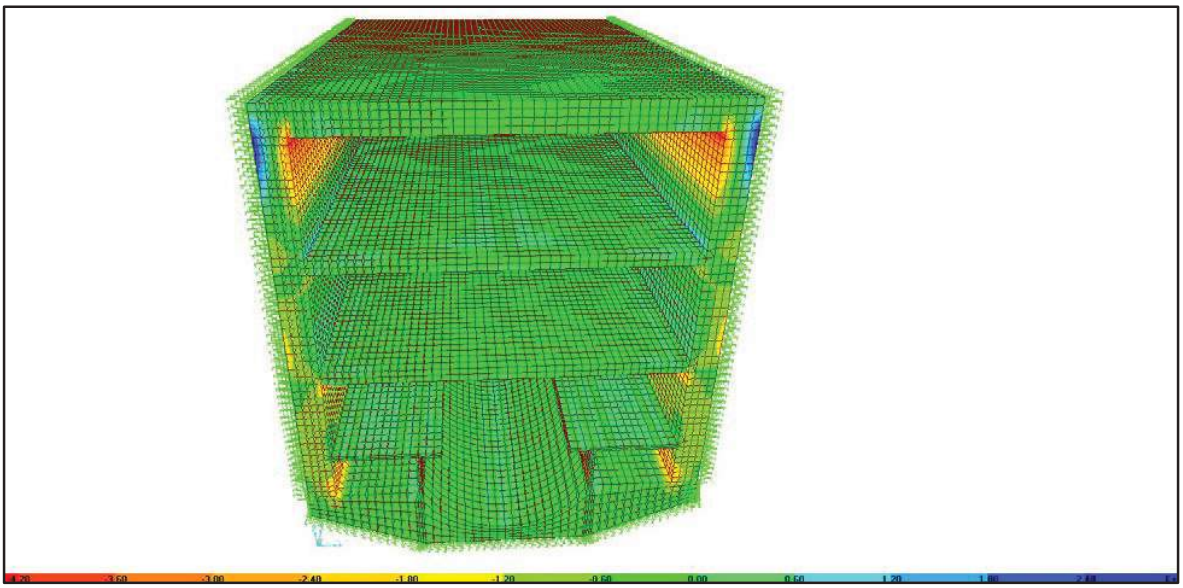


Figure 65 : Modèle en 3D présente les contrainte S33 sur les dalles à l'ELS.

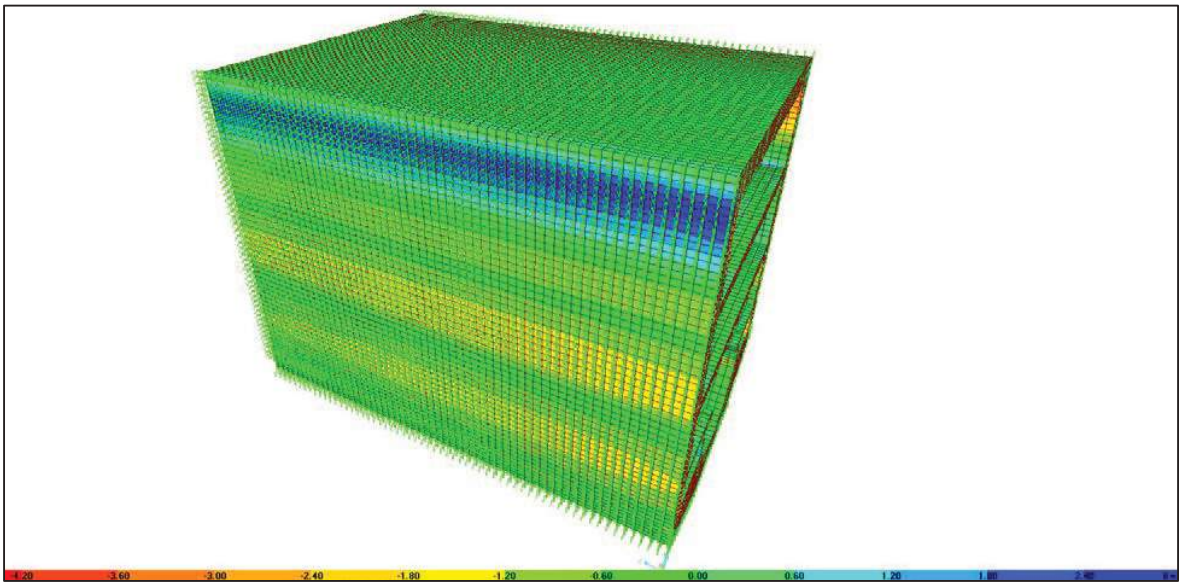


Figure 66 : Modèle en 3D présente les contrainte S33 sur la paroi de revêtement définitif à l'ELS.

VII.7. Les résultats de la modélisation de la structure intérieure avec le logiciel SAP2000 :

Après avoir définir la géométrie et le matériau de construction ainsi que les chargements de la structure et les résistances élastiques du sol dans le logiciel SAP2000, on a lancé le calcul et on a obtenu les efforts internes de chaque élément de la structure intérieure dans l'état limite ultime et de service, les résultats sont présentés dans l'annexe F.

Le moment fléchissant maximum pour chaque élément de la structure intérieure est présenté dans le tableau suivant :

Tableau 26 : Les résultats du moment fléchissant maximum pour chaque élément de la structure intérieure.

	Moment fléchissant $M_{max}(KN.m/ml)$		Effort tranchant $V_{max}(KN)$	
Elément	**ELU**	**ELS**	**ELU**	**ELS**
PR	2973.42	2196.95	1306.54	963.10
DC	1408.84	1039.21	421.26	310.87
R-1	517.53	381.87	478.12	352.33
R-2	991.20	733.16	685.82	504.94
Quai	9.60	6.93	11.53	8.50
Radier	4601.40	3409.14	238.20	175.94

VII.8. Le ferraillage de la structure intérieure :

Après avoir déterminer les efforts internes de chaque élément de la structure intérieure du logiciel SAP2000, nous avons calculé le ferraillage longitudinal et transversal sur chaque mètre linéaire de ces éléments.

VII.8.1. Le ferraillage longitudinal :

Nous avons calculé automatiquement le ferraillage longitudinal avec :

- Le logiciel EXPERT BA 2010 pour déterminer la section d'acier selon le BAEL91.
- Le programme Fer2005 pour le choix du ferraillage.

Les résultats du ferraillage longitudinales sont présentés dans la partie 2 de l'annexe G, résumés dans le tableau suivant :

Tableau 27 : Les sections d'acier et le choix du ferraillage longitudinal de chaque élément de la structure intérieure.

Elément	As (cm^2)	Choix du ferraillage
Paroi de revêtement définitif	74,40	$10\ HA32 = 80{,}42\ cm^2$
Dalle de couverture	34,00	$7\ HA25 = 34{,}36\ cm^2$
Dalle R-1	26,00	$6\ HA25 = 29{,}45\ cm^2$
Dalle R-2	51,70	$7\ HA32 = 56{,}30\ cm^2$
Radier	77,40	$10\ HA32 = 80{,}42\ cm^2$
Quai	<Section minimale	

- L'espacement :

- Paroi de revêtement définitif : $e = \frac{b-(k\times\emptyset_t)-2c}{k-1} = \frac{100-(5\times3{,}2)-14}{4} = 17{,}5$ cm //15 cm.
- Dalle de couverture : $e = \frac{b-(k\times\emptyset_t)-2c}{k-1} = \frac{100-(7\times2{,}5)-14}{6} \approx 11{,}5$ cm //10 cm
- Dalle R-1 : $e = \frac{b-(k\times\emptyset_t)-2c}{k-1} = \frac{100-(6\times2{,}5)-10}{5} = 15$ cm.
- Dalle R-2 : $e = \frac{b-(k\times\emptyset_t)-2c}{k-1} = \frac{100-(7\times3{,}2)-10}{6} \approx 11{,}5$ cm //10 cm
- Radier : $e = \frac{b-(k\times\emptyset_t)-2c}{k-1} = \frac{100-(5\times3{,}2)-14}{4} = 17{,}5\ cm$ // 15 cm

Pour le ferraillage longitudinal du quai : selon RPA99v2003, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% en toute section, donc :

$As_{Quai} = 6{,}25\ cm^2 \Rightarrow 5\ HA14 = 7{,}70\ cm^2 \longrightarrow e = 21{,}5//\ 20\ cm.$

VII.8.2. Le ferraillage transversal :

VII.8.2.1. Le Ferraillage transversal de la paroi de revêtement définitif :

- Méthode de calcul : Le calcul se fait avec la même méthode adoptée dans le ferraillage transversal de la paroi moulée (Voir VI.5.2)
- Application numérique :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{32}{3} = 10{,}67\ mm \rightarrow \emptyset_t = 12mm\ ;\ \emptyset_t \leq \min(40mm\ ;100mm) \rightarrow Verifié.$$

$$A_t = 5 \times \frac{\pi(1{,}2)^2}{4} = 5{,}65\ cm^2 \rightarrow 5\ HA12.$$

$$\tau_u = \frac{1306.54 \times 10^{-3}}{0{,}9 \times 1{,}4 \times 1} = 1{,}04\ MPa \Rightarrow S_t = \frac{0{,}9 \times 5{,}65 \times 500}{1{,}15 \times 100 \times 1{,}04} = 21{,}26\ cm.$$

$$S_t \leq \frac{5{,}65 \times 500}{0{,}4 \times 100} = 70{,}63\ cm \rightarrow La\ condition\ de\ non\ fragilité\ est\ vérifiée.$$

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(113{,}4cm\ ;40cm) = 40cm \rightarrow L'espacement\ maximal\ est\ vérifié.$$

Donc, si on opte pour 5 $HA12$ sur chaque mètre linéaire de la paroi de revêtement définitif, l'espacement sera :

$$e = \frac{b - (k \times \emptyset_t) - 2c}{k - 1} = \frac{100 - (5 \times 1{,}2) - 14}{4} = 20\ cm > St_{min} = 7{,}5\ cm$$
$$\rightarrow S_{tmin}\ est\ vérifié.$$

$e_2 \leq 70{,}63\ cm \rightarrow La\ condition\ de\ non\ fragilité\ est\ vérifiée.$

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

VII.8.2.2. Le ferraillage transversal des dalles :

- Méthode de calcul :

Selon le BAEL91, le rapport de la section d'armature transversale à la section d'armature longitudinale est égal à $1/4$ (les charges appliquées comprennent des efforts non concentrés).

$$A_t = \frac{1}{4} A_s$$

Selon RPA99v2003, La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At_{min} = 0.003.S_t.b$$

S_t : L'espacement maximum entre les armatures transversales, déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min(\mathrm{h}/4\ ; 12\emptyset_t ; 30cm)$$

$b\ et\ h$ sont respectivement la largeur (1 mètre linéaire) et l'épaisseur de la dalle.

Il faut vérifier que : $A_t > At_{min}$.

- Application numérique :

- La dalle de couverture :

$b = 100\ cm\ ; h = 140\ cm.$

$A_t = \frac{1}{4} A_s = \frac{34}{4} = 8{,}5\ cm^2 \Rightarrow 6\ HA14 = 9{,}24\ cm^2 \longrightarrow \emptyset_t = 1.4\ cm.$

$S_t \leq \min(140/4\ ; 12 \times 1.4\ ; 30cm) = 16{,}8\ cm \longrightarrow S_t = 16{,}5\ cm.$

$At_{min} = 0.003 \times 16{,}5 \times 100 = 5\ cm^2.$

$A_t > At_{min} \longrightarrow La\ section\ d'armature\ transversale\ est\ vérifiée.$

Donc, on opte pour 6 $HA14$ sur chaque mètre linéaire de la dalle de couverture avec un espacement de :

$$e = \frac{b - (k \times \emptyset_t) - 2c}{k - 1} = \frac{100 - (6 \times 1{,}4) - 14}{5} = 15{,}5\ cm//15\ cm > St_{min} = 7{,}5cm.$$

- La dalle R-1 :

$b = 100\ cm\ ; h = 70\ cm.$

$A_t = \frac{1}{4} A_s = \frac{26}{4} = 6{,}5\ cm^2 \Rightarrow 6\ HA12 = 6{,}79\ cm^2 \longrightarrow \emptyset_t = 1.2\ cm.$

$S_t \leq \min(70/4\,;12 \times 1.2\,;30cm) = 14.4\ cm \longrightarrow S_t = 14\ cm.$

$At_{min} = 0.003 \times 14 \times 100 = 4{,}5\ cm^2.$

$A_t > At_{min} \longrightarrow La\ section\ d'armature\ transversale\ est\ vérifiée.$

Donc, on opte pour 6 $HA12$ sur chaque mètre linéaire de la dalle R-1 avec un espacement de :

$$e = \frac{b - (k \times \emptyset_t) - 2c}{k-1} = \frac{100 - (6 \times 1{,}2) - 10}{5} = 16{,}5\ cm//15\ cm > St_{min} = 7{,}5cm.$$

- La dalle R-2 :

$b = 100\ cm\,;h = 70\ cm.$

$A_t = \frac{1}{4}A_s = \frac{51{,}70}{4} = 12{,}93\ cm^2 \Rightarrow 9\ HA14 = 13{,}85\ cm^2 \longrightarrow \emptyset_t = 1.4\ cm.$

$S_t \leq \min(70/4\,;12 \times 1.4\,;30cm) = 16{,}8\ cm \longrightarrow S_t = 16.5\ cm.$

$At_{min} = 0.003 \times 16.5 \times 100 = 5\ cm^2.$

$A_t > At_{min} \longrightarrow La\ section\ d'armature\ transversale\ est\ vérifiée.$

Donc, on opte pour 9 $HA14$ sur chaque mètre linéaire de la dalle R-2 avec un espacement de :

$$e = \frac{b - (k \times \emptyset_t) - 2c}{k-1} = \frac{100 - (9 \times 1{,}4) - 10}{8} = 9{,}5\ cm//8{,}5\ cm > St_{min} = 7{,}5cm.$$

- Le quai :

$b = 100\ cm\,;h = 25\ cm.$

$A_t = \frac{1}{4}A_s = \frac{7{,}7}{4} = 1{,}93\ cm^2 \Rightarrow 4\ HA12 = 4.52\ cm^2 \longrightarrow \emptyset_t = 1{,}2\ cm.$

$S_t \leq \min(25/4\,;12 \times 1{,}2\,;30cm) = 6.25\ cm \longrightarrow S_t = 6\ cm.$

$At_{min} = 0.003 \times 6 \times 100 = 1.8\ cm^2.$

$A_t > At_{min} \longrightarrow La\ section\ d'armature\ transversale\ est\ vérifiée.$

Donc, on opte pour 4 $HA12$ sur chaque mètre linéaire du quai avec un espacement de :

$$e = \frac{b - (k \times \emptyset_t) - 2c}{k-1} = \frac{100 - (4 \times 1) - 6}{3} = 30\ cm//20\ cm > St_{min} = 7{,}5cm.$$

VII.8.3. Schéma du ferraillage de la structure intérieure :

Nous avons présenté la répartition des armatures longitudinales et transversales dans chaque élément de la structure intérieure en utilisant le logiciel AUTOCAD2019 :

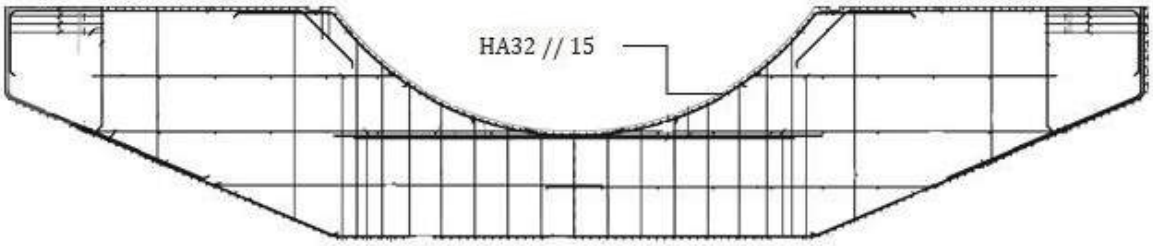


Figure 67 : Schéma du ferraillage du radier.

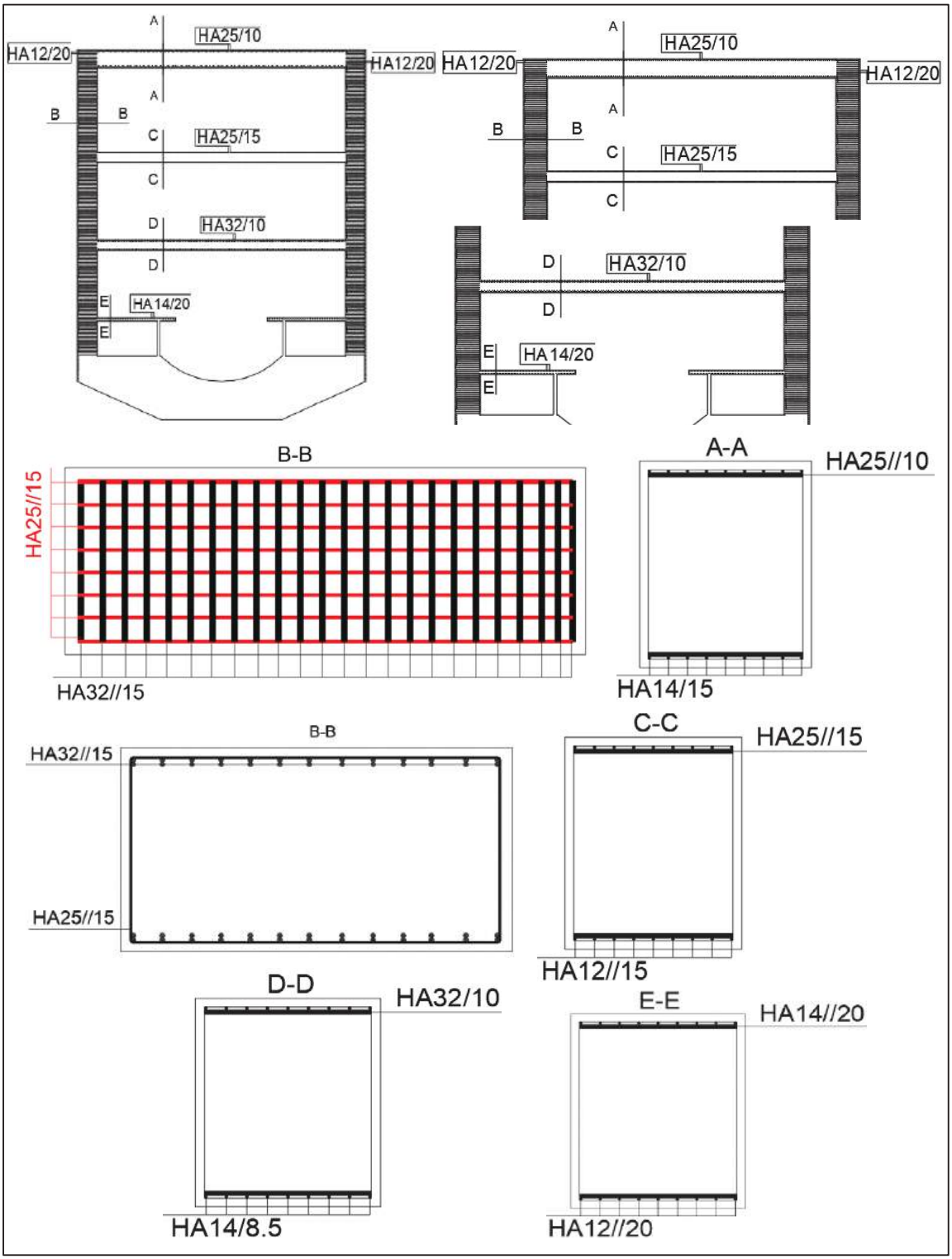


Figure 68 : Schéma du ferraillage de la structure intérieure de la station Aéroport.

Conclusion générale :

Le présent projet de fin d'étude nous a permis d'élargir et améliorer nos connaissances dans le domaine des travaux souterrains et de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises lors de nos études d'ingénieur.

Avant d'entamer ce travail, nous avons effectué une recherche bibliographique dans le cadre du projet de master sur les bétons utilisés dans les parois moulées.

Nous avons débuté ce travail avec une présentation générale du métro d'Alger, de la station Aéroport (emplacement, dimensions…ect) et du contexte géologique, géotechnique et hydrogéologique ainsi que les conditions sismiques de la zone étudiée.

La première partie du troisième chapitre a été une description détaillée de la conception adoptée pour la station. Nous avons présenté chaque niveau du corps principal de la station ainsi que ses accès, ensuite, nous avons défini les déplacements dans le cas habituel et en cas d'urgence. La deuxième partie a été consacrée aux techniques de réalisation de la station et ses accès.

Le quatrième chapitre avait pour but d'avoir les reconnaissances géologiques, géotechniques et hydrogéologiques de la zone étudiée. En interprétant les résultats obtenus des sondages réalisés, nous avons défini d'une part la nature, la répartition des couches de sol et d'autre part les paramètres géotechniques de notre sol.

En se basant sur les résultats de ce dernier chapitre, nous avons calculé manuellement les charges sollicitâtes (les poussées des terres) 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.

Dans le sixième chapitre, nous avons modélisé la paroi moulée avec le logiciel GEO5 afin de déterminer les efforts internes de la paroi et vérifier la stabilité des pentes. Ensuite, en utilisant les efforts obtenus du logiciel GEO5, nous avons calculé le ferraillage longitudinal et transversal de l'écran de soutènement.

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.

Les grandes difficultés que nous avons rencontrées au cours de l'élaboration de ce projet étaient dans le calcul des charges (la compréhension, le choix et l'application de la méthode de calcul) ainsi que dans la modélisation de la structure intérieure avec le logiciel SAP2000 du fait que sa complexité nous a pris beaucoup du temps pour atteindre le modèle voulu.

Enfin, le présent projet de fin d'étude nous a permis d'appréhender une expérience enrichissante dans le domaine des travaux souterrains qui s'est avéré très intéressant. De ce fait, nous espérons intégrer la vie professionnelle avec une entreprise spécialisée dans ce domaine.

[1] PATRICK Guiraud. La norme NF EN 1538+A1 : Parois moulées. Infociments: https://www.infociments.fr/genie-civil/la-norme-nf-en-1538a1-parois-moulees, [En ligne], 2020.

[2] Soutènement des terres. SOLTECHNIC: http://www.soltechnic.com/, [En ligne], 2020.

[3] Alia ARIBI, Etude numérique d'une paroi moulée avec tirant d'ancrage : analyse paramétrique, Mémoire de master en génie civil, Bader Eddine SBARTRIA, Université BADJI Mokhtar Annaba, 2019.

[4] ABDO, Joseph. Les coulis et les bétons pour les fondations spéciales. Paris : CIMbéton, 2003.

[5] CSTC, Le groupe de travail 'Soutènements'. Centre Scientifique et Technique de la Construction: https://www.cstc.be, [En ligne], 2020.

[6] Béton pour parois moulées et pieux forés. HolcimPartner: https://www.holcimpartner.ch, [En ligne], 2020.

[7] Tout Pour Le Forage: https://www.toutpourleforage.com/, [En ligne], 2020.

[8] Azzi, Mohammed Amin. Influence des paramètres de formulation du béton sur les pathologies des parois moulées. 2015.

[9] Paroi moulée. IUTenligne: http://www.iutenligne.net/, [En ligne], 2020.

[10] Béton pour parois moulées et pieux forés. HolcimPartner: https://www.holcimpartner.ch, [En ligne], 2020.

[11] Abdelaziz, BOUDCHICHA. UTILISATION DES ADDITIONS MINERALES ET DES ADJUVANTS FLUIDIFIANTS POUR L'AMELIORATION DES PROPRIETES RHEOLOGIQUES ET MECANIQUES DES BETONS. Constantine : s.n., 2007.

[12] PATRICK Guiraud. Adjuvants. Infociments: https://www.infociments.fr/, [En ligne], 2020.

[13] Béton pour parois moulées et pieux forés. HolcimPartner: https://www.holcimpartner.ch, [En ligne], 2020.

[14] Abdelaziz, BOUDCHICHA. UTILISATION DES ADDITIONS MINERALES ET DES ADJUVANTS FLUIDIFIANTS POUR L'AMELIORATION DES PROPRIETES RHEOLOGIQUES ET MECANIQUES DES BETONS. Constantine : s.n., 2007.

[15] L'utilisation des cendres volantes dans le béton. Setec Lerm: http://doc.lerm.fr/, [En ligne], 2020.

[16] Classes de consistance du béton. Tout sur le béton: https://www.toutsurlebeton.fr/, [En ligne], 2020.

[17] Azzi, Mohammed Amin. Influence des paramètres de formulation du béton sur les pathologies des parois moulées. 2015.

[18] Causes et prévention des altérations du béton : Ségrégation / Fissuration et retrait. Holcim Belgium: https://www.holcim.be/, [En ligne], 2019.

[19] Le béton et ses applications. Guide Béton: http://www.guidebeton.com/, [En ligne], 2020.

[20] Cours : Berlinoises et Parois Moulées. YouTube: https://www.youtube.com/watch?v=KK1G1IDUX1I&feature=youtu.be, [En ligne], 2020.

[21] Le bétonnage pour un béton de qualité. Travaux béton: https://travauxbeton.fr, [En ligne], 2020.

[22] Mapas de metrô de mundo: https://mapa-metro.com/fr/Alg%C3%A9rie/Alger/Alger-Metro-Plan.htm, [En ligne], 03 Mars 2020.

[23] Entreprise Métro d'Alger: http://www.metroalger-dz.com/fr/index.php, [En ligne], 03 Mars 2020.

[24] Cosider TP. Note de calcul - Station Aéroport, 2020.

[25] Entreprise Métro d'Alger: http://www.metroalger-dz.com/fr/index.php, [En ligne], 03 Mars 2020.

[26] Dong Myeong Engineering Consultants & Architecture: http://www.dmec.co.kr/index.html? [En ligne], 04 Mars 2020.

[27] TPF Euroestudios: https://tpf.eu/fr/companies/getinsa-ingenieria-s-l/, [En ligne], 04 Mars 2020.

[28] SAETI: https://www.saeti.dz/, [En ligne], 04 Mars 2020.

[29] Cosider groupe: http://www.cosider-groupe.dz/fr/cosider-travaux-publics-pr%C3%A9sentation, [En ligne], 04 Mars 2020.

[30] Ferconsult: http://www.ferconsult.pt/, [En ligne], 04 Mars 2020.

[31] Cosider TP. Note de calcul - Station Aéroport, 2020.

[32] Cosider TP. Hypothèses et Modes Opératoires, 2020.

[33] ANAM - Agence Nationale des Activités Minières: http://www.anam.gov.dz/geologie_alg/, [En ligne], 2020.

[34] BOUICHER Hana, NAIT ABDALLAH Hassiba, Etude de stabilité d'un puit d'attaque (PV5) Hai El Badr-Ain Naadja, Mémoire de master en génie civil, KHEFFACHE Toufik, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 2015.

[35] Climate-Data: https://fr.climate-data.org/, [En ligne], 2020.

[36] Cosider TP. Hypothèses géotechniques, 2020.

[37] BENAOUN Abdelhadi, KHOUAS Mounia, Étude d'un rameau de connexion du PV6 Bab Ezzouar, Mémoire de master en géologie, HALLAL N, 2019.

[38] Cosider TP. Hypothèses géotechniques, 2020.

[39] DOHWA. EP et APD des extensions du métro d'Alger LOT1, 2020.

[40] Cosider TP. Hypothèses et Modes Opératoires, 2020.

[41] Cosider TP. Hypothèses géotechniques, 2020.

[42] Cosider TP. Hypothèses géotechniques, 2020.

[43] DELATTRE, Luc. Un siècle de méthodes de calcul d'écran de soutènement. s.l. : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,2001.

[44] MELBOUCI, Bachir. Exercices corrigés de géotechnique. s.l. : Office des publications universitaires, 2016.

[45] Bertrand HUBERT, Bruno PHILIPPONNAT, Olivier PAYANT Moulay ZERHOUNI. Fondations et ouvrages en terres, Manuel Professionnel de géotechniquedu BTP. s.l. : EYROLLES, 2019.

[46] BENALLEGUE Mayellia, HAROUZ Celia, Conception et calcul de la stabilité du tunnel ferroviaire GANTAS au niveau de la localité de Ain Soltane du PK108+116 au PK109+116, Mémoire d'ingéniorat en travaux publics, AKCHICHE Mustapha,2017.

[47] M. GESTA, Réflexions sur les méthodes usuelles de calcul du revêtement des souterrains : AFTES.

[48] Geotechnical Software GEO5 Fine: https://www.finesoftware.eu/geotechnical-software/, [Online], 2020.

[49] J. MARLINGE. Eléments de dimensionnement des ouvrages de soutènement (têtes de tunnel, tranchées couvertes). 2012.

[50] KHEMISSA, Mohamed. METHODES D'ANALYSE DE LA STABILITE ET TECHNIQUES DE STABILISATION DES PENTES. M'sila, Algérie : s.n., 2006.

[51] Biskra, Faculté ST Université. Programme de formation sur le logiciel SAP2000. Université Mohamed Khider Biskra: http://univ-biskra.dz/images/crsi2018/Progr-formation%20-logiciel%20SAP2000.pdf, [En ligne],2020.

[52] Cosider TP. Hypothèses et Modes Opératoires, 2020.

Annexes

ANNEXE A

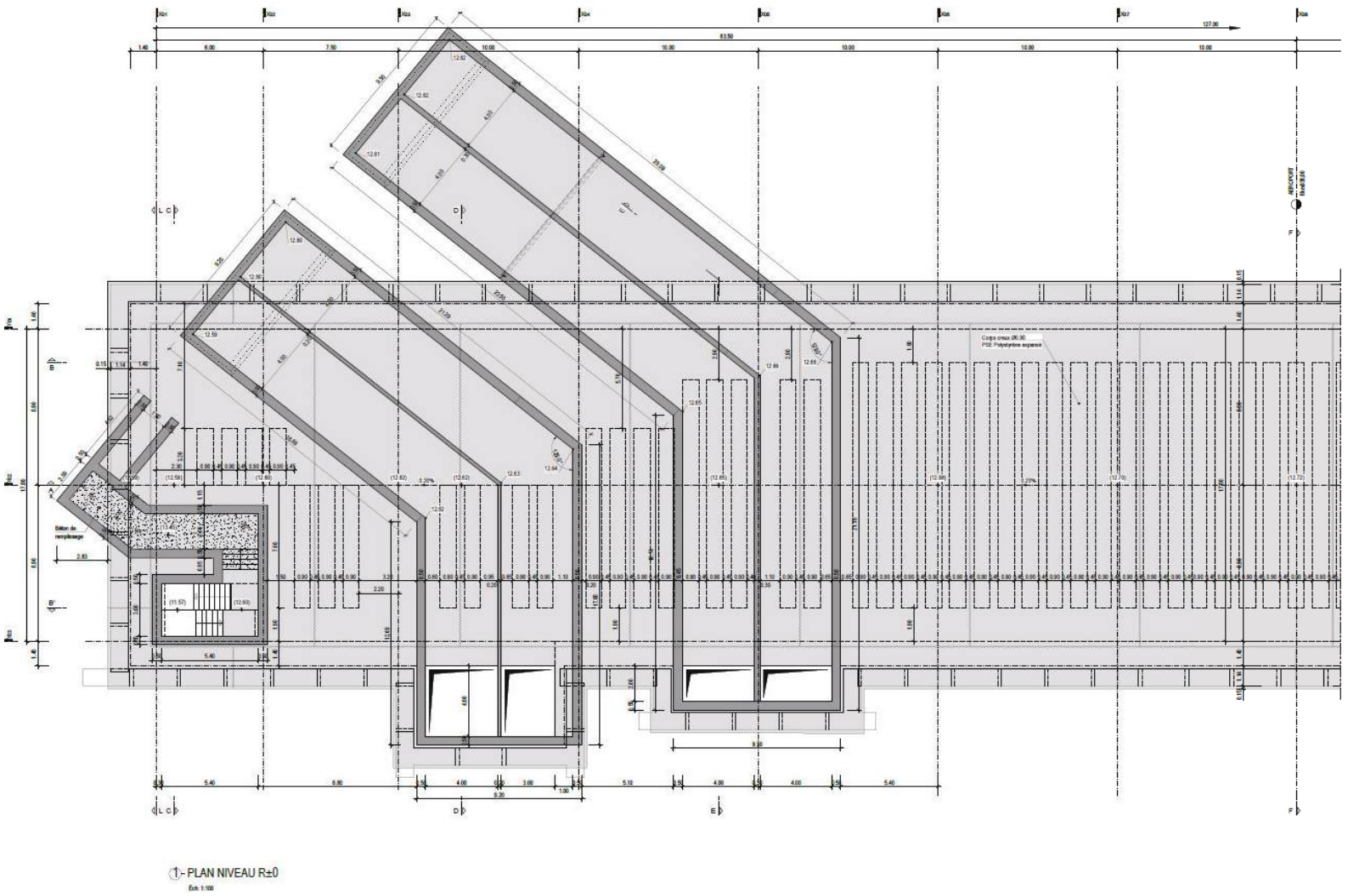


Figure 1:Vue en plan du niveau dalle de couverture de l'axe X01 à X08.

ANNEXE A

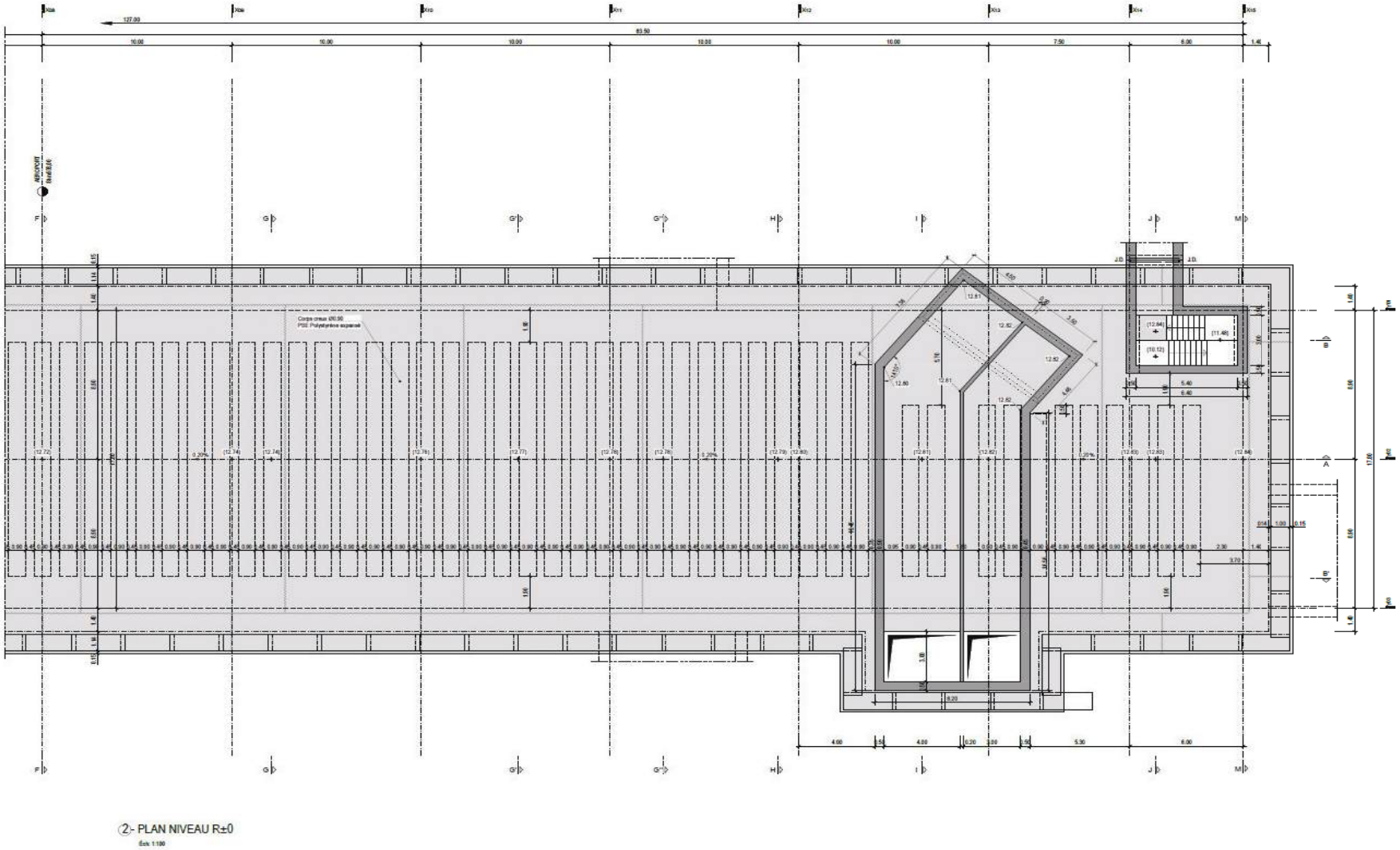


Figure 2:Vue en plan du niveau dalle de couverture de l'axe X08 àX15.

ANNEXE A

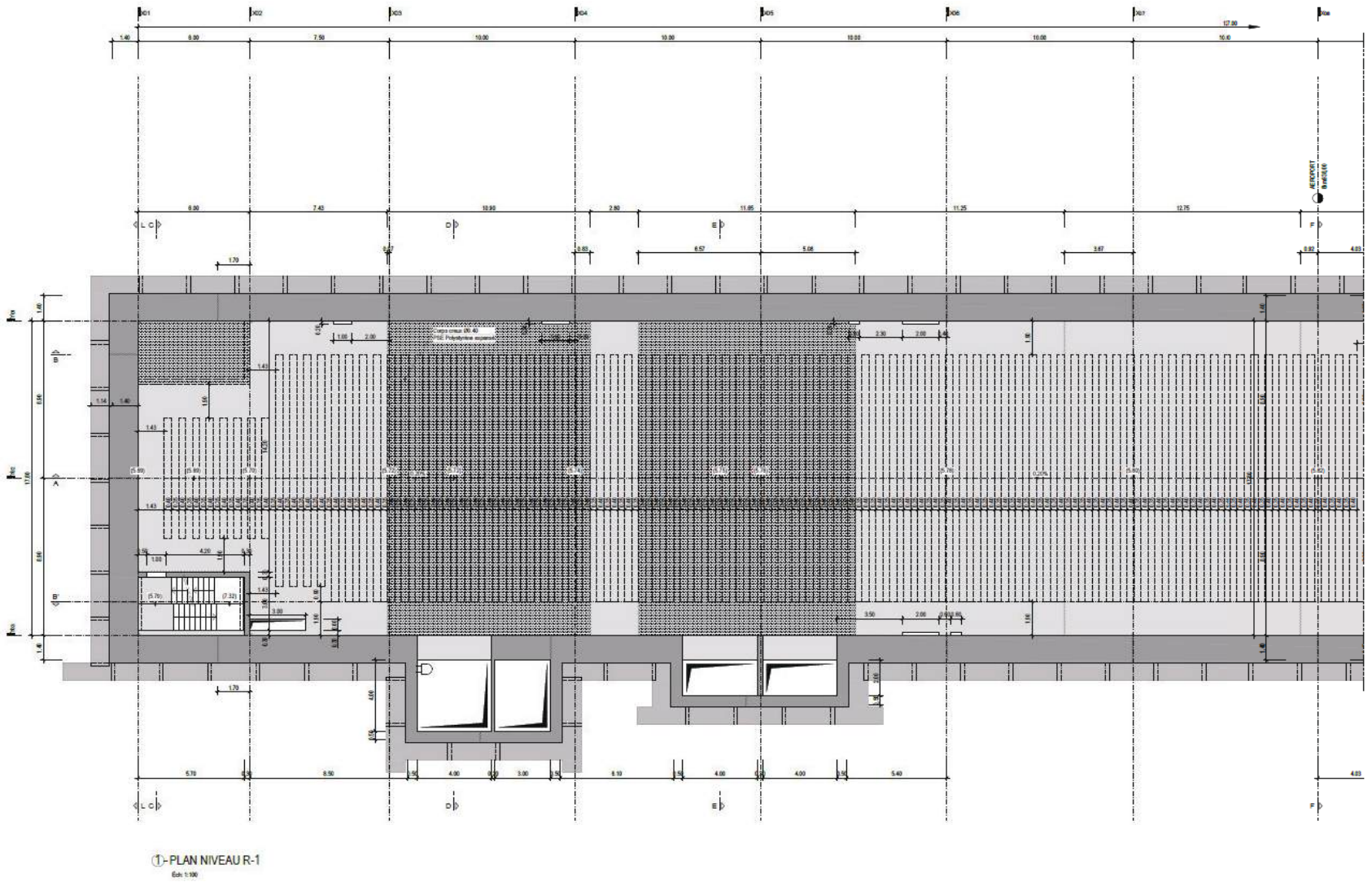


Figure 3: : Vue en plan du niveau R-1 de l'axe X01 à X08.

ANNEXE A

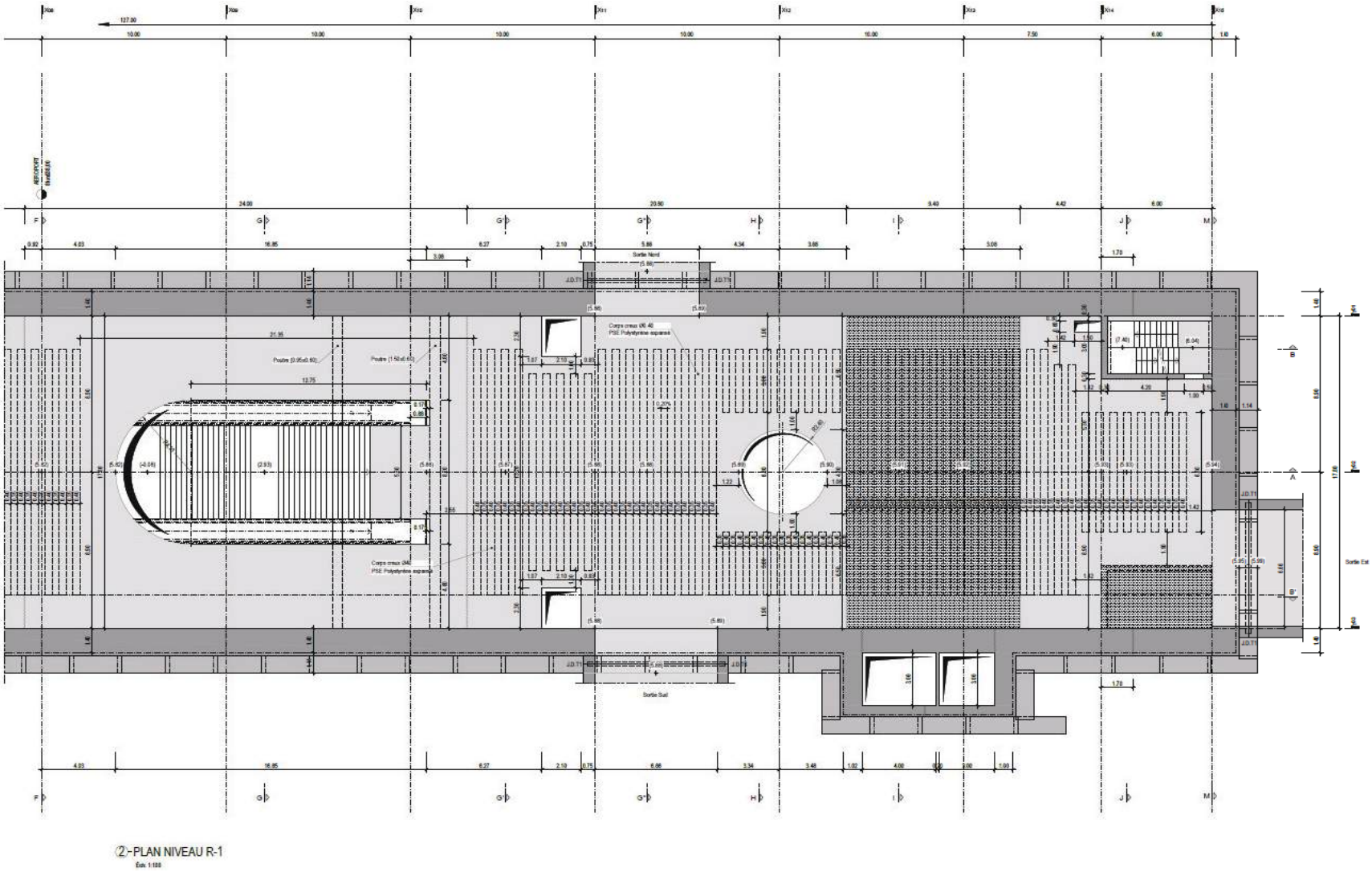
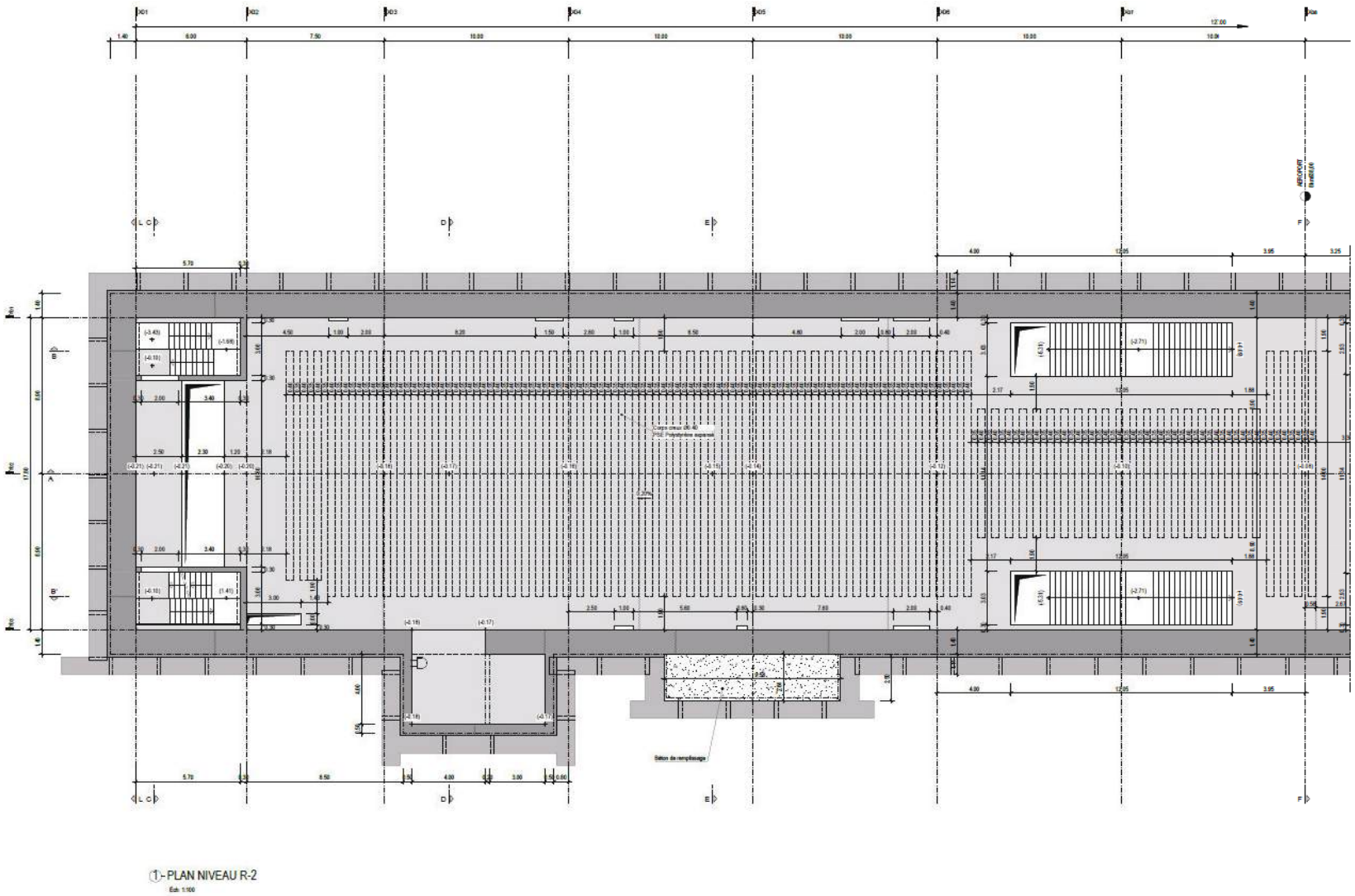


Figure 4:: Vue en plan du niveau R-1 de l'axe X08 à X015.

ANNEXE A



①- PLAN NIVEAU R-2

Éch. 1:100

Figure 5 : Vue en plan du niveau R-2 de l'axe X01 à X08.

ANNEXE A

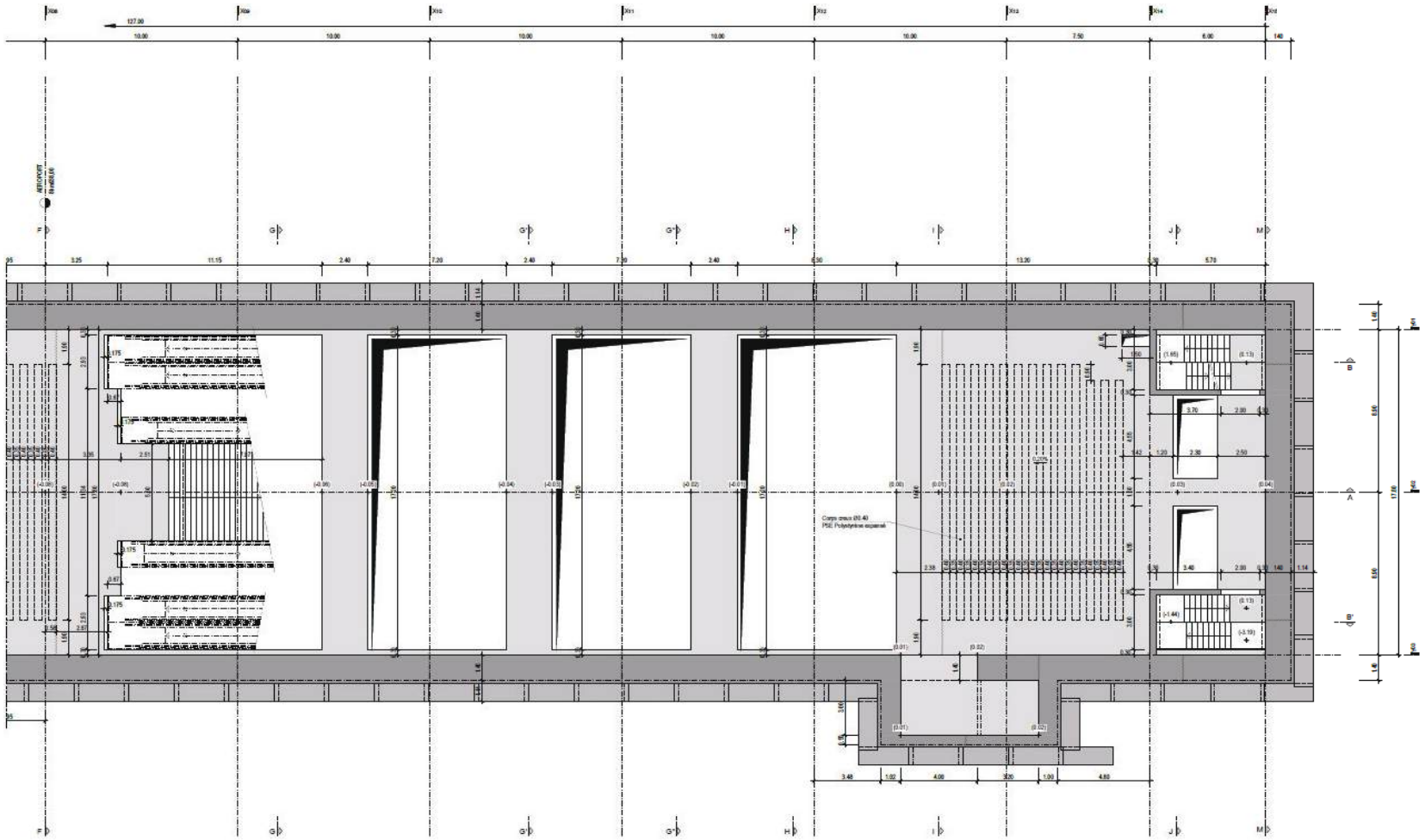


Figure 6: Vue en plan du niveau R-2 de l'axe X08 à X15.

ANNEXE A

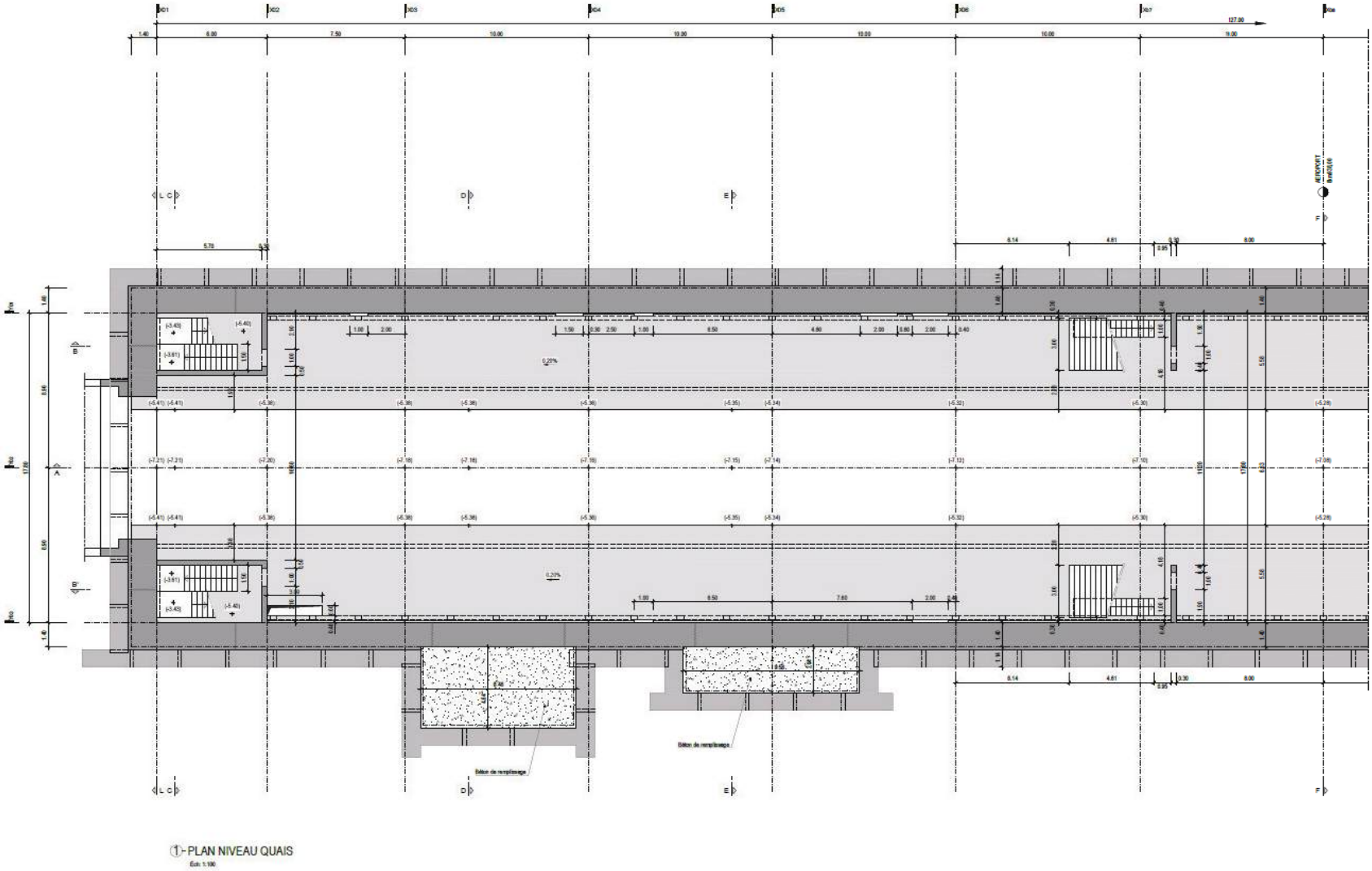


Figure 7 : Vue en plan du niveau Quais de l'axe X01 à X08.

ANNEXE A

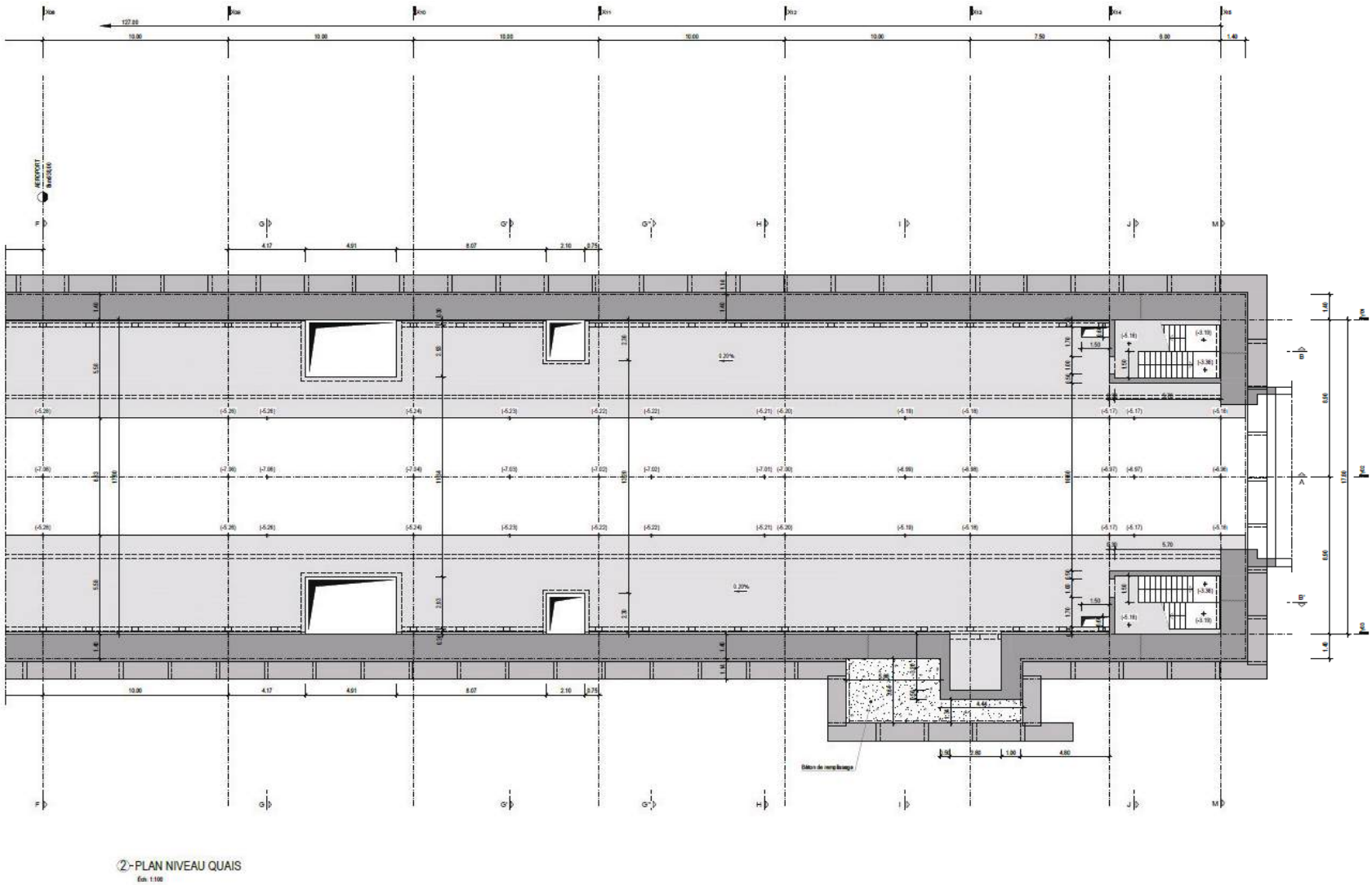


Figure 8: Vue en plan du niveau Quais de l'axe X08 à X15.

ANNEXE A

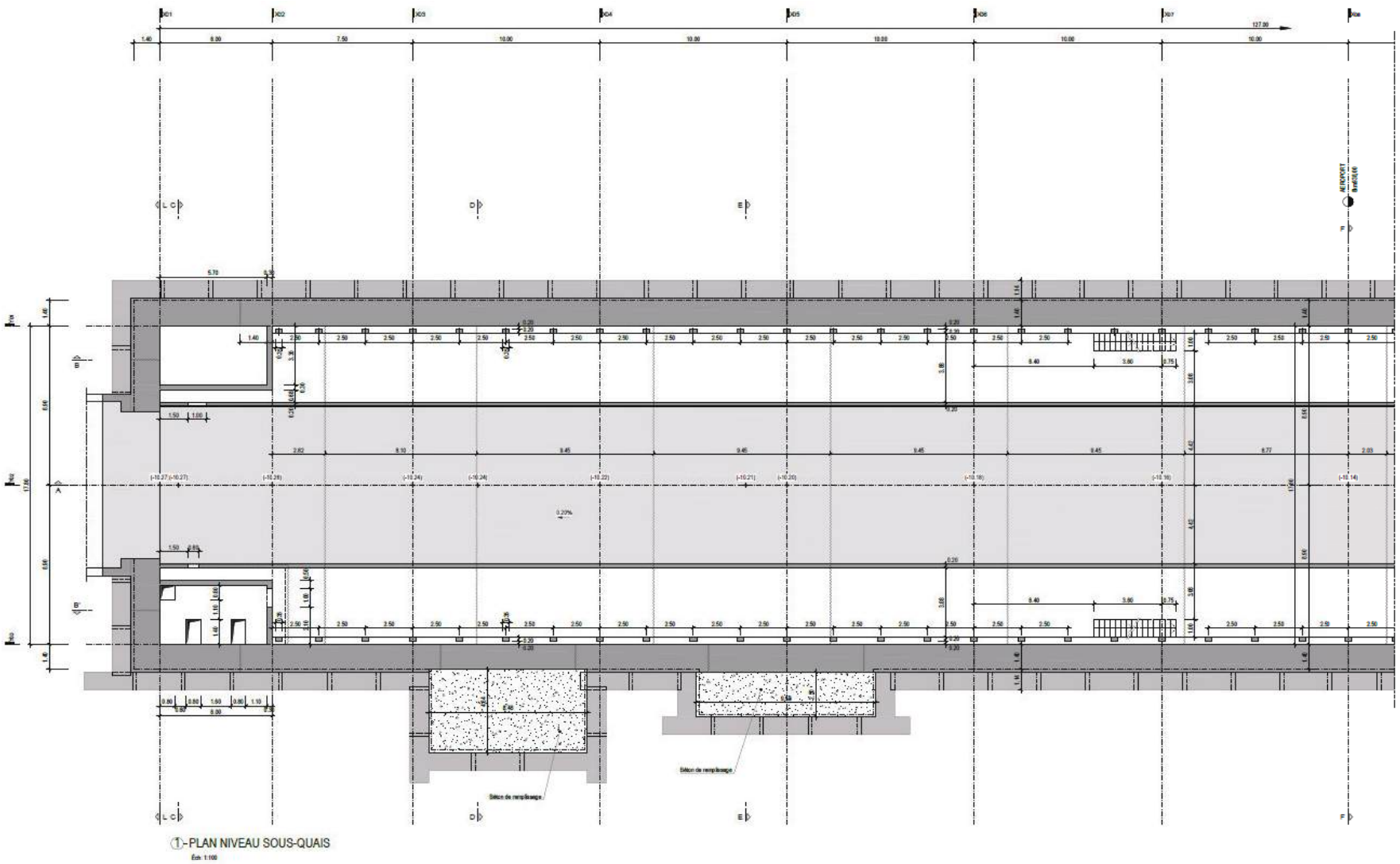


Figure 9:Vue en plan du niveau Sous-Quais de l'axe X01 à X08.

ANNEXE A

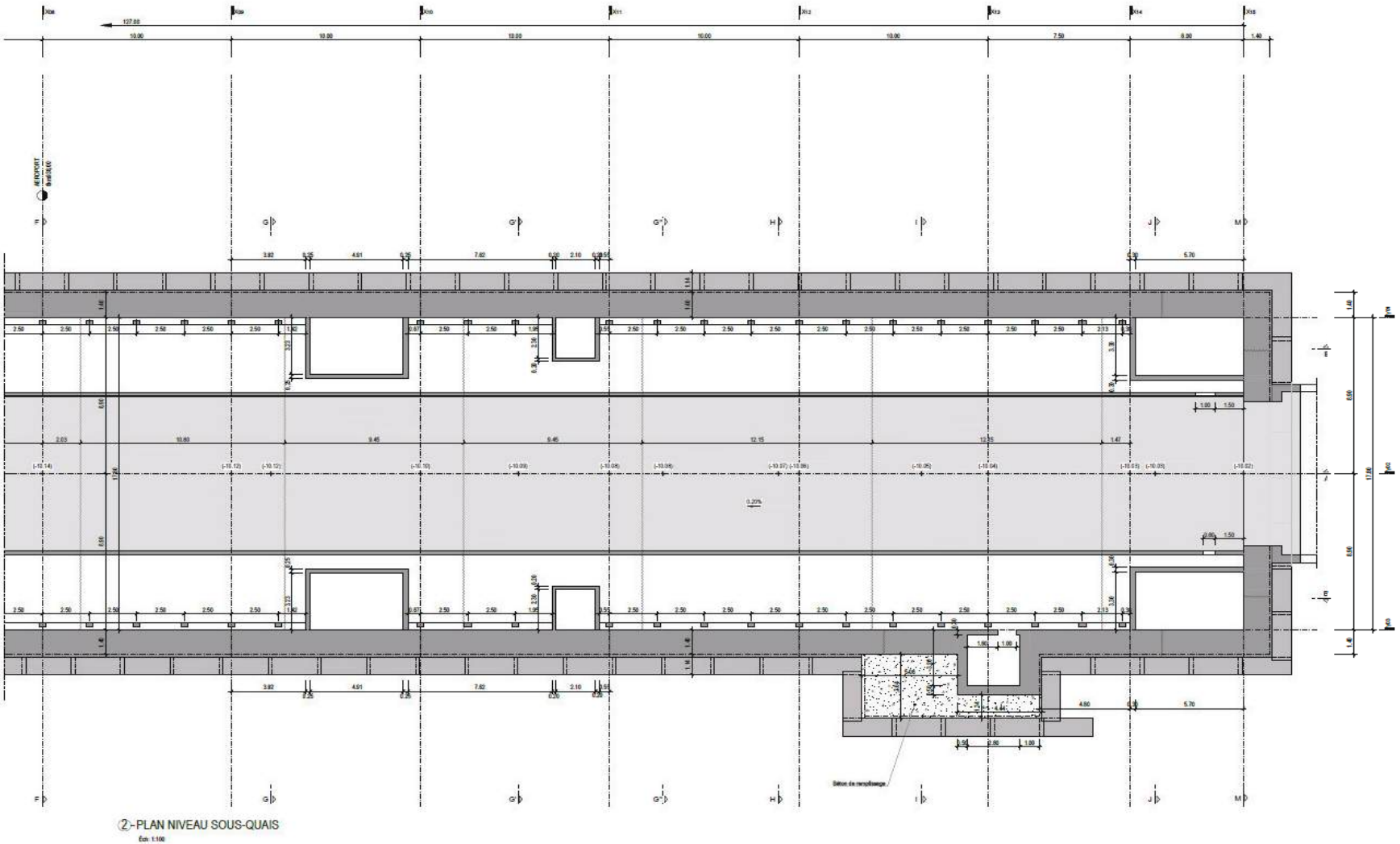


Figure 10: Vue en plan du niveau Sous-Quais de l'axe X08 à X15.

ANNEXE A

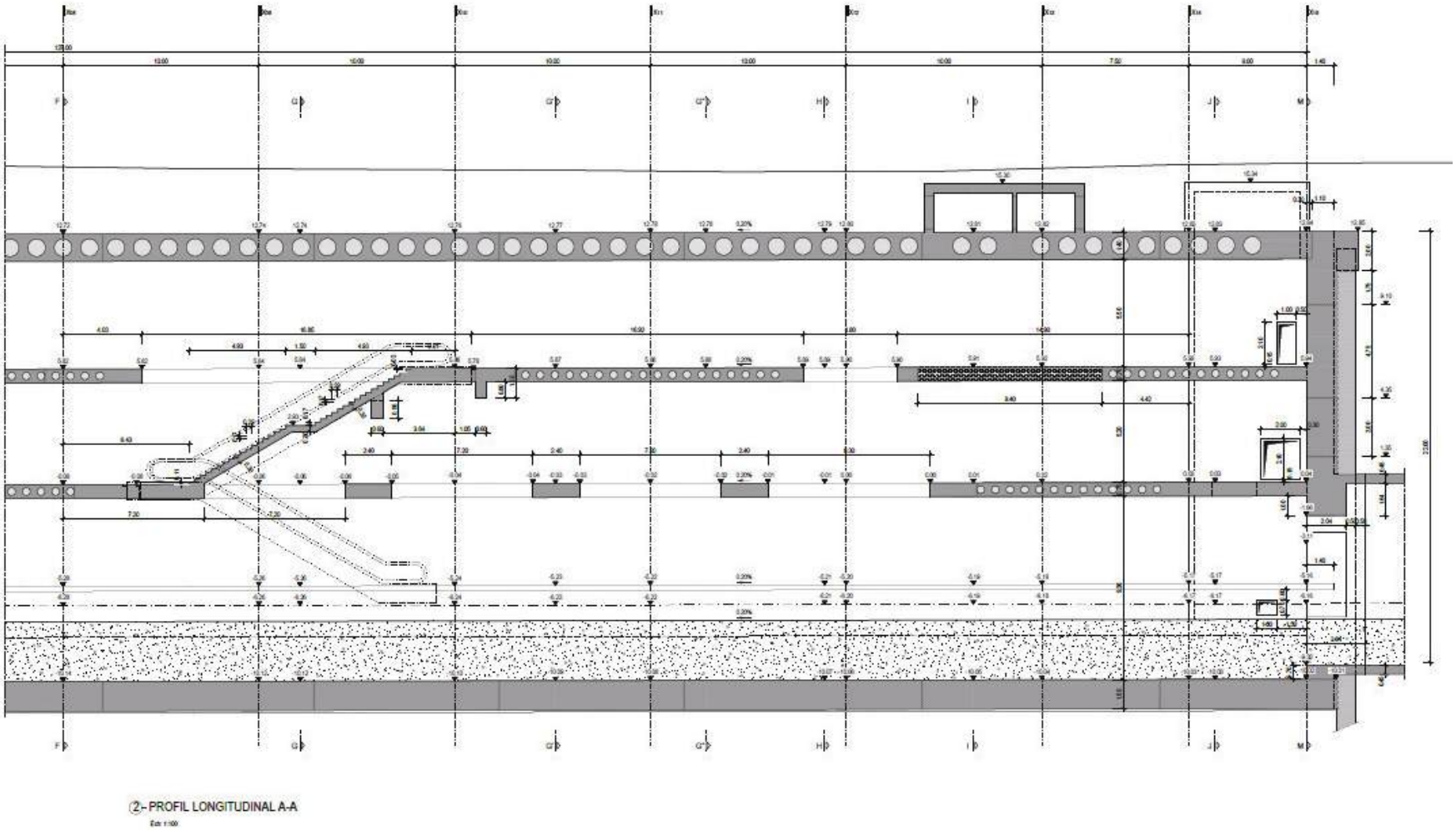


Figure 11: Coupe longitudinale A-A de l'axe X08 à X15

ANNEXE B

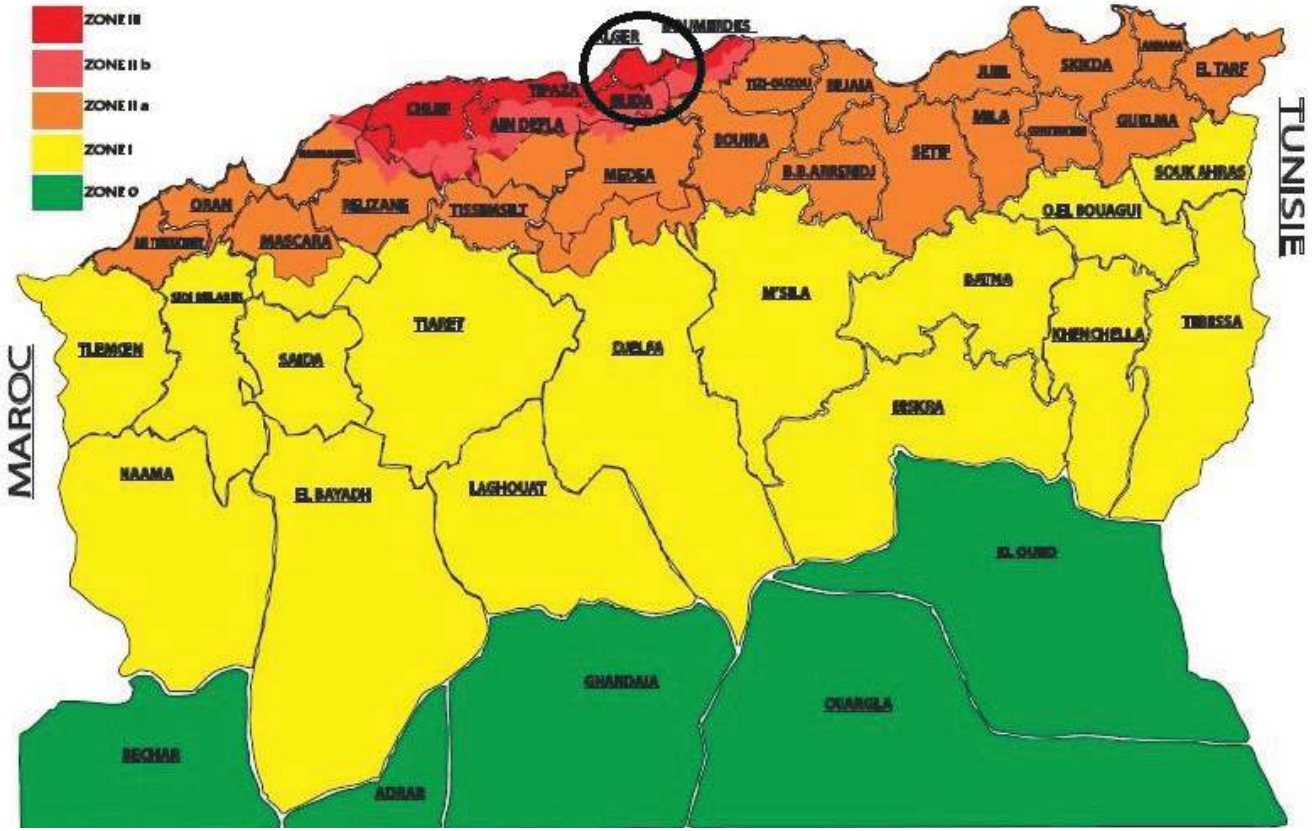


Figure 12: Les zones sismiques en Algérie.

ANNEXE B

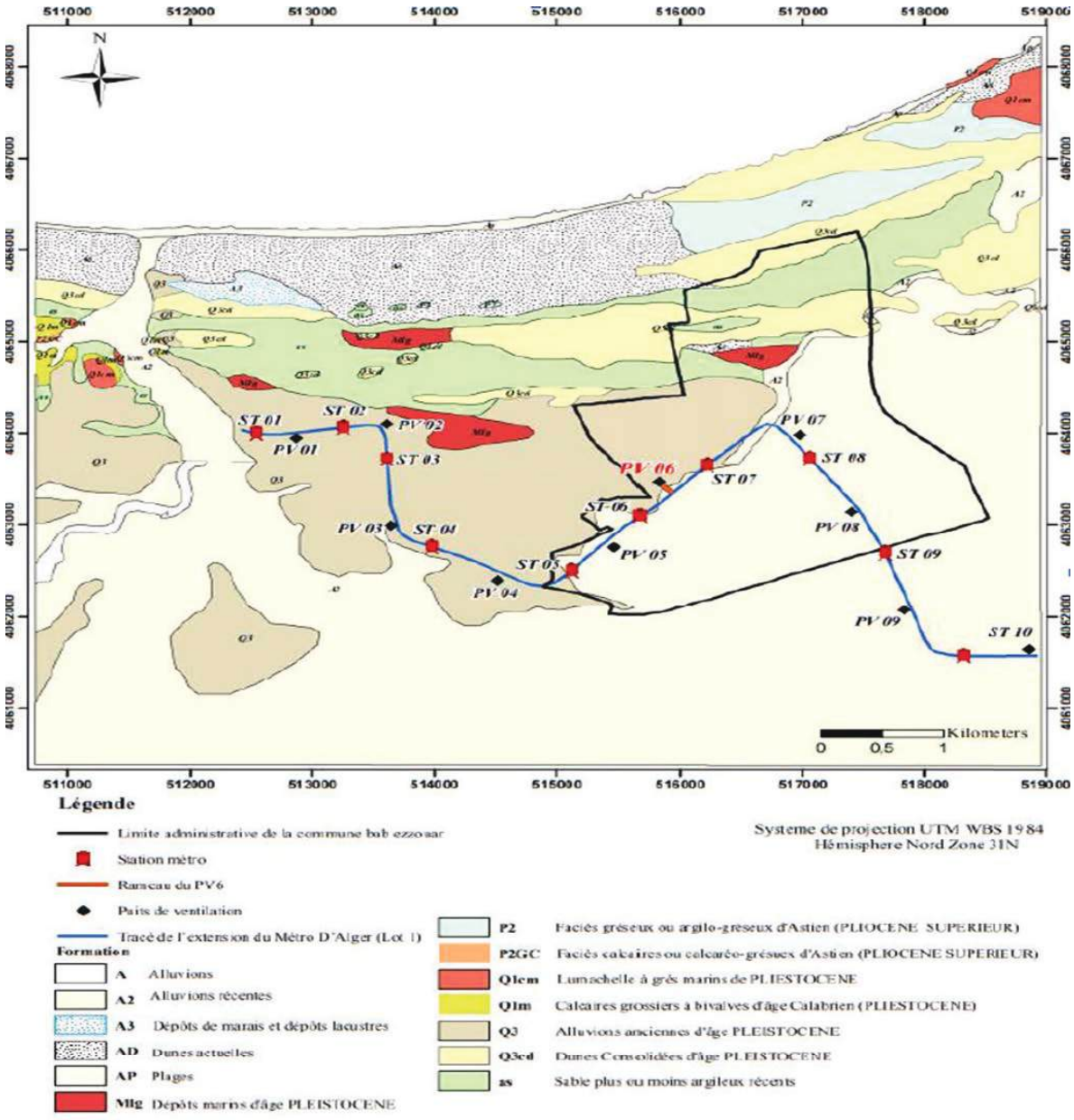


Figure 13: Ligne du métro d'Alger dans la carte géologique de la région d'étude.

ANNEXE C

Partie 1 : Coupe transversale du corps principal de la station Aéroport.

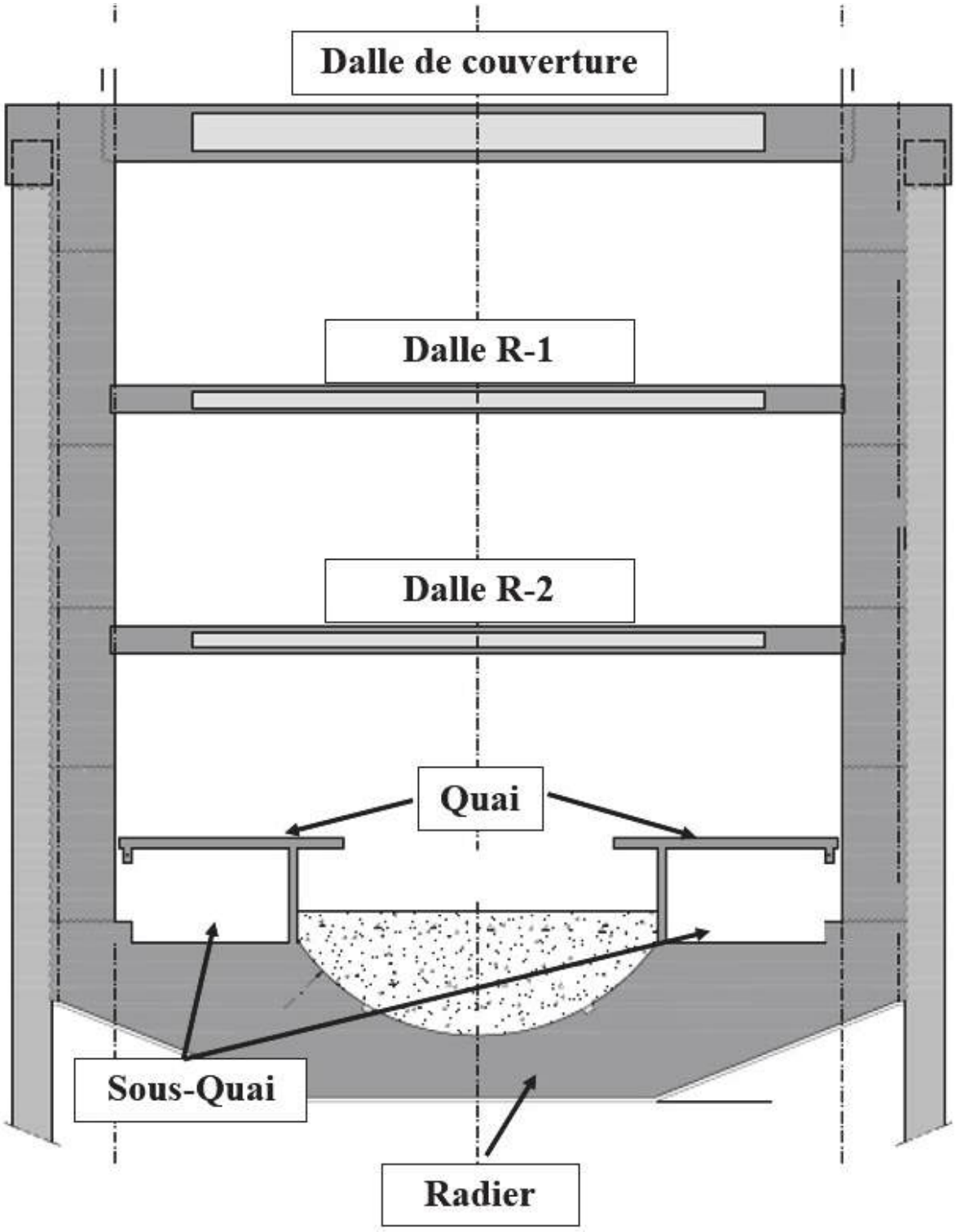


Figure 14: Coupe transversale présente les différents niveaux du corps principal de la station.

ANNEXE C

Partie 2 : Vue en plan de la station Aéroport.

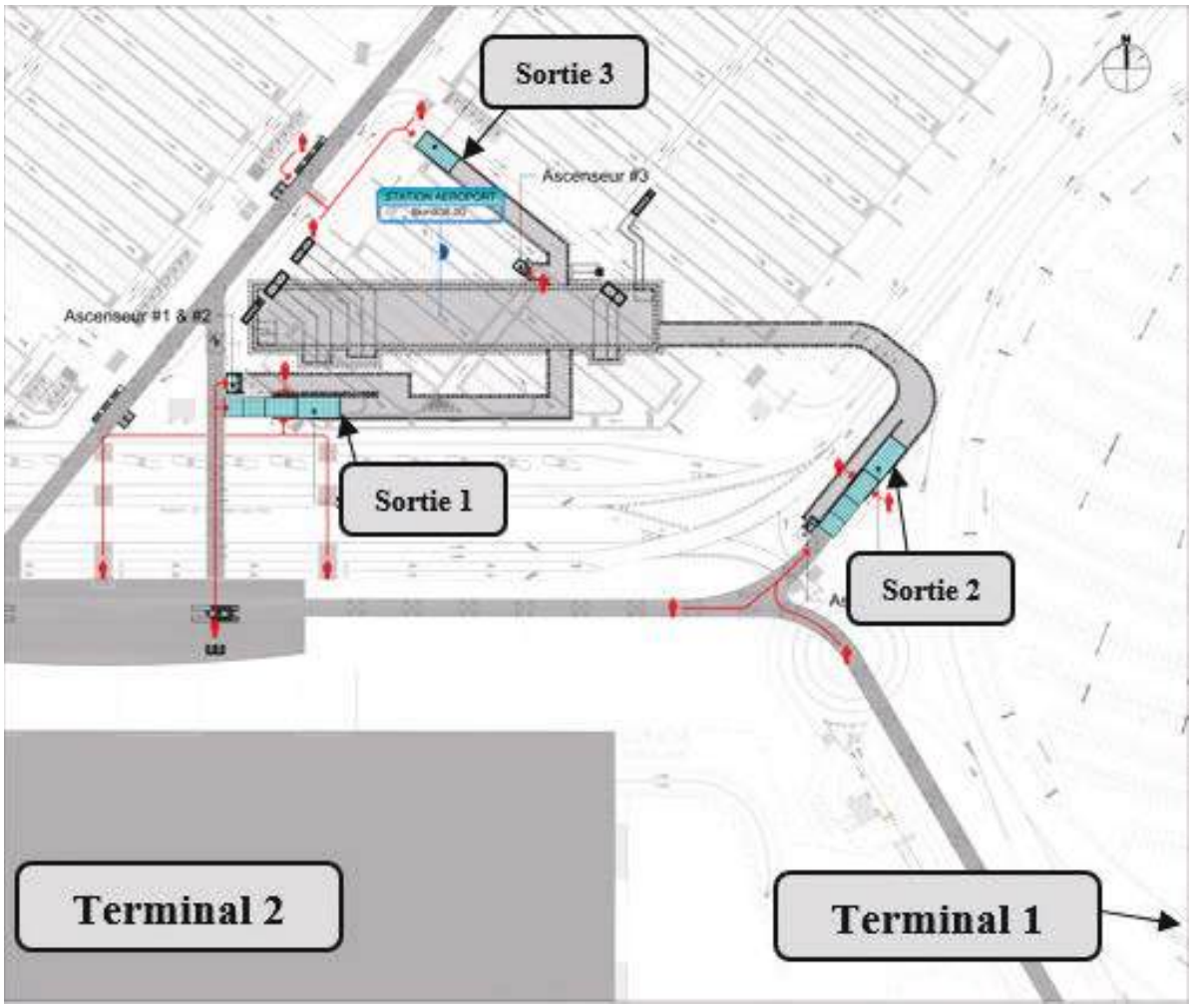
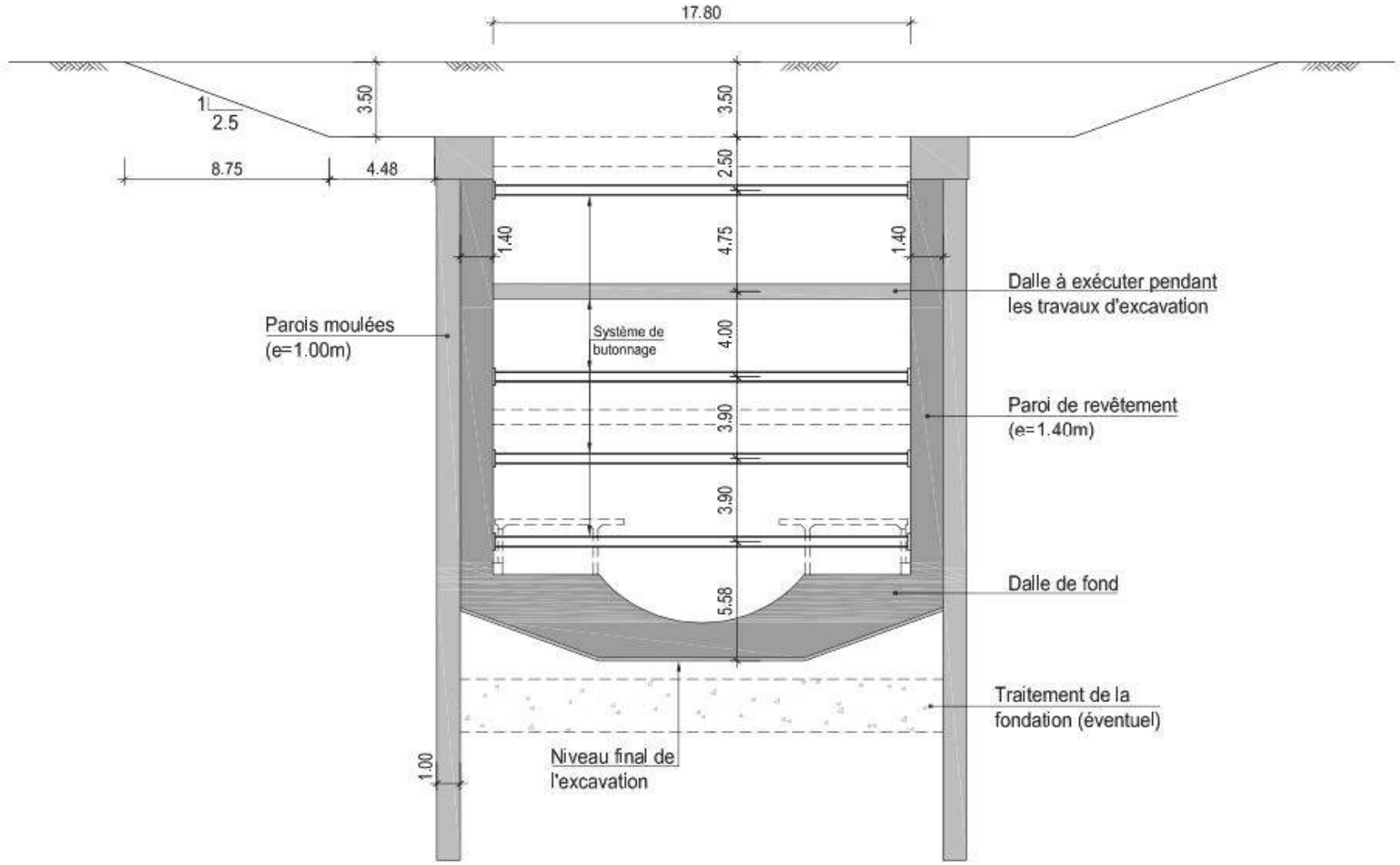


Figure 15: Vue en plan de la station Aéroport montrant l'emplacement de chaque sortie.

ANNEXE C

Partie 3 : Le système de butonnage du corps principal de la station.

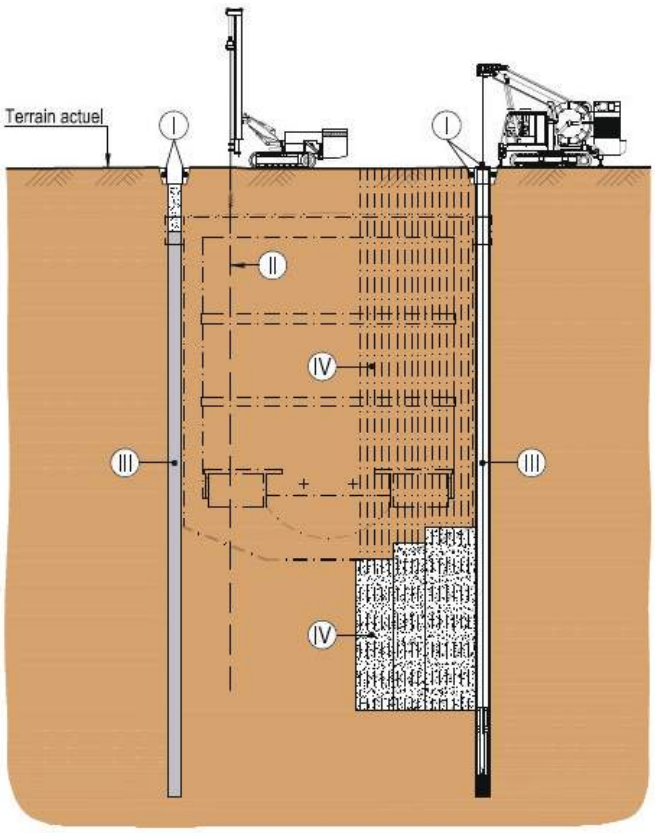


ANNEXE C

Partie 4 : Les phases de réalisation du corps principal de la station.

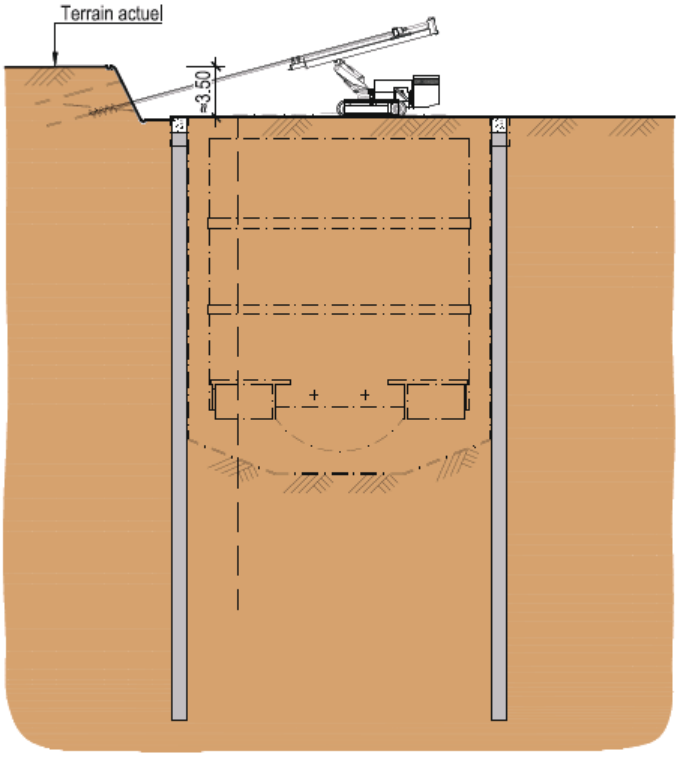
Phase 1 :

I. Exécution des murettes-guide.
II. Exécution des trous de drainage de la couche graveleuse localisée au-dessous du fond d'excavation.
III. Exécution des parois moulées avec 1 m d'épaisseur.
IV. Traitement du terrain dans le contour du puit de pompage.



Phase 2 :

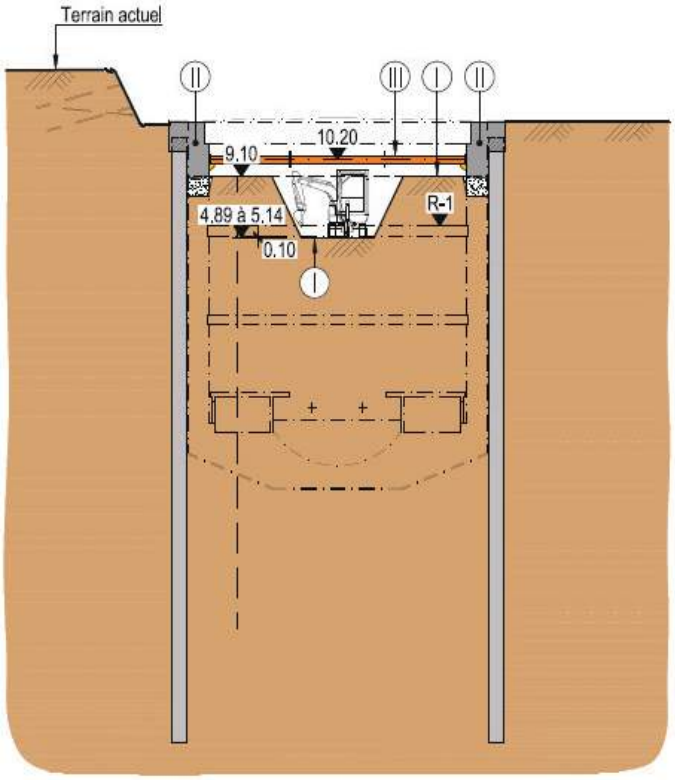
- Matérialisation des talus.
- Excavation jusqu'au niveau haut de la poutre de couronnement



ANNEXE C

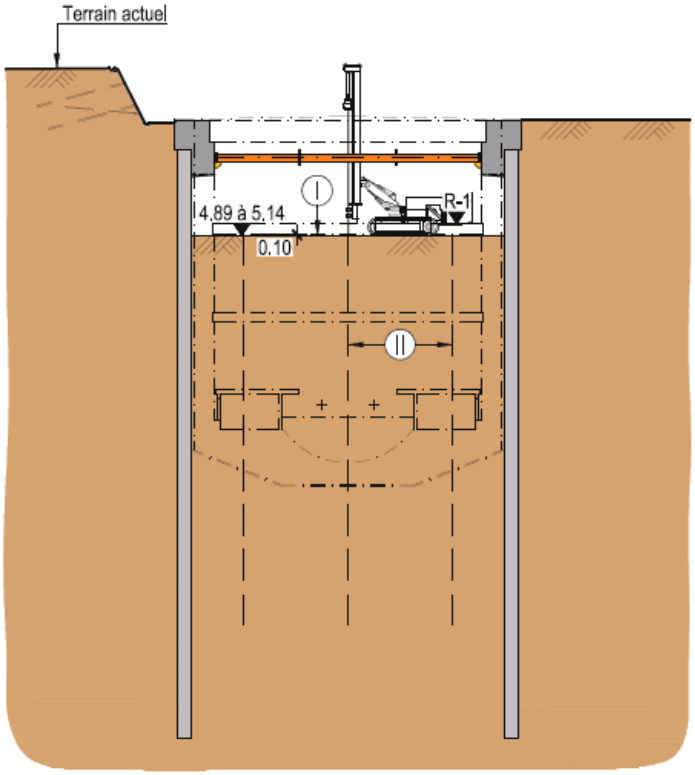
Phase 3 :

I. Excavation jusqu'à la cote 9.10 m et matérialisation d'une tranchée centrale jusqu'à 0.1 m au-dessous de la dalle R-1.
II. Bétonnage de la poutre de couronnement et du premier tronçon des parois de revêtement (e=1.4 m).
III. Installation du premier niveau de butonnage.



Phase 4 :

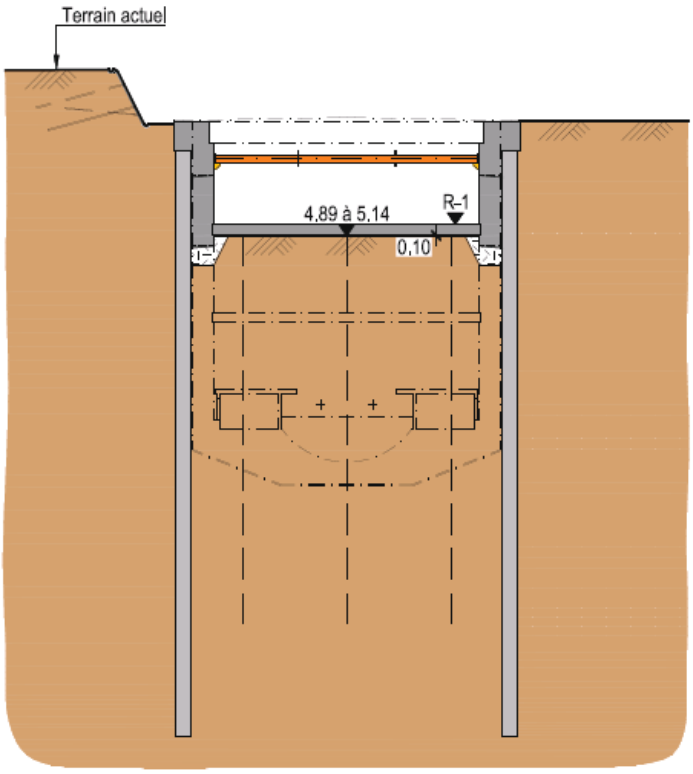
I. Excavation jusqu'à 0.10 m au-dessous de la dalle R-1.
II. Exécution des trous additionnels de drainage de la couche graveleuse localisée au-dessous du fond de l'excavation.



ANNEXE C

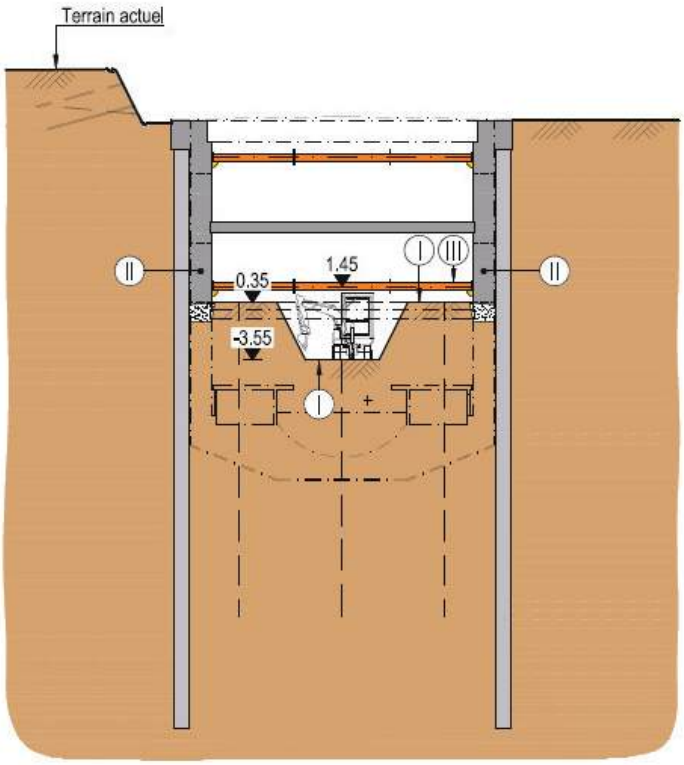
Phase 5 :

- Bétonnage du deuxième tronçon des parois de revêtement (e=1.40m) el de la dalle R-1.



Phase 6 :

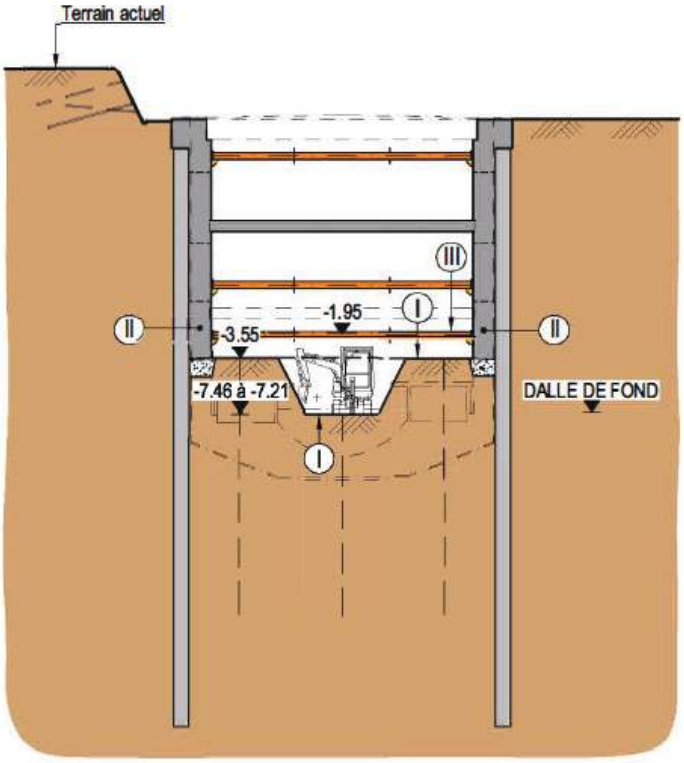
I. Excavation jusqu'a la cote 0.35 m et matérialisation d'une tranchée centrale jusqu'à la cote -3.55 m
II. Bétonnage du troisième tronçon des parois de revêtement (e=1.4m).
III. Installation du troisième niveau de butonnage.



ANNEXE C

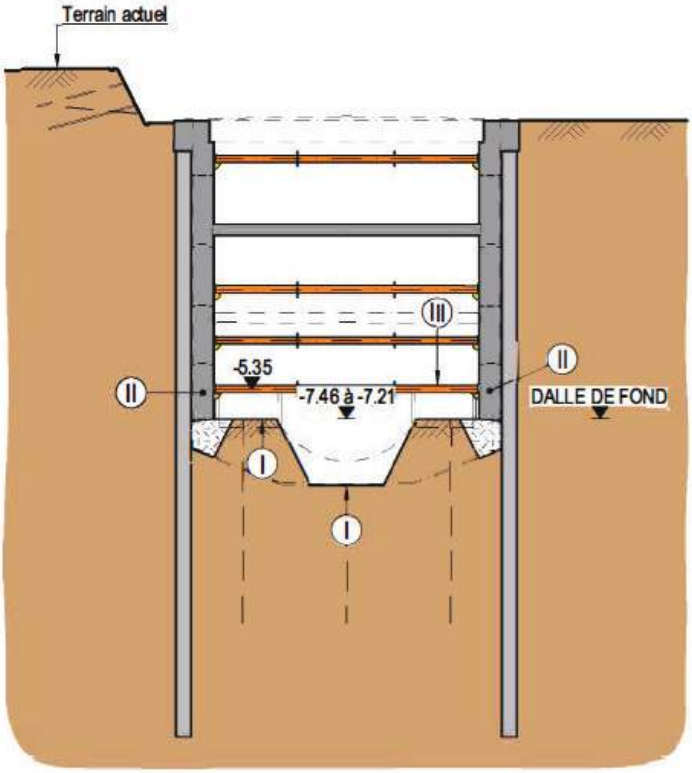
Phase 7 :

I. Excavation jusqu'à la cote -3.55 m et matérialisation d'une tranchée centrale jusqu'à la cote du haut de la dalle de fond.
II. Bétonnage du quatrième tronçon des parois de revêtement (e=1.4m).
III. Installation du quatrième niveau de butonnage.



Phase 8 :

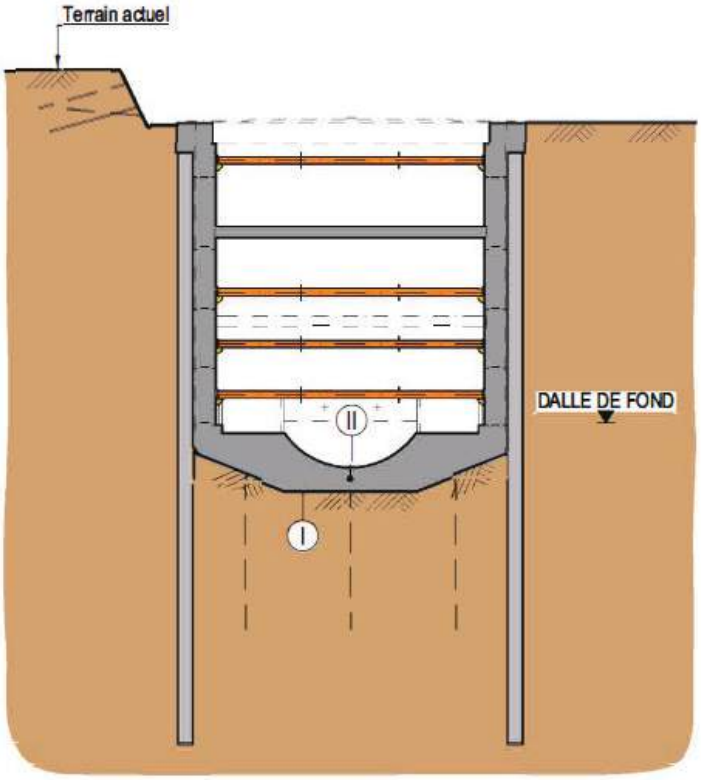
I. Excavation jusqu'au haut de la dalle de fond et matérialisation d'une tranchée centrale jusqu'au niveau final de l'excavation.
II. Bétonnage du cinquième tronçon des parois de revêtement (e=1.40m).
III. Installation du cinquième niveau de butonnage.



ANNEXE C

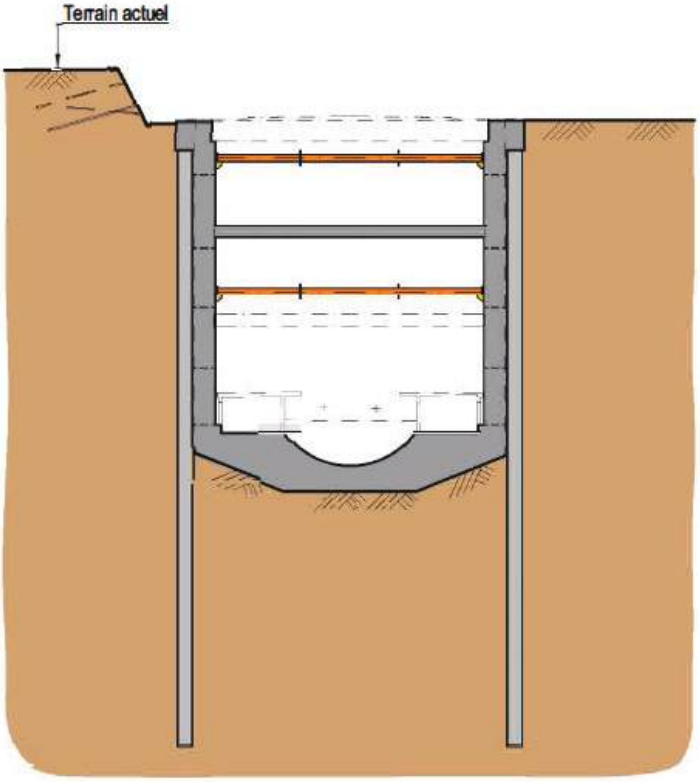
Phase 9 :

I. Excavation jusqu'au niveau final de l'excavation.
II. Bétonnage de la dalle de fond.



Phase 10 :

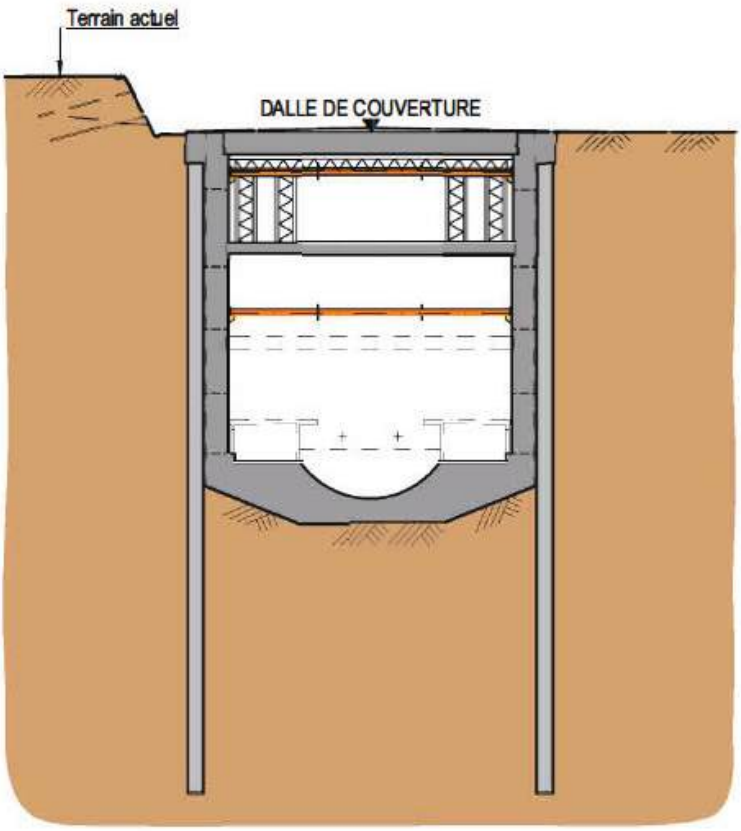
- Désactivation du cinquième et du quatrième niveau de butonnage.
- La station est prête pour le passage du tunnelier.



ANNEXE C

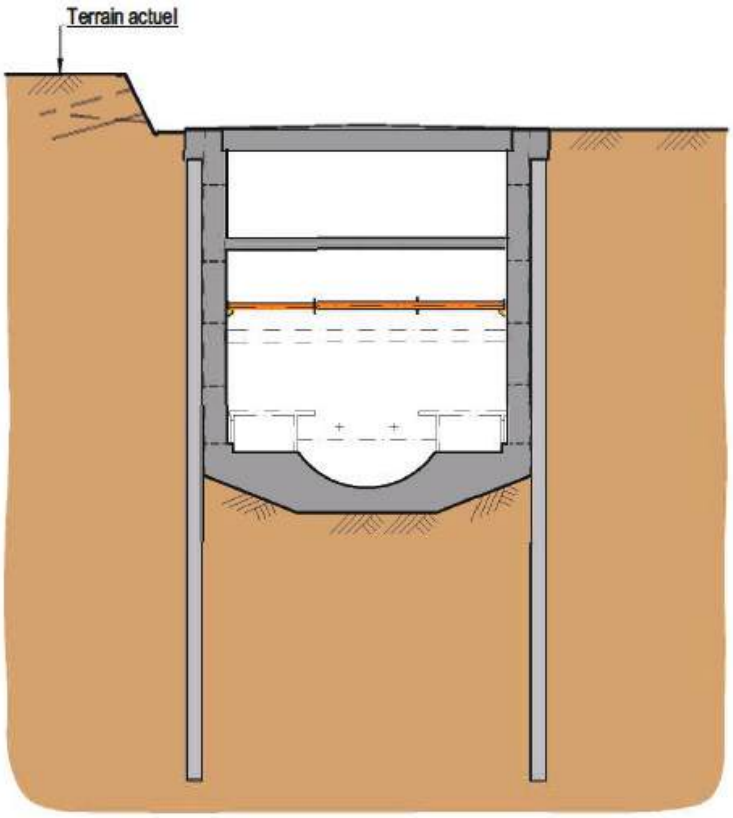
Phase 11 :

- Bétonnage de la dalle de couverture.
- La station est prête pour le passage du tunnelier.



Phase 12 :

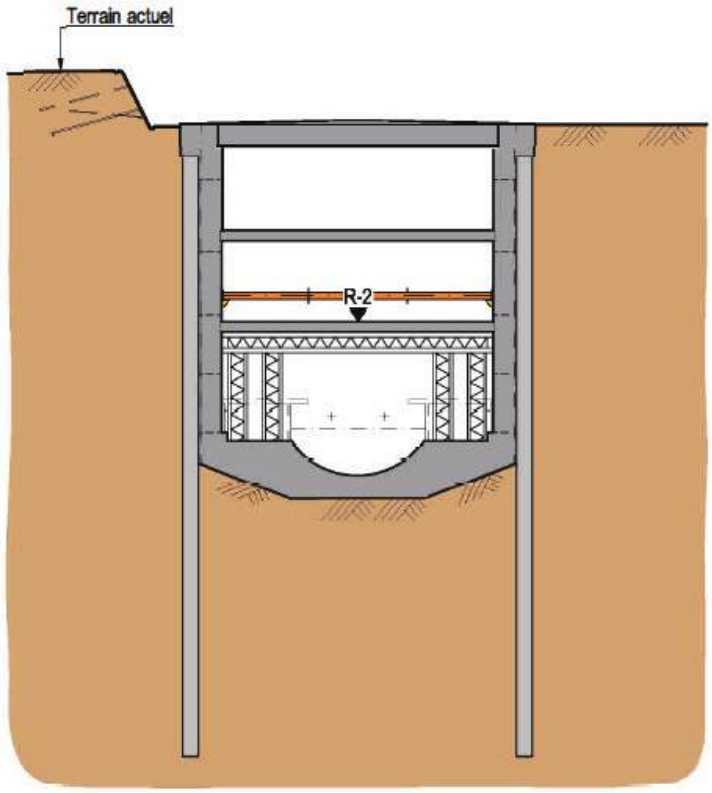
- Désactivation du premier niveau de butonnage.
- La station est prête pour le passage du tunnelier.



ANNEXE C

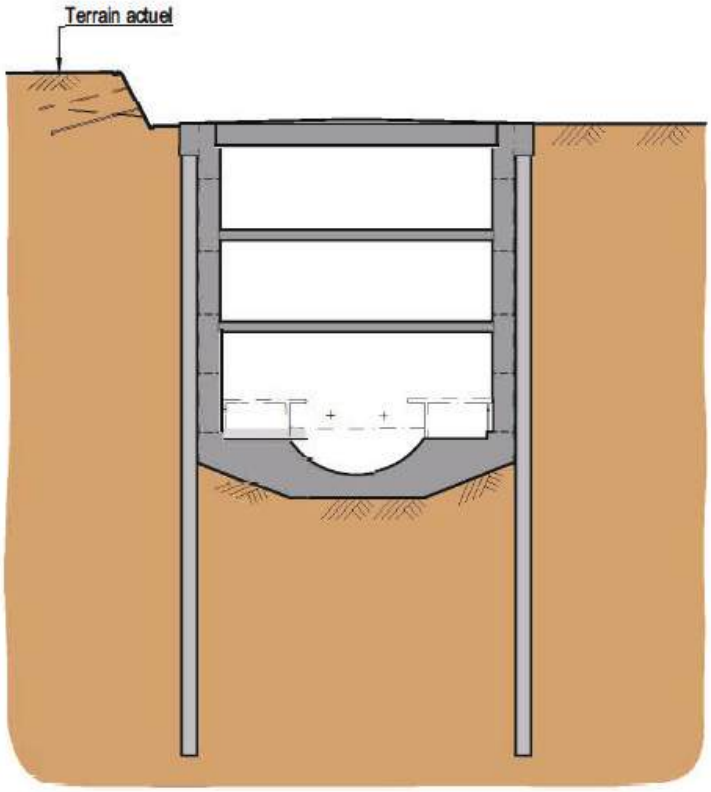
Phase 13 :

- Bétonnage de la dalle R-2



Phase 14 :

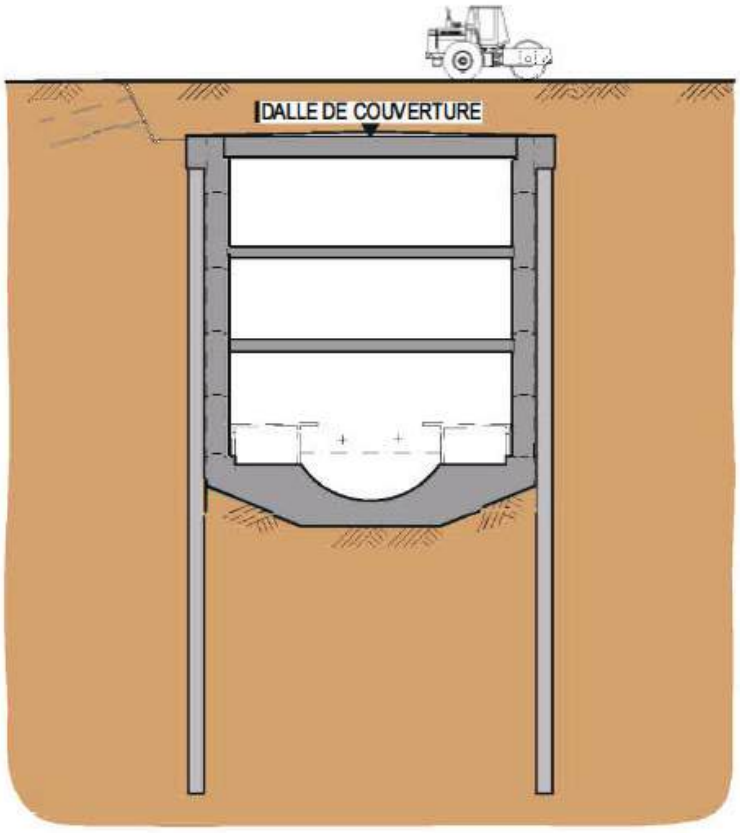
- Désactivation du troisième niveau de butonnage.



ANNEXE C

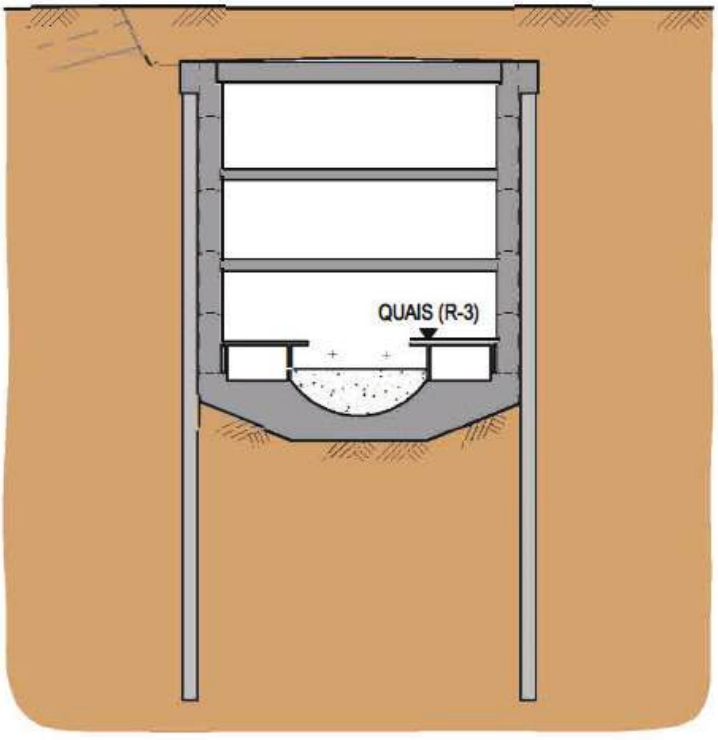
Phase 15 :

- Exécution du remblai sur la dalle de couverture
- Cette phase pourra être exécutée à partir de la conclusion de la phase 11.



Phase 16 :

- Exécution des autres structures intérieures de la station.
- Cette phase pourra être exécutée à partir de la conclusion de la phase 13.



ANNEXE C

Partie 5 : Le système de butonnage des accès de la station Aéroport.

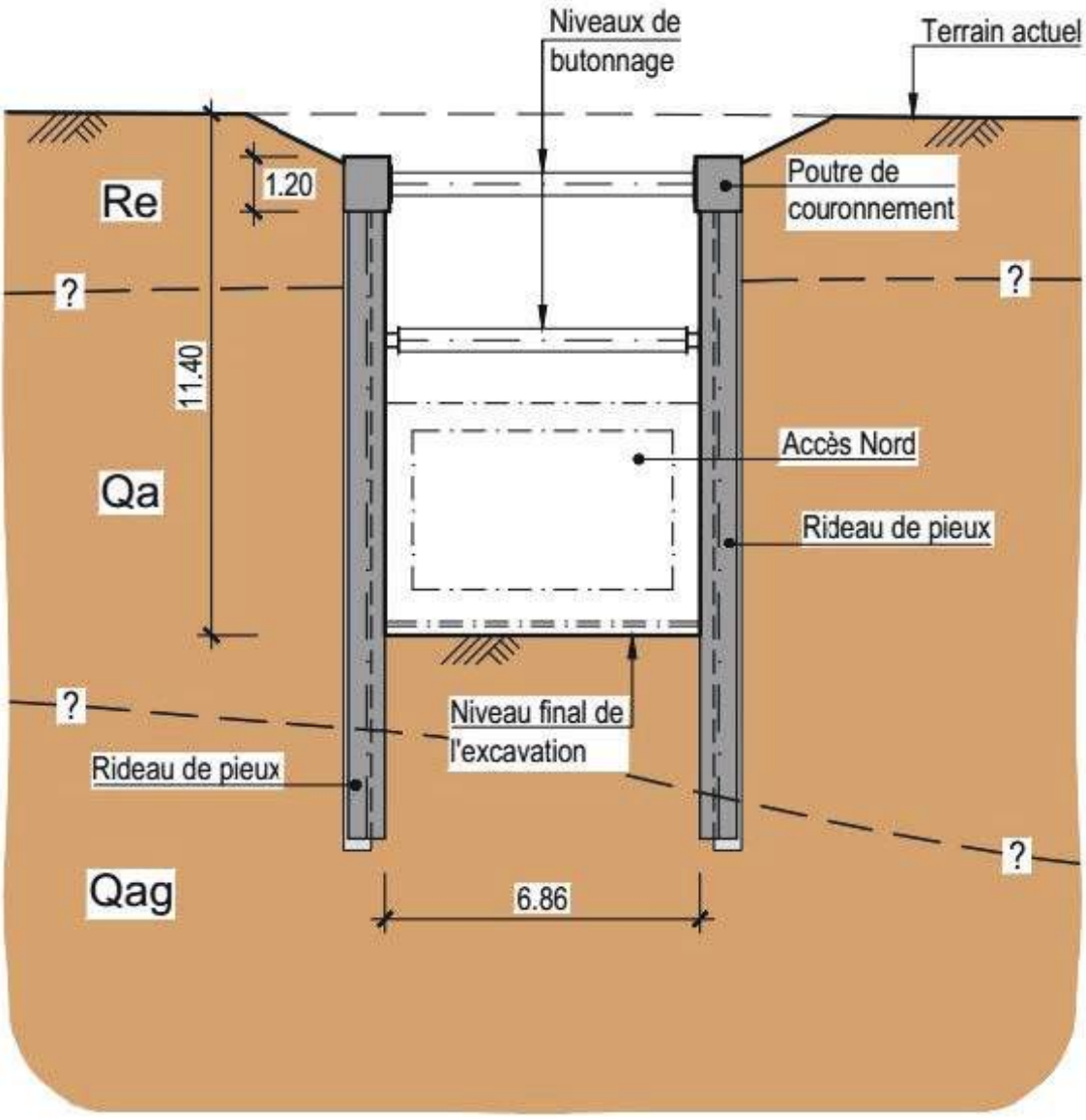


Figure 16: Le système de butonnage pour l'accès Nord.

ANNEXE C

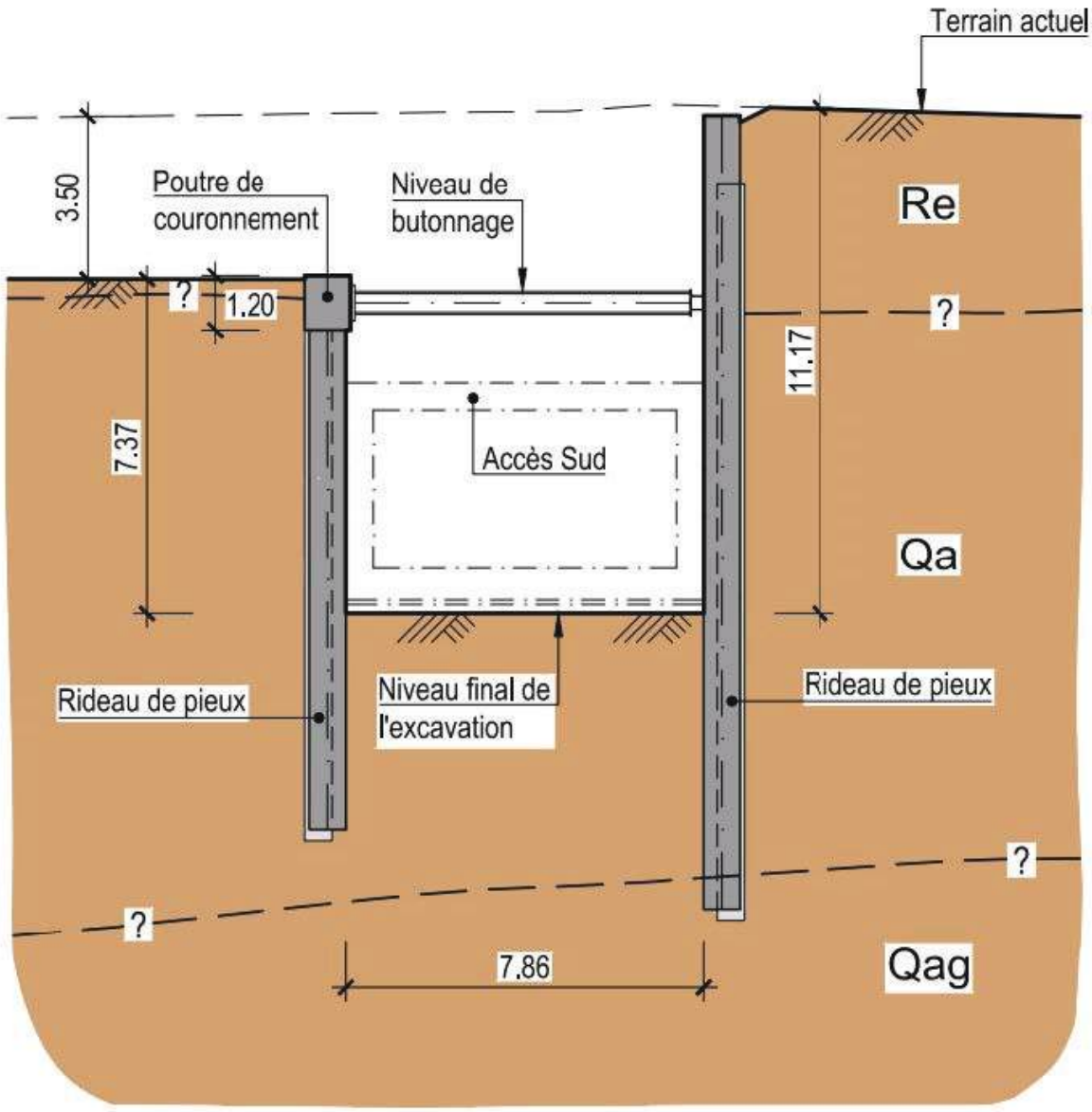


Figure 17:Le système de butonnage pour l'accès Sud.

ANNEXE C

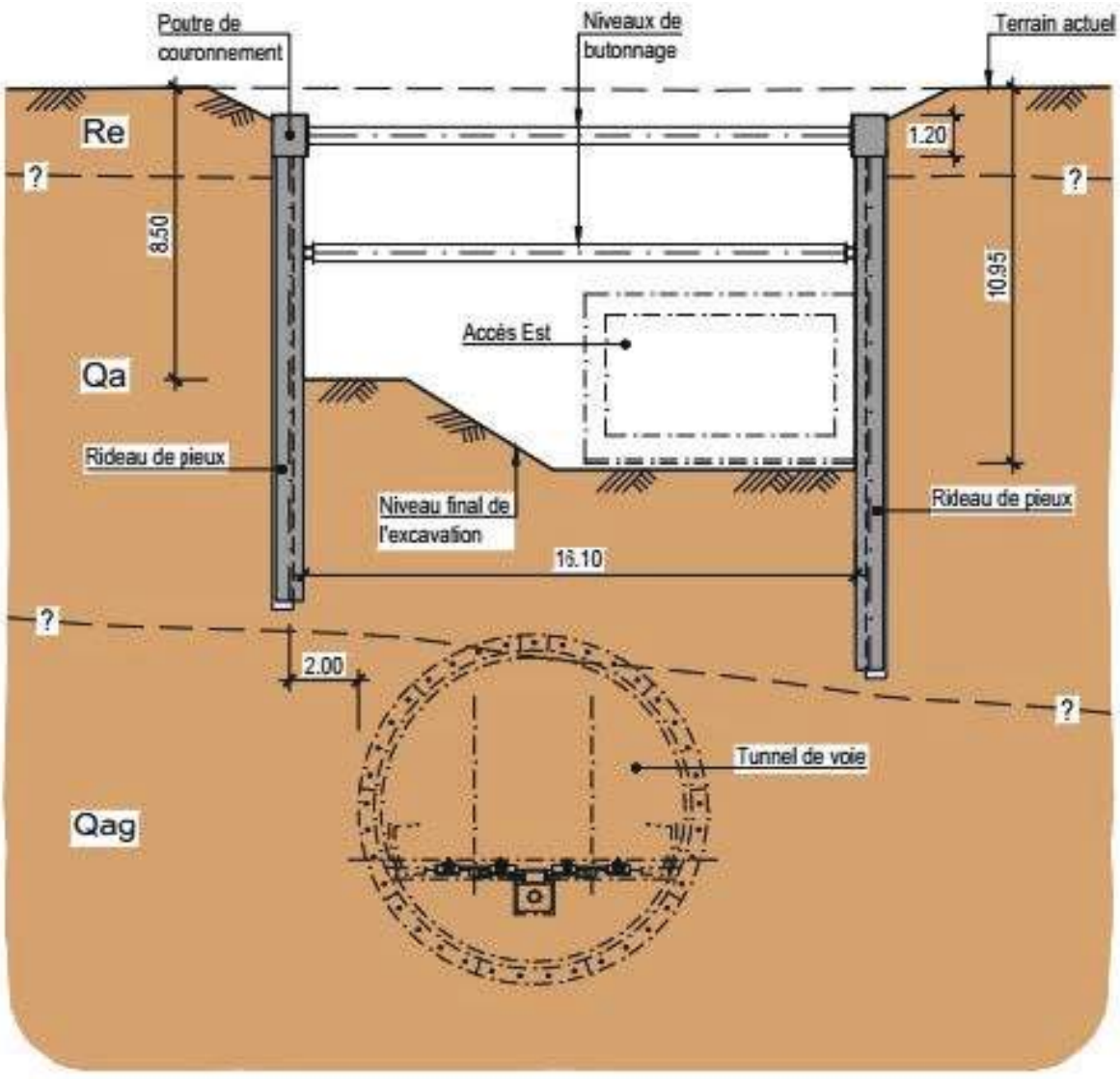


Figure 18: Le système de butonnage pour l'accès Est.

ANNEXE D

Partie 1 : Les essais in-situ.

- **L'essai au pénétromètre dynamique SPT :**

Tableau 1: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages d'APD et de l'étude géotechnique terminal Aéroport

Phase	Essai SPT					
	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	Essai SPT					
	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 D

Tableau 2: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages CPC (SC85,SC86).

Phase	Essai SPT					
	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	Essai SPT					
	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 D

Tableau 3: Les résultats de l'essai SPT pour les sondages CPC (SC87, SC88).

Phase	Essai SPT						
	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	Essai SPT						
	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	-

ANNEXE D

Tableau 4: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 D

- **L'essai CPT pour les 3 sondages CPT2-4-5.**

Tableau 5: Les résultats de l'essai CPT pour les 3 sondages CPT2-4-5

Phase	Essai CPT			
	CPT	Profondeur		$R\ (q_c)$
		Début	Fin	
		m	m	MPa
Étude Géotechnique Terminal Aéroport	CPT 2	0,0	1,0	10,0
		1,0	1,2	0,3
		1,2	1,5	0,0
		1,5	4,5	0,0
		4,5	9,5	0,0
		9,5	12,0	0,1
		12,0	15,2	1,9
	CPT 4	0,0	0,5	10,0
		0,5	2,5	7,2
		2,5	4,5	0,7
		4,5	5,9	7,7
		5,9	7,6	2,2
		7,6	11,0	5,0
		11,0	13,0	2,0
		13,0	14,2	1,7
	CPT 5	0,0	0,3	10,0
		0,3	0,5	6,5
		0,5	0,8	1,7
		0,8	2,8	6,3
		2,8	4,5	1,4
		4,5	7,0	3,0
		7,0	7,7	0,0
		7,7	10,1	6,1
		10,1	10,8	2,75
		10,8	11,0	5,0

ANNEXE D

- **L'essai préssiométrique PMT :**

Tableau 6: Les résultats de l'essai PMT obtenus du sondage CPC SC89 (SP59-60-61-62)

Phase	Essai Préssiométrique					
	Sondage		P_f	P_l	E_P	E_P /P
	Code	Profondeur (m)	kPa	kPa	MPa	-
Campagne de Prospection Complémentaire	SP59	4,6	1652	2172	49,7	22,9
		9,2	364	1237	20,6	16,6
		13,8	627	831	9,1	10,95
		18,4	504	1045	64,5	61,7
		23	527	626	10,4	16,6
		27,6	1952	2728	37,3	13,7
		32,4	1663	2454	23,6	9,6
		37	2294	3686	79,7	21,6
	SP60	4	585	938	14,5	15,4
		6	637	965	16,8	17,4
		9	428	648	4,9	7,6
		12	344	450	9,7	21,5
		15	427	712	8,7	12,3
		18	2256	3320	73,2	22,0
		21	1144	2067	44,1	21,4
		24	1098	2108	36,4	17,3
		27	2024	3033	44,4	14,6
		30	2869	4398	64,3	14,6
		39	2132	3083	71,5	23,2
		43,5	2141	3134	76,3	24,3
		48	4185	7111	125,8	17,7
	SC61	3	529	804	16,4	20,4
		6	1332	1829	26,4	14,4
		9	504	721	34,6	48,0
		12	576	766	14,9	19,5
		15	1001	1645	25,8	15,7
		18	1148	1864	42,2	22,6
		21	739	1003	18,2	18,1
		24	1124	1482	32,3	21,8
		27	910	1220	22	18,0
		30	2011	2969	41,3	13,9

Phase	Essai Préssiométrique					
	Sondage		P_f	P_l	E_P	E_P /P
	Code	Profondeur (m)	kPa	kPa	MPa	-
Campagne de Prospection Complémentaire	SC61	34,5	1797	2780	31	11,1
		39	1448	2234	43	19,2
		43,5	2580	3562	90	25,3
		47,3	2318	3241	53,6	16,5
	SP62	3	837	1394	26,1	18,7
		6	456	851	13,2	15,5
		9	662	995	12,4	12,5
		12	675	1052	20	19,0
		15	1056	1532	21,7	14,2
		18	1326	2293	37,7	16,5
		21	1468	2719	36,4	13,4
		24	2055	3222	59	18,3
		27	3578	5584	121,9	21,8
		30	2853	4067	71,5	17,6
		34,5	1792	2749	38,2	13,9
		39	3518	5207	67,9	13,0
		43,5	4132	6265	148,7	23,7
		48	1901	2978	39,3	13,2

ANNEXE D

- **L'essai CROSSHOLE :**

Tableau 7: Les résultats de l'essai CROSSHOLE obtenus du sondage CPC SC87

Profondeur	V_P (m/s)	V_S (m/s)	σ	G_{dyn} (MPa)	E_{dyn} (MPa)	K_{dyn} (MPa)
1	579	203	0.43	83	236	561
2	636	244	0.41	119	337	651
3	649	255	0.41	130	367	668
4	660	236	0.43	111	318	722
5	631	240	0.42	115	326	642
6	671	258	0.41	133	376	724
7	613	211	0.43	89	255	634
8	651	222	0.43	99	283	716
9	957	349	0.42	243	692	1506
10	1319	349	0.46	243	711	3153
11	1246	287	0.47	165	485	2887
12	1257	244	0.48	119	353	3001
13	1170	244	0.48	119	352	2579
14	1476	232	0.49	108	321	4213
15	1084	232	0.48	108	319	2206
16	1239	287	0.47	165	485	2852
17	1396	271	0.48	147	435	3702
18	1540	305	0.48	186	551	4494
19	1624	349	0.48	243	717	4954
20	1348	305	0.47	186	548	3385
21	1350	325	0.47	212	622	3365
22	1467	349	0.47	243	714	3978
23	1401	375	0.46	282	824	3551
24	1394	375	0.46	282	823	3512
25	1625	488	0.45	476	1382	4645
26	1564	444	0.46	394	1146	4365
27	1821	542	0.45	588	1707	5846
28	1999	542	0.46	588	1717	7207
29	1768	697	0.41	972	2737	4953
30	1844	407	0.47	331	975	6362
31	1883	349	0.48	243	720	6764
32	2016	407	0.48	331	978	7688
33	1910	542	0.46	588	1713	6516
34	2099	610	0.45	744	2164	7820
35	1593	610	0.41	744	2105	4081
36	1585	488	0.45	476	1379	4390
37	1375	325	0.47	212	622	3499
38	1623	407	0.47	331	970	4827
39	1771	407	0.47	331	974	5830
40	1571	287	0.48	165	489	4714

ANNEXE D

- **L'essai piézométrique**

Tableau 8: Résumé des lectures piézométriques à tuyau ouvert.

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

ANNEXE D

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

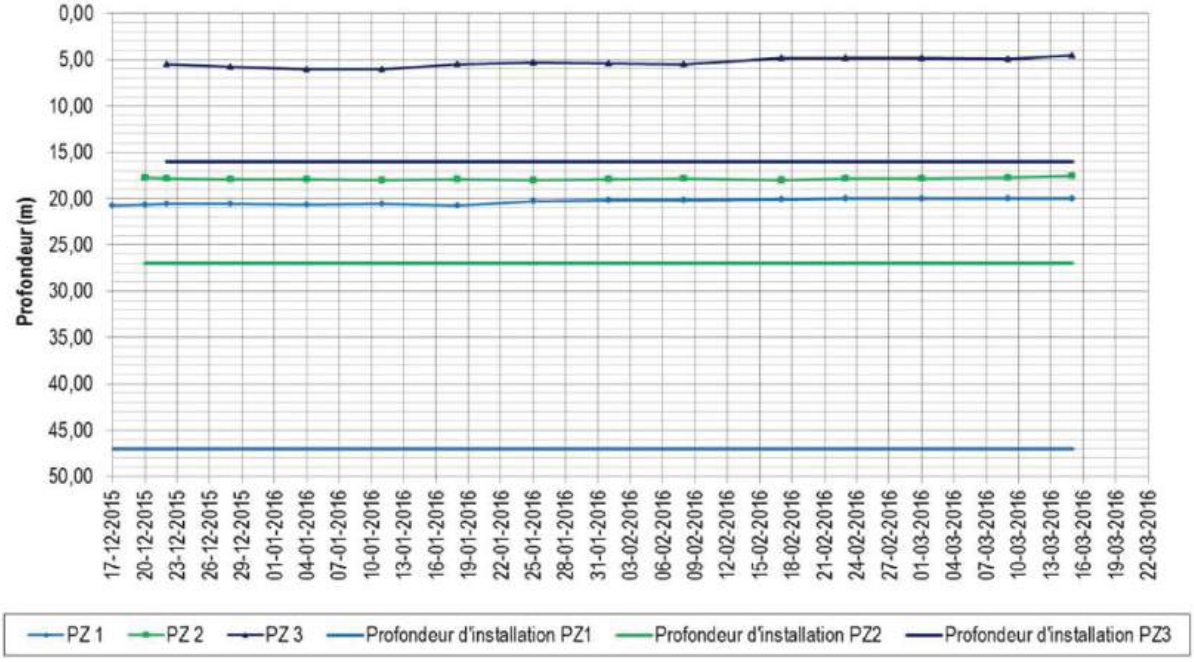


Figure 19: Résumé des lectures piézométriques à corde vibrante

ANNEXE D

Partie 2 : Les essais au laboratoire.

Tableau 9: Les essais au laboratoire

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	WR	VBS
		Debout	Fin	%	%	%	%		kN·m³	kN·m³	%	%	%	%	g de bleu/g matériaux
Campagne de Prospection Complémentaire	SC85	13,00	13,45	100	89	20,0	90,0	2,61	19,9	16,7	49	24	25	17	4,13
		16,25	16,50	100	93	19,0	94,0	2,61	20,3	17,0	52	26	26	16	3,98
		26,79	27,25	100	84	12,0	86,0	2,62	21,5	19,1	48	24	24	17	4,27
	SC86	6,60	7,00	99	75	17,0	96,0	2,61	21,0	18,0	45	28	17	19	1,98
		15,05	15,25	99	75	20,0	97,0	2,58	20,4	17,0	41	20	21	18	3,08
		28,00	28,50	99	75	18,0	97,0	2,65	20,8	17,6	42	21	21	19	1,93
		33,70	34,50	100	99	20,0	99,0	2,64	20,5	17,1	58	29	29	18	2,00
	SC87	11,30	11,80	98	94	22,0	100,0	-	20,5	16,8	53	27	26	17	-
		14,00	14,50	98	96	19,0	99,0	2,62	20,7	17,4	55	27	28	16	2,70
		19,00	19,50	100	99	25,0	100,0	2,59	20,0	16,0	58	29	29	18	4,00
		27,50	28,00	99	75	19,0	95,0	2,67	20,4	17,1	42	21	21	19	1,93
		32,70	33,00	99	75	17,0	79,0	2,65	19,7	17,0	41	20	21	19	1,98
	SC88	6,00	6,46	100	97	15,0	95,0	2,60	21,4	18,6	56	28	28	18	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	17	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	19	2,20
		38,50	38,73	86	40	14,0	83,0	2,68	20,8	18,3	34	17	17	18	1,12
		43,75	44,13	100	96	19,0	97,0	2,57	20,7	17,5	54	27	27	18	1,50
	SC89	4,67	5,05	100	97	12,0	58,0	2,62	19,2	17,3	56	28	28	17	2,00
		12,00	12,42	100	95	19,0	95,0	2,57	20,5	17,2	55	27	28	19	2,85
		22,90	23,40	100	98	21,0	98,0	2,60	20,4	17,0	58	29	29	18	2,60

ANNEXE D

Tableau 10:Les essais au laboratoire

Phase	Sondage			Essai Oedométrique			q_u	Cisaillement à la boite (CD)		Cisaillement à la boite (CU)		Cisaillement Triaxial (CU+U)			
	Code	Profondeur (m)		Cc	Cg	σ'_p		φ'	c'	φ_{cu}	c_{cu}	φ' (°)	c' (°)	φ_{cu}	c_{cu}
		Debout	Fin	%	%	kPa	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa	°	kPa
Campagne de Prospection Complémentaire	SC85	13,00	13,45	-	-	-	287	-	-	-	-	-	-	-	-
		16,25	16,50	-	-	-	-	15,58	53,0	-	-	-	-	-	-
		26,79	27,25	-	-	-	330	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC86	6,60	7,00	16,65	5,30	184	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		15,05	15,25	-	-	-	222	-	-	-	-	-	-	-	-
		28,00	28,50	-	-	-	185	-	-	-	-	-	-	-	-
		33,70	34,50	-	-	-	182	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC87	11,30	11,80	-	-	-	-	-	-	13,2	43,0	-	-	-	-
		14,00	14,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		19,00	19,50	-	-	-	-	-	-	14,34	45,0	17,4	43,6	16,17	47
		27,50	28,00	-	-	-	195	-	-	-	-	-	-	-	-
		32,70	33,00	13,99	3,33	172	235	-	-	-	-	-	-	-	-
	SC88	6,00	6,46	-	-	-	-	-	-	-	-	17,0	80,0	16,92	74
		10,98	11,18	-	-	-	-	-	-	15,48	40,0	-	-	-	-
		16,60	16,95	14,64	5,03	360	211	-	-	-	-	-	-	-	-
		18,35	18,78	-	-	-	-	-	-	13,73	47,0	-	-	-	-
		28,17	28,80	-	-	-	246	-	-	-	-	-	-	-	-
		38,50	38,73	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		43,75	44,13	-	-	-	-	-	-	-	-	21,0	50,0	17,43	66
	SC89	4,67	5,05	-	-	-	198	-	-	-	-	-	-	-	-
		12,00	12,42	13,32	3,61	174	353	-	-	-	-	-	-	-	-
		22,90	23,40	13,99	4,75	187	233	-	-	-	-	-	-	-	-

Phase	Sondage			Essai Oedométrique			q_u	Cisaillement à la boite (CD)		Cisaillement à la boite (CU)	
	Code	Profondeur (m)		Cc	Cg	σ'_p		φ'	c'	φ_{cu}	c_{cu}
		Debout	Fin	%	%	kPa	kPa	°	kPa	°	kPa
APD	S 46	3,70	4,00	-	-	-	340	-	-	16,2	143,0
		6,70	7,00	-	-	-	-	-	-		
		32,10	32,60	-	-	-	516	-	-	24,0	145,0
	S 47	7,00	7,30	-	-	-	212	-	-		
		11,00	11,30	-	-	-	207	-	-	21,5	37,0
		13,30	14,00	-	-	-	-	-	-	10,2	26,0
		18,40	19,00	-	-	-	296	-	-	23,4	55,0

ANNEXE D

Tableau 11: Analyse chimique

Analyse Chimique des Sols										
Campagne de prospection	**Complémentaire**		**Terminal Ouest**							
Sondage	**SC86**	**SC86**	**B-4**	**B-4**	**B-5**	**B-5**	**B-5**	**B6**	**B-7**	**B-8**
Profondeur (m)	**28,4-28,5**	**33,7-34,5**	**3,0-3,6**	**12,4-13,0**	**2,7-3,3**	**13,5-13,85**	**25,8-26,1**	**13,5-14,10**	**3,4-4,0**	**7,2-7,7**
Silice $S\ O_2$	46,99	48,57	-	-	-	-	-	-	-	-
Alumine Al_2O_3	12,90	10,84	-	-	-	-	-	-	-	-
Hématite Fe_2O_3	7,60	8,40	-	-	-	-	-	-	-	-
Chaux C	16,52	15,12	-	-	-	-	-	-	-	-
Sulfates SO_4^{2-}	Traces	0,34	0,09	0,05	0,11	0,15	0,12	0,14	0,04	0,03
Chlorure Cl^-	0,025	0,025	-	-	-	-	-	-	-	-
Carbonates $C\quad O_3$	23,51	25,42	18,48	0,88	-	-	-	-	8,80	7,04
Gypse $(C\quad O_4 2H_2O)$	-	-	0,14-	0,08	-	-	-	-	0,05	0,04
Insolubles	65,46	61,92	-	-	-	-	-	-	-	-
Sels solubles	-	-	0,25	0,23	0,21	-	-	0,17	0,21	0,14
Perte au feu à 1000°C	14,24	14,42	-	-	-	-	-	-	-	-

ANNEXE D

- **Partie 3 :**

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

Tableau 12:La classification de Terzaghi et Peck (1967)

Tableau 13: La classification de Hunt (2005)

Matériaux		Compacité	N_S	D_r (%)	γ_d (kN·m^{-3})	e	φ' (°)
GW	Graviers ou mélanges graviers sables à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	90	75	21,7	0,22	40
		moyennement dense	55	50	20,4	0,28	36
		lâche	<28	25	19,3	0,36	32
GP	Graviers ou mélanges graviers sables à granulométrie étroite. Peu ou pas de fines	dense	70	75	20,0	0,33	38
		moyennement dense	50	50	18,9	0,39	35
		lâche	<20	25	17,9	0,47	32
SW	Sables ou sables graveleux à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	65	75	18,6	0,43	37
		moyennement dense	35	50	17,6	0,49	34
		lâche	<15	25	16,7	0,57	30
SP	Sables ou sables graveleux à granulométrie étalée. Peu ou pas de fines	dense	50	75	17,3	0,52	36
		moyennement dense	30	50	16,4	0,60	33
		lâche	<10	25	15,6	0,65	29
SM	Sables limoneux, mélanges sables-silts	dense	45	75	16,2	0,62	35
		moyennement dense	25	50	15,2	0,74	32
		lâche	<8	25	14,6	0,80	29
ML	Silts inorganiques et sables très fins, mouture de roche, sables fins limoneux ou argileux avec légère plasticité.	dense	35	75	14,6	0,80	33
		moyennement dense	20	50	13,8	0,90	31
		lâche	<4	25	13,2	1,00	27

ANNEXE D

Tableau 14: La classification du DTU13.12

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

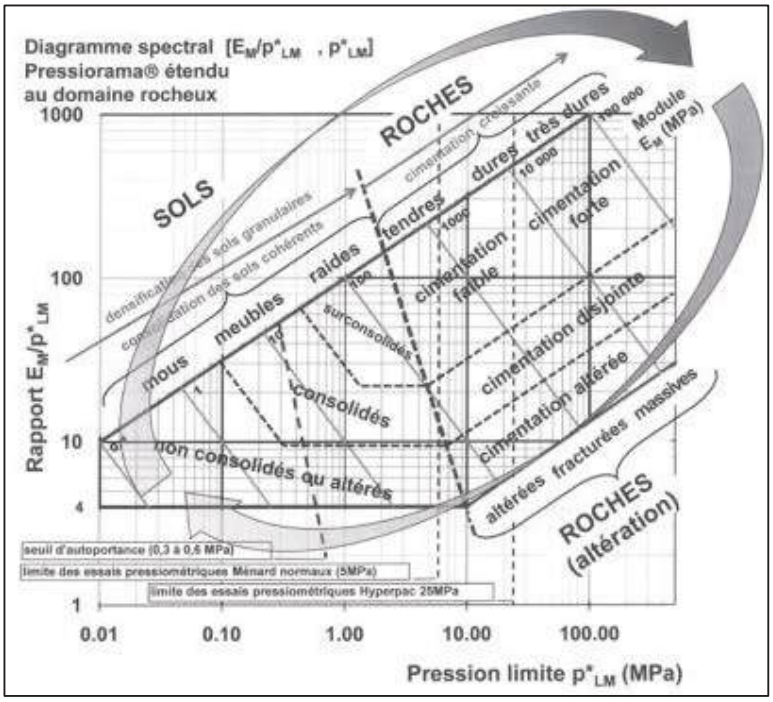


Figure 20: Le diagramme spectral

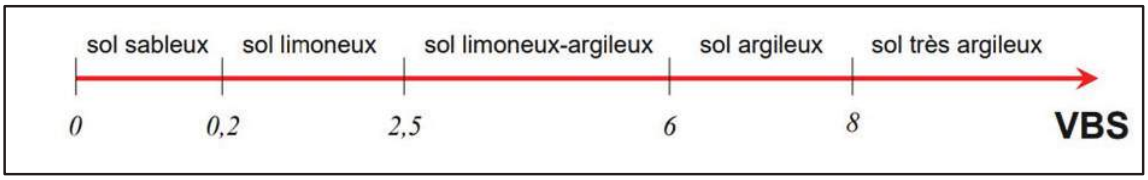


Figure 21: Le schéma représentant les différents états de sol selon les valeurs du VBS

ANNEXE D

- **Partie 4 :**

Tableau 15: Tableau récapitulatif des paramètres géotechniques de calcul

Horizon géotechnique	Remblais (R)	Argiles limoneuses (Qa)	Argiles avec peu de graves et peu de sable (Qag)	Graves dans une matrice argileuse et sableuse (Qg)	Sables-argileux et gréseux (QMs)	Marnes (QM)
Profondeurs moyennes (m)	0,0 – 3,0	3,0 – 18,5	18,5 – 31,0	31,0 – 36,0	36,0 – 39,0	> 39,0
Masse vol. humide γ_h (kN/m³)	20,0	20,5	21,0	21,5	21,5	21,0
Masse vol. sèche γ_d (kN/m³)	17,0	17,0	17,5	18,5	18,5	17,2
Cohésion non-drainée s_u (kPa)	30,0	$S_u = 0{,}8 \cdot (z-3) + 103$	$S_u = 4{,}1 \cdot (z-16) + 127$	-	198,0	206,0
Module de déformation non-drainé E_u (MPa)	12,0	$E_u = 0{,}5 \cdot (z-3) + 61$	$E_u = 2{,}7 \cdot (z-16) + 82$	-	130,0	140,0
Angle de frottement effectif φ' (°)	20	21	22	33	25	22
Cohésion effective c' (kPa)	0	25,0	25,0	10,0	35,0	35,0
Module de déformation drainé E' (MPa)	10	56,0	85,0	120,0	115,0	120,0
Coefficient K_0	0,65	0,65	0,6	0,6	0,6	0,6

Tableau 16: Tableau de Caquot et Kérisel

POUSSÉE ET BUTÉE DES TERRES

ÉQUILIBRE DE CAQUOT-KERISEL

• Coefficients de poussée et de butée

Valeurs de $K_{a\gamma}$ (sur la première ligne) et de $K_{p\gamma}$ (sur la deuxième ligne) (surface libre horizontale, écran vertical) pour diverses valeurs de δ (d'après Caquot-Kérisel).

	valeurs de φ									
	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
$\frac{\delta}{\varphi} = 1$...	0,81	0,65	0,53	0,44	0,37	0,31	0,26	0,22	0,185	0,155
	0,99	0,98	0,97	0,95	0,93	0,90	0,86	0,80	0,73	0,64
$\frac{\delta}{\varphi} = \frac{2}{3}$...	0,81	0,66	0,54	0,44	0,36	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,08	1,16	1,24	1,33	1,44	1,56	1,68	1,8	1,7	1,6
$\frac{\delta}{\varphi} = \frac{1}{3}$...	0,82	0,67	0,56	0,45	0,37	0,30	0,25	0,20	0,16	0,13
	1,15	1,30	1,49	1,70	1,93	2,20	2,5	2,8	3,2	3,6
$\frac{\delta}{\varphi} = 0$...	0,84	0,70	0,59	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13
	1,19	1,42	1,70	2,04	2,46	3	3,7	4,6	5,8	7,5
$\frac{\delta}{\varphi} = \frac{1}{3}$...	0,88	0,75	0,64	0,52	0,46	0,39	0,32	0,26	0,20	0,16
	1,22	1,52	1,89	2,38	3,03	4,02	5,55	8,1	12	19
$\frac{\delta}{\varphi} = -\frac{2}{3}$...	0,94	0,81	0,72	0,64	0,56	0,48	0,40	0,34	0,27	0,22
	1,24	1,59	2,06	2,72	3,61	5,25	8,0	12,8	21	41
$\frac{\delta}{\varphi} = -1$...	1,04	1,06	1,05	1,04	1,02	0,98	0,94	0,88	0,82	0,75
	1,26	1,66	2,20	3,04	4,26	6,56	10,7	18,2	35	75

ANNEXE D

- **Partie 5 : Les sondages carottés**

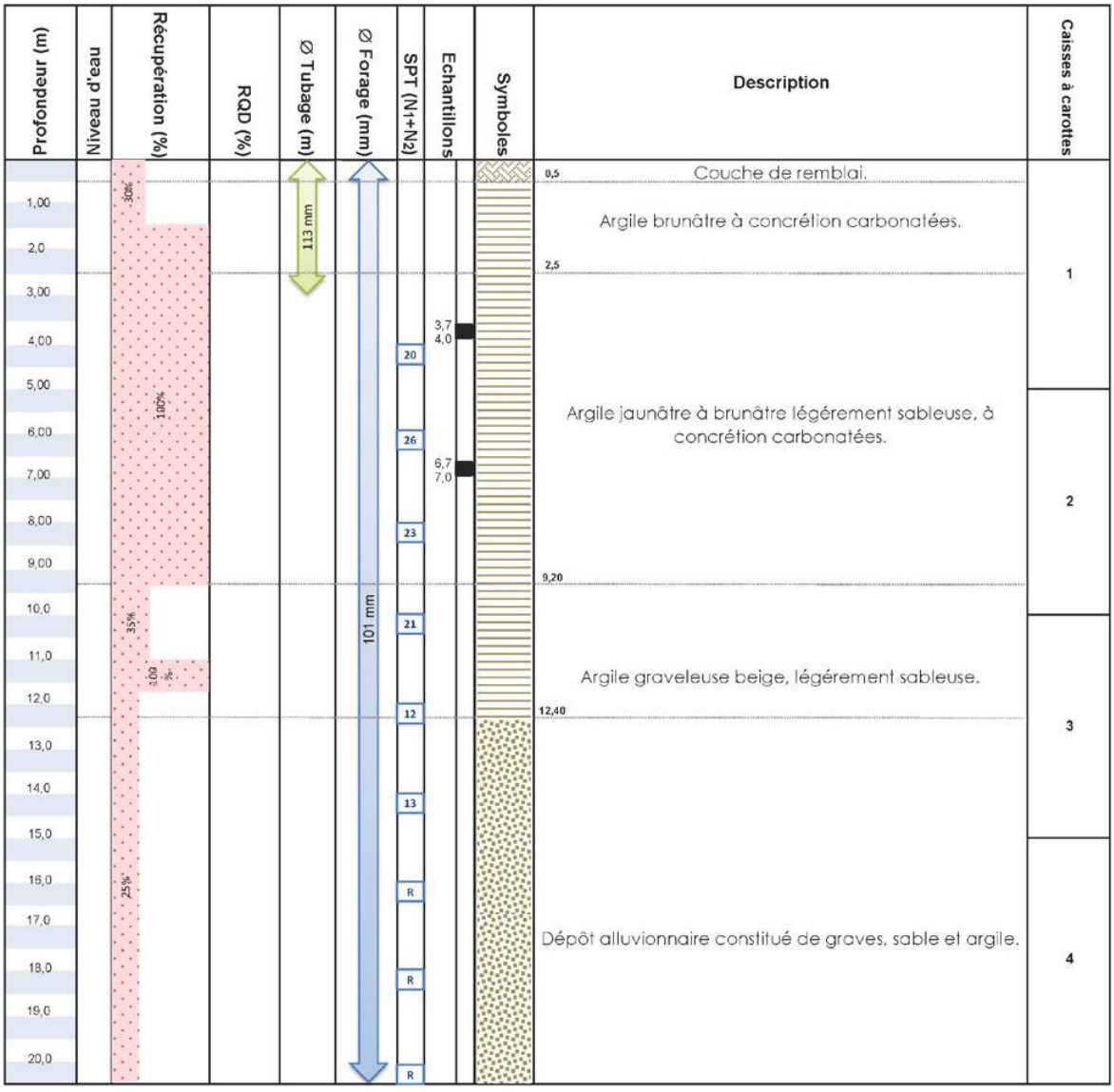
1. **Sondages carottés APD S46 et S47 :**

	RAPPORT DE SONDAGE	juin-13
		N° Sondage : S 46
		Feuille 1/2

Projet:	Extension du Metro d'Alger EL HARRACH - AEROPORT International Houari Boumediene (LOT 1)
Client :	DOHWA
Lieu	ALGER

Profondeur totale	33
Niveau d'eau	Non trouvé
Fluide de forage	Eau claire
Type de machine	Sondeuse hydraulique
Type de forage	Carottage en rotatif
Coordonnées	

Etat des échantillons — Intact — Remanié — Paraffiné — Roche



ANNEXE D

	RAPPORT DE SONDAGE	juin-13
		N° Sondage : S 46
		Feuille 2/2

Projet:	Extension du Metro d'Alger EL HARRACH - AEROPORT International Houari Boumediene (LOT 1)
Client :	DOHWA
Lieu	ALGER

Profondeur totale	33
Niveau d'eau	Non trouvé
Fluide de forage	Eau claire
Type de machine	Sondeuse hydraulique
Type de forage	Carottage en rotatif
Coordonnées	

Etat des échantillons — Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Profondeur (m)	Niveau d'eau	Récupération (%)	RQD (%)	Ø Tubage (m)	Ø Forage (mm)	SPT	Echantillons	Symboles	Description	Caisses à carottes
21,0										4
22,0						R				
23,0										5
24,0						R				
25,0		25%								
26,0					101 mm	R			Dépôt alluvionnaire constitué de graves, sable et argile.	
27,0										
28,0						R				6
29,0										
30,0						24				
31,0									31,0	
32,0		100%				28	32,1 32,6		Argile jaunâtre à concrétions carbonatées.	
33,0									33,00	
34,0									**FIN DU SONDAGE**	
35,0										
36,0										
37,0										
38,0										
39,0										
40,0										

ANNEXE D



CAISSE N° 1/6



CAISSE N° 2/6



CAISSE N° 3/6



CAISSE N° 4/6

ANNEXE D



CAISSE N° 5/6



CAISSE N° 6/6

ANNEXE D

	RAPPORT DE SONDAGE	juin-13
		N° Sondage : S 47
		Feuille 1/2

Projet:	Extension du Metro d'Alger EL HARRACH - AEROPORT International Houari Boumediene (LOT 1)
Client :	DOHWA
Lieu	ALGER

Profondeur totale	33
Niveau d'eau	Non trouvé
Fluide de forage	Eau claire
Type de machine	Sondeuse hydraulique
Type de forage	Carottage en rotatif
Coordonnées	

Etat des échantillons — Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Profondeur (m)	Niveau d'eau	Récupération (%)	RQD (%)	Ø Tubage (m)	Ø Forage (mm)	SPT (N1+N2)	Echantillons	Symboles	Description	Caisses à carottes
									0,5 Couche de béton et remblai.	
1,00				113 mm					Argile noirâtre à concrétions carbonatées.	
2,0									2,0	
3,00										
4,00						13				
5,00										
6,00						21				
7,00							7,0 7,3			
8,00						24				
9,00										
10,0						20				
11,0							11,0 11,3		Argile jaunâtre carbonatée à quelques passages de graves, présence de tâches noires.	
12,0						25				
13,0										
14,0							13,7 14,0			
15,0						23				
16,0										
17,0						21				
18,0										
19,0						17				
20,0					101 mm		18,4 19,0			
						17				

ANNEXE D

	RAPPORT DE SONDAGE	juin-13
		N° Sondage : S 47
		Feuille 2/2

Projet:	Extension du Metro d'Alger EL HARRACH - AEROPORT International Houari Boumediene (LOT 1)
Client :	DOHWA
Lieu	ALGER

Profondeur totale	33
Niveau d'eau	Non trouvé
Fluide de forage	Eau claire
Type de machine	Sondeuse hydraulique
Type de forage	Carottage en rotatif
Coordonnées	

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Profondeur (m)	Niveau d'eau	Récupération (%)	RQD (%)	Ø Tubage (m)	Ø Forage (mm)	SPT	Echantillons	Symboles	Description	Caisses à carottes
21,0					101 mm	16			Argile jaunâtre carbonatée à quelques passages de graves, présence de tâches noires.	
22,0										
23,0										
24,0						19				
25,0										
26,0						19				
27,0										
28,0										
29,0										
30,0										
31,0								31,00	FIN DU SONDAGE	
32,0										
33,0										
34,0										
35,0										
36,0										
37,0										
38,0										
39,0										
40,0										

ANNEXE D



CAISSE N° 1/7



CAISSE N° 2/7



CAISSE N° 3/7



CAISSE N° 4/7

ANNEXE D



CAISSE N° 5/7



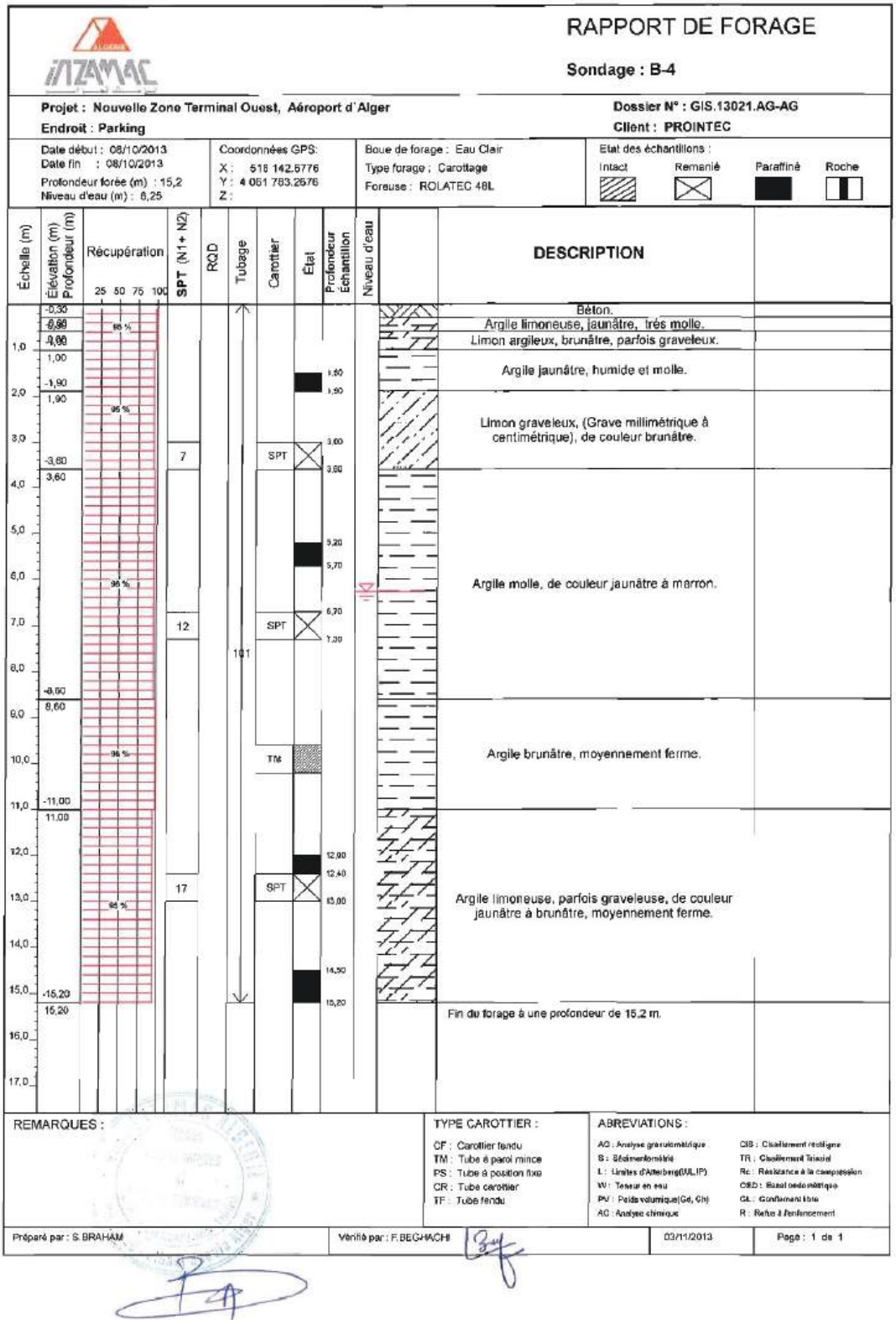
CAISSE N° 6/7



CAISSE N° 7/7

ANNEXE D

2. sondages carottés pour terminal Ouest de l'Aéroport Houari Boumediene (B4-5-6-7-8).



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : B-4

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger — Dossier N° : GIS.13021.AG-AG

Endroit : Parking — Client : PROINTEC

Date début : 08/10/2013
Date fin : 08/10/2013
Profondeur forée (m) : 15,2
Niveau d'eau (m) : 6,25

Coordonnées GPS:
X : 518 142.5776
Y : 4 061 783.2576
Z :

Boue de forage : Eau Clair
Type forage : Carottage
Foreuse : ROLATEC 48L

Etat des échantillons : Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
	-0,30									Béton.
	-0,60	95 %								Argile limoneuse, jaunâtre, très molle.
1,0	-0,90									Limon argileux, brunâtre, parfois graveleux.
	1,00									
2,0	-1,90							1,50 / 1,90		Argile jaunâtre, humide et molle.
	1,90	95 %								
3,0			7			SPT		3,00 / 3,50		Limon graveleux, (Grave millimétrique à centimétrique), de couleur brunâtre.
	-3,60									
4,0	3,60									
5,0								5,20 / 5,70		
6,0		95 %								Argile molle, de couleur jaunâtre à marron.
7,0			12		10,1	SPT		6,70 / 7,20		
8,0	-8,60									
9,0	8,60									
10,0		95 %				TM				Argile brunâtre, moyennement ferme.
11,0	-11,00									
12,0	11,00							12,00 / 12,40		
13,0		95 %	17			SPT		13,00		Argile limoneuse, parfois graveleuse, de couleur jaunâtre à brunâtre, moyennement ferme.
14,0								14,50		
15,0	-15,20							15,20		
	15,20									Fin du forage à une profondeur de 15,2 m.
16,0										
17,0										

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique — CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie — TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP) — Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau — OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh) — CL : Confinement libre
AC : Analyse chimique — R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : S. BRAHAM — Vérifié par : F.BEGHACHI — 03/11/2013 — Page : 1 de 1

ANNEXE D



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-4
Caisse n° : 01/07
Profondeur : 0,00 à 2,60 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-4
Caisse n° : 02/07
Profondeur : 2,60 à 5,20 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-4
Caisse n° : 03/07
Profondeur : 5,20 à 8,00 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-4
Caisse n° : 04/07
Profondeur : 8,00 à 10,30 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-4
Caisse n° : 05/07
Profondeur : 10,30 à 13,00 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-4
Caisse n° : 06/07
Profondeur : 13,00 à 14,80 m

ANNEXE D



Client : PROINTEC

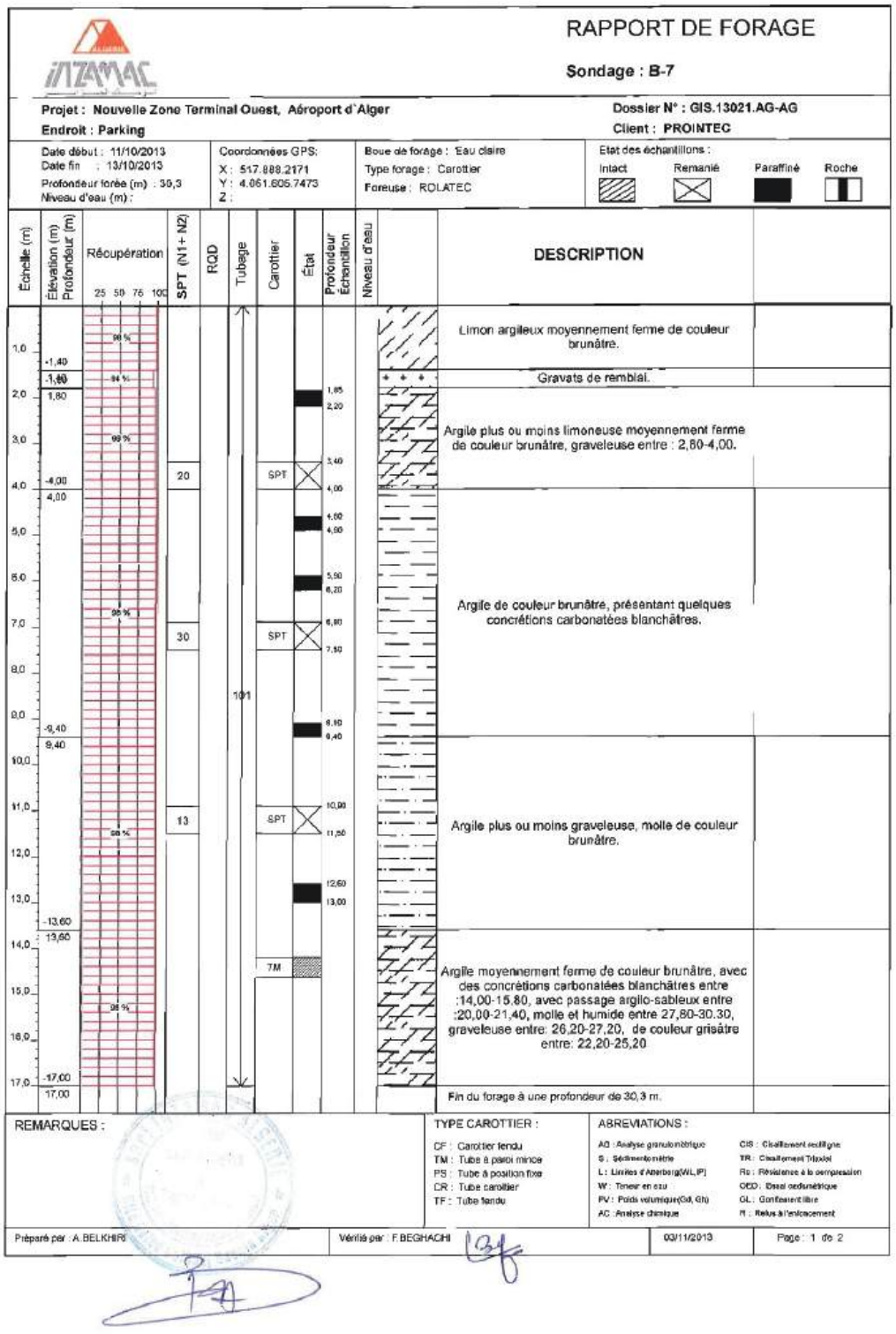
Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-4
Caisse n° : 07/07
Profondeur : 14,80 à 15,20 m

Tableau des SPT :

Sondage	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N3
SC- B-4	3,00 à 3,60	7	4	3	4
	6,70 à 7,30	2	5	7	10
	9,60 à 11,20	4	11	13	16
	12,40 à 13,00	4	7	10	12

ANNEXE D



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : B-7

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger — Dossier N° : GIS.13021.AG-AG

Endroit : Parking — Client : PROINTEC

Date début : 11/10/2013
Date fin : 13/10/2013
Profondeur forée (m) : 30,3
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 517.888.2171
Y : 4.061.605.7473
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottier
Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons : Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1,0	-1,40	96 %						1,85		Limon argileux moyennement ferme de couleur brunâtre.
	-1,80							2,20		Gravats de remblai.
2,0	1,80	94 %								
3,0		99 %								Argile plus ou moins limoneuse moyennement ferme de couleur brunâtre, graveleuse entre : 2,80-4,00.
4,0	-4,00		20			SPT		3,40 4,00		
	4,00							4,00 4,50		
5,0								5,50 6,20		Argile de couleur brunâtre, présentant quelques concrétions carbonatées blanchâtres.
6,0		96 %								
7,0			30			SPT		6,80 7,50		
8,0					101					
9,0	-9,40							9,10 9,40		
	9,40									Argile plus ou moins graveleuse, molle de couleur brunâtre.
10,0										
11,0		98 %	13			SPT		10,90 11,50		
12,0								12,60		
13,0	-13,60							13,00		
	13,60					TM				Argile moyennement ferme de couleur brunâtre, avec des concrétions carbonatées blanchâtres entre :14,00-15,80, avec passage argilo-sableux entre :20,00-21,40, molle et humide entre 27,80-30.30, graveleuse entre: 26,20-27,20, de couleur grisâtre entre: 22,20-25,20
14,0										
15,0		98 %								
16,0										
17,0	-17,00									
	17,00									Fin du forage à une profondeur de 30,3 m.

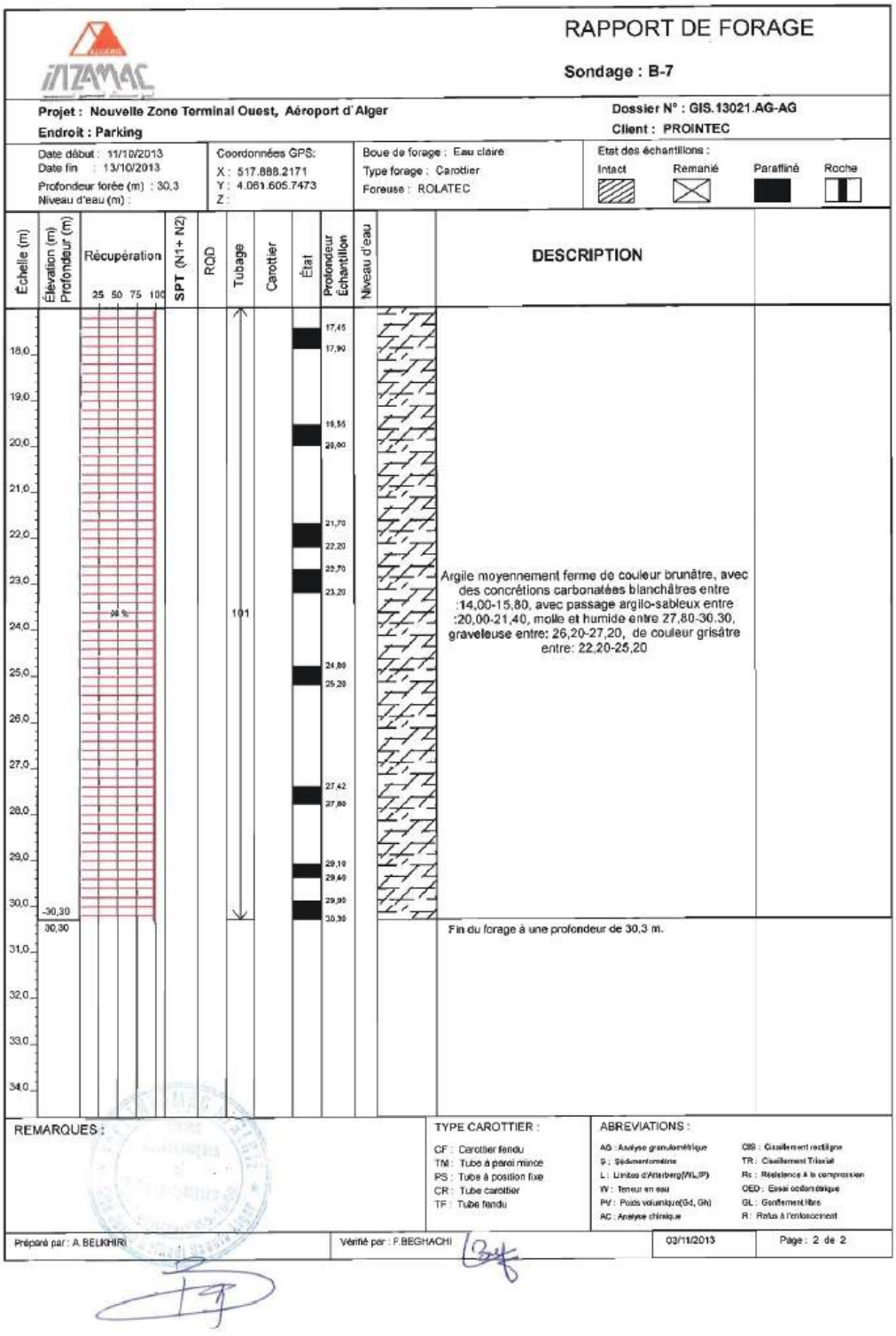
REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Qd, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- GL : Gonflement libre
- R : Retrait-gonflement

Préparé par : A.BELKHIR — Vérifié par : F.BEGHACHI — 03/11/2013 — Page : 1 de 2

ANNEXE D



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : B-7

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger
Endroit : Parking

Dossier N° : GIS.13021.AG-AG
Client : PROINTEC

Date début : 11/10/2013
Date fin : 13/10/2013
Profondeur forée (m) : 30,3
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X : 517.888.2171
Y : 4.061.605.7473
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottier
Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m) | Élévation (m) Profondeur (m) | Récupération 25 50 75 100 | SPT (N1+ N2) | RQD | Tubage | Carottier | État | Profondeur Échantillon | Niveau d'eau | DESCRIPTION

18,0 19,0 20,0 21,0 22,0 23,0 24,0 25,0 26,0 27,0 28,0 29,0 30,0 31,0 32,0 33,0 34,0

17,45
17,90
19,55
20,00
21,70
22,20
22,70
23,20
24,80
25,20
27,42
27,80
29,10
29,40
29,90
30,30

39 %

101

-30,30
30,30

Argile moyennement ferme de couleur brunâtre, avec des concrétions carbonatées blanchâtres entre :14,00-15,80, avec passage argilo-sableux entre :20,00-21,40, molle et humide entre 27,80-30.30, graveleuse entre: 26,20-27,20, de couleur grisâtre entre: 22,20-25,20

Fin du forage à une profondeur de 30,3 m.

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TMI : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : A.BELKHIRI | Vérifié par : F.BEGHACHI | 03/11/2013 | Page : 2 de 2

ANNEXE D



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 01/14
Profondeur : 0,00 à 2,40 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 02/14
Profondeur : 2,40 à 4,90 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 03/14
Profondeur : 4,90 à 6,90 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 04/14
Profondeur : 6,90 à 9,40 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 05/14
Profondeur : 9,40 à 11,87 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 06/14
Profondeur : 11,87 à 14,00 m

ANNEXE D



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 07/14
Profondeur : 14,00 à 15,80 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 08/14
Profondeur : 15,80 à 17,99 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 09/14
Profondeur : 17,90 à 20,00 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 10/14
Profondeur : 20,00 à 22,20 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 11/14
Profondeur : 22,20 à 24,20 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 12/14
Profondeur : 24,20 à 26,20 m

ANNEXE D



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 13/14
Profondeur : 26,20 à 28,90 m



Client : PROINTEC

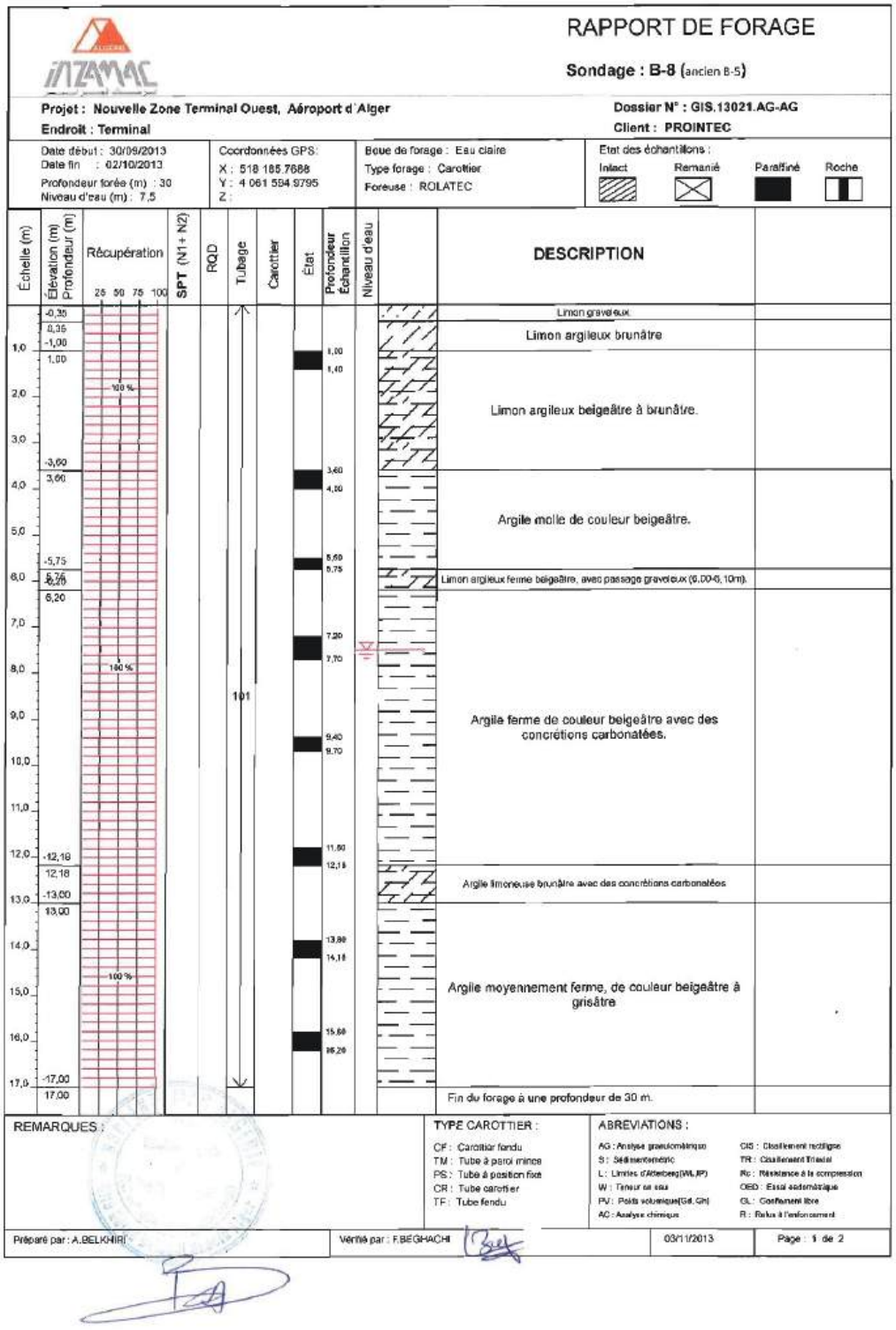
Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-7
Caisse n° : 14/14
Profondeur : 28,90 à 30,30 m

Tableau des SPT :

Sondage	Profondeur (m)	N0	N1	N2	N3
SC- B-7	3,40 à 4,00	8	9	11	13
	6,90 à 7,50	6	11	19	24
	10,90 à 11,50	2	5	8	9
	14,20 à 14,63	15	38	50	Refus
	28,00 à 28,60	7	21	20	21

ANNEXE D



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : B-8 (ancien B-5)

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger
Endroit : Terminal

Dossier N° : GIS.13021.AG-AG
Client : PROINTEC

Date début : 30/09/2013
Date fin : 02/10/2013
Profondeur forée (m) : 30
Niveau d'eau (m) : 7,5

Coordonnées GPS :
X : 518 185.7688
Y : 4 061 584.9795
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottier
Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons : Intact, Remanié, Paraffiné, Roche

Echelle (m)	Elévation (m) Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
	-0,35 / 0,35									Limon graveleux.
1,0	-1,00 / 1,00							1,00 / 1,40		Limon argileux brunâtre
2,0		100 %								Limon argileux beigeâtre à brunâtre.
3,0	-3,60 / 3,60							3,60 / 4,00		
4,0										Argile molle de couleur beigeâtre.
5,0	-5,75 / 5,75							5,60 / 5,75		
6,0	6,20									Limon argileux ferme beigeâtre, avec passage graveleux (6,00-6,10m).
7,0								7,20 / 7,70		
8,0		100 %								Argile ferme de couleur beigeâtre avec des concrétions carbonatées.
9,0					101					
10,0								9,40 / 9,70		
11,0										
12,0	-12,18 / 12,18							11,60 / 12,18		
13,0	-13,00 / 13,00									Argile limoneuse brunâtre avec des concrétions carbonatées.
14,0		100 %						13,80 / 14,18		Argile moyennement ferme, de couleur beigeâtre à grisâtre
15,0										
16,0								15,60 / 16,20		
17,0	-17,00 / 17,00									Fin du forage à une profondeur de 30 m.

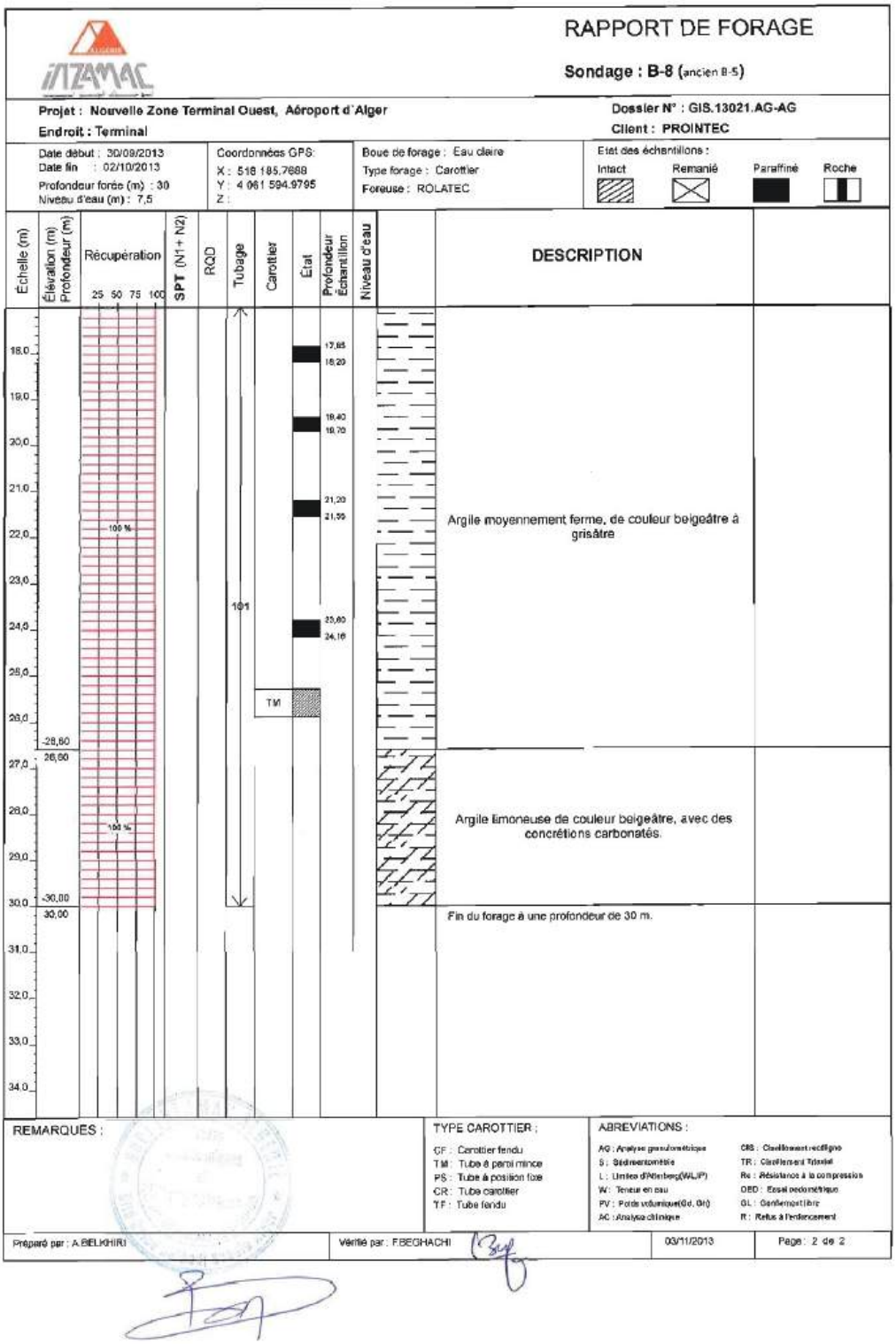
REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gd, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- CL : Gonflement libre
- R : Retrait à l'enfoncement

Préparé par : A.BELKHIRI | Vérifié par : F.BEGHACHI | 03/11/2013 | Page : 1 de 2

ANNEXE D



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : B-8 (ancien B-5)

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger
Dossier N° : GIS.13021.AG-AG
Endroit : Terminal
Client : PROINTEC

Date début : 30/09/2013
Date fin : 02/10/2013
Profondeur forée (m) : 30
Niveau d'eau (m) : 7,5

Coordonnées GPS:
X : 516 185,7688
Y : 4 061 594,9795
Z :

Boue de forage : Eau claire
Type forage : Carottier
Foreuse : ROLATEC

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1+ N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
18,0								17,85 18,20		
19,0										
20,0								19,40 19,70		
21,0								21,20 21,55		
22,0		100 %								Argile moyennement ferme, de couleur beigeâtre à grisâtre
23,0					101					
24,0								23,60 24,16		
25,0						TM				
26,0	-28,60									
27,0	28,60									Argile limoneuse de couleur beigeâtre, avec des concrétions carbonatés.
28,0		100 %								
29,0										
30,0	-30,00									
31,0	30,00									Fin du forage à une profondeur de 30 m.
32,0										
33,0										
34,0										

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL/P)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gt)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : A.BELKHIRI
Vérifié par : F.BEGHACHI
03/11/2013
Page : 2 de 2

ANNEXE D



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 01/15
Profondeur : 0,00 à 2,10 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 02/15
Profondeur : 2,10 à 4,20 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 03/15
Profondeur : 4,20 à 6,20 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 04/15
Profondeur : 6,20 à 8,30 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 05/15
Profondeur : 8,30 à 10,30 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 06/15
Profondeur : 10,30 à 12,30 m

ANNEXE D



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé Ê B-8)
Caisse n° : 07/15
Profondeur : 12,30 à 14,30 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 08/15
Profondeur : 14,30 à 16,35 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 09/15
Profondeur : 16,35 à 18,20 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 10/15
Profondeur : 18,20 à 20,20 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 11/15
Profondeur : 20,20 à 22,20 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 12/15
Profondeur : 22,20 à 24,16 m

ANNEXE D



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 13/15
Profondeur : 24,16 à 26,60 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 14/15
Profondeur : 26,60 à 29,00 m



Client : PROINTEC

Projet : Nouvelle Zone Terminal Ouest, Aéroport d'Alger

Sondage : B-5 (renommé B-8)
Caisse n° : 15/15
Profondeur : 29,00 à 30,00 m

ANNEXE D

3. Les sondages carottés réalisés dans la compagne de prospection complémentaire CPC (SC85-86-87-88-89)

cosider Travaux Publics كوسيدار

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 85

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT — **Dossier N° :**

Endroit : Station Aeroport — **Client : COSIDER M28**

Date début : 04-07-2015
Date fin : 08-07-2015
Profondeur forée (m) : 37
Niveau d'eau (m) : 10,50

Coordonnées GPS:
X : 518056.062
Y : 4061727.271
Z : 16.106

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1,5	14,61 / 1,50	100 %	21			SPT		1,00 / 1,45			Remblai	
3,0	12,51 / 3,60	100 %	33			SPT		3,00 / 3,45			Argile gaillouteuse brunatre	
4,5	11,61 / 4,50	77 %	60			SPT		4,50 / 4,95			Galets	
6,0		60 %	60			SPT		6,00 / 6,45			Sable grossier peu graveleux brunatre	
7,5	8,41 / 7,70		60			SPT		7,50 / 7,95				
9,0	6,61 / 9,50	100 %	34			SPT		8,60 / 9,00 / 9,45			Argile limoneuse peu graveleuse brunatre	
10,5	5,81 / 10,30	100 % / 75 %	15			SPT		10,20 / 10,50 / 10,95			Sable limoneux brunatre	
12,0	4,11 / 12,00		15		128	SPT / CR		12,00 / 12,45 / 13,05			Limons sableux graveleux	
13,5	1,11 / 15,00	86 %	12			SPT		13,55 / 13,95			Argile limoneuse brunatre	
15,0	-0,39 / 16,50	86 %	11			SPT		15,20 / 15,65			Argile limoneuse peu vaseuse	
16,5	-1,99 / 18,10	100 %	22			SPT		16,70 / 17,15 / 17,40			Marne peu argileuse verdatre	
18,0	-5,64 / 21,75	100 %	18			SPT		18,10 / 18,55			Argile limoneuse avec trace de sable	
19,5	-6,99 / 23,10	100 %	12			SPT		19,75 / 20,20				
21,0	-8,19 / 24,30	95 %	49			SPT		21,35 / 21,75 / 22,20			Marne peu sableuse peu graveleuse	
22,5	-9,39 / 25,50	100 %	14			SPT		23,10 / 23,55 / 23,80			Argile limoneuse avec trace de sable	
24,0		100 %	32			SPT		24,20 / 24,35 / 24,80			Argile limoneuse peu graveleuse	
25,5											Fin du forage à une profondeur de 37 m.	

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M | Vérifié par : | 10/08/2015 | Page : 1 de 2

ANNEXE D

cosider Travaux Publics كوسيدار

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 85

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT — **Dossier N° :**

Endroit : Station Aeroport — **Client : COSIDER M28**

Date début : 04-07-2015
Date fin : 08-07-2015
Profondeur forée (m) : 37
Niveau d'eau (m) : 10,50

Coordonnées GPS:
X : 518056.062
Y : 4061727.271
Z : 16.106

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
27,0	-10,14 / 26,25	100 %	32			SPT		26,25			Argile limoneuse peu graveleuse	
		100 %						26,70				
	-11,64 / 27,75		45			SPT		27,25 / 27,75			Marne peu limoneuse grisatre à verdatre	
28,5								28,20 / 28,75				
30,0		100 %	46			SPT		29,20 / 29,70			Argile limoneuse graveleuse avec un passage de grés broyé	
			31			SPT / CR		30,70 / 31,15				
31,5	-15,59 / 31,70											
33,0		100 %	60			SPT		32,20 / 32,65			Argile limoneuse peu graveleuse peu sableuse	
	-17,59 / 33,70		60			SPT		33,70 / 34,15			Galets à matrice argileuse	
34,5		96 %										
36,0			60			SPT		35,20 / 35,65				
	-20,89 / 37,00		60			SPT		36,70 / 37,15			Fin du forage à une profondeur de 37 m.	
37,5												
39,0												
40,5												
42,0												
43,5												
45,0												
46,5												
48,0												
49,5												
51,0												

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernelre lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à parol mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M	Vérifié par :	10/08/2015	Page : 2 de 2

ANNEXE D

SC85

Caisse 01



SC85

Caisse 02



SC85

Caisse 03



Caisse 04



SC85

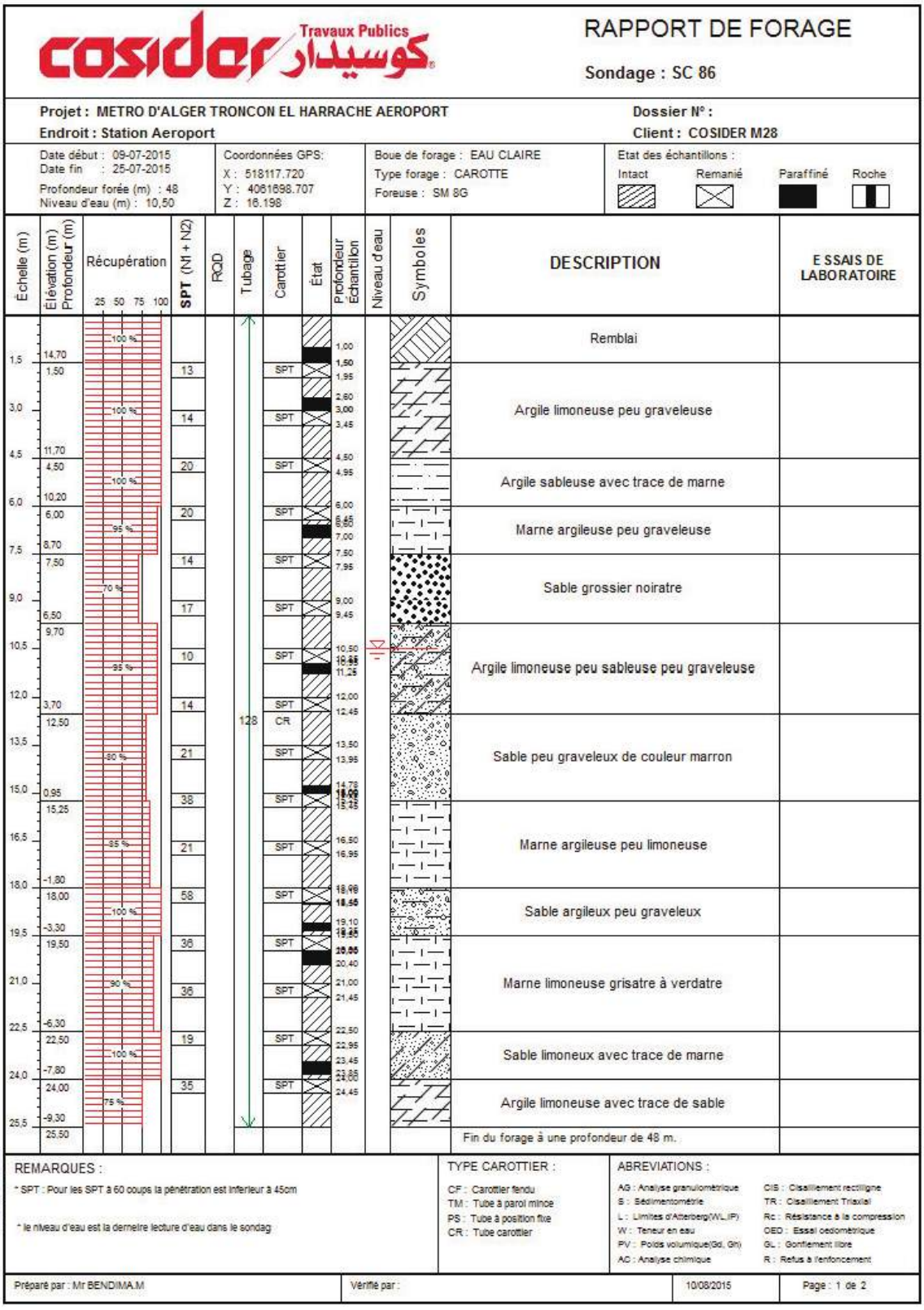
Caisse 05



Caisse 06



ANNEXE D


Travaux Publics
RAPPORT DE FORAGE
Sondage : SC 86
Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT
Dossier N° :
Endroit : Station Aeroport
Client : COSIDER M28
Date début : 09-07-2015
Date fin : 25-07-2015
Profondeur forée (m) : 48
Niveau d'eau (m) : 10,50
Coordonnées GPS:
X : 518117.720
Y : 4061698.707
Z : 16.198
Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G
Etat des échantillons :
Intact
Remanié
Paraffiné
Roche
Échelle (m)
Élévation (m) Profondeur (m)
Récupération
SPT (N1 + N2)
RQD
Tubage
Carottier
État
Profondeur Échantillon
Niveau d'eau
Symboles
DESCRIPTION
ESSAIS DE LABORATOIRE
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
Fin du forage à une profondeur de 48 m.
REMARQUES :
* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm
* le niveau d'eau est la dernelre lecture d'eau dans le sondag
TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement
Préparé par : Mr BENDIMA.M
Vérifié par :
10/08/2015
Page : 1 de 2

ANNEXE D

cosider Travaux Publics كوسيدار

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 86

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT — **Dossier N° :**

Endroit : Station Aeroport — **Client : COSIDER M28**

Date début : 09-07-2015
Date fin : 25-07-2015
Profondeur forée (m) : 48
Niveau d'eau (m) : 10,50

Coordonnées GPS:
X : 518117.720
Y : 4061698.707
Z : 16.198

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
27,0	-10,80 / 27,00	75 %	24			SPT		25,95 / 27,00			Argile limoneuse avec trace de sable	
	-12,30 / 28,50	75 %	54			SPT		27,45 / 28,50			Sable limoneuse avec trace de marne	
28,5	-13,80 / 30,00	75 %	20			SPT		28,95 / 30,00			Argile limoneuse sableuse	
30,0	-16,80 / 33,00	70 %	60			SPT		30,45 / 31,50			Argile limoneuse peu sableuse	
31,5	-17,90 / 33,70	50 %	12		128	SPT		31,95 / 33,00			Galets à matrice argileuse	
	-18,30 / 34,50	50 %	25			SPT		33,45 / 33,70			Argile limoneuse sableuse avec trace de graviers marron claire	
33,0	-19,80 / 36,00	75 %	16			SPT		34,50 / 34,95			Limons sableux graveleux marron claire	
34,5	-21,30 / 37,50	75 %	60			SPT CR		36,00 / 36,45			Argile limoneuse sableuse graveleuse marron foncé	
36,0	-22,80 / 39,00	75 %	60			SPT		37,50 / 37,95			Sable peu argileux peu limoneux jaunatre a marron claire	
37,5	-24,30 / 40,50	60 %	42			SPT		39,00 / 39,45			Sable fin à moyen jaunatre	
39,0	-27,30 / 43,50	100 %	60			SPT		40,50 / 41,50			Argile avec trace de limons de consistance compacte de couleur grisatre	
40,5	-27,50 / 43,70	100 %	29			SPT		42,00 / 42,45			~~Argile avec trace de sable et trace de limons grisatre à brunatre~~	
42,0	-29,30 / 45,50	100 %	49			SPT		43,00 / 44,45			Sable avec trace d'argile et trace de limons jaunatre	
43,5	-30,30 / 46,50	96 %	54			SPT		44,70 / 45,90			Sable avec trace de limons jaunatre	
45,0	-31,80 / 48,00	76 % 96 % 96 %	60			SPT		45,95 / 47,00			Sable argileux graveleux Grès fissuré jaunatre Marne avec trace de sable compacte verdatre	
46,5								47,45			Fin du forage à une profondeur de 48 m.	
48,0												
49,5												
51,0												

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernelre lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M | Vérifié par : | 10/08/2015 | Page : 2 de 2

ANNEXE D

SC86	SC86
Caisse 01	Caisse 05
	
Caisse 02	Caisse 06
	
SC86	SC86
Caisse 03	Caisse 07
	
Caisse 04	Caisse 08
	

ANNEXE D

Travaux Publics

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 87

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT
Endroit : Station Aeroport
Dossier N° :
Client : COSIDER M28

Date début : 27-07-2015
Date fin : 01-08-2015
Profondeur forée (m) : 48
Niveau d'eau (m) : 7,40

Coordonnées GPS:
X : 518214.266
Y : 4061755.643
Z : 15.899

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1,5	12,90	80 %	5			SPT		1,50 / 1,95 / 2,60 / 2,85			Remblai	
3,0	3,00		14			SPT		3,45 / 3,80 / 3,95				
4,5		96 %	23			SPT		4,50 / 4,95 / 5,20 / 5,50			Argile limoneuse peu sableuse graveleuse brunatre	
6,0	9,80										Argile limoneuse sableuse avec trace de marne brunatre	
	6,50	75 %	38			SPT		6,00 / 6,45				
7,5	6,90	80 %	8			SPT		7,50 / 7,95			Alternance galets à matrice argileuse avec argile limoneuse sableuse graveleuse marron foncé	
9,0	9,00		14			SPT		9,00 / 9,45			Sable argileux limoneux peu graveleux marron foncé	
10,5	4,90	100 %	12			SPT		10,50 / 10,95				
	11,00	96 %						11,60 / 12,00			Argile limoneuse peu sableuse peu graveleuse marron foncé	
12,0	3,40		14			SPT		12,45				
	12,50				12,8	CR						
13,5		80 %	8			SPT		13,50 / 13,85 / 14,50			Sable argileux peu graveleux marron foncé	
15,0			17			SPT		15,00 / 15,45				
16,5		80 %	7			SPT		16,50 / 16,95				
18,0	-2,10		31			SPT		18,00 / 18,45				
	18,00	35 %						19,00 / 19,50 / 19,95			Argile limoneuse sableuse avec trace de marne marron foncé	
19,5	-4,60		43			SPT						
21,0	20,50										Argile limoneuse peu sableuse brunatre à marron foncé	
	-5,60	100 %	15			SPT		21,00 / 21,45				
	21,90	96 %									Sable graveleux limoneux peu argileux	
22,5	22,00	96 %	14			SPT		22,50 / 22,95			Argile limoneuse sableuse peu graveleuse avec trace de marne	
24,0	-8,10											
	24,00	100 %	18			SPT		24,00 / 24,45 / 25,00			Sable argileux limoneux peu graveleux marron foncé	
25,5	-9,60											
	25,50										Fin du forage à une profondeur de 48 m.	

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique	CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie	TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)	Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau	OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh)	GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique	R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M	Vérifié par :	10/08/2015	Page : 1 de 2

ANNEXE D

Travaux Publics

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 87

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT — **Dossier N° :**

Endroit : Station Aeroport — **Client : COSIDER M28**

Date début : 27-07-2015
Date fin : 01-08-2015
Profondeur forée (m) : 48
Niveau d'eau (m) : 7,40

Coordonnées GPS:
X : 518214.266
Y : 4061755.643
Z : 15.899

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons : Intact — Remanié — Paraffiné — Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
27,0	26,50 / -10,60	100 %	35		128	SPT		25,95			Sable argileux limoneux peu graveleux marron foncé	
28,5	26,50 / -12,60	100 %	11			SPT		27,00 / 27,45 / 28,00			Sable argileux limoneux graveleux marron foncé	
30,0	28,50 / -14,10	96 %	8			SPT		28,50 / 28,95			Sable limoneux graveleux avec presence de grés fragmonté	
31,5	30,00 / -16,60	96 %	59			SPT		30,00 / 30,45			Argile peu limoneuse avec trace de sable et trace de marne marron foncé	
33,0	32,50 / -18,60	86 %	38			SPT		31,50 / 31,95				
34,5	34,50 / -20,10	86 %	9			SPT		32,70 / 33,00 / 33,45			Sable grossier limoneux	
36,0	36,00 / -23,10	75 %	13			SPT		34,50 / 34,95			Argile avec trace de limons marron.	
37,5	39,00 / -25,10	75 %	14			SPT / CR		36,00 / 36,45			Argile limoneuse avec peu de marne de consistance compacte de couleur brunatre à grisatre.	
39,0	41,00 / -27,60	75 %	21			SPT		37,50 / 37,95				
40,5	-28,10	75 %	25			SPT		39,00 / 39,45			Marne avec trace de limons grisatre	
42,0	44,00 / -32,10	100 %	17			SPT		40,50 / 40,95			Sable marneux grisatre	
43,5	-33,50	75 %	60			SPT		42,00 / 42,45			Grés broyé fissuré	
45,0			37			SPT		43,50 / 43,95			Marne argileuse avec trace de sable et trace de limons de consistance compacte et de couleur grisatre à brunatre	
46,5			48			SPT		45,00 / 45,45				
48,0	48,00		20			SPT		46,50 / 46,95 / 48,00 / 48,45			Fin du forage à une profondeur de 48 m.	
49,5												
51,0												

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M	Vérifié par :	10/08/2015	Page : 2 de 2

ANNEXE D

SC87

Caisse 01



SC87

Caisse 05



Caisse 02



Caisse 06



SC87

Caisse 03



SC87

Caisse 07



Caisse 04



Caisse 08



ANNEXE D

cosider Travaux Publics كوسيدار

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 88

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT — **Dossier N° :**

Endroit : Station Aeroport — **Client : COSIDER M28**

Date début : 25-07-2015
Date fin : 29-07-2015
Profondeur forée (m) : 48
Niveau d'eau (m) : 7,80

Coordonnées GPS:
X : 518227.678
Y : 4061707.540
Z : 16.508

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (Nl + N2)	RQD	Tubage	Carottier / État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1,5	14,51 / 2,00	100 %	27			SPT	1,00 – 1,45 – 1,50 – 1,98			Remblai	
3,0	12,51 / 4,00	100 %	18			SPT	2,50 – 2,95 – 3,26 – 3,70			Argile limoneuse sableuse graveleuse jaunatre à marron claire	
4,5	10,51 / 6,00	100 %	28			SPT	4,00 – 4,45 – 5,50 – 5,95			Argile limoneuse peu sableuse peu graveleuse marron claire	
6,0	8,51 / 8,00	100 %	28			SPT	6,46 – 7,00 – 7,45			Argile sableuse peu limoneuse peu graveleuse marron claire	
7,5	6,51 / 10,00	100 %	25			SPT	8,50 – 8,95 – 9,47 – 10,00			Argile avec peu de sable et trace de limons marron foncé	
9,0	4,51 / 12,00	100 %	27			SPT	10,45 – 10,98 – 11,18 – 11,50			Argile limoneuse graveleuse peu sableuse marron foncé	
10,5	2,51 / 14,00	100 %	30			SPT	11,95 – 12,38 – 12,81 – 13,00 – 13,45			Argile limoneuse sableuse graveleuse marron foncé	
12,0	0,51 / 16,00	100 %	26		128	CR / SPT	14,50 – 14,95			Argile limoneuse peu sableuse	
13,5	-2,49 / 19,00	96 %	26			SPT	16,00 – 16,45 – 16,68 – 16,95 – 17,50			Argile limoneuse sableuse avec peu de graviers marron foncé à brunatre	
15,0	-3,99 / 20,50	96 %	27			SPT	17,95 – 18,35 – 18,78 – 19,00 – 19,45			Argile avec trace de marne peu limoneuse brunatre	
16,5	-6,99 / 23,50	96 %	26			SPT	20,00 – 20,49 – 20,50 – 20,95			Argile sableuse peu limoneuse peu graveleuse marron foncé	
18,0	-8,49 / 25,00	96 %	60			SPT	22,00 – 22,45 – 23,50 – 23,95			Argile avec trace de sable et trace de limons brunatre à marron foncé	
21,0	-8,99 / 25,50	96 %	20			SPT	24,63 – 25,00 – 25,45			Argile marneuse sableuse peu limoneuse marron claire à brunatre	
22,5			60								
24,0			47								
25,5										Fin du forage à une profondeur de 48 m.	

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à parol mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M	Vérifié par :	10/08/2015	Page : 1 de 2

ANNEXE D

cosider Travaux Publics كوسيدار

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 88

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT — **Dossier N° :**

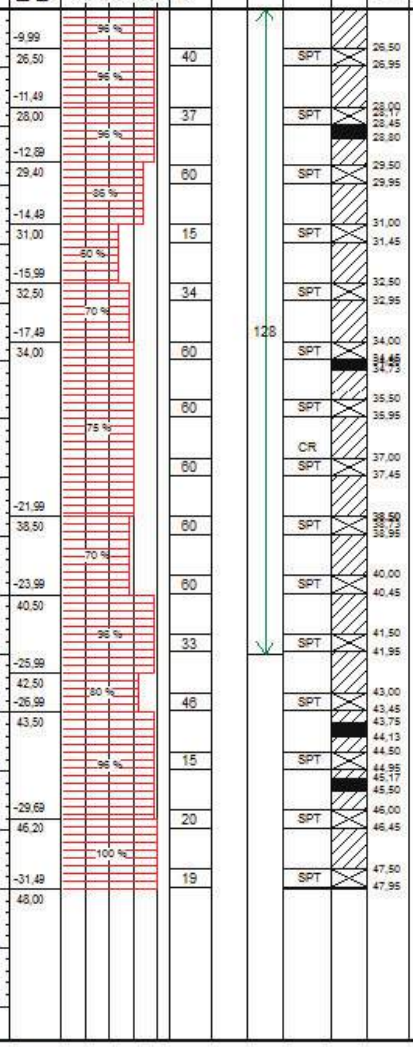
Endroit : Station Aeroport — **Client : COSIDER M28**

Date début : 25-07-2015
Date fin : 29-07-2015
Profondeur forée (m) : 48
Niveau d'eau (m) : 7,80

Coordonnées GPS:
X : 518227.678
Y : 4061707.540
Z : 16.508

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons : Intact, Remanié, Paraffiné, Roche



DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
Argile marneuse sableuse peu limoneuse marron claire à brunatre	
Sable avec peu d'argile et trace de limons marron claire	
Sable argileux peu limoneux marron claire	
Sable limoneux caillouteux brunatre	
Galets à matrice argileuse	
Sable grossiers caillouteux brunatre	
Sable grossier caillouteux peu limoneux avec trace d'argile	
Galets à matrice sableuse	
Argile sableuse peu limoneuse avec trace de graviers marron claire	
Argile limoneuse peu sableuse brunatre ànoiratre	
Marne avec trace de sable compacte grisatre	
Argile avec trace de sable et trace de marne grisatre à verdatre	
Fin du forage à une profondeur de 48 m.	

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M | Vérifié par : | 10/08/2015 | Page : 2 de 2

ANNEXE D

SC88

Caisse 01



Caisse 02



SC88

Caisse 03



Caisse 04



SC88

Caisse 05



Caisse 06



SC88

Caisse 07



Caisse 08



ANNEXE D

cosider Travaux Publics كوسيدار

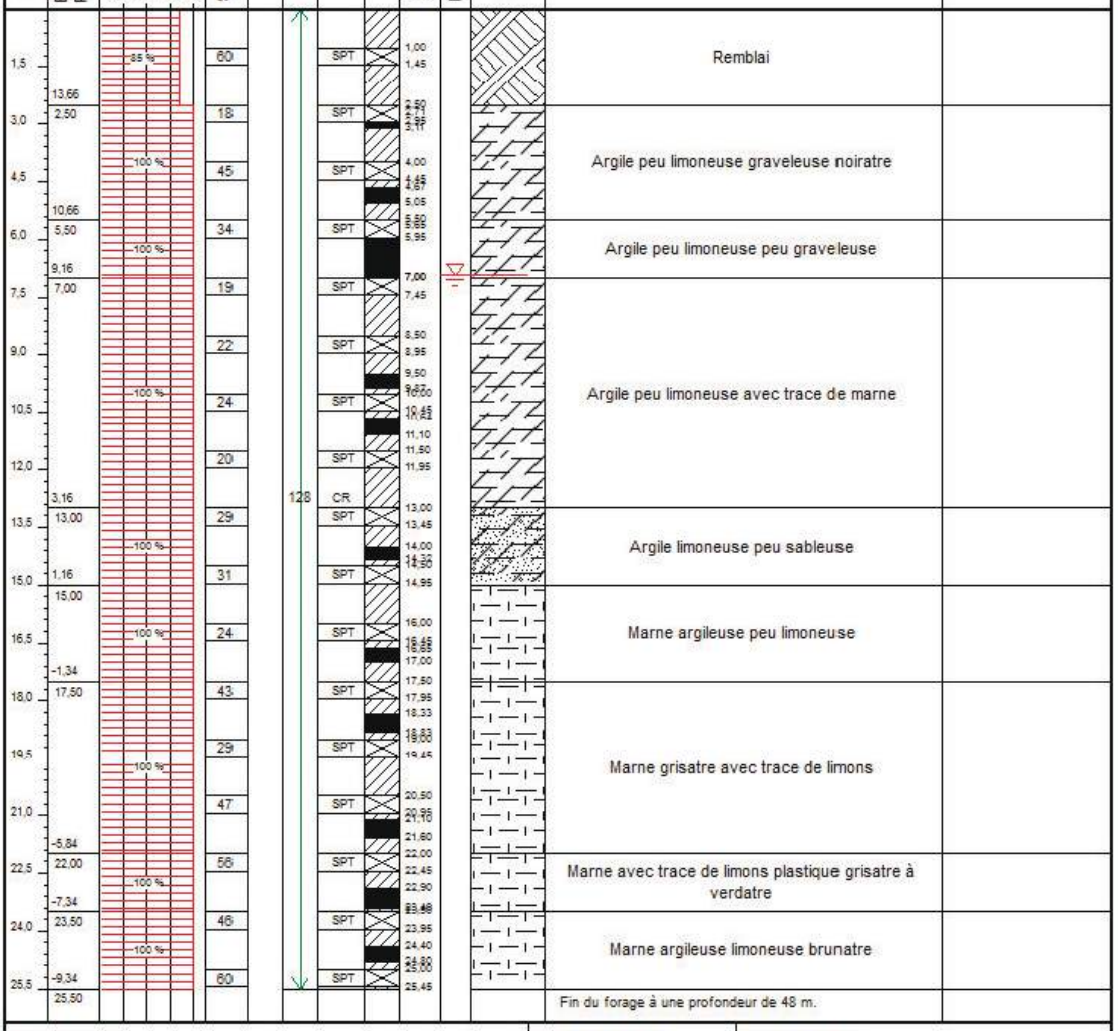
RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 89

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT — **Dossier N° :**

Endroit : Station Aeroport — **Client : COSIDER M28**

Date début : 07-07-2015 Date fin : 23-07-2015 Profondeur forée (m) : 48 Niveau d'eau (m) : 6,90	Coordonnées GPS: X : 518139.639 Y : 4061754.259 Z : 16.156	Boue de forage : EAU CLAIRE Type forage : CAROTTE Foreuse : SM 8G	Etat des échantillons : Intact / Remanié / Paraffiné / Roche



REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
RC : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M	Vérifié par :	10/08/2015	Page : 1 de 2

ANNEXE D

cosider Travaux Publics كوسيدار

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 89

Projet : METRO D'ALGER TRONCON EL HARRACHE AEROPORT — **Dossier N° :**

Endroit : Station Aeroport — **Client : COSIDER M28**

Date début : 07-07-2015
Date fin : 23-07-2015
Profondeur forée (m) : 48
Niveau d'eau (m) : 6,90

Coordonnées GPS:
X : 518139.639
Y : 4061754.259
Z : 16.156

Boue de forage : EAU CLAIRE
Type forage : CAROTTE
Foreuse : SM 8G

Etat des échantillons : Intact / Remanié / Paraffiné / Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symbo es	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
27,0	-10,34 / 26,50	100 %	54		128	SPT		26,50 / 26,95			Marne argileuse limoneuse brunatre	
28,5	-11,84 / 28,00	100 %	60			SPT		28,00 / 28,45			Argile limoneuse peu sableuse peu graveleuse	
30,0	-14,84 / 31,00	96 %	60			SPT		29,50 / 29,95			Sable argileuse peu graveleuse	
31,5	-16,34 / 32,50	100 %	21			SPT		31,00 / 31,45			Sable argileux brunatre	
33,0			52			SPT		32,50 / 32,95			grés broyé fissuré sous forme de gravier jaunatre	
34,5		65 %	37			SPT		34,00 / 34,45				
36,0	-20,84 / 37,00		60			SPT		35,50 / 35,95				
37,5	-22,34 / 39,00	75 %	48			CR / SPT		37,00 / 37,45			Argile limoneuse sableuse peu graveleuse jaunatre à marron foncé	
39,0	-23,84 / 40,00	75 % / 96 %	46			SPT		38,50 / 38,95			Sable peu limoneux jaunatre	
40,5	-25,34 / 41,50	86 %	60			SPT		40,00 / 40,45			Marne sableuse compacte grisatre	
42,0	-26,84 / 43,00	60 %	60			SPT		41,50 / 41,95			Sable avec trace de limons et trace d'argile jaunatre	
43,5	-28,34 / 44,50	65 %	60			SPT		43,00 / 43,45			Argile sableuse graveleuse grisatre	
45,0	-29,84 / 46,00	80 %	120			SPT		44,50 / 44,95			Sable peu argileux graveleux marron claire	
46,5	-30,84 / 47,00	70 %				SPT		46,00 / 46,45			Sable avec trace de limons et trace d'argile jaunatre	
48,0	-31,84 / 48,00	90 %	42			SPT		47,50 / 47,95			Sable moyen jaunatre	
49,5											Marne sableuse de consistance compacte grisatre	
51,0											Fin du forage à une profondeur de 48 m.	

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inferieur à 45cm

* le niveau d'eau est la dernière lecture d'eau dans le sondag

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Mr BENDIMA.M | Vérifié par : | 10/08/2015 | Page : 2 de 2

ANNEXE D

SC89

Caisse 01



SC89

Caisse 06



Caisse 02



Caisse 07



SC89

Caisse 04



SC89

Caisse 08



Caisse 05

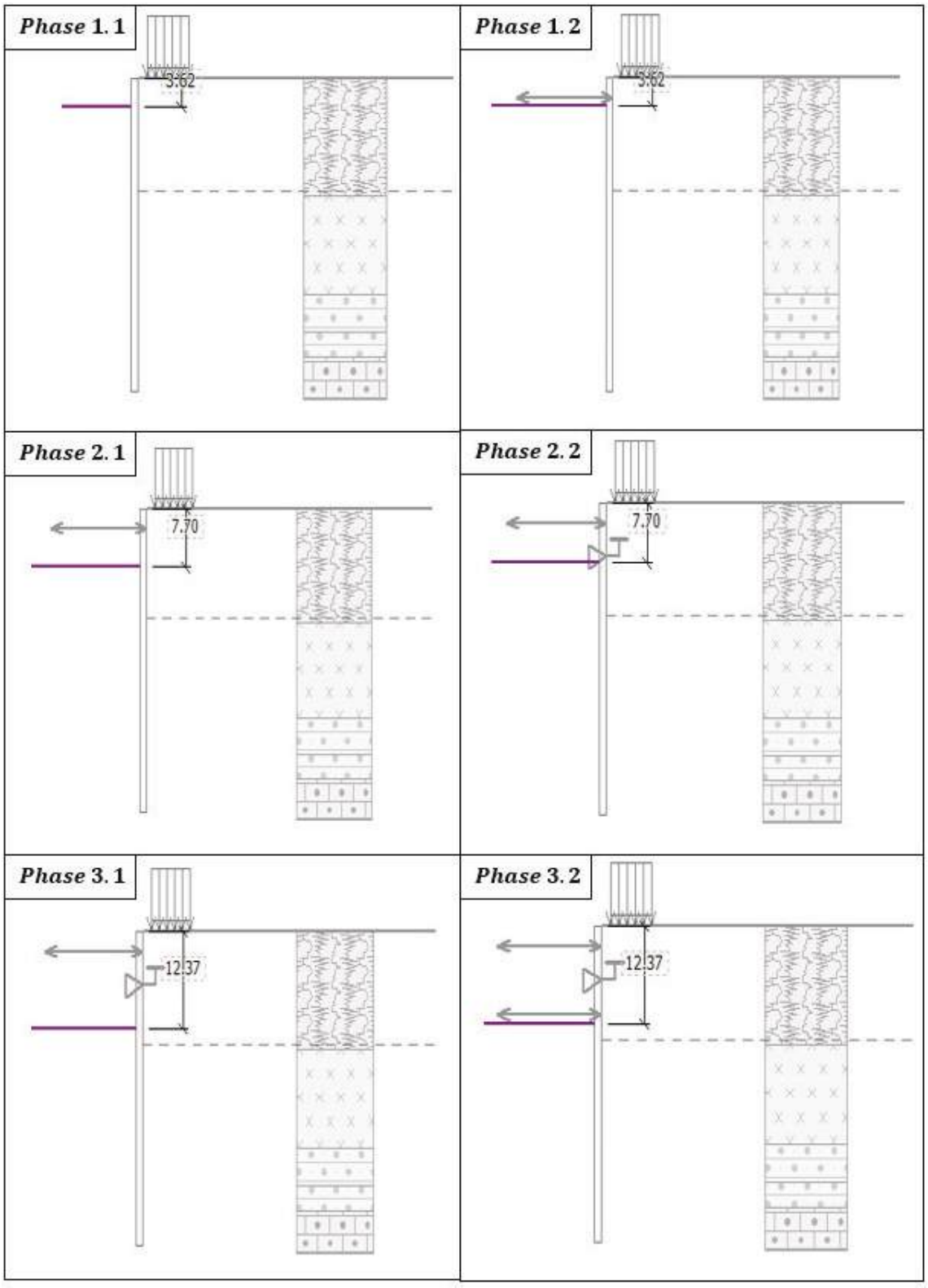


Caisse 09

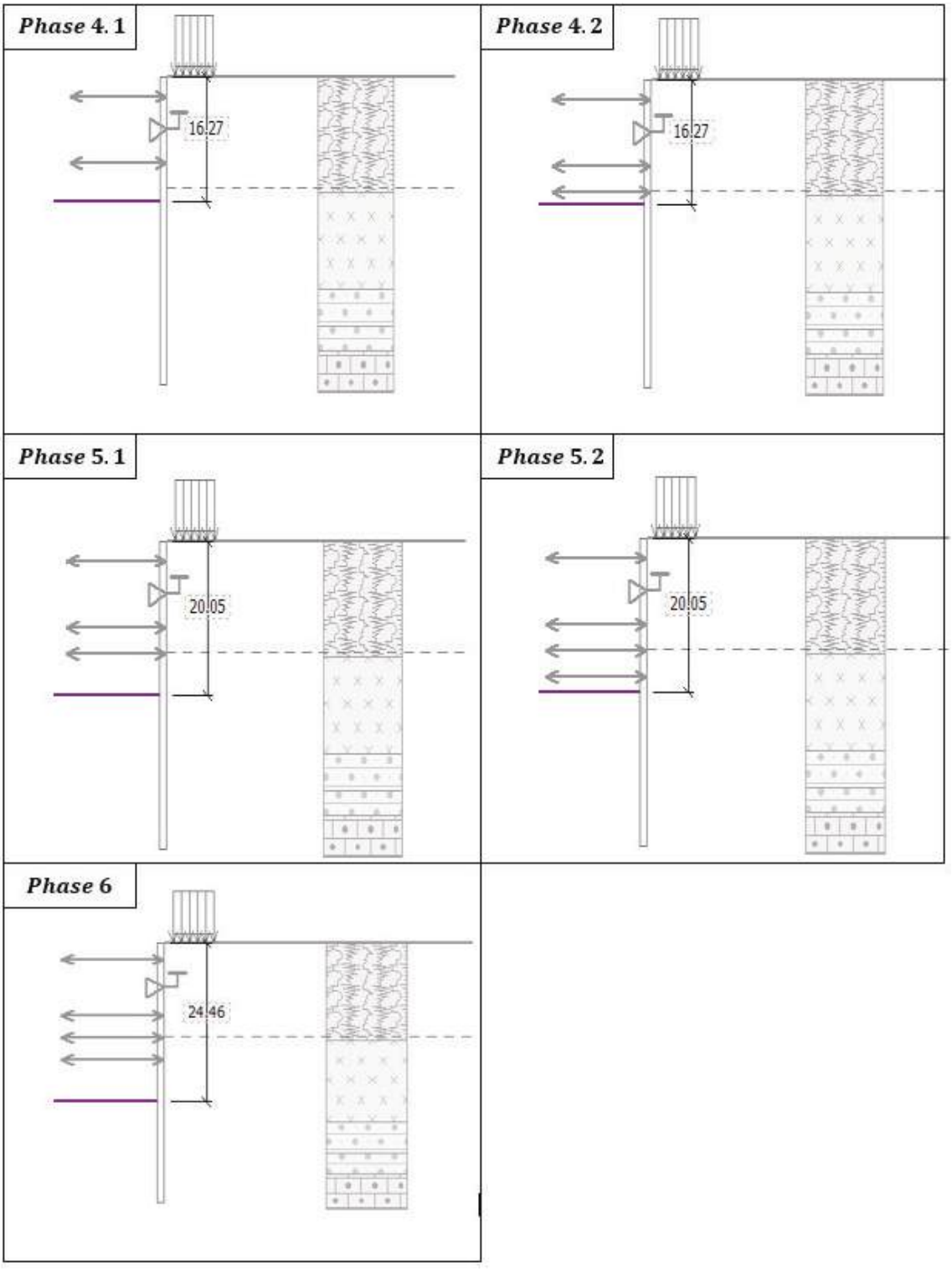


ANNEXE E

Partie 1 : Les phases d'excavation du corps principal de la station.



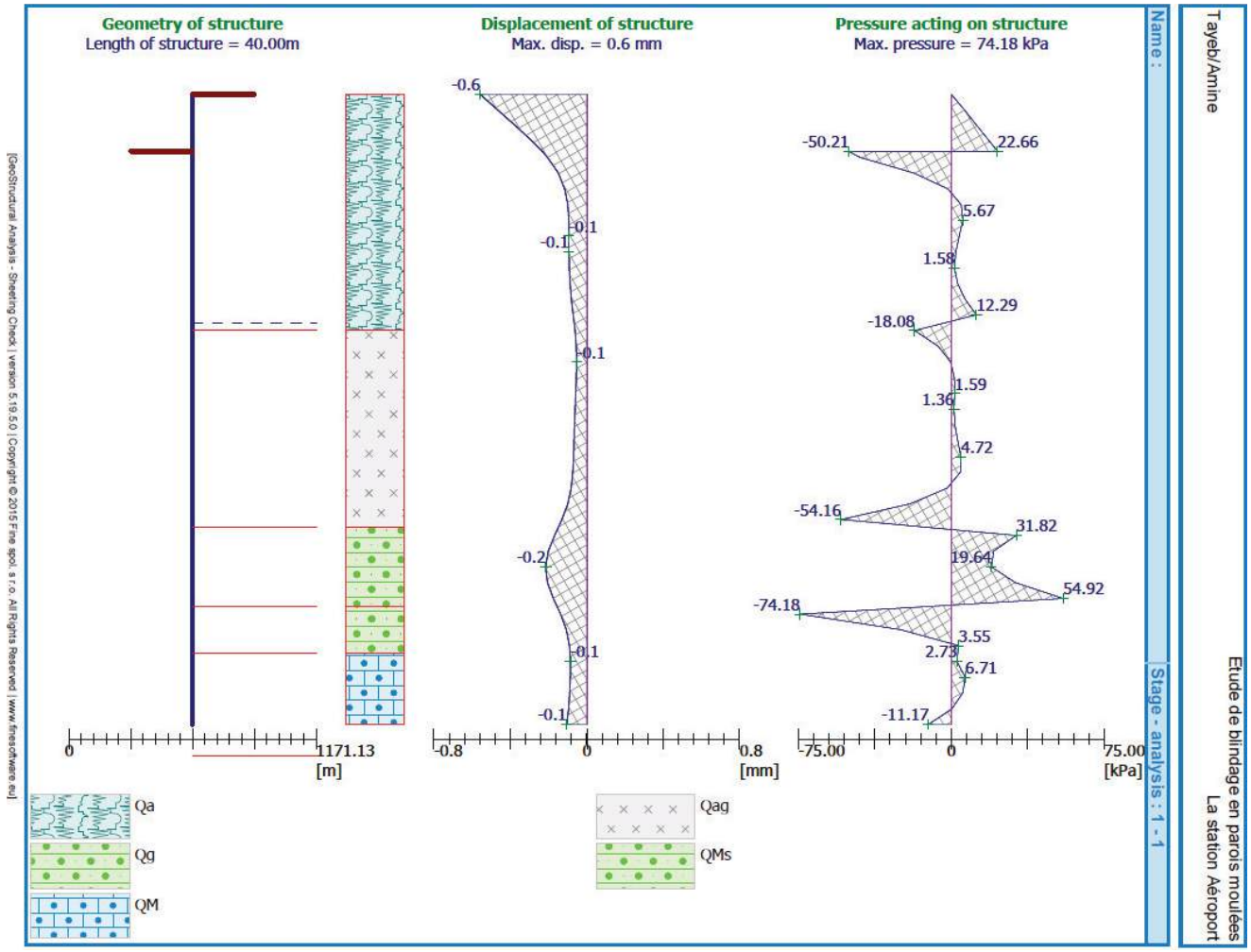
ANNEXE E


Phase 4.1
16.27
Phase 4.2
16.27
Phase 5.1
20.05
Phase 5.2
20.05
Phase 6
24.46

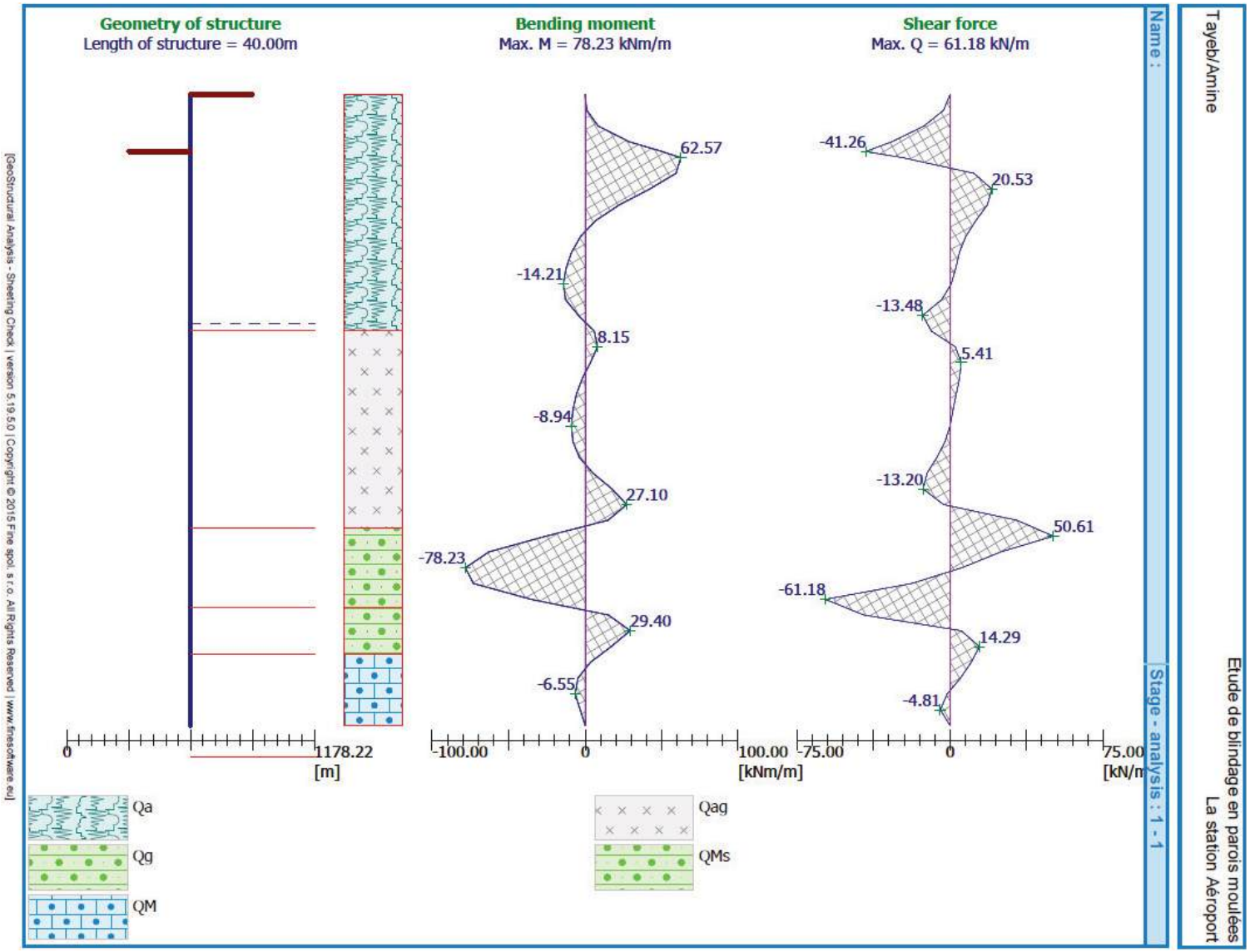
ANNEXE E

Partie 2 : Modélisation des phases de la réalisation du corps principale de la station Aéroport avec logiciel GEO5

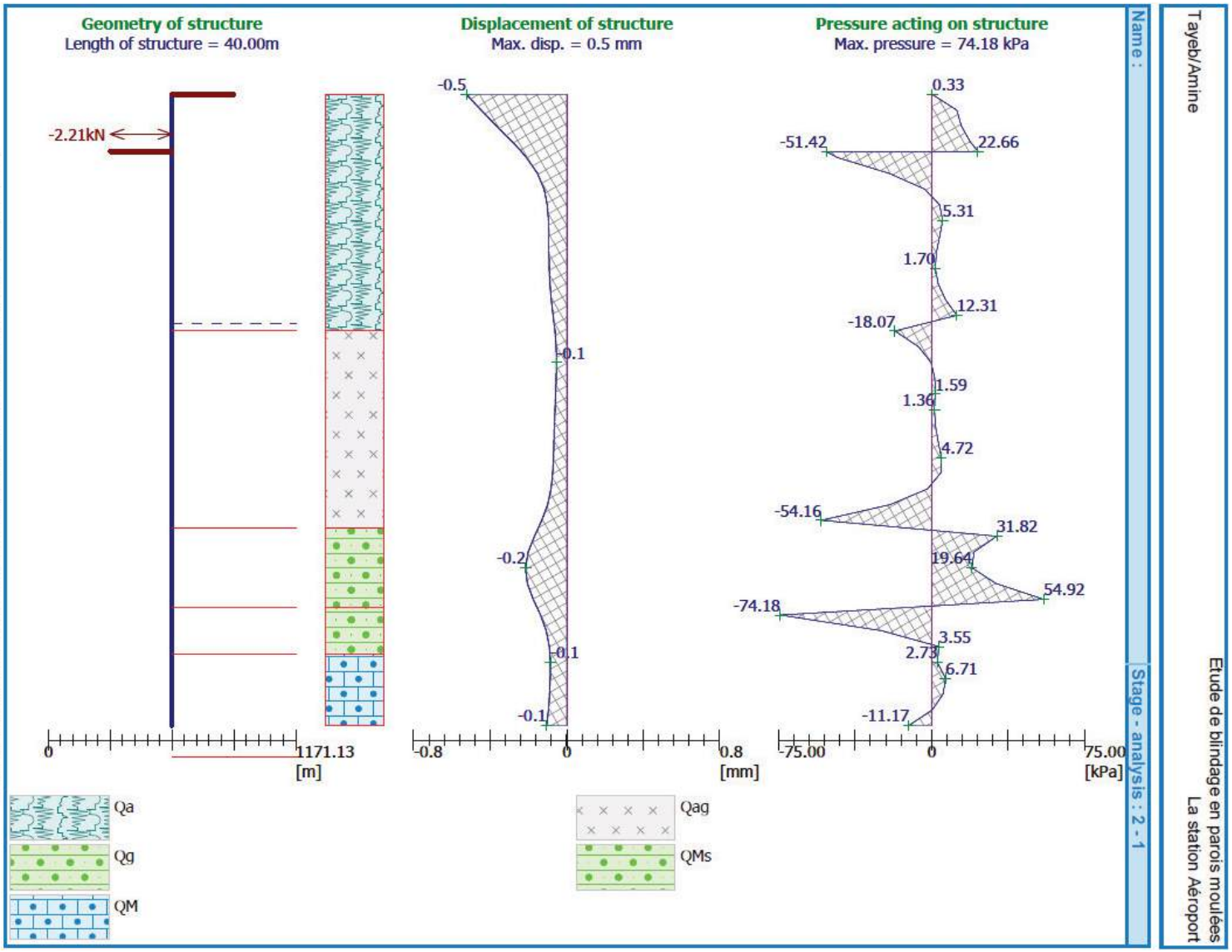
- **Les efforts internes et les déplacements à l'ELU dans le cas statique.**



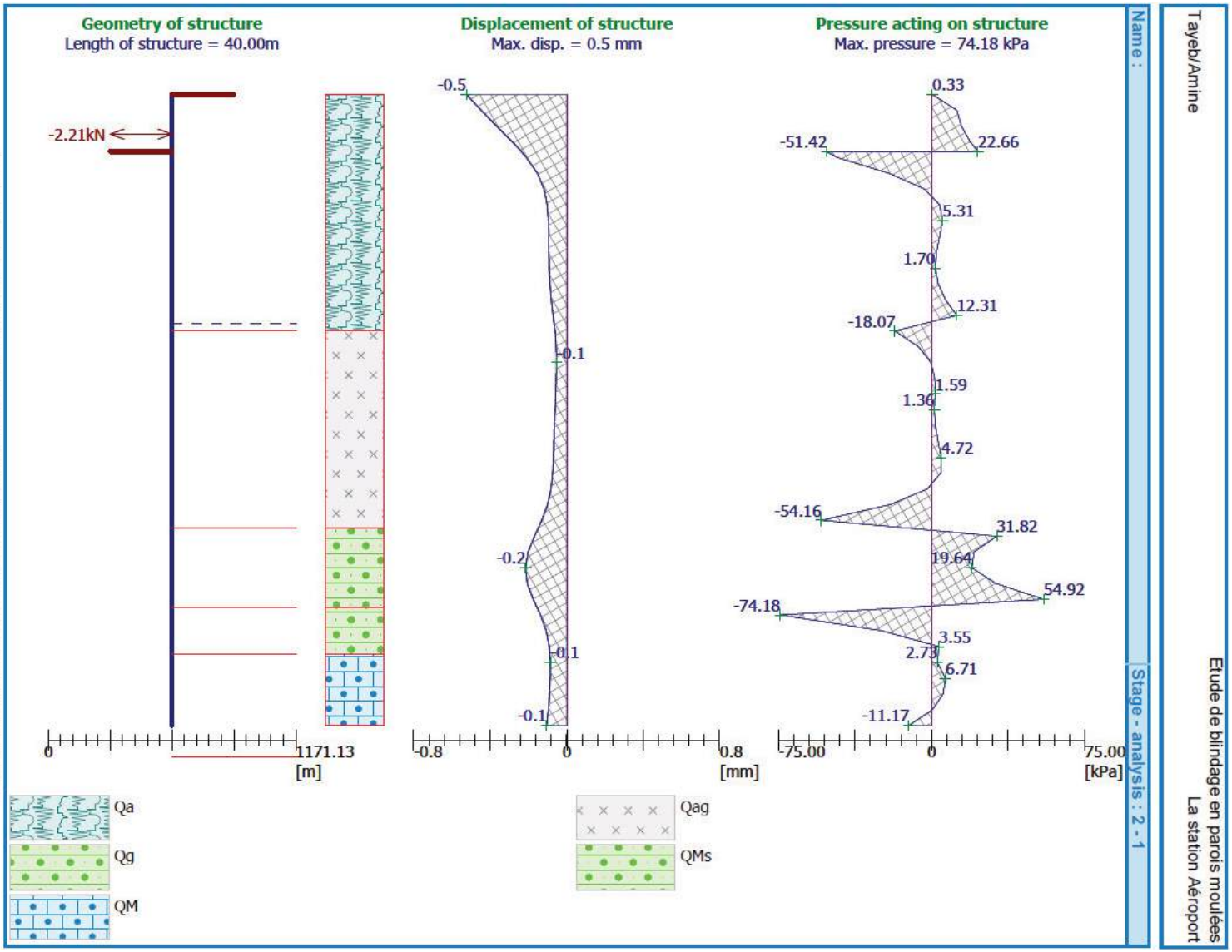
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
Bending moment
Max. M = 78.23 kNm/m
Shear force
Max. Q = 61.18 kN/m
62.57
-14.21
8.15
-8.94
27.10
-78.23
29.40
-6.55
-41.26
20.53
-13.48
5.41
-13.20
50.61
-61.18
14.29
-4.81
0
1178.22
[m]
-100.00
0
100.00
[kNm/m]
-75.00
0
75.00
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 1 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

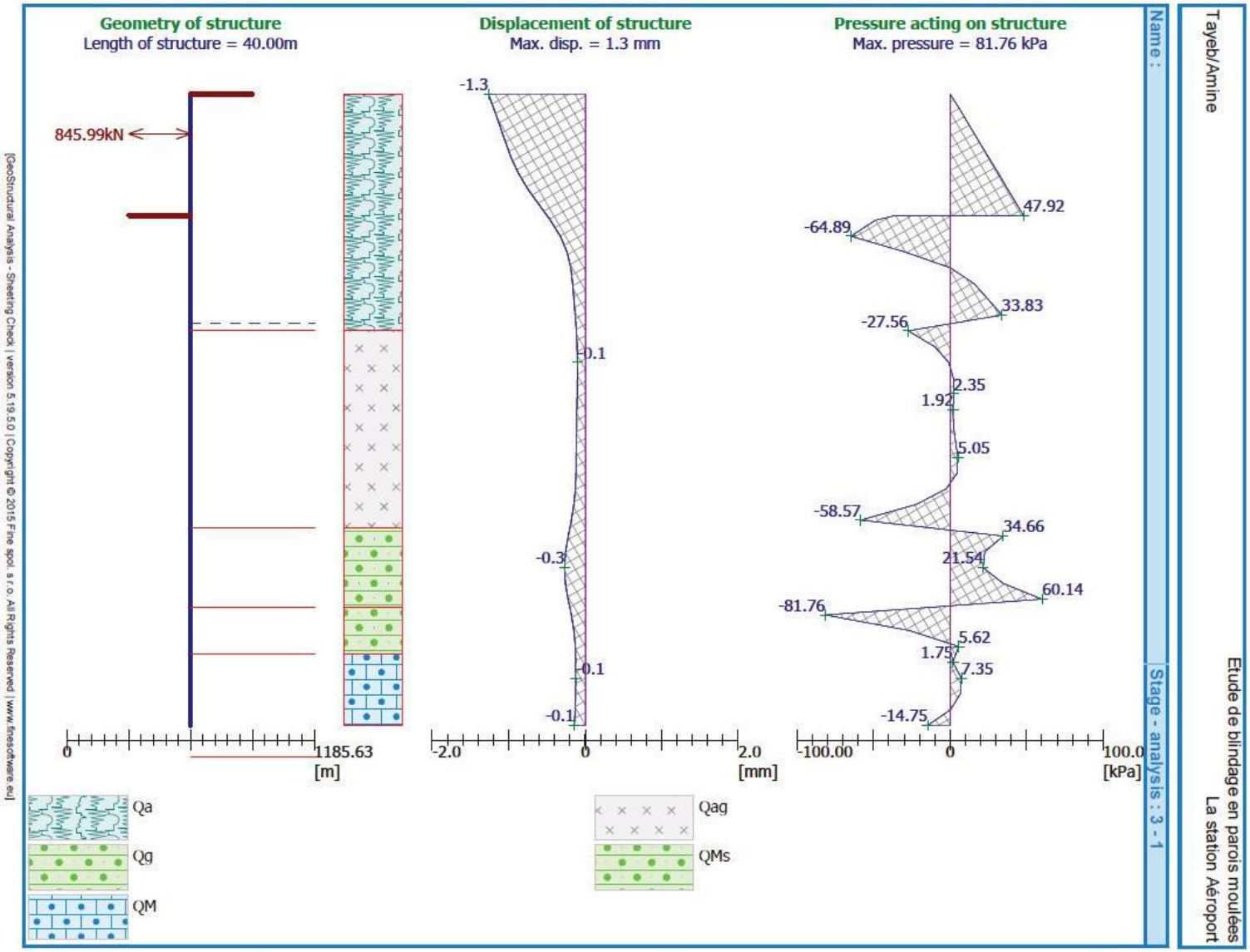
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
-2.21kN
0
1171.13
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 0.5 mm
-0.5
-0.1
-0.2
-0.1
-0.1
-0.8
0
0.8
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 74.18 kPa
0.33
-51.42
22.66
5.31
1.70
12.31
-18.07
1.59
1.36
4.72
-54.16
31.82
19.64
54.92
-74.18
3.55
2.73
6.71
-11.17
-75.00
0
75.00
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 2 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

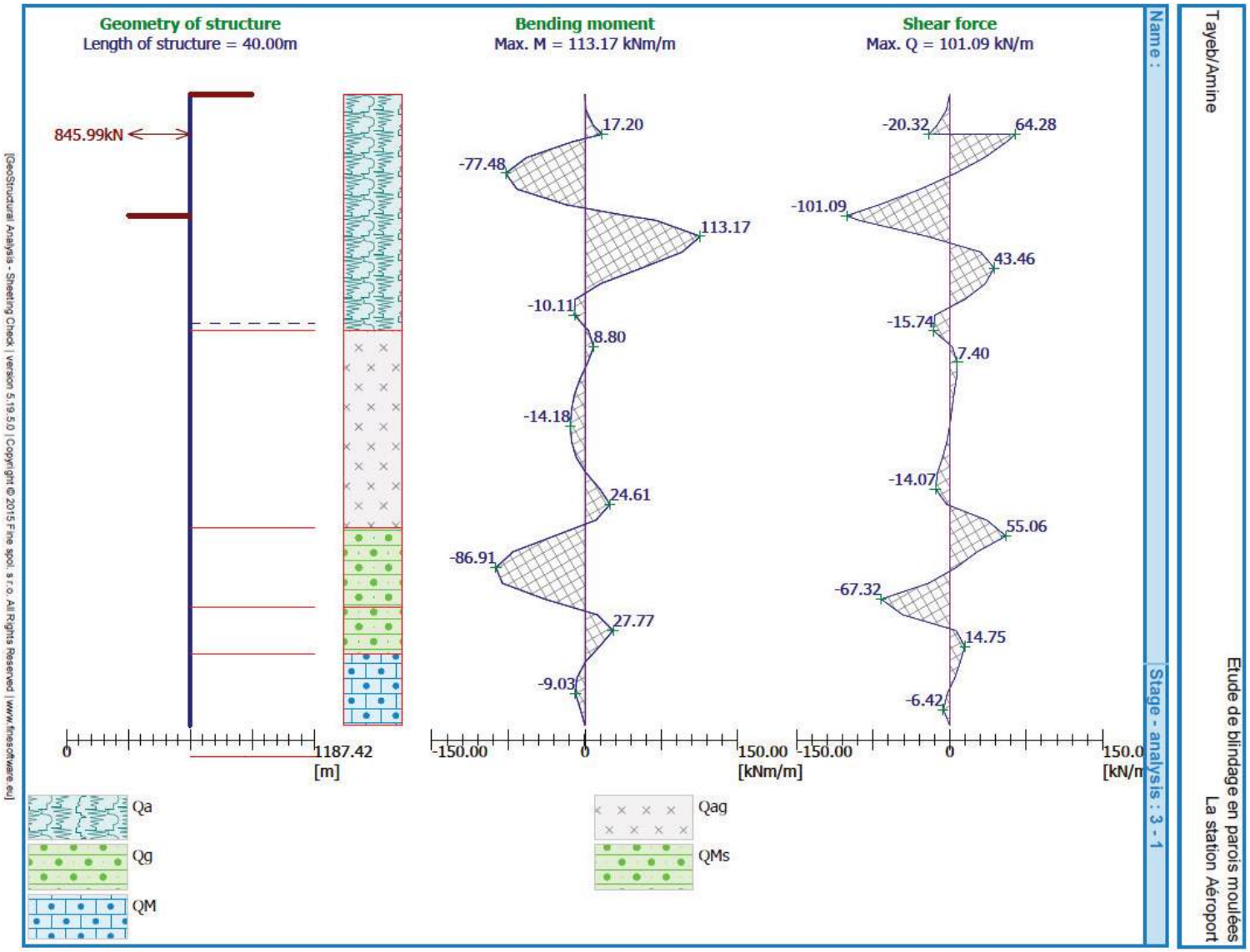
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
-2.21kN
0
1171.13
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 0.5 mm
-0.5
-0.1
-0.2
-0.1
-0.1
-0.8
0
0.8
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 74.18 kPa
0.33
-51.42
22.66
5.31
1.70
12.31
-18.07
1.59
1.36
4.72
-54.16
31.82
19.64
54.92
-74.18
3.55
2.73
6.71
-11.17
-75.00
0
75.00
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 2 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

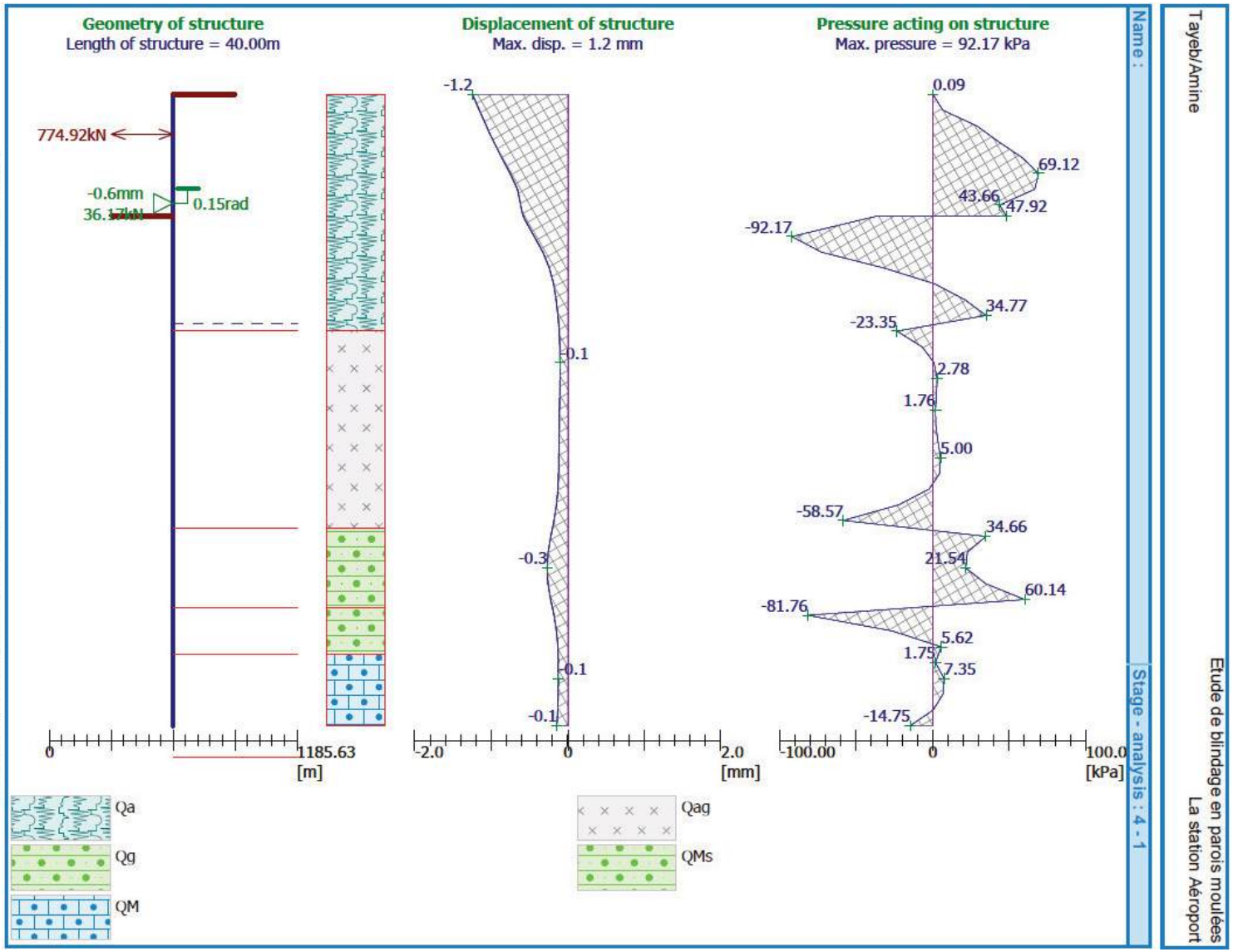
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
845.99kN
0
1185.63
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 1.3 mm
-1.3
-0.1
-0.3
-0.1
-0.1
-2.0
0
2.0
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 81.76 kPa
47.92
-64.89
33.83
-27.56
2.35
1.92
5.05
-58.57
34.66
21.54
60.14
-81.76
5.62
1.75
7.35
-14.75
-100.00
0
100.0
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 3 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

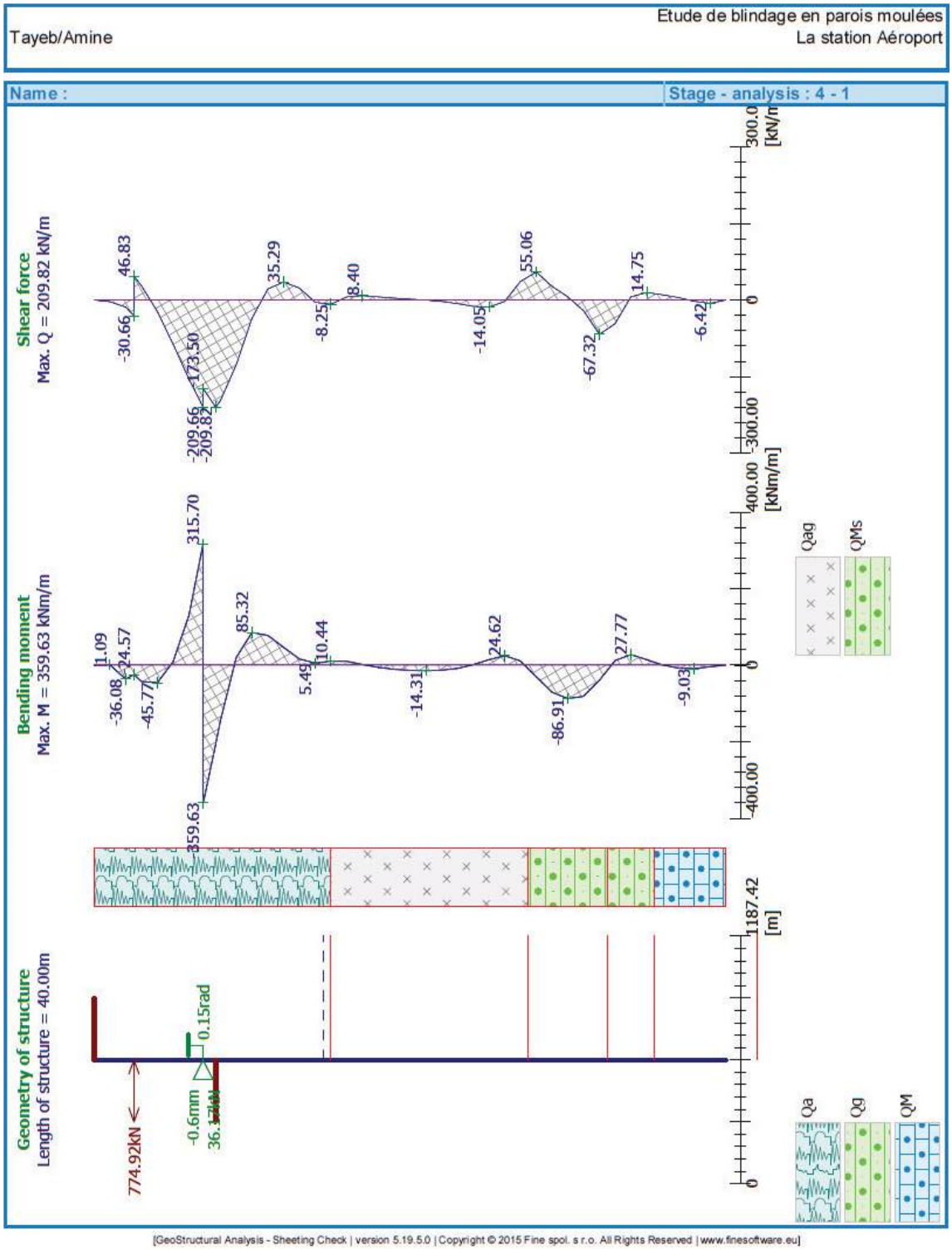
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
Bending moment
Max. M = 113.17 kNm/m
Shear force
Max. Q = 101.09 kN/m
845.99kN
17.20
-77.48
113.17
-10.11
8.80
-14.18
24.61
-86.91
27.77
-9.03
-20.32
64.28
-101.09
43.46
-15.74
7.40
-14.07
55.06
-67.32
14.75
-6.42
0
1187.42
[m]
-150.00
0
150.00
[kNm/m]
-150.00
0
150.0
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 3 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0] | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

ANNEXE E

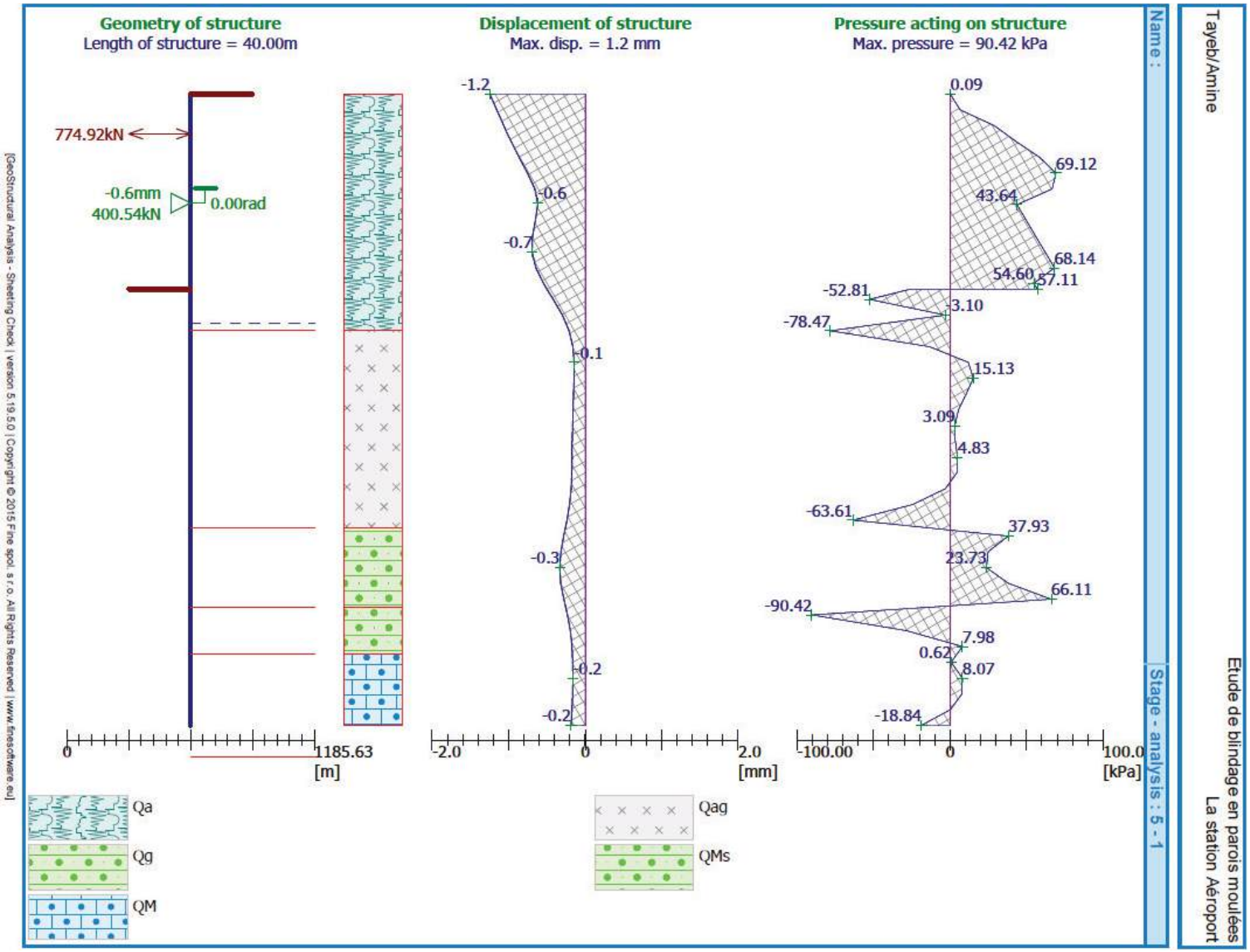

Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.92kN
-0.6mm
0.15rad
0
1185.63
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 1.2 mm
-1.2
-0.1
-0.3
-0.1
-0.1
-2.0
0
2.0
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 92.17 kPa
0.09
69.12
43.66
47.92
-92.17
34.77
-23.35
2.78
1.76
5.00
-58.57
34.66
21.54
60.14
-81.76
5.62
1.75
7.35
-14.75
-100.00
0
100.0
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 4 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

ANNEXE E

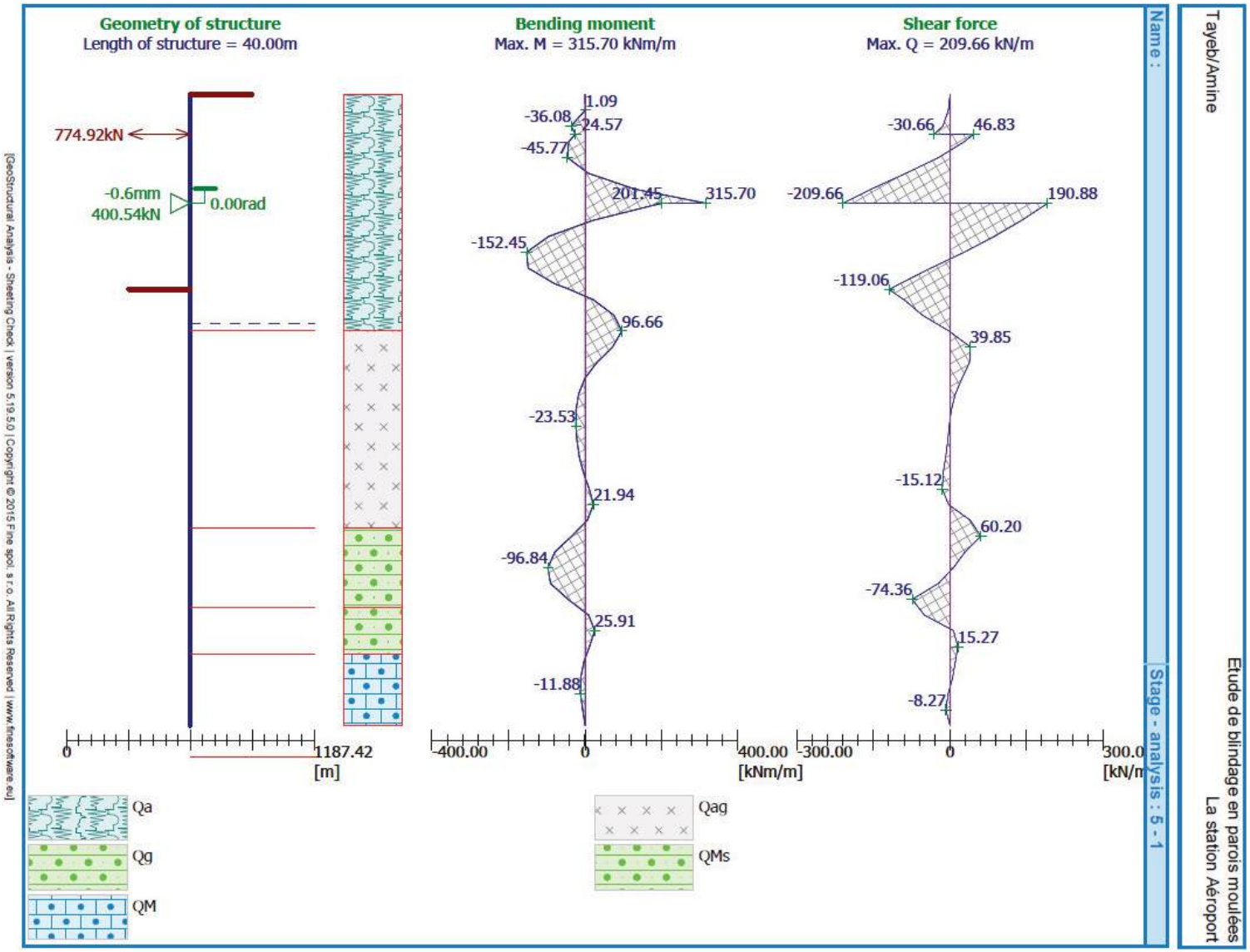


[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

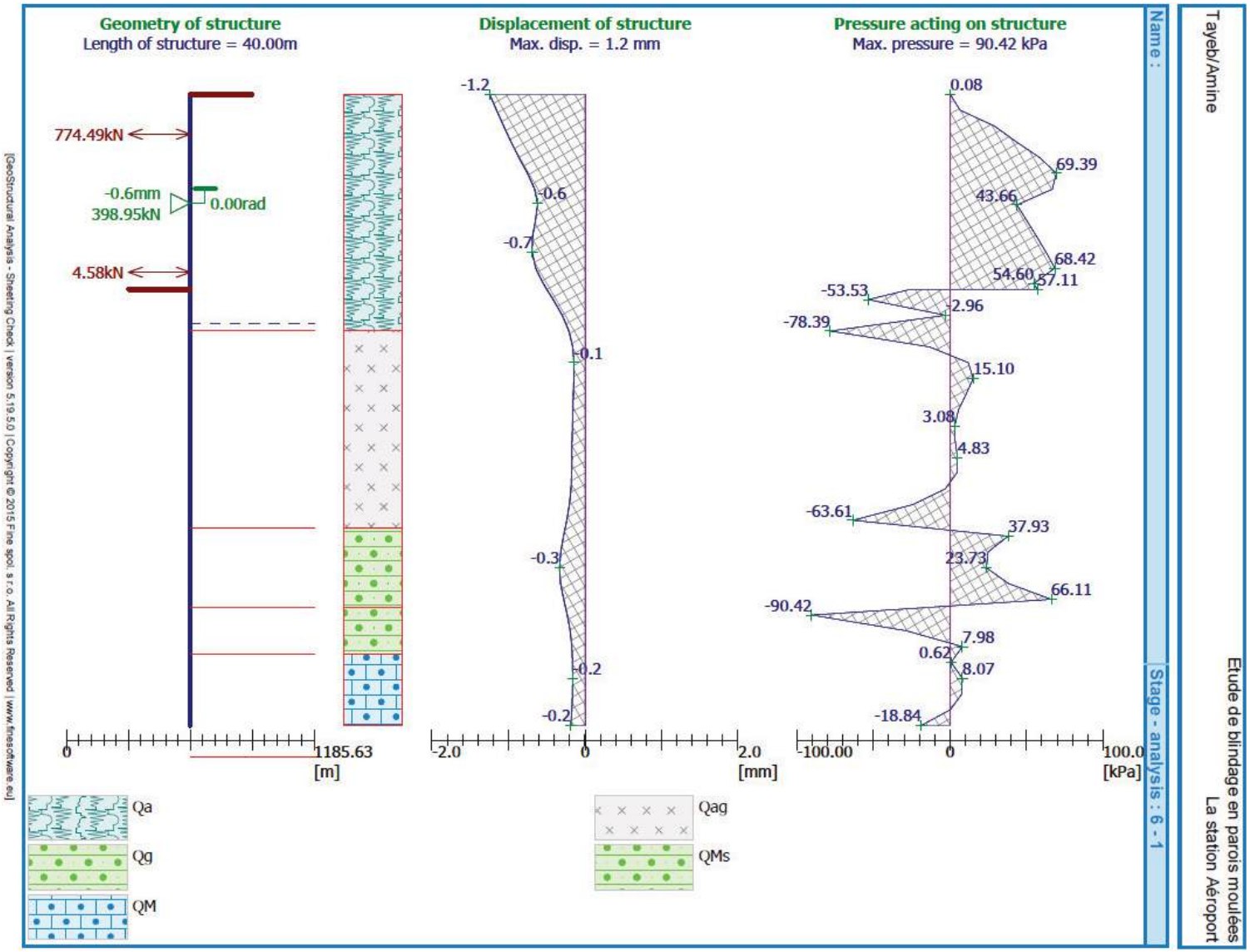
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.92kN
-0.6mm
400.54kN
0.00rad
0
1185.63
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 1.2 mm
-1.2
-0.6
-0.7
-0.1
-0.3
-0.2
-0.2
-2.0
0
2.0
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 90.42 kPa
0.09
69.12
43.64
68.14
54.60
57.11
-52.81
3.10
-78.47
15.13
3.09
4.83
-63.61
37.93
23.73
66.11
-90.42
7.98
0.62
8.07
-18.84
-100.00
0
100.0
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 5 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

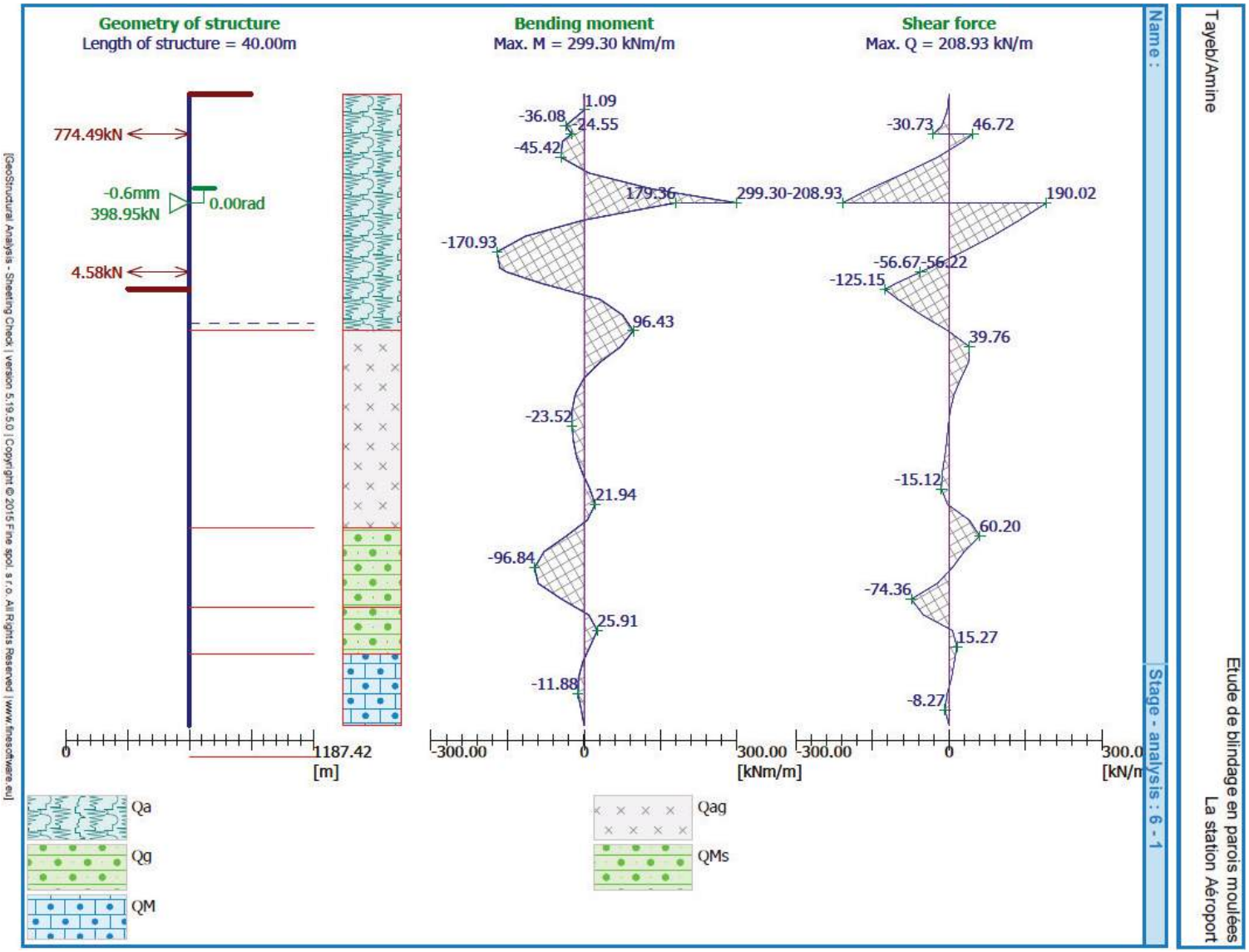
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.92kN
-0.6mm
400.54kN
0.00rad
0
1187.42
[m]
Bending moment
Max. M = 315.70 kNm/m
1.09
-36.08
24.57
-45.77
201.45
315.70
-152.45
96.66
-23.53
21.94
-96.84
25.91
-11.88
-400.00
0
400.00
[kNm/m]
Shear force
Max. Q = 209.66 kN/m
-30.66
46.83
-209.66
190.88
-119.06
39.85
-15.12
60.20
-74.36
15.27
-8.27
-300.00
0
300.0
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 5 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

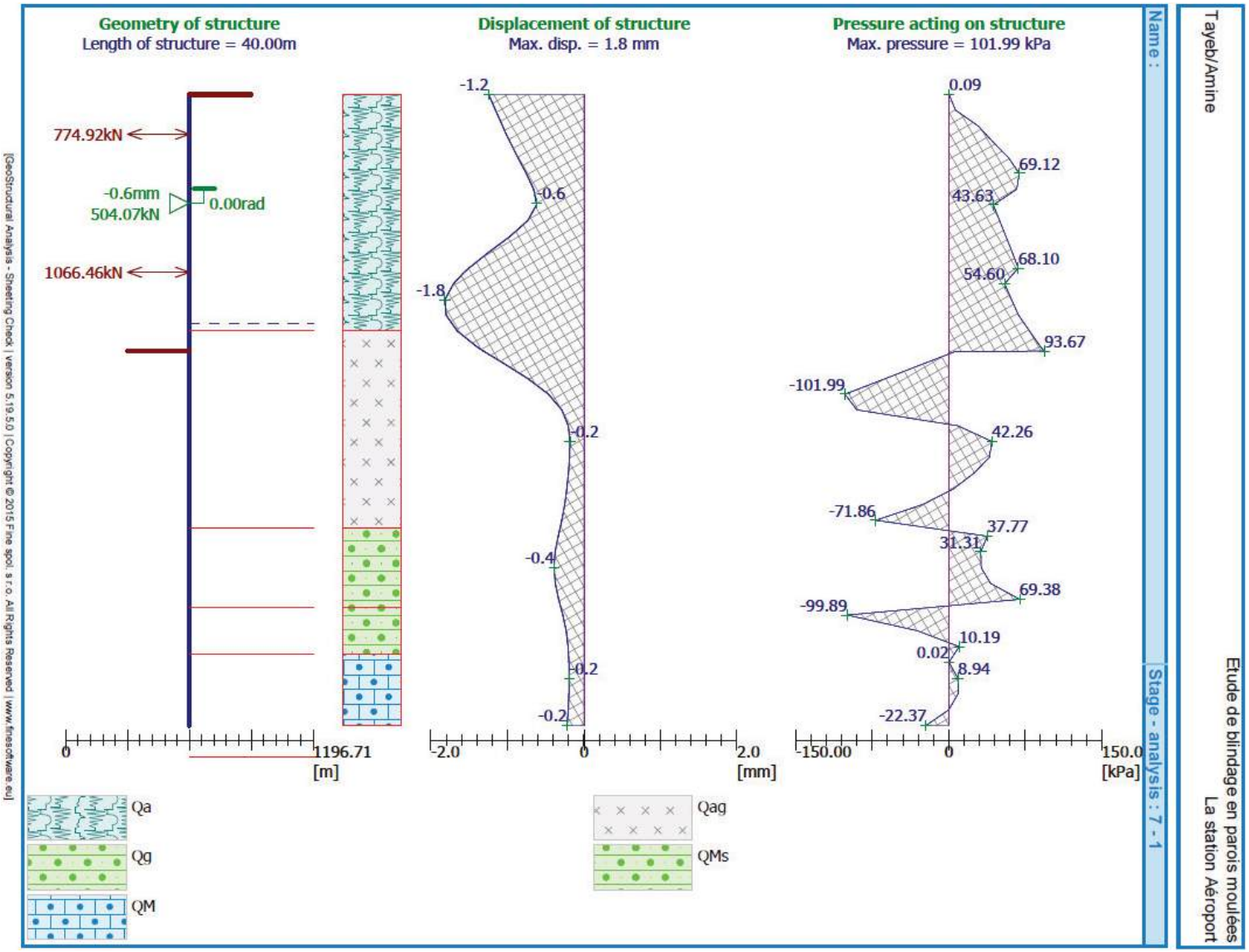
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.49kN
-0.6mm
398.95kN
0.00rad
4.58kN
0
1185.63
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 1.2 mm
-1.2
-0.6
-0.7
-0.1
-0.3
-0.2
-0.2
-2.0
0
2.0
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 90.42 kPa
0.08
69.39
43.66
68.42
54.60
57.11
-53.53
2.96
-78.39
15.10
3.08
4.83
-63.61
37.93
23.73
66.11
-90.42
7.98
0.62
8.07
-18.84
-100.00
0
100.0
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 6 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

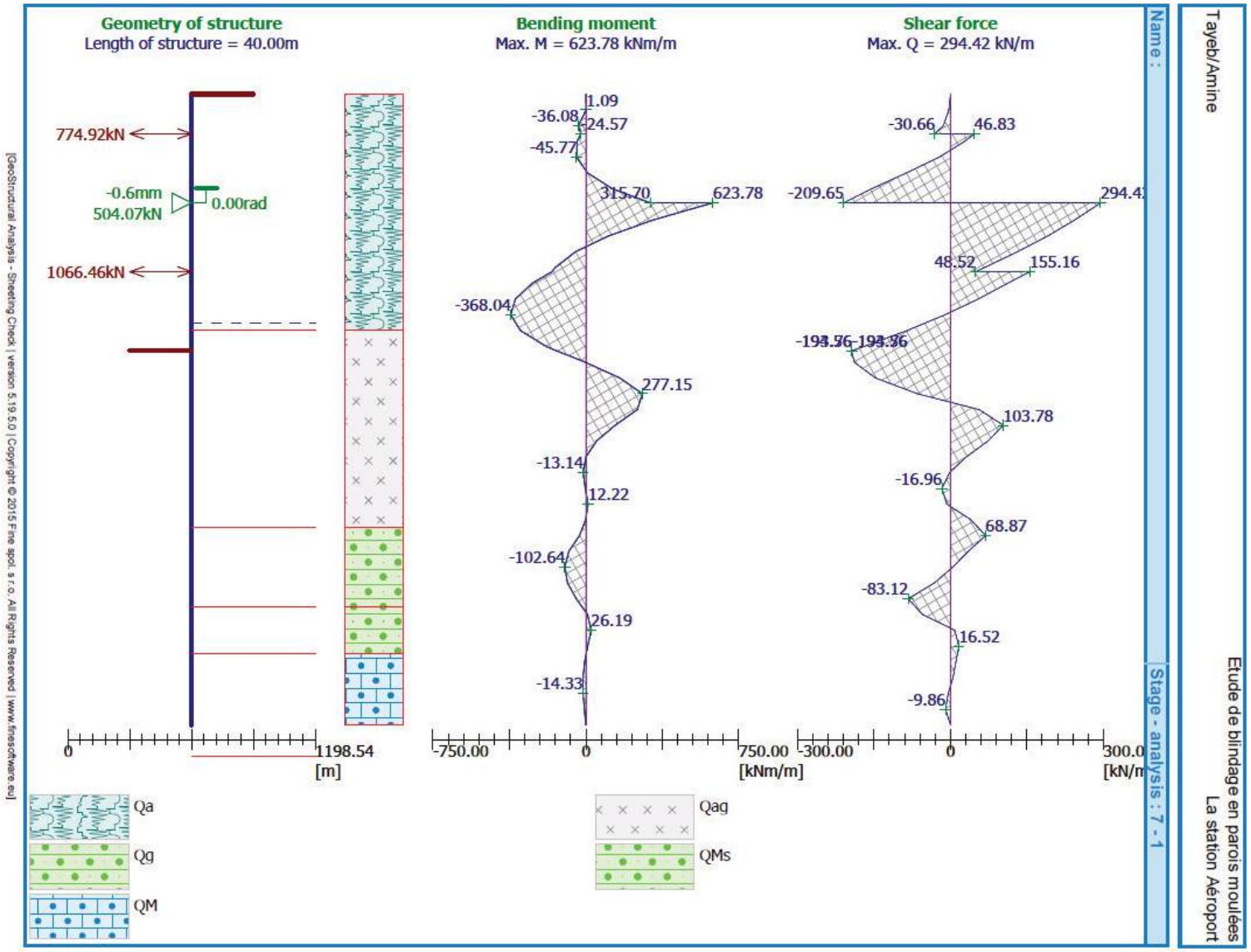
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.49kN
-0.6mm
398.95kN
0.00rad
4.58kN
0
1187.42
[m]
Bending moment
Max. M = 299.30 kNm/m
1.09
-36.08
24.55
-45.42
179.36
299.30
-208.93
-170.93
96.43
-23.52
21.94
-96.84
25.91
-11.88
-300.00
0
300.00
[kNm/m]
Shear force
Max. Q = 208.93 kN/m
-30.73
46.72
190.02
-56.67
-56.22
-125.15
39.76
-15.12
60.20
-74.36
15.27
-8.27
-300.00
0
300.0
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 6 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

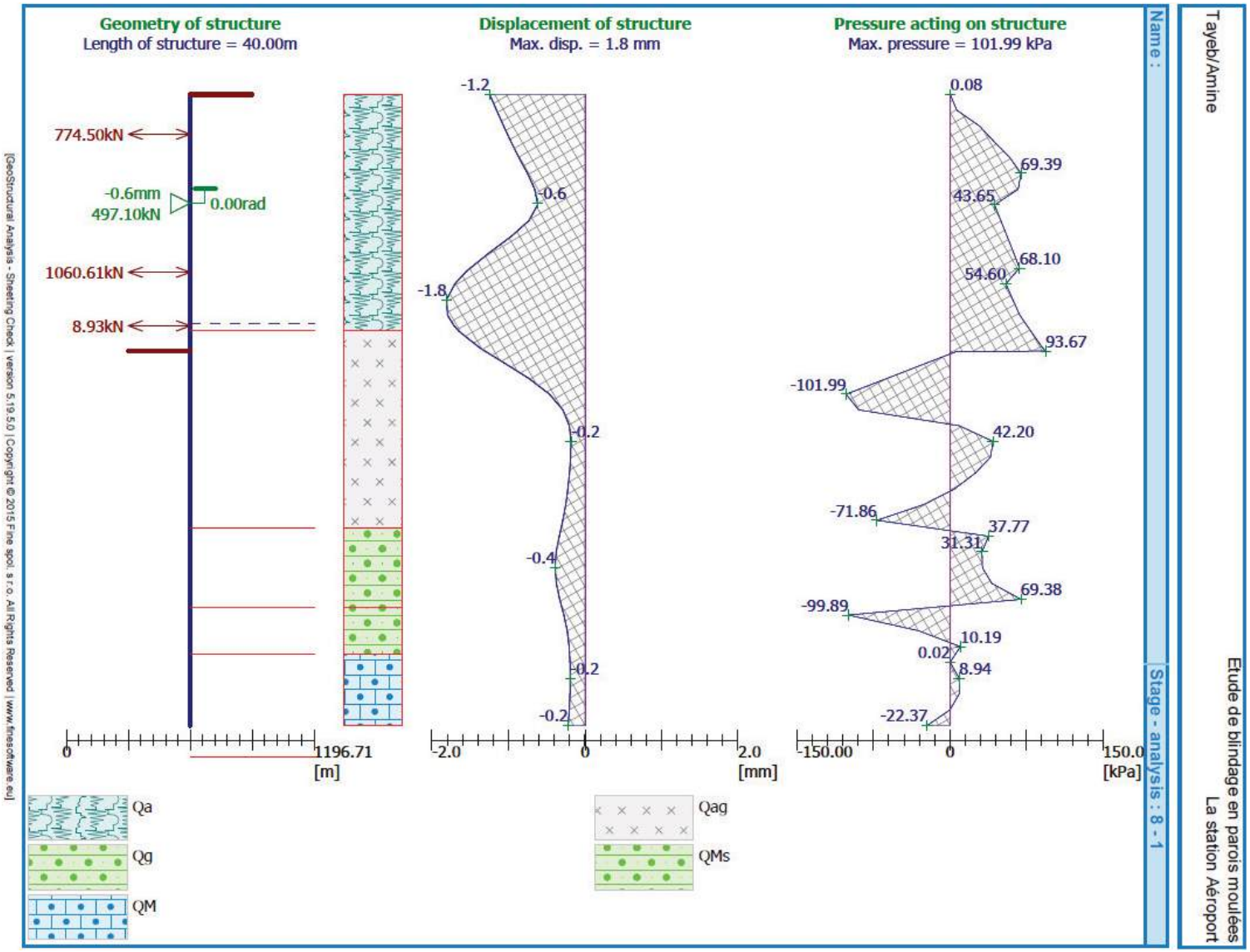
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.92kN
-0.6mm
504.07kN
0.00rad
1066.46kN
0
1196.71
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 1.8 mm
-1.2
-0.6
-1.8
-0.2
-0.4
-0.2
-0.2
-2.0
0
2.0
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 101.99 kPa
0.09
69.12
43.63
68.10
54.60
93.67
-101.99
42.26
-71.86
37.77
31.31
69.38
-99.89
10.19
0.02
8.94
-22.37
-150.00
0
150.0
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 7 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

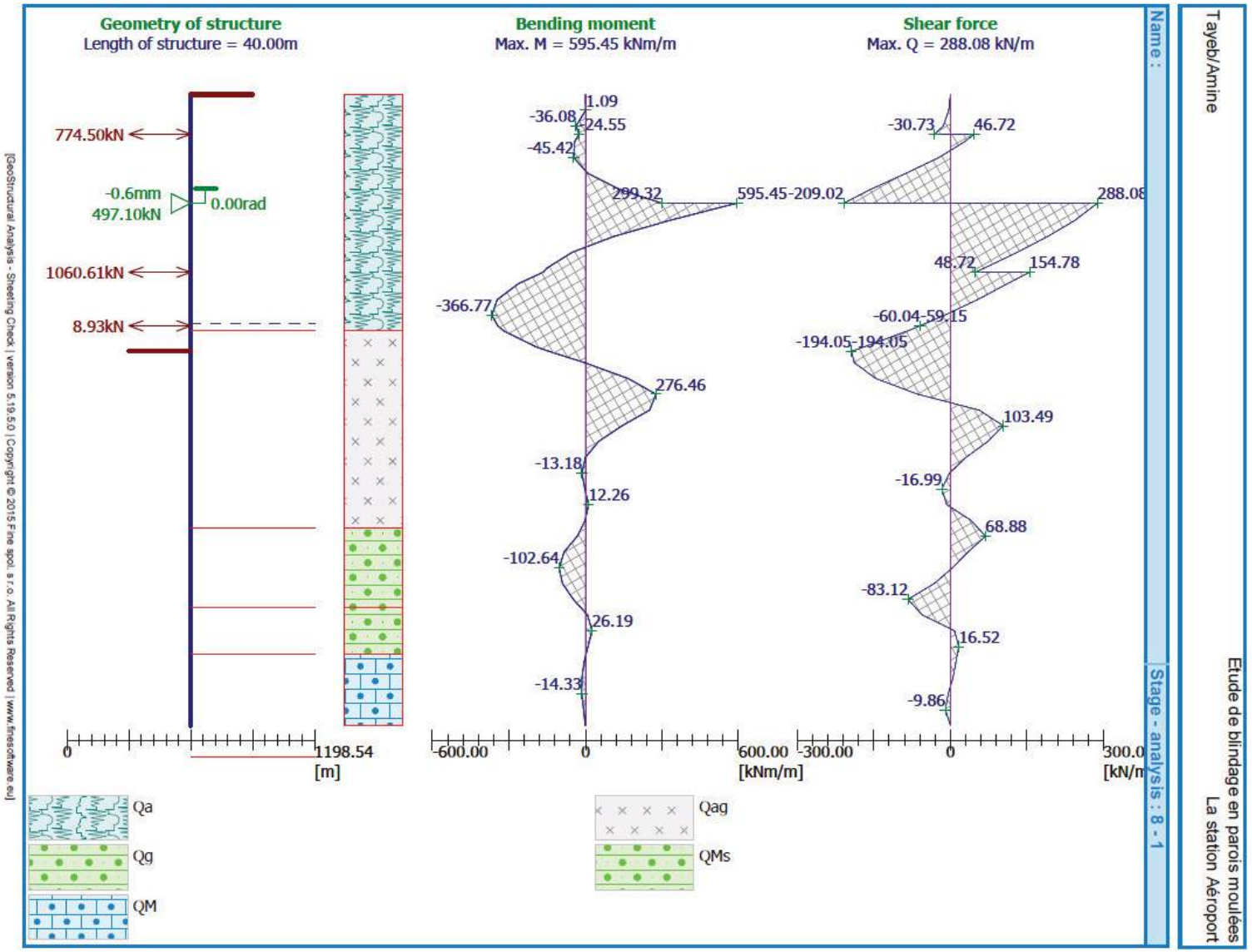
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.92kN
-0.6mm
504.07kN
0.00rad
1066.46kN
0
1198.54
[m]
Bending moment
Max. M = 623.78 kNm/m
1.09
-36.08
24.57
-45.77
315.70
623.78
-368.04
277.15
-13.14
12.22
-102.64
26.19
-14.33
-750.00
0
750.00
[kNm/m]
Shear force
Max. Q = 294.42 kN/m
-30.66
46.83
-209.65
294.42
48.52
155.16
-193.76
-193.96
103.78
-16.96
68.87
-83.12
16.52
-9.86
-300.00
0
300.0
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 7 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

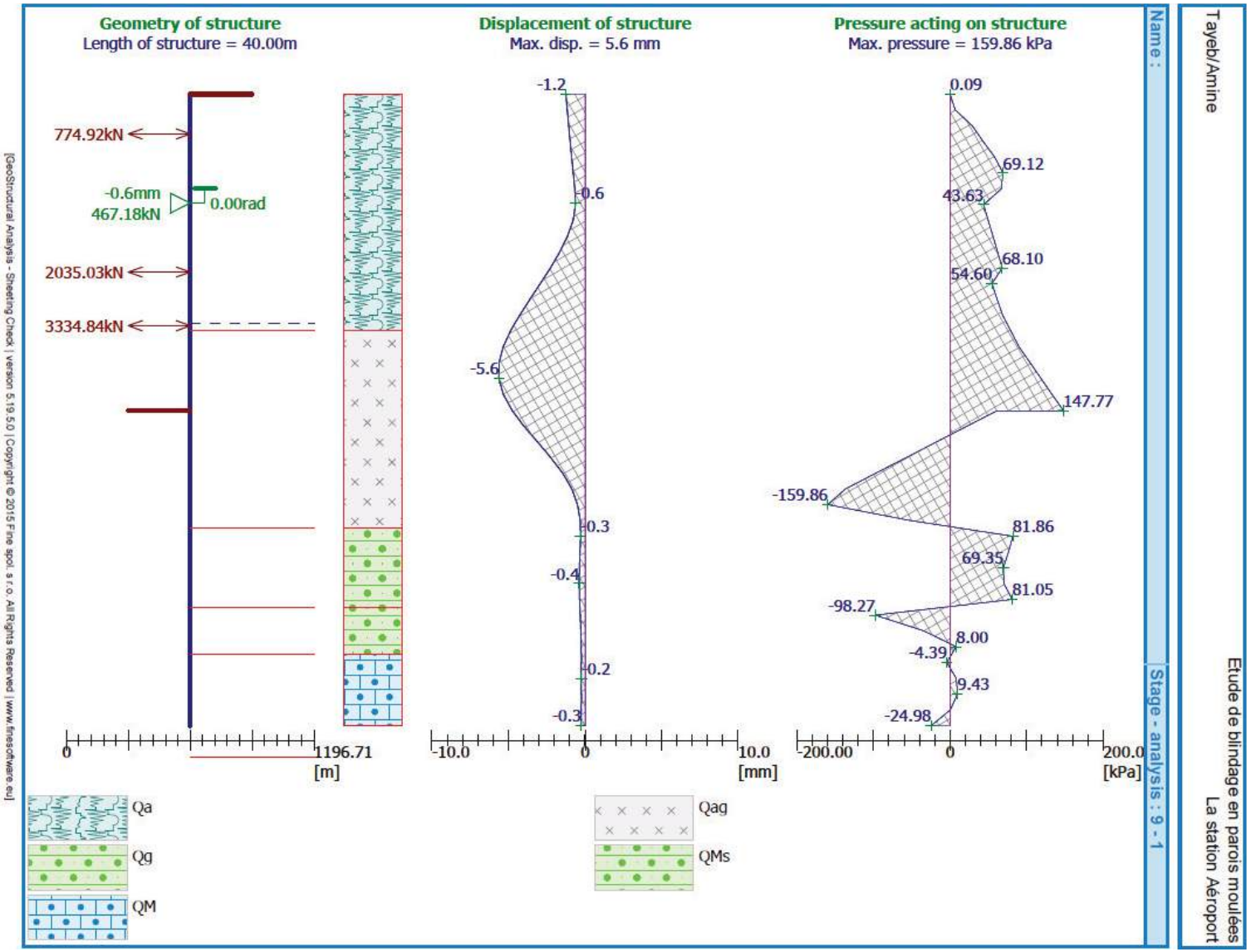
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.50kN
-0.6mm
497.10kN
0.00rad
1060.61kN
8.93kN
0
1196.71
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 1.8 mm
-1.2
-0.6
-1.8
-0.2
-0.4
-0.2
-0.2
-2.0
0
2.0
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 101.99 kPa
0.08
69.39
43.65
68.10
54.60
93.67
-101.99
42.20
-71.86
37.77
31.31
69.38
-99.89
10.19
0.02
8.94
-22.37
-150.00
0
150.0
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 8 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

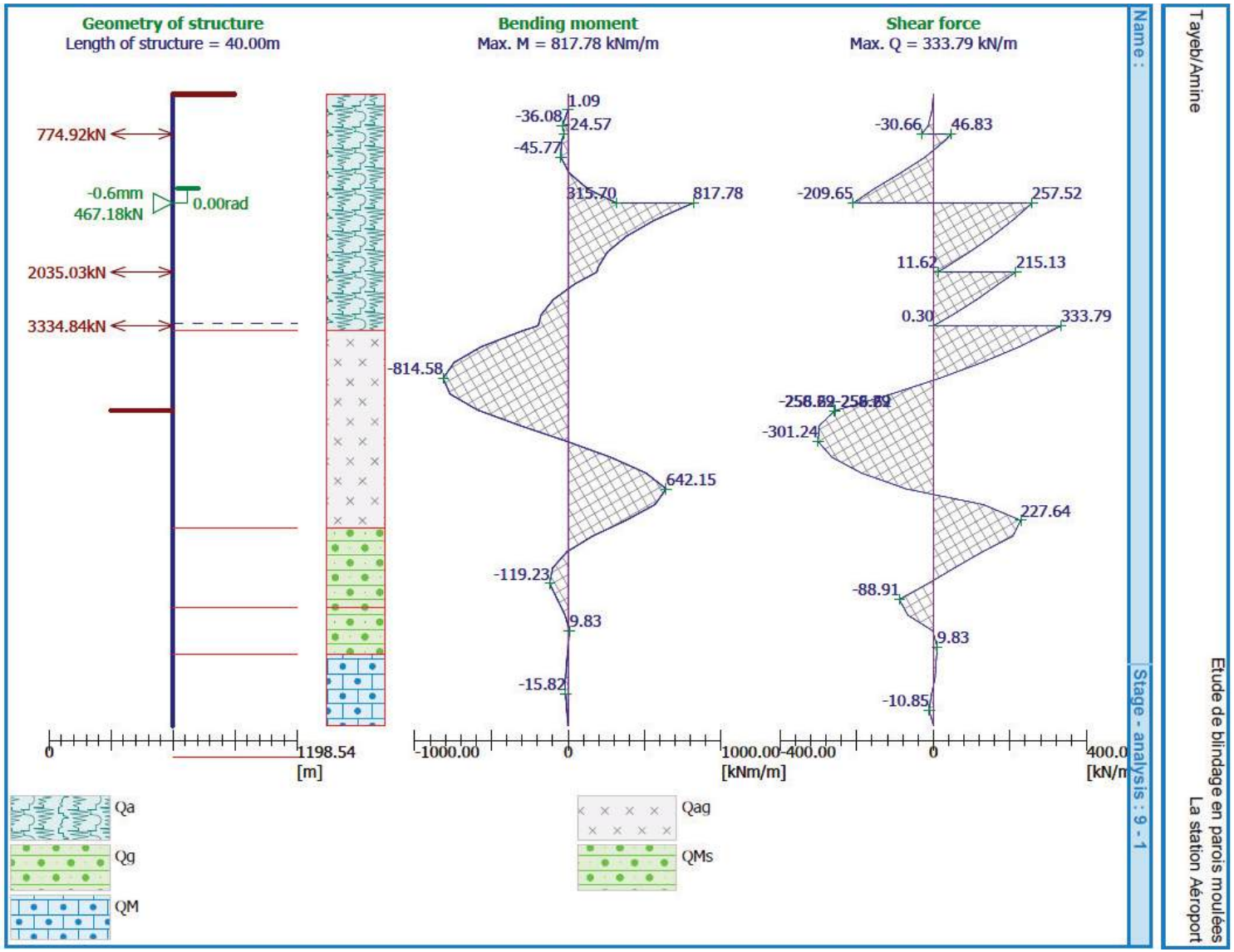
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
Bending moment
Max. M = 595.45 kNm/m
Shear force
Max. Q = 288.08 kN/m
774.50kN
-0.6mm
497.10kN
0.00rad
1060.61kN
8.93kN
1.09
-36.08
24.55
-45.42
299.32
595.45
-209.02
288.08
-30.73
46.72
48.72
154.78
-366.77
-60.04
-59.15
-194.05
-194.05
276.46
103.49
-13.18
12.26
-16.99
68.88
-102.64
-83.12
26.19
16.52
-14.33
-9.86
0
1198.54
[m]
-600.00
0
600.00
[kNm/m]
-300.00
0
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 8 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

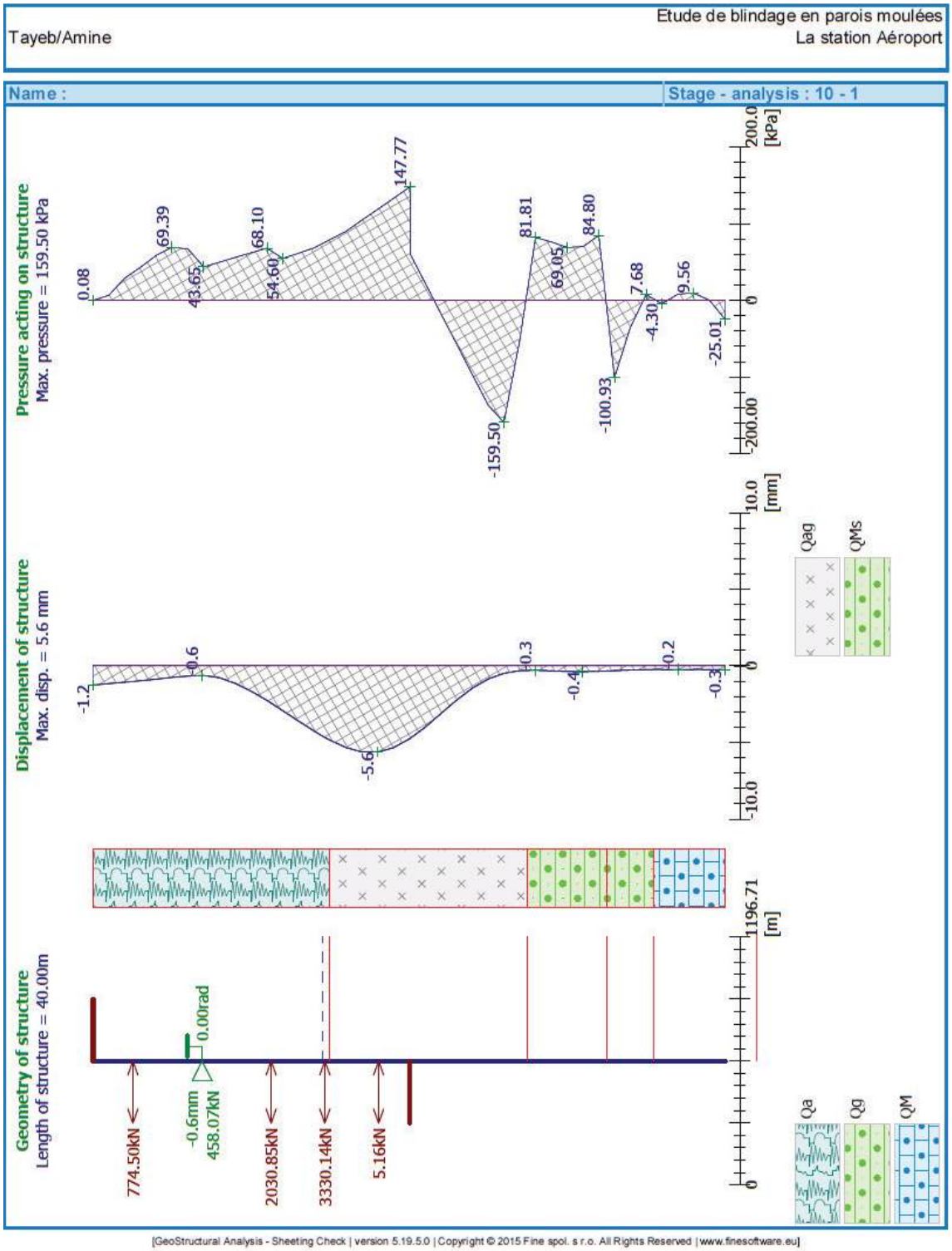
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.92kN
-0.6mm
467.18kN
0.00rad
2035.03kN
3334.84kN
0
1196.71
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 5.6 mm
-1.2
-0.6
-5.6
0.3
-0.4
0.2
-0.3
-10.0
0
10.0
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 159.86 kPa
0.09
69.12
43.63
68.10
54.60
147.77
-159.86
81.86
69.35
81.05
-98.27
8.00
-4.39
9.43
-24.98
-200.00
0
200.0
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 9 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

ANNEXE E

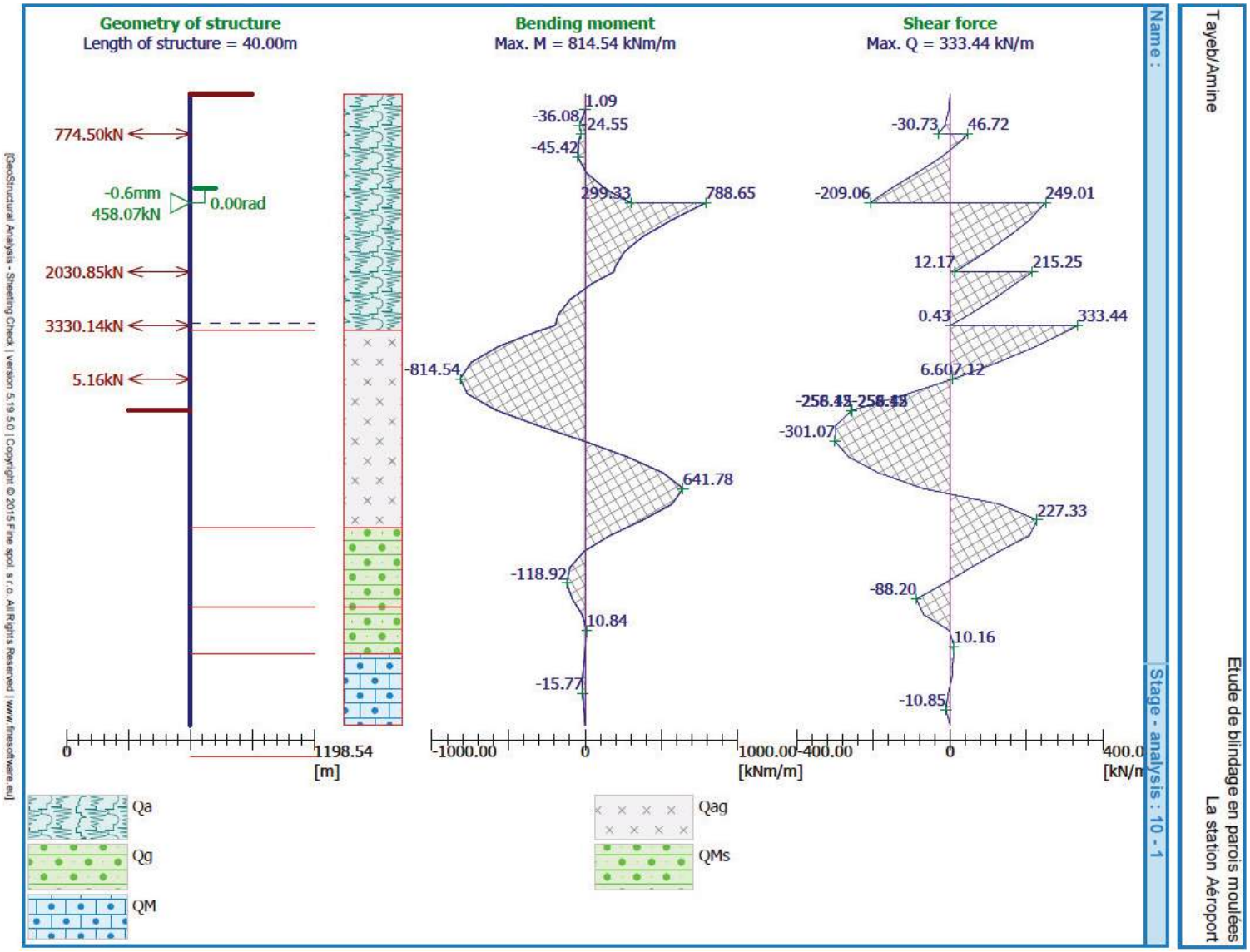

Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
Bending moment
Max. M = 817.78 kNm/m
Shear force
Max. Q = 333.79 kN/m
774.92kN
-0.6mm
467.18kN
0.00rad
2035.03kN
3334.84kN
1.09
-36.08
24.57
-45.77
315.70
817.78
-814.58
642.15
-119.23
9.83
-15.82
-30.66
46.83
-209.65
257.52
11.62
215.13
0.30
333.79
-258.89
-258.89
-301.24
227.64
-88.91
9.83
-10.85
0
1198.54
[m]
-1000.00
0
1000.00
[kNm/m]
-400.00
0
400.0
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 9 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

ANNEXE E

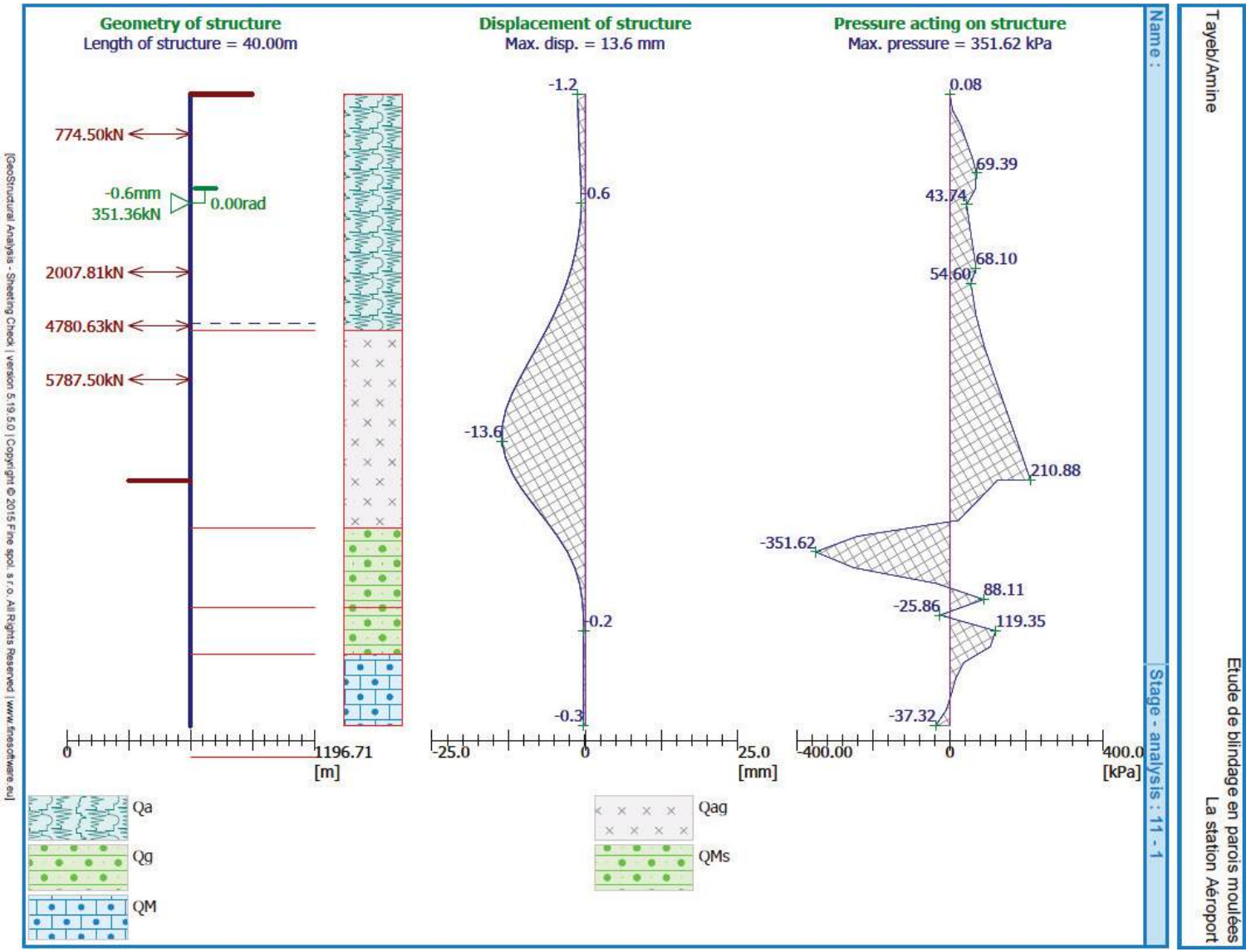


[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

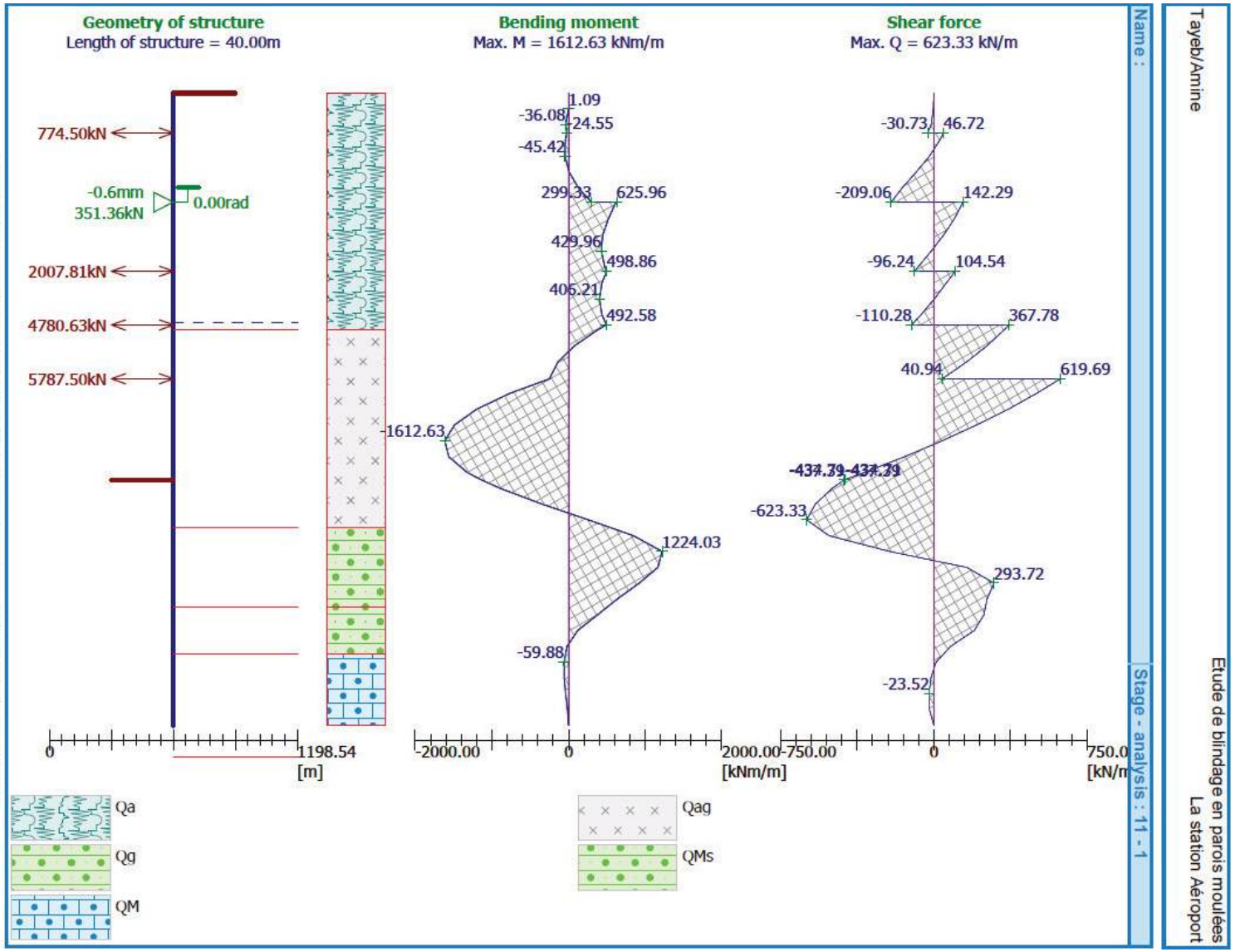
ANNEXE E


Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.50kN
-0.6mm
458.07kN
0.00rad
2030.85kN
3330.14kN
5.16kN
0
1198.54
[m]
Bending moment
Max. M = 814.54 kNm/m
1.09
-36.08
24.55
-45.42
299.33
788.65
-814.54
641.78
-118.92
10.84
-15.77
-1000.00
0
1000.00
[kNm/m]
Shear force
Max. Q = 333.44 kN/m
-30.73
46.72
-209.06
249.01
12.17
215.25
0.43
333.44
6.607.12
-301.07
227.33
-88.20
10.16
-10.85
-400.00
0
400.0
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 10 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

ANNEXE E

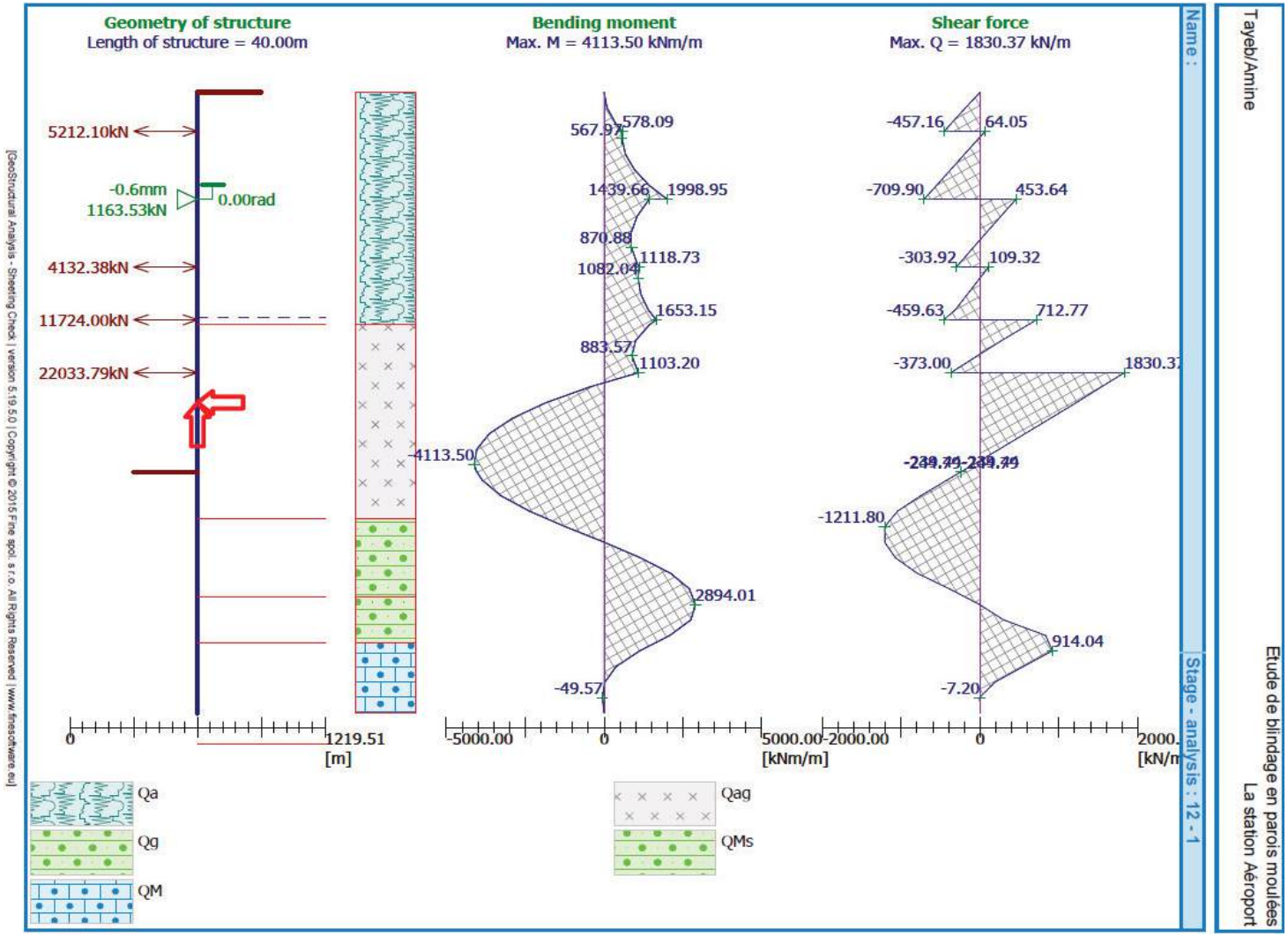

Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.50kN
-0.6mm
351.36kN
0.00rad
2007.81kN
4780.63kN
5787.50kN
0
1196.71
[m]
Displacement of structure
Max. disp. = 13.6 mm
-1.2
0.6
-13.6
-0.2
-0.3
-25.0
0
25.0
[mm]
Pressure acting on structure
Max. pressure = 351.62 kPa
0.08
69.39
43.74
68.10
54.60
210.88
-351.62
88.11
-25.86
119.35
-37.32
-400.00
0
400.0
[kPa]
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 11 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

ANNEXE E

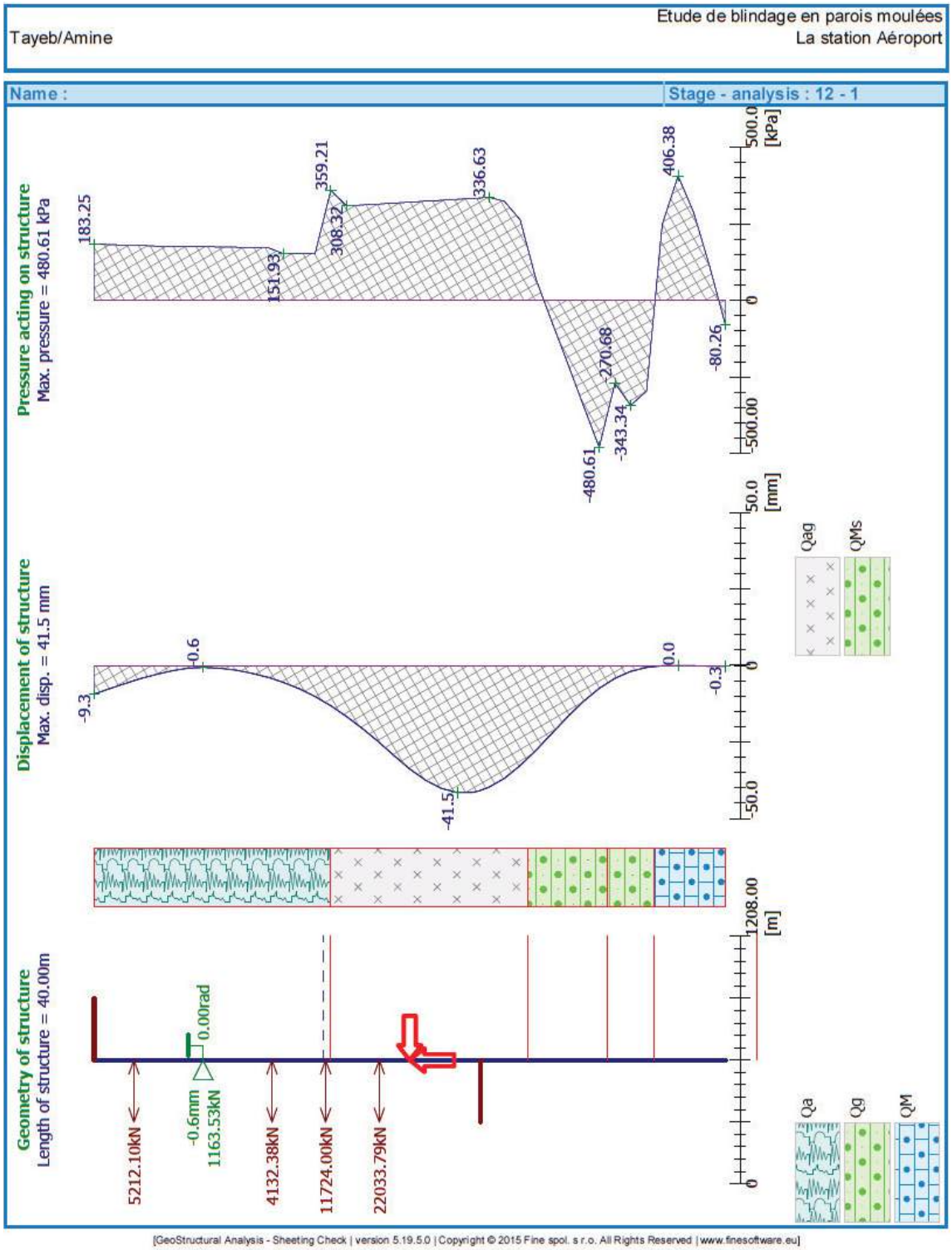

Geometry of structure
Length of structure = 40.00m
774.50kN
-0.6mm
351.36kN
0.00rad
2007.81kN
4780.63kN
5787.50kN
0
1198.54
[m]
Bending moment
Max. M = 1612.63 kNm/m
1.09
-36.08
24.55
-45.42
299.33
625.96
429.96
498.86
406.21
492.58
1612.63
1224.03
-59.88
-2000.00
0
2000.00
[kNm/m]
Shear force
Max. Q = 623.33 kN/m
-30.73
46.72
-209.06
142.29
-96.24
104.54
-110.28
367.78
40.94
619.69
-623.33
293.72
-23.52
-750.00
0
750.0
[kN/m
Qa
Qg
QM
Qag
QMs
Name :
Stage - analysis : 11 - 1
Tayeb/Amine
Etude de blindage en parois moulées
La station Aéroport
[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

ANNEXE E

- **Les efforts internes et les déplacements à l'ELU dans le cas dynamique.**



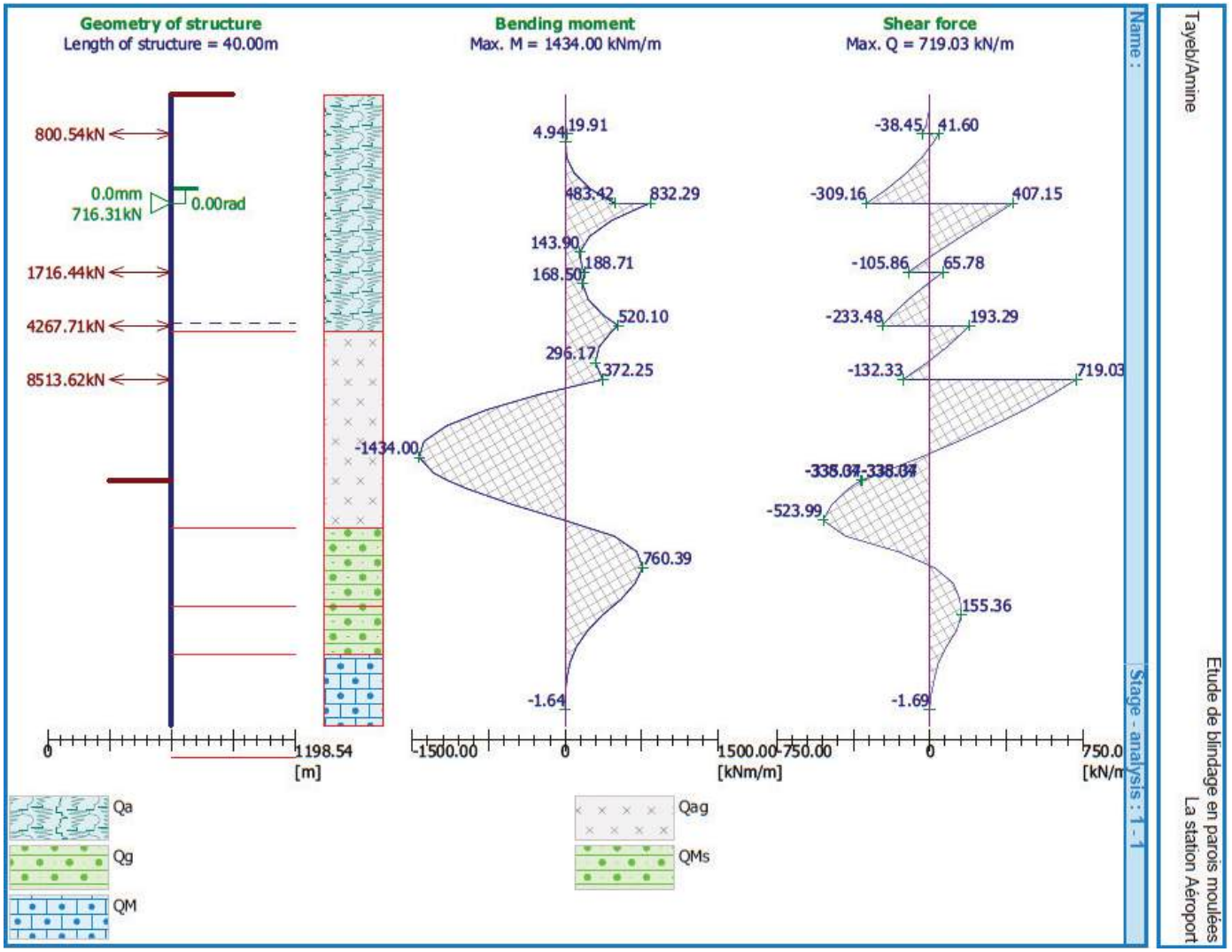
ANNEXE E



[GeoStructural Analysis - Sheeting Check | version 5.19.5.0 | Copyright © 2015 Fine spol. s r.o. All Rights Reserved | www.finesoftware.eu]

ANNEXE E

- **Les efforts internes et les déplacements à l'ELS dans le cas statique.**



ANNEXE E

Partie 3 : Vérification de la stabilité des pentes avec le logiciel GEO5 en utilisant le programme « Slope Stability ».

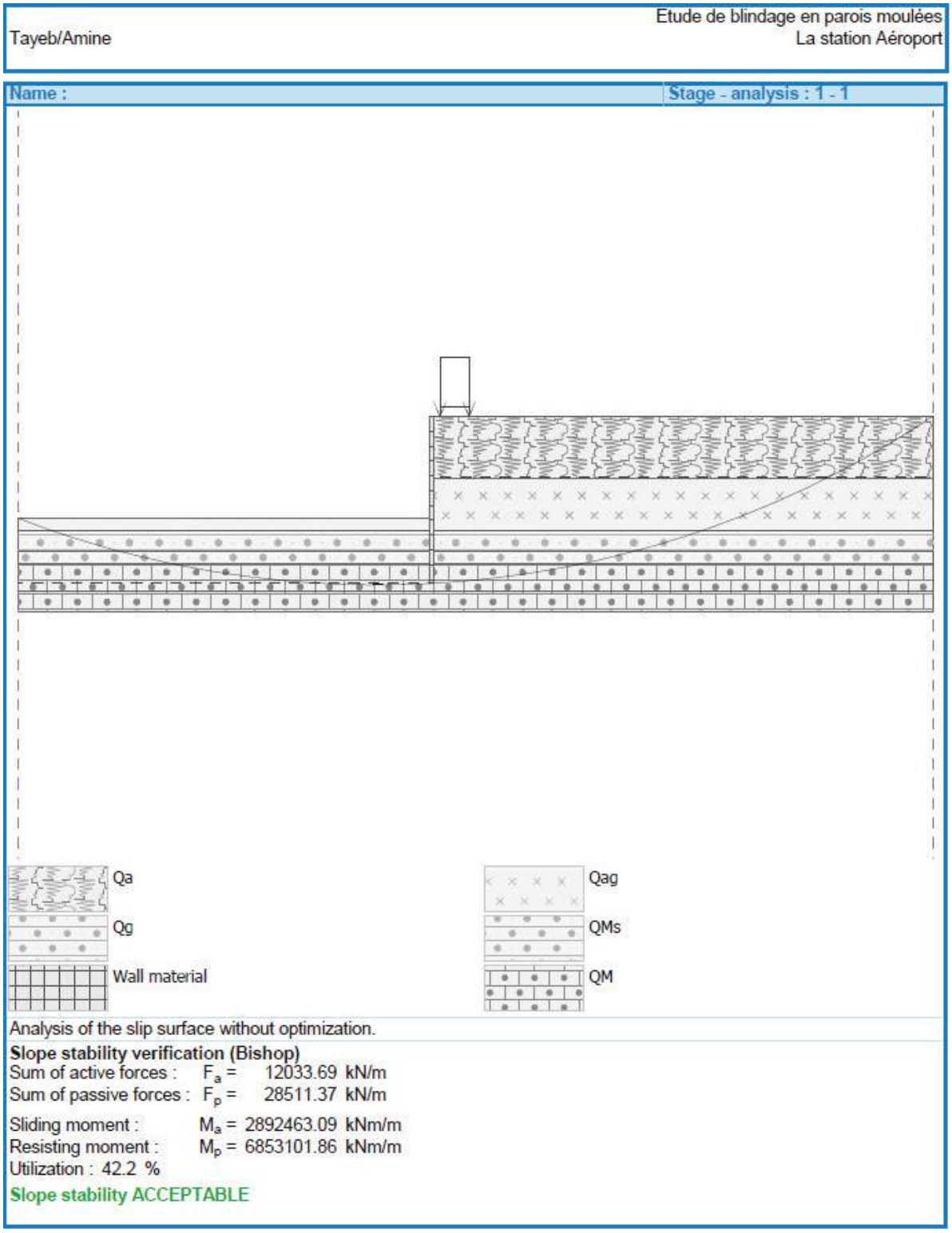


Figure 22: Stabilité de l'écran de soutènement dans le cas statique.

ANNEXE E

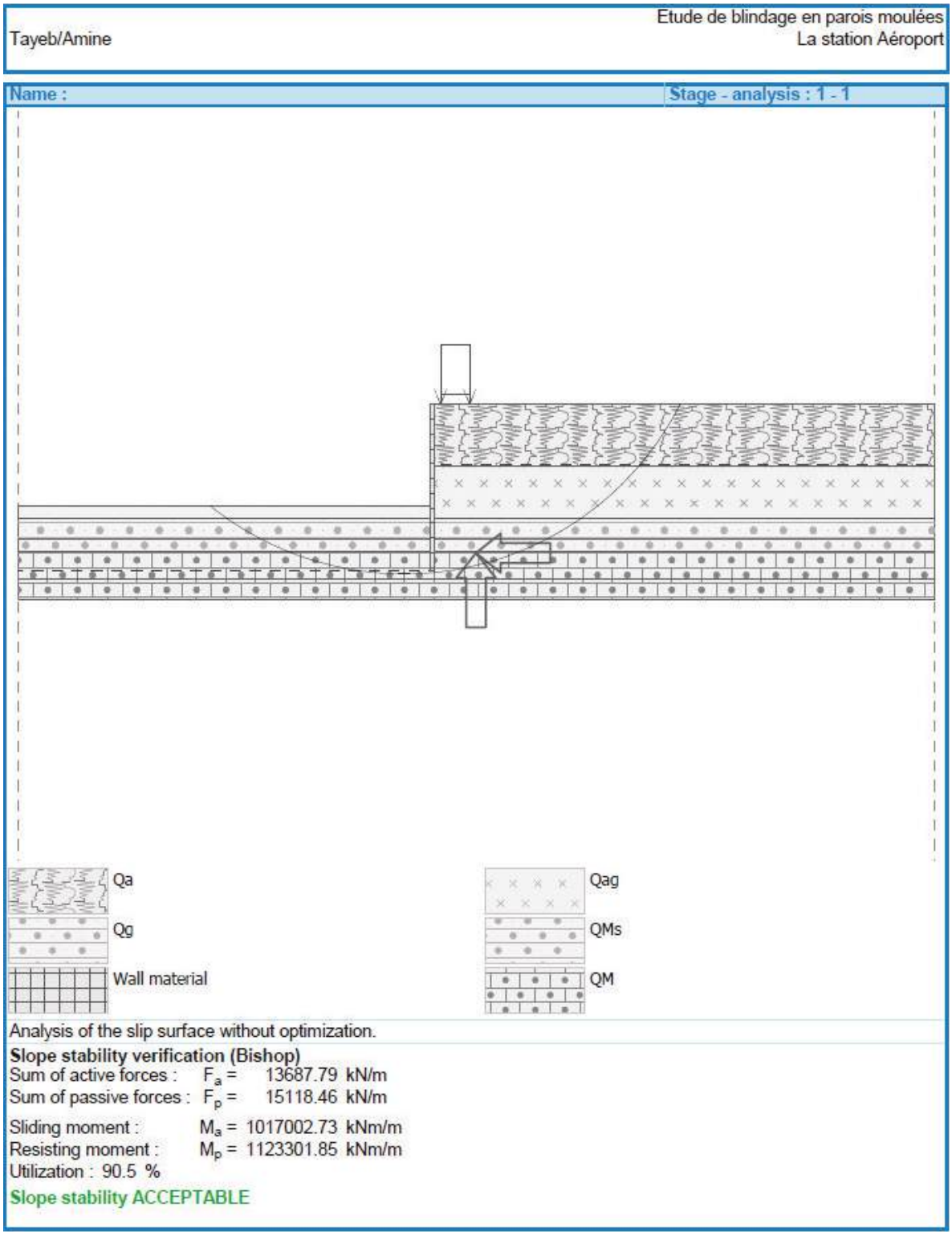
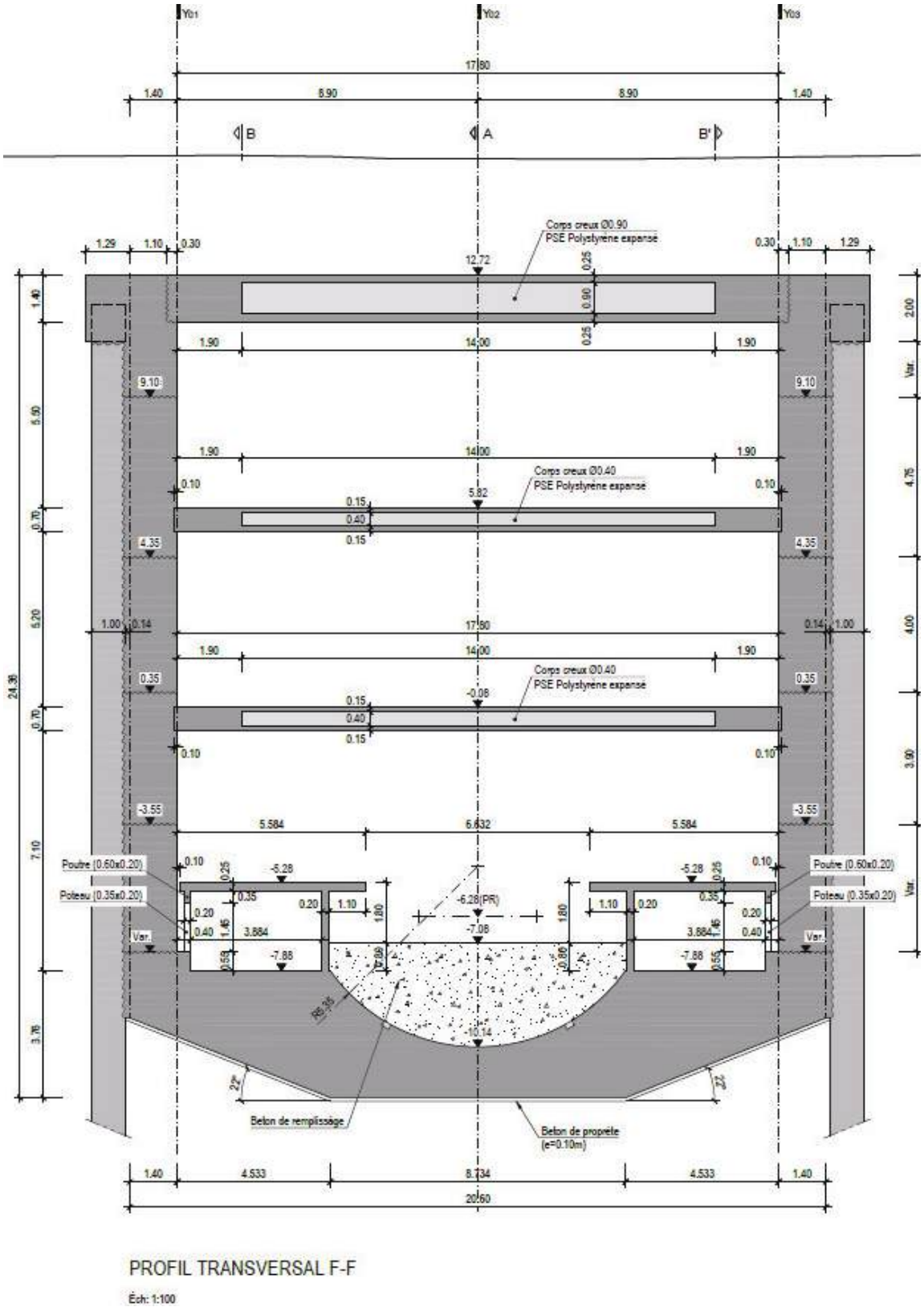


Figure 23: Stabilité de l'écran de soutènement dans le cas dynamique.

ANNEXE F

Modélisation de la structure intérieure :



PROFIL TRANSVERSAL F-F

Éch: 1:100

Figure 24: coupe transversale (F-F) localisée au centre de la station Aéroport

ANNEXE F

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

Figure 25: les efforts internes de chaque élément de la structure intérieure dans l'état limite ultime et de service obtenus du logiciel SAP2000.

ANNEXE G

Partie 1 : Le calcul du ferraillage :

- **Méthode de Calcul des armatures longitudinales de la paroi moulée :**

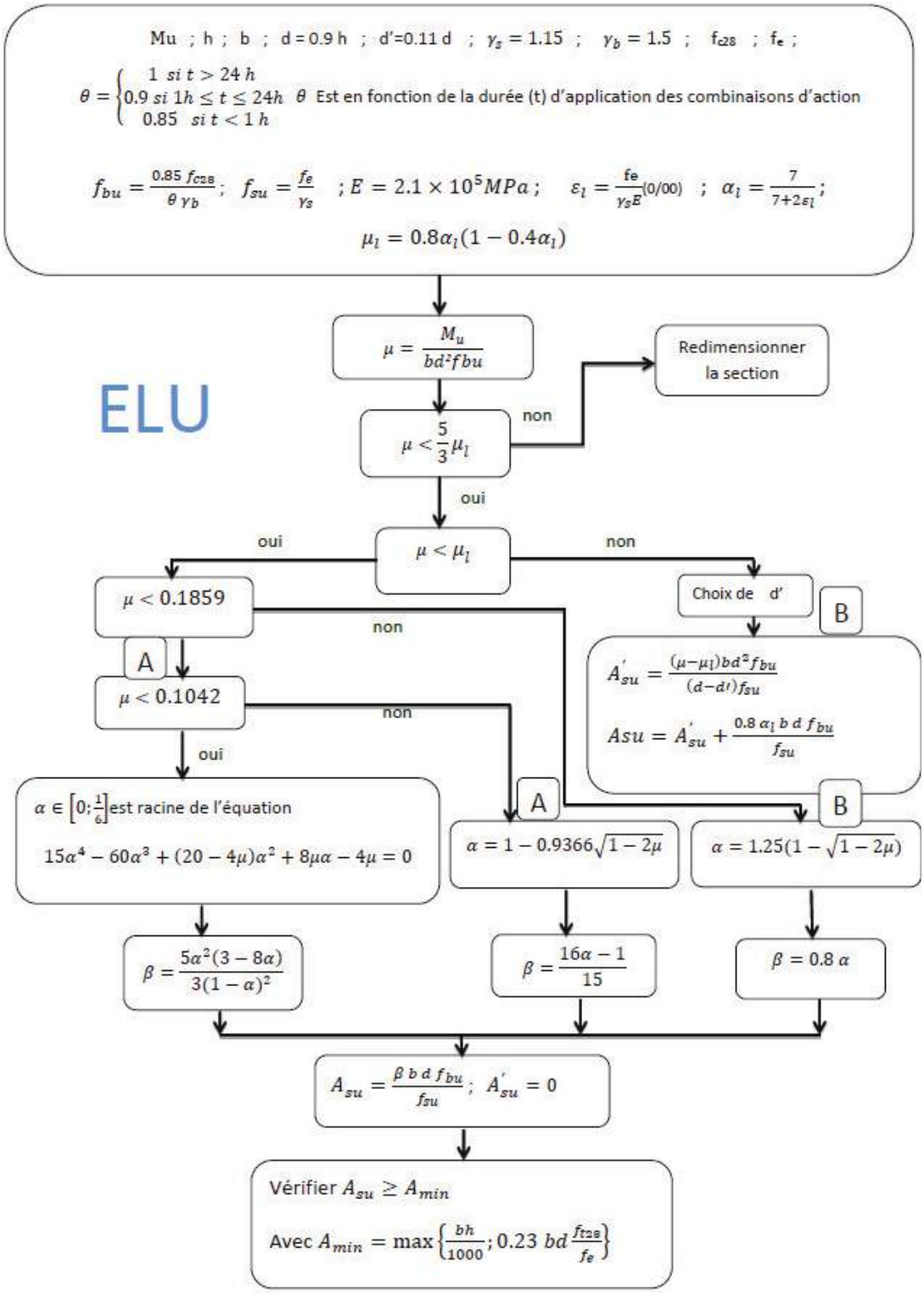


Figure 26: Méthode de Calcul du ferraillage longitudinal de la paroi moulée.

ANNEXE G

Partie 2 : Les résultats de calcul du ferraillage avec le logiciel ROBOT EXPERT BA 2010

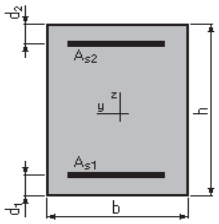
Parois moulées
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

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 = 100.0 (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	4113.50

4. Résultats:

Sections d'Acier:

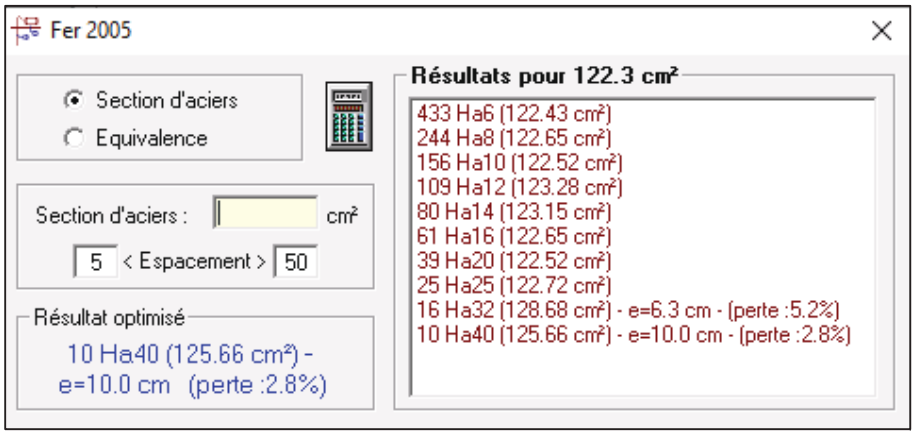
Section théorique A_{s1} = 122.3 (cm2) Section théorique A_{s2} = 0.0 (cm2)
Section minimum $A_{s\,min}$ = 9.6 (cm2)
théorique ρ = 1.32 (%)
minimum ρ_{min} = 0.10 (%)

Analyse par Cas:

Cas N^{O} 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 4113.50 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.00 Pivot: B
Position de l'axe neutre: y = 39.1 (cm)
Bras de levier: Z = 77.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 4.83 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.50 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

ANNEXE G



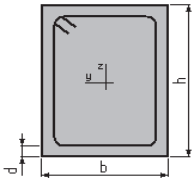
Parois moulées
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

1. Hypothèses :

Béton: fc28 = 30.0 (MPa) **Acier: fe = 500.0 (MPa)**

- Calcul suivant BAEL 91 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 = 7.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (KN)	**N** (KN)
1.	ELU	1830.37	0.00

4. Résultats :

Contrainte tangente maximale τ_u = 2.0 (MPa)
Contrainte tangente limite $\tau_{u,lim}$ = 3.0 (MPa)

ANNEXE G

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 = 10.5 (cm) Répartition des armatures d'âmes à mi- portée :
Espacement maximum : $S_{t,max}$ = 40.0 (cm) 20 (cm)

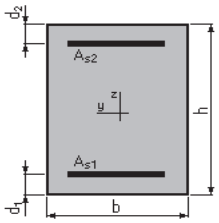
Parois de revêtement
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

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°	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° 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 2973.42 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1.34 Pivot: A

ANNEXE G

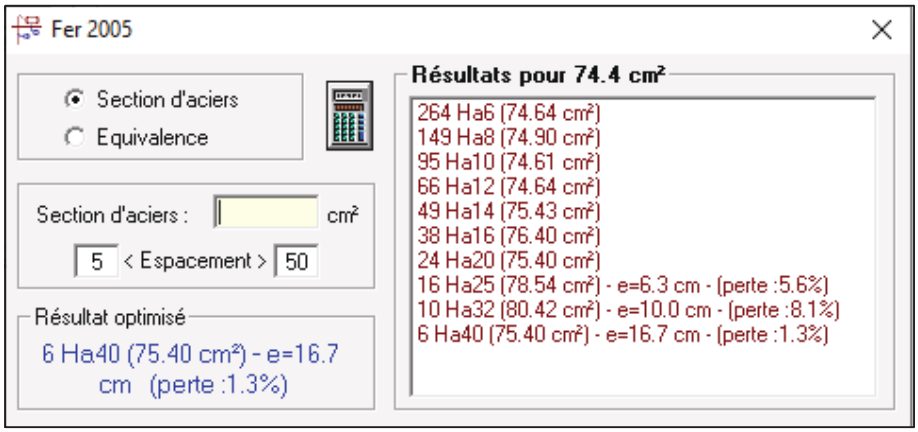
Position de l'axe neutre: y = 23.8 (cm)
Bras de levier: Z = 123.5 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 2.18 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N° 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)



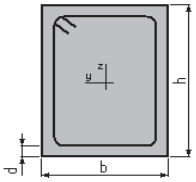
Parois de revêtement
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

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

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^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	1306.54	0.00

4. 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)

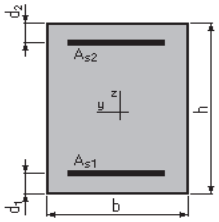
Dalle de couverture
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

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)

ANNEXE G

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)

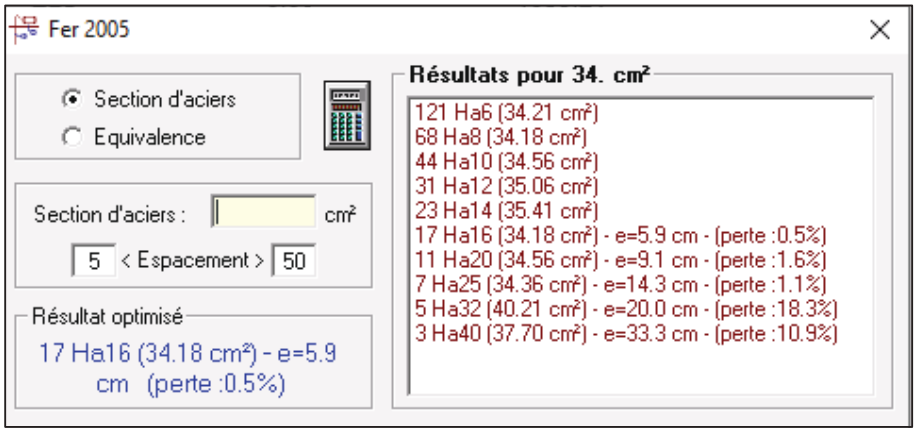
Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10.9 (cm)
Bras de levier: Z = 128.7 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 0.89 (‰)
Contrainte de l'acier:

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)



ANNEXE G

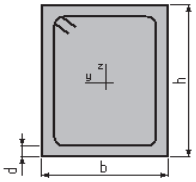
Dalle de couverture
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

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 = 140.0 (cm)
d = 7.0 (cm)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	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)

ANNEXE G

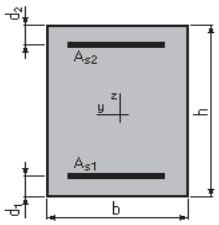
Dalle R-1
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

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 = 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	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:

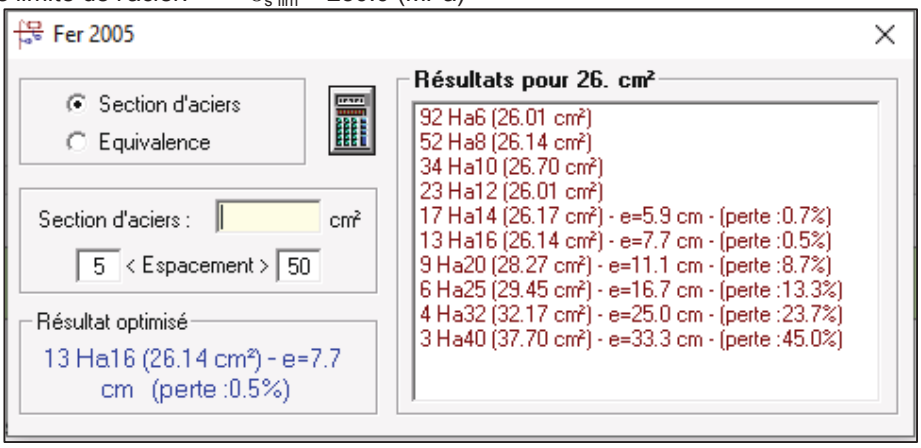
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS N = 0.00 (kN) M = 381.87 (kN*m)

ANNEXE G

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)



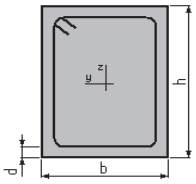
Dalle R-1
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

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^{O}	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)

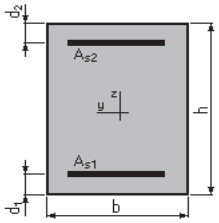
Dalle R-2
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

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° 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° 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)

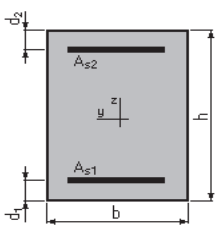
Dalle R-2
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

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°	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° 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 991.20 (kN*m)

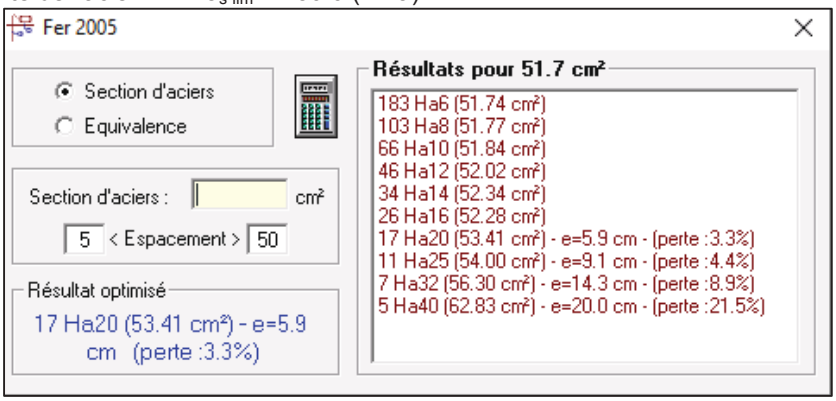
Coefficient de sécurité: 1.32 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 16.5 (cm)
Bras de levier: Z = 58.4 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 3.41 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N° 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)



ANNEXE G

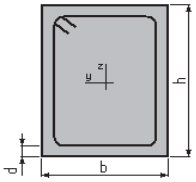
Dalle R-2
Calcul de Section à l'effort Tranchant
Armatures transversales

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)

ANNEXE G

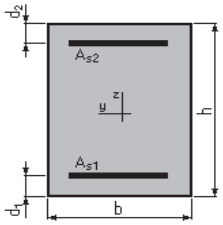
Quai
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

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°	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° 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 9.60 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2.48 Pivot: A
Position 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:

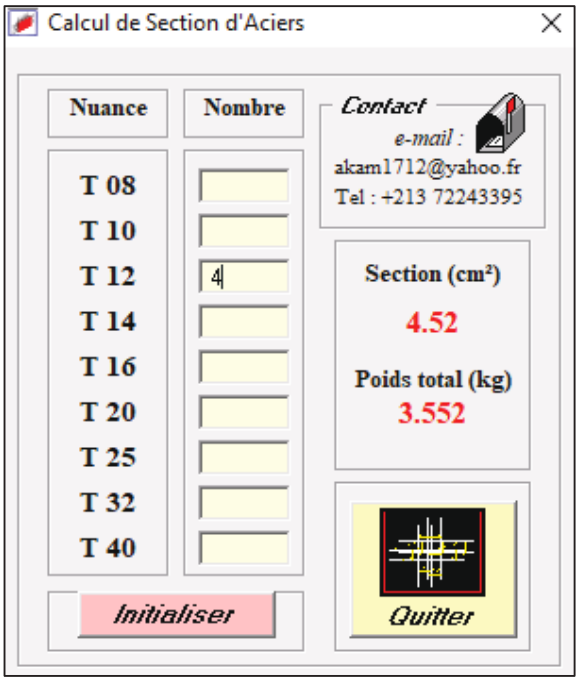
tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

ANNEXE G

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)



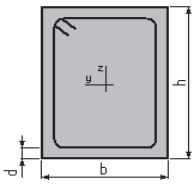
Quai
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures transversales

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)

3. Efforts tranchants appliqués :

V : effort tranchant
N : effort de compression

Cas N^{O}	Type	**V** (kN)	**N** (kN)
1.	ELU	11.53	0.00

4. 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)

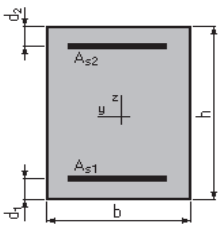
Radier
Calcul de Section en Flexion Composée
Armatures longitudinales

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°	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° 1: Type ELU N = 0.00 (kN) M = 4601.40 (kN*m)

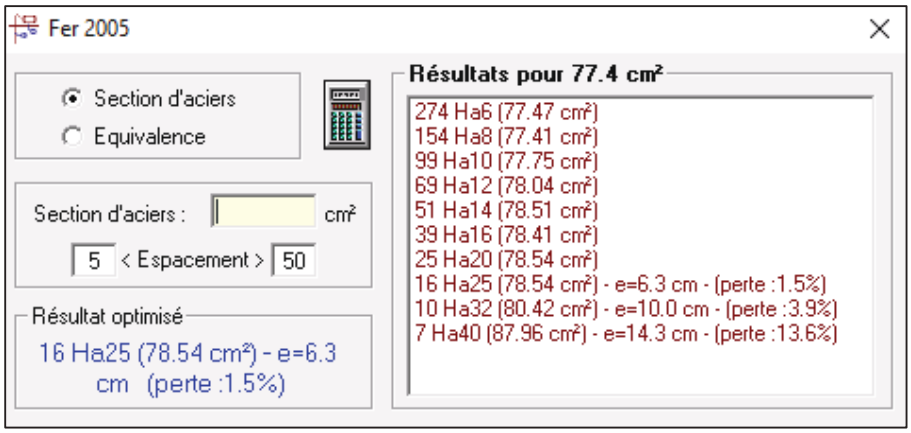
Coefficient de sécurité: 1.35 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 24.8 (cm)
Bras de levier: Z = 185.1 (cm)
Déformation de l'acier: ε_s = 10.00 (‰)
Déformation du béton: ε_b = 1.45 (‰)
Contrainte de l'acier:

tendue: σ_s = 434.8 (MPa)

Cas N° 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)



ANNEXE G

ANNEXE G