

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

المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جانسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics
Francis Jeanson



Mémoire

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux et Structures

Thème

**Etude de blindage et structure intérieure
du puit de ventilation N°06 de l'extension
du Métro d'Alger El-Harrach - Aéroport**

Présenté par :

DAHMANE Amal

Encadré par :

Mr CHERCHALI M. A.
Mr HAMMADI K.

Promotion 2022 /2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

À travers cette page, je présente mes sincères remerciements en premier lieu mon encadreur Mr. Mohamed Abd Eraouf CHERHALI, premièrement pour sa discipline dans le travail, son soutien, ses conseils précieux, son encouragement, et surtout de nous avoir dirigées vers ce thème de mémoire, qui est très intéressant, et d'avoir orienté mes pas afin d'élaborer ce travail.

N'oublions pas mon maître de stage Mr. Zoubir Guessah pour sa grande disponibilité et sa générosité infinie, je tiens à le remercier de m'avoir fait bénéficier de son expérience et de ses conseils, sans oublier les faveurs de mon Co-encadreur Mr. K. Hamadi. Je tiens enfin à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ce mémoire.

Dédicace

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A mon cher frère SAIF-EDDINE, je te remercie pour ta compréhension et ton encouragement qui étaient pour moi le soutien indispensable je te souhaite plein du bonheur et de réussites dans ta vie.

Enfin et surtout à mon âme-sœur Abd El Hallim les mots ne suffisent pas pour t'exprimer à quel point je suis reconnaissante pour toi, pour ton soutien, pour ton encouragement, merci d'être toujours là pour moi et surtout merci d'avoir toujours cru en moi.

AMAL

ملخص:

الموضوع: دراسة وطريقة تحقيق عمود التهوية، الدرع والهيكل الداخلي لمركز الحراش الموسع - الميناء الجوي أحد أهم التحديات الحالية لقطاع النقل هو الازدحام في طرق الجزائر العاصمة. شبكة المترو هي الحل الأنسب لهذه المشكلة والبناء الحفر عملية ستتم أين الجزائر مطار-وسط الحراش 1 الخط لامتداد 06 التهوية عمود دراسة هو عملنا من لهدف بالطريقة العصرية (من الأسفل إلى الأعلى) يتم توفير الدعم بواسطة جدار من الأكوام الطائفية من أجل تقدير الأحمال المختلفة وقيمة الانتقال في مختلف مراحل بناء نقاط العمق المختلفة لهيكل الدعم هذا وللأرض المحيطة بالبئر، تم تنفيذ النمذجة على أساس الأساليب التحليلية وطريقة العناصر المحدودة مع مراعاة السلوك المجفف لطبقات التربة وكذلك العمل الزلزالي، استُخدم برنامج ساب 2000 و خبير في برنامج روبوت في حساب ونمذجة الهيكل الداخلي.

الكلمات الرئيسية: أعمدة التهوية، أكوام الطوائف، الدعائم، الهيكل الداخلي

Summary:

Subject: Study the shielding of the ventilation shaft 06, and interior structure of the extension El-Harrach -Airport Centre

One of the most important current challenges of the transport sector is the congestion in the roads of Algiers. A metro network is the most appropriate solution to this problem.

The objective of our work is the study of the ventilation shaft 06 of the extension of line 1 L'Harrach – the Airport, whose digging and construction will be done with the method (Bottom-up), the support is provided by a wall of secant piles.

In order to estimate the different loads and displacements of the different phases of construction of various points of depth of this support structure and of the ground around the well, modelling based on analytical methods and the finite element method with the GEO5 software was carried out taking into account the drained behaviour of the soil layers as well as the seismic action.

In addition, SAP 2000, ROBOT Expert were used for the calculation and modelling of the interior structure.

Keywords : Ventilation shafts, secant piles, supports, interior structure

Résumé :

Sujet : Etude de blindage du puit de ventilation ventilation 06, et structure intérieure de l'extension El-Harrach Centre -Aéroport

L'un des plus importants défis actuels du secteur de transport est l'encombrement dans les routes d'Alger. La réalisation d'un réseau de métro constitue la solution la plus appropriée pour résoudre ce problème.

L'objectif de notre travail est l'étude du puits de ventilation 06 de l'extension de la ligne 1 L'Harrach – l'Aéroport, dont le creusement et la construction se fera avec la méthode par la méthode (Bottom-up), le soutènement est assuré par une paroi de pieux sécants.

Pour estimer les différentes charges et déplacements des différentes phases de construction de divers points de profondeurs de cet ouvrage de soutènement et du massif du sol autour du puits, une modélisation basée sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis avec le logiciel Géo 05 a été réalisée en tenant compte du comportement drainé des couches de sol ainsi que de l'action sismique.

De plus, on a utilisé les logiciels SAP 2000, ROBOT Expert pour le calcul et modélisation de la structure intérieure.

Mots clés : Puits de ventilation, pieux sécants, soutènement, structure intérieure.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I. Généralité et Recherche bibliographique	
INTRODUCTION	3
I.1. Définition et description des ouvrages souterrains.....	3
I.2. Les catégories des ouvrages souterrains	3
I.3. Méthodes d'excavation des ouvrages souterrains	4
I.3.1. Méthode Full Open Cut « tranchée complètement ouverte »	4
I.3.2. Méthode d'excavation contreventée	5
I.3.3. Méthodes d'excavation ancrées	7
I.3.4. Méthodes d'excavation de l'île.....	8
I.3.5. Méthode d'excavation top down.....	8
I.3.7. Les facteurs influencent sur le choix de la méthode d'excavation	9
I.4. Blindage.....	10
I.4.1. les types de blindages.....	10
I.4.1.1. Enfilage de planches verticales.	10
I.4.1.2 Blindage par caissons métalliques.....	10
I.4.1.3 Blindage par caisson en bois	11
I.4.1.4 les palplanches métalliques	12
I.4.1.5 Paroi clouée.	12
I.4.1.6 Paroi berlinoise.....	13
I.4.1.7 Les parois parisiennes	14
I.4.1.8 Les parois lutéciennes	15
I.4.1.9 Paroi des pieux sécants.....	15
I.4.1.10 Paroi des pieux jointifs	16
I.4.1. Parois moulées.....	16
I.7 Système de ventilation.....	19
I.7.1 L'importance du Système de ventilation dans les tunnels.....	19
I.7.2 Objectifs de la commande ventilation.....	19
Chapitre II. Présentation du projet	
Introduction.....	20
II.1. Le métro d'Alger :.....	20
II.1.1. Historique du projet.....	20
II.1.2. Présentation de l'entreprise du métro d'Alger.....	21
II.1.4. Lignes et extensions du métro d'Alger :.....	21
II.2. L'extension « El Harrach - Bab Ezzouar – Aéroport d'Alger »	23

II.2.1. Le creusement du tunnel de voie de l'extension « EL HARRACH - AÉROPORT D'ALGER » :	25
II.2.2. Les puits de ventilation de l'extension LOT 01 :	25
II.2.3. Les sociétés participants dans ce projet :	27
➤ Maître d'ouvrage :	27
➤ Maître d'œuvre :	27
➤ Entreprise de réalisation :	28
➤ Bureau d'études :	28
II.3. Présentation de puits de ventilation n°06 :	28
II.3.1. Localisation du puits de ventilation 06 :	29
II.4. Contexte géologique, hydrogéologique et sismique du projet :	30
II.4.1. le contexte géologique :	30
II.4.1.1. La géologie de l'Algérie :	30
II.4.1.2. La géologie d'Alger :	31
II.4.2. Le contexte hydrogéologique d'Alger :	32
II.4.2.1. le climat de la région :	32
II.4.2. L'hydrologie de la région :	32
II.4.3. Le contexte sismique :	33
II.4.3.1. les conditions sismiques en Algérie :	33
II.4.3.2. Les conditions sismiques à Alger :	34
II.4.3.3. Sismicité de la région d'étude :	35
II.4.3.4. Classification de l'ouvrage :	35
Chapitr III. Investigation géotechnique	
Introduction :	36
III.1 Campagne de prospection et reconnaissance géotechnique :	36
III.1.1 Description de la campagne de reconnaissance :	36
III.1.2 Reconnaissance in-situ :	37
III.2 Résultats de l'investigation géotechnique :	38
III.2.1 Reconnaissance lithologique par sondages :	38
III.2.2 Essai de pénétration au carottier (SPT) :	39
III.2.3 Essai Pressiométrique Menard :	42
III.2.4 Essai Piézométrique à corde vibrante :	43
III.2.5 Présentation et interprétation des résultats des essais de laboratoire :	46
III.2.5.1 Essais physiques au laboratoire :	46
III.3 Méthodologies adoptés dans le paramétrage effectué :	50
III.3.1 Paramètres non-drainés des sols cohésifs :	50
II.3.6.2. Paramètres drainés des sols cohésifs :	51

II.3.6.3. Paramètres drainés des sols non-cohésifs	51
Conclusion	53
Introduction.....	54
IV.1. Le principe de la méthode de Blum pour le calcul des rideaux ancrés :	54
IV.2. Calcul des charges pour chaque phase d'excavation :	58
IV.4. Vérification du soulèvement du radier :	75
Chapitre V: Calcul Numérique: Modélisation GEO5	
Introduction.....	76
V.1. Présentation de logiciel GEO5	76
V.2. Modélisation des phases d'excavation :	76
V.3. Détermination des efforts internes et des déplacements :	78
V.3.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux :	79
V.3.1.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas statique :	79
V.3.1.2. Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas dynamique	80
V.4. Stabilité de l'écran de soutènement	81
V.4.1. Principe de calcul :	81
V.4.2. Méthode de calcul :	82
V.4.3. Présentation et interprétation des résultats de l'analyse de la stabilité des pentes :	82
V.5. Le ferrailage de la paroi moulée :	83
V.5.1. Calcul du ferrailage longitudinal de la paroi moulée :	84
V.5.2. Vérification du ferrailage calculé manuellement à l'aide de logiciel GEO5 :	85
V.5.3. Ferrailage transversale.....	85
Chapitre VI. Modélisation de la structure intérieure	
Conclusion	85
Introduction.....	87
VI.1. Présentation du logiciel SAP2000 :	87
VI.2. Méthodologie de calcul :	87
VI.3. Modélisation de la structure intérieure	88
VI.3.1. Calcul des charges et surcharges :	89
VI.3 Conditions d'appuis du modèle :	90
VI.3.3 Détermination de la résistance élastique du sol (Module de réaction élastique du sol) :	90
VI.4 Présentation du modèle conçu avec le logiciel SAP2000 :	91
VI.4.1 Résultats d'analyse.....	91
VI.5. Calcul des sections d'armature :	94
VI.5.1. Parois de revêtement :	94
VI.5.2. Dalle de couverture	95

VI.5.3. Radier superieure R1.....	95
VI.5.4. Radier inferieur R2.....	96
Conclusion :	96
Conclusion Générale.....	97

Liste des figures

Figure 1. Méthode de tranchée ouverte inclinée	4
Figure 2. Méthode de tranchée ouverte autoportante.....	5
Figure 3. Photo représentant la méthode d'excavation contreventement	6
Figure 4. Méthode d'excavation contreventée.....	6
Figure 5. Méthode d'excavation ancrée	7
Figure 6. Configuration des ancrages et des différentes parties du système	7
Figure 7. Méthode d'excavation d'îles avec un seul niveau d'entretoise.....	8
Figure 8. Méthode d'excavation top down	9
Figure 9. Enfilages en planches verticales	10
Figure 10. Blindage en Caissons métalliques.....	11
Figure 11. Blindage en Caissons en bois.....	11
Figure 12. Blindage par Palplanches métalliques	12
Figure 13. Blindage par Parois cloués.....	13
Figure 14. Blindage par Parois berlinoise	13
Figure 15. Blindage par Parois parisiennes.....	14
Figure 16. Blindage par Parois lutéciennes	15
Figure 17. Blindage par Pieux sécants.....	16
Figure 18. Blindage par parois moulées	17
Figure 19. Principe de Réalisation des parois moulées	18
Figure 20 ventilation transversale « naturelle »	19
Figure 21. Ventilation longitudinale « forcée ».....	19
Figure 22. la gestion des fumées dans un tunnel	20
Figure 23. Les extensions de la ligne 1 du métro d'Alger	22
Figure 24. Tracé de la ligne 1 du métro d'Alger avec ses extensions ouvertes et en construction.	23
Figure 25. Tracé de l'extension EL HARRACH - AÉROPORT D'ALGER	24
Figure 26. Tunnelier TBM	25
Figure 27 Localisation des différentes station et puits de ventilation dans le tracé en plan de la ligne métro El Harrach - Bab Ezzouar - l'Aéroport	26
Figure 28. Vue 3D de puit de ventilation 06.....	29
Figure 29. Vue générale de la zone d'implantation du Puits de Ventilation 6.....	30
Figure 30. Carte géologique de la région d'Alger (Aymé, 1964)	31
Figure 31. Histogramme pluviométrie et courbe de variation de température de la	32
Figure 32. Réseau hydrographique de la région d'étude	33
Figure 33. Carte des zones sismiques de territoire national (RPA 99).....	34
Figure 34. Implantation des sondages.....	37
Figure 35. Schéma du principe du teste SPT.....	40
Figure 36. Ensemble Pressiométrique Menard	42
Figure 37. Cellule à corde vibrante.....	44
Figure 38. Piézomètres à corde vibrante SC55.Pression	45
Figure 39. Lectures des piézomètres à corde vibrante SC55	45

Figure 40. Diagramme de Casagrande	47
Figure 41. Méthode de Blum de calcul des écrans ancrés.	55
Figure 42. Modélisation de Blum, d'après Schlosser	55
Figure 43. Diagramme des contraintes de poussées et butées – phase1	59
Figure 44. Diagramme des contraintes de poussées et butées phase2-partie AB	61
Figure 45. Diagramme des poussées et butées phase 2-partie BO	62
Figure 46. Diagramme des poussées et des butées de la phase 03.	64
Figure 47. Diagramme des poussées et butées phase 3-partie BO	65
Figure 48. Diagramme des poussées et des butées de la phase 04-partie AB.	67
Figure 49. Diagramme des poussées et butées phase 4- partie BO	68
Figure 50. Diagramme des poussées et des butées de la phase 05.	70
Figure 51. Diagramme des poussées et butées phase 5- partie BO	71
Figure 52. Diagramme des poussées et des butées de la phase 06.	73
Figure 53. Diagramme des poussées et butées phase 6, partie BO	74
Figure 54. Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREVITCH	75
Figure 55. Les efforts internes (V-M) maximaux dans la situation transitoire, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.	79
Figure 56. Les déplacements maximaux dans la situation transitoire, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.	80
Figure 57. Les efforts internes (V-M) maximaux dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.	80
Figure 58. Les déplacements maximaux dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.	81
Figure 59. Schéma du cercle de glissement.	82
Figure 60. Résultats d'analyse de la stabilité dans la situation transitoire.	83
Figure 61. Résultats d'analyse de la stabilité dans la situation dynamique.	83
Figure 62. Résultats des différentes vérifications de la résistance de la section du béton des parois	85
Figure 63. Détail de la vérification effectué par GEO5	85
Figure 64. Coupe transversale du puit de ventilation 06	88
Figure 65. Modèle 3D du puit de ventilation 06	91
Figure 66. Enveloppe maximale des Moments fléchissant M11 à l'ELU [KN.m/m]	91
Figure 67. Enveloppe maximale des Moments fléchissant M22 à l'ELU [KN.m/m]	92
Figure 68 Enveloppe maximale des efforts tranchant V23 à l'ELU [KN.m/m]	92
Figure 69. Enveloppe maximale des Moments fléchissant M11 à l'ELS [KN.m/m]	93
Figure 70. Enveloppe maximale des Moments fléchissant M22 à l'ELS [KN.m/m]	93
Figure 71. Enveloppe maximale des efforts tranchant V23 à l'ELS [KN/m]	94

Liste des tableaux

Tableau 1. Les caractéristiques de chaque station.....	24
Tableau 2. Coefficient d'accélération selon la classe de l'ouvrage et la zone de sismicité	35
Tableau 3. Résumé des travaux de prospection réalisés dans la compagnie de prospection complémentaire.....	38
Tableau 4. Les différents essais effectués lors de la campagne investigation	38
Tableau 5. Description lithologique des différentes unités du sol en fonction de la profondeur	39
Tableau 6. Facteurs de correction dans les sables en fonction de la longueur des tiges.....	41
Tableau 7. Classification de Terzaghi et Peck 1967	41
Tableau 8. Piézomètre à corde vibrante. Localisation. Installation. Unité.....	44
Tableau 9. Résultats des essais d'identification pour l'unité de remblai	47
Tableau 10. Résultats des essais d'identification pour l'unité de sable	48
Tableau 11. Résultats des essais d'identification pour l'unité de sable	49
Tableau 12. Paramètres géotechniques de calcul - sols.....	52
Tableau 13. Valeurs de l'angle de frottement sol/écran.....	57
Tableau 14. Récapitulatif des caractéristiques de sol et des différents coefficients de poussée et butée.....	57
Tableau 15. Valeurs des poussées et butées de la phase 1	58
Tableau 16. Valeurs des Pression pour la phases 1.	59
Tableau 17. Valeurs des poussées et butées de la phase 2- partie AB	60
Tableau 18. Valeurs des Pression pour la phases 2- partie AB	61
Tableau 19. Valeurs des poussées et butées de la phase 2 - partie BO	62
Tableau 20. Valeurs des Pression pour la phases 2- partie BO.....	62
Tableau 21. Valeurs des poussées et butées de la phase 3 - partie AB	63
Tableau 22. Valeurs des Pression pour la phases 3- partie AB	64
Tableau 23. Valeurs des poussées et butés pour la phases 3- partie BO.....	65
Tableau 24. Valeurs des Pression pour la phases 3- partie BO.....	65
Tableau 25. Valeurs des poussées et butées de la phase 4 - partie AB	66
Tableau 26. Valeurs des Pression pour la phases 4- partie AB	67
Tableau 27. Valeurs des poussées et butés pour la phases 4- partie BO	68
Tableau 28. Valeurs des Pression pour la phases 4- partie BO.....	68
Tableau 29. Valeurs des poussées et butés de la phases 5- partie AB.....	69
Tableau 30. Valeurs des pressions de la phases 5- partie AB.....	70
Tableau 31. Valeurs des poussées et butés de la phases 5- partie BO	71
Tableau 32. Tableau 33. Valeurs des pressions de la phases 5- partie BO	71
Tableau 34. Tableau 35. Valeurs des poussées et butés de la phases 6- partie AB	72
Tableau 36. Tableau 37. Valeurs des pressions de la phases 6- partie AB.....	73
Tableau 38. Tableau 39. Valeurs des poussées et butés de la phases 5- partie BO	74
Tableau 40. Les valeurs maximales des efforts internes et des déplacements obtenus de la modélisation avec le logiciel GEO5	81
Tableau 41. Les caractéristiques géométriques des éléments de la structure intérieure de puit de ventilation	88
Tableau 42. Paramètres des différentes couches du sol	90

Introduction générale

En Algérie et plus exactement dans plusieurs chef-lieu de wilaya, les agglomérations urbaines se densifient de plus en plus ainsi que les tendances actuelles au métropolisation : une persistante pression démographique, un développement considérable des activités économiques, universitaires, industrielles avec une concentration des institutions publiques privé et un rôle accru de la ville en rapport avec la fonction de capitale du pays.

La capitale du plus grand pays africain, est confrontée aux problèmes d'encombrement dans la construction et les édifices de transport urbain. Ce qui a généré une forte demande d'infrastructures souterraines telles que les parkings, tunnels métropolitains, routiers, ferroviaires...etc., Pour y faire, les tunnels, métros en particulier, offrent la solution la plus adéquate pour relier entre les différentes communes et régions de la wilaya. A l'instar des grandes capitales du monde, Alger se dote d'un Métro.

Les tunnels constituent la solution le mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses. En zone urbaine, le sous-sol devient une alternative quasi incontournable aux problèmes d'occupation et d'encombrement de surface. La réalisation des travaux en souterrain permet de s'affranchir des obstacles, d'utiliser au maximum l'espace souterrain quasi illimité et de libérer la surface au sol.

Le système de ventilation est un point clé de la sécurisation des personnes en cas d'incendie dans un tunnel de transports guidés urbains. De plus, il est nécessaire pour garantir le renouvellement de l'air en exploitation courante. La ventilation des tunnels peut être assurée soit par des moyens naturels, soit par des moyens mécaniques.

Les systèmes naturels recourent au vent extérieur ainsi qu'aux différences de température et de pression entre les têtes pour produire un courant d'air à travers le tunnel. Les systèmes de ventilation mécaniques utilisent des ventilateurs pour produire des courants d'air et peuvent comporter des gaines et des dispositifs d'injection ou d'extraction pour distribuer ces courants d'air. Ce système de ventilation forcé est assuré par ce qu'on appelle un puits de ventilation.

Le projet présenté dans ce mémoire a pour but d'étudier la conception et la réalisation du puits de ventilation numéro 06 de l'extension de la ligne du métro d'Alger LOT-1 El Harrach centre Aéroport international d'Alger situé entre la station d'Oued Smar et la station d'Université Houari Boumediene, au point kilométrique PK3+743 et PK3+870.5.

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres

- Le premier chapitre est une généralité sur les ouvrages souterrains.
- Le second chapitre concerne la présentation du projet
- Le troisième chapitre est dédié pour les investigations géotechniques, comme les paramètres géotechniques déduits pour l'utilisation dans les calculs de dimensionnement du blindage.
- Le quatrième chapitre est consacré au calcul des charges .

- Dans le cinquième chapitre nous allons présenter les analyses de la modélisation numérique effectués avec le logiciel Géo 05 afin de calculer la section d'armatures des pieux.
- Le sixième chapitre présente la modélisation de la structure intérieure du puits de ventilation à l'aide du logiciel Sap2000 et le calcul du ferrailage adopté pour les différents éléments.

Chapitre I.

Généralité

INTRODUCTION

L'urbanisation croissante, l'augmentation de la densité du tissu urbain et de la valeur de l'espace en zone urbaine, la raréfaction des espaces disponibles, le souci de réduire les nuisances des riverains lors des travaux, la sensibilité de la population à l'environnement va imposer le développement de réseaux routiers urbains, de parkings et d'infrastructures de transports en souterrain.

L'espace souterrain constitue une réserve très importante pour satisfaire les multiples fonctionnalités de la ville sans nuisances pour les habitants en surface, donc les ouvrages souterrains constituent la solution la mieux adaptée à la création de nouvelles infrastructures en zone urbaine et au franchissement des zones montagneuses.

Les ouvrages souterrains constituent un domaine important et en plein développement de la géotechnique. En effet, l'extension des voies de communication (routes, autoroutes et voies ferrées) impose souvent des franchissements difficiles, qui conduisent généralement à la construction de tunnels. De même, l'encombrement de la surface du sol des villes rend nécessaire la construction en souterrain des nouvelles voies de circulation (voirie, métros) et de nouveaux équipements urbains (parkings, réseaux d'assainissement, etc.).

Dans ce chapitre, nous verrons les types des ouvrages souterrains puis nous définirons quelques méthodes célèbres de l'excavation et de blindage dans la conception de ces derniers. Ainsi, nous donnerons une brève description sur les systèmes de ventilation dans les tunnels et leurs importances.

I.1. Définition et description des ouvrages souterrains

On entend par "travaux souterrains" tous travaux exécutés en dessous de la surface du sol dans des excavations ayant une configuration complexe et évolutive. Donc, un ouvrage souterrain est une construction réalisée sous le sol. La réalisation de celle-ci nécessite des travaux de déblais.

I.2. Les catégories des ouvrages souterrains

On peut classer les ouvrages souterrains dans des catégories selon leur objet :

À la circulation des personnes, des véhicules et des marchandises on trouve les tunnels de communication parmi lesquels :

- Les tunnels ferroviaires,
- Les tunnels routiers,
- Les tunnels de navigation ;
- Au stockage
 - Les parkings de stockage :
 - Garages et parkings,
 - Stockages liquides ou gazeux,

- Dépôts.
- À la production d'énergie
 - Central nucléaire,
 - Central thermique
- Les galeries hydrauliques :
 - Adductions d'eau,
 - Égouts,
 - Galeries de canalisations ;

I.3. Méthodes d'excavation des ouvrages souterrains

Il existe un certain nombre de méthodes d'excavation utilisées pour la construction des ouvrages souterrains, on cite quelques méthodes d'excavation souvent utilisées pour la réalisation des ouvrages en sous œuvre. [1]

I.3.1. Méthode Full Open Cut « tranchée complètement ouverte »

Cette méthode est divisée en deux types principaux : La méthode de tranchée en pleine pente inclinée comme le montre la figure.1 et La méthode de tranchée en porte-à-faux complète comme illustré à la figure 2. Le premier est supposé être économique puisque le côté de l'excavation serait en pente et n'a pas besoin de support pour maintenir le mur de fondation.

Cependant, si la pente est considérablement douce ou si l'excavation est en grande partie profonde, cela coûtera cher.

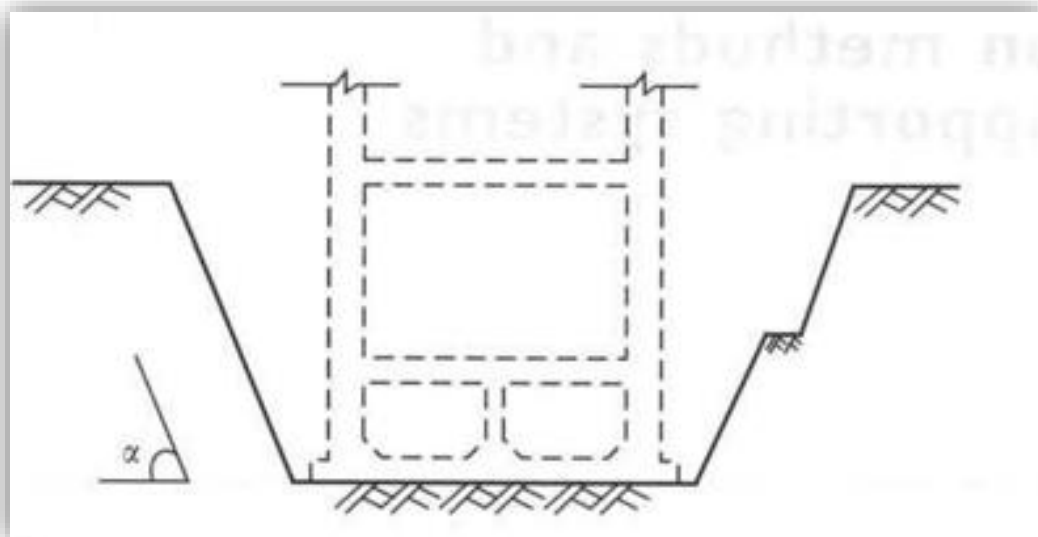


Figure 1. Méthode de tranchée ouverte inclinée

La méthode de tranchée autoportante complète a besoin d'un mur de soutènement pour soutenir le sol du mur de fondation et empêcher l'effondrement du mur de fondation, mais il ne nécessite ni support ni pentes. Par conséquent, on ne peut affirmer catégoriquement que cette méthode est la plus rentable. La méthode économique peut être distinguée en fonction des résultats de l'analyse, de la conception et de l'évaluation. [2]

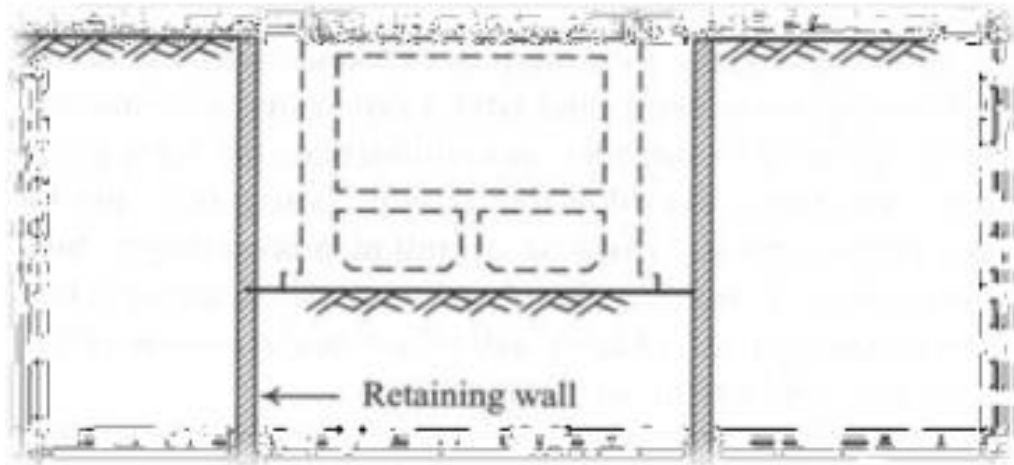


Figure 2. Méthode de tranchée ouverte autoportante

I.3.2. Méthode d'excavation contreventée

La méthode d'excavation contreventée (entretoisée) consiste à installer des entretoises horizontales devant les murs de soutènement pour résister à la pression de la terre à l'arrière des murs, comme le montre la figure 3, la disposition typique des entretoises horizontales. Le système de contreventement du procédé d'excavation contreventé contient des contrefiches (des entretoises), des contreventements d'extrémité, des contreventements d'angle, les galles et les poteaux centraux.

Le fonctionnement des composantes de ce système de contreventement, c'est comme suit :

- Les calles servent à transférer la pression de la terre à l'arrière des murs de soutènement au-dessus des entretoises horizontales (les contrefiches horizontales).
- Les contreventements d'extrémité et l'angle d'extrémité servent à raccourcir la portée des galles sans augmenter le nombre d'entretoises
- Les poteaux centraux servent à empêcher la rupture des entretoises à cause de leur propre poids.

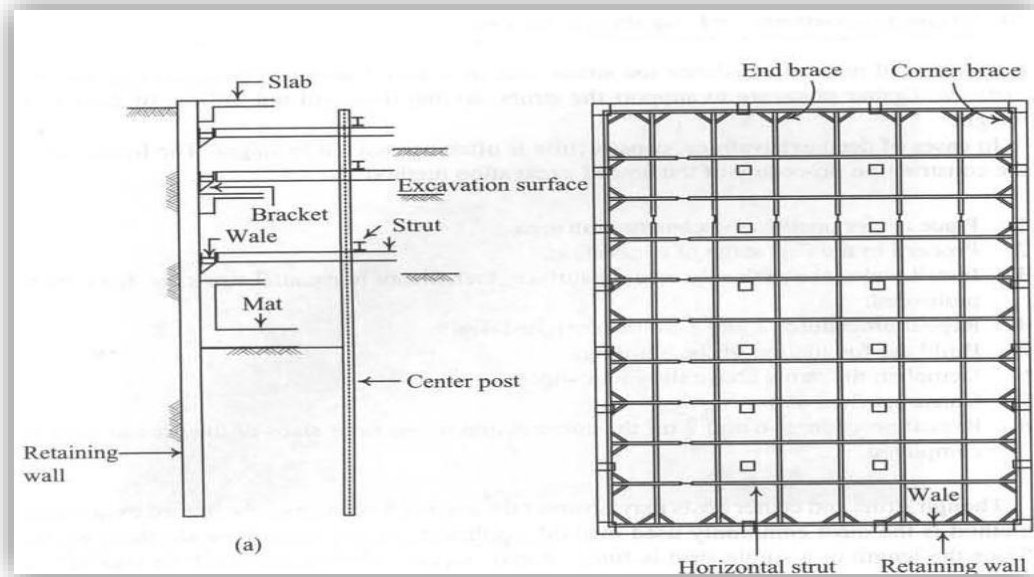


Figure 4. Méthode d'excavation contreventée

(a) vue en élévation et (b) vue en plan [2]



Figure 3. Photo représentant la méthode d'excavation contreventement

Cette méthode est considérée comme la plus utilisée, malgré que les contrefiches et les poteaux centraux puissent entraver le processus d'excavation, elle est applicable à toute profondeur ou largeur d'excavation d'une contrefiche simple et finie. Etant donné que la longueur d'une seule contrefiche est finie, il peut requérir l'épissage de plusieurs contrefiches ensemble pour couvrir la largeur. À cause de la difficulté de maintenir les contrefiches épissées alignées et le désalignement peut avoir comme conséquence la déficience de la résistance latérale. [3]

I.3.3. Méthodes d'excavation ancrées

Dans cette technique, des ancrages comme le montre la figure 5 sont installés pour résister à la poussée des terres. Les tirants d'ancrage sont capables de transmettre les forces résistantes au massif rocheux ou au terrains dans lequel ils sont insérés.



Figure 5. Méthode d'excavation ancrée

Cette technique ne convient pas aux sols argileux et granulaires avec une nappe phréatique élevée. Enfin, il faut peu de temps pour terminer l'excavation avec une grande efficacité et adapté aux grandes surfaces et à la faible profondeur. La configuration d'une ancre peut être divisée en :

- La section fixe (longueur scellée) : cette section offre une surface d'ancrage pour transmettre les forces de traction au terrain environnant, par l'intermédiaire du coulis de scellement.
- La section libre (longueur libre) : cette section transfère la force d'ancrage à la tête d'ancrage, elle se situe entre le point de fixation de l'armature sur la tête d'ancrage et le début de la section scellée.
- La tête d'ancrage : qui verrouille les tendons et transfère la force d'ancrage

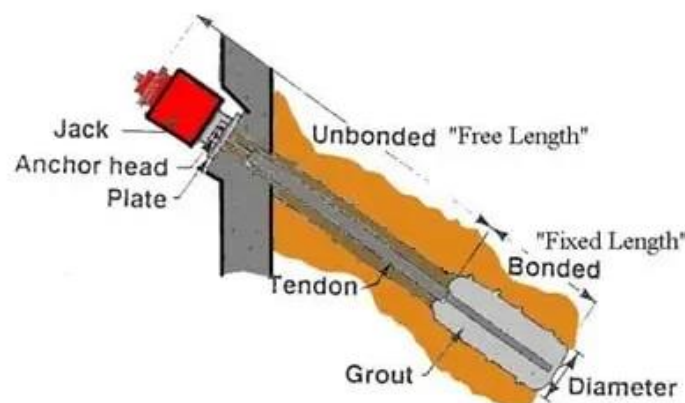


Figure 6. Configuration des ancrages et des différentes parties du système

à la structure (mur de soutènement). [2]

I.3.4. Méthodes d'excavation de l'île

Dans cette méthode, le centre de la zone d'excavation est creusé et le matériau excavé placé près du mur de soutènement pour créer une pente. Après cela, la majeure partie de la structure serait construite au centre de l'excavation. Ensuite, le sol en pente sera excavé et des entretoises seront placées entre le mur de soutènement et la structure principale. Enfin, les entretoises seront enlevées et les parties restantes de la structure seront construites. Parfois, il peut être nécessaire d'utiliser une technique ancrée ou contreventée pour enlever les matériaux du sol des pentes, en particulier lorsque l'excavation est trop profonde. [2]

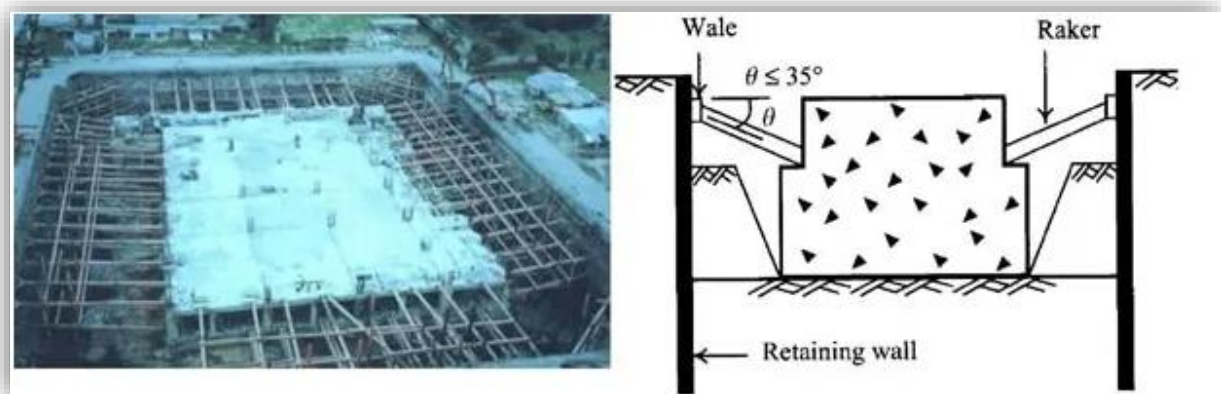


Figure 7. Méthode d'excavation d'îles avec un seul niveau d'entretoise

I.3.5. Méthode d'excavation top down

Dans cette méthode, la construction commence de haut en bas de l'excavation et la construction de la superstructure commence après la fin de la construction de la première dalle. Ainsi, les dalles sont construites après la fin de chaque étape de l'excavation. Les dalles jouent le même rôle que les entretoises pour maintenir la pression de la terre. L'ordre du processus de construction comprend la construction de murs de soutènement, la construction de pieux sous colonne de superstructure, la mise en place de colonnes sur des pieux et l'installation de coffrages pour la première dalle au sommet, puis d'autres dalles seraient construites après chaque excavation. Cette technique nécessiterait un temps de construction court, mais le coût est plus élevé par rapport à d'autres méthodes. Un autre avantage est que la zone de construction est plus sûre puisque les dalles sont plus solides que les entretoises. [2]

Les avantages de la méthode de construction Top-down comprennent :

- 1) La période de construction raccourcie en raison de la construction simultanée du sous-sol et de la superstructure ;
- 2) Plus d'espace opérationnel gagné grâce à la construction avancée de dalles de plancher ;
- 3) La rigidité élevée des dalles de plancher par rapport aux entretoises en

acier améliore la sécurité de l'excavation.

Les inconvénients de la méthode de construction Top-down sont :

- 1) Coût plus élevé (dû à la construction de fondations sur pieux) ;



Figure 8. Méthode d'excavation top down

La qualité de la construction peut être influencée en raison de la détérioration de la ventilation et de l'éclairage sous les dalles de plancher. [3]

I.3.7. Les facteurs influencent sur le choix de la méthode d'excavation

Le choix de la méthode d'excavation est basé sur quelque critère, parmi lesquels on trouve :

- La période de construction admissible
- Le budget de construction
- La disponibilité de l'équipement de construction
- L'existence de fouilles adjacentes
- L'état des bâtiments adjacents
- Le type de fondation de la structure voisine
- La zone du chantier. [2]

I.4. Blindage

Sauf dans les terrains ne possédant aucune cohésion, la plupart des tranchées peuvent être creusées à la pelle hydraulique et leurs parois restent stables, mais pendant une durée malheureusement impossible à déterminer. C'est pourquoi il est impératif de les blinder pour protéger les travailleurs contre les risques d'éboulement.

Le blindage permet de sécuriser un espace excavé contre un éboulement de l'environnement immédiat soit par glissement de terrain, par rupture de talus ou par infiltration d'eau. Il permet aussi de protéger des passages, des espaces de travail pour les hommes et les machines. La réalisation des blindages nécessaires fait partie des règlements relatifs aux conditions de travail et à la sécurité au travail et est encadrée par des normes.

I.4.1. Les types de blindages

I.4.1.1. Enfilage de planches verticales.

Procédé ancien et peu utilisé (excepté dans les reprises en sous-œuvre) mais intéressant par le fait que son principe inspire beaucoup de procédés modernes qui utilisent des éléments préfabriqués métalliques. Ce procédé est le seul qui sans traitement de sol (sauf pour les terrains aquifères) permet d'effectuer une fouille quel que soit la profondeur. Il est également indispensable dans les cas de travaux urbains pour lesquels il faut éviter les décompressions du terrain à cause des constructions présentes autour de la zone de travaux. [3]



Figure 9. Enfilages en planches verticales

Procédé ancien et peu utilisé (excepté dans les reprises en sous-œuvre) mais intéressant par le fait que son principe inspire beaucoup de procédés modernes qui utilisent des éléments préfabriqués métalliques. Ce procédé est le seul qui sans traitement de sol (sauf pour les terrains aquifères) permet d'effectuer une fouille quel que soit la profondeur. Il est également indispensable dans les cas de travaux urbains pour lesquels il faut éviter les décompressions du terrain à cause des constructions présentes autour de la zone de travaux.

I.4.1.2 Blindage par caissons métalliques.

Le caisson comprend deux panneaux latéraux reliés entre eux par des étrépillons. Ces panneaux sont constitués de profilés métalliques soudés entre eux sur toute leur

longueur. Ils sont renforcés par un montant central vertical sur lequel sont fixés les étrésillons. Leur base est biseautée pour faciliter la pénétration dans le sol. [3]

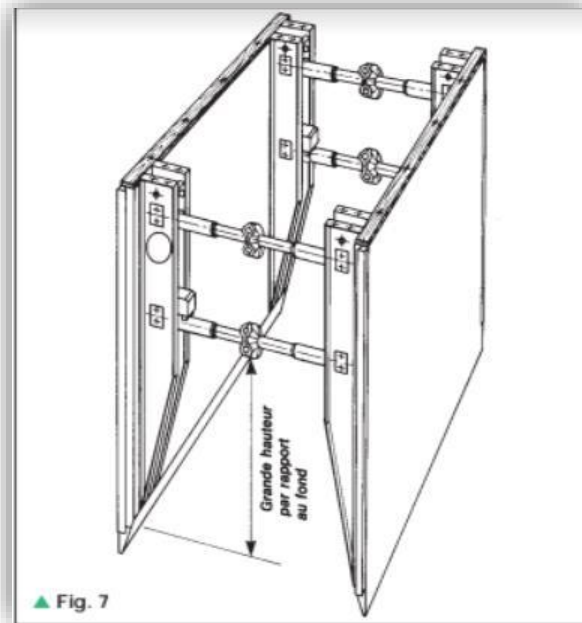


Figure 10. Blindage en Caissons métalliques

I.4.1.3 Blindage par caisson en bois

Ce type de blindage est à utiliser dans des petites tranchées. Les éléments du blindage (deux parois de planches horizontales assemblées par des montants métalliques et des vérins à vis spécialement conçus) sont descendus dans la tranchée avec un engin de levage. Il faut les empiler les uns sur les autres en sachant que le dernier doit dépasser d'au moins 15 à 20 cm du haut de la tranchée. Les éléments supérieurs doivent ensuite être bloqués et les montants verticaux solidarisisés entre eux. [3]



Figure 11. Blindage en Caissons en bois

I.4.1.4 les palplanches métalliques

Une palplanche est un pieu profilé destiné à être battu ou vibrofoncé dans le sol meuble. Elle est solidaire des pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées « serrures ». Un rideau de palplanches permet la réalisation d'un mur imperméable lorsqu'un produit d'étanchéité est appliqué dans la serrure. En milieu urbain, on peut également enfoncer les palplanches en force avec un vérin hydraulique. Cette méthode, silencieuse et n'exerçant aucune vibration sur les ouvrages adjacents, entraîne cependant un remaniement du sol susceptible de tassements différentiels à long terme.



Figure 12. Blindage par Palplanches métalliques

Ils peuvent avoir plusieurs profils : Les types les plus courants sont les profils Z, les profils U et les profils Oméga (variantes des profils U), cependant il existe de nombreux modèles complémentaires comme les palplanches plates. Il est également possible de construire des murs composites à partir de pièces métalliques creuses telles que des tubes ou des boîtes, ou de renforcer le mur de palplanches traditionnel avec des profilés en H. Les palplanches ont une épaisseur d'acier allant de 3 à 20 mm, une largeur allant de 0,40 à 0,75 m et une longueur allant jusqu'à 30 m.

La taille des palplanches est limitée par les dimensions des laminoirs ; néanmoins, de plus grandes dimensions sont réalisables. [4]

I.4.1.5 Paroi clouée.

Le blindage à l'aide d'une paroi clouée est un type de soutènement léger hors d'eau, sous forme d'une paroi en béton projeté, armée d'un treillis, et ancrée dans le sol par des clous disposés sub-horizontalement.

➤ Mode d'exécution.

Excavation par phases descendantes successives :

- Terrassement de la première passe sur une profondeur limitée (typiquement de 1 à 2 m de profondeur) et placement de treillis d'armatures ;
- Renforcement du sol par la mise en place de barres passives (= clous), suivi immédiatement de la mise en œuvre d'un béton projeté ;
- Terrassement des passes suivantes, avec mise en place de clous et de béton projeté jusqu'à stabilisation de la paroi ;



Figure 13. Blindage par Parois cloués

I.4.1.6 Paroi berlinoise.

La technique de blindage à l'aide d'une paroi berlinoise est un type de soutènement. Lors de la réalisation de travaux de terrassement, plus particulièrement en milieu urbain, par manque de recul ou de proximité des habitations, il peut être impossible ou risqué de réaliser les terrassements en talutant. On fait alors le choix de réaliser un soutènement provisoire ou définitif, au moyen de parois mises en œuvre avant le terrassement.



Figure 14. Blindage par Parois berlinoise

Les profilés verticaux les plus fréquemment utilisés sont les profilés en H et les couples de profilés en U. Les éléments de blindage peuvent être des madriers en

bois, des plaques métalliques, des parois gunitées, ou encore des plaques de béton préfabriquées.

Les sections verticales sont généralement espacées de 1 à 3 mètres. Dans les cas les plus courants, la hauteur de ces profilés est d'environ 200 mm, et une distance d'écart allant jusqu'à 2 m est généralement adoptée entre deux lits de domestiques. L'épaisseur des planches varie de 5 à 15 cm et la hauteur est comprise entre 13 et 18 cm. L'épaisseur des dalles de béton préfabriqué est généralement comprise entre 4 et 6 cm, et la hauteur est généralement jusqu'à 1 mètre.

Généralement, on utilise ce genre de parois pour des soutènements dont la hauteur ne dépasse pas 8 m. La profondeur des poteaux peut toutefois descendre jusque 15 m.

Les parois berlinoises sont des parois dont le seul rôle est de garantir une fonction de soutènement. Elles ne sont pas adaptées pour reprendre les charges verticales d'une construction future ou pour assurer une fonction d'étanchéité. Elles sont donc généralement utilisées sur des chantiers sans présence d'eau. [2]

I.4.1.7 Les parois parisiennes

La paroi parisienne est une forme d'ouvrage de soutènement composé de matériaux assurant une résistance verticale, tels que des pieux ou des profilés métalliques avec blindage en béton projeté faiblement armé (Figure I.6). [3]



Figure 15. Blindage par Parois parisiennes

Les caractéristiques des parois parisiennes sont sensiblement les mêmes que celles des parois berlinoises. [2]

La construction en béton de parois parisiennes, en revanche, les rend plus robustes que leurs homologues berlinois. Cela leur permet de supporter un sol soumis à une charge plus importante sans se déformer excessivement, ce qui est un avantage non négligeable en milieu urbain.

I.4.1.8 Les parois lutéciennes

Cette approche, comme les deux précédentes, relève de la catégorie des parois dites composites.

Les parois lutéciennes, comme les fortifications parisiennes, sont entièrement composés de béton armé. Les parties verticales des parois lutéciennes, quant à elles, sont des pieux forés en béton armé.



Figure 16. Blindage par Parois lutéciennes

I.4.1.9 Paroi des pieux sécants

La paroi de pieux sécants est un rideau de pieux qui sert de fondation et d'élément de soutènement. Celles-ci sont sécantes, c'est-à-dire qu'elles se croisent pour former un écran continu en béton armé.

Le diamètre des pieux des parois des pieux tangents est typiquement compris entre 0,50 et 1,50 m. Ces pieux ont une hauteur de soutènement d'environ 12 m. Le bouchon de paroi moulée peut atteindre des profondeurs allant jusqu'à 20 m. Cette valeur dépend cependant des propriétés du sol in situ ainsi que de l'existence ou non de tiges/entretoises d'ancrage. Ceux-ci sont nécessaires une fois qu'une hauteur d'excavation d'environ 4 m a été atteinte. [3]



Figure 17. Blindage par Pieux sécants

1.4.1.10 Paroi des pieux jointifs

La paroi de pieux tangents est un élément de fondation et de soutènement basé sur un rideau de pieux. Ceux-ci sont tangents ou quasi-tangents, c'est-à-dire qu'ils sont contigus.

Les pieux ont en général un diamètre compris entre 0.50 et 1.50 m. Ces pieux peuvent atteindre une hauteur de soutènement de l'ordre de 8 m.

La fiche de la paroi de pieux peut atteindre une profondeur de 20 mètres. Cette valeur dépend cependant des propriétés du sol existant et de la présence ou non de tiges/entretoises d'ancrage. Dès qu'une hauteur d'excavation d'environ 4 m est atteinte, elles sont nécessaires.

Le but de ce type de paroi est d'agir comme un mur de soutènement. Ils pourront cependant supporter de futures charges verticales. Ces murs, en revanche, ne sont pas conçus pour offrir une étanchéité. Une fois l'excavation terminée, une paroi en béton, tel que du béton projeté sur la paroi de pieux, peut être construite pour sceller une paroi de pieux sécants. [3]

1.4.1.11 Parois moulées

Les parois moulées sont des ouvrages de fondations en béton armé utilisées à titre de structure définitive pour la réalisation de nombreux ouvrages, elles permettent d'excaver en toute sécurité sous la nappe phréatique [4].

La technique de la paroi moulée est récente (1952 en Italie, 1955 en France), elle se prête à la réalisation d'une grande diversité d'ouvrages dans des sites et des conditions géotechniques très variées. Elle permet de réaliser des ouvrages de formes et de dimensions diverses jusqu'à des profondeurs très importantes. Cette technique est couramment utilisée pour la réalisation de puits de moyenne profondeur (10 et 50m de profondeur) [5].



Figure 18. Blindage par parois moulées

La paroi moulée assure simultanément trois fonctions : soutènement, portance et étanchéité. Elle sert pour :

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

Les phases de réalisation de la paroi se schématisent comme suit :

L'obtention d'un voile continu par réalisation de panneaux adjacents résulte de la succession des opérations illustrées sur la figure I.

- Perforation de panneaux primaires.
- Mise en place des coffrages de joints en extrémités des panneaux primaires
- Bétonnage des panneaux primaires.
- Enlèvement des coffrages de joints après durcissement du béton des panneaux

Primaires, lorsque les coffrages de joints ne servent pas de guide à l'engin de perforation.

- Perforation de panneaux secondaires (entre deux panneaux primaire, ou en continuité d'un panneau primaire).
- Bétonnage des panneaux secondaires.

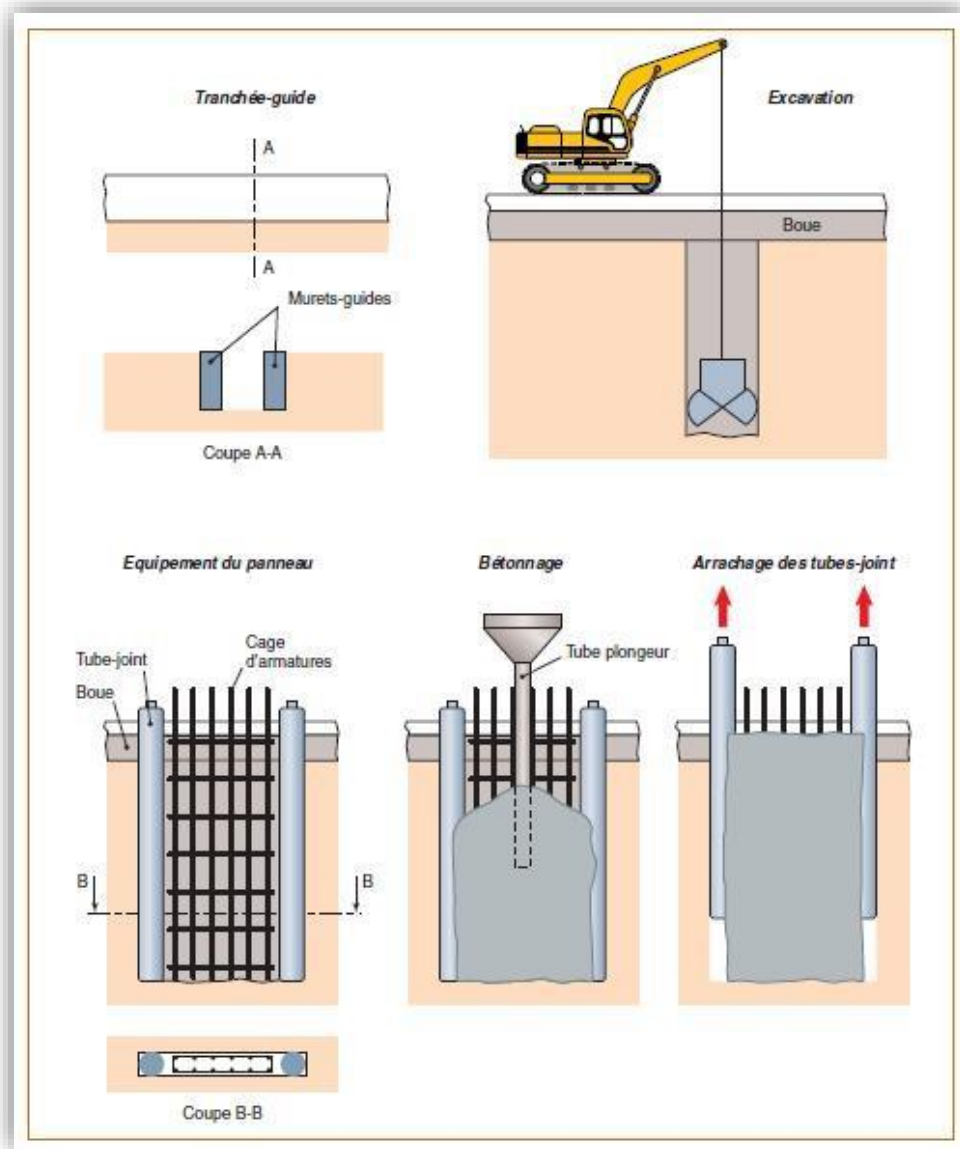


Figure 19. Principe de Réalisation des parois moulées

En règle générale, les parois de la tranchée sont maintenues par une boue bentonite, le plus souvent depuis le début de la perforation de celle-ci jusqu'à la fin du bétonnage, ayant les propriétés suivantes :

- Elle forme en s'essorant sur les parois du sol excavé, une pellicule d'argile appelée « cake », plastique et très peu perméable.
- Elle forme un gel au repos, qui est détruit par agitation (thixotropie).
- Elle assure une poussée suffisante sur les parois de la tranchée et elle stabilise ces dernières en s'opposant à leur éboulement et à la pression de l'eau libre dans le terrain.

I.7 Système de ventilation

I.7.1 L'importance du Système de ventilation dans les tunnels

La ventilation des tunnels peut être assurée soit par des moyens naturels, soit par des moyens mécaniques.

Les systèmes naturels recourent à l'effet de pistonement des véhicules en mouvement, au vent extérieur ainsi qu'aux différences de température et de pression entre les têtes pour produire un courant d'air à travers le tunnel.

Les systèmes de ventilation forcée utilisent des ventilateurs pour produire des courants d'air et peuvent comporter des gaines et des dispositifs d'injection ou d'extraction pour distribuer ces courants d'air. [6]

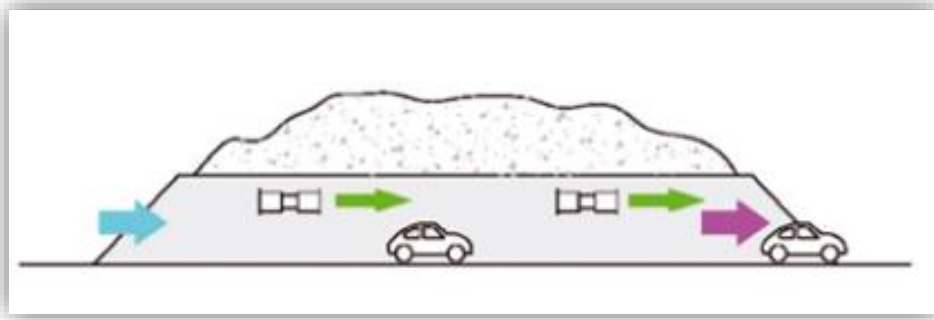


Figure 20 ventilation transversale « naturelle »

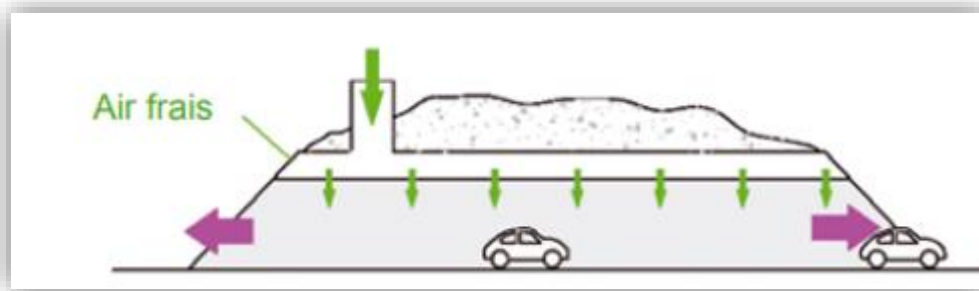


Figure 21. Ventilation longitudinale « forcée »

I.7.2 Objectifs de la commande ventilation

Le système de ventilation du tunnel devrait assurer une qualité d'air suffisante en exploitation normale ainsi que lors des activités de maintenance, et permettre la gestion des fumées souhaitée en cas d'incendie.

De plus, les itinéraires d'évacuation devraient rester libres de toute fumée. Toutefois, lors du choix et de l'exploitation d'un système de ventilation, il n'est pas possible de considérer séparément l'exploitation normale et la gestion des fumées.

Les états intermédiaires entre ces deux situations doivent également être pris en considération. [6]

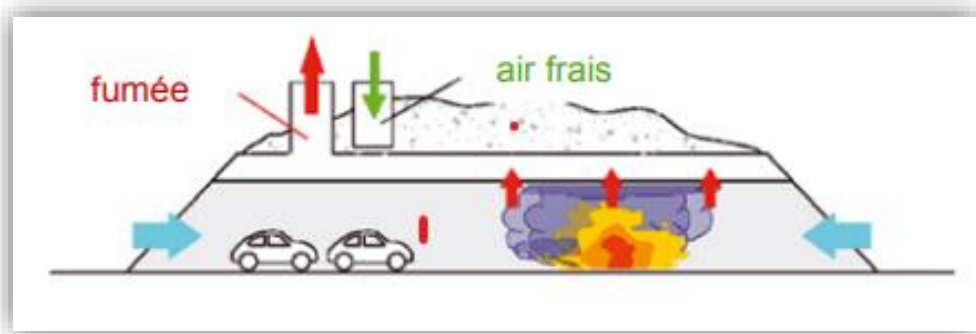


Figure 22. La gestion des fumées dans un tunnel

CONCLUSIONS

La réalisation des ouvrages souterrains a connu un essor important dans les dernières décennies. La densification de l'agglomération urbaine a conduit à une demande croissante de construire des ouvrages. Et grâce au développement de l'industrie, la réalisation des ouvrages souterrains a beaucoup évolué. Les tunnels font partie de ces ouvrages souterrains, les tunnels permettent d'ouvrir des voies de communication et de faciliter ainsi la circulation.

Il existe plusieurs méthodes et techniques de creusement des tunnels, le choix repose sur plusieurs paramètres, liés à la qualité du massif dans lequel le percement est effectué. Ainsi, assurer la stabilité de l'ouvrage à long terme exige un bon choix de système de soutènement.

Chapitre II.

Présentation du projet

Introduction

La ville d'Alger a connu un accroissement démographique considérable et une accélération importante du processus de son urbanisation, qui ont généré d'énormes difficultés de circulation de ses habitants et visiteurs. Afin de faire face à cette situation, les autorités ont opté pour la mise en place d'un réseau de transport capacitaire en site propre capable de donner une réponse efficace à la demande en constante évolution. Dans cette optique, le métro a été retenu comme solution structurante de l'offre de déplacement de la capitale Alger, apte à répondre aux exigences d'un tissu urbain très dense. Pour la réalisation de ce type d'ouvrages souterrains, l'ingénieur en génie civil doit faire face à une variété de difficultés techniques particulière.

II.1. 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.1.1. Historique du projet

Les études du métro d'Alger ont commencé en 1932, dont l'objectif premier était de réaliser une ligne de 14 km entre « Bologhine » et « El Harrach ». En 1955 l'administration coloniale décida d'entreprendre une étude pour la réalisation de la ligne entre « Bologhine » et « El Harrach », qui devait être lancée, a été en fin de compte abandonnée.

En 1972, une étude de transport confiée au Bureau Britannique Buchanan concluait qu'une sorte de métro de type classique serait la solution la plus appropriée.

En 1981, SOFRETU (Société Française d'étude et de Réalisation de Transport Urbain) a fait une étude pour le compte de la RSTA (Régie syndicale des transports algérois) et conclut que la meilleure solution serait d'implanter un système de transport du métro à l'intérieur des zones denses de la ville. Ce système assurerait le transport de 40 000 voyageurs par heure en un seul sens.

En 1982 Le lancement des études du métro d'ALGER s'est concrétisé par la création de l'E.M.A (Entreprise du Métro d'ALGER) qui avait pour rôle de veiller au bon déroulement des différentes étapes de ce projet de grande envergure, dont le lancement des travaux n'a débuté qu'en 1990.

Les études de conception générale ont abouti à la définition d'un schéma de réseau à long terme constitué de trois lignes, totalisant environ 56 Km avec 54 stations. L'analyse des flux de déplacement des personnes dans la ville d'Alger, faite par l'E.M.A, montre une forte densité sur l'axe : Bab El-Oued - Hussein Dey. C'est pour cela que le choix s'est porté pour la réalisation en priorité de la première phase de la première ligne qui s'étend de Hai El Badr à TAFOURAH Grande Poste, d'une

longueur de 9,5km et comportant dix stations, ligne inauguré le 31 octobre 2011, la ligne est mise en service commercial le lendemain 1er novembre. [1]

II.1.2. Présentation de l'entreprise du métro d'Alger

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

Depuis sa transformation en 1989, en Entreprise Publique

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



Dans le cadre du plan de développement des transports urbains, de nouveaux projets ont été confiés à l'EMA depuis 2005, notamment, les études, la réalisation et l'exploitation des Tramways sur le territoire national ainsi que la réalisation, la rénovation et la mise à niveau technologique des téléphériques et télécabines dans les différentes villes du pays. [2]

II.1.4. Lignes et extensions du métro d'Alger :

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.

Extensions 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

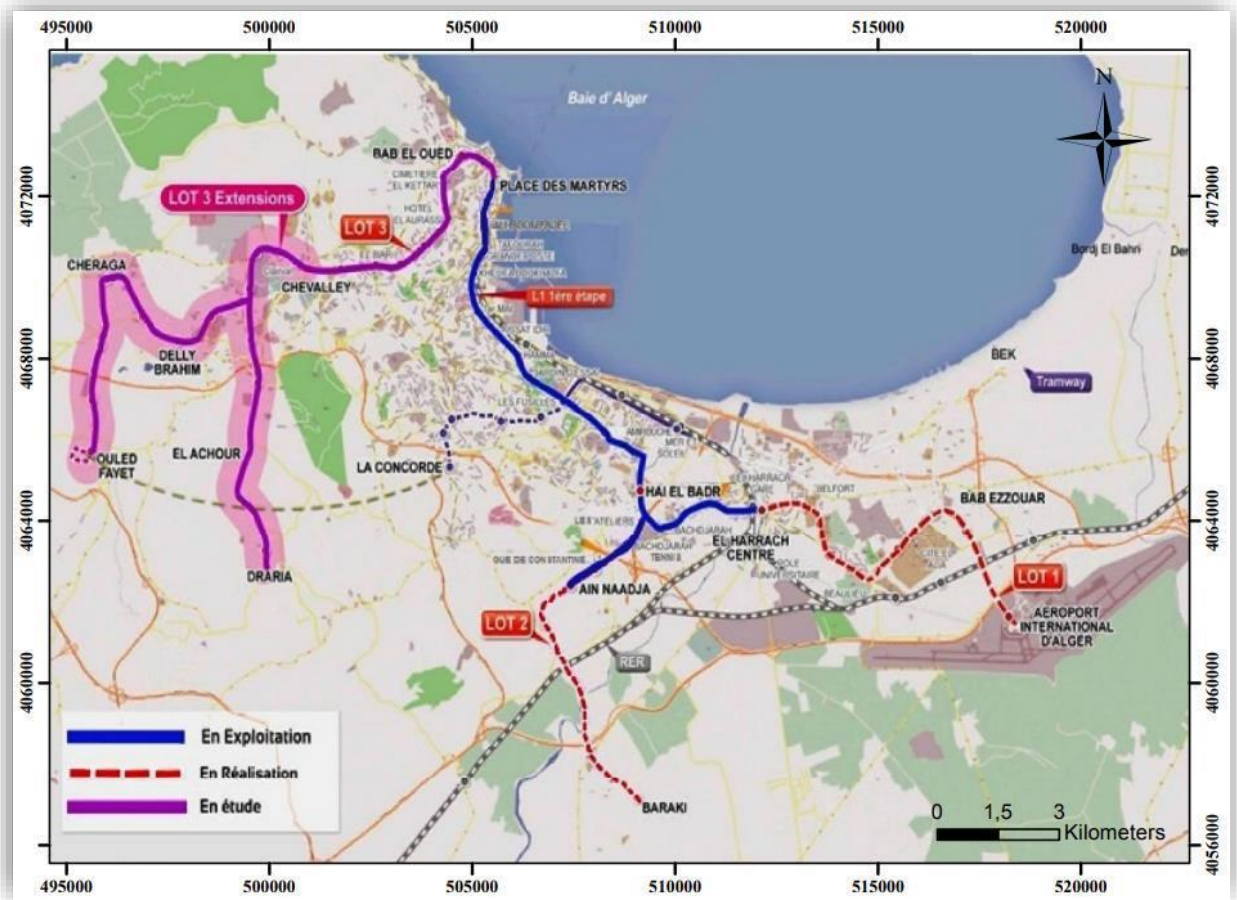


Figure 23. Les extensions de la ligne 1 du métro d'Alger

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. [2]

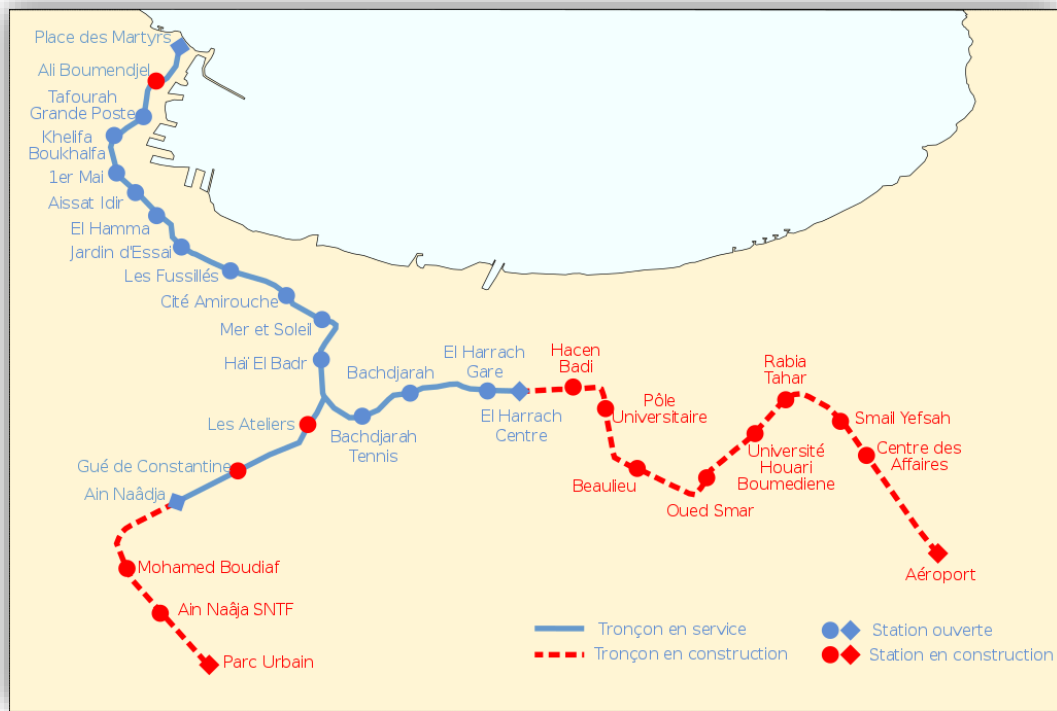


Figure 24. Tracé de la ligne 1 du métro d'Alger avec ses extensions ouvertes et en construction.

II.2. L'extension « El Harrach - Bab Ezzouar – Aéroport d'Alger »

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.

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. [2]



Figure 25. Tracé de l'extension EL HARRACH - AÉROPORT D'ALGER

Tableau 1. Les caractéristiques de chaque station

Station	Pk de la station Km	Dimension de la station(B*L) (m*m)	Profondeur m
Hacen Badi	PK0+848.00	18.65×127.0	36.4
Pôle universitaire	PK1+511.00	17.8 × 127.0	32.8
Beaulieu	PK2+76.00	15.8 × 127.0	27.1
Oued Smar	PK3+807.46	17.8 × 127.0	23.5
Université Houari Boumediene	PK4+805.46	17.8 ×127.0	20.5
Rabia Tahar	PK5+613.46	23.0 ×127.0	19.5
Smail Yafseh	PK6+710.46	17.8 ×127.0	30.1
Centre des affaires	PK7+429.00	17.8 ×127.0	26.7
Aéroport	PK8+938.46	17.8 ×127.0	26.3

II.2.1. Le creusement du tunnel de voie de l'extension « EL HARRACH - AÉROPORT D'ALGER » :

Le creusement du tunnel de voie se fera à l'aide d'un tunnelier TBM (Tunnel Boring Machines) à pression de terre construit spécialement par CREG-WIRTH (Chine) pour creuser le tunnel de cette extension,

Cette machine permet une excavation mécanique à pleine section et il est adopté aux caractéristiques géologiques de cette dernière.

La réalisation du tunnel de voie est prévue en deux étapes :

- ◆ Tronçon d'Oued Smar -Aéroport de longueur de 5680m (y compris le franchissement des stations)
- ◆ Tronçon d'Oued Smar jusqu'à El Harrach Centre de longueur du tunnel de 3743m (y compris le franchissement des stations).



Figure 26. Tunnelier TBM

II.2.2. Les puits de ventilation de l'extension LOT 01 :

Pour le LOT1, il est prévu d'implanter 10 puits de ventilation (du PV1 au PV10) dont leur fonction réside dans l'aération du tunnel de voie.

Dans le puits de ventilation en ligne, le désenfumage est effectué à l'aide de la ventilation mécanique en cas d'incendie dans le tunnel, ils injectent et extraient de l'air en quantité suffisante pour la combustion ce qui permet de limiter la propagation de l'incendie et d'évacuer les voyageurs tout en sécurité. Ce dernier est construit en béton armé et comprend

des sorties de secours servant à l'accès des pompiers ainsi qu'à l'évacuation des voyageurs en cas d'urgence.

Le puits de ventilation est implanté en général au milieu des deux stations, mais si les situations environnantes ne le permettent pas, cet ouvrage est localisé dans l'endroit le plus approprié.

Le puits de ventilation est connecté au tunnel par un rameau. Il est important à signaler que la réalisation des tunnels reliant entre les stations consiste d'abord à réaliser des puits qu'on appelle puits de ventilation ou puits d'attaque. Ces puits d'attaque, une fois la réalisation des tunnels est terminée, ils servent pour la ventilation.

➤ **La situation des puits de ventilation de l'extension**

- PV1 entre la station d'El Harach et la station Hacén Badi
- PV2 entre la station de Hacén Badi et la station Pôle Universitaire
- PV3 entre la station Pôle Universitaire et la station Beaulieu
- PV4 entre la station Beaulieu et oued Smar
- PV5 entre la station Oued Smar et l'université Houari Boumedién
- PV6 entre la station d'Université Houari Boumediéne et la station Rabia Tahar
- PV7 entre la station de Rabia Tahar et la station de Smail Yafsah.
- PV8 entre la station de Smail Yafsah et la station de centre des affaires.
- PV9 entre la station de Centre des Affaires et la station de l'aéroport Houari Boumediéne.
- PV10 a été mise en projet pour s'enfuir la machine de Tunnelier

Les stations et les puits de ventilation représente 75% du projet globale, le creusement du tunnel de 9 km représente 25% du projet et sera achevé en 26 mois seulement grâce à l'utilisation du tunnelier.

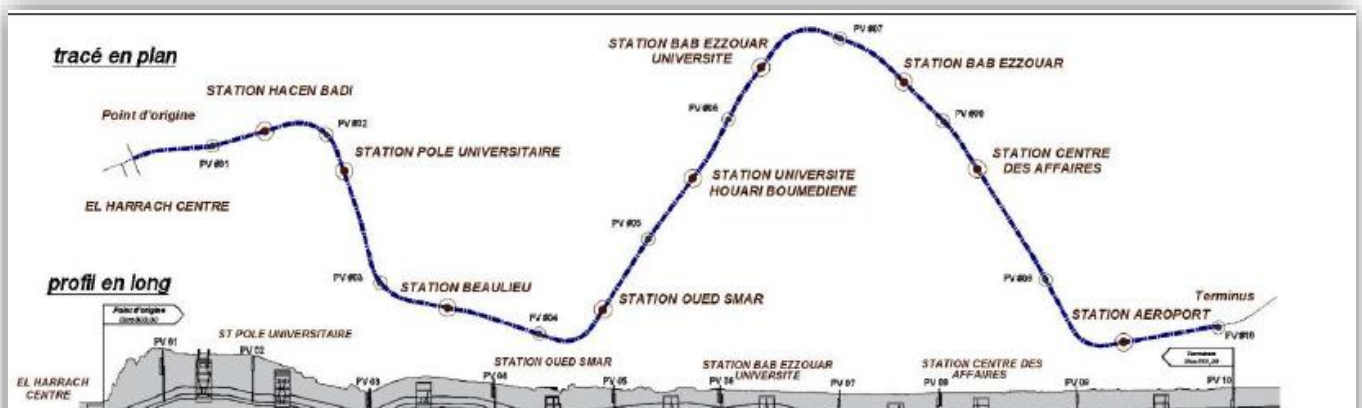
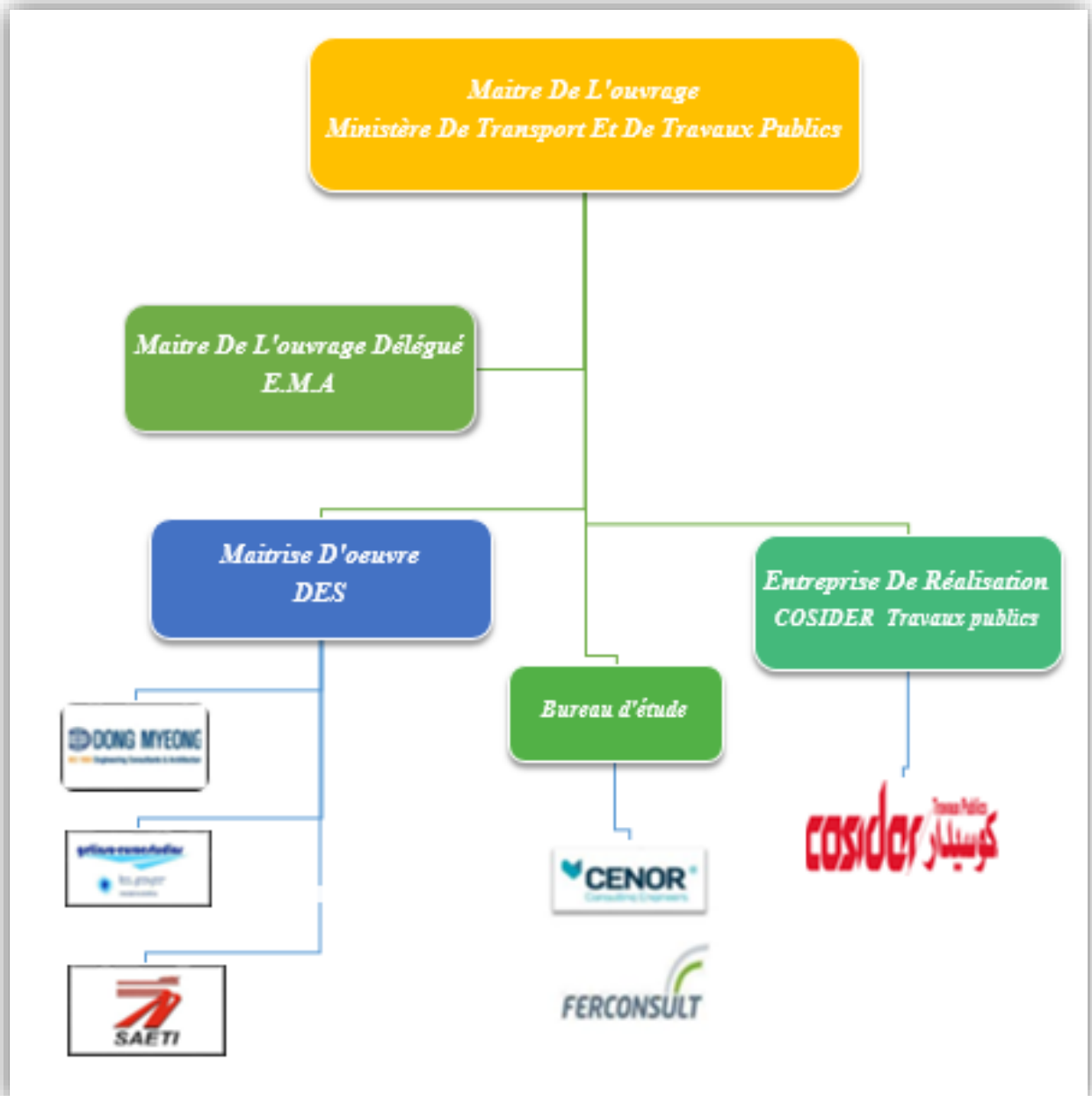


Figure 27 Localisation des différentes station et puits de ventilation dans le tracé en plan de la ligne métro El Harrach - Bab Ezzouar - l'Aéroport

II.2.3. Les sociétés participants dans ce projet



➤ 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.

➤ 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. 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. Euroestudios est chargée de contrôler les études de ce projet.
- **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, aéroports et ferroviaires. 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. 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.
- **Cenor Consulting Engineers** : est une entreprise portugaise spécialisée dans le domaine d'ingénierie de transport.

II.3. Présentation de puits de ventilation n°06

Le puit de ventilation 06 fait partie d'une série de dix (10) puits du projet d'extensions du métro d'Alger lot 1, c'est un ouvrage qui comprend une gaine de ventilation, un local technique et des sorties de secours afin de limiter la propagation de l'incendie et d'évacuer les voyageurs en toute sécurité. Il est connecté au tunnel bouclier par le biais d'un rameau (tunnel transversal) de 90 m de longueur.

L'excavation associée à l'exécution du puits aura une longueur d'environ 45,0 m, une largeur courante de 17,00 m et une profondeur maximale d'environ 27,5 m (31,0 dans une zone très ponctuel du puits de pompage).

Il est composé de trois parties : local technique équipé du ventilateur et des locaux électriques au-dessus du sol, tunnel horizontal raccordé au côté du tunnel à bouclier et puits vertical circulaire reliant le local technique au tunnel horizontal.

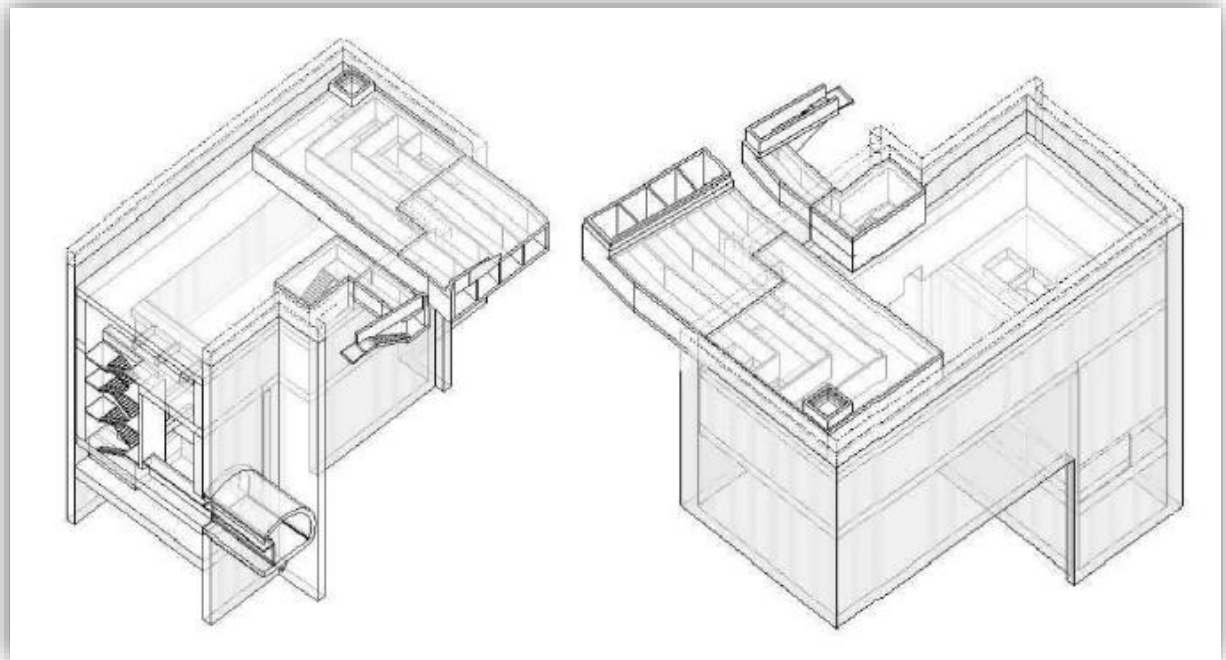


Figure 28. Vue 3D de puit de ventilation 06

II.3.1. Localisation du puits de ventilation 06 :

Le Puits de Ventilation 06 est inséré dans le Projet de l'Extension E – El Harrach Centre – Bab Ezzouar – Aéroport International d'Alger du Métro d'Alger, et se situe entre la station Oued Smar et la station Université Houari Boumediene, au point Kilométrique PK5+232.00.

Le Puits de Ventilation 06 sera situé dans un terrain vide au Nord la Route de Bab Ezzouar, donc aucun bâtiment ne sera impacté par les travaux de construction de cette Puits.

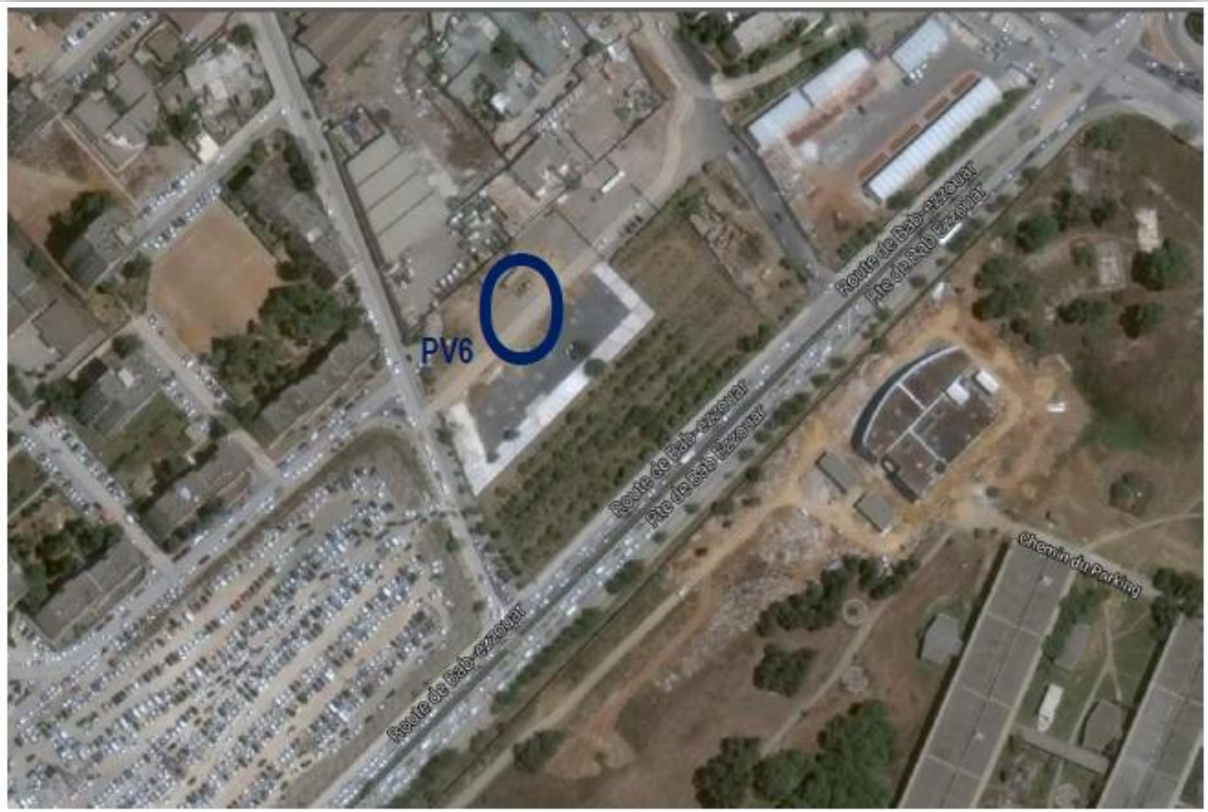


Figure 29. Vue générale de la zone d'implantation du Puits de Ventilation 6

II.4. Contexte géologique, hydrogéologique et sismique du projet :

II.4.1. le contexte géologique

II.4.1.1. 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.

II.4.1.2. 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.

Les principales formations affleurant la région d'ALGER sont les suivantes : (Aymé 1964).

- **Le socle métamorphique** : il est constitué de formations de nature pélitique et carbonatée qui ont subi un métamorphisme, il a été recoupé par des manifestations magmatiques.
- **Les lacunes stratigraphiques** : la région d'ALGER est marquée par les grandes lacunes stratigraphiques du secondaire et de la base du tertiaire (éocène et oligocène).
 - **Les formations Tertiaires** : ces formations recouvrent en discordance les faciès métamorphiques.
- **Les formations Quaternaires** : Cette série est appelée marnes et cailloutis du comblement de la Mitidja, ces dépôts englobent une multitude de faciès plus ou moins grossiers. Le Quaternaire est constitué dans la région d'ALGER par de nombreux termes lithologiques (Sable, grès dunaire, alluvions, éboulis, limons, argiles vaseuses, tourbes argileuses

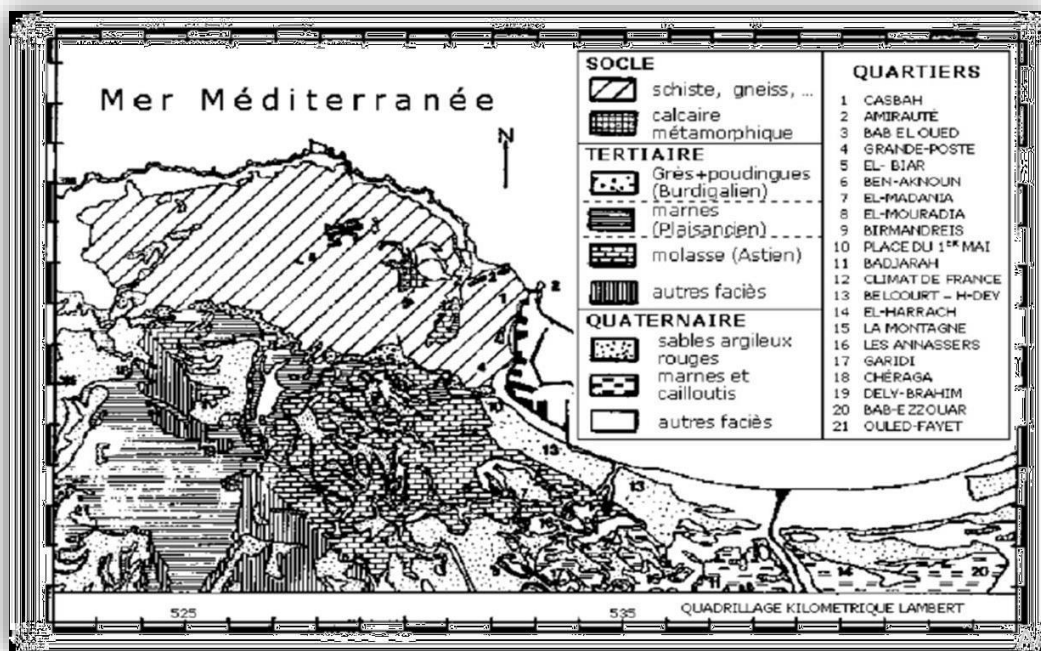


Figure 30. Carte géologique de la région d'Alger (Aymé, 1964)

II.4.2. Le contexte hydrogéologique d'Alger :

II.4.2.1. le climat de la région

Alger possède un climat méditerranéen tempéré, marqué par une période pluvieuse offrant des quantités annuelles de précipitations variant en moyenne entre 400 mm et 1 200 mm. Elle est de ce fait plus arrosée que le reste du pays avec des orages parfois très violents, de courte durée et donc d'intensité forte.

Les périodes sèches qui s'échelonnent du mois de mai au mois de septembre vont avoir de grandes répercussions dans l'hydrogéologie.

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

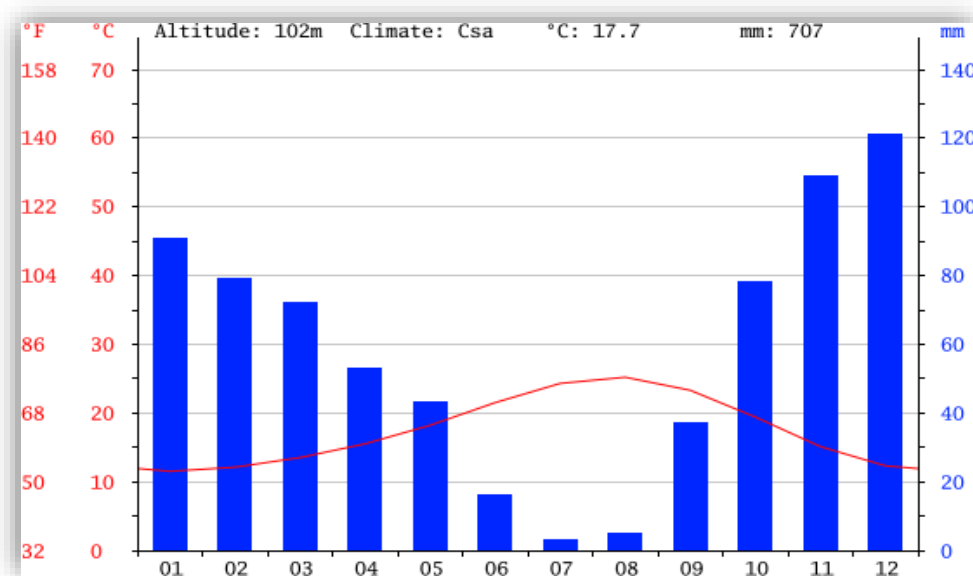


Figure 31. Histogramme pluviométrique et courbe de variation de température de la Ville d'Alger

II.4.2. L'hydrologie de la région :

➤ Nappes de Mitidja :

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

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

Les ressources en eaux souterraines de cette nappe alimentée par les eaux de pluie mais également par l'infiltration des eaux des oueds traversant la plaine. La nappe de la Mitidja est soumise à un climat régional subhumide littoral caractérisant

l'ensemble des plaines côtières. Au fur et à mesure que l'on s'éloigne du littoral, le climat devient de plus en plus continental et l'on enregistre une baisse sensible des températures.

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

Le réseau hydrographique de la région est constitué essentiellement de : Oued El Harrach

- Oued El Hamiz
- Oued Semmar
- Oued Reghaia
- Oued Mazafran [4]

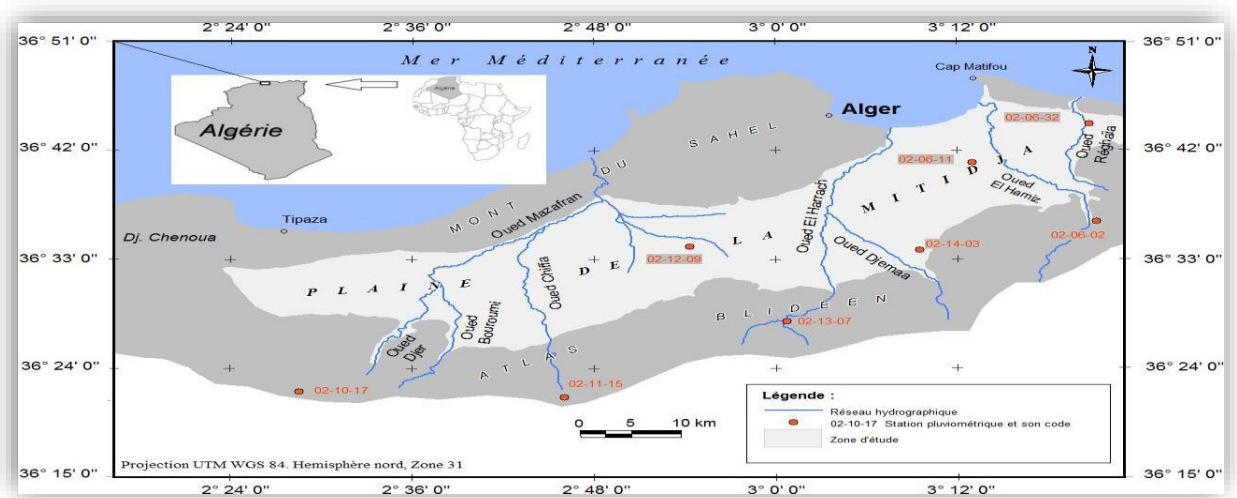


Figure 32. Réseau hydrographique de la région d'étude

II.4.3. Le contexte sismique

II.4.3.1. 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.

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

Le dernier séisme important date du 3 février 1716 et coûta la vie à 20 000 personnes. En outre, plusieurs quartiers furent touchés par le séisme de Boumerdès en 2003 (faille Zemmouri). En effet, le nord de l'Algérie est une zone d'activité sismique (aussi bien terrestre que marine) élevée comme l'attestent les différents séismes survenus à la fin du 20ème siècle et en ce début de 21ème siècle. L'aléa sismique étant relativement important car lié à des magnitudes fortes à modérées,

ainsi, le risque sismique dans cette région est donc avéré et potentiellement lourd de conséquences, en particulier pour les zones urbaines.

II.4.3.2. 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 (plifaille du Sahel) recoupés par des accidents majeurs de direction NO-SE qui déforment ces versants et surélevant la région littorale.

Le territoire Algérienne est divisé en cinq zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité :

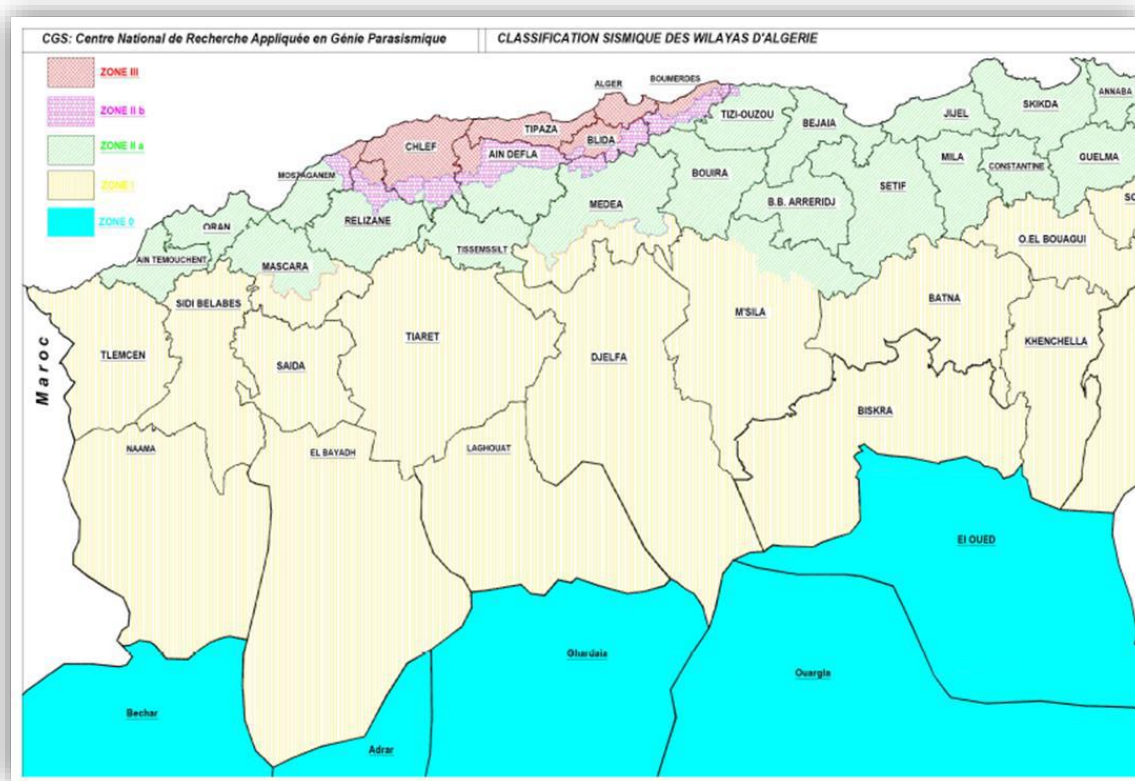


Figure 33. Carte des zones sismiques de territoire national (RPA 99)

II.4.3.3. Sismicité de la région d'étude :

D'après le zoning sismique établi par le Centre de Génie Parasismique (CGS) en (1999), la zone d'étude Bab-Ezzouar où le puit de ventilation sera construit est classée dans la zone III caractérisée par une sismicité très élevée.

Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone II a	Sismicité moyenne
Zone II b	Sismicité élevée
Zone III	Sismicité très élevée

II.4.3.4. Classification de l'ouvrage

Selon l'RPOA 2008 les ouvrages souterrains (tunnels, puits de ventilation...) 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, soit :

- Les tunnels autoroutiers ;
- Les tunnels sur routes nationales ;
- Les tunnels ferroviaires et de métro.

◆ **Groupe 2 : Tunnels importants**

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

Les tunnels classés dans le groupe 2 pourraient être surclassés d'un rang si leur endommagement provoquerait des dommages à un bâtiment, équipement ou installation d'importance moyenne à vitale.

Cette classification préconise des seuils minima de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature et de la destination de l'ouvrage. [5]

Tableau 2. Coefficient d'accélération selon la classe de l'ouvrage et la zone de sismicité

Groupe	Zone Sismique			
	I	Ila	Ilb	III
1	0,15	0,25	0,30	0,40
2	0,12	0,20	0,25	0,30
3	0,10	0,15	0,20	0,25

D'après ce zonage, la région en étude Bab Ezzouar, où est implantée le PV6 de cette extension, est classée en tant que Zone sismique III (Sismicité très élevée), et selon l'RPOA 2008 l'ouvrage est considéré comme ouvrage d'importance stratégique qui correspond au groupe 1. Sur la base de ces informations, le coefficient d'accélération sismique est égal à $A=0,40$ g.

Chapitre III.

Investigation géotechnique

Introduction

Le développement du projet d'exécution du puit de ventilation 06 est basé sur une bonne connaissance des différentes unités géotechniques ainsi que les caractérisations physiques et mécaniques de chaque couche constituant le massif est nécessaire. L'objectif assigné à cette étape est d'établir un modèle géotechnique des différentes couches du sol du site choisi pour exécuter le puits de ventilation

Pour la reconnaissance détaillée du site, il est nécessaire de mener une campagne d'investigation géotechnique. Cette phase désigne les études réalisées sur le site de construction, ainsi un programme complet d'essais au laboratoire sur les échantillons récupérés. Il peut s'agir d'une étude hydrologique, géotechnique ou encore géologique. Le but est de relever des informations se rapportant à la constitution du sol, à savoir :

- La caractéristique du sous-sol : homogène ou hétérogène ;
- Les différents constituants du sous-sol ainsi que leurs caractéristiques géo-mécaniques

Dans ce chapitre, nous présentons une liste des travaux de prospection et des résultats des essais in situ et en laboratoire réalisés dans la zone d'implantation du puit de ventilation 06.

III.1. Campagne de prospection et reconnaissance géotechnique

III.1.1. Description de la campagne de reconnaissance

L'investigation géotechnique pour l'étude du puits de ventilation 6 est réalisée en deux campagnes complémentaires :

- ◆ Une première campagne d'investigation directe APD en mai 2015 a consisté de faire un seul sondage SC26*.
- ◆ Une deuxième campagne complémentaire en décembre 2015 a consisté à réaliser 4 sondages carottés SC54 -SC54A -SC55 -SC56.

L'implantation de SC26- SC54 -SC54A -SC55 -SC56 est présentée dans la figure 34

Dans une seconde phase, l'ensemble des échantillons récupérés depuis les sondages ont fait objet d'une série d'essais au laboratoire :

- Essais physiques d'identification et classification des formations rencontrées ;
- Essais mécaniques de caractérisation de la résistance des sols ;
- Et des essais chimiques.

L'analyse des résultats obtenus nous a permis d'aboutir à une caractérisation paramétrique des couches du sol du site du projet. L'objectif final étant d'élaborer le modèle du sol à considérer dans les calculs de la stabilité des soutènements projetés.

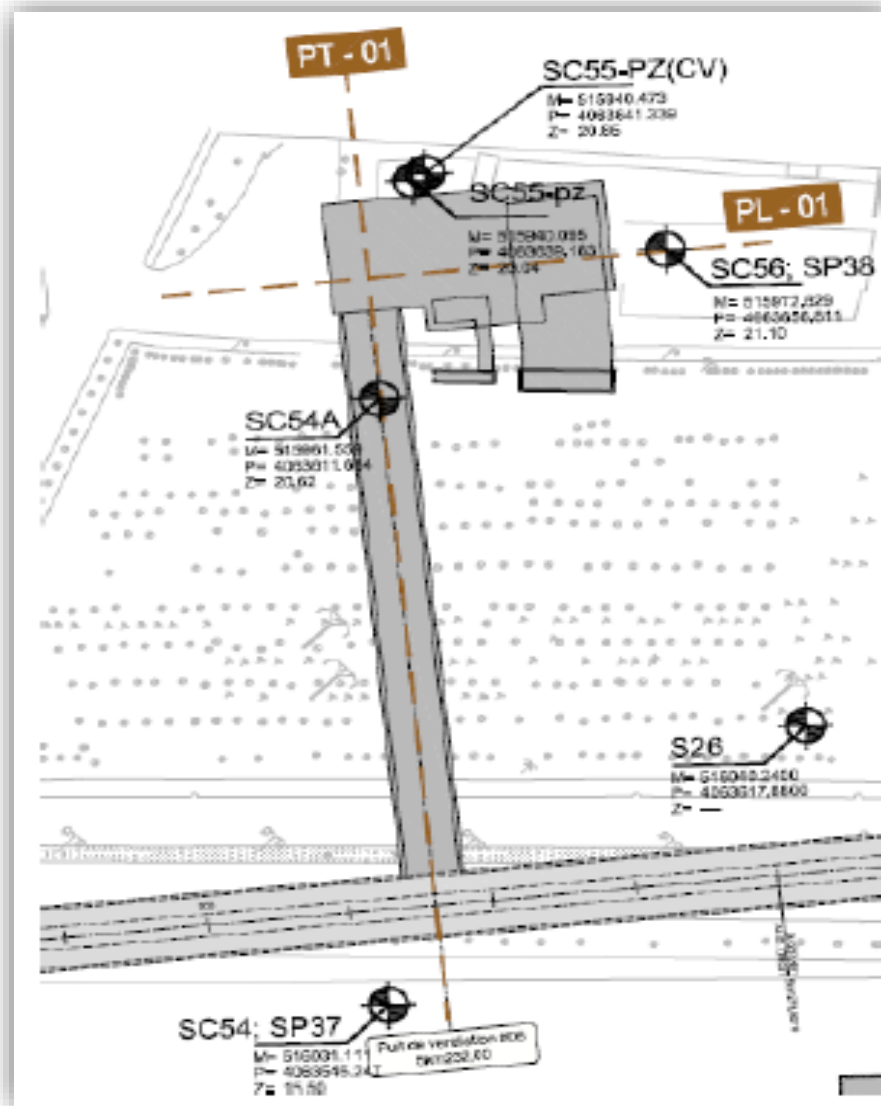


Figure 34. Implantation des sondages

III.1.2 Reconnaissance in-situ

Le programme géotechnique réalisé durant la campagne est composé par les types de reconnaissances suivants :

- Quatre sondages carottés jusqu'à trente-sept mètres de profondeur ;
- Deux sondages pressiométriques de trente-sept mètres de profondeur ;
- Quatre essais de pénétration statique SPT jusqu'à trente-sept mètres de profondeur ;
- Un piézomètre à corde vibrante ;

Tableau 3. Résumé des travaux de prospection réalisés dans la campagne de prospection complémentaire

Sondage	Essai SPT	Essais pressiométriques	Identification ⁽¹⁾	perméabilité	Œdométriques
SC54-SP37	25	13	8	-	-
SC54A	25	-	5	-	-
SC55	25	-	7	1	1
SC56-SP38	25	14	7	1	1

(1) Essais d'identification : incluent le teneur en eau naturelle, le degré de saturation, la masse volumique humide, sec et des particules solides du sol, les analyses granulométriques, les limites d'Atterberg et VBS.

Les différents types d'essais effectués lors des investigations géotechniques du puits de ventilation 06 :

Tableau 4. Les différents essais effectués lors de la campagne investigation

Essais mécaniques (in-situ)	Essai au laboratoire	
	Détermination des caractéristique mécaniques du sol	Essais d'identification
- Essai pressiométrique	-Essai de cisaillement à la boîte UU	- Teneur en eau
- Essai SPT	- Essai de cisaillement à la boîte CD	- Degré de saturation
- Essai piézométrique	-Essai Triaxiale	- Analyse granulométrique
	- essai œdométrique	- Les limites d'Atterberg

III.2 Résultats de l'investigation géotechnique

III.2.1 Reconnaissance lithologique par sondages :

A partir de la synthèse des différents résultats des sondages carottés (voir ANNEXE A) obtenus de l'investigation géotechnique de l'APD et CPC , la géologie des sols de la région où le puits de ventilation 06 sera implantée s'agissent des dépôts quaternaires avec facies lithologiques constitués par des sables limoneux-argileux parfois mêlés de cailloux avec présence de grés, superposés aux formations du pliocène récent et quaternaire ancien constitués, à l'échelle de l'ouvrage, par les marnes et argiles marneuses dites d'El Harrach.

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

Tableau 5. Description lithologique des différentes unités du sol en fonction de la profondeur

Localisation pk	Profondeur atteinte par les sondages (m)	Horizon géotechnique	Profondeur moyenne (m)
5+232,00	0,0-37,0	Remblai (R)	00-5,5
		Sables limoneux-argileux parfois mêlés de cailloux avec présence de grés Qs	5,5-18,0 ; 2,0-21,30
		Argiles marneuses Qm	>18 m ; >21,30

Le profil lithologique (profil en long et profil transversal) du puits de ventilation numéro 06 est représenté dans l'annexe A figure 1et 2.

La reconnaissance des paramètres du terrain nécessite une investigation qui a porté sur l'exécution de divers essais que nous allons les citer par la suite.

III.2.2 Essai de pénétration au carottier (SPT)

Le « Standard Pénétration Test » (SPT) est un essai de pénétration dynamique qui permet de déterminer la densité in situ et l'angle de résistance au cisaillement des sols sans cohésion ainsi que la résistance des sols cohésifs, tout en prélevant des échantillons remaniés du terrain.

Il consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe de section connue. Le battage est assuré par une masse, appelée mouton, tombant d'une hauteur bien déterminée.

Les tableaux (ANNEXE A tableau 1 et2) montrent les résultats des essais SPT réalisés dans chaque unité géotechnique en fonction du changement de nombre de coup.

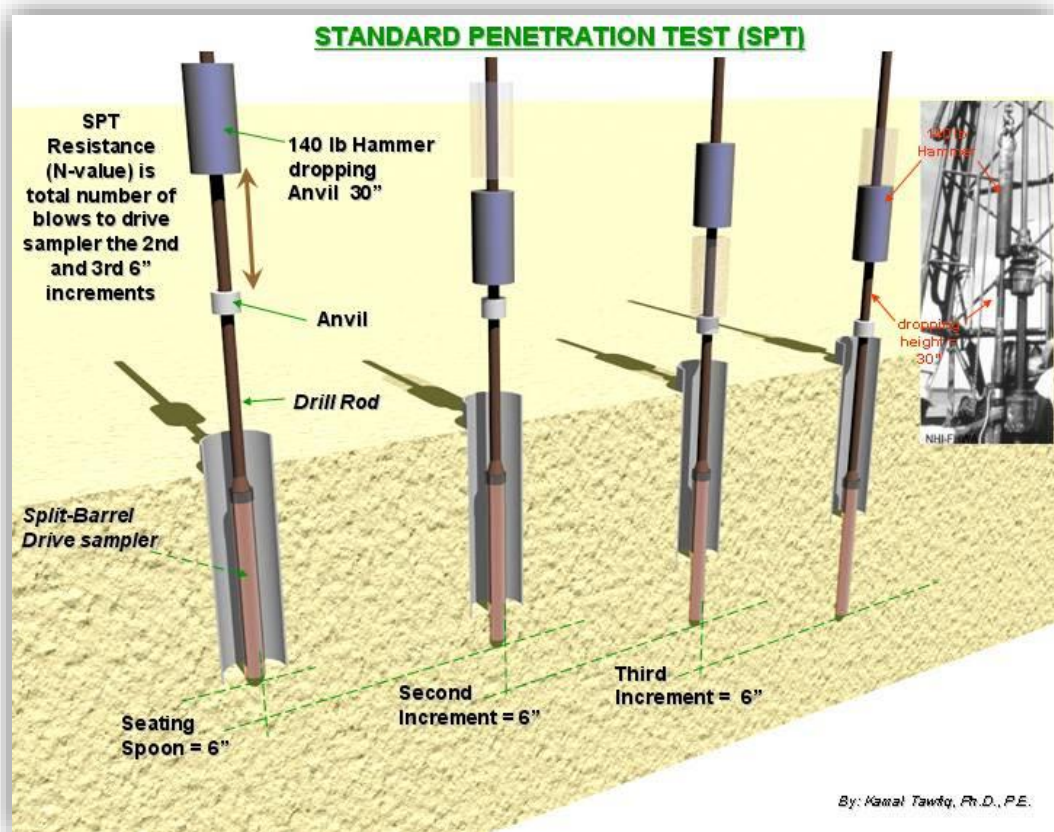


Figure 35. Schéma du principe du teste SPT

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

- La correction liée aux pertes d'énergie transmise aux tiges de battage, du fait du frottement et d'autres phénomènes- parasites CE ,
- La correction liée aux pertes d'énergie relatives à la longueur des tiges λ ,
- La correction liée à l'effet de la contrainte verticale due au poids des terres (dans les sables) CN .

La correction (CE) est obtenue tenant en compte l'équation suivante

$$CE = Er / 60$$

Où le Er est le rapport d'énergie de l'appareillage spécifique de l'essai. Nous avons choisi d'utiliser une valeur de $Er=55\%$.

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

Les valeurs à utiliser pour cette correction, suggérées par la norme mentionnée ci-dessus, sont présentées dans le Tableau.

Tableau 6. Facteurs de correction dans les sables en fonction de la longueur des tiges

Longueur des tiges sous l'enclume (m)	Facteurs de correction (λ)
>10	1
6 à 10	0,95
4 à 6	0,85
3 à 4	0,75

Le facteur de correction à utiliser pour tenir en compte l'effet de la contrainte due au poids des terres dans les sables (CN) peut être obtenu selon l'équation :

$$CN = \sqrt[2]{98 / \sigma v'}$$

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

Finalement, en considérant les facteurs correctifs antérieurs, les valeurs de $NSPT$ corrigées, désignées comme $N60$ et $(N1)60$, sont données par :

- $N60 = CE \cdot \lambda \cdot NSPT$ – pour les argiles
- $(N1)60 = CE \cdot \lambda \cdot CN \cdot NSPT$ – pour les sables

➤ Interprétation des résultats

L'interprétation est basée sur le $(N1)60$ pour les sables (Unité Qs) et $N60$ pour les remblais (Unité R) et marnes (Unité QM).

➔ Selon la classification de Terzaghi et Peck (1967),

Tableau 7. Classification de Terzaghi et Peck 1967

Etat du sol	Nombre de coup N
Très lâche	< 4
Lâche	4 à 10
Moyennement dense	10 à 30
Dense	30 à 50
Très dense	>50

La compacité de sol dans chaque unité est :

◆ Sous unité :

La présence des refus dans un sondage indique que sa nature lithologique est composée de fragments rocheux (graviers, cailloux, galet, grés).

◆ **Unité de remblai et terre végétale R :**

Les valeurs de N_{spt} varient de 19 à 31 coups avec une valeur moyenne de 21 coups et selon la classification de Terzaghi, la formation est moyennement dense.

◆ **Unité de sables limoneux-argileux Q_s :**

Les valeurs de N_{spt} varient entre 18 et 42 coups avec moyenne de 28 coups. Selon la classification de Terzaghi cette formation est moyennement dense à dense.

◆ **Unité de Marne et Agile marneuse Q_m :**

Les valeurs de N_{spt} varient entre 20 et 50 coups avec une valeur moyenne de 36 coups. D'après Terzaghi la formation est dense, cela est confirmé par la compacité de la marne.

III.2.3 Essai Pressiométrique Menard

Afin de déterminer le module d'élasticité ainsi que le module de déformation du sol, des essais par sonde pressiométriques du type Menard sont exécutés. Ces essais comprennent la réalisation d'une dizaine de paliers de pressions, jusqu'à la rupture de la formation afin d'établir la pression limites des matériaux à chaque essai.

Le relevé des déformations devra être faits à chaque palier de pression toutes les 15, 30 secondes et 1 minute après l'application de chacun des paliers de pression.



Figure 36. Ensemble Pressiométrique Menard

Deux essais pressiométriques SP37-SP38 ont été effectués dans les sondages SC54 et SC56.

L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques géo-mécaniques du sol.

Les résultats sont présentés dans les figures suivantes et donnés dans un tableau (ANNEXE A tableau 3).

➤ Interprétation des résultats

A partir de l'analyse des graphiques des sondages pressiométriques SP37 et SP38 présentés dans (l'ANNEXE A tableau 3), on peut distinguer deux unités qu'on peut interpréter grâce à la classification (DTU 13.12) et la classification de Menard (ANNEXE A tableau 4) respectivement :

◆ Unité sable limoneux argileux parfois mêlés de cailloux avec présence de grés :

Les courbes montrent des pics aléatoires qui sont dus à la présence des fragments rocheux. Les valeurs du PI varient entre 0,21 et 5,09 MPa avec une valeur moyenne de 2,8 MPa. Selon la classification DTU13.12 le sol est compact. Les valeurs du rapport E_m/PI varient de 6, 5 à 38, 72 avec une valeur moyenne de 18,3 MPa.

D'Après la classification de Menard, le sol est surconsolidé.

◆ Unité Marneuse- argile marneuse

Les courbes montrent un accroissement progressif de la pression limite et du module pressiométrique en fonction de la profondeur. Les valeurs du PI varient de 2,06 à 8, 47 MPA avec une valeur moyenne de 6, 58 MPA.

Pour les valeurs du rapport E_m/PI , ces dernières varient de 9,31 à 38,01 MPa avec une valeur moyenne de 21,27 MPa et selon la classification Menard, le sol est surconsolidé

III.2.4 Essai Piézométrique à corde vibrante

Le piézomètre à corde vibrante se compose d'un fil étiré magnétique à haute résistance à la traction, dont une extrémité est ancrée et l'autre est fixée à un diaphragme qui dévie dans une certaine proportion à la pression appliquée. Tout changement de pression fait dévier le diaphragme proportionnellement et cela affecte à son tour la tension dans le fil étiré. Ainsi, tout changement de pression interstitielle affecte directement la tension du fil.

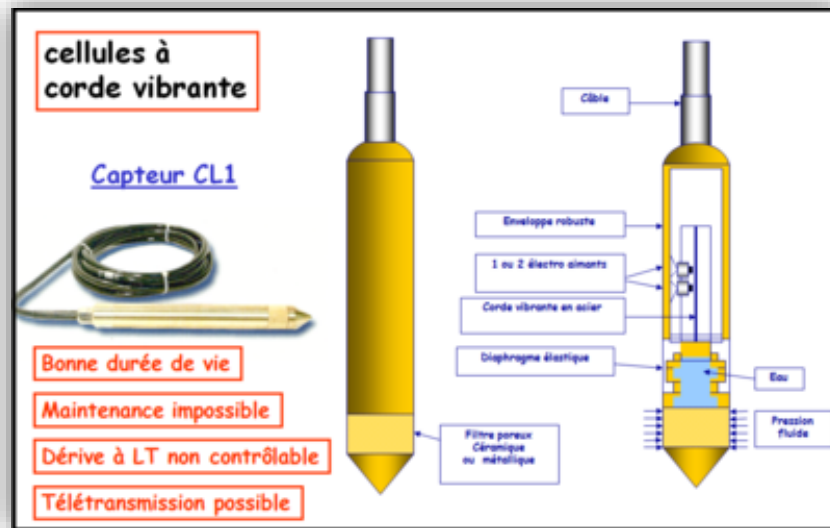


Figure 37. Cellule à corde vibrante

Dans notre investigation géotechnique Trois forages sont équipés par un piézomètre à corde vibrante. Les piézomètres prévus seront placés à la fin du forage lors du retrait du tubage provisoire. Il est prévu l'installation de trois capteurs de pression dans chaque sondage piézométrique. Le capteur de pression est constitué d'un diaphragme élastique auquel est accrochée sous vide une corde tendu en acier. Le diaphragme se déforme sous l'effet de la pression de l'eau modifiant ainsi la tension de la corde. La fréquence de vibration de la corde, excite par un électroaimant, est liée à la pression hydraulique.

D'après les données de la phase APD, le niveau de la nappe indiqué en premier lieu était à 5m de profondeur. Plus tard dans le PV6, des piézomètres à corde vibrante (SC55_PZ) ont été installés.

Tableau 8. Piézomètre à corde vibrante. Localisation. Installation. Unité

Piézomètre		Coordonnées			Profondeur Installation	unité
N°	Type	M	P	Z		
SC55PZ1	Corde vibrante	515941,59	4063642,34	20,66	35	QM
SC55PZ2	Corde vibrante	515940,47	4063641,34	20,56	25	QM
SC55PZ3	Corde vibrante	515939,37	4063640,51	20,69	12	QS

Les résultats et mesures obtenues par le piézomètre à corde vibrante ainsi que les profondeurs piézométriques sont présentées dans le **tableau 3 ANNEXE A**.

Interprétation des résultats

En analysant les lectures des piézomètres à corde vibrante installés à l'endroit du PV6, nous constatons que le niveau piézométrique est variable. Il se situe entre 17, 70 m et 21, 50 m.

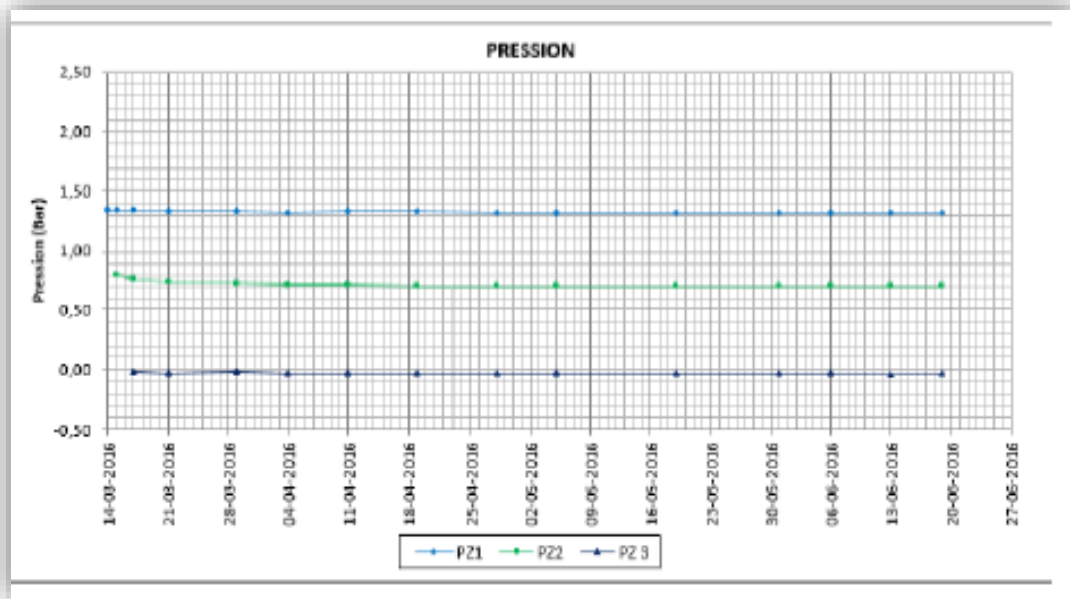


Figure 38. Piézomètres à corde vibrante SC55.Pression

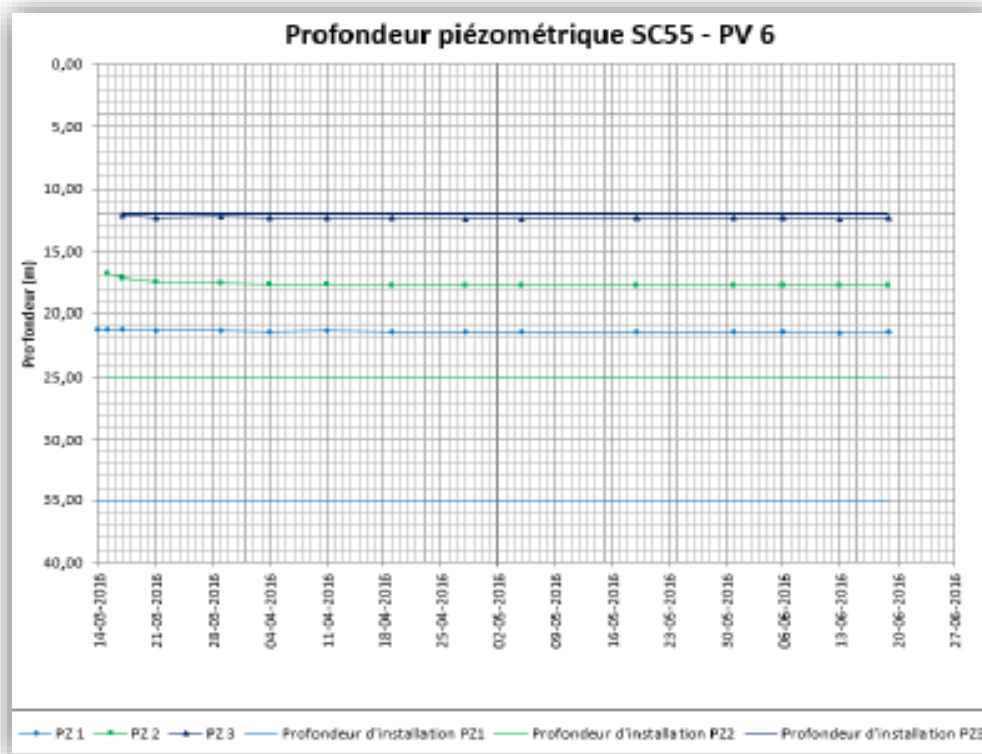


Figure 39. Piézomètres à corde vibrante SC55. Profondeur

III.2.5 Présentation et interprétation des résultats des essais de laboratoire

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

III.2.5.1 Essais physiques au laboratoire :

- **Analyse granulométrique :**

Cet essai dans la norme NFP 94-057 permet, à l'aide de différents tamis, de déterminer précisément la composition et le squelette granulaire d'un matériau afin d'en déduire ses caractéristiques mécaniques.

- **Essai de teneur en eau :**

L'essai de teneur en eau permet de déterminer quel est le pourcentage massique (W%) d'eau dans le sol étudié.

- **Essai de masse volumique :**

La masse volumique est l'un des critères de base pour un sol car ce dernier reflète l'identité du sol auquel nos projets font face et cela en mettant en rapport la mesure de la masse du sol (w) par rapport au volume qu'il occupe (v) dans ce même sol $\gamma = w/v$.

- **Essai Limites d'Atterbeg**

On détermine par cet essai la limite de liquidité et la limite de plasticité d'un sol. Il est réalisé sur la partie de sol passant au tamis de 400 μm .

Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

- **Essai au Bleu Méthylène (VBS) :**

Cet essai est utilisé pour déterminer l'argilosité d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol. Pour cela on utilise le bleu de méthylène, substance adsorbée de préférence par les argiles.

Les tableaux et les figures montrent les résultats des essais de laboratoire réalisés dans la zone du PV6. La description des résultats est faite selon les classifications dans l'ANNEXE A **tableau 6 jusqu'à tableau 13**

a) Unité de remblai R

Les différents résultats des essais de laboratoires effectués sur l'unité des remblais et leurs interprétations sont résumés ci-dessous sous forme d'un tableau.

Tableau 9. Résultats des essais d'identification pour l'unité de remblai

Paramètre Géotechnique	Désignation (unité)	Min	Moy	Max	Description
Densité Sèche	γ_d (KN/m ³)	16.5	17.2	17.9	Sol détrempé de densité moyenne
Poids spécifique	γ_s (KN/m ³)	26.1	26.15	26.2	
Degrés de saturation	Sr %	82	85.5	89	
Teneur en eau	W%	14	15	16	
Densité humide	γ_h (KN/m ³)	20.6	21.15	21.7	
Granulométrie	<0.08mm	57	58.5	60	Sol fin plastique potentiel de gonflement moyen
	<2 μ m	19	20.5	22	
Limite d'Alttberg	Wl %	47	49	51	
	Wp%	23	24	25	
	IP%	24	25	26	
	VBS	2.9	3.15	3.4	Sols distinguant des sols limoneux des sols argileux

➤ Interprétation des résultats

Deux échantillons sont retenus pour analyse, car les paramètres obtenus sont nécessaires pour le dimensionnement et la modélisation de l'ouvrage.

- Les résultats montrent une granulométrie fine avec plus de 50% des passants à 0.08mm. Ils sont classés dans le domaine des argiles plastiques d'après les limite d'Alterberg **figure 40**.

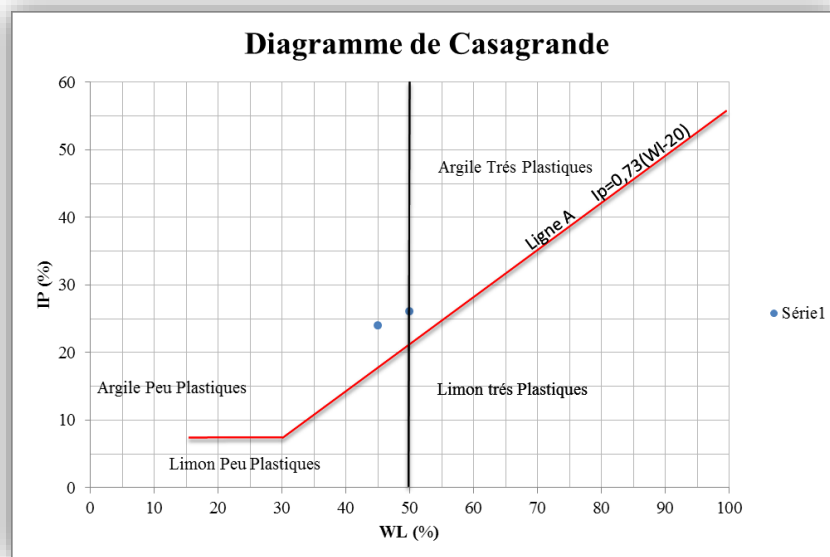


Figure 40. Diagramme de Casagrande

- Les poids volumiques sec varient entre $\gamma_d=17,9$ et $\gamma_d=16,5$ KN/m³ qui traduit la densité moyenne de sol avec $\gamma_{d,moy} = 17.2$ KN/m³.
- Le degré de saturation indique une valeur qui varie entre 82-89%, indiquant un état détrempe d'après Terzaghi.
- Les limites d'Alterberg montrent que le sol présente un potentiel de gonflement moyen (Snethen et al 1977).
- La valeur au bleu de méthylène montre un sol distinguant des sols limoneux des sols argileux.

b) Unité de sables

Les différents résultats des essais de laboratoire effectués sur la formation sable limoneux-argileux et leurs interprétations sont résumés ci-dessous sous forme d'un tableau.

Tableau 10. Résultats des essais d'identification pour l'unité de sable

Paramètres Géotechnique	Désignation (unité)	Min	Moy	Max	Description
Densité Sèche	γ_d (KN/m ³)	16.55	17.14	17.68	Sol détrempe de densité moyenne
Degrés de saturation	Sr %	90	95.5	100	
Teneur en eau	W%	14	17	20	
Densité humide	γ_h (KN/m ³)	20.41	21.22	21.8	Sol pulvérulent moyennement plastique
Granulométrie	<0.08mm	22.6	37.47	51.7	
	<2 μ m	5.2	9.6	14.23	
Perméabilité	K(m/s)	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴	10 ⁻⁴	Faible Perméabilité

➤ Interprétation des résultats :

- L'analyse granulométriques montrent que les passants à 0,08mm sont inférieurs à 50% par contre la fraction inférieure à 2 μ m révèle la présence de parcelles fines. D'après la classification LCPC, plus de 12 % d'éléments sont inférieur à 0,08 mm, il s'agit donc d'un sable- limoneux à argileux.
- Le poids volumique sec varie entre une moyenne de ($\gamma_d=16.5$ KN/m³) et une densité élevée de ($\gamma_d=17.6$ KN/m³), avec une valeur moyenne de ($\gamma_d=17.1$ KN/m³). Ces résultats montrent que le sol d'une densité moyenne.
- Le degré de saturation varie entre 90-100%avecune valeur moyenne de 95,5% indiquant un état détrempe d'après Terzaghi.
- L'essai de perméabilité K indique une faible perméabilité.

c) Unité de marne à marne argileuse

Tableau 11. Résultats des essais d'identification pour l'unité de marne

Paramètres Géotechnique	Désignation (unité)	Min	Moy	Max	Description
Densité Sèche	γ_d (KN/m ³)	17	18,08	19,7	Sol détrempe de densité Moyenne à dense
Poids spécifique	γ_s (KN/m ³)	26	26.15	26.3	
Degrés de saturation	Sr %	81	92.56	100	
Teneur en eau	W%	9	16,54	21	
Densité humide	γ_h (KN/m ³)	20,3	21,04	22	
Granulométrie	<0.08mm	67	83.81	99	Sol fin très Plastique, Potentiel de gonflement élevé
	<2 μ m	24	34.75	45	
Limite d'Atterberg	Wl %	56	58,09	61	
	Wp%	26	28,18	31	
	IP%	29	29,9	31	
	VBS	2.9	3.64	4,1	Sols distinguant des sols limoneux des sols argileux
Compressibilité à l'Oedomètre	Cg %	4.03	4.24	4.45	Sol gonflant de compressibilité moyenne
	Cc%	12.47	13.65	14.8 3	
	Pc(bar)	1.2	1.265	1.33	Sous consolidé
	OCR	0.16	0.17	0.18	
Perméabilité	K(m/s)	6.1* 10 ⁻¹⁰	10 ⁻⁹	1.4* 10 ⁻⁹	Pratiquement imperméable

- Les résultats montrent une granulométrie fine avec plus de 50% des passants à 0.08mm. Ils sont classés dans le domaine des argiles très plastique d'après la limites d'Atterberg.
- Le poids volumique sec varie entre une moyenne densité $\gamma_d=17\text{KN/m}^3$ et une densité élevée de $\gamma_d=19.7\text{KN/m}^3$ avec une valeur moyenne de $\gamma_d=18\text{KN/m}^3$ traduisant une densité moyenne à moyennement dense.
- Le degré de saturation varie entre 81-100%, avec une valeur moyenne de 92, 56% indiquant un état détrempe.
- Les caractéristiques mécaniques obtenues à partir des essais de compressibilité à l'odomètre confirme à cette profondeur une présence de lentille de sableuse caractérisé par : une compressibilité moyenne et une sous consolidation
- La valeur au bleu de méthylène montre un sol distinguant des sols limoneux des sols argileux.
- L'essai de perméabilité K indique que le sol est imperméable.

III.3 Méthodologies adoptés dans le paramétrage effectué

De nombreux paramètres géotechniques nécessaires pour l'exécution de notre projet sont obtenus grâce à des corrélations, les données collectées des essais SPT et pressiométriques.

La méthode géostatistique de (Schnieder, 1997) a été utilisée afin d'avoir une valeur caractéristique de nos paramètres.

Selon la méthodologie proposée par Schneider (1997): $X,k = X,m \cdot (1 \pm 0,5 \cdot Vx)$

Où: X,k est la valeur caractéristique de X ; X,m est la moyenne des valeurs de X ; $Vx = Sx/Xm$; Sx est l'écart-type des valeurs de X .

III.3.1 Paramètres non-drainés des sols cohésifs

- **Corrélation à partir du N_{spt} pour déterminer la cohésion non-drainée S_u**

La corrélation la plus utilisée entre la cohésion non drainée S_u d'une argile et les résultats de l'essai SPT est donnée par Terzaghi et Peck et est approximativement de

$$\frac{C_u}{P_a} \approx 0,06 \cdot N_{spt}$$

où p_a : est la pression atmosphérique.

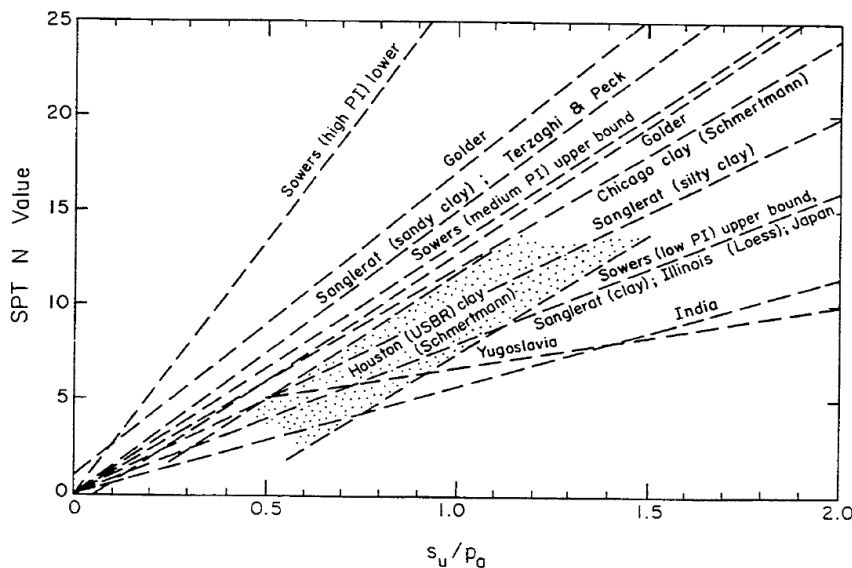


Figure III.5 Corrélation entre N et C_u

- **Corrélation à partir du PMT pour déterminer la cohésion non-drainée C_u**

Pour estimer la valeur de S_u à partir des données pressiométrique, nous avons utilisé la corrélation établie par (Baguelin et al, 1978) ; (Briaud et al, 1985). Elle donne :

$$C_u/P_l = 0,21 \cdot \left(\frac{P_l}{p_a}\right)^{0.75} ; \text{Où } P_l^* = P_l - \sigma_{0h}$$

- **Corrélation pour déterminer le module de déformabilité non drainée E_u**

Nous avons utilisé les données des essais au pressiomètre de Menard (PMT) pour la détermination du E_u mais de façon judicieuse,

Les corrélations utilisées entre le $EPMT$ et le E est la suivante d'après *Ménard (1965)* :

$$E_u = \frac{EMPT}{\alpha}$$

Où α est un coefficient rhéologique dépendant du type selon la classification de Ménard **ANNEXE A Tableau 5**.

D'après *Baud et Gambin (2013)* $E = (pl * \sigma_{h0}) \cdot 0,5 \cdot pl *$

II.3.6.2. Paramètres drainés des sols cohésifs

- **Détermination de φ' et c'**

L'angle de frottement effectif (φ') et la cohésion effective (c') des sols cohésifs ont été déterminés sur la base des résultats des essais de cisaillement direct et des essais triaxiales. L'information provenant de ces essais-là a été complétée avec des valeurs de (φ') et (c') calculées à partir de d'autres propriétés physiques des sols concernés, en utilisant des corrélations depuis longtemps éprouvées.

L'angle de frottement effectif (φ') des sols cohésifs peut être corrélé avec l'indice de plasticité (IP). Pour déterminer le φ' , nous avons utilisé la corrélation proposée par :

- D'après (*Michel Dysli et walter, 2011*) : $\varphi' \approx 34,5 - 0,40 Ip$; $0 < Ip < 40$:

- Michel Dysli & walter (2011) : $\varphi' \approx 34,5 - 0,40 Ip$, $0 < Ip < 40$

- **Détermination du module de déformabilité drainée E'**

La détermination de la valeur du module de déformabilité drainée E' a été réalisé selon la loi de Hooke, par l'équation suivant : $E' = E_u / 1,15$

II.3.6.3. Paramètres drainés des sols non-cohésifs

Les corrélations utilisées entre l'angle de frottement effectif (φ') et les résultats de l'essai SPT sont :

- (*Hatanaka et Uchida, 1996*) : $\varphi' = (20 \cdot N1)^{0,5} + 20$ où $N1$: NSPT $98 \sigma_v' \cdot 0,5$;

- (*Schmertmann, 1990*) : $\varphi' = \arctan [N60 / 12,2 + 20,3 * (\sigma_v' / pa)]^{0,34}$;

- (*Peck et al, 1974*) : $\varphi' = 27,1 + 0,3 \cdot (N1)^{0,60} - 0,00054 ((N1)^{0,60})^2$;

- (*Robertson, 1986*) : $\varphi' = \arctan [0,1 + 0,38 \cdot \log (\sigma_c' / \sigma_v')] ;$ où $qc = N60 \cdot pa \cdot a$

Ces recommandations indiquent un intervalle de l'angle de frottement entre 30° et 42° , ainsi nous avons adopté $\varphi' = 35^\circ$.

• Degré de surconsolidation (**OCR**)

L'OCR a été estimé à partir de la corrélation proposée par Ladd et al. (1977):

$$(Su/\sigma v') = (Cu/\sigma v')_{nc} \cdot OCR^{0.8}$$

• Champ de tensions initiales **K0**

Le coefficient de poussée au repos (K0) pour les horizons argileux a été estimé selon l'équation de (Brooker et Ireland, 1965) écrite comme suit :

$$K0 = 0.95 - \sin \varphi'$$

Pour le coefficient de poussée au repos (K0) des horizons sableux, nous avons utilisé l'équation de (Jaky, 1944), définit pour les sols normalement consolidés ($OCR \approx 1$) et l'équation présenté par (Mayne et Kulhawy, 1982), que prend en compte l'influence de la surconsolidation. L'équation de (Jaky, 1944), qui écrit K0 comme fonction de φ' et OCR est :

$$K0 = 1 - \sin \varphi'$$

Les paramètres adoptés sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 12. Paramètres géotechniques de calcul - sols

Horizons géotechnique	Remblai R	Sables limoneux Qs	Argiles marneuse Qm
Profondeur (m)	0,0-5,5	5,5-18,0 ; 2,0 ; 21,30	>18,0 ; >21,30
Poids vol. humide γ_h (KN/m3)	20	21	21
Poids vol. sec γ_d (KN/m3)	17	17	17
Cohésion non-drainée Su (KPa)	30	-	164
Cohésion effective C' (KPa)	0	0	56
Angle de frottement effective φ'	20°	35°	21°
Module de déformabilité non-drainé Eu (MPa)	12	-	128
Module de déformabilité drainé E' (MPa)	10	100	111
Perméabilité m/s	-	10 ⁻⁴	10 ⁻⁹
Coefficient K ₀	0.6	0.5	0.6

Conclusion

L'étude géotechnique effectuée dans le cadre de ce projet nous a permis de déterminer les différentes caractéristiques et paramètres des sols rencontrés. Elle a été basée sur l'exploitation des résultats des investigations effectuées sur terrain (Sondage carottés, les essais pressiométrique et les essais de pénétromètres), accompagnées par un ensemble d'essais d'identification physique et mécanique réalisés au laboratoire sur des échantillons récupérés des sondages à différents niveaux.

Sur la base de la caractérisation physique et mécanique des sols identifiés à partir des sondages, nous avons classé les différentes formations composant le sous-sol du site de notre projet. Par la suite, nous avons élaboré une représentation adaptée et approximative de la lithologie du site qui servira comme modèle de sol à considérer dans l'étude de blindage.

Le dispositif géologique-géotechnique est constitué, de haut en bas par 3 grandes unités

- **Unité I** : essentiellement du Remblais (RE) avec une épaisseur maximale de 5 m dans la zone de sondage SC54A.
- **Unité II** : nommée Quaternaire Sableux (QS). Elle est constituée par des sables limoneux-argileux parfois mêlés de cailloux avec présence de grés lumachelliques poreux et fissurés (10 à 15 cm). Le QS à une profondeur minimale de 5,5 m -18,0 m et maximale de 2,0 m -21,50 m.
- **Unité III** : nommée Quaternaire Marneux (QM). Elle est composée par des marnes et argiles marneuses, jaunâtres à grisâtres ferme à très ferme qui apparaissent à partir de 18 m et 21 m de profondeur avec présence de lentilles de sablo-marneuse à sablo-argileuse.

Chapitre IV.

CALCUL MANNUEL

Introduction

Le comportement d'une paroi est en réalité extrêmement complexe, puisqu'il découle de l'interaction sol-mur-structure, donc l'évaluation des charges est une étape essentielle dans l'étude de cet ouvrage, elle permet de déterminer les différents efforts qui agissent sur la structure.

L'objet de ce chapitre est de déterminer les pressions exercées par les couches de terrain sur notre ouvrage de soutènement choisis, et réciproquement, afin de retenir les parois excavées, ainsi éviter toute déstabilisation due à ces charges, en utilisant la méthode de Blum et des poutres équivalentes afin de déterminer la fiche de de soutènement dans le but d'avoir un pré-dimensionnement pour notre mur de blindage.

IV.1. Le principe de la méthode de Blum pour le calcul des rideaux ancrés :

Pour un écran de soutènement ancré en tête par une nappe de tirants, Blum analyse, pour différentes longueurs de fiche, les distributions des pressions sur l'ouvrage, des moments fléchissant et des déplacements horizontaux de l'ouvrage.

Parmi toutes les configurations possibles, Blum estime que le meilleur compromis du point de vue de l'encastrement de l'écran est obtenu pour une fiche telle que la tangente à la déformée en pied de l'écran passe par le point d'ancrage. Les fiches plus grandes ne conduisent pas à une augmentation significative de l'encastrement de l'écran tandis que, pour des fiches plus courtes, on assiste à une chute du moment d'encastrement.

Pour simplifier le calcul, Blum observe que, pour les écrans encastrés, le point de moment fléchissant nul est relativement proche du point de pression résultante nulle. Il propose, en conséquence, de conduire le calcul en considérant que le moment fléchissant est nul au point de pression nulle (« chargement approché » dit de la « poutre équivalente », figure 41.

Pour simplifier le calcul de la fiche de l'écran, Blum propose de modéliser la distribution des pressions résultantes appliquées à l'écran dans la zone en contrebutée par une force unique, appliquée au centre de rotation de l'écran (fig. 41.c). La comparaison entre la fiche obtenue pour ce cas de charge « idéalisé » et celle déduite du cas de charge « approché » montre que leur rapport ne dépend que d'un coefficient n de mobilisation de la contrebutée (fig 41.d) et conduit Blum à proposer, comme valeur de dimensionnement de la fiche f_0 , la solution du cas de charge « idéalisé » majorée de 20 %, soit la fiche totale notée « F » : $F = f_0 \times 1.2$ [1]

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 ».

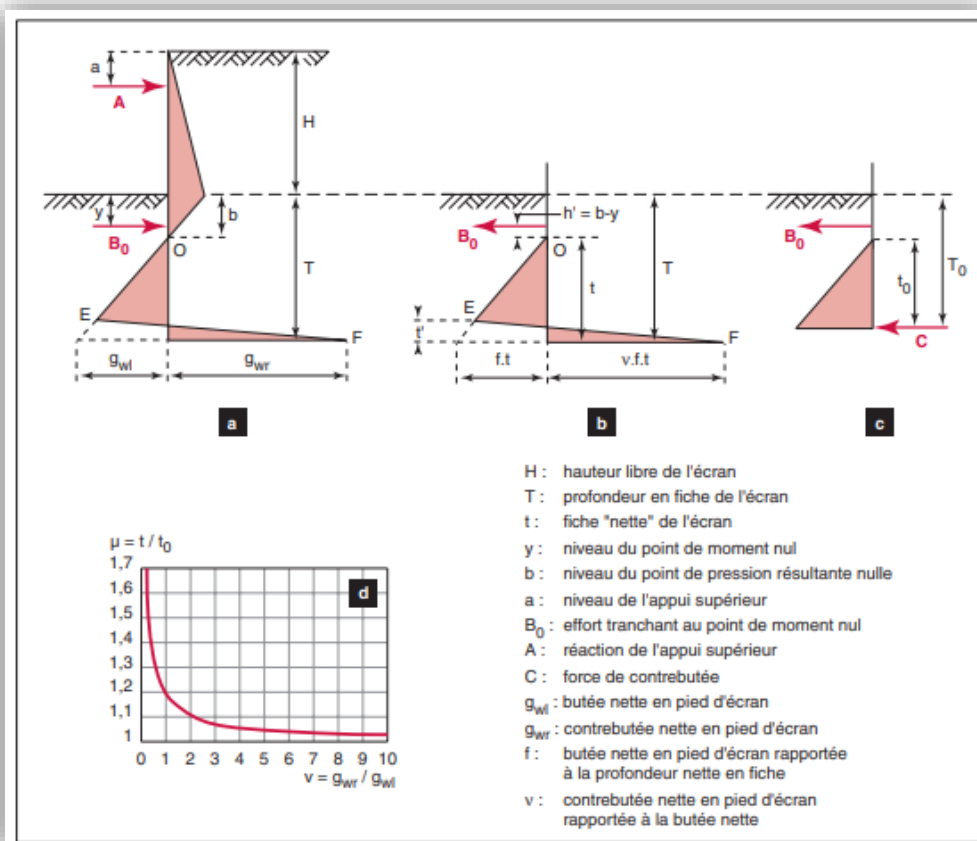


Figure 41. Méthode de Blum de calcul des écrans ancrés.

a. Distribution résultante des pressions du sol sur un écran ancré et encastré en fiche.

b. Chargement « approché », pour la partie en fiche.

c. Chargement « idéalisé ».

d. Rapport des fiches obtenues pour les chargements b et c.

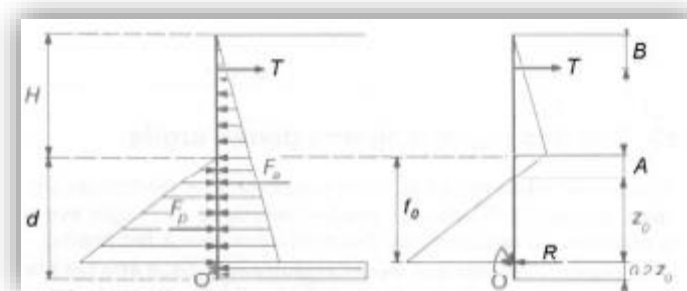


Figure 42. Modélisation de Blum, d'après Schlosser

Les formules utilisées

Calcul de Poussée : $\sigma a(Z) = (K_a \gamma \times \gamma \times Z + K_a q \times Q - K_a c \times C) \times \cos \delta + U$

Calcul de Butée : $\sigma p(Z) = (K_p \gamma \times \gamma \times Z + K_p q \times Q + K_p c \times C) \times \frac{\cos \delta}{s} + U$

Avec :

$U = 0$ pour un état non saturé

$U = \gamma_w \times z$: poussée hydrostatique et $\gamma_w = 10 \text{ kNm}^3$: Poids volumique de l'eau.

S : coefficient de sécurité de la butée.

$S = 2$ pour le cas d'un écran simplement buté.

$S = 1$ pour le cas d'un écran encastré et a un ou plusieurs ancrages.

Q est la surcharge appliquée au sol

On a une paroi en béton armé coulé sur place, l'écran est considéré moyennement rugueux (béton) donc on prend : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ pour poussée et $\delta = -\frac{2}{3}\varphi$ pour butée

➤ Les coefficients de poussées et butées:

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

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

- K_{aq} : Coefficients de poussées dues à la surcharge normale à l'écran.

- K_{pq} : Coefficients de butées dues à la surcharge normale à l'écran.

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

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

➤ 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 »

➤ Les coefficients de poussés (K_a) et de butée (K_p) du sol sont déterminés en utilisant les tables de J. Kérisel et E. Absi (**Tableau 1 ANNEXE b**)

➤ K_{ac} et K_{pc} sont obtenus par les formules de J. KERISEL et E. ABSI suivantes :

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

L'angle de frottement sol-écran δ est déterminée à partir du tableau suivant

Tableau 13. Valeurs de l'angle de frottement sol/écran

Rugosité de l'écran	δ
Ecran parfaitement lisse	0
Écran moyennement rugueux	$\pm \frac{2}{3}\phi$
Écran parfaitement rugueux	$\pm \phi$

On obtient les valeurs suivantes

Tableau 14. Récapitulatif des caractéristiques de sol et des différents coefficients de poussée et butée

Sol	Caractéristique s	poussée			Butée		
		Ka γ	Kaq	Kac	Kp γ	Kpq	kpc
Remblai	0,0-5,5 H = 5.5 $\phi' = 20^\circ$ $\delta = 13.33^\circ$ C' = 0 KPa $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$	0.44	0.44	1.54	2.75	2.75	7.35
Sable limoneux argileux Qs	5,5-18 ; H = 12.5 $\phi' = 35^\circ$ $\delta = 23.33^\circ$ C' = 0 KPa $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_h = 21 \text{ KN/m}^3$	0.25	0.25	1.07	8.00	8.00	10.49
Argiles marneux Qm	H > 18 $\phi' = 21^\circ$ $\delta = 14^\circ$ C' = 56 KPa $\gamma_d = 17 \text{ KN/m}^3$ $\gamma_h = 21 \text{ KN/m}^3$	0.42	0.41	1.54	3.29	3.29	8.32

Une première étape du dimensionnement des soutènements consiste à établir un diagramme de pression des terres. Ce diagramme représente, en chaque point de l'écran, la composante normale de la pression des terres résultant de l'ensemble des sollicitations.

Le sol est supposé en équilibre limite de poussée côté amont et de butée côté aval. Pour établir ce diagramme manuellement, il faut dresser un tableau donnant pour chaque point caractéristique de l'écran les valeurs numériques des contraintes élémentaires normales à l'écran. Soit en général :

Côté amont (sur toute la hauteur de l'écran) :

- La poussée due au massif pesant pulvérulent

- La poussée due aux surcharges et la poussée due à l'eau
- L'influence favorable de la cohésion à déduire

Coté aval (sous le niveau du fond de fouille) :

- La butée due au massif pesant pulvérulent
- L'influence favorable de la cohésion à ajouter

La pression résultante s'obtient en ajoutant algébriquement les poussées amont considérées comme positives, et la butée aval (sous le niveau de la fouille) comptée négativement. Ce calcul doit être réalisé pour chaque point présentant une discontinuité.

IV.2. Calcul des charges pour chaque phase d'excavation :

Dans le calcul des charges, on a pris en considération une surcharge en surface de 10 KN/m² qui représente la surcharge due au trafic.

◆ Phase 01 :

Dans la première phase nous avons réalisé une excavation de 5 m de +20.50 m à +15.50 m, et la présence d'un buton à 4 m, avec la considération d'une surcharge en surface de 10 KN/m².

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

Calcul de la butée : $\sigma_p(Z) = (K_p \gamma \times \gamma \times Z + K_{pq} \times Q + K_{pc} \times C) \times \frac{\cos \delta}{s} + U$

L'unité de Remblai R : Q = 10 KPa, U = 0

Tableau 15. Valeurs des poussées et butées de la phase 1

Poussée		Butée
$\sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 10) \times \cos 13,33^\circ$		$\sigma_p = (2.75 \times 17 \times z) \times \frac{\cos 13.33^\circ}{1}$
$0 < Z < 5 \text{ m}$	$5 < Z < 5 + f_0$	$0 < Z < f_0$
$\sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2.$	$\sigma_a(5) = 40.67 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p(0) = 0 \text{ KN/m}^2.$
$\sigma_a(5) = 40.67 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(5 + f_0) = 40.67 + 7.28 f_0 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p(f_0) = 45.5 f_0 \text{ KN/m}^2$

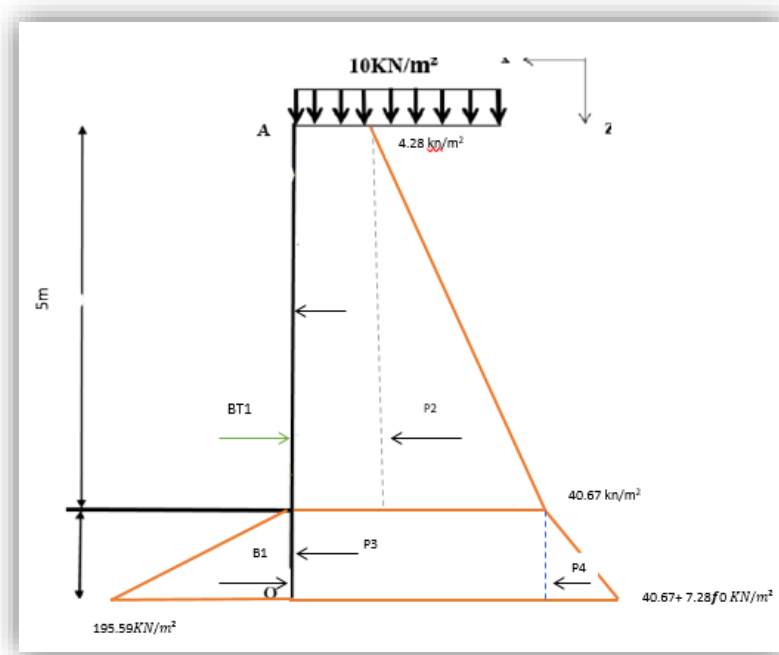


Figure 43. Diagramme des contraintes de poussées et butées – phase 1

➤ Calcul des forces de pression :

Tableau 16. Valeurs des Pression pour la phases 1.

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN. m/ml)$
P₁	21.4	$2.5 + f_0$	$53.75 + 21.4f_0$
P₂	23.75	$1.67 + f_0$	$39.67 + 23.75f_0$
P₃	$40.67f_0$	$f_0 / 2$	$20.33f_0^2$
P₄	$3.67f_0^2$	$f_0 / 3$	$1.22f_0^3$
B₁	$45.5f_0^2$	$f_0 / 3$	$15.17f_0^3$

Calcul de la fiche de soutènement « f_0 » :

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0 \Rightarrow f_0 = 3.15 \text{ m on obtient}$$

$$F = 1.2 \times f_0 \Rightarrow F = 3.78 \text{ m.}$$

Calcul de la contrebutée « R » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i = 0 \Rightarrow R = 241.79 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

Pour la 1 ère phase, on obtient une fiche de 3.78m, Donc, la hauteur du rideau de paroi nécessaire pour soutenir les charges de la première phase est : (fiche de la phase 1 + la hauteur de la 1 ère excavation) est $F + h_1 = 5 + 3.78 = 8.78\text{m.}$

◆ Phase 2 :

Dans la deuxième phase nous avons réalisé une excavation de 5.5 m de +15.50 m à +10.00 m, et la présence d'un buton à +11.00 m, avec la considération d'une surcharge en surface de 10 KN/m^2 .

De cette phase jusqu'à la phase 05, 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

- $LAB = h + a$; h : La hauteur excavée.
- $h = 10.5m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 10.5 \Rightarrow a = 1.05m$
- $LBO = b$.
- $f0 = a + b$.

a) La partie AB

➤ **Calcul de la poussée :**

- **L'unité de Remblai R** : $0 < Z < 5$ m

$$Q = 10 \text{ KPa}, U = 0 : \sigma a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 10) \times \cos 13,33^\circ$$

- **L'unité Qs** : $0 < Z < 5.5$ m

$$Q = 17 \times 5 + 10 = 95 \text{ KPa} ; U(0) = 0 ; U(5.5) = 55 \text{ KPa}$$

$$\sigma a = (0.25 \times 17 \times Z + 0.25 \times 95) \times \cos 23.33^\circ + U$$

➤ **Calcul de la butée**

- **L'unité Qs** $0 < Z < a = 1.05$ m

$$Q = 0 \text{ KPa} ; U(0) = 0 ; U(1.05) = 10.5 \text{ KPa} ; S = 1$$

$$\sigma p = (8 \times 17 \times z) \times \frac{\cos 23.33^\circ}{1} + U;$$

Tableau 17. Valeurs des poussées et butées de la phase 2- partie AB

Poussée		Butée	
L'unité R	L'unité Qs	L'unité Qs	L'unité Qs
$0 < Z < 5$ m	$0 < Z < 5.5$ m	$5.5 < Z < 5.5+a = 6.55$ m	$0 < Z < a = 1.05$ m
$\sigma a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2$	$\sigma a(0) = 21.80 \text{ KN/m}^2$	$\sigma a(5.5) = 78.80 \text{ KN/m}^2$	$\sigma p(0) = 0 \text{ KN/m}^2$
$\sigma a(5) = 40.67 \text{ KN/m}^2$	$\sigma a(5.5) = 78.80 \text{ KN/m}^2$	$\sigma a(6.55) = 124.17 \text{ KN/m}^2$	$\sigma p(1.05) = 131.12 \text{ KN/m}^2$

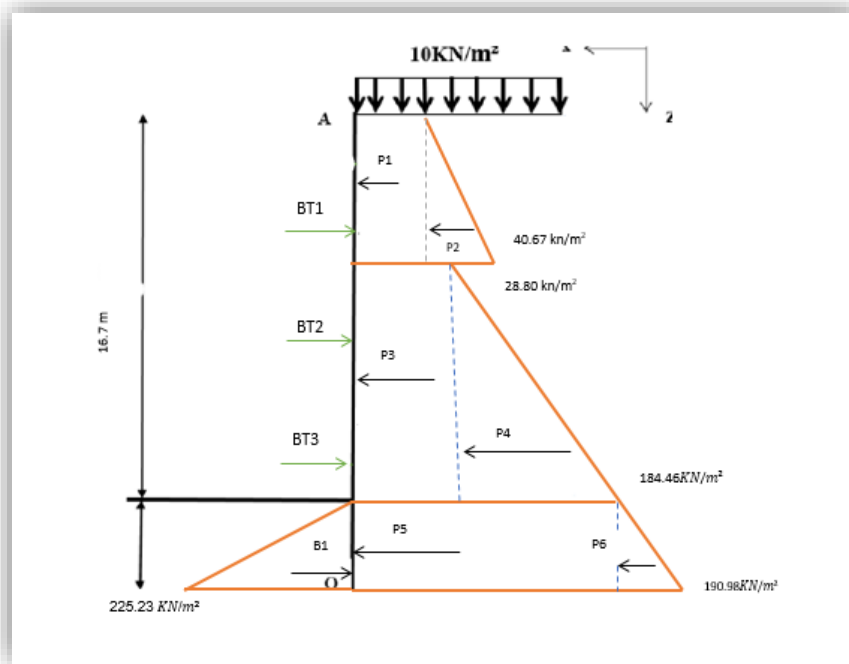


Figure 44. Diagramme des contraintes de poussées et butées phase 2-partie AB

➤ Calcul des forces de pression

Tableau 18. Valeurs des Pression pour la phases 2- partie AB

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN. m/ml)$
P_1	21.40	9.05	193.67
P_2	23.75	8.22	30.82
P_3	119.9	3.80	455.65
P_4	151.25	2.88	435.6
P_5	82.74	0.53	43.85
P_6	23.81	0.35	8.33
B_1	68.83	0.35	24.09

Calcul de la réaction « T » :

$$\Sigma F/x=0 \Rightarrow \Sigma P_i - \Sigma B_i - T=0 \Rightarrow T=902.12 \text{ KN/ml.}$$

b) La partie BO

➤ Calcul de la poussée

- L'unité Qs : $6.55 < Z < 6.55+b$ m

$$Q = 95 \text{ KPa} ; U(0) = 0 ; U(1.05) = 10.5 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = (0.25 \times 17 \times Z + 0.25 \times 95) \times \cos 23.33^\circ + U$$

➤ Calcul de la butée

- La couche (Qs) : $1.05 < Z < 1.05+b$

$$q = 0 \text{ KN/m}^2 ; S = 1 ; U(0) = 0 ; U(1.05) = 10.5 \text{ KPa}$$

$$\sigma_p = (8 \times 17 \times z) \times \frac{\cos 23.33^\circ}{1} + U ;$$

Tableau 19. Valeurs des poussées et butées de la phase 2 - partie BO

Poussée	Butée
$6.55 < Z < 6.55+b$	$1.05 < Z < 1.05+b$
$\sigma_a (6.55) = 124.17 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p (1.05) = 131.12 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a (6.55+b) = 124.17 + 3.9b \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p (1.05+b) = 131.12 + 124.88b \text{ KN/m}^2$

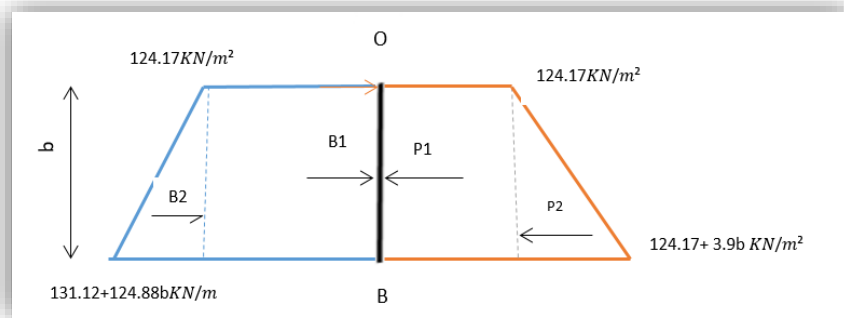


Figure 45. Diagramme des poussées et butées phase 2-partie BO

➤ Calcul des forces de pressions

Tableau 20. Valeurs des Pression pour la phases 2- partie BO

	$F_i (\text{KN/ml})$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i (\text{KN. m/ml})$
P_1	$124.17b$	$b/2$	$62.08b^2$
P_2	$1.96b^2$	$b/3$	$0.64b^3$
B_1	$131.12b$	$b/2$	$65.56b^2$
B_2	$62.44b^2$	$b/3$	$20.81b^3$

Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow T \cdot b - \sum B_i \times Y_i - \sum P_i \times Y_i = 0$$

$$\Rightarrow b = 2.35 \text{ m ainsi on obtient } f_0 = a + b = 1.05 + 2.35 = 3.4 \Rightarrow F = 1.2 \cdot f_0 = 4.08 \text{ m.}$$

Calcul de la contrebutée « R » :

$$\sum F/x = 0 \Rightarrow R + \sum P_i - \sum B_i - T = 0 \Rightarrow R = 1838.99 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

Pour la 2 ème phase, on obtient une fiche de 4.08m, Donc, la hauteur du rideau de paroi nécessaire pour soutenir les charges de la première phase est

$$F + h1 = 10.5 + 4.08. = 14.58m$$

◆ Phase 3

Dans la troisième phase nous avons réalisé une excavation de 6.2 m de +10.50 m à +4.30 m, et la présence d'un buton à +5.20 m, avec la considération d'une surcharge en surface de 10 KN/m².

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

- $L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
- $h = 16.7 \text{ m}$; $a = 0.1h = 0.1 \times 16.7 \Rightarrow a = 1.67 \text{ m}$
- $L_{BO} = b$.

➤ **La partie AB**

Calcul de la poussée :

- **L'unité de Remblai R** : $0 < Z < 5 \text{ m}$

$$Q = 10 \text{ KPa}, \sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 10) \times \cos 13,33^\circ$$

- **L'unité Qs** : $0 < Z < 11.7 \text{ m}$

$$Q = 95 = 95 \text{ KPa} ; \sigma_a = (0.25 \times 17 \times Z + 0.25 \times 95) \times \cos 23.33^\circ + 117$$

Calcul de la butée

- **L'unité Qs** $0 < Z < a = 1.67 \text{ m}$

$$Q = 0 \text{ KPa} ; U(0) = 0 ; U(1.67) = 16.5 \text{ KPa} ; S=1$$

$$\sigma_p = (8 \times 17 \times z) \times \frac{\cos 23.33^\circ}{1} + U$$

Tableau 21. Valeurs des poussées et butées de la phase 3 - partie AB

Poussée		Butée	
L'unité R	L'unité Qs	L'unité Qs	L'unité Qs
$0 < Z < 5 \text{ m}$	$0 < Z < 11.7 \text{ m}$	$11.7 < Z < 11.7+a$ $=13.37 \text{ m}$	$0 < Z < a = 1.67 \text{ m}$
$\sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(0) = 67.47 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(11.7) = 184.46 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p(0) = 0 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a(5) = 40.67 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(11.7) = 184.46 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(13.37) = 190.98 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p(1.67) = 225.23 \text{ KN/m}^2$

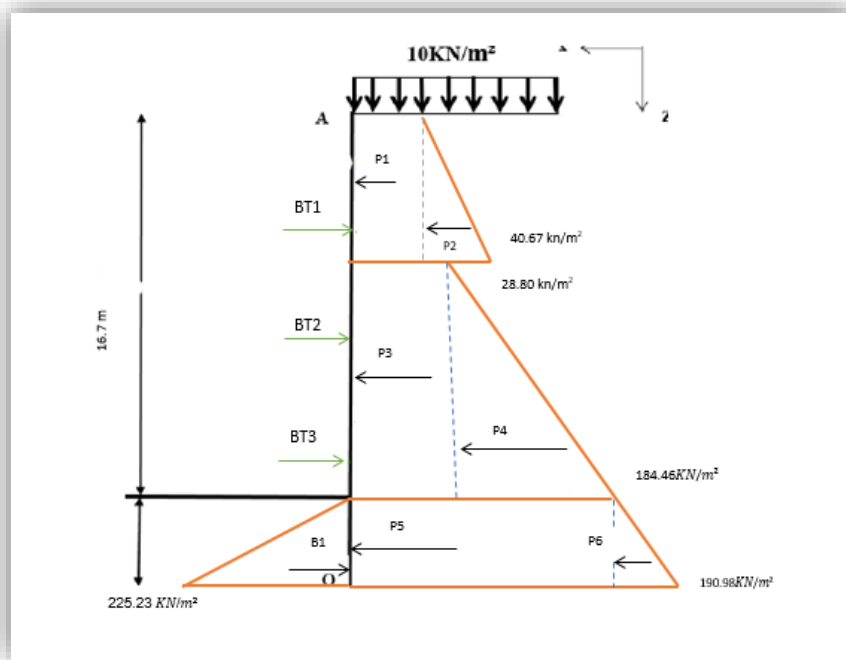


Figure 46. Diagramme des poussées et des butées de la phase 03.

➤ Calcul des pressions

Tableau 22. Valeurs des Pression pour la phases 3- partie AB

	$F_i(\text{KN/ml})$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(\text{KN. m/ml})$
P_1	21.40	15.87	339.62
P_2	23.75	15.03	356.96
P_3	789.40	7.52	5936.28
P_4	684.39	5.57	3806.48
P_5	123.54	0.84	103.77
P_6	97.69	0.56	57.70
B_1	180.06	0.84	151.25

Calcul de la réaction « T » :

$$\sum F/x=0 \Rightarrow T + \sum P_i - \sum B_i = 0 \Rightarrow T = 1560.11 \text{KN/ml.}$$

a) La partie BO

➤ Calcul de la poussée

- L'unité Qs : $13.37 < Z < 13.37 + b$ m

$$Q = (95) = 95 \text{ KPa} ; U = U(0) = 0 ; U(11.7) = 117 \text{KPa}$$

$$\sigma_a = (0.25 \times 17 \times Z + 0.25 \times 95) \times \cos 23.33^\circ + U$$

➤ Calcul de la butée

- La couche (Qs) : $1.67 < Z < 1.67 + b$

$$q = 0 \text{ KN/m}^2 ; S = 1 ; U = U(0) = 0 ; U(1.67) = 1.67 \text{ KPa}$$

$$\sigma_p = (8 \times 17 \times z) \times \frac{\cos 23.33^\circ}{1} + U ;$$

Tableau 23. Valeurs des poussées et butés pour la phases 3- partie BO

Poussée	Butée
$13.37 < Z < 13.37+b$	$1.67 < Z < 1.67+b$
$\sigma_a(13.37) = 190.98 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p(1.67) = 225.25 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a(13.37+b) = 190.98 + 3.9b \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p(1.67+b) = 225.25 + 124.88b \text{ KN/m}^2$

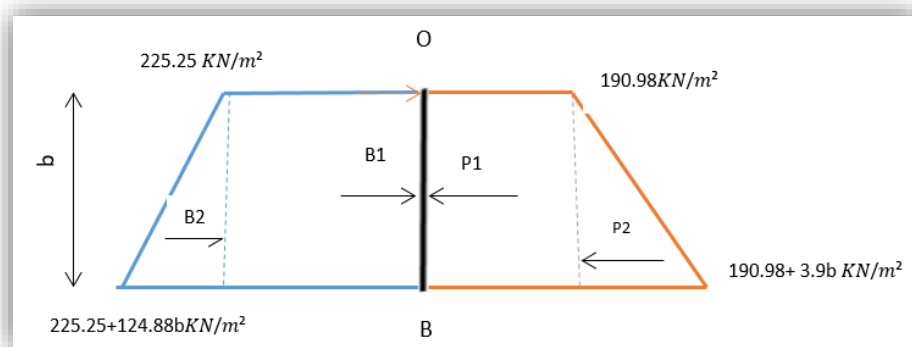


Figure 47. Diagramme des poussées et butées phase 3-partie BO

➤ Calcul des pressions

Tableau 24. Valeurs des Pression pour la phases 3- partie BO

	$F_i(\text{KN/ml})$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(\text{KN. m/ml})$
P1	$190.98b$	$b/2$	$95.49b^2$
P2	$1.95b^2$	$b/3$	$0.65b^3$
B1	$225.25b$	$b/2$	$112.63b^2$
B2	$62.44b^2$	$b/3$	$20.81b^3$

Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow T \times b + \Sigma B_i \times Y_i - \Sigma P_i \times Y_i = 0$$

$$\Rightarrow b = 3.14 \text{ m} \text{ ainsi on obtient } f_0 = a + b = 1.67 + 3.14 = 4.81 \Rightarrow F = 1.2 \times f_0 = 5.7 \text{ m.}$$

Calcul de la contrebutée « R » :

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow R + \Sigma P_i - \Sigma B_i - T = 0 \Rightarrow R = 2573.95 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

Pour la 3 ème phase, on obtient une fiche de 5.7m, Donc, la hauteur du rideau de paroi nécessaire pour soutenir les charges de la première phase est

$$F + h1 = 16.7 + 5.7 = 22.4 \text{ m}$$

◆ Phase 4

Dans la troisième phase nous avons réalisé une excavation de 3.3 m de +4.3 m à +1.00 m, et la présence d'un buton à +2.00 m, avec la considération d'une surcharge en surface de 10 KN/m².

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

- $L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
- $h = 20 \text{ m}$; $a = 0.1h = 0.1 \times 20 \Rightarrow a = 2 \text{ m}$
- $L_{BO} = b$.

a) La partie AB

➤ Calcul de la poussée :

- **L'unité de Remblai R** : $0 < Z < 5 \text{ m}$

$$Q = 10 \text{ KPa}, U = 0 ; \sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 10) \times \cos 13,33^\circ + 5$$

- **L'unité Qs** : $0 < Z < 12.5 \text{ m}$

$$Q = 95 \text{ KPa} ; U = U(0) = 0 ; U(12.5) = 125 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = (0.25 \times 17 \times Z + 0.25 \times 95) \times \cos 23.33^\circ + U$$

- **Unité Qm** : $0 < Z < 2.5$

$$Q = 212.5 \text{ KPa}; C' = 56 \text{ KPa} U = U(12.5) = 125 \text{ KPa} ; U(20) = 200 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = (0.42 \times 17 \times Z + 0.42 \times 212.5 - 1.54 \times 56) \times \cos 14^\circ + U$$

Tableau 25. Valeurs des poussées et butées de la phase 4 - partie AB

Poussée			
L'unité R	L'unité Qs	L'unité Qm	L'unité Qm
$0 < Z < 5 \text{ m}$	$0 < Z < 12.5 \text{ m}$	$0 < Z < 2.5 \text{ m}$	$2.5 < Z < 2.5+a = 4.5 \text{ m}$
$\sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(0) = 67.47 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(0) = 128.01 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(2.5) = 128.01 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a(5) = 40.67 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(12.5) = 195.59 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(2.5) = 220.24 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(4.5) = 234.05 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul de la butée

- **L'unité Qm** : $0 < Z < a = 2 \text{ m}$

$$Q = 0 ; S = 1 ; C' = 56 \text{ KPa}$$

$$\sigma_p = (3.29 \times 17 \times Z + 8.32 \times 56) \times \frac{\cos 14^\circ}{1} + U \Rightarrow \begin{cases} \sigma_p(0) = 452.08 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_p(2) = 580.61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

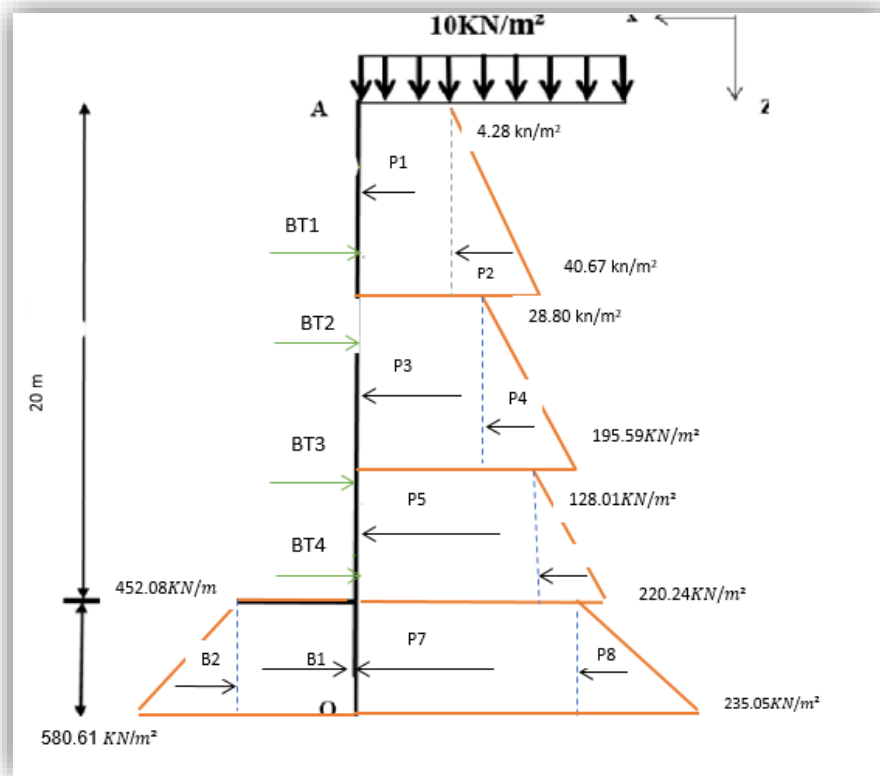


Figure 48. Diagramme des poussées et des butées de la phase 04-partie AB

➤ Calcul des pressions

Tableau 26. Valeurs des Pression pour la phases 4- partie AB

	$F_i(\text{KN/ml})$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(\text{KN. m/ml})$
P_1	21.4	19.5	417.3
P_2	23.75	16.66	482.38
P_3	843.37	10.75	9066.23
P_4	800.75	8.67	6942.50
P_5	320.03	3.25	1040.10
P_6	125.29	2.8	359.21
P_7	440.48	1	440.48
P_8	14.81	0.67	9.92
B_1	904.16	1	904.16
B_2	128.53	0.67	86.12

Calcul de la réaction « T » :

$$\Sigma F/x=0 \Rightarrow T + \Sigma P_i - \Sigma B_i = 0 \Rightarrow T = 1101.9 \text{KN/ml.}$$

b) La partie BO

➤ Calcul de la poussée

- L'unité Qm : $4.5 < Z < 4.5+b$ m

$$Q = 212.5 \text{KPa} ; C' = 56 \text{KPa}$$

$$\sigma_a = (0.42 \times 17 \times Z + 0.42 \times 212.5 - 1.52 \times 56) \times \cos 14^\circ + U$$

➤ Calcul de la butée

- L'unité Qm : $2 < Z < 2+b$

$$q = 0 \text{ KN/m}^2 ; S = 1 ; U = 2 \times 10 = 20 \text{ KPa}$$

$$\sigma_p = (3.29 \times 17 \times Z + 8.32 \times 56) \times \frac{\cos 14^\circ}{1} + U ;$$

Tableau 27. Valeurs des poussées et butés pour la phases 4- partie BO

Poussée	Butée
$4.5 < Z < 4.5+b$	$2 < Z < 2 + b$
$\sigma_a (4.5) = 128.01 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p (2) = 580.61 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a (4.5+b) = 128.01 + 6.92b \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p (2+b) = 580.61 + 54.26b \text{ KN/m}^2$

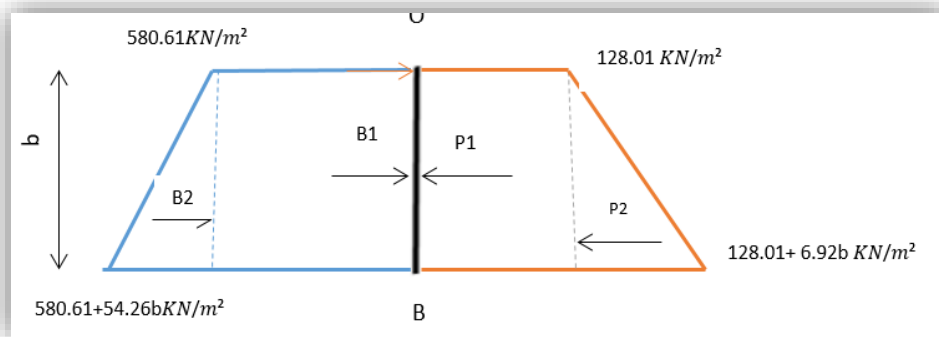


Figure 49. Diagramme des poussées et butées phase 4- partie BO

➤ Calcul des pressions

Tableau 28. Valeurs des Pression pour la phases 4- partie BO

	$F_i (\text{KN/ml})$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i (\text{KN. m/ml})$
P_1	$128.01b$	$b/2$	$64.01b^2$
P_2	$3.46b^2$	$b/3$	$1.15b^3$
B_1	$580.61b$	$b/2$	$290.31b^2$
B_2	$27.13b^2$	$b/3$	$9.4b^3$

Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow T \times b + \Sigma B_i \times Y_i - \Sigma P_i \times Y_i = 0$$

$$\Rightarrow b = 4.2 \text{ m} \text{ ainsi on obtient } f_0 = a + b = 2 + 4.2 = 6.2 \Rightarrow F = 1.2 \times f_0 = 7.44 \text{ m.}$$

Calcul de la contrebutée « R » :

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow R + \Sigma P_i - \Sigma B_i - T = 0 \Rightarrow R = 1216.56 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

Pour la 4 ème phase, on obtient une fiche de 7.44m, Donc, la hauteur du rideau de paroi nécessaire pour soutenir les charges de la première phase est

$$F + h1 = 20 + 7.44 = 27.44m$$

◆ Phase 5

Dans la troisième phase nous avons réalisé une excavation de 3.5 m de +1 m à -2.5 m, et la présence d'un buton à -1.5 m, avec la considération d'une surcharge en surface de 10 KN/m².

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

- $L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
- $h = 23.5 \text{ m}$; $a = 0.1h = 0.1 \times 23.5 \Rightarrow a = 2.35 \text{ m}$
- $L_{BO} = b$.

a) La partie AB

Calcul de la poussée :

- **L'unité de Remblai R** : $0 < Z < 5 \text{ m}$

$$Q = 10 \text{ KPa}, U=0$$

$$\sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 10) \times \cos 13,33^\circ + 5$$

- **L'unité Qs** : $0 < Z < 12.5 \text{ m}$

$$Q = 95 \text{ KPa} ; U = U(0) = 0 ; U(12.5) = 125 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = (0.25 \times 17 \times Z + 0.25 \times 95) \times \cos 23,33^\circ + U$$

- **Unité Qm** : $0 < Z < 6 \text{ m}$

$$Q = 212.5 \text{ KPa}; C' = 56 \text{ KPa} U = U(12.5) = 125 \text{ KPa} ; U(23.5) = 235 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = (0.42 \times 17 \times Z + 0.42 \times 212.5 - 1.54 \times 56) \times \cos 14^\circ + U$$

Tableau 29. Valeurs des poussées et butés de la phases 5- partie AB

Poussée			
L'unité R	L'unité Qs	L'unité Qm	L'unité Qm
$0 < Z < 5 \text{ m}$	$0 < Z < 12.5 \text{ m}$	$0 < Z < 6 \text{ m}$	$6 < Z < 6+a = 8.35 \text{ m}$
$\sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(0) = 67.47 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(0) = 128.01 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(6) = 279.48 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a(5) = 40.67 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(12.5) = 195.59 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(6) = 279.48 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(8.35) = 295.77 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul de la butée

- **L'unité Qm** : $0 < Z < a = 2.35 \text{ m}$

$$Q = 0 ; S=1 ; U = 2.35 \times 10 = 23.5 \text{ KPa} ; C' = 56 \text{ KPa}$$

$$\sigma_p = (3.29 \times 17 \times Z + 8.32 \times 56) \times \frac{\cos 14^\circ}{1} + U \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(0) = 452.08 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_p(2) = 603.11 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

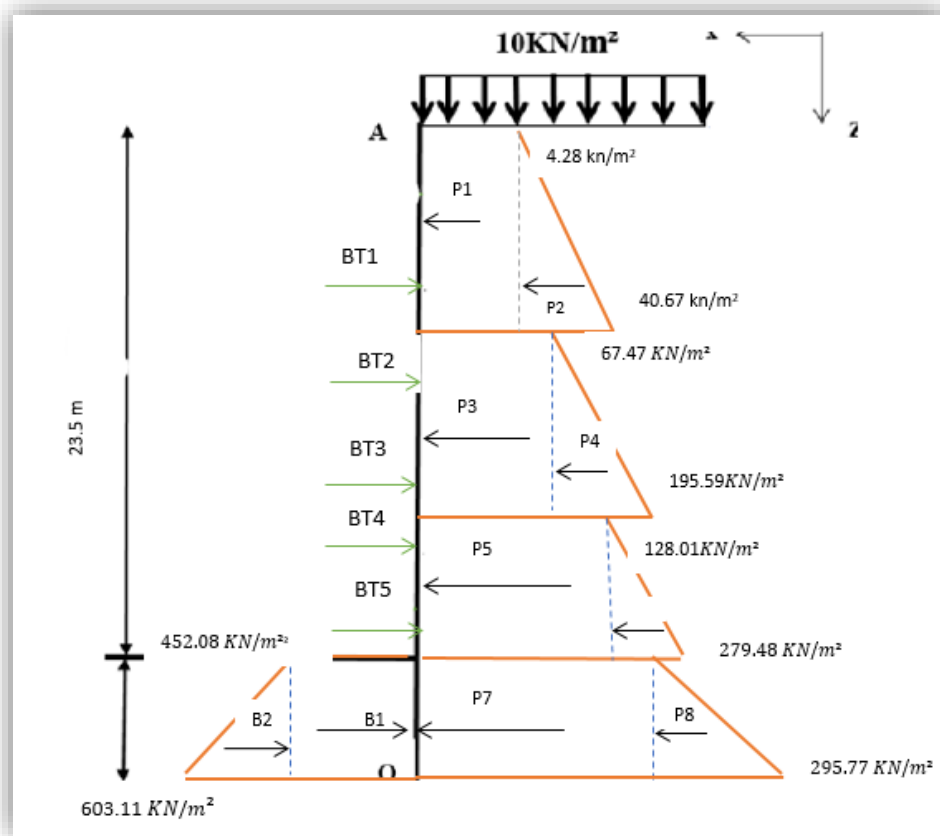


Figure 50. Diagramme des poussées et des butées de la phase 05.

➤ Calcul des pressions

Tableau 30. Valeurs des pressions de la phases 5- partie AB

	<i>Fi(KN/ml)</i>	Bras de levier <i>Yi</i> (m)	<i>Fi × Yi(KN. m/ml)</i>
P₁	21.4	21	449.4
P₂	23.75	20.16	478.8
P₃	843.37	12.5	10542.25
P₄	800.75	8.16	7014.57
P₅	768.06	5.35	4109.12
P₆	454.41	4.35	1976.68
P₇	656.78	1.17	768.43
P₈	19.14	0.78	14.92
B₁	1062.38	1.17	1242.98
B₂	177.46	0.78	138.42

Calcul de la réaction « T » :

$$\Sigma F/x=0 \Rightarrow T + \Sigma Pi - \Sigma Bi = 0 \Rightarrow T = 1407.79 \text{ KN/ml}$$

b) La partie BO

➤ Calcul de la poussée

- **L'unité Qm** : $8.35 < Z < 8.35 + b \text{ m}$

$$Q = 212.5 \text{ KPa} ; C' = 56 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = (0.42 \times 17 \times Z + 0.42 \times 212.5 - 1.52 \times 56) \times \cos 14^\circ + U$$

➤ Calcul de la butée

- L'unité Qm : $2.35 < Z < 2.35 + b$

$$q = 0 \text{ KN/m}^2 ; S = 1 ; U = 2.35 \times 10 = 23.5 \text{ KPa}$$

$$\sigma_p = (3.29 \times 17 \times Z + 8.32 \times 56) \times \frac{\cos 14^\circ}{1} + U ;$$

Tableau 31. Valeurs des poussées et butés de la phases 5- partie BO

Poussée	Butée
$8.35 < Z < 8.35 + b$	$2.35 < Z < 2.35 + b$
$\sigma_a (8.35) = 295.77 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p (2.35) = 579.61 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a (8.35 + b) = 295.77 + 6.92b \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p (2.35 + b) = 579.61 + 54.26b \text{ KN/m}^2$

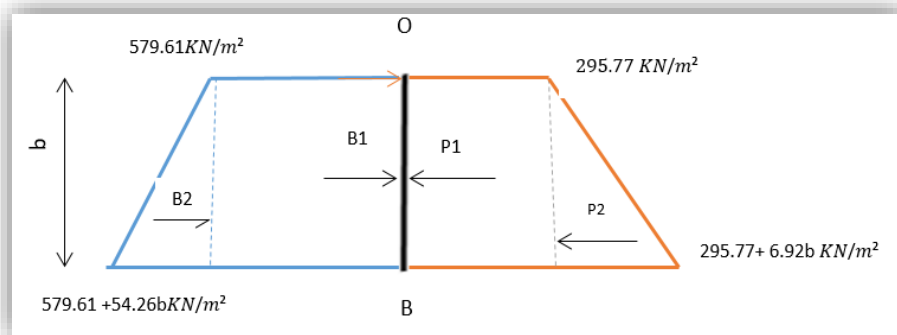


Figure 51. Diagramme des poussées et butées phase 5- partie BO

◆ Calcul des pressions

Tableau 32. Tableau 33. Valeurs des pressions de la phases 5- partie BO

	$F_i (\text{KN/ml})$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i (\text{KN. m/ml})$
P_1	$295.77b$	$b/2$	$147.88b^2$
P_2	$3.46b^2$	$b/3$	$1.15b^3$
B_1	$579.61b$	$b/2$	$289.81b^2$
B_2	$27.13b^2$	$b/3$	$9.4b^3$

Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow T \times b + \Sigma B_i \times Y_i - \Sigma P_i \times Y_i = 0$$

$$\Rightarrow b = 7.03 \text{ m} \text{ ainsi on obtient } f_0 = a + b = 2.35 + 7.03 = 9.38 \Rightarrow F = 1.2 \times f_0 = 11.25 \text{ m.}$$

Calcul de la contrebutée « R » :

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow R + \Sigma P_i - \Sigma B_i - T = 0 \Rightarrow R = 1688.48 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

Pour la 5 ème phase, on obtient une fiche de 11.25 m, Donc, la hauteur du rideau de paroi nécessaire pour soutenir les charges de la première phase est

$$F + h1 = 23.5 + 11.25 = 34.75m$$

◆ Phase 6

Dans la troisième phase nous avons réalisé une excavation de 3 m de -2.5 m à -5.5 m, et la présence d'un buton à -4.5 m, avec la considération d'une surcharge en surface de 10 KN/m².

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

- $L_{AB} = h + a$; h : La hauteur excavée.
- $h = 26.5 m$; $a = 0.1h = 0.1 \times 26.5 \Rightarrow a = 2.65 m$
- $L_{BO} = b$.

a) La partie AB

➤ Calcul de la poussée :

- **L'unité de Remblai R** : $0 < Z < 5 m$

$$Q = 10 \text{ KPa}, U=0 ; \sigma_a = (0.44 \times 17 \times z + 0.44 \times 10) \times \cos 13,33^\circ + 5$$

- **L'unité Qs** : $0 < Z < 12.5 m$

$$Q = 95 \text{ KPa} ; U = U(0) = 0 ; U(12.5) = 125 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = (0.25 \times 17 \times Z + 0.25 \times 95) \times \cos 23,33^\circ + U$$

- **Unité Qm** : $0 < Z < 9.5 m$

$$Q = 212.5 \text{ KPa}; C' = 56 \text{ KPa} U = U(12.5) = 125 \text{ KPa} ; U(26.5) = 265 \text{ KPa}$$

$$\sigma_a = (0.42 \times 17 \times Z + 0.42 \times 212.5 - 1.54 \times 56) \times \cos 14^\circ + U$$

Tableau 34. Tableau 35. Valeurs des poussées et butés de la phases 6- partie AB

Poussée			
L'unité R	L'unité Qs	L'unité Qm	L'unité Qm
$0 < Z < 5 m$	$0 < Z < 12.5 m$	$0 < Z < 9 m$	$9 < Z < 9+a = 9.65 m$
$\sigma_a(0) = 4.28 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(0) = 67.47 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(0) = 128.01 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(9) = 330.27 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a(5) = 40.67 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(12.5) = 195.59 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(9) = 330.27 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_a(9.65) = 371.12 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul de la butée

- **L'unité Qm** : $0 < Z < a = 2.65m$

$$Q = 0 ; S=1 ; U = 2.65 \times 10 = 26.5 \text{ KPa} ; C' = 56 \text{ KPa}$$

$$\sigma_p = (3.29 \times 17 \times Z + 8.32 \times 56) \times \frac{\cos 14^\circ}{1} + U \left\{ \begin{array}{l} \sigma_p(0) = 452.08 \text{ KN/m} \\ \sigma_p(2) = 622.39 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

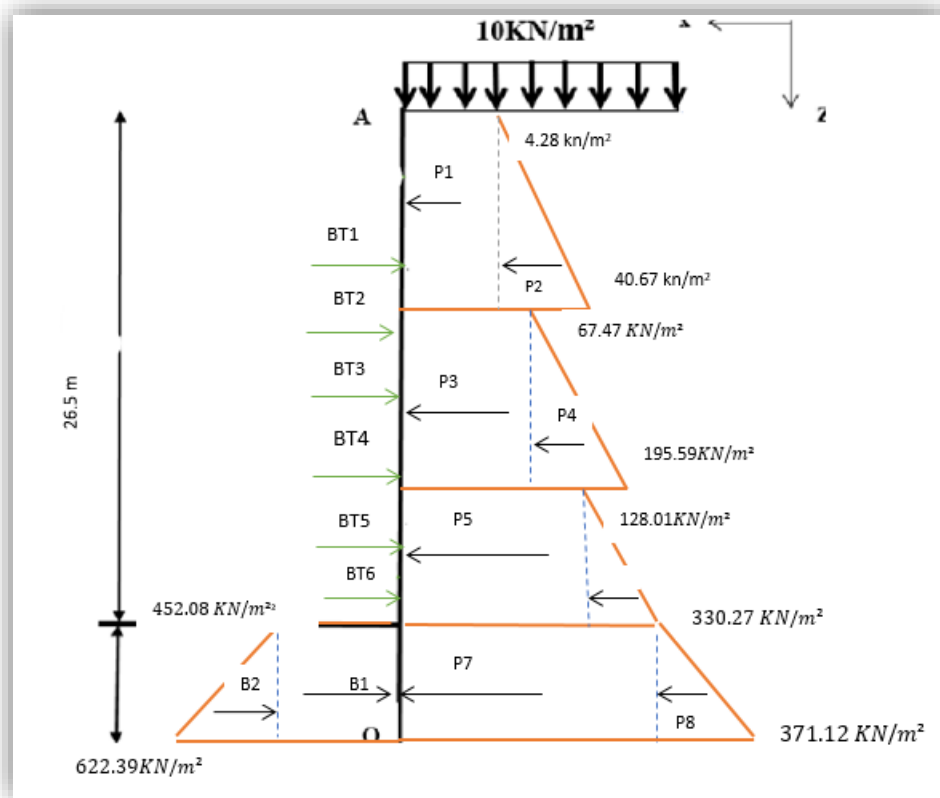


Figure 52. Diagramme des poussées et des butées de la phase 06.

➤ Calcul des pressions

Tableau 36. Tableau 37. Valeurs des pressions de la phases 6- partie AB

	$F_i(KN/ml)$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i(KN. m/ml)$
P_1	21.4	27.15	581.01
P_2	23.75	26.16	621.3
P_3	843.37	18.25	15391.5
P_4	800.75	16.16	12940.12
P_5	1152.09	7.15	237.44
P_6	606.78	5.65	34280.30
P_7	875.22	1.33	1164.04
P_8	51.13	0.88	44.99
B_1	1198.01	1.33	1593.3
B_2	225.66	0.88	198.58

Calcul de la réaction « T » :

$$\Sigma F/x=0 \Rightarrow T + \Sigma P_i - \Sigma B_i = 0 \Rightarrow T = 1872.98 KN/ml$$

b) La partie BO

➤ Calcul de la poussée

- L'unité Qm : $9.655 < Z < 9.65 + b$ m

$$Q = 212.5 KPa ; C' = 56 KPa$$

$$\sigma_a = (0.42 \times 17 \times Z + 0.42 \times 212.5 - 1.52 \times 56) \times \cos 14^\circ + U$$

➤ Calcul de la butée

- L'unité Qm : $2.65 < Z < 2.65 + b$

$$q = 0 \text{ KN/m}^2 ; S = 1 ; U = 2.65 \times 10 = 26.5 \text{ KPa}$$

$$\sigma_p = (3.29 \times 17 \times Z + 8.32 \times 56) \times \frac{\cos 14^\circ}{1} + U ;$$

Tableau 38. Tableau 39. Valeurs des poussées et butés de la phases 5- partie BO

Poussée	Butée
$9.65 < Z < 9.65 + b$	$2.65 < Z < 2.65 + b$
$\sigma_a (9.65) = 330.27 \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p (2.65) = 622.39 \text{ KN/m}^2$
$\sigma_a (9.65 + b) = 330.27 + 6.92b \text{ KN/m}^2$	$\sigma_p (2.65 + b) = 622.39 + 54.26b \text{ KN/m}^2$

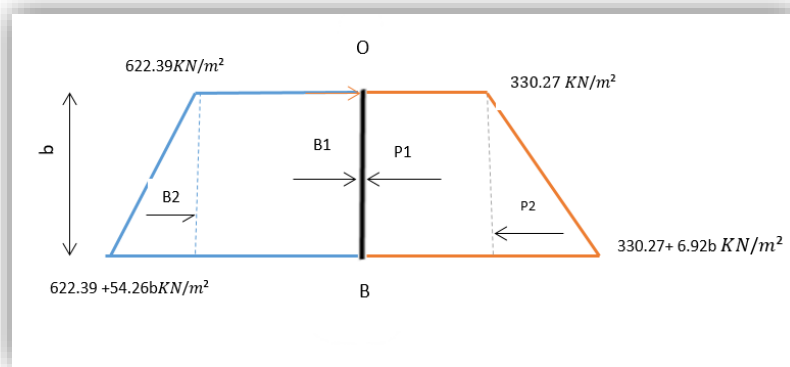


Figure 53. Diagramme des poussées et butées phase 6, partie BO

Calcul des pressions

	$F_i (\text{KN/ml})$	Bras de levier Y_i (m)	$F_i \times Y_i (\text{KN. m/ml})$
P₁	$330.27b$	$b/2$	$165.13b^2$
P₂	$3.46b^2$	$b/3$	$1.15b^3$
B₁	$622.39b$	$b/2$	$311.19b^2$
B₂	$27.13b^2$	$b/3$	$9.4b^3$

Calcul de la fiche de soutènement « F » :

$$\Sigma M/O = 0 \Rightarrow T \times b + \Sigma B_i \times Y_i - \Sigma P_i \times Y_i = 0$$

$$\Rightarrow b = 8.74 \text{ m} \text{ ainsi on obtient } f_0 = a + b = 2.65 + 8.74 = 11.39 \Rightarrow F = 1.2 * f_0 = 13.68 \text{ m.}$$

Calcul de la contrebutée « R » :

$$\Sigma F/x = 0 \Rightarrow R + \Sigma P_i - \Sigma B_i - T = 0 \Rightarrow R = 1918.61 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion :

Pour la 6 ème phase, on obtient une fiche de 13.68 m, Donc, la hauteur du rideau de paroi nécessaire pour soutenir les charges de la première phase est

$$F + h1 = 26.5 + 13.68 = 40.18m.$$

IV.4. Vérification du soulèvement du radier :

En présence de radier comme dispositif de soutènement provisoire, il subira indépendamment de sa déformation propre, des charges actives ascendantes dues à la poussée du terrain. Plusieurs études sont faites pour tenter de définir ce phénomène, dans ce qui suit, celle de TSIMBAREIVITCH est adoptée l'évaluation de cette charge.

TSIMBAREIVITCH a pu déterminer l'expression de la charge ascendante en radier, en se basant sur les conditions d'équilibre du radier dans une tranchée étayée, en définissant les poussées verticales produites par les masses de terrain latérales engendrent des poussées horizontales qui peuvent provoquer un déplacement vers l'intérieur d'un coin du radier, ces poussées motrices sont équilibrées par l'effet de la butée des terres situées sous le radier. La Figure 54 ci-après illustre ces poussées.

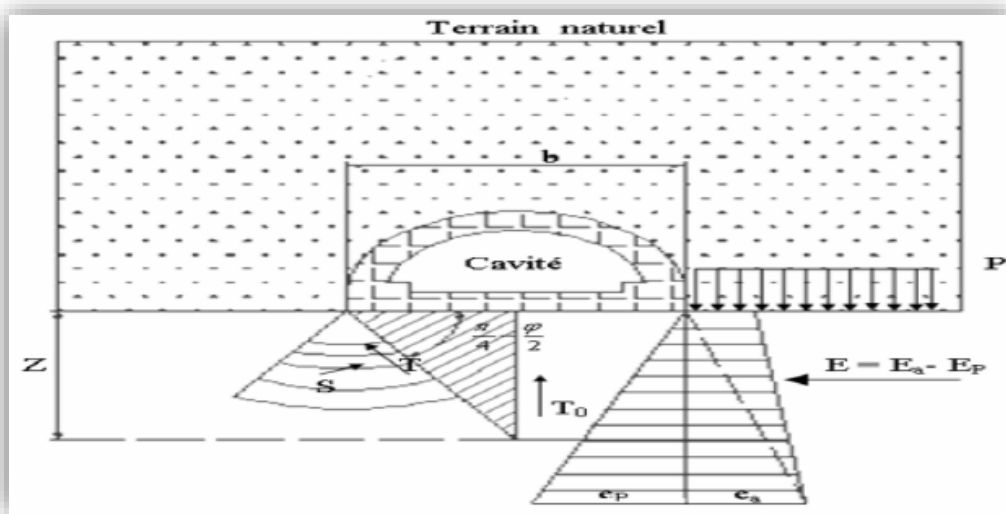


Figure 54. Poussées au niveau du radier selon TSIMBAREIVITCH

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

- $e_a = (P + \gamma \cdot Z) K a \gamma - 2 \cdot C \sqrt{K a \gamma}$;
- $e_p = \gamma \cdot Z \cdot K p \gamma + 2 \cdot C \sqrt{K p \gamma}$

Avec :

$P = \Sigma \gamma_i h_i$: La contrainte verticale $\Rightarrow P = 326.5 \text{ KPa}$

$K_{a\gamma}$: Coefficient de poussée des terres normales à l'écran.

$K_{p\gamma}$: Coefficient de butée des terres normales à l'écran.

γ : Poids volumique du terrain encaissant.

C : Cohésion du terrain encaissant.

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

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

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

H : La hauteur du sol au-dessus du radier $\Rightarrow H = 7.36 \text{ m}$

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

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

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 :

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

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 :

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

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

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

$$\sigma_{lim} = \frac{4C}{1 - \sin \varphi} * (2 + \sin \varphi) * \cos(\varphi) = \frac{4 * 56}{1 - \sin 21} * (2 + \sin 21) * \cos(21) = 768.64$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

sol	$K_{a\gamma}$	$K_{p\gamma}$	Z (m)	E (KPa)	T_0 (KPa)	Y (m)	σ (KPa)	σ_{lim} (KPa)
Qm	0.42	3.29	1.04	56.58	3.42	1.6	2.14	768.64

\Rightarrow on remarque que $\sigma \leq \sigma_{lim}$ donc la condition de non-soulèvement est vérifiée.

Chapitre V.

CALCUL AUTOMATIQUE

MODELISATION DU

BLINDAGE

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons faire une modélisation numérique de notre blindage en utilisant le logiciel GEO5 pour déterminer les efforts internes et les déplacements de la paroi moulée et par la suite on vérifie la stabilité de l'écran, et pour finir, nous allons déterminer le ferrailage longitudinal et transversal de la paroi moulée.

V.1. Présentation de logiciel GEO5

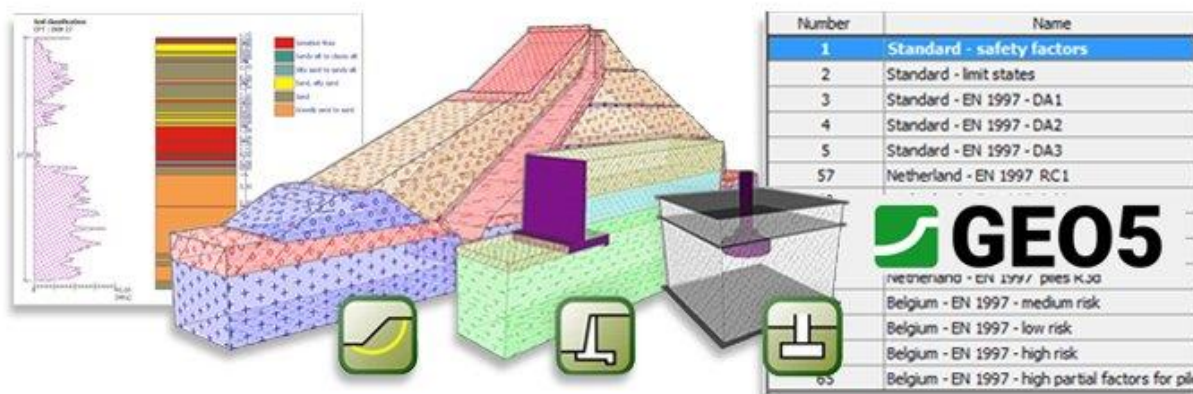
GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques basés sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis. Il comporte plusieurs programmes, chaque programme est destiné à analyser un type de structure particulier selon des normes, des théories et des méthodes diverses. [1]

Les approches géotechniques de base utilisées par les programmes GEO5 sont valides partout dans le monde surtout en utilisant les différentes normes au choix du concepteur. Pour notre cas, nous utilisons la norme française EN 1997.

Le programme SHEETING CHECK dans le logiciel GEO5 permet la vérification des écrans de soutènement.

Ce programme

- 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.
- Pour la vérification de la stabilité de l'écran.

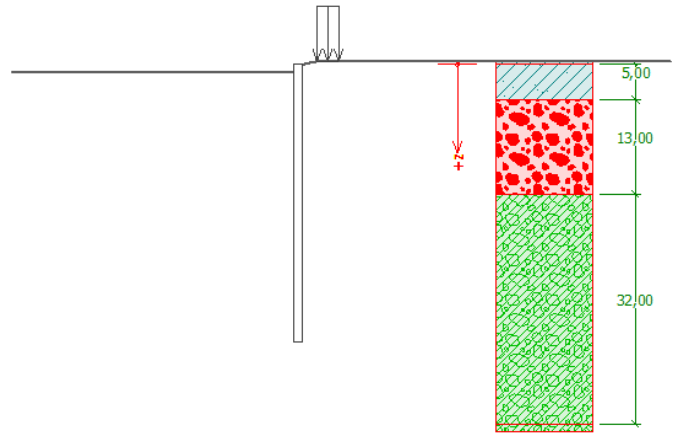


V.2. Modélisation des phases d'excavation :

La modélisation de la paroi se fait en plusieurs phases, résumé en ce qui suit :

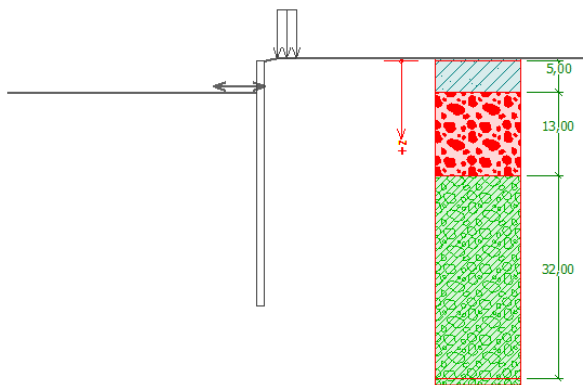
➤ Phase 1

- Modélisation de la paroi moulée avec $H=38.5$ m ; Les couche du sol : Remblai $h_1= 5$ m ; Quaternaire sableux $h_2= 13$ m ; Quaternaire marneux $h_3= 32$ m.
- La surcharge $Q=10$ KN/m²
- Excavation de 1 m de profondeur.



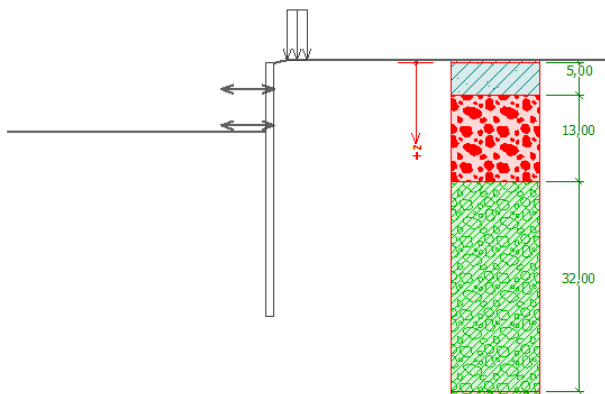
➤ Phase 2

Excavation jusqu'à 5 m de profondeur.
Installation du premier niveau de butonnage à 4 m de profondeur.



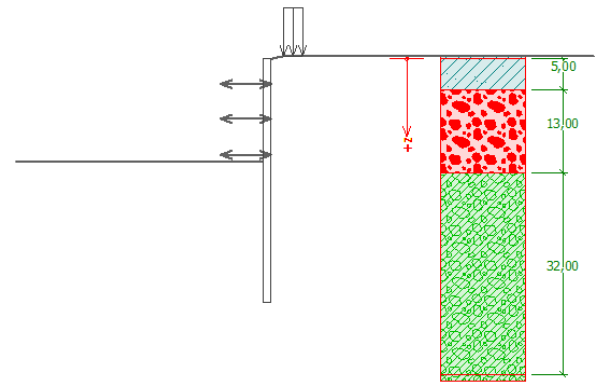
➤ Phase 3

Excavation jusqu'à 10.5 m de profondeur.
Installation du 2^{ème} niveau de butonnage à 15.2 m de profondeur



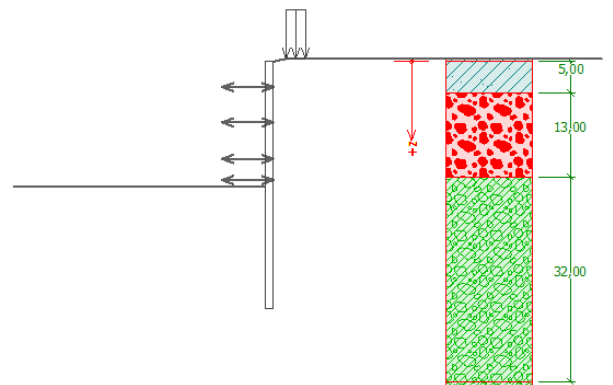
➤ Phase 4

Excavation jusqu'à 16.2 m de profondeur.
Installation du 3^{ème} niveau de butonnage à 15.2 m de profondeur.

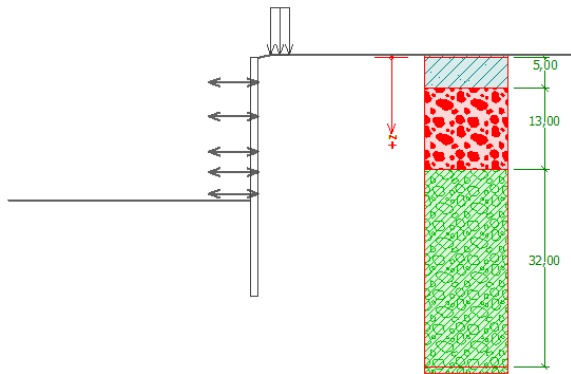


➤ Phase 5

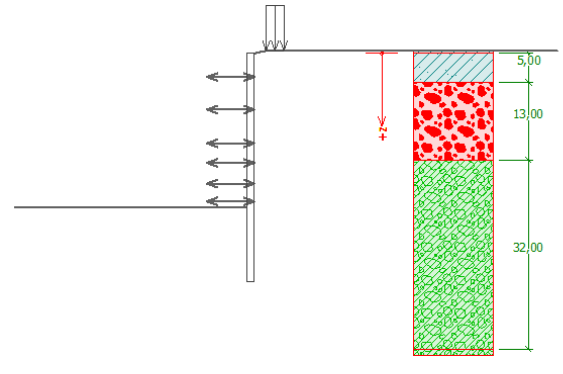
Excavation jusqu'à 19.5 m de profondeur.
Installation du 4^{ème} niveau de butonnage à 18.5 m de profondeur



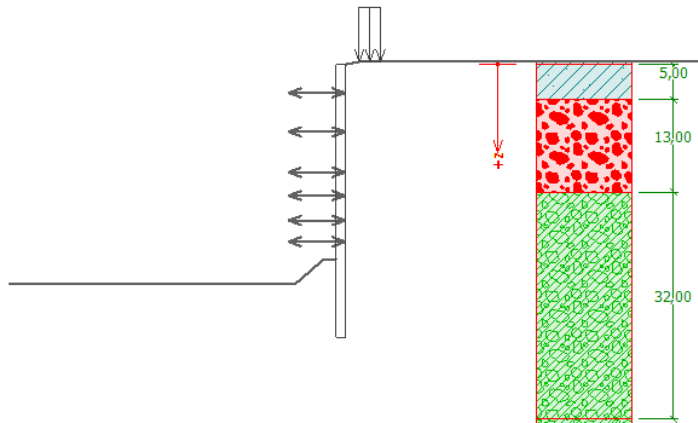
- **Phase 6**
Excavation jusqu'à 23 m de profondeur.
Installation du 5^{ème} niveau de butonnage à 22 m de profondeur.



- **Phase 7**
Excavation jusqu'à 26 m de profondeur.
Installation du 6^{ème} niveau de butonnage à 26 m de profondeur.



- **Phase 8**
Excavation jusqu'à 30.94 m de profondeur.



V.3. 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, dans la situation transitoire et la situation sismique selon la norme France EN-1997.

Pour le cas dynamique, selon les règles parasismiques algériennes RPOA2008, notre ouvrage de soutènement appartient au groupe 3 (ouvrage de faible importance →

construction provisoire) dans une zone à sismicité élevée (zone III). Ce qui nous a permis de déterminer les coefficients sismiques

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

V.3.1. 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 la situation transitoire, sont obtenues à partir des résultats d'analyse dans la phase 8.

V.3.1.1. Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas statique :

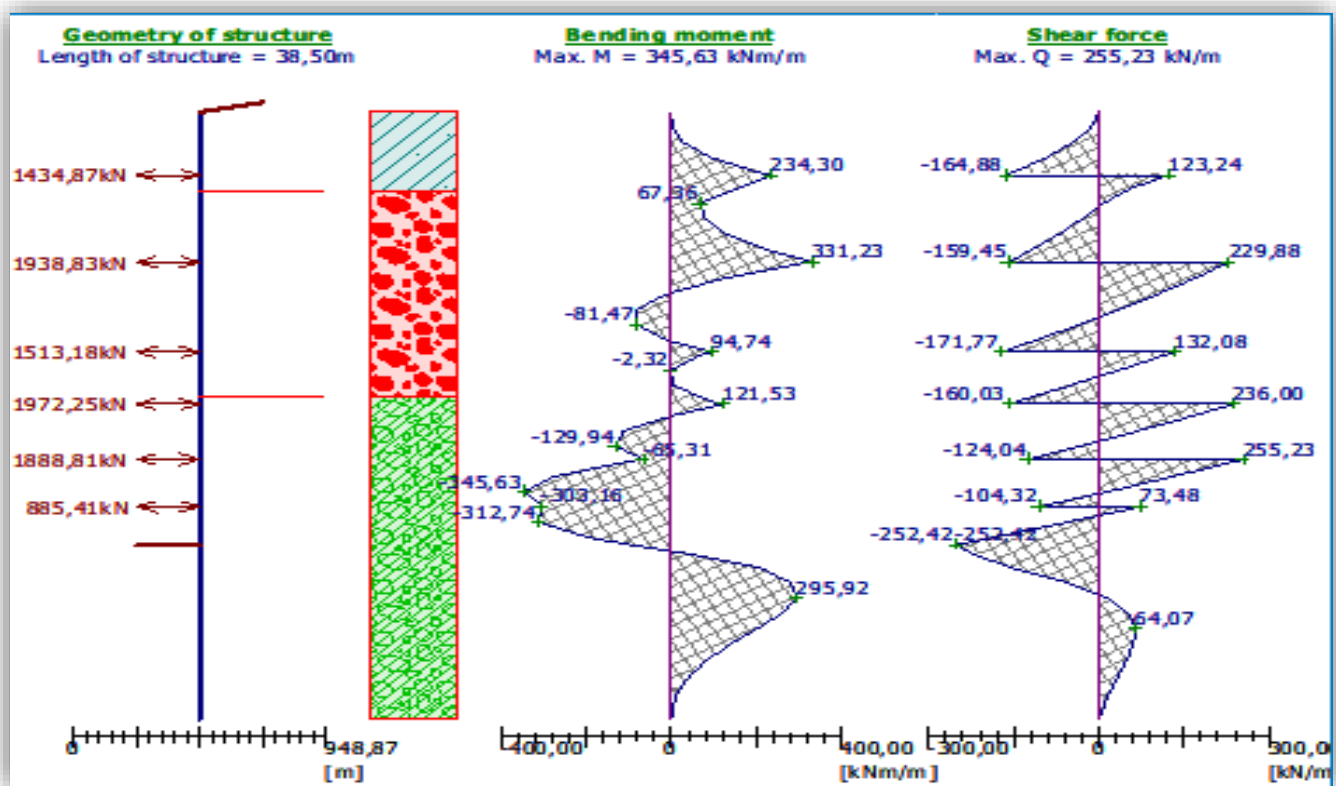


Figure 55. Les efforts internes (V-M) maximaux dans la situation transitoire, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

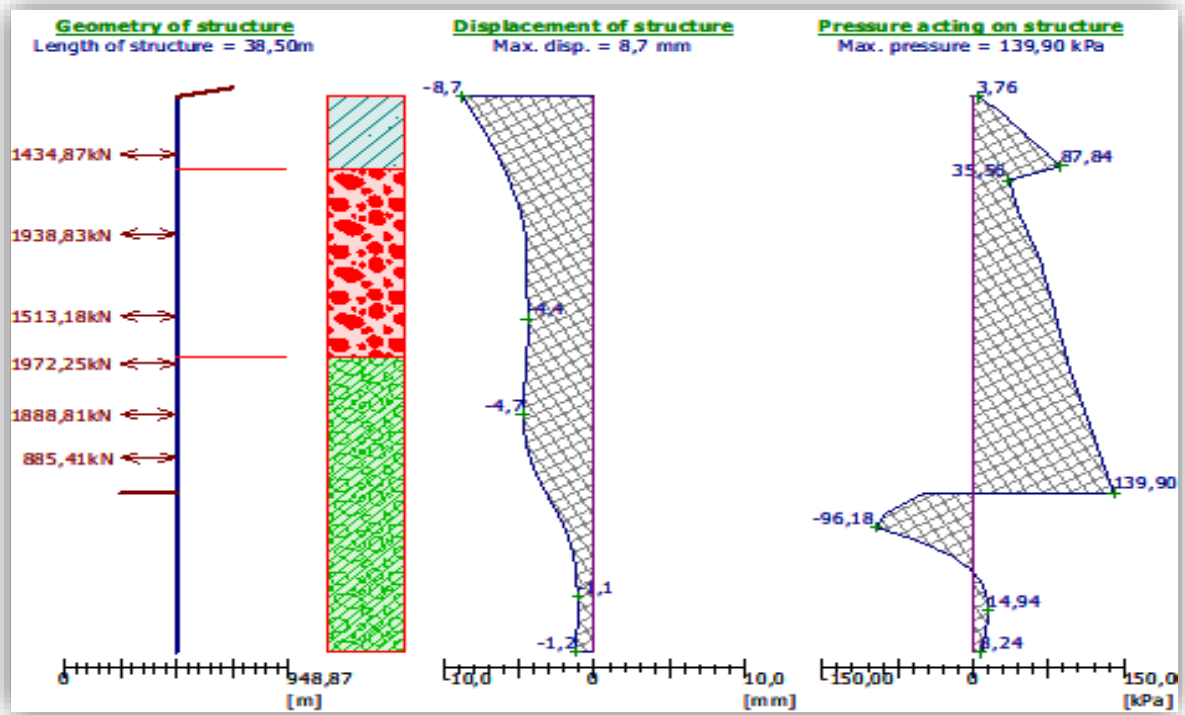


Figure 56. Les déplacements maximaux dans la situation transitoire, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

V.3.1.2. Les efforts internes et les déplacements maximaux dans le cas dynamique

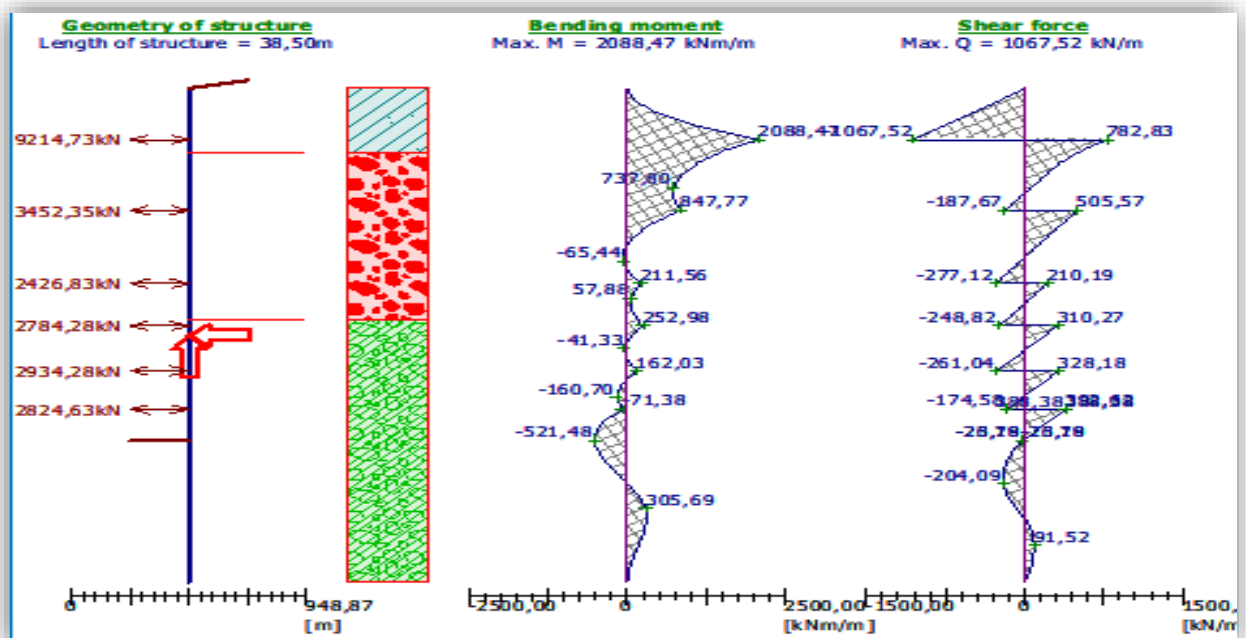


Figure 57. Les efforts internes (V-M) maximaux dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

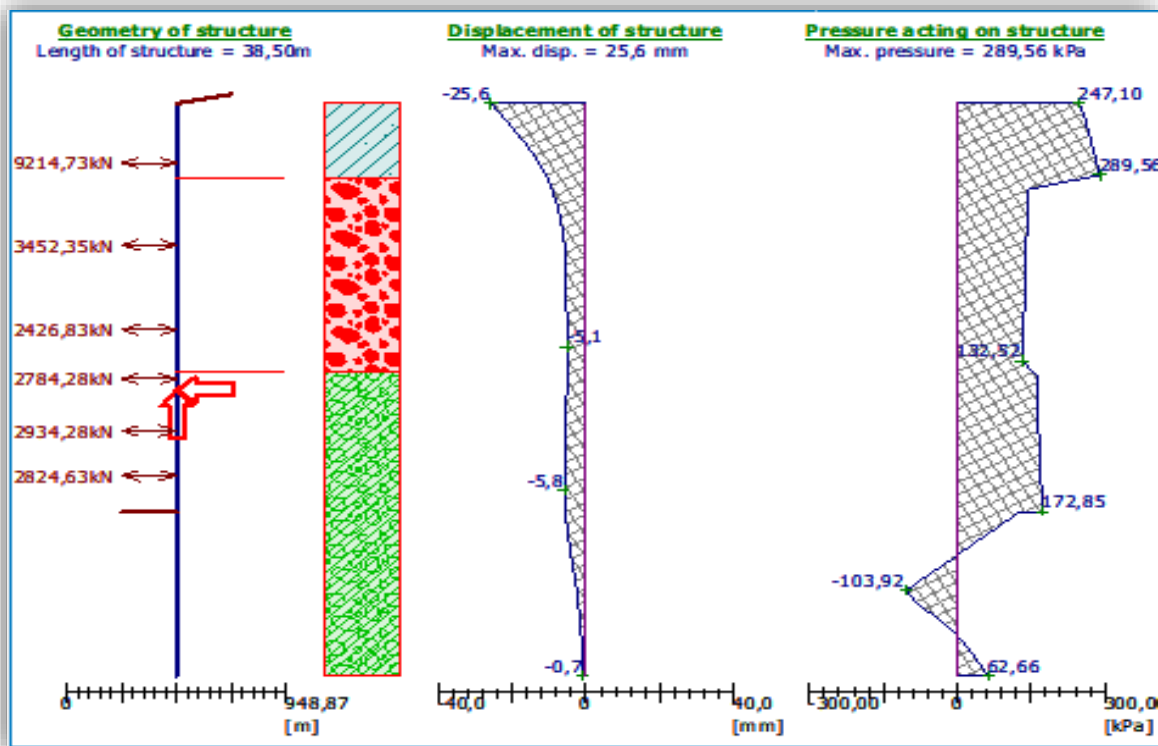


Figure 58. Les déplacements maximaux dans le cas dynamique, obtenus de la modélisation numérique avec le logiciel GEO5.

Les valeurs des efforts internes et les déplacements maximaux dans la situation transitoire et dynamique obtenus à partir des résultats d’analyse de la paroi avec le logiciel GEO5 sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 40. Les valeurs maximales des efforts internes et des déplacements obtenus de la modélisation avec le logiciel GEO5

	Situation transitoire	Situation sismique
Effort tranchant max V_{max} (KN/m)	255.23	1067,52
Moment fléchissant max M_{max} (KN.m/m)	345.63	2088,47
Déplacement max D_{max} (mm)	8.70	25,6

V.4. Stabilité de l’écran de soutènement

V.4.1. 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).

V.4.2. 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.

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.

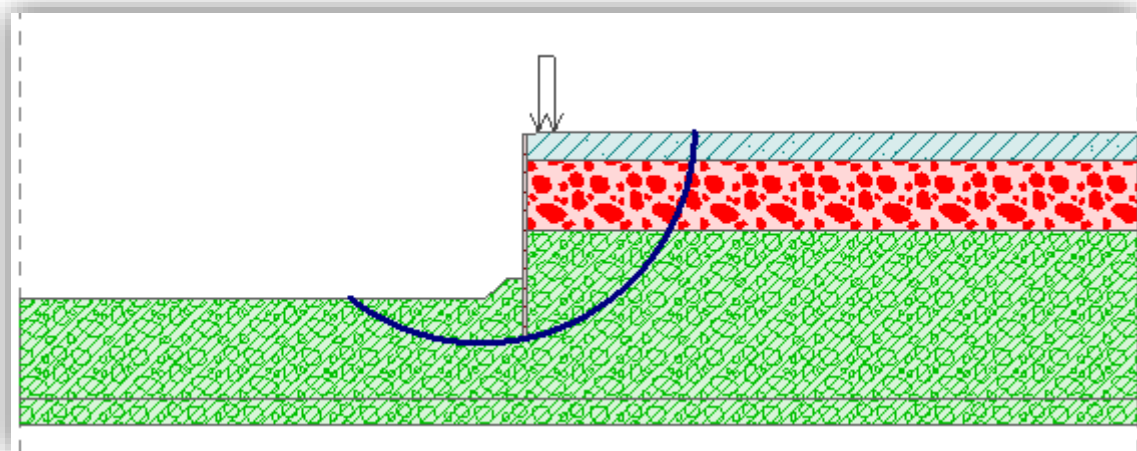


Figure 59. Schéma du cercle de glissement.

V.4.3. 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 permis d'effectuer une analyse avec la méthode de BISHOP dans les deux situations, la situation transitoire et la situation dynamique.

- Les résultats d'analyse dans la situation transitoire :

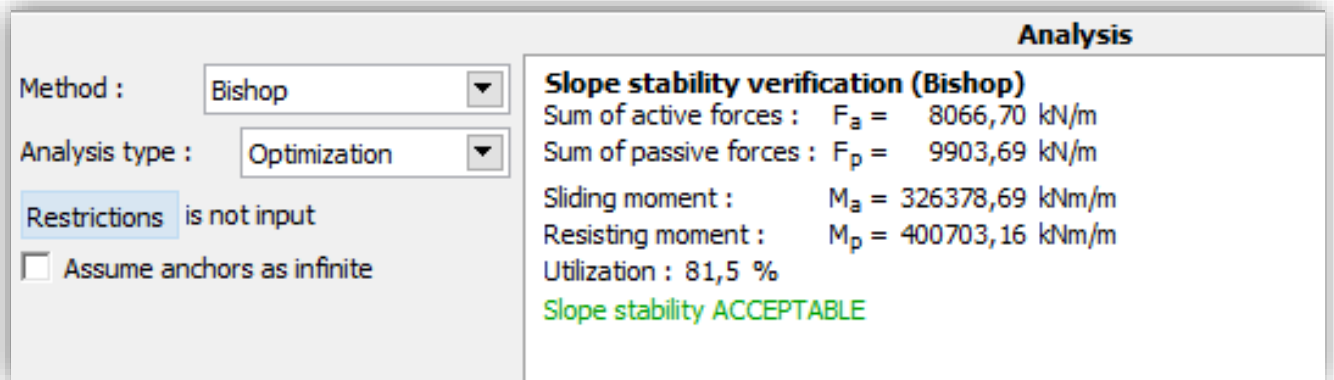


Figure 60. Résultats d'analyse de la stabilité dans la situation transitoire.

Interprétation des résultats :

$$F_s = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de glissement}} = \frac{M_p}{M_a} \Rightarrow F_s = \frac{400703,16}{326378,69} = 1,22 > 1$$

⇒ écran de soutènement stable

- Les résultats d'analyse dans la situation dynamique :

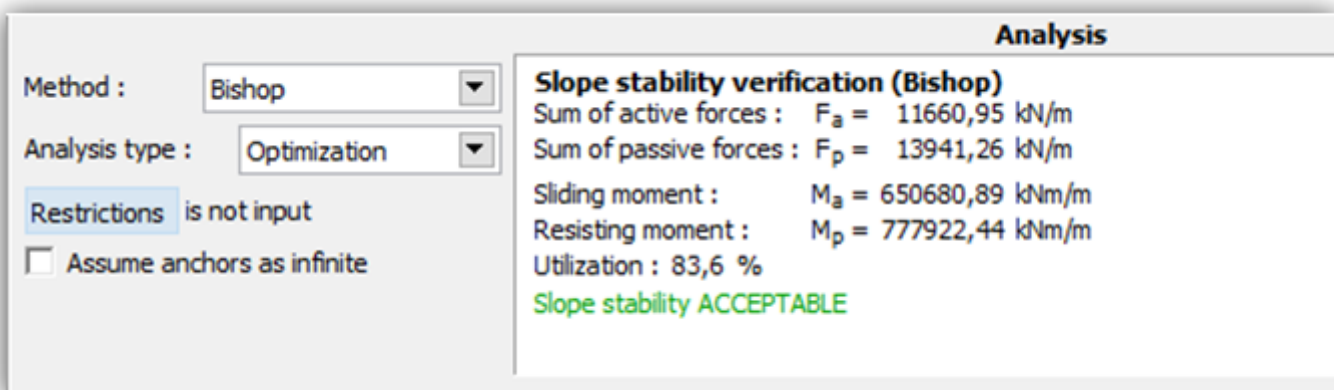


Figure 61. Résultats d'analyse de la stabilité dans la situation dynamique.

Interprétation des résultats :

$$F_s = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de glissement}} = \frac{M_p}{M_a} \Rightarrow F_s = \frac{777922,44}{650680,89} = 1,22 > 1,2$$

⇒ écran de soutènement stable

V.5. Le ferrailage de la paroi moulée :

A l'aide des valeurs des efforts internes obtenues à partir des résultats d'analyse de la paroi moulée dans le logiciel GEO5, nous allons calculer manuellement le

ferrailage longitudinal et transversal dans le cas dynamique (le plus défavorable) selon la norme BAEL91.

Il est à noter que : 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 ferrailage nécessaire pour le cas le plus défavorable.

V.5.1. Calcul du ferrailage longitudinal de la paroi moulée :

Le cas dynamique est un cas accidentel dû aux forces sismiques, donc, selon le BAEL91, le ferrailage longitudinal se calcule à l'état limite ultime ELU.

- Méthode de calcul : (Voir l'organigramme. ANNEXE B. figure 1)

Les données de calcul :

f_{c28} : résistance à la compression à 28 jours $\Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

f_{t28} : résistance à la traction à 28 jours $\Rightarrow f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite du béton comprimé $\Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

Avec : La situation du projet est considérée préjudiciable.

f_{su} : La valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

b : largeur de la section. $\Rightarrow b = 1 \text{ m}$

h : hauteur de la section. $\Rightarrow h = 1 \text{ m}$

d : hauteur utile de la section $0.9h$. $\Rightarrow d = 0.9h = 0.9 \text{ m}$

γ_s : le coefficient de sécurité. $\gamma_s = 1.15$

$\gamma_s = 1.15$ dans le cas d'une situation accidentelle

➤ Application numérique :

$M_u = 2088,47 \text{ KN.m/m}$; $d' = 0.11d = 0.099 \text{ m}$. $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$;

$f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$.

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

$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = 2.07 \times 10^{-3}$; $\alpha_1 = \frac{7}{7 + 2 \epsilon_l} \approx 1 \Rightarrow \mu l = 0.8 \alpha l (1 - 0.4 \alpha l) = 0.48$.

$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.1510 < \frac{5}{3} \mu l \rightarrow \text{Oui} \rightarrow \mu < \mu l \rightarrow \text{Oui} \rightarrow \mu < 0.1859 \rightarrow \text{Non}$.

$\rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2056 \rightarrow \beta = 0.8\alpha = 0.1645$.

Donc : $A'_{su} = 0 \text{ cm}^2$; $A_{su} = \frac{\beta b d f_{bu}}{f_{su}} = 57.88 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ HA}32 = 64.34 \text{ cm}^2$.

$A_{min} = \max \left\{ \frac{b h}{1000} ; 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{su} > A_{min} \Rightarrow \text{ELU vérifié}$.

Donc, pour les armatures longitudinales on opte pour 10HA32 réparties sur chaque mètre linéaire de la paroi moulée, avec un espacement de :

$e = \frac{b - (k \times \emptyset l) - 2c}{k - 1} = \frac{100 - (10 \times 3.2) - 14}{9} = 10 \text{ cm}$

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 : $St_{min} = \max(k1D_{max} ; k2 + D_{max})$

$k1 = 1$ et $k2 = 5$: Des coefficients définis dans l'annexe national (AN).

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

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

$e < St_{min} = 7,5 \text{ cm} \rightarrow$ L'espacement minimal est vérifié.

V.5.2. Vérification du ferrailage calculé manuellement à l'aide de logiciel GEO5 :

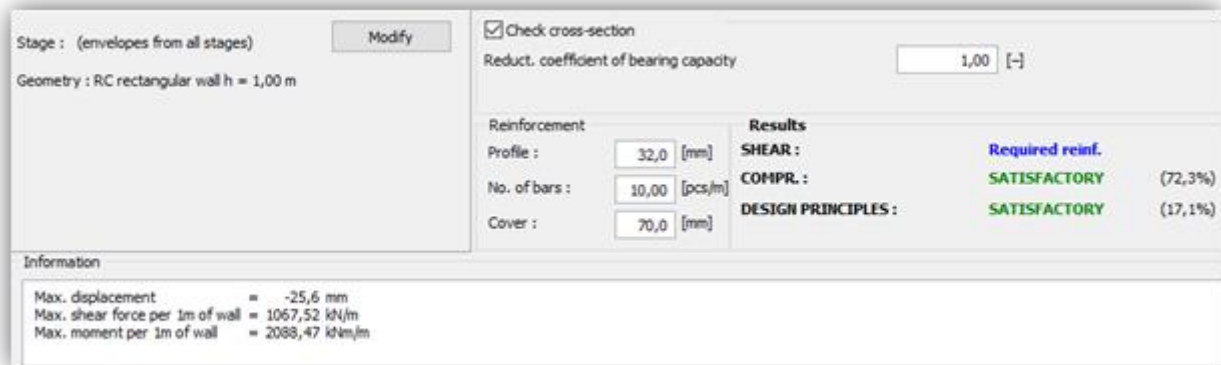


Figure 62. Résultats des différentes vérifications de la résistance de la section du béton des parois

V.5.3. Ferrailage transversale

Sous les sollicitations d'effort tranchant, le ferrailage calculé par le logiciel GEO5 est $A_t = 20.84 \text{ cm}^2$, donc l'armature adoptée sera 8HA20 espacé de 12 cm sur 1 m linière.

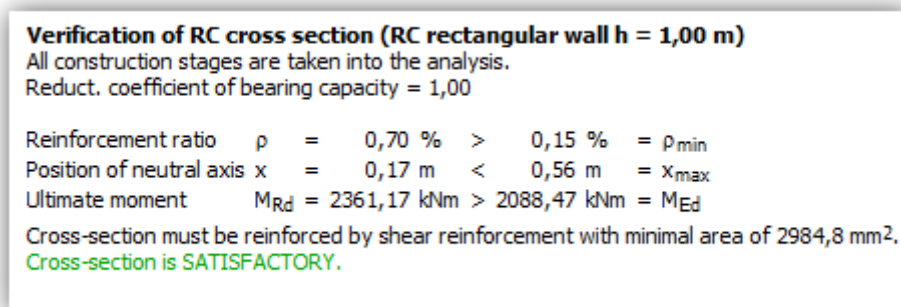


Figure 63. Détail de la vérification effectué par GEO5

Conclusion :

D'après les résultats de vérification obtenues par la commande « Dimensionnement » du logiciel Géo 05 on constate que notre section de ferrailage adoptée est vérifiée vis-à-vis la flexion et le cisaillement

Chapitre VI.

Modélisation de la structure

Intérieure

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons faire une modélisation numérique de la structure intérieure du puit de ventilation 06 en utilisant le logiciel SAP2000, Afin de déterminer le ferrailage nécessaire relatif aux différents éléments structuraux en béton armé, constituant le corps principal de notre puits de ventilation (Dalles, voiles, et radier).

VI.1. Présentation du logiciel SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul des efforts internes des structures par éléments finis. Ce logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc. [1] cours_sap2000_3lgc (1)



VI.2. Méthodologie de calcul :

La méthodologie de l'analyse et de dimensionnement du Puits de Ventilation 6 est effectuée en utilisant un modèle de calcul à trois dimensions, qui modélise toute la structure (ou on a introduit les différentes vues de la structure).

Pour les vérifications des situations de projet où la stabilité structurelle doit être analysée, on utilise le logiciel Sap 2000

Avec ce logiciel, il est possible d'analyser les aspects suivants :

- Modélisation des pressions (Poussée des terres) sur la structure à l'aide de la commande JOINT PATTERNS (Distribution des charges quelconques aux noeuds), Cette option permet la transmission automatique de la résultante des charges linéaires ou surfaciques aux noeuds. Ces charges sont définies par l'équation suivante :

$$Ax + By + Cz + D$$

- Modélisation de la réaction passive du sol autour de la structure, à travers des ressorts, qui peuvent être linéaires ou non linéaires ;
- Combinaison des actions sur la structure ;

- Détermination des contraintes et des forces de dimensionnement de la structure
- Prédétermination du ferrailage pour la définition des diamètres à utiliser ;

VI.3. Modélisation de la structure intérieure

Dans ce chapitre, nous avons modélisé pour un mètre linéaire la structure intérieure prise d'une coupe transversale A-A du puit de ventilation 06 Figure.VI.1-2 ayant les caractéristiques géométriques présentées dans le tableau suivant :

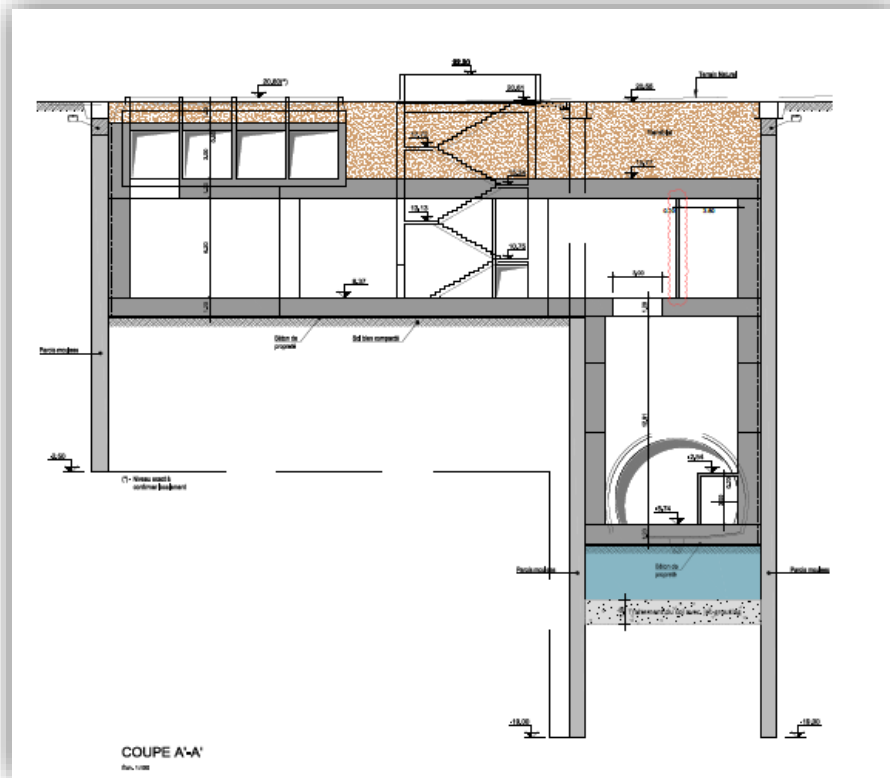


Figure 64. Coupe transversale du puit de ventilation 06

Tableau 41. Les caractéristiques géométriques des éléments de la structure intérieure de puit de ventilation 06

Elément	Epaisseur (m)	Longueur (m)	Largeur (m)
Paroi de revêtement définitive	1.2	21.5	-
Dalle de couverture DC	1.2	38.2	16.2
Radier R1	1.2	38.2	16.2
Radier R2	1.2	9.3	16.2

VI.3.1. Calcul des charges et surcharges :

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 du béton : $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$.
- Module d'élasticité : $E = 33 \text{ GPa}$.
- Résistance à la compression : $f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$.
- Poids volumiques du sol $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
 - 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.

1. Chargement des parois de revêtement :

Les charges appliquées sur les voiles sont dues aux contraintes de poussées latérales et qui ont été obtenues à l'aide de la modélisation de la paroi avec le logiciel GEO5 pour des valeurs plus précises

Afin de simplifier la modélisation sur SAP2000, nous allons les considérer comme une charge triangulaire répartie sur le long des parois de revêtement avec une charge maximale calculée selon la profondeur des parois de revêtement comme suit :

$$h = 26.5 \text{ m} \rightarrow \sigma = k_0 \times \gamma \times H = 0.5 \times 26.5 \times 20 = 256 \text{ KN/m}^2.$$

2. Charge permanente relative au poids volumique du béton :

$$\gamma_{\text{béton}} = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

3. La dalle de couverture :

- La charge du remblai sur la dalle :

$$Q_1 = \gamma_{\text{remblai}} * h_{\text{remblai}} \rightarrow Q_1 = 17 * 5 = 80.41 \text{ KPa}$$

- Une charge relative aux revêtements (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : $Q_2 = 5 \text{ KPa}$.
- Une charge d'exploitation due au trafic : $Q_3 = 10 \text{ KPa}$

Totale des charges = 85.41 KPa

Totale des surcharges = 10 KPa

4. Le Radier R1 :

La dalle D1 est soumise à deux charges permanentes uniformément réparties :

- Charge permanente relative au revêtement (plafond, conduites de ventilation, tuyauterie) : $Q = 5 \text{ KN/m}^2$
- Charge permanente due aux locaux techniques : $Q = 15 \text{ KPa}$

5. Le Radier R2 :

- Charge permanente due aux locaux techniques : $Q = 15 \text{ KN/m}^2$.

Combinaisons de charges :

- ELS : $G+Q$ (combinaison fondamentale)
- ELU (Situation durable) : $1.35G + 1.5Q$

VI.3 Conditions d' appuis du modèle :

Le modèle structurel considère l'existence de ressorts selon la direction Z dans la partie du radier supérieur en contact avec le sol et dans le radier inférieur en effet la paroi des pieux ne permet pas à la structure intérieure d'être en contact total avec le sol.

En traduisant la résistance du sol au-dessous de ceux-ci et négliger la rigidité à la traction des ressorts, cela nous permet de simuler correctement l'effet de l'action de soulèvement sur la dalle.

La rigidité à la compression de ces éléments a été calculée selon les caractéristiques géotechniques du terrain concerné, approximativement considéré égale au module d'élasticité du terrain (K)

VI.3.3 Détermination de la résistance élastique du sol (Module de réaction élastique du sol) :

Dans le cas de notre étude, l'interaction sol-structure sera matérialisée par des ressorts « Springs », dont l'élasticité correspond aux modules de déformation du terrain. Le coefficient du sol ou « module de réaction du sol » est défini par la formule de BALAY 1984 suivante :

$$K = \frac{EM}{\frac{\alpha \cdot a}{2} + 0,133(9 \times a)^\alpha}$$

Où :

$EM = \alpha \times E$: Module pressiométrique de la couche du sol concerné [KPa].

α : Coefficient rhéologique de la couche du sol concerné.

a : Paramètre dimensionnel.

$$a = 1,7 * (EI / E_{\text{céd}})^{0.33} = 1.7 * (4,75 * 10^6 / 1.3 * 10^2)^{0.33} = 53.5$$

Tableau 42. Paramètres des différentes couches du sol

	La couche Qs (très serrée)	La couche Qm (normalement consolidée)
α	1/3	2/3
E (MPa)	0	128
EM (MPa)	0	85.34
K (MPa/ m)	0	3.28

VI.4 Présentation du modèle conçu avec le logiciel SAP2000 :

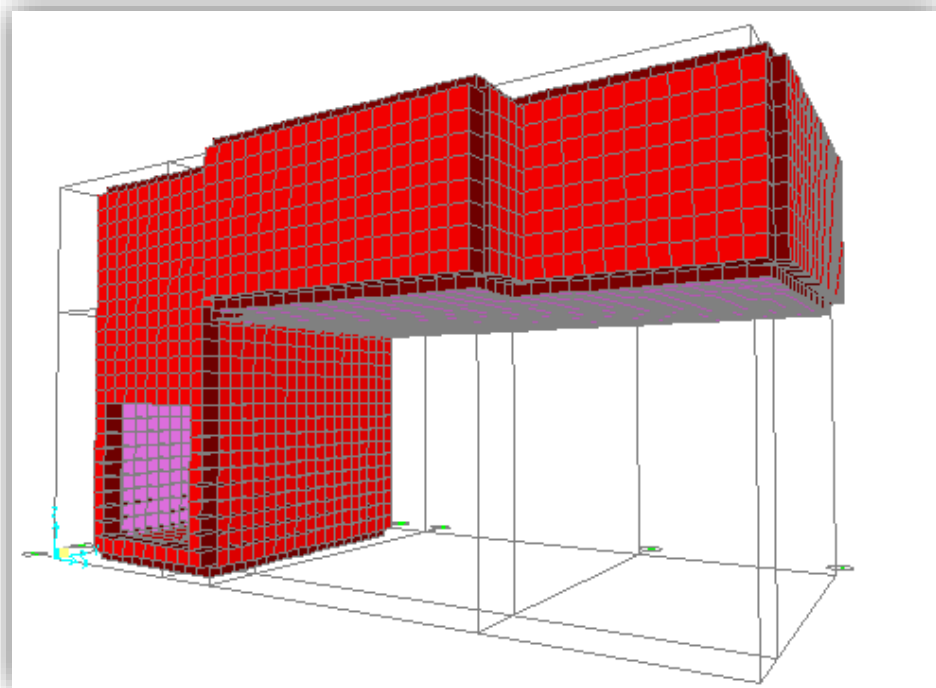


Figure 65. Modèle 3D du puit de ventilation 06

VI.4.1 Résultats d'analyse

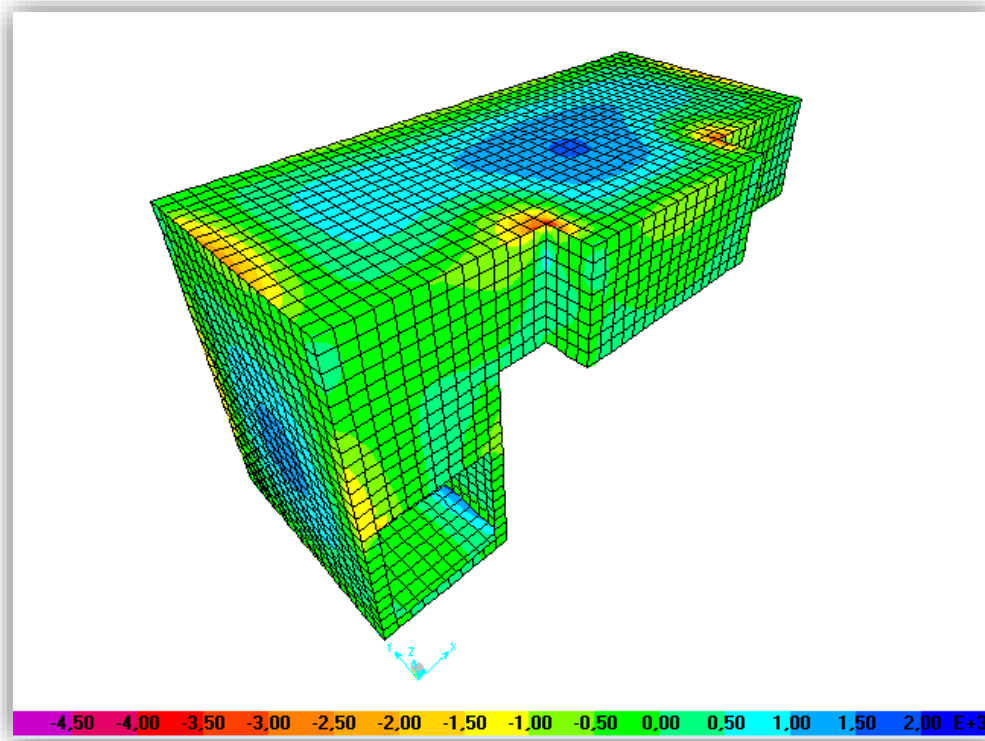


Figure 66. Enveloppe maximale des Moments fléchissant M11 à l'ELU [KN.m/m]

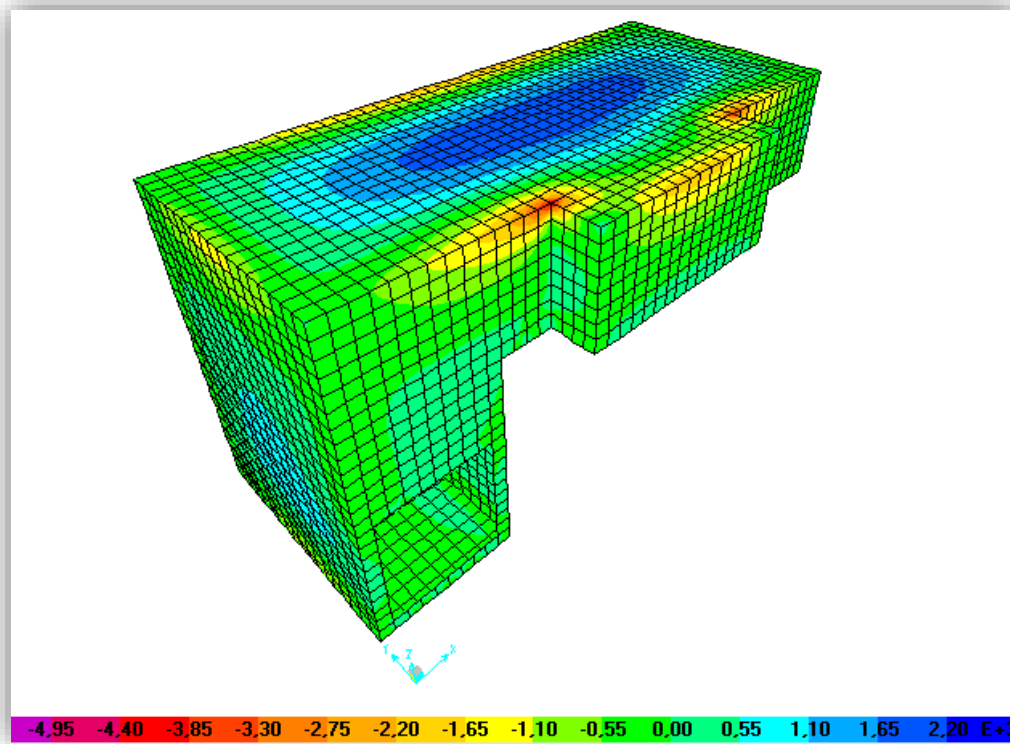


Figure 67. Enveloppe maximale des Moments fléchissant M_{22} à l'ELU [KN.m/m]

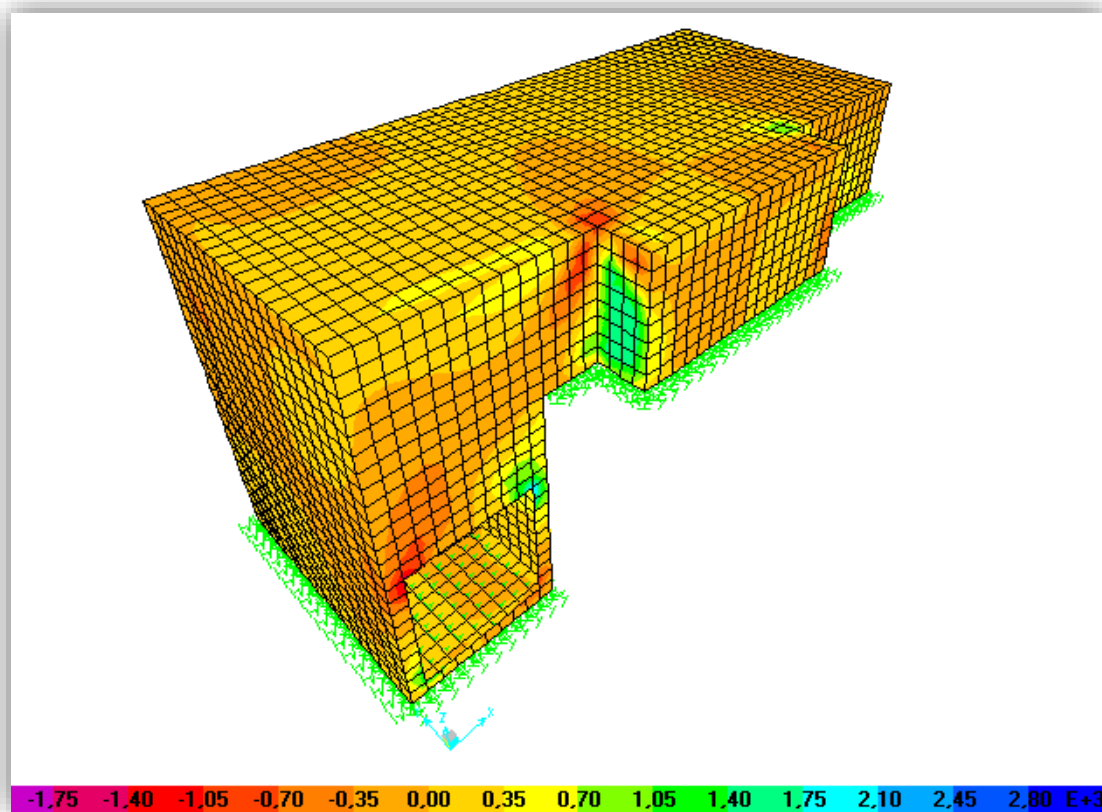


Figure 68 Enveloppe maximale des efforts tranchant V_{23} à l'ELU [KN.m/m]

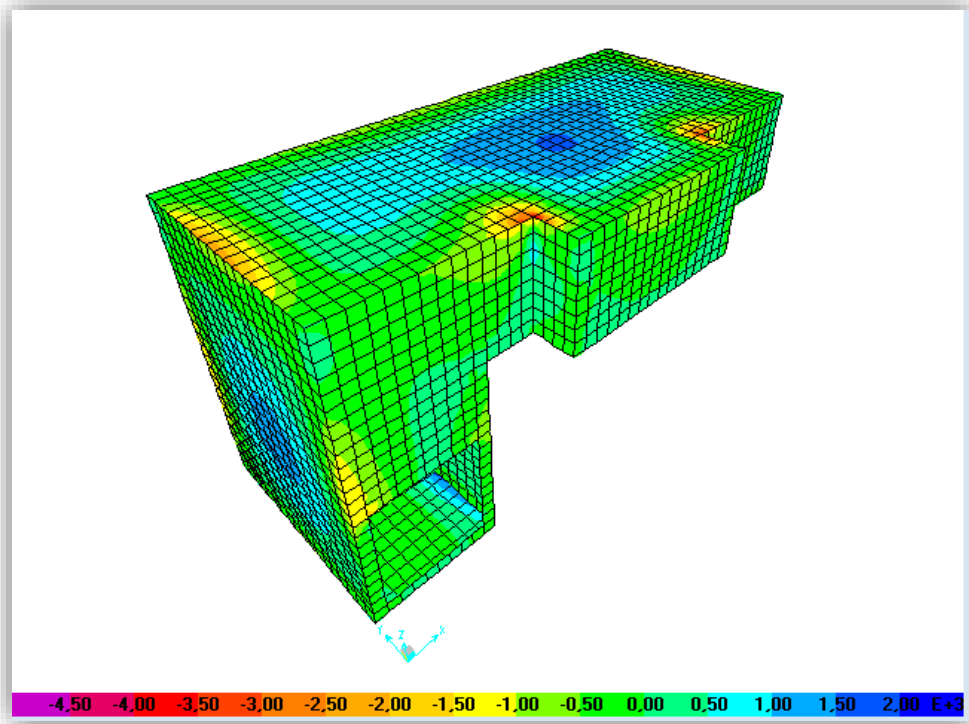


Figure 69. Enveloppe maximale des Moments fléchissant M_{11} à l'ELS [KN.m/m]

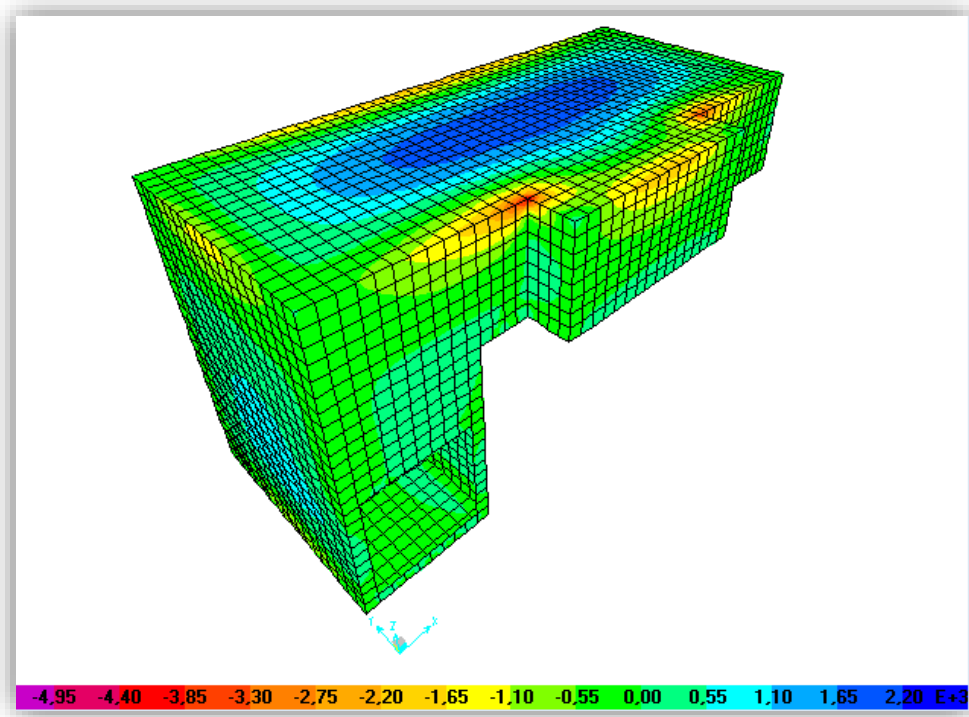


Figure 70. Enveloppe maximale des Moments fléchissant M_{22} à l'ELS [KN.m/m]

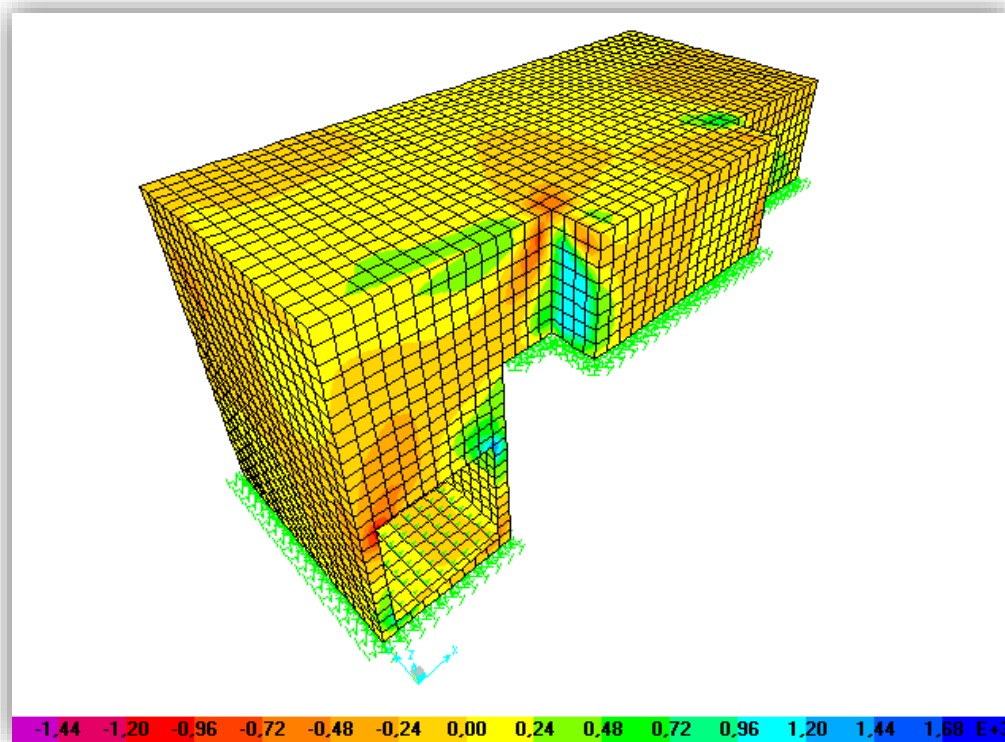


Figure 71. Enveloppe maximale des efforts tranchant V23 à l'ELS [KN/m]

VI.5. Calcul des sections d' armature :

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

Le ferrailage se fait en flexion simple à l'aide de logiciel ROBOT EXPERT et nous aurons les résultats suivant : (Détail - VOIR ANNEXE C figure 1)

VI.5.1. Parois de revêtement :

- Armature de flexion (Direction longitudinale) :(Sens X)

	M11 max ELU (KN.m)	M11 max ELS (KN.m)	Section d'armature As (cm ²)
A mi- travée	1134.61	861.49	49.09
Sur les bords	-1670.48	-1243.96	59.5

- Ferrailage adopté :

A mi- travée $As_1 = 49.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow (10\text{HA}25)$ Avec $St = 10\text{cm}$

A mi- travée Sur les bords $As_2 = 59.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow (7\text{HA}32)$ Avec $St = 15\text{cm}$

➤ Armature de flexion (Direction transversale) :(Sens y)

	M22 max ELU (KN.m)	M22 max ELS (KN.m)	Section d'armature As (cm ²)
A mi- travée	1015.61	752.25	35.2
Sur les bords	-2141.38	-1770.89	86.4

- Ferrailage adopté :

A mi- travée $As_1 = 35.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow (8HA25)$ Avec $St = 12\text{cm}$

Sur les bords $As_2 = 86.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow (10HA32)$ Avec $St = 10\text{cm}$

VI.5.2. Dalle de couverture

➤ Armature de flexion (Direction longitudinale) :(Sens X)

	M11 max ELU (KN.m)	M11 max ELS (KN.m)	Section d'armature As (cm ²)
A mi- travée	1512.74	1110.59	52.9
Sur les bords	-2402.32	-1768.61	86.3

- Ferrailage adopté :

A mi- travée $As_1 = 52.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow (8HA32)$ Avec $St = 12\text{cm}$

Sur les bords $As_2 = 86.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow (10HA32)$ Avec $St = 10\text{cm}$

➤ Armature de flexion (Direction transversale) :(Sens Y)

	M22 max ELU (KN.m)	M22 max ELS (KN.m)	Section d'armature As (cm ²)
A mi- travée	2289.4	1680.87	81.8
Sur les bords	-3406.02	-2501.53	124.7

- Ferrailage adopté :

A mi- travée $As_1 = 81.8 \text{ cm}^2 \Rightarrow (10HA32)$ Avec $St = 10\text{cm}$

Sur les bords $As_2 = 124.7 \text{ cm}^2 \Rightarrow (16HA32)$ donc deux lit de 8HA32 avec $St = 12\text{cm}$

VI.5.3. Radier superieure R1

➤ Armature de flexion (Direction longitudinale) :(Sens X)

	M11 max ELU (KN.m)	M11 max ELS (KN.m)	Section d'armature As (cm ²)
A mi- travée	-503.64	-280.41	15.3
Sur les bords	1042.47	639.06	32.3

- Ferrailage adopté :
A mi- travée $As_2 = 15.3\text{cm}^2 \Rightarrow (8\text{HA}16)$ Avec **St=12cm**
Sur les bords $As_1 = 32.3\text{cm}^2 \Rightarrow (10\text{HA}20)$ Avec **St=10cm**

➤ **Armature de flexion (Direction transversale) :(Sens Y)**

	M22 max ELU (KN.m)	M22 max ELS (KN.m)	Section d'armature $As\text{ (cm}^2\text{)}$
A mi- travée	264.34	121.98	11.7
Sur les bords	-411.56	-353.49	16.1

- Ferrailage adopté :
A mi- travée $As_1 = 11.7\text{cm}^2 \Rightarrow (8\text{HA}16)$ Avec **St=12cm**
Sur les bords $As_2 = 16.1\text{cm}^2 \Rightarrow (10\text{HA}16)$ Avec **St=10cm**

VI.5.4. Radier inferieur R2

➤ **Armature de flexion (Direction longitudinale) :(Sens X)**

	M11 max ELU (KN.m)	M11 max ELS (KN.m)	Section d'armature $As\text{ (cm}^2\text{)}$
A mi- travée	-160.81	-119.07	11.7
Sur les bords	1942.60	1585.88	76.9

- Ferrailage adopté :
A mi- travée $As_2 = 11.7\text{cm}^2 \Rightarrow (8\text{HA}16)$ Avec **St=12cm**
Sur les bords $As_1 = 76.9\text{cm}^2 \Rightarrow (10\text{HA}32)$ Avec **St=10cm**

➤ **Armature de flexion (Direction transversale) :(Sens Y)**

	M22 max ELU (KN.m)	M22 max ELS (KN.m)	Section d'armature $As\text{ (cm}^2\text{)}$
A mi- travée	-170.97	-134.52	11.7
Sur les bords	227.49	202.78	11.7

- Ferrailage adopté :
A mi- travée $As_2 = 11.7\text{cm}^2 \Rightarrow (8\text{HA}16)$ Avec **St=12cm**
Sur les bords $As_1 = 11.7\text{cm}^2 \Rightarrow (8\text{HA}16)$ Avec **St=12cm**

Conclusion :

La modélisation de la structure intérieure avec le logiciel SAP2000, nous a permis d'avoir une idée sur le comportement de notre structure ainsi de connaître les zones les plus sollicitées afin de bien choisir le ferrailage conforme pour assurer la sécurité de l'ouvrage

Conclusion Générale

Dans le cadre de notre travail, nous avons développé l'étude de soutènement d'excavation du puits de ventilation PV 06 de l'extension du métro d'Alger entre El Harrach et l'Aéroport international Houari Boumediene, et une petite partie de la conception de la structure intérieure de ce dernier.

Le travail a été scindé en deux phases, une première phase théorique dans laquelle une revue de littérature a été consacrée aux sujets des excavations à ciel ouvert, des procédés de soutènement ainsi que l'exposé des principales.

La deuxième phase pratique a été consacré l'investigation géotechnique, la modélisation numérique de la paroi à l'aide de logiciel GEO5, où nous avons pu calculer le ferrailage de la paroi et la vérification de sa stabilité, et la modélisation de la structure intérieure du puit.

Durant ce travail, nous avons amélioré nos connaissances en géotechnique et nous avons atteint plusieurs conclusions importantes :

D'abord, la synthèse bibliographique nous a permis de reconnaître qu'il existe plusieurs méthodes d'excavation et de soutènement qui varient d'une construction à l'autre selon leur domaine d'utilisation et suivant de nombreux facteurs tel que la nature géotechnique des terrains traversés, la géométrie et l'emplacement de l'ouvrage (profondeur, site...).

Ensuite, l'exploitation des résultats de la reconnaissance géotechnique effectuée, nous a permis de déterminer les différentes caractéristiques et paramètres des formations constituant le sol du site étudié, à l'issue d'établir un modèle lithologique des formations identifiées.

La phase de modélisation et de calculs a été de même d'intérêt précieux puisque nous avons réussi à s'initier dans l'utilisation des outils de la modélisation (GEO5 et SAP200).

Les grandes difficultés que nous avons rencontrées au cours de l'élaboration de ce projet étaient dans le calcul des charges (le choix et application de la méthode de calcul) ainsi que 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.

Bibliographie

Chapitre I.

[1] [Qu'est-ce qu'une excavation ? \(nivellement.com\)](http://nivellement.com)

[2] Méthodes d'excavation utilisées pour la construction de fondations profondes - Le constructeur (theconstructor.org)

[3] Chang-Yu, O. (2006) "Deep Excavation Theory and Practice", Taylor and Francis Group, London, UK.

[4] Travaux souterrains : Dossier complet | Techniques de l'Ingénieur (techniques-ingenieur.fr)

[5] Ouvrages de soutènementttt.pdf (centre-univ-mila.dz)

[6] <https://www.techniques-ingenieur.fr/search.html?query=les+ouvrages+souterrainstro-se2082/>

CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET

[1]: mapa-métro.com

[2] (Entreprise Métro d'Alger)

[3] (Ferconsult, Grupo metropolitano de Lisboa EP)

[4] Drouiche, A., Nezzal, F. & Djema, M. (2019). Variabilité interannuelle des précipitations dans la plaine de la Mitidja en Algérie du Nord / Interannual variability of precipitation in the Mitidja plain in Northern Algeria. *Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science*

[5] RPOA 2008


Chapitre IV

[1] bulletin des laboratoires des ponts et chaussées


[2] bertrand hubert, bruno

ANNEXE

SONDAGE COROTTE

		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC 54										
Projet : METRO D'ALGER Tronçon EL HARRACHE - AERODROME Endroit : TUNNEL		Dossier N° : Client : COSIDER MQ8										
Date début : 14-03-2018 Date fin : 17-03-2018 Profondeur forée (m) : 37 Niveau d'eau (m) : 15,30		Coordonnées GPS : X : 518029.389 Y : 4983560.339 R :										
		Source de forage : EAU CLAIRE Type forage : CAROTTE Forçage : SM 80										
		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input checked="" type="checkbox"/> Pareffilé <input checked="" type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>										
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Recupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.0	-1.00	100%	48			SPT		1.01			Rombai	
2.0	-2.00	100%	48			SPT		2.01			Sable graveleux peu limoneux jaunâtre	
3.0	-3.00	100%	50			SPT		3.01			Argile limoneuse sableuse graveleuse rougeâtre	
4.0	-4.00	100%	53			SPT		4.01			Alternance grès fissuré broyé et sable avec trace de limons	
5.0	-5.00	100%	54			SPT		5.01			Grès poreux fissuré jaunâtre	
6.0	-6.00	100%	50			SPT		6.01			Grès lamellaire poreux fissuré jaunâtre	
7.0	-7.00	100%	50			SPT		7.01			Sable limoneux caillouteux jaunâtre	
8.0	-8.00	100%	50			SPT		8.01			Sable avec trace de limons jaunâtre	
9.0	-9.00	100%	50			SPT		9.01			Grès sain à fracturé jaunâtre	
10.0	-10.00	100%	50			SPT		10.01			Sable avec trace d'argile et trace de limons jaunâtre	
11.0	-11.00	100%	45			SPT		11.01			Marne avec trace de limons et trace de sable de consistance compacte et de couleur grisâtre	
12.0	-12.00	100%	45			SPT		12.01			Fin du forage à une profondeur de 37 m.	
13.0	-13.00											
14.0	-14.00											
15.0	-15.00											
16.0	-16.00											
17.0	-17.00											
18.0	-18.00											
19.0	-19.00											
20.0	-20.00											
21.0	-21.00											
22.0	-22.00											
23.0	-23.00											
24.0	-24.00											
25.0	-25.00											
26.0	-26.00											
27.0	-27.00											
28.0	-28.00											
29.0	-29.00											
30.0	-30.00											
31.0	-31.00											
32.0	-32.00											
33.0	-33.00											
34.0	-34.00											
35.0	-35.00											
36.0	-36.00											
37.0	-37.00											
REMARQUES : * SPT : Pour les SPT sans coupes le jaugeage est inférieur à 40cm ** le niveau d'eau est le dernier lecture d'eau dans le sondage				TYPE CAROTTIER : SP : Carottier simple TM : Tube à percussion PA : Tube à percussion CR : Tube carottier				ABREVIATIONS : AN : Analyse granulométrique B : Bactériologique C : Chimie d'eau (Ca, Mg, pH) D : Densité E : Essai de consolidation F : Forçage G : Géotechnique H : Hydrogéologie I : Interprétation J : Jaugeage K : Qualité de l'eau L : Localisation M : Mesure de la température N : Niveau d'eau O : Orientation P : Plan de forage Q : Qualité de l'eau R : Références				
Préparé par : MABENCOUAAJ				Vérifié par :				LUCAS				Page: 1 de 3

1) Log SC54 -1 er partie

 RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC 54												
Projet : METRO D'ALGER Tronçon EL HARRACHE - AEROPORT Endroit : TUNNEL		Dossier N° : Client : COSIDER M28										
Date début : 14-05-2013 Date fin : 17-05-2013 Profondeur forée (m) : 37 Niveau d'eau (m) : 15,90		Coordonnées GPS: X : 518029,255 Y : 400000,000 Z :										
Eau de forage : EAU CLAIRE Type forage : CAROTTE Forçage : SM 20		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Partiellement <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>										
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (H1 + H2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
	37.0		41			SPT		37.00 37.40			Même avec trace de limons et trace de sable de consistance compacte et de couleur grisâtre	
	36.5	100 %	41			SPT		36.50 36.90				
	36.0		41			SPT		36.00 36.40				
	35.5		30			SPT		35.50 35.90			Même avec trace de sable compacte de couleur grisâtre	
	35.0		30			SPT		35.00 35.40				
	34.5	50 %	29			SPT		34.50 34.90				
	34.0		30			SPT		34.00 34.40				
	33.5		30			SPT		33.50 33.90				
	33.0		29			SPT		33.00 33.40			Fin du forage à une profondeur de 37 m.	
	32.5		29			SPT		32.50 32.90				

REMARQUES :

* SPT : Pour les SPT à 60 coups la pénétration est inférieure à 40cm

* le niveau d'eau est le dernier lecture d'eau dans le sondage

TYPE CAROTTIER :

CP : Carottier foré
 TM : Tube à paroi mince
 PG : Tube à paroi épaisse
 CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AO : Analyse granulométrique
 B : Bismuthomètre
 C : LIQUIDE D'ARCHIMÈDE (L)
 M : Niveau d'eau
 PM : Poids volumétrique (P)
 RA : Analyse chimique
 CB : Cimentation chimique
 TR : Cimentation chimique
 RC : ANALYSE À LA COMPRESION
 CBZ : BARRIÈRE CIMENTATION
 SL : Cimentation chimique
 R : Niveau d'atmosphère

Préparé par : MHDENDIMAM

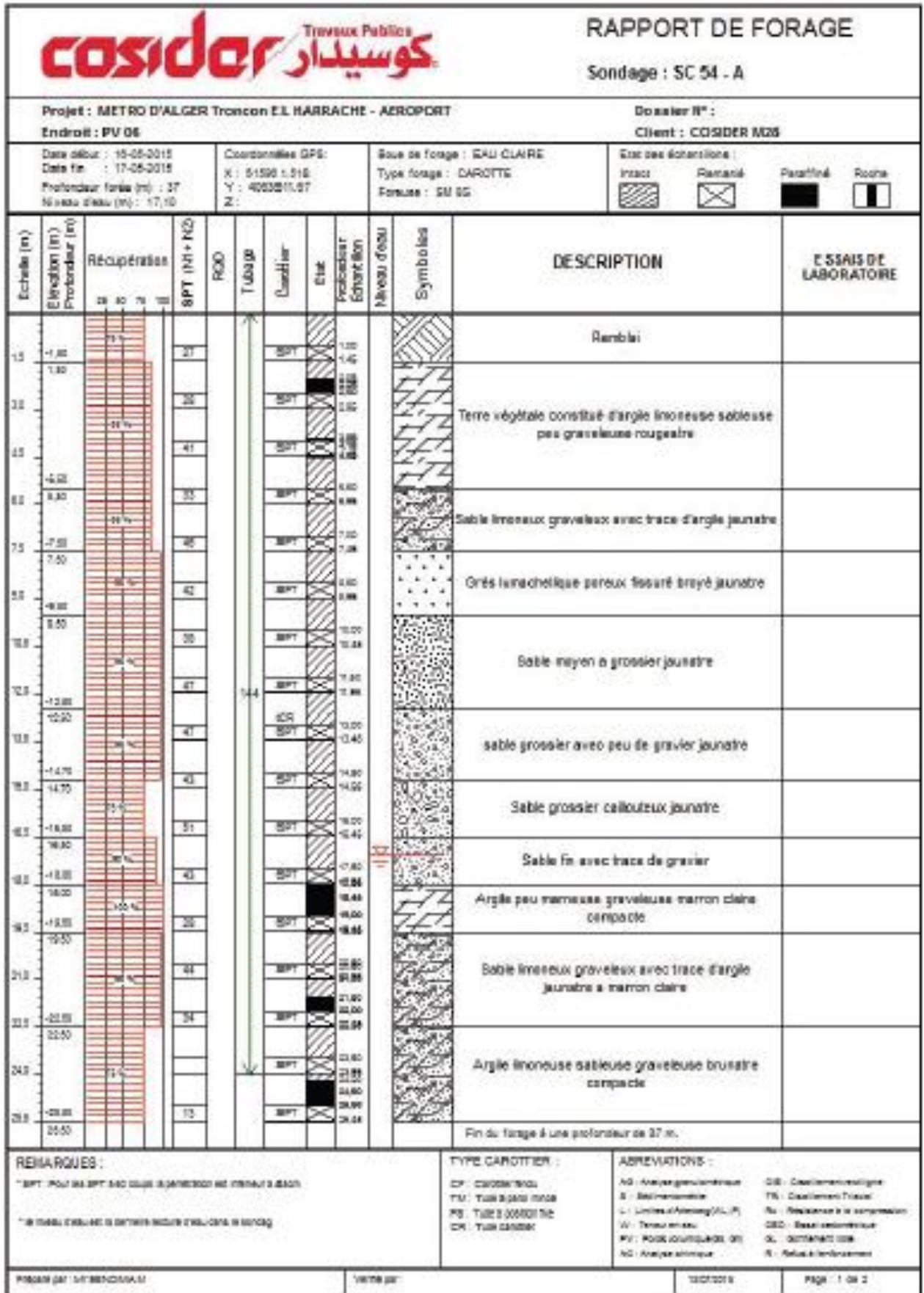
Vérifié par :

10/05/2013


Page : 2 de 2

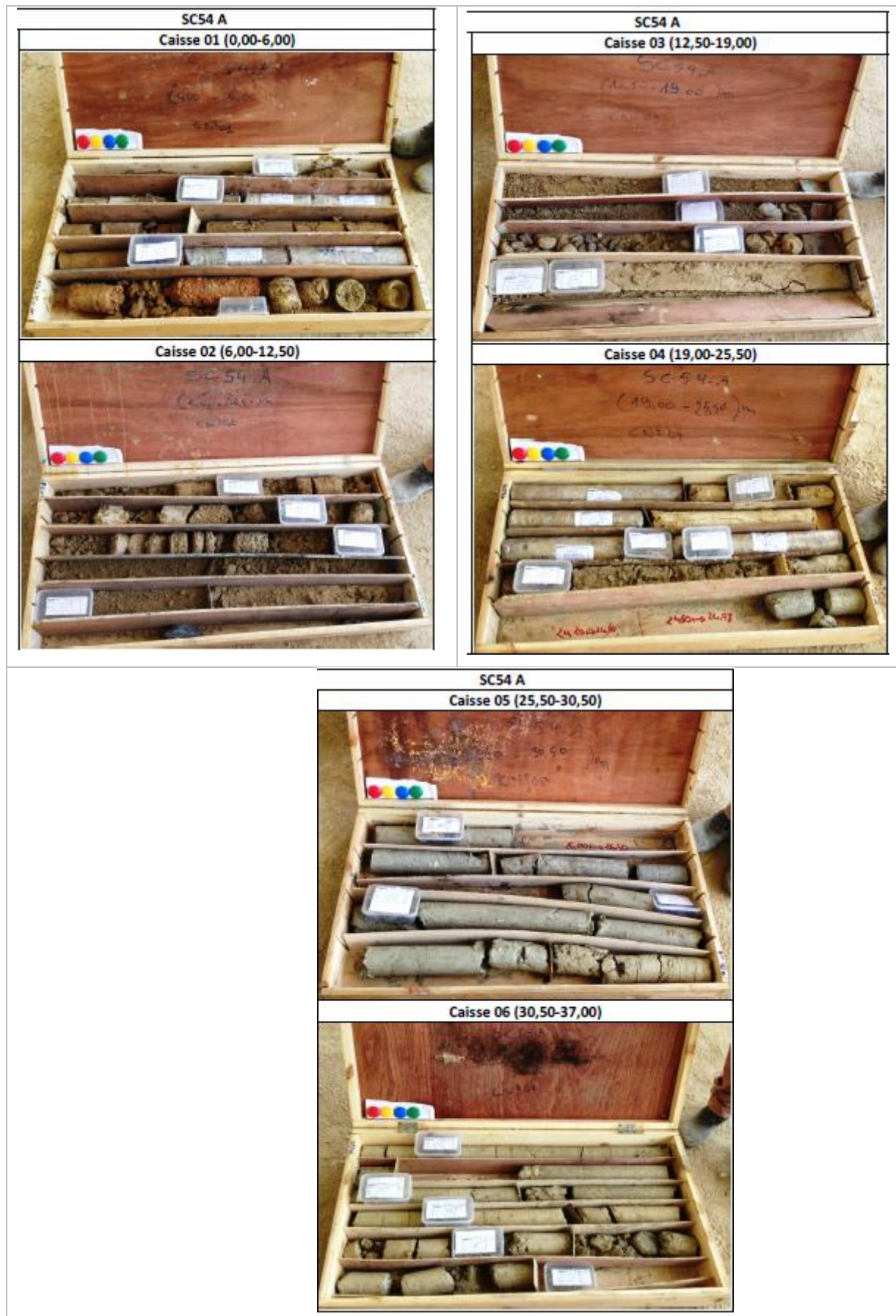
2) Log SC54 -2 ème partie

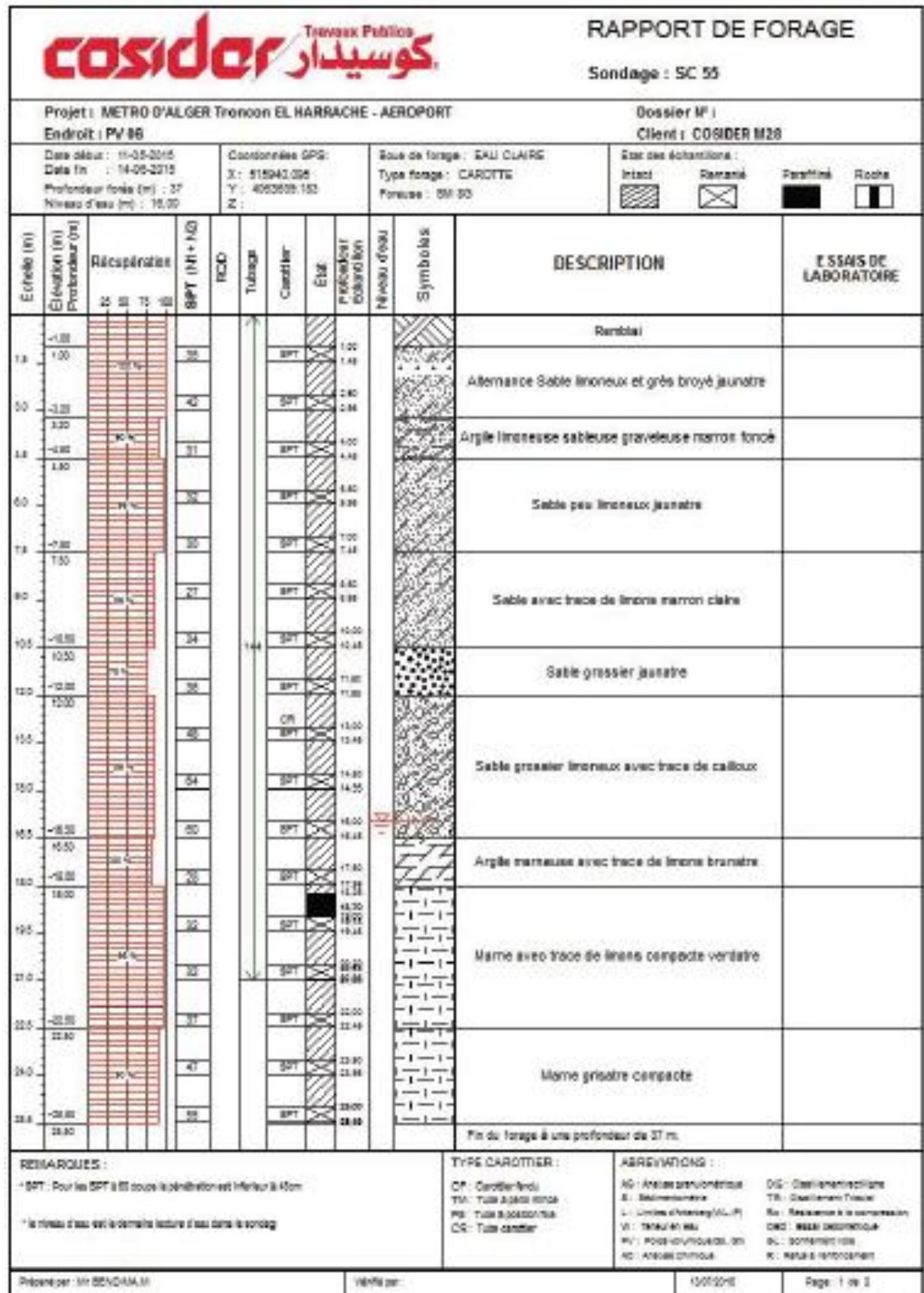




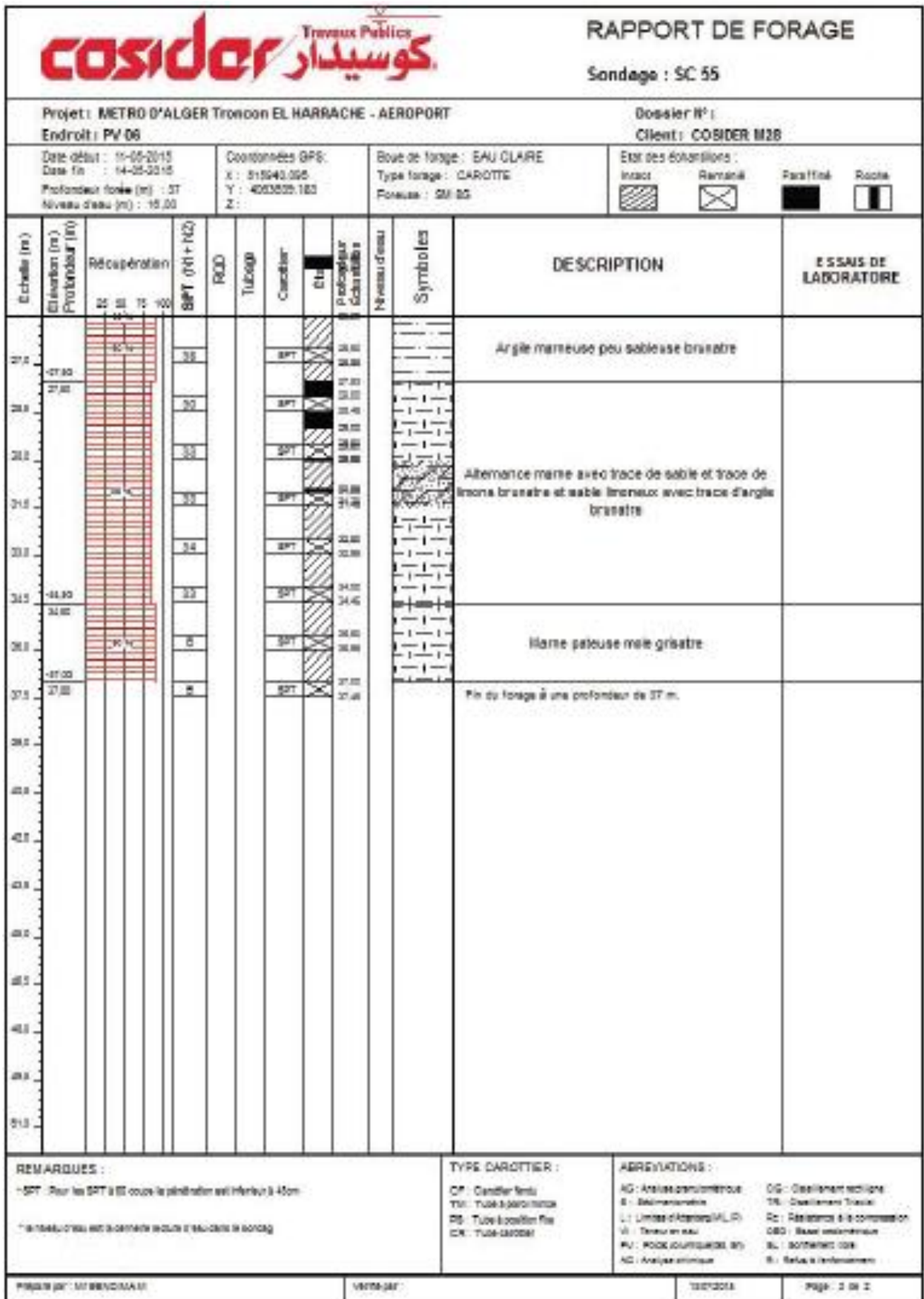
3) Log SC54-A – 1 er partie

		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC 54 - A										
Projet : METRO D'ALGER Tronçon EL HARRACHE - AEROPORT Endroit : PV 06		Dossier N° : Client : COSIDER M28										
Date début : 15-05-2015 Date fin : 17-05-2015 Profondeur forée (m) : 37 Niveau d'eau (m) : 17,10		Coordonnées GPS: X : 315961.518 Y : 4003011.87 Z :										
Eau de forage : EAU CLAIRE Type forage : CAROTTE Foreuse : SH 85		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>										
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	FCO	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
27.0	-21.00	28	22			SPT		28.00			Marne sabieuse peu graveleuse compacte brunâtre	
27.5	-23.00	29	23			SPT		28.50			Même grisâtre avec trace de limon	
28.0	-25.00	30	24			SPT		29.00			Même avec trace de sable brunâtre	
28.5	-27.00	31	25			SPT		29.50			Même avec trace de sable brunâtre	
29.0	-29.00	32	26			SPT		30.00			Même avec trace de sable brunâtre	
29.5	-31.00	33	27			SPT		30.50			Même avec trace de sable brunâtre	
30.0	-33.00	34	28			SPT		31.00			Même avec trace de sable brunâtre	
30.5	-35.00	35	29			SPT		31.50			Même avec trace de sable brunâtre	
31.0	-37.00	36	30			SPT		32.00			Même avec trace de sable brunâtre	
31.5	-39.00	37	31			SPT		32.50			Même avec trace de sable brunâtre	
32.0	-41.00	38	32			SPT		33.00			Même avec trace de sable brunâtre	
32.5	-43.00	39	33			SPT		33.50			Même avec trace de sable brunâtre	
33.0	-45.00	40	34			SPT		34.00			Même avec trace de sable brunâtre	
33.5	-47.00	41	35			SPT		34.50			Même avec trace de sable brunâtre	
34.0	-49.00	42	36			SPT		35.00			Même avec trace de sable brunâtre	
34.5	-51.00	43	37			SPT		35.50			Même avec trace de sable brunâtre	
35.0	-53.00	44	38			SPT		36.00			Même avec trace de sable brunâtre	
35.5	-55.00	45	39			SPT		36.50			Même avec trace de sable brunâtre	
36.0	-57.00	46	40			SPT		37.00			Même avec trace de sable brunâtre	
36.5	-59.00	47	41			SPT		37.50			Même avec trace de sable brunâtre	
37.0	-61.00	48	42			SPT		38.00			Même avec trace de sable brunâtre	
37.5	-63.00	49	43			SPT		38.50			Même avec trace de sable brunâtre	
38.0	-65.00	50	44			SPT		39.00			Même avec trace de sable brunâtre	
38.5	-67.00	51	45			SPT		39.50			Même avec trace de sable brunâtre	
39.0	-69.00	52	46			SPT		40.00			Même avec trace de sable brunâtre	
39.5	-71.00	53	47			SPT		40.50			Même avec trace de sable brunâtre	
40.0	-73.00	54	48			SPT		41.00			Même avec trace de sable brunâtre	
40.5	-75.00	55	49			SPT		41.50			Même avec trace de sable brunâtre	
41.0	-77.00	56	50			SPT		42.00			Même avec trace de sable brunâtre	
41.5	-79.00	57	51			SPT		42.50			Même avec trace de sable brunâtre	
42.0	-81.00	58	52			SPT		43.00			Même avec trace de sable brunâtre	
42.5	-83.00	59	53			SPT		43.50			Même avec trace de sable brunâtre	
43.0	-85.00	60	54			SPT		44.00			Même avec trace de sable brunâtre	
43.5	-87.00	61	55			SPT		44.50			Même avec trace de sable brunâtre	
44.0	-89.00	62	56			SPT		45.00			Même avec trace de sable brunâtre	
44.5	-91.00	63	57			SPT		45.50			Même avec trace de sable brunâtre	
45.0	-93.00	64	58			SPT		46.00			Même avec trace de sable brunâtre	
45.5	-95.00	65	59			SPT		46.50			Même avec trace de sable brunâtre	
46.0	-97.00	66	60			SPT		47.00			Même avec trace de sable brunâtre	
46.5	-99.00	67	61			SPT		47.50			Même avec trace de sable brunâtre	
47.0	-101.00	68	62			SPT		48.00			Même avec trace de sable brunâtre	
47.5	-103.00	69	63			SPT		48.50			Même avec trace de sable brunâtre	
48.0	-105.00	70	64			SPT		49.00			Même avec trace de sable brunâtre	
48.5	-107.00	71	65			SPT		49.50			Même avec trace de sable brunâtre	
49.0	-109.00	72	66			SPT		50.00			Même avec trace de sable brunâtre	
49.5	-111.00	73	67			SPT		50.50			Même avec trace de sable brunâtre	
50.0	-113.00	74	68			SPT		51.00			Même avec trace de sable brunâtre	
50.5	-115.00	75	69			SPT		51.50			Même avec trace de sable brunâtre	
51.0	-117.00	76	70			SPT		52.00			Même avec trace de sable brunâtre	
51.5	-119.00	77	71			SPT		52.50			Même avec trace de sable brunâtre	
52.0	-121.00	78	72			SPT		53.00			Même avec trace de sable brunâtre	
52.5	-123.00	79	73			SPT		53.50			Même avec trace de sable brunâtre	
53.0	-125.00	80	74			SPT		54.00			Même avec trace de sable brunâtre	
53.5	-127.00	81	75			SPT		54.50			Même avec trace de sable brunâtre	
54.0	-129.00	82	76			SPT		55.00			Même avec trace de sable brunâtre	
54.5	-131.00	83	77			SPT		55.50			Même avec trace de sable brunâtre	
55.0	-133.00	84	78			SPT		56.00			Même avec trace de sable brunâtre	
55.5	-135.00	85	79			SPT		56.50			Même avec trace de sable brunâtre	
56.0	-137.00	86	80			SPT		57.00			Même avec trace de sable brunâtre	
56.5	-139.00	87	81			SPT		57.50			Même avec trace de sable brunâtre	
57.0	-141.00	88	82			SPT		58.00			Même avec trace de sable brunâtre	
57.5	-143.00	89	83			SPT		58.50			Même avec trace de sable brunâtre	
58.0	-145.00	90	84			SPT		59.00			Même avec trace de sable brunâtre	
58.5	-147.00	91	85			SPT		59.50			Même avec trace de sable brunâtre	
59.0	-149.00	92	86			SPT		60.00			Même avec trace de sable brunâtre	
59.5	-151.00	93	87			SPT		60.50			Même avec trace de sable brunâtre	
60.0	-153.00	94	88			SPT		61.00			Même avec trace de sable brunâtre	
60.5	-155.00	95	89			SPT		61.50			Même avec trace de sable brunâtre	
61.0	-157.00	96	90			SPT		62.00			Même avec trace de sable brunâtre	
61.5	-159.00	97	91			SPT		62.50			Même avec trace de sable brunâtre	
62.0	-161.00	98	92			SPT		63.00			Même avec trace de sable brunâtre	
62.5	-163.00	99	93			SPT		63.50			Même avec trace de sable brunâtre	
63.0	-165.00	100	94			SPT		64.00			Même avec trace de sable brunâtre	
63.5	-167.00	101	95			SPT		64.50			Même avec trace de sable brunâtre	
64.0	-169.00	102	96			SPT		65.00			Même avec trace de sable brunâtre	
64.5	-171.00	103	97			SPT		65.50			Même avec trace de sable brunâtre	
65.0	-173.00	104	98			SPT		66.00			Même avec trace de sable brunâtre	
65.5	-175.00	105	99			SPT		66.50			Même avec trace de sable brunâtre	
66.0	-177.00	106	100			SPT		67.00			Même avec trace de sable brunâtre	
66.5	-179.00	107	101			SPT		67.50			Même avec trace de sable brunâtre	
67.0	-181.00	108	102			SPT		68.00			Même avec trace de sable brunâtre	
67.5	-183.00	109	103			SPT		68.50			Même avec trace de sable brunâtre	
68.0	-185.00	110	104			SPT		69.00			Même avec trace de sable brunâtre	
68.5	-187.00	111	105			SPT		69.50			Même avec trace de sable brunâtre	
69.0	-189.00	112	106			SPT		70.00			Même avec trace de sable brunâtre	
69.5	-191.00	113	107			SPT		70.50			Même avec trace de sable brunâtre	
70.0	-193.00	114	108			SPT		71.00			Même avec trace de sable brunâtre	
70.5	-195.00	115	109			SPT		71.50			Même avec trace de sable brunâtre	
71.0	-197.00	116	110			SPT		72.00			Même avec trace de sable brunâtre	
71.5	-199.00	117	111			SPT		72.50			Même avec trace de sable brunâtre	
72.0	-201.00	118	112			SPT		73.00			Même avec trace de sable brunâtre	
72.5	-203.00	119	113			SPT		73.50			Même avec trace de sable brunâtre	
73.0	-205.00	120	114			SPT		74.00			Même avec trace de sable brunâtre	
73.5	-207.00	121	115			SPT		74.50			Même avec trace de sable brunâtre	
74.0	-209.00	122	116			SPT		75.00			Même avec trace de sable brunâtre	
74.5	-211.00	123	117			SPT		75.50			Même avec trace de sable brunâtre	
75.0	-213.00	124	118			SPT		76.00			Même avec trace de sable brunâtre	
75.5	-215.00	125	119			SPT		76.50			Même avec trace de sable brunâtre	
76.0	-217.00	126	120			SPT		77.00			Même avec trace de sable brunâtre	
76.5	-219.00	127	121			SPT		77.50			Même avec trace de sable brunâtre	
77.0	-221.00	128	122			SPT		78.00			Même avec trace de sable brunâtre	
77.5	-223.00	129	123			SPT		78.50			Même avec trace de sable brunâtre	
78.0	-225.00	130	124			SPT		79.00			Même avec trace de sable brunâtre	
78.5	-227.00	131	125			SPT		79.50			Même avec trace de sable brunâtre	
79.0	-229.00	132	126			SPT		80.00			Même avec trace de sable brunâtre	
79.5	-231.00	133	127			SPT		80.50			Même avec trace de sable brunâtre	
80.0	-233.00	134	128			SPT		81.00			Même avec trace de sable brunâtre	
80.5	-235.00	135	129			SPT		81.50			Même avec trace de sable brunâtre	
81.0	-237.00	136	130			SPT		82.00			Même avec trace de sable brunâtre	
81.5	-239.00	137	131			SPT		82.50			Même avec trace de sable brunâtre	
82.0	-241.00	138	132									

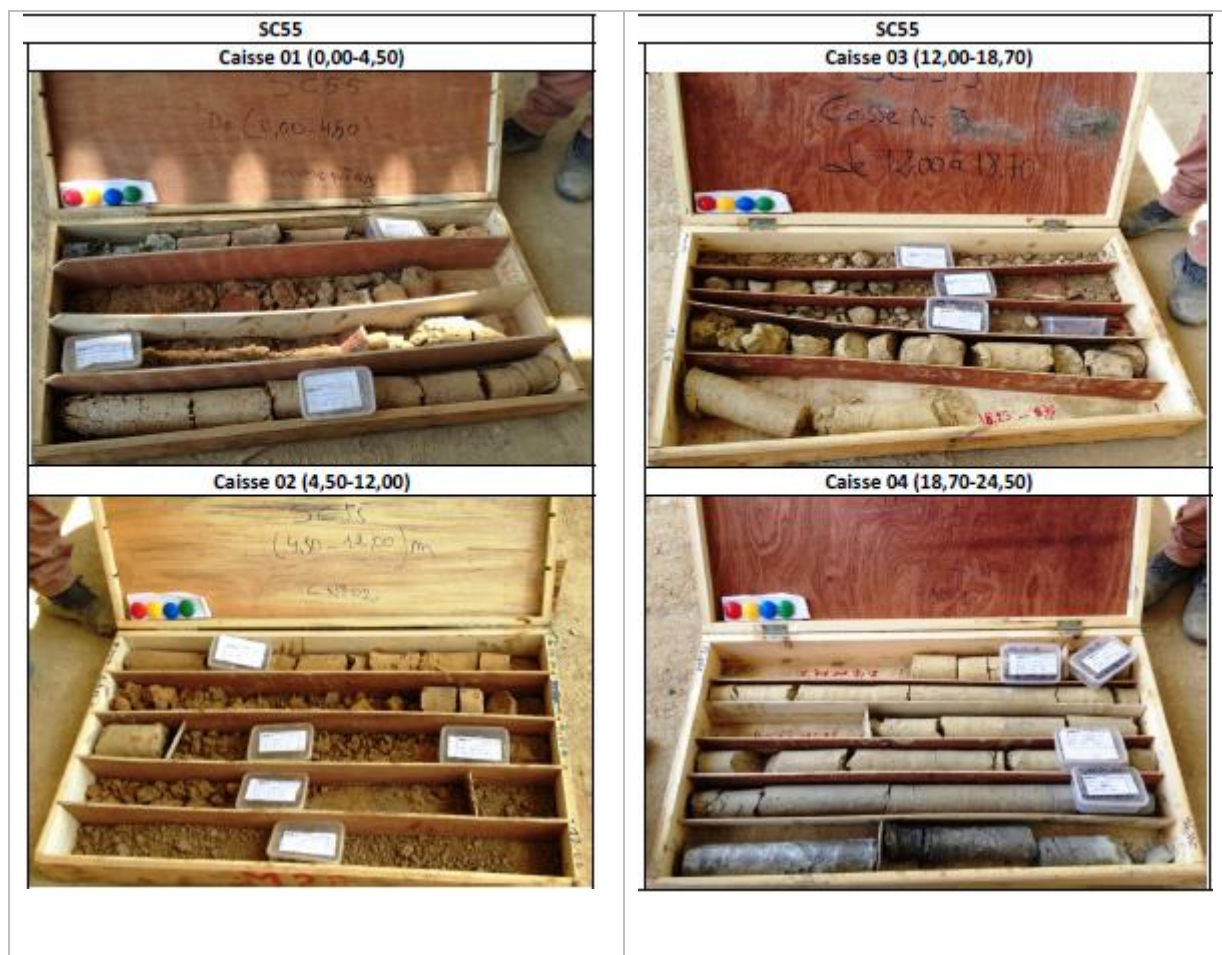


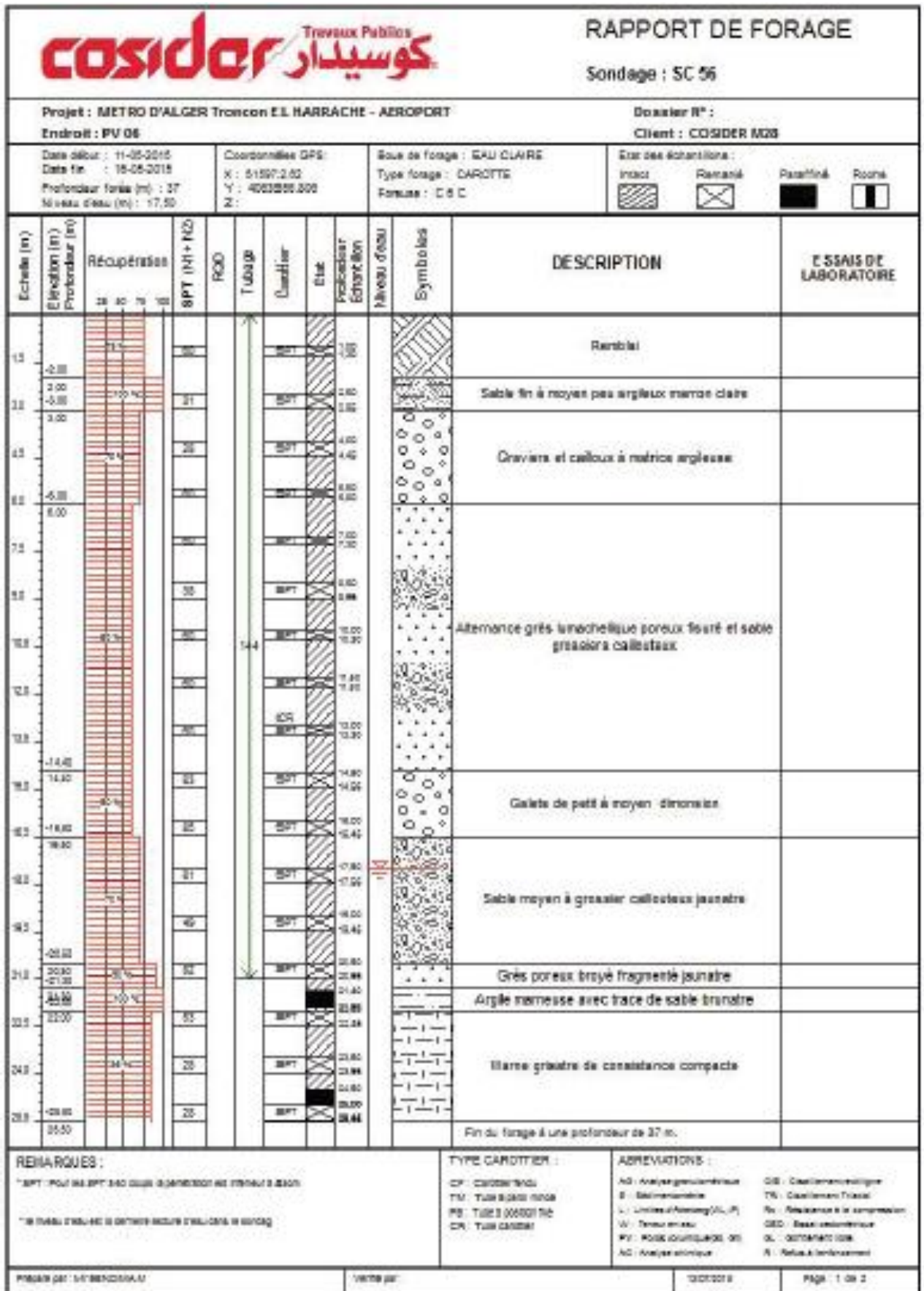


5) Log SC55 -1 er partie

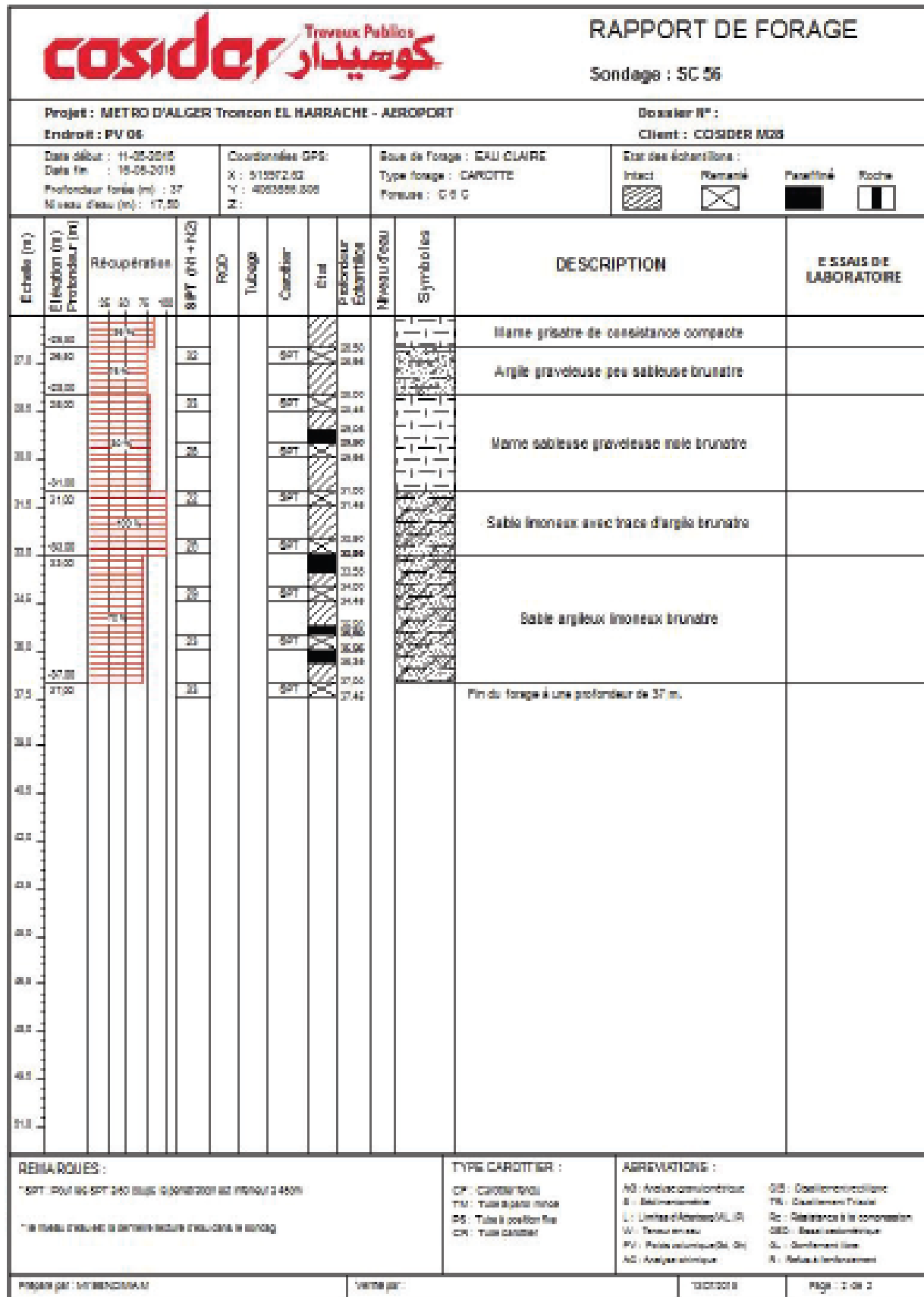


6) Log SC55 – 2 ème partie

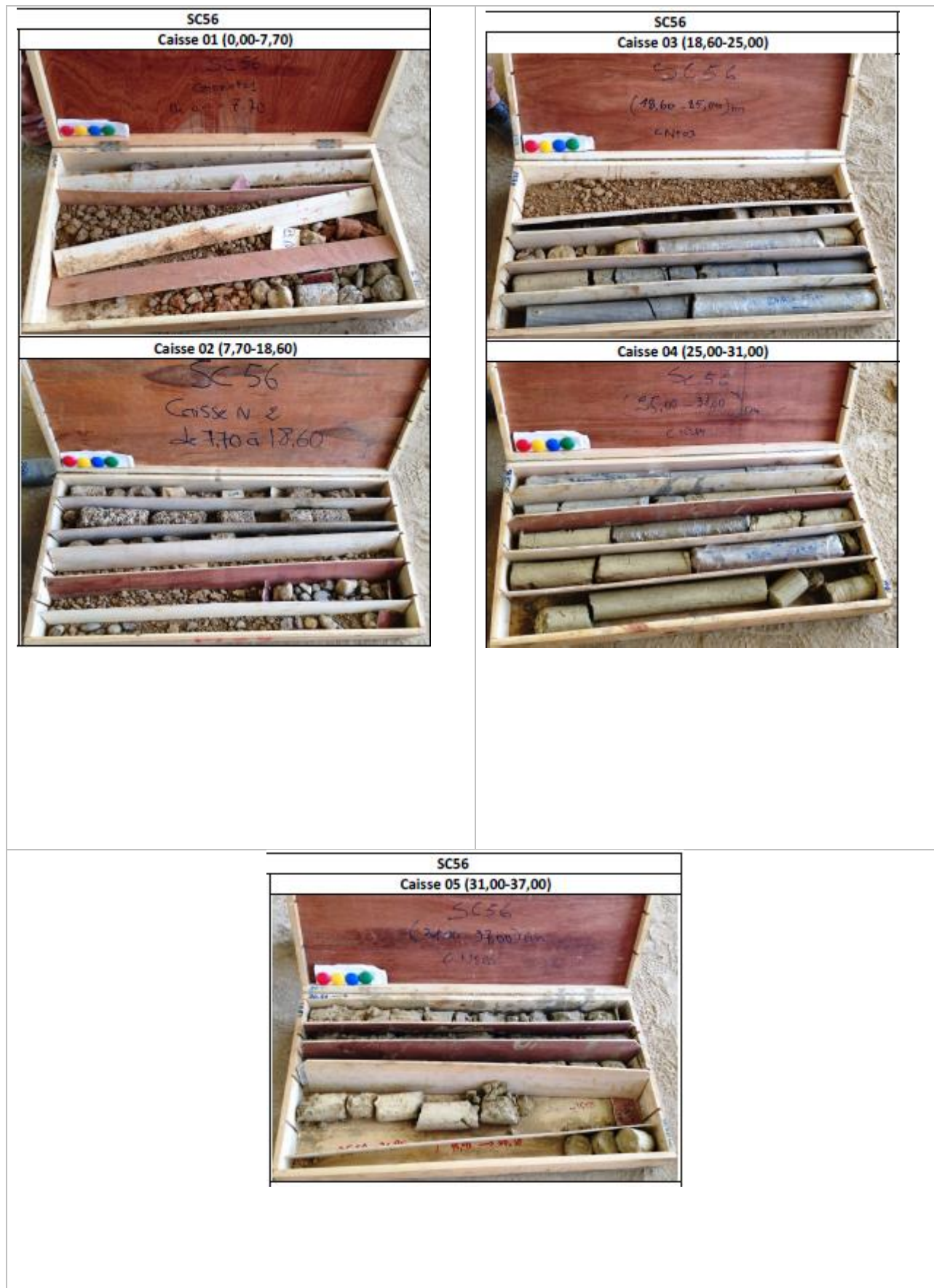


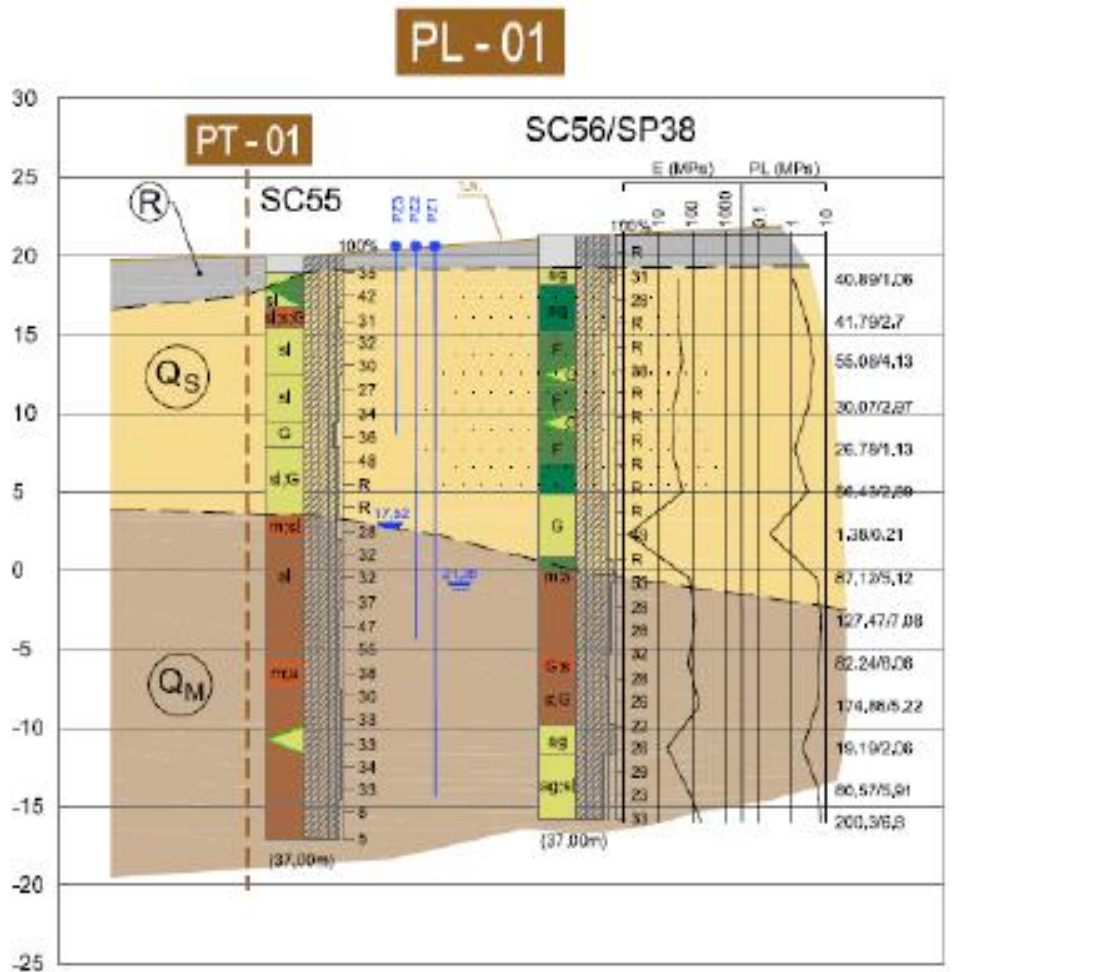


7) Log SC56 – 1 er partie



8) Log SC56 – é ème partie





STRATIGRAPHIE (Picrff)

Récents

R Remblais

Quaternaire

Qa Argile limoneuse peu sableuse par endroit

Qs Sable limoneux-argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grès et conglomérat

Pliocène supérieur - Quaternaire ancien

Formation "Marnes d'El Hamach" (anciennement Maison-Carrée)

QM Argiles Marnicoles et Marnes (jaunâtre à grisâtre, parfois sablonneuses, avec intercalations importantes mais irrégulières de conglomérats, et grès)

QMlog Sables limono-argileux avec présence de cailloux

QMs Sable fin à moyen limoneux de couleur brunâtre à marron foncé à claire

LITHOLOGIE

(Séquence)

- Craie de Chasselle
- Terre végétale
- Remblais
- Arrière
- Argile
- Limon
- Marne
- Sable
- Grès
- Conglomérat
- Sable
- Craie/terre carbonatée fortement calcifiée

LITHOLOGIE - Présence anormale

(Séquence)

- ag Argile
- ar Sable fin
- sa Sable
- gr Grès
- cc Craie, conglomérat
- ca Craie, grès
- pa Passages argileux
- pr Présence de rochers végétaux
- ca Craie, conglomérat carbonatés
- fs Présence de fossiles
- ca Craie
- ca Craie
- at Altération de l'argile

- Passages gréseux

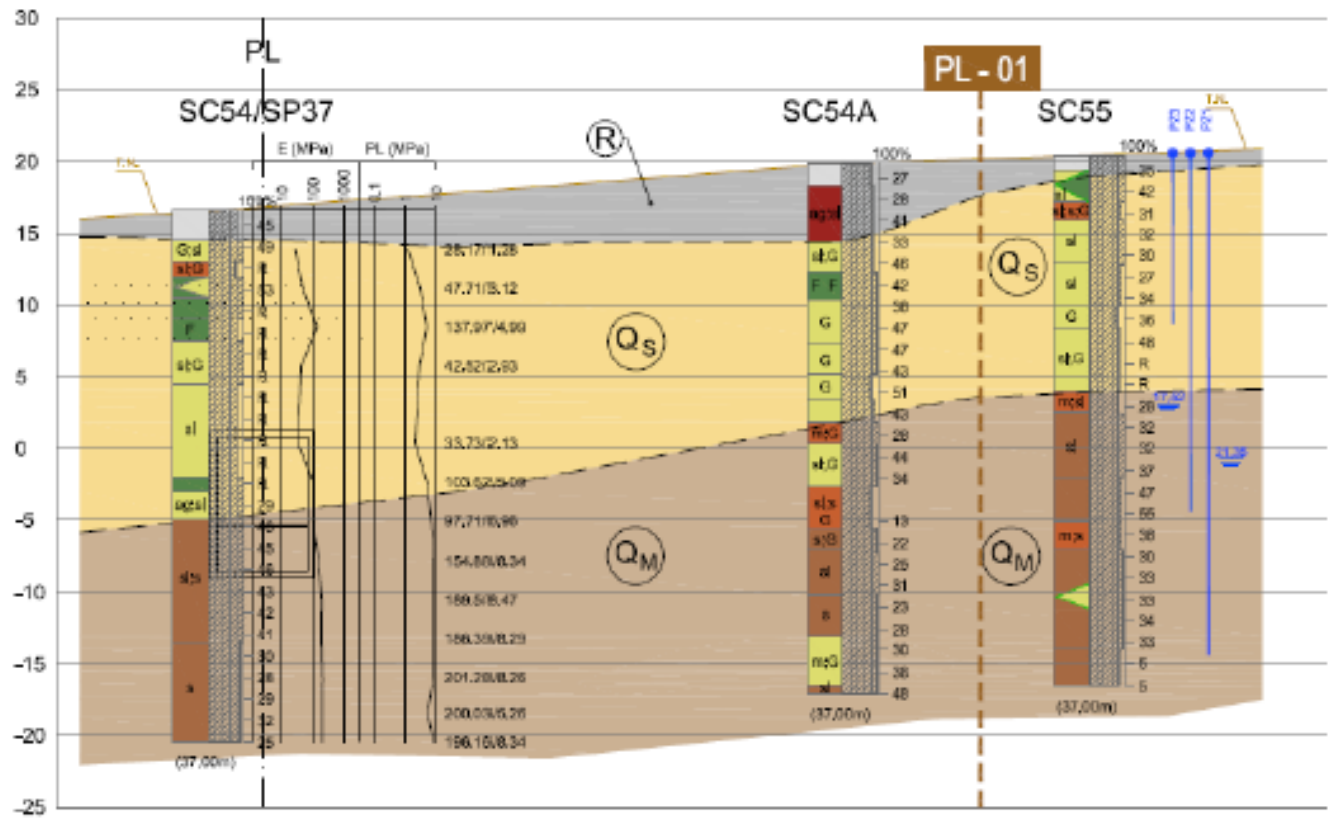
Niveau piézométrique

Piezomètre Corde vibrante

Piezomètre Tube ouvert

9) Profil en long PL-01. Puits de ventilation 06

PT - 01



LEGENDE

STRATIGRAPHIE (Profil)

Récents

- R Revêtis

Quaternaire

- Qs Argile limoneuse peu sableuse par endroit
- Qs1 Sable limoneux argileux, parfois plus ou moins mêlés de cailloux, avec présence de grès et conglomérats

Péscine supérieure - Quaternaire ancien

Formation "Marnes d'El Harach" (anciennement Maison-Camée)

- Qm1 Argiles marnées et marnes jaunâtres à grâises, parties sableuses, avec intercalations importantes mais irrégulières de conglomérats, et grès
- Qm10 Sables limoneux argileux avec présence de cailloux

LITHOLOGIE (Sondages)

- Coups de charnière
- Terre végétale
- Remblais
- Alluvion
- Argile
- Limons
- Marnes
- Sable
- Grès
- Galeto
- Conglomérats
- Craie
- Calcaires carbonatés
- Encroûtement calcareux

LITHOLOGIE - Présence accidentée (Sondages)

- gr Argile
- sl limon
- m Marnes
- s Sable
- gr Grès
- ca Calcaire, conglomérat
- c Cailloux, graviers
- pa Passages alluvionnaires
- o Présence de matière organique
- cc Carbonates, concrétions calcareuses
- f f Présence de fossiles
- l l Présence de lignite
- alt Altérence de lithologies

- Passages gréseux

27.45 Niveau piézométrique

- Piézomètre Corde vibrante
- Piézomètre Tube ouvert

10) Profil transversal PT-01. Puits de ventilation 06

Tableau 1. Résultats des essais SPT – 2 ème partie

Unité	Essais Spt					
	Sondage	Profondeur (m)		NSP	N60	N1(60)
		Debut	fin			
R	SC54A	1.00	1.45	27	19	-
R	SC54A	2.50	2.95	28	19	-
R	SC54A	4.00	4.45	41	28	-
QS	SC54A	5.50	5.95	33	26	23
QS	SC54A	7.00	7.45	46	40	32
QS	SC54A	8.50	8.95	42	37	26
QS	SC54A	10.0	10.45	38	33	22
QS	SC54A	11.5	11.95	47	43	27
QS	SC54A	13	13.45	47	43	25
QS	SC54A	14.5	14.95	43	39	22
QS	SC54A	16	16.45	51	47	25
QS	SC54A	17.5	17.95	39	36	22
QM	SC54A	19.0	19.45	28	26	-
QM	SC54A	20.5	20.95	44	40	-
QM	SC54A	22.0	22.45	34	31	-
QM	SC54A	25.0	25.45	23	22	-
QM	SC45A	26.5	26.95	22	20	-
QM	SC54A	28	28.45	25	23	-
QM	SC54A	29.5	29.95	31	28	-
QM	SC54A	31	31.45	23	21	-
QM	SC54A	32	31.45	28	26	-
QM	SC54A	34	32.95	30	28	-
QM	SC54A	35.5	37.45	38	35	-
QM	SC54A	37	35.95	48	44	-

Unité	Essais Spt					
	Sondage	Profondeur (m)		NSPT	N60	N1(60)
		Debut	Fin			
R	SC56	1.00	1.30	refus	-	-
QS	SC56	2.50	2.95	31	21	-
QS	SC56	4.00	4.45	28	19	-
QS	SC56	5.50	5.80	refus	-	-
QS	SC56	7.00	7.30	refus	-	-
QS	SC56	8.50	8.95	38	33	-
QS	SC56	10.00	10.30	refus	-	-
QS	SC56	11.50	11.80	refus	-	-
QS	SC56	13.00	13.30	refus	-	-
QS	SC56	14.50	-	refus	-	-
QS	SC56	16.00	-	refus	-	-
QS	SC56	17.50	-	refus	-	-
QS	SC56	19.00	19.45	45	41	-
QS	SC56	20.50	-	refus	-	-
QM	SC56	22.00	22.45	53	49	-
QM	SC56	23.50	23.95	28	26	-
QM	SC56	25.00	25.45	28	26	-
QM	SC56	26.5	26.95	32	29	-
QM	SC56	28.00	28.45	33	30	-
QM	SC56	29.50	29.95	26	24	-
QM	SC56	31.00	31.45	22	20	-
QM	SC56	32.50	32.95	26	24	-
QM	SC56	33.00	34.45	29	27	-
QM	SC56	35.50	35.95	23	21	-
QM	SC56	37.00	37.45	33	30	-

Tableau 2. Résultats des essais SPT – 2^{ème} partie

Unité	EssaisSpt						Unité	EssaisSpt					
	Sondage	Profondeur (m)		NSPT	N60	N1(60)		Sondage	Profondeur (m)		NSPT	N60	N1(60)
		Debut	fin						Debut	Fin			
R	SC54	1.00	1.45	45	31	-	R	SC55	1.00	1.45	35	24	-
QS	SC54	2.50	2.95	49	34	42	QS	SC55	2.50	2.95	42	29	36
QS	SC54	4.00	-	refus	-	-	QS	SC55	4.00	4.45	31	21	22
QS	SC54	5.50	5.95	53	41	37	QS	SC55	5.50	5.95	32	25	22
QS	SC54	7.00	-	refus	-	-	QS	SC55	7.00	7.45	30	26	21
QS	SC54	8.50	-	refus	-	-	QS	SC55	8.50	8.95	27	24	17
QS	SC54	10.00	-	refus	-	-	QS	SC55	10.00	10.45	34	30	20
QS	SC54	11.50	-	refus	-	-	QS	SC55	11.50	11.95	36	33	21
QS	SC54	13.00	-	refus	-	-	QS	SC55	13.00	13.45	48	44	26
QS	SC54	14.50	-	refus	-	-	QS	SC55	14.50	14.95	refus	-	-
QS	SC54	16.00	-	refus	-	-	QS	SC55	16.00	16.45	refus	-	-
QS	SC54	17.50	-	refus	-	-	QM	SC55	17.50	17.95	28	26	-
QS	SC54	19.00	-	refus	-	-	QM	SC55	19.00	19.45	32	29	-
QS	SC54	20.50	20.95	30	23	13	QM	SC55	20.50	20.95	32	29	-
QM	SC54	22.00	22.45	46	42	-	QM	SC55	22.00	22.45	37	34	-
QM	SC54	23.50	23.95	45	41	-	QM	SC55	23.50	23.95	47	43	-
QM	SC54	25.00	25.45	46	42	-	QM	SC55	25.00	25.45	55	50	-
QM	SC54	26.50	26.95	43	39	-	QM	SC55	26.50	26.95	38	35	-
QM	SC54	28.00	28.45	42	39	-	QM	SC55	28.00	28.45	30	28	-
QM	SC54	29.50	29.95	41	38	-	QM	SC55	29.50	29.95	33	30	-
QM	SC54	31.00	31.45	30	28	-	QM	SC55	31.00	31.45	33	30	-
QM	SC54	32.50	32.95	28	26	-	QM	SC55	32.50	32.95	34	31	-
QM	SC54	34.00	34.45	29	27	-	QM	SC55	34.00	34.45	33	30	-
QM	SC54	35.50	35.95	32	29	-	QM	SC55	35.50	35.95	36	34	-
QM	SC54	37.00	37.45	25	23	-	QM	SC55	37.00	37.45	35	33	-

Tableau 3. Résultats essais Pressiométrique MENNARD

Unité	Essais Pressiométriques					
	Sondage		EM	PI	Pf	EM/PI
	Code	Profondeur				
(m)		Mpa	Mpa	Mpa	--	
QS	SP37	2.7	28.17	1.28	0.67	21.97
QS	SP37	5.4	47.71	3.12	1.73	15.27
QS	SP37	8.1	137.97	4.99	4.99	27.64
QS	SP37	10.8	42.52	2.93	1.7	14.52
QS	SP37	16.2	33.73	2.13	1.4	15.82
QS	SP37	18.9	103.62	5.09	5.09	20.37
QM	SP37	21.6	97.71	6.96	3.93	14.04
QM	SP37	24.4	154.88	8.34	5.16	18.58
QM	SP37	27.1	189.5	8.47	5.17	22.38
QM	SP37	29.8	186.39	8.29	5.22	22.48
QM	SP37	32.5	201.28	8.26	5.26	24.37
QM	SP37	35	200.03	5.26	5.26	38.01
QM	SP37	37	196.16	8.34	5.29	23.51
QS	SP38	2.7	40.89	1.06	0.59	38.72
QS	SP38	5.4	41.79	2.7	1.55	15.48
QS	SP38	7.9	55.08	4.13	2.45	13.32
QS	SP38	5.4	41.79	2.7	1.55	15.48
QS	SP38	7.9	55.08	4.13	2.45	13.32
QS	SP38	10.8	30.07	2.97	1.88	10.11
QS	SP38	13.5	26.78	1.13	0.76	23.62
QS	SP38	16.2	56.43	2.89	1.71	19.5
QS	SP38	18.9	1.38	0.21	0.20	6.5
QM	SP38	21.7	87.12	5.12	5.12	17.02
QM	SP38	24.4	127.47	7.08	4.37	18.01
QM	SP38	27.1	82.24	6.06	3.76	13.57
QM	SP38	29.8	174.86	5.22	5.22	33.45
QM	SP38	32.5	19.19	2.06	1.21	9.31
QM	SP38	35.20	80.57	5.91	3.34	13.64
QM	SP38	37.20	200.30	6.80	5.30	29.45

- ✓ **EM** : le module pressiométriques qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- ✓ **PI** : la pression limite qui caractérise la résistance de rupture du sol.
- ✓ **Pf** : la pression de fluage qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Tableau 4. Classification conventionnelle des sols selon DTU 13.12

Classe de sol	Description	Pressiomètre Pl (Mpa)
Argile, Limons	A. Argile et limon mous	<0.
	B.Argiles et limons fermes	7
	C.Argiles très fermes à durs	1.2 -2
Sables,	A.Lache	>2.
	B.Moyenement	5
	compacts C.compacts	
Graves	A.Molles	<0.
	B.Altéré	5
	C.Compactes	1-2
Craies	A. Tendres	>2.
	B.Compactes	5
Marne; Marno- calcaires	A. Tendres	<0.
	B.Compactes	7
		1- 2.5 >3
		1.5 -4 > 4.5

Tableau 5. Valeur du coefficient α selon Menard

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	E_m / P_l	α	E_m / P_l	α	E_m / P_l	α	E_m / P_l	α	E_m / P_l	α
Surcosolidé ou très serré	---	--	>16	1	>14	2/ 3	>12	1/ 2	>10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	---	1 . 0	9-16	2/ 3	8-14	1/ 2	7-12	1/ 3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lache	---	- --	7-9	1/ 2	5-8	1/ 2	5-7	1/ 3	---	---

Tableau 6. Résultats des essais de laboratoires

Sondage	Profondeur (m)	Unité	A. Granulométrie		Limites d'Atterberg			LR %	VB S	σ_s Kn/m ³	σ_h Kn/m ³	σ_d Kn/m ³	W %	Sr %	classification	
			< 0.8 mm	< 2 μ m	Wl %	WP %	IP %								US CS	NF 11-300
SC54	21.577-22.00	Qm	98	46	59	30	29	18	4.1	26	20.2	16.6	22	95	CH	A3
SC54	25.00-25.39	Qm	74	32	58	28	30	18	3.9	26.1	21.3	17.8	20	100	CH	A3
SC54	27.45-27.87	Qm	95	41	57	27	30	17	3.7	26	19.2	14.7	31	100	CH	A3
SC54	34.65-35.00	Qm	74	31	57	27	30	17	3.5	26.3	20.3	17.2	18	86	CH	A3
SC54	36.00-36.50	Qm	99	41	57	27	30	17	3.6	26.3	21.2	18	18	96	CH	A3
SC54A	2.25-2.50	R	57	19	47	23	24	16	2.9	26.2	20.6	17.6	16	82	CL	A2
SC54A	4.18-4.50	R	60	22	51	25	26	16	3.4	23.1	21.7	18.9	14	89	CH	A3
SC54A	18.44-19.00	Qm	97	39	58	28	30	19	3.6	26	20.6	17	21	94	CH	A3
SC54A	22.00-22.50	Qm	93	44	60	29	31	18	3.7	26	21.3	18.6	15	87	CH	A3
SC54A	27.70-28.30	Qm	94	40	59	30	29	16	3.6	26	29.7	15.7	25	94	CH	A3
SC55	18.70-19.15	Qm	96	45	60	30	30	19	3.2	26.1	20.9	18.2	15	82	CH	A3
SC55	23.60-24.00	Qm	94	40	56	26	30	19	3.9	25.9	19.5	15.5	26	96	CH	A3
SC55	27.53-28.00	Qm	75	31	57	28	29	18	3.7	26.2	21.3	18.3	16	92	CH	A3
SC55	30.90-31.30	Qm	78	28	58	29	29	18	4.1	26.3	20.6	17.9	18	81	CH	A3
SC56	21.40-24.90	Qm	76	32	61	31	30	19	3.8	26.2	20.6	17.1	20	95	CH	A3
SC56	25.00-25.42	Qm	93	44	58	28	30	16	3.1	26	20	16.3	23	93	CH	A3
SC56	29.00-29.50	Qm	67	24	56	26	30	18	2.9	26	21.4	19.7	9	63	CH	A3
SC56	35.95-36.38	Qm	84	30	57	27	30	17	3.9	26.2	22	19.1	15	97	CH	A3

Tableau 7. Relatif au pourcentage des passants à 80 μ (d'après le L.C.P.C)

Pourcentage des passants à 80 μ	Classification
>50%	Sol fin
<50%	Sol grenu

Tableau 8. Relatif à l'Etat de saturation du matériau (d'après Terzaghi)

Valeur du degré de saturation (%)	Classification
100	Saturé
76 < Sr < 99	Détrémpé
51 < Sr < 75	Mouillé
26 < Sr < 50	Humide
1 < Sr < 25	Légèrement humide
0	Sec

Tableau 9. Relatif à la plasticité (d'après Atterberg)

Indice de plasticité Ip %	Appréciation
$5 < I_p < 10$	Faible
$0 < I_p < 5$	Moyenn
$10 < I_p < 20$	e Elevée
$20 < I_p < 40$	Trés élevée
$I_p > 40$	

Tableau 11. Classification du taux de gonflement suivant la limite de liquidité (WL) (d'après Snethen et al 1977)

Limite de liquidité (WL)	Potenciel de gonflement
$0 < WL < 2$	Non gonflant
$2 < WL < 35$	Faible
$35 < WL < 50$	Moyen
$50 < WL < 70$	Elevé
$70 < WL < 90$	Trés élevé
$90 < WL < 100$	Extrémement élevé

Tableau 12. Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité des sols

Ordre de grandeur de K en cm/s	Degré de perméabilité
10^{-1} à 10^{-2}	Trés élevé
10^{-2} à 10^{-3}	Asser élevé
10^{-3} à 10^{-5}	Faible
10^{-5} à 10^{-7}	Trés faible
10^{-7} à 10^{-10}	Pratiquement impérméable

Tableau 13. Relatif à la compressibilité des sols

Coefficient de compressibilité Cc	Appreciation
$C_c < 0.02$	Sol incompressible
$0.02 < C_c < 0.05$	Sol très peu incompressible
$0.05 < C_c < 0.1$	Sol peu incompressible
$0.1 < C_c < 0.2$	Sol moyennement incompressible
$0.2 < C_c < 0.3$	Sol assez compressible
$0.3 < C_c < 0.5$	Sol très compressible
$C_c > 0.5$	Sol extrémement compressible

Tableau 14. Relatif au gonflement des sols (d'après Sanglérat)

Indice de gonflement C_g %	Gonflement
$4 < C_g < 25$	Sol gonflent
$2 < C_g < 4$	Sol peu gonflent

Tableau 15. Relatif à la densité sèche

Densité Sèche	Appréciation
$\gamma_d < 1.6$	Faible
$1.6 < \gamma_d < 1.80$	Moyen
$\gamma_d > 1.8$	Dense

Type of soil		Density index of cohesionless soils					
		$I_D = 1.0$	0.67	0.33	0		
cohesionless	inorganic	gravels, tills, hoggins, etc.	ϕ' 45°-40°	40°-37°	37°-35°		
		sands: coarse and medium	ϕ' 40°-38°	38°-35°	35°-32°		
		sands: fine and silty	ϕ' 37°-35°	35°-32°	32°-28°		
	organic	sands, organic	ϕ' 30°-25°	25°-22°	22°-18°		
		Consistency of cohesive soils					
			hard or very stiff	stiff	firm	soft to very soft	
			$w = w_p$	$I_c = 1.0$	0.75	0.50	0.0
cohesive	inorganic	slightly clayey sands, sandy silts, silts $J < 10\%$	ϕ' 28°-24°	24°-22°	22°-19°	19°-5°	
			c' 40-30	30-20	20-15	15-2	
			ϕ_u 25°-20°	20°-16°	16°-10°	10°-7°	
			c' 50-40	40-30	30-20	20-3	
		clayey sands, clayey sandy silts, clayey silts, $J = 10-20\%$	ϕ' 26°-22°	22°-19°	19°-15°	15°-12°	
		c' 60-50	50-40	40-30	30-5		
		ϕ_u 20°-16°	16°-12°	12°-7°	7°-5°		
		sand-clays, sand-silt-clays, silt-clays $J = 20-30\%$	ϕ' 23°-20°	20°-17°	17°-12°	12°-8°	
			c' 60-50	50-40	40-30	30-5	
			ϕ_u 15°-12°	12°-9°	9°-5°	5°-2°	
		sandy clays, clays, silty clays $J > 30\%$	ϕ' 19°-17°	17°-14°	14°-5°	10°-5°	
			c' 80-60	60-50	50-40	40-10	
			ϕ_u 10°-8°	8°-5°	5°-2°	2°-0°	
organic		organic silts, peats, etc.	all strength parameters to be determined from laboratory tests				

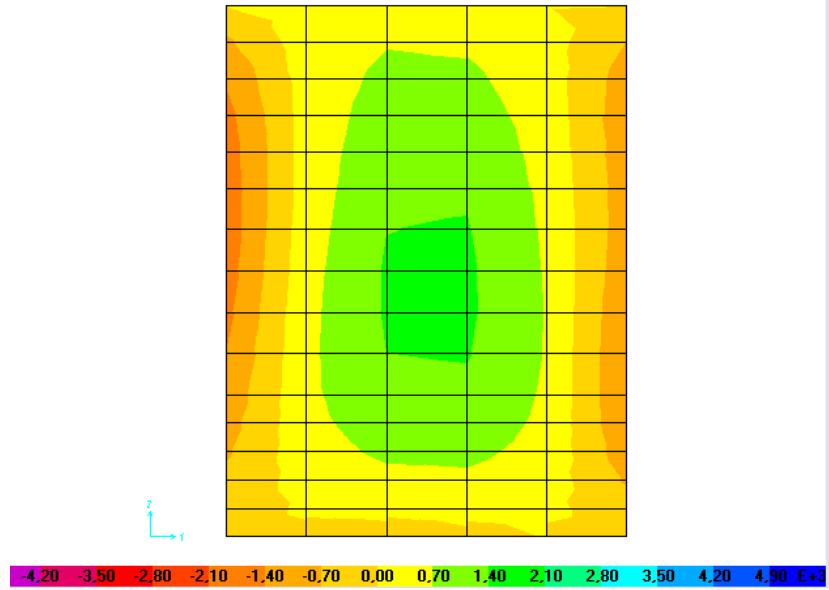
Tableau 10.16 Valeurs typiques de c' et ϕ' selon Wilun & Starzewski (1975)

Tableau 17. Résultats des essai Piézométrique à corde vibrante

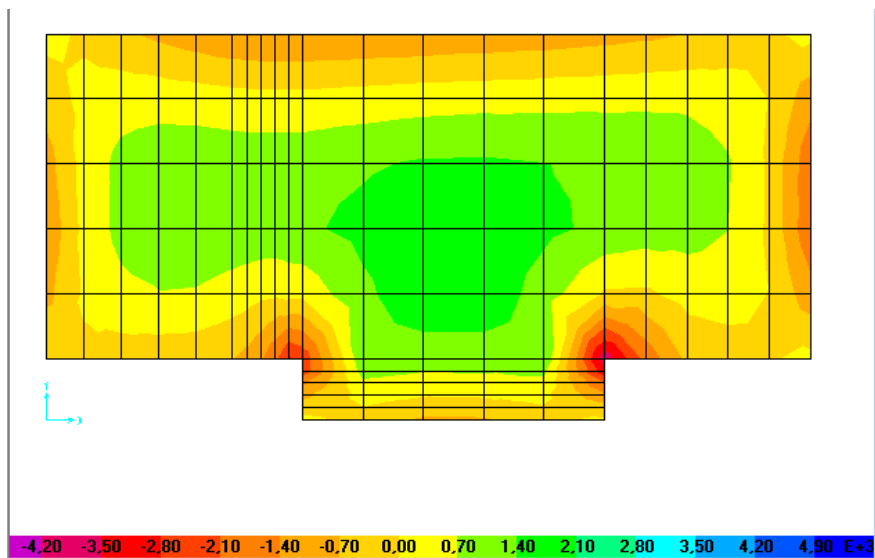
Piézomètre	Niveaux Terrain	Profondeur d'installation (m)	Date	Pression (bar)	Profondeur du N.P. (m)
SC55- PZ 1	20,65	35	14-03-2016	1,34	21,33
			15-03-2016	1,34	21,33
			17-03-2016	1,34	21,35
			21-03-2016	1,33	21,45
			29-03-2016	1,33	21,37
			04-04-2016	1,32	21,48
			11-04-2016	1,33	21,44
			19-04-2016	1,32	21,47
			28-04-2016	1,32	21,51
			05-05-2016	1,32	21,53
			19-05-2016	1,32	21,49
			31-05-2016	1,32	21,52
			06-06-2016	1,32	21,53
			13-06-2016	1,31	21,59
19-06-2016	1,32	21,51			

Piézomètre	Niveaux Terrain	Profondeur d'installation (m)	Date	Pression (bar)	Profondeur du N.P. (m)
SC55- PZ 2		25	14-03-2016	-	-
			15-03-2016	0,80	16,85
			17-03-2016	0,77	17,11
			21-03-2016	0,74	17,43
			29-03-2016	0,73	17,52
			04-04-2016	0,72	17,67
			11-04-2016	0,72	17,67
			19-04-2016	0,71	17,71
			28-04-2016	0,71	17,74
			05-05-2016	0,71	17,77
			19-05-2016	0,71	17,72
			31-05-2016	0,71	17,74
			06-06-2016	0,71	17,73
			13-06-2016	0,71	17,78
19-06-2016	0,71	17,71			
SC55- PZ 3		12	14-03-2016	-	-
			15-03-2016	-	-
			17-03-2016	-0,02	12,17
			21-03-2016	-0,03	12,30
			29-03-2016	-0,02	12,23
			04-04-2016	-0,04	12,36
			11-04-2016	-0,03	12,31
			19-04-2016	-0,03	12,31
			28-04-2016	-0,04	12,37
			05-05-2016	-0,04	12,38
			19-05-2016	-0,03	12,32
			31-05-2016	-0,03	12,33
			06-06-2016	-0,03	12,33
			13-06-2016	-0,04	12,40
19-06-2016	-0,03	12,29			

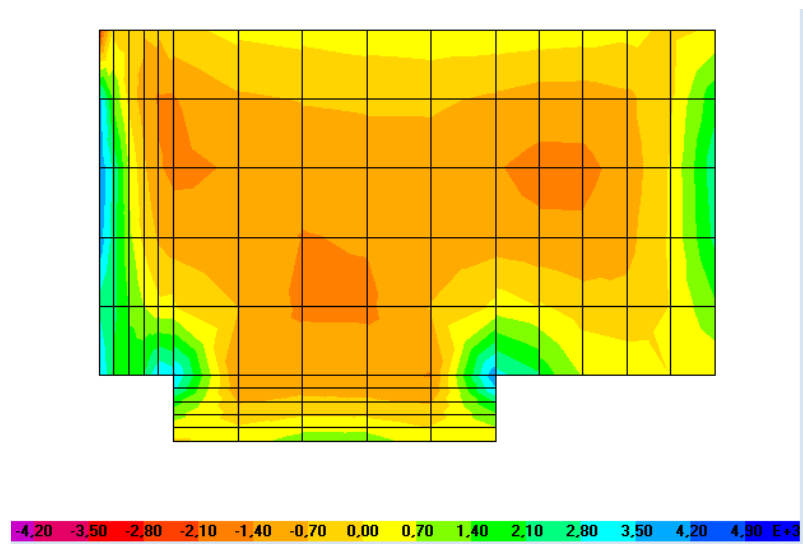
- **Figure 1-2-3-4. Moment de flexion M11 à L'ELU pour chaque élément:**



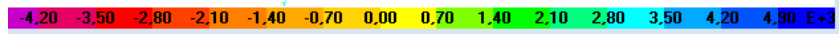
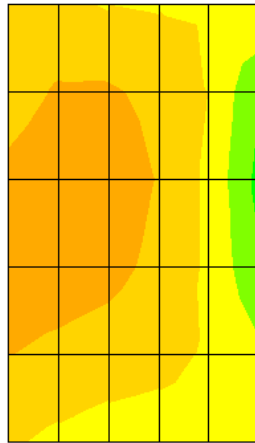
1. Paroi de revêtement



2. Dalle de couverture

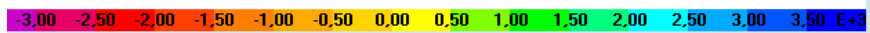
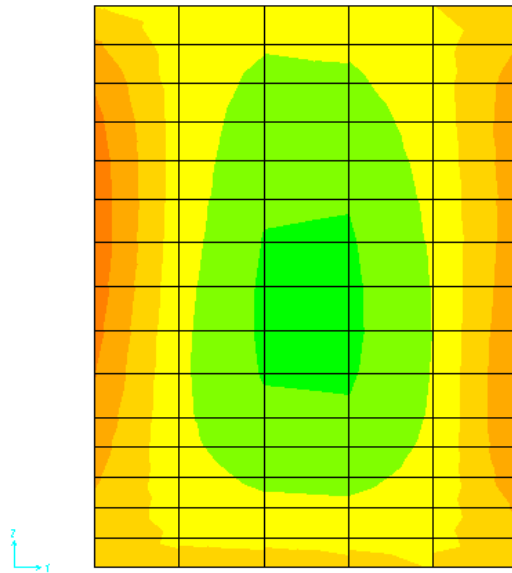


3. Radier supérieur R1

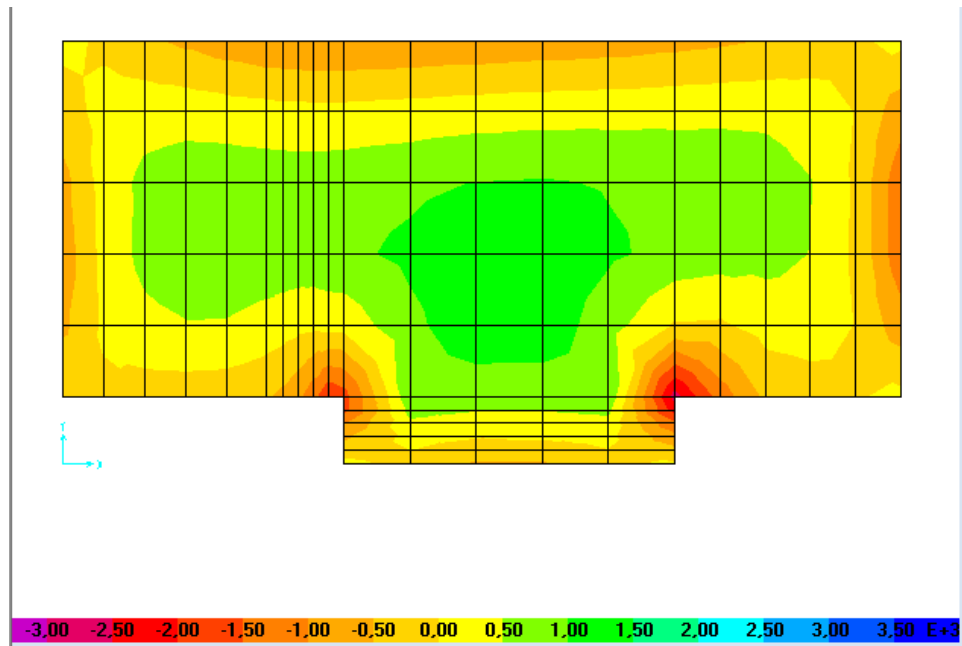


4. Radier inférieur R2

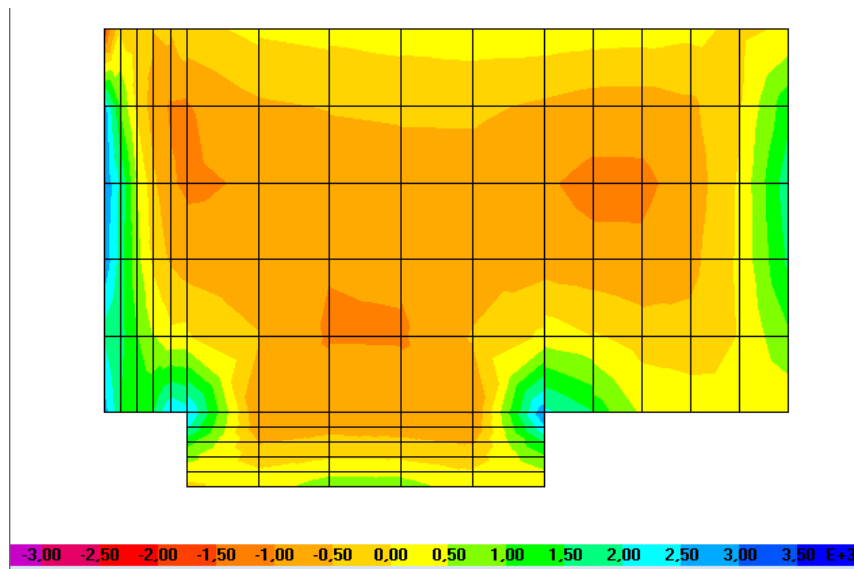
- Figure 5-6-7-8 Moment de flexion M11 à l'ELS pour chaque élément :



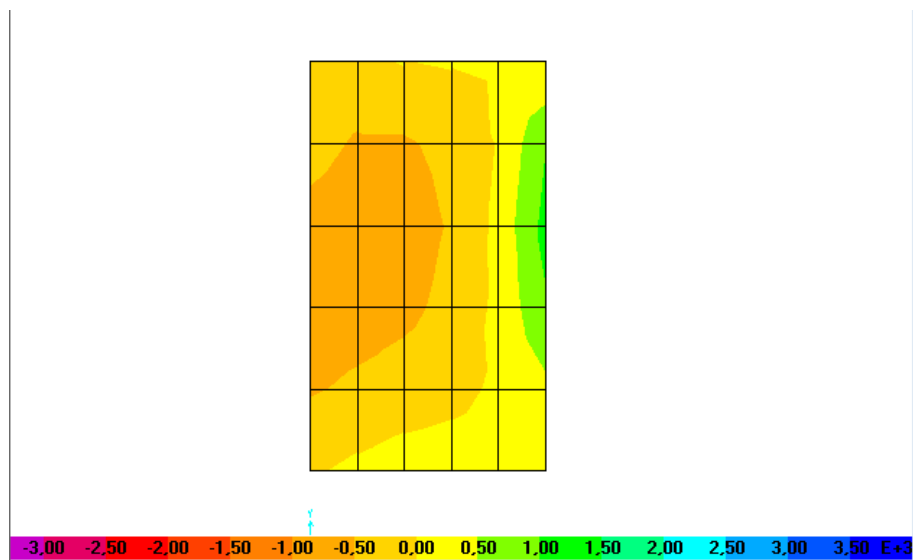
5. Paroi de revêtement



6. Dalle de couverture

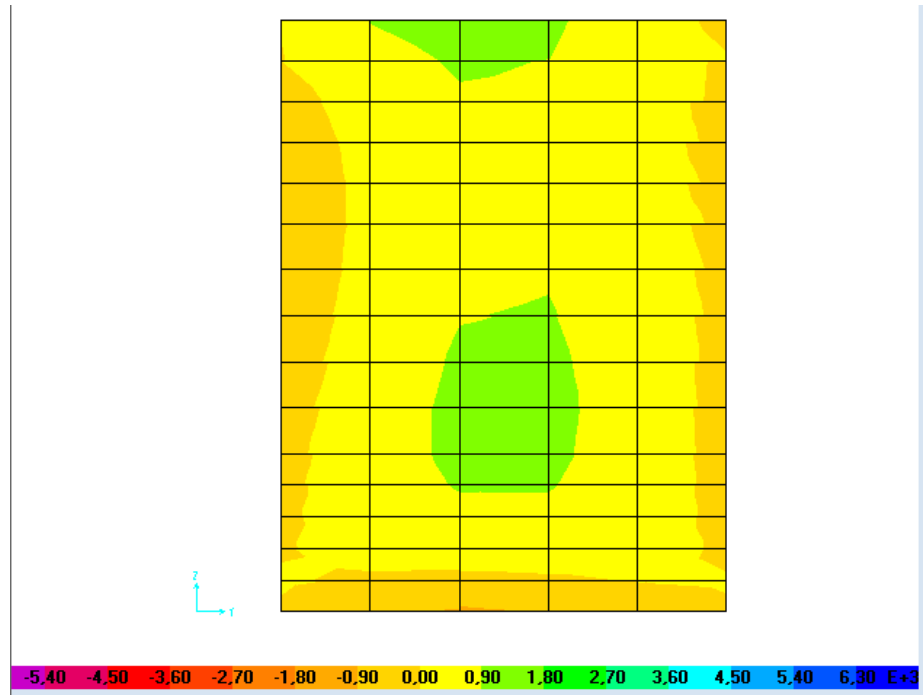


7. Radier supérieur R1

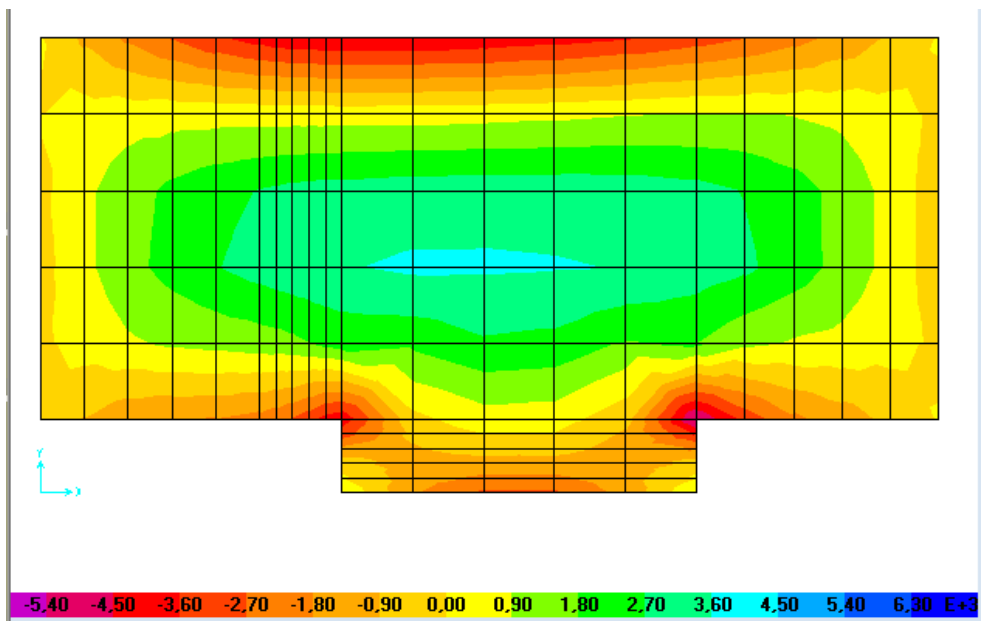


8. Radier inférieur R2

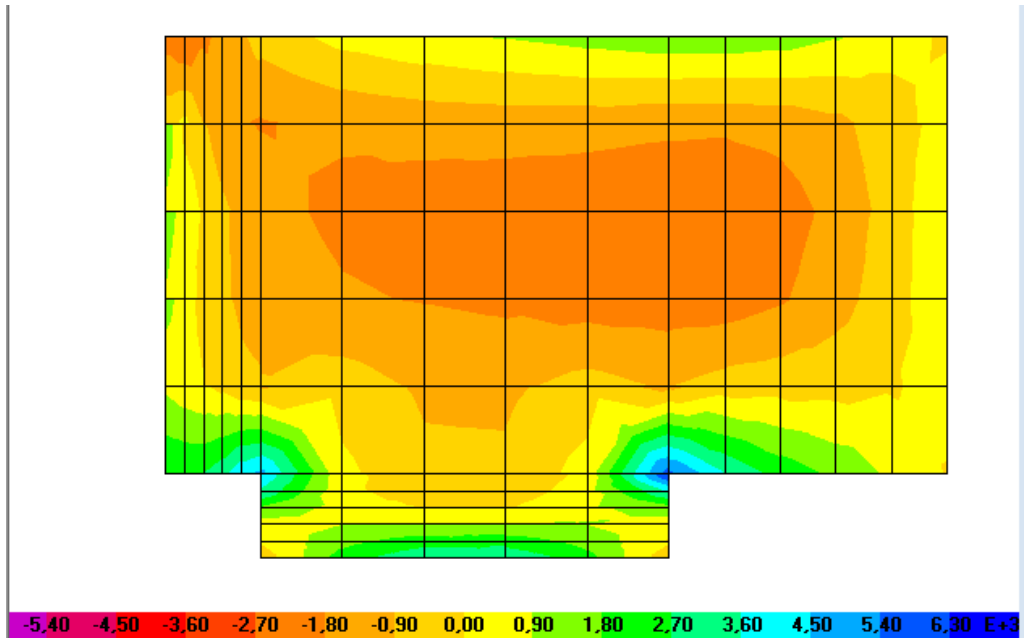
- Figure 9--10-11-12 Moment de flexion M22 à l'ELU pour chaque élément :



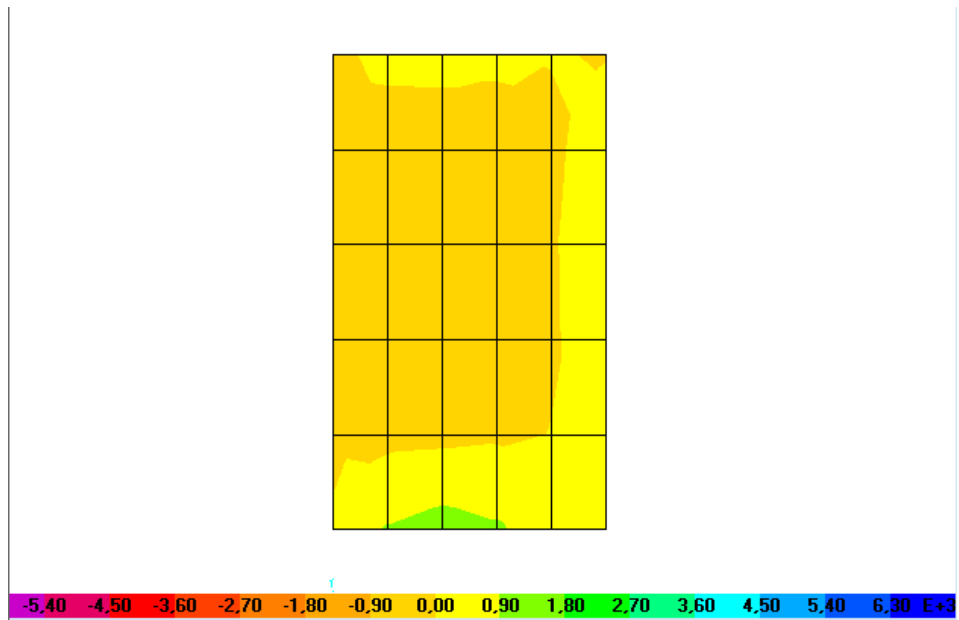
9. Paroi de revêtement



10. Dalle de couverture

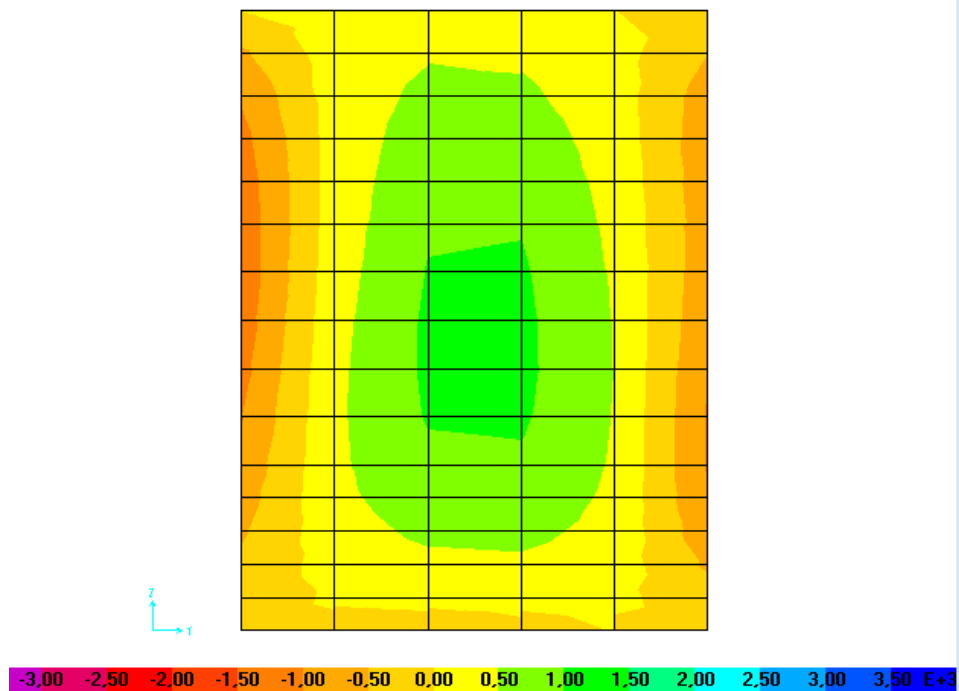


11. Radier supérieur R1

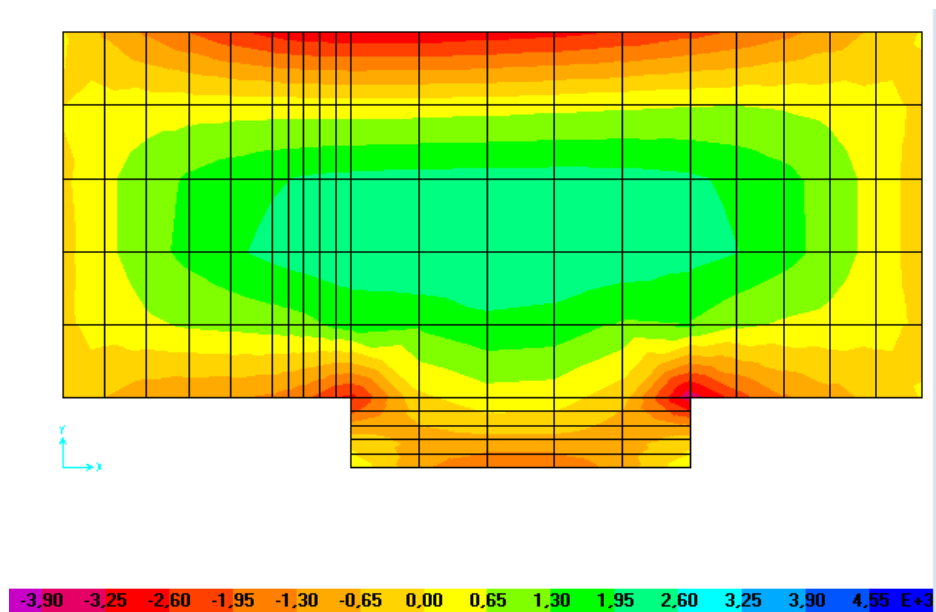


12. Radier inférieur R2

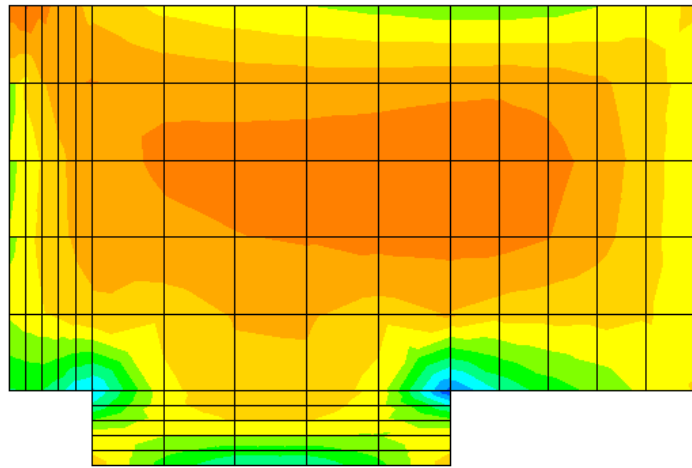
- Figures 13-14-15-16 Moment de flexion M22 à L'ELS :



13. Paroi de revêtement

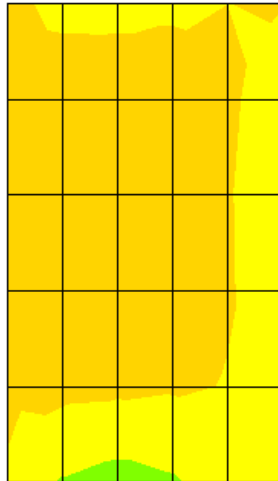


14. Dalle de couverture



-3,90 -3,25 -2,60 -1,95 -1,30 -0,65 0,00 0,65 1,30 1,95 2,60 3,25 3,90 4,55 E+3

15. Radier supérieur R1



-3,90 -3,25 -2,60 -1,95 -1,30 -0,65 0,00 0,65 1,30 1,95 2,60 3,25 3,90 4,55 E+3

16. Radier inférieur R2

Calcul de Section en Flexion Simple Paroi – mi travée- XX

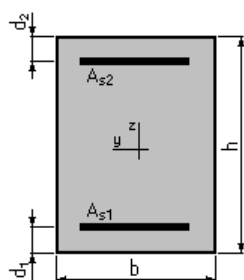
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier:** $f_e = 500,0$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable

- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1134,61	0,00
Etat Limite de Service	861,49	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 40,5$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 11,7$ (cm ²)		
	$\rho = 0,35$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{max} = 1134,61$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,74	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 13,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 111,8$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,25$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS	$M_{max} = 861,49$ (kN*m)	$M_{min} = 0,00$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	$y = 32,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 106,3$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,0$ (MPa)	

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 200,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple

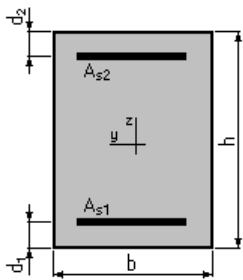
Paroi – sur appui- XX

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-1670,48	0,00
Etat Limite de Service	1243,96	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 58,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 33,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 11,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,79$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -1670,48$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 7,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 114,1$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,67$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)
 comprimée: $\sigma_s' = 79,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 1243,96$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 33,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 105,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 199,1$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 73,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Paroi – Mi travée – YY

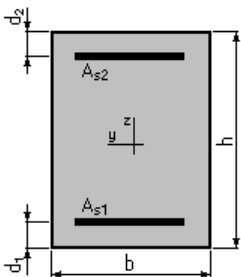
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1015,61	0,00
Etat Limite de Service	752,25	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 35,2$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 0,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 11,7$ (cm²)

théorique $\rho = 0,30$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1015,61$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,69

Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,2$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 112,5$ (cm)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,06$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 752,25$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 30,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 106,9$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,7$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 200,0$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

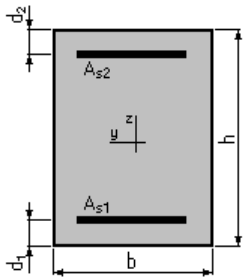
Calcul de Section en Flexion Simple Paroi- sur appui- YY

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2141,38	0,00
Etat Limite de Service	-1770,89	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 86,4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,74$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -2141,38$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,86 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 27,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 105,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,09$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -1770,89$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 43,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 102,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,9$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 200,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s,lim} = 200,0$ (MPa)

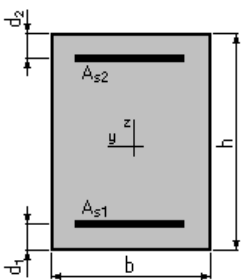
Calcul de Section en Flexion Simple DC – mi travée- XX

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1512,74	0,00
Etat Limite de Service	1110,59	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 52,9 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 11,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,45 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 1512,74 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,67	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 16,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 110,2 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,69 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 1110,59 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 35,9 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 105,0 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 5,9 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 200,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	
	$\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0 \text{ (MPa)}$

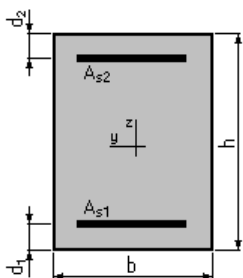
Calcul de Section en Flexion Simple DC – sur appui –XX

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$
 $h = 120,0 \text{ (cm)}$
 $d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$
 $d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	$M_{\text{max}} \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} \text{ (kN*m)}$
Etat Limite Ultime (fondamental)	-2402,32	0,00
Etat Limite de Service	-1768,61	0,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 86,3$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
	$\rho = 0,74$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -2402,32$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 27,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 106,0$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,09$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -1768,61$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 43,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 102,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,9$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 200,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 200,0$ (MPa)

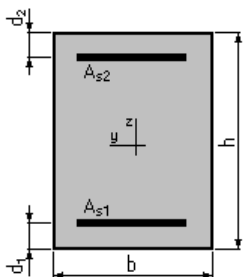
Calcul de Section en Flexion Simple DC – mi travée- YY

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2894,00	0,00
Etat Limite de Service	1680,87	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 81,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 11,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,70$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 2894,00$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,31 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 26,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 106,5$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,88$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 1680,87$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 42,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 102,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,7$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 200,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 200,0$ (MPa)

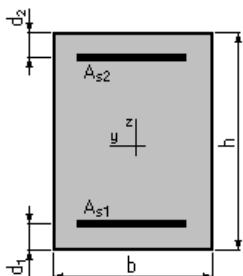
Calcul de Section en Flexion Simple DC –sur appui- YY

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



b = 100,0 (cm)
h = 120,0 (cm)
d₁ = 3,0 (cm)
d₂ = 3,0 (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-3406,02	0,00
Etat Limite de Service	2501,53	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	A _{s1} = 117,6 (cm ²)	Section théorique	A _{s2} = 70,4 (cm ²)
Section minimum	A _{s min} = 11,7 (cm ²)		
théorique	ρ = 1,61 (%)		
minimum	ρ _{min} = 0,10 (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU **M_{max} = -3406,02 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,02 Pivot: A
Position de l'axe neutre: y = 10,4 (cm)
Bras de levier: Z = 112,8 (cm)
Déformation du béton: ε_b = 0,98 (‰)
Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 434,8 (MPa)
comprimée: σ_{s'} = 139,6 (MPa)

Cas ELS **M_{max} = 2501,53 (kN*m)** **M_{min} = 0,00 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: y = 42,4 (cm)
Bras de levier: Z = 102,9 (cm)
Contrainte maxi du béton: σ_b = 7,6 (MPa)
Contrainte limite: 0,6 f_{cj} = 18,0 (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: σ_s = 200,0 (MPa)
comprimée: σ_{s'} = 105,7 (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
σ_{s lim} = 200,0 (MPa)

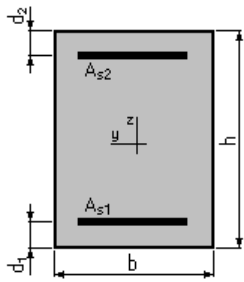
Calcul de Section en Flexion Simple R1- mi travée- XX

1. Hypothèses:

Béton: fc28 = 30,0 (MPa) **Acier: fe = 500,0 (MPa)**

- Fissuration trcs préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-503,64	0,00
Etat Limite de Service	-280,41	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 12,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,11$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -503,64$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,26 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,1$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 115,4$ (cm)
 Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,36$ (‰)
 Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -280,41$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
 Position de l'axe neutre: $y = 19,3$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 110,6$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,1$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma'_s = 15,7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \lim} = 200,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple R1 – sur appui- XX

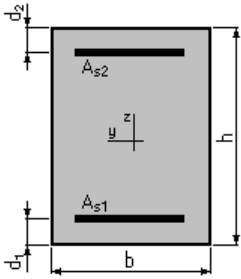
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées

- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 120,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1042,47	0,00
Etat Limite de Service	639,06	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 32,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \min} = 11,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,25 \text{ (\%)}$		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1042,47 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,40	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9,5 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 113,2 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,88 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\max} = 639,06 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

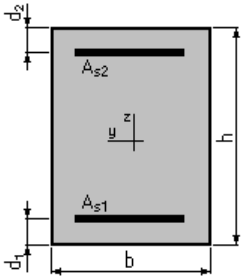
Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 28,1 \text{ (cm)}$
Bras de levier:	$Z = 107,6 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 4,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:	
tendue:	$\sigma_s = 200,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_{s \lim} = 200,0 \text{ (MPa)}$

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	264,34	0,00
Etat Limite de Service	121,98	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum théorique	$A_{s\ min} = 11,7$ (cm ²)		
minimum	$\rho = 0,10$ (%)		
	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = 264,34$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,22 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 115,5$ (cm)
Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,33$ (‰)
Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 121,98$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,13
Position de l'axe neutre: $y = 18,6$ (cm)
Bras de levier: $Z = 110,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,5$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 6,9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 200,0$ (MPa)

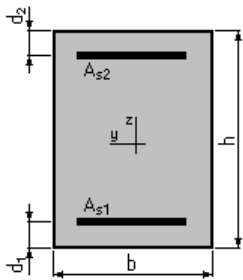
Calcul de Section en Flexion Simple R1- sur appui- YY

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-411,56	0,00
Etat Limite de Service	-353,49	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 16,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,14$ (%)		
minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{max} = -411,56$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,95	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,1$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 114,9$ (cm)	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,46$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS $M_{max} = -353,49$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité:	1,00
Position de l'axe neutre:	$y = 21,5$ (cm)
Bras de levier:	$Z = 109,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 1,4$ (MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma_s' = 19,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s\text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple R2 –mi travée- XX

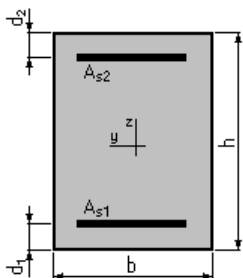
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration trècs préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-160,81	0,00
Etat Limite de Service	-119,07	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 0,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 11,7$ (cm²)

Section minimum $A_{s\text{ min}} = 0,0$ (cm²)

théorique $\rho = 0,10$ (%)

minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -160,81$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,65 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 115,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,33$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -119,07$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,18

Position de l'axe neutre: $y = 18,6$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 110,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,5$ (MPa)
 Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier:
 comprimée: $\sigma_s' = 6,7$ (MPa)
 Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s\ lim} = 200,0$ (MPa)

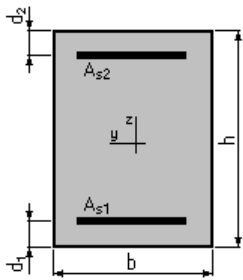
Calcul de Section en Flexion Simple R2- sur appui- XX

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration trës préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1942,60	0,00
Etat Limite de Service	1585,88	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 76,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 11,7$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,66$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 1942,60$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,84 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 24,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 107,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,66$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 1585,88$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 41,7$ (cm)
Bras de levier: $Z = 103,1$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 200,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0$ (MPa)

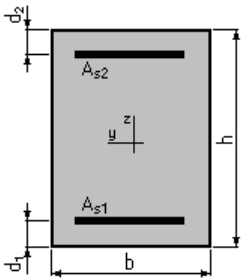
Calcul de Section en Flexion Simple R2 –sur appui- YY

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration trcs préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)
 $h = 120,0$ (cm)
 $d_1 = 3,0$ (cm)
 $d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	-170,97	0,00
Etat Limite de Service	-134,52	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 11,7$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 0,0$ (cm ²)		
théorique	$\rho = 0,10$ (%)		
minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = -170,97$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,44 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 115,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,33$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = -134,52$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,93

Position de l'axe neutre: $y = 18,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 110,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 7,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s,lim} = 200,0$ (MPa)

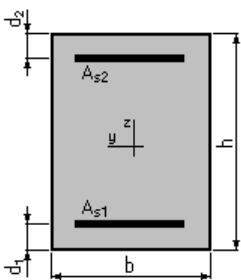
Calcul de Section en Flexion Simple R2 – sur appui - YY

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 30,0$ (MPa) **Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration très préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 120,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	227,49	0,00
Etat Limite de Service	202,78	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	0,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 11,7 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 11,7 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\rho = 0,10 \text{ (\%)}\text{)}$		
minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,10 \text{ (\%)}\text{)}$		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 227,49 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 2,58 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3,7 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 115,5 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,33 \text{ (\%)}\text{)}$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}\text{)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 202,78 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,28
Position de l'axe neutre: $y = 18,6 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 110,8 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,8 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 18,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
tendue: $\sigma_s = 11,4 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_{s \text{ lim}} = 200,0 \text{ (MPa)}$