



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M/GCA/2019

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE DE MASTER ACADÉMIQUE

Filière : Travaux Publics

Spécialité : V.O.A

Thème

CONCEPTION ET ÉTUDE D'UNE TRÉMIE

Présenté par :

- FANEMA Rufin Anthelme

Soutenu le 30 / 06 / 2018 devant le jury composé de :

Président : Mr. BOUHALOUFA Ahmed

Examineur : Mr. BELACENE Ali

Encadrant : Mr. KADRI Tahar

Année Universitaire : 2018 / 2019

CONCEPTION ET ÉTUDE D'UNE TRÉMIE

RÉSUMÉ

Les trémies sont des ouvrages qui ont connu, depuis près d'une vingtaine d'années, un important essor pour permettre la réalisation ou l'aménagement d'infrastructures routières ou autoroutières dans des sites fortement urbanisés ou protégés. Il s'agit bien souvent d'ouvrages d'art non courants pour lesquels notamment la faisabilité technique et l'impact sur l'environnement sont à examiner très en amont dans les études du projet routier, dans la mesure où ces critères peuvent avoir des conséquences importantes sur le choix entre les différentes variantes du projet.

Abstract

The bunkers are works that have known, for nearly twenty years, an important development that allow the realization or the development of road or highway infrastructures in highly urbanized or protected sites. These are often non-standard structures for which, in particular, technical feasibility and impact on the environment are to be considered very early in the road project studies, as these criteria may have important consequences on the choice between the different variants of the project.

ملخص

ية المخازن عبارة عن أعمال عرفت ، منذ ما يقرب من عشرين عامًا ، تطوراً هاماً للسماح بتحقيق أو تطوير البنى التحتية بشكل كبير. غالباً ما تكون هذه الهياكل غير القياسية التلالطرق أو الطرق السريعة في مواقع حضرية أو محمية الطرق ، يجب على وجه الخصوص اعتبار الجدوى الفنية لها وتأثيرها على البيئة في مرحلة مبكرة جداً من دراسات مشروع لأن هذه المعايير قد تواجه مشكلات عواقب مهمة على الاختيار بين المتغيرات المختلفة للمشروع.

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu Clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Mes plus grands remerciements à Mr. KADRI Tahar mon encadreur qui m'a guidé dans la réalisation de ce projet et pour le soutien scientifique et moral qu'il m'a apporté.

Je tiens à remercier Mr. KACEM Nassar pour son soutien, il fut comme un papa pour moi ; que Dieu Tout-Puissant le bénisse.

Mes remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, ainsi qu'à tous les enseignants et l'ensemble de personnels de la bibliothèque et du centre de calcul pour leur serviabilité exemplaire

DÉDICACE

Je dédie tout d'abord ce travail :

À Dieu de l'univers le Tout-Puissant sans qui je ne serais arrivé jusqu'ici,

À ma très chère et tendre maman AOVAH Aurèlie Angèle et à mon papa KRINENDJI Jean-Claude qui m'ont donné la vie et qui me soutiennent de toutes leurs forces dans mes études. Merci pour tout, que Dieu vous bénisse, je vous aime,

À ma très chère et tendre maman AOVAH Nathalie Félicité qui est l'amour de ma vie et la source de ma motivation, pour son soutien et son suivi dans toutes mes études,

À tous mes frères et sœurs, pour leur soutien, et de toujours croire en moi

À ma fiancée YANGASSENGUÉ Princilia Lari-Guylène, pour son amour, son soutien, son encouragement et sa confiance en moi,

À mes très chers amis, collègues, compagnons de route qui sont comme des frères pour moi, Mr NGUÉRÉNABA Bruno, POUNEUGUÉRÉ BOROMA Kini et BATAGO Thiery Jefferson pour leur soutien et leurs encouragements et que je sois un bon exemple à suivre,

À tous mes compatriotes étudiants et étudiantes en Algérie, particulièrement à mon fiston spirituel, GOTILOGUÉ Roselin Vance Beaufort,

À toute la communauté chrétienne de Mostaganem, particulièrement aux Frères Maristes et plus particulièrement à frère Bernard REGIS, pour son soutien

DÉDICACE

envers moi que je ne saurais oublier ; que Dieu Tout-Puissant soit toujours avec vous et avec notre communauté,

À tous mes amis de près ou de loin de Mostaganem (Algérie) qui m'ont soutenu tout au long de mes études et plus particulièrement à ENGANDJIS Othas Aurel Gaumez et M'BOUROU Ndombi Fred,

À toute ma promotion 2^{ème} année de Master Voies et Ouvrage d'art (V.O.A) 2018-2019, que Dieu Tout-Puissant les accompagne dans tout ce qu'ils vont entreprendre.

FANEMA Rufin Anthelme.

TABLE DES MATIÈRES

TABLE DES MATIERES

Chapitre I: PRÉSENTATION DU PROJET	9
I.1 Introduction.....	9
I.2 Choix de l'ouvrage :.....	10
I.2.1 Passage supérieur :	11
I.2.2 Carrefours giratoires :.....	12
I.2.3 Passage inférieur :	14
I.3 Présentation du projet	15
I.3.1 Objectif du projet	17
I.3.2 Description du projet.....	17
I.4 Caractéristiques géométriques et fonctionnelles :.....	18
I.4.1 Caractéristiques géométriques.....	18
I.4.2 Caractéristiques fonctionnelles	21
Chapitre II: ÉTUDE GÉOTECHNIQUES	22
II.1 INTRODUCTION	22
II.2 Travaux sur le terrain.....	22
II.3 Les résultats et recommandations de la campagne géotechnique :	23
II.3.1 Les données de rapport du sol :.....	26
II.4 Conclusion	26
Chapitre III: CARACTERISTIQUES DES MATÉRIEAUX	27
III.1 Introduction	27
III.2 Réglementations appliquées :.....	27
III.3 Résistances caractéristiques des bétons.....	27
III.3.1 Déformation longitudinale du béton :.....	28
III.3.2 Contraintes admissibles du béton :	28

TABLE DES MATIÈRES

Chapitre IV: PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS.....	31
IV.1 Pré-dimensionnement des murs de soutènement (mur en L).....	31
IV.2 Introduction.....	31
IV.3 Présentation des ouvrages en tranchée ouverte :.....	31
IV.4 Éléments de dimensionnement.....	32
IV.4.1 Dimensionnement des MS.....	32
IV.4.2 Dimensionnement du cadre (Tranchée couverte).....	35
IV.4.3 Goussets :	35
IV.5 Conclusion :	36
Chapitre V: CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE.....	37
V.1 La tranchée ouverte	37
V.2 Introduction	37
V.3 Les charges appliquées :.....	37
V.4 Modélisation des structures (MS) de l'ouvrage et calcul des sollicitations	38
V.4.1 Logiciel	38
V.4.2 Modélisation de la structure MS type « 01 » H=4.25 m.....	43
V.4.3 Modélisation de la structure MS type « 02 » H= 6,50.....	60
V.4.4 Modélisation de la structure MS type « 02 » H= 8,00 m.....	77
V.5 Conclusion :.....	92
V.6 La tranchée couverte	93
V.6.1 Matériaux.....	93
V.6.2 Descente charge :.....	94
V.6.3 Charges d'exploitation :.....	95
V.7 Modélisation de l'ouvrage et calcul des sollicitations :	103
Chapitre VI: ASSAINISSEMENT	141

TABLE DES MATIÈRES

VI.1 Introduction.....	141
VI.2 Drainage.....	141
VI.3 Dimensionnement de la conduite principale de collecte des eaux pluviales à l'intérieur de la trémie.....	144
VI.3.1 Calcul hydraulique.....	144
VI.3.2 Calcul du débit lors d'une précipitation exceptionnelle.....	144
VI.4 Conclusion :.....	145
VI.5 GALERIES.....	145
VI.5.1 Introduction.....	145
VI.5.2 Pré-dimensionnement des éléments de la galerie.....	146
VI.5.3 Présentation de l'ouvrage :.....	147
VI.5.4 Évaluations des charges et surcharges.....	148
VI.5.5 La galerie G2 sous la tranchée couverte.....	151
VI.5.6 Calcul de ferrailage des éléments des galeries sous les genres de sollicitations.....	154
VI.6 Conclusion générale.....	Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques	18
Tableau II.1 : consistance des travaux de reconnaissance géotechnique in-situ.....	22
Tableau II.2 : Certaines valeurs de λ_c , et λ_d [Fascicule 62 titre V]	25
Tableau II.3 : Coupe lithologique des caisses à carottes jusqu'à 10,50 m.....	25
Tableau IV.1: récapitulatif des dimensions de MS1	33
Tableau IV.2: récapitulatif des dimensions de MS2	33
Tableau IV.3: récapitulatif des dimensions de MS3	34
Tableau IV.4: les valeurs de la section des goussets	36
Tableau V.1 : Les réactions maximales (H=4,25m)	40
Tableau V.2: Les réactions maximales (H=6,50m)	41
Tableau V.3: Les réactions maximales (H=8,00m)	42
Tableau V.4 : effort dans le radier type « 01 » H=4.25 m	45
Tableau V.5: effort dans les voiles du MS type « 01 ».....	45
Tableau V.6: ferrailage le voile du MS type « 01 » (Partie inf : à l'encastrement).....	46
Tableau V.7 : effort dans le radier (H=6,25 m)	62
Tableau V.8 : effort dans les voiles du MS (H=6,25 m).....	62
Tableau V.9 : ferrailage le voile du MS (H=6,25 m).....	63
Tableau V.10 : effort dans le radier (H= 8,00 m)	79
Tableau V.11 : effort dans les voiles du MS (H= 8,00 m).....	79
Tableau V.12: ferrailage le voile du MS (H= 8,00 m).....	80
Tableau V.13 : Matériaux	93
Tableau V.14 : Acier d'armature	93
Tableau V.15 : les coefficients bc (paragraphe 5.22)	96
Tableau V.16 : Efforts dans la Dalle.....	105
Tableau V.17 : Efforts dans le radier	106
Tableau V.18 : Efforts dans le piédroit intermédiaire (pile).....	107
Tableau V.19 : Efforts dans les piédroits.....	108
Tableau VI.1 : efforts dans le radier	151
Tableau VI.2 : efforts dans le voile.....	152
Tableau VI.3: efforts dans la dalle	153

LISTE DES FIGURES

Liste des figures

Figure I.1 : passage supérieur [Google]	11
Figure I.2: Carrefour giratoire [Google]	12
Figure I.3 : trémie [Google]	14
Figure I.4: Wilaya de MOSTAGANEM [Google]	15
Figure I.5:vue satellitaire du site de projet [Google earth]	16
Figure I.6 : Les trois (3) sections de la trémie	19
Figure I.7 : Plan d'ensemble [Covadis-Autocad 2008]	20
Figure I.8 : Cadre de la tranchée couverte [Autocad].....	20
Figure I.9 : les constituants de la TO [Covadis-Autocad 2008]	21
Figure II.1: Implantation des sondages in-situ [Covadis-Autocad 2008]	23
Figure III.1: Diagramme rectangulaire de déformation du béton	29
Figure IV.1: Mur de soutènement [Autocad 2018].....	32
Figure IV.2: coupe transversale de la structure ouverte	34
Figure IV.3:cadre fermé(SAP2000).....	35
Nous avons donc pris 0,30×0,80 comme valeur des goussets (voir Figure IV.4:cadre fermé)	36
Figure V.1 : H=4,25 Exemple de ferrailage	59
Figure V.2 : Exemple de ferrailage du mur type « 02 » (H=6,50m)	76
Figure V.3 : Système de charge Bc.....	97
Figure V.4: surcharge Sous-système Bc :	98
Figure V.5 : surcharge Mc120	99
Figure V.6 : surcharge Sous-système Mc120	99
Figure V.7 : Convoi exceptionnel D240.....	99
Figure V.8 : surcharge Sous-système D240.....	100
Figure V.9 : Vue en (3D) de la structure	104
Figure V.10 : Coupe transversale type de la trémie.....	104
Figure VI.1 : Remplissage derrière les MS	143

Chapitre I

PRÉSENTATION DU PROJET

Chapitre I: PRÉSENTATION DU PROJET

Introduction

Les déplacements des personnes en zone urbaine sont en grande partie engendrés par les activités que ces personnes entreprennent ; donc le système d'activité et le type d'organisation de l'espace qui est associé sont bien les facteurs de base justifiant les déplacements pour déterminer la politique future de ces derniers.

À ce titre, un plan d'orientation général a été établi par la wilaya de Mostaganem, avec comme schéma directeur, l'exécution d'un système de distribution du trafic routier, basé sur un périphérique desservi par les radiales des pénétrantes et le centre-ville.

Mostaganem est une ville du nord-ouest de l'Algérie ; en raison de l'importance économique et commerciale qu'elle possède, sa position géographique lui permet d'être le trait d'union principal entre les autres villes de l'Algérie.

Dans le but d'améliorer la qualité de déplacement des Mostaganemois plusieurs carrefours ont été aménagés.

D'où, entre autres, le projet d'aménagement du carrefour « Nouvelle Gare Routière » qui rentre dans le cadre des grandes actions d'aménagement urbain de la wilaya. Ce dernier permettra l'élimination de différents conflits (conflit de cisaillement, conflit d'entrecroisement etc.) et répondra aussi au besoin actuel et futur du réseau en assurant une meilleure fluidité du trafic, du confort et de la sécurité des usagers.

Le choix de l'ouvrage a été fait en fonction de ses avantages et de son accessibilité.

I.1 Choix de l'ouvrage :

L'objectif est de déterminer le type d'ouvrage le plus économique capable de satisfaire le mieux possible à toutes conditions imposées.

Pour cela, il faut connaître à la fois l'ensemble des contraintes à respecter et l'ensemble des types d'ouvrage qui peuvent être envisagés.

La comparaison de ces ensembles d'ouvrages permet donc une solution adéquate qui fera l'objet de notre choix.

NB: Notre travail est de faire la conception et l'étude d'une trémie déjà en place, ce présent projet est joint afin de compléter le travail académique et certaines informations sur les différentes variantes qui auraient pu être adoptées, autres que la trémie.

Un avant-projet sommaire (APS), consiste à étudier les variantes pouvant être prises comme solution pour un problème donné. La tâche consiste à analyser ces variantes d'un point de vue technico-économique et sociopolitique afin de ressortir avec la variante la plus adaptée.

Pour ce type de problèmes que sont les blocages et les ralentissements à répétition causés généralement par de nombreux conflits de cisaillement dans les carrefours, les variantes adoptées le plus souvent sont :

I.1.1 Passage supérieur :

On appelle passage supérieur un ouvrage, y compris ses accès, qui permet à une route, en relevant son profil, de passer au-dessus d'une autre route ou d'un obstacle.



Figure I.1 : passage supérieur [Google]

Avantages :

- Une bonne fluidité de la circulation
- La limitation des conflits et des cisaillements
- Un itinéraire plus sûr pour les usagers
- Ne nécessite pas le déplacement des conduits d'assainissement d'eau potable et autres.

Inconvénients :

- Coût de l'ouvrage en vue de son usage serait assez élevé
- Une longueur importante de l'ouvrage
- Limitation de l'espace
- Les piles du pont pourraient, pour des raisons de visibilité, constituer des obstacles pour les usagers venant des autres directions
- La réaction au séisme importante

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

- La configuration topographique du site rend l'implantation de celui-ci plus difficile.

Conclusion :

Cette variante ne sera pas retenue vu ses inconvénients, elle perd son importance pour ce type de franchissement.

I.1.2 Carrefours giratoires :

Un carrefour giratoire est une intersection circulaire dans laquelle les véhicules gravitent autour d'un îlot central dans le sens inverse des aiguilles d'une montre.

Les véhicules sur le point d'y entrer doivent céder le passage aux véhicules qui s'y trouvent déjà, et après s'y être engagé, ils pourront prendre la sortie voulue.

On trouve dans les carrefours giratoires des conflits de convergence, de divergence, de cisaillement, et d'entrecroisement.



Figure I.2: Carrefour giratoire [Google]

Avantages :

- Cette variante présente un coût moindre que les autres
- Une importante sécurisation de l'intersection
- Forte réduction des cisaillements indésirables
- Réduction des nuisances au niveau des intersections

Inconvénients :

- Ce type de carrefour demande une emprise assez importante

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

- Réduction de la vitesse ce qui causera le ralentissement des véhicules
- Suppression de la priorité pour la RN23 lui faisant perdre son rôle de voie express
- L'intersection au niveau de la « Nouvelle Gare Routière », rentrant dans le projet de la pénétrante autoroutière reliant Mostaganem à l'autoroute est/ouest sur 60 Km en 2x3 voies, constituant un danger pour les véhicules arrivant à vitesse importante sur la RN23.

Conclusion :

Cette variante présente certains atouts, mais au détriment de la vitesse et de la priorité de la voie principale qui est la RN23. De plus, le projet de la pénétrante autoroutière reliant Mostaganem à l'autoroute est/ouest sur 60 Km en 2x3 voies, ne sera pas adapté.

I.1.3 Passage inférieur :

Le terme passage inférieur ou passage souterrain est très général mais, dans notre cas, indique un pont cadre enterré partiellement avec des ouvertures permettant le passage, d'où l'appellation « **Trémie** » qui comprend une « **Tranchée couverte** » et une « **Tranchée ouverte** ».



Figure I.3 : trémie [Google]

Avantages :

- Procure une bonne réserve de capacité
- Une très bonne fluidité du trafic
- Priorise la RN23 donc lui permet sa fonction
- Durée de vie élevée
- La résistance aux séismes

Inconvénients :

- Coût assez élevé par rapport aux autres variantes
- Perturbations des réseaux existants et la circulation en phase de réalisation
- Occupation de l'espace assez importante surtout durant les travaux.

Conclusion :

D'après l'étude précédente, la structure PI-CF en béton armé s'avère comme la mieux adaptée pour notre ouvrage (trémie), car cette solution rétablit toutes les fonctionnalités de la RN 23 et assure les franchissements sécurisés des piétons. Le débouché de la trémie devant la nouvelle gare

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

routièrre de Mostaganem est avantagèuse pour les riverains. Cette solution permet le rétablissement de tous les accès, elle est techniquement réalisable, les inconvénients accompagnant cette solution sont d'importance infime et bien que le coût soit élevé.

Ainsi, nous procéderons par une étude détaillée de la variante choisie.

I.2 Présentation du projet

Étude d'une Trémie : Boulevard Périphérique de la Ville de Mostaganem / RN23 ; carrefour « Nouvelle Gare Routière », Rentrant dans le Projet de la Pénètrante Autoroutière Reliant Mostaganem à L'Autoroute Est/Ouest sur 60 Km en 2x3 voies,

Tronçon 02 : Traversant la Wilaya de Mostaganem sur 27 Km.

Ce carrefour connaît des situations d'embouteillage quotidiennes créées par le trafic local et de transit.

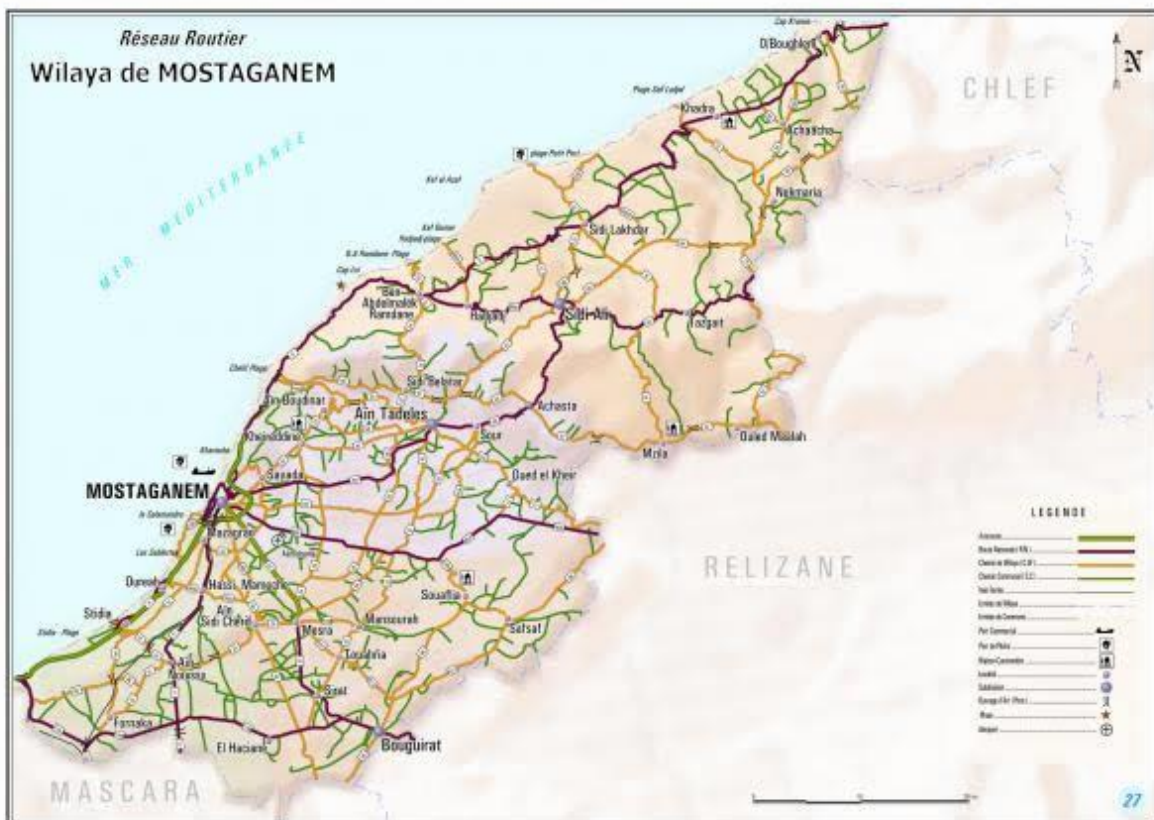


Figure I.4: Wilaya de MOSTAGANEM [Google]

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET



Figure I.5:vue satellitaire du site de projet [Google earth]

I.2.1 Objectif du projet

L'objectif de cette étude d'aménagement est d'éliminer le point noir de la circulation. C'est-à-dire d'augmenter la capacité et la qualité du service du carrefour au niveau de la nouvelle gare routière de la ville de Mostaganem.

Tous cela se traduit par :

- Réduire le nombre d'accidents,
- Assurer une bonne fluidité de la circulation générale et l'économie du temps,
- Favoriser un courant de circulation,
- Mettre les usagers en sécurité,
- Prioriser la RN23 lui permet sa fonction,
- Favoriser le passage des piétons,
- Réaliser un traitement architectural et environnemental.

I.2.2 Description du projet

L'ouvrage (Trémie) est une structure du type cadre fermé à deux cellules solidaires identiques en béton armé coulé en place.

- Le gabarit horizontal d'une cellule de 8,50 m correspondant à une chaussée de 7,00 m et à deux trottoirs de 0,75m,
- La hauteur libre entre le radier et la fibre inférieure de la traverse est de 5,68 mètres,
- L'épaisseur des piédroits latéraux est de 50 cm, par contre l'épaisseur du voile séparateur entre les deux cellules est de 60 cm,
- L'épaisseur constante du radier est de 70 cm.

Longitudinalement, le radier comprend deux redans pour tenir compte de la forme curviligne de la ligne rouge du profil en long.

Ainsi, les longueurs des trois (03) paliers du radier d'ouest en est sont respectivement de 26,525 m, suivi d'un second palier de 26,525 m.

Entre le second et le troisième palier de 25,92 m, il est prévu un joint de rupture de 3 cm. Du coup, la longueur totale de la tranchée couverte est de 79 ml. Les tranchées ouvertes sont composées des murs de soutènement retenant les remblais.

I.3 Caractéristiques géométriques et fonctionnelles :

I.3.1 Caractéristiques géométriques

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques

Tranchée ouverte Côté Oran :	Longueur moyenne L = 209 ml. -Hauteur des murs de soutènement varie de 1,50 à 8,00 ml. -Longueur des murs de soutènement préfabriqués L = 2 ml. -Nombre des murs de soutènement préfabriqués 2×100 murs. -Nombre des murs de soutènement coulés sur place 2×9 murs.
Tranchée couverte	La chaussée à deux (2) voies de 2×3,5m et deux (2) trottoirs de 2×0,75m. Les éléments coulés en place : Une dalle supérieure d'épaisseur 60 cm L'épaisseur des piédroits latéraux est de 50 cm Voile séparateur entre les deux cellules est de 60 cm. Longueur totale de 79 ml. Gabarit en construction h = 6,7 ml.
Tranchée ouverte côté Alger :	Longueur moyenne L = 121,52 ml. -Hauteur des murs de soutènement variable de 1,85 à 7,45 m. -Longueur des murs de soutènement préfabriqués L = 2m. -Nombre des murs de soutènement préfabriqués 112 murs. -Nombre des murs de soutènement coulés en place 18 murs.



Figure I.6 : Les trois (3) sections de la trémie

PLAN D'exécution des travaux

Jaune désigne la **TO** (Tranchée Ouverte)

TO 01 côté Oran a une longueur moyenne de $L = 209$ ml.

TO 02 côté Alger a une longueur moyenne de $L = 121.52$ m.

Rouge désigne la **TC** (Tranchée Couverte) a une longueur moyenne de $L=79$ ml.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

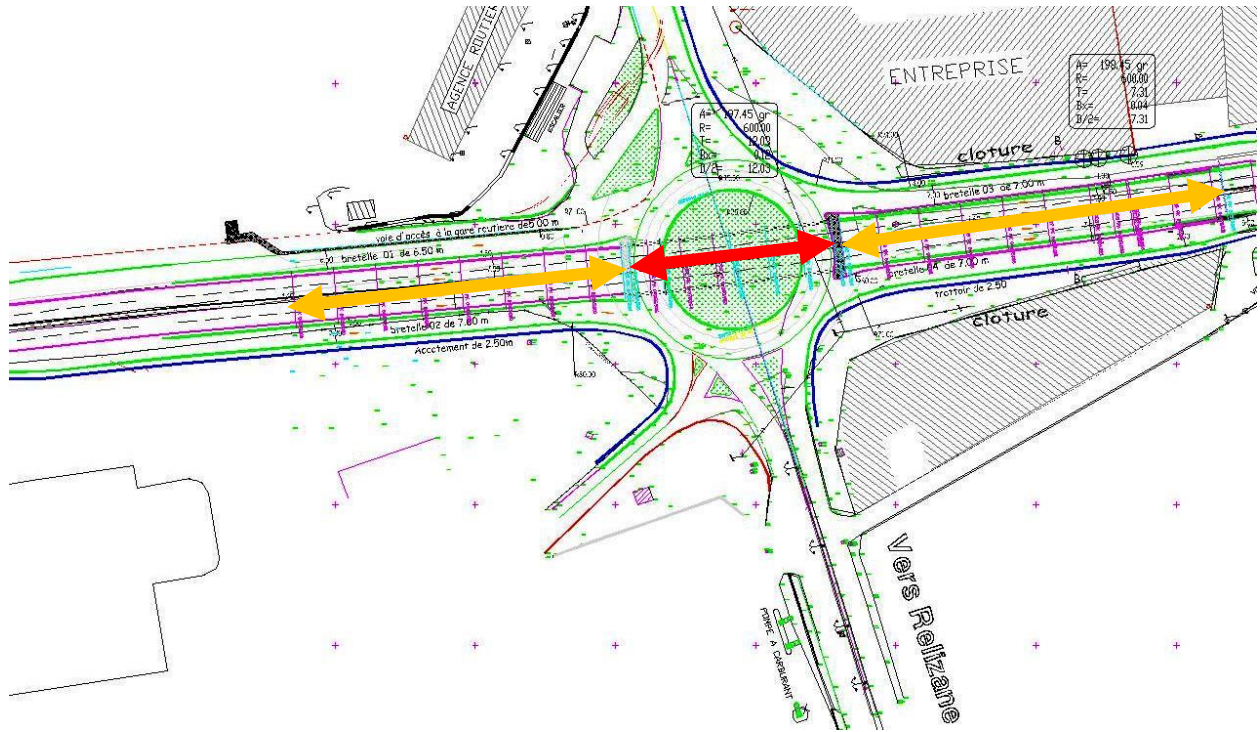


Figure I.7 : Plan d'ensemble [Covadis-Autocad 2008]

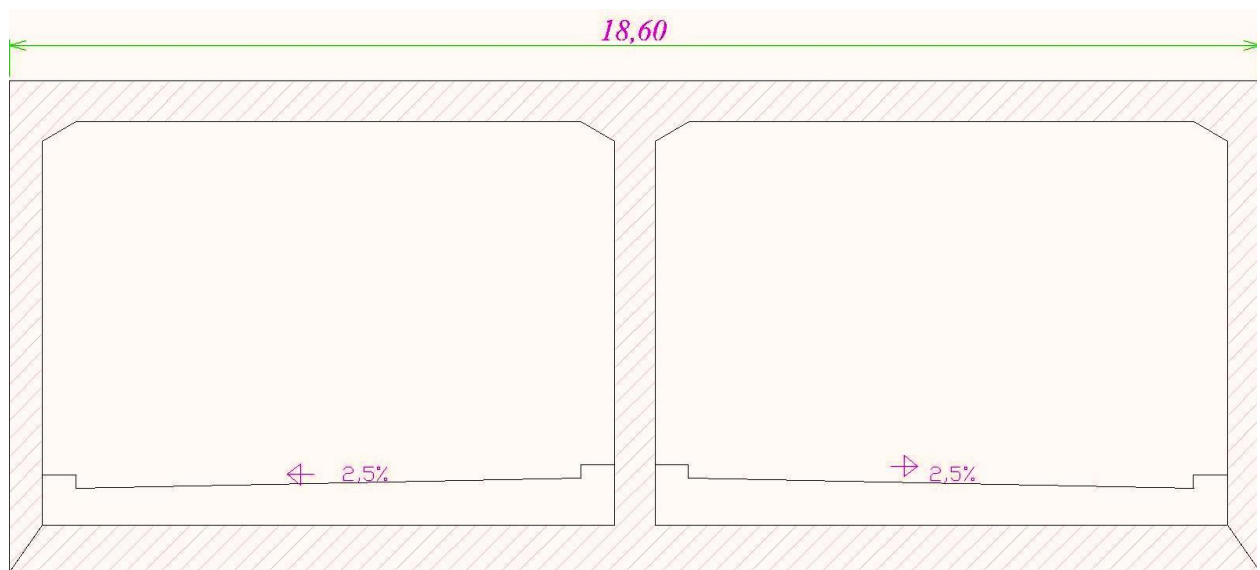


Figure I.8 : Cadre de la tranchée couverte [Autocad]

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET

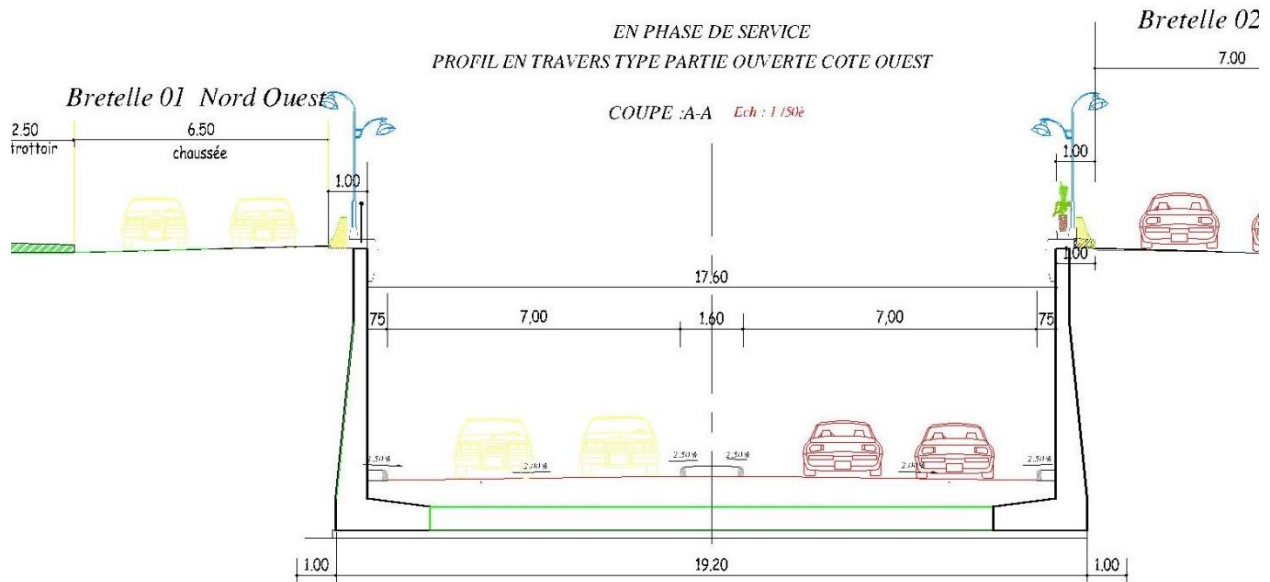


Figure I.9 : Profil en travers de la TO [Covadis-Autocad 2008]

I.3.2 Caractéristiques fonctionnelles

En surface de la trémie, il est prévue l'aménagement d'un giratoire qui doit permettre la circulation :

- Tous types de véhicules vers toutes les directions (MESRA-MOSTAGANEM VILLE-ORAN- PORT DE MOSTAGANEM), bref toutes les directions Est-Ouest, Nord –Sud.
- Des passages spécifiques pour piétons sont prévus pour accéder en particulier à la gare routière.

A l'intérieur, la trémie présente, une fois en service, un gabarit vertical routier normal de 5.25 m, qui permettra la circulation :

- Des véhicules légers et lourds.
- Les véhicules hors gabarit doivent utiliser le giratoire en surface de la trémie

Chapitre II

ÉTUDE GÉOTECHNIQUES

Chapitre II: ÉTUDE GÉOTECHNIQUES

II.1 INTRODUCTION

La campagne de reconnaissance géotechnique menée par INZAMAC Algérie a été sollicitée par COSIDER OUVRAGE D'ART, sur site dans le cadre de cette étude ; il estime selon la conception de l'ouvrage la contrainte admissible du sol de fondation et les tassements engendrés.

II.2 Travaux sur le terrain

La campagne de reconnaissance géotechnique in-situ de la trémie située à l'intersection de la RN 23 et du boulevard périphérique de Mostaganem a consisté en la réalisation de :

- Un (01) sondage carotté (SC-01) de 20m avec des essais SPT, équipé d'un piézomètre, avec prélèvement d'échantillons pour analyses en laboratoire.
- Deux (02) sondages pressiométriques destructifs (SP-01 et SP-02) de 20 m de profondeur pour chacun, avec essais chaque 2,0m.

La consistance de ce programme est la suivante :

Tableau II.1 : consistance des travaux de reconnaissance géotechnique in-situ

Travaux	Cordonnées	Linéaire (m)	Date de début	Date de fin
Sondages carottés (SC-01)	X=9941.6467 Y=4987.8768	20	14/05/2016	15/05/2016
Sondages pressiométriques (SP-01)	X=9908.6576 Y=4992.3808	20	16/05/2016	16/05/2016
Sondages pressiométriques (SP-02)	X= 9970.697 Y=4986.839	20	17/05/2016	17/05/2016

Plan d'ensemble d'implantation de sondage

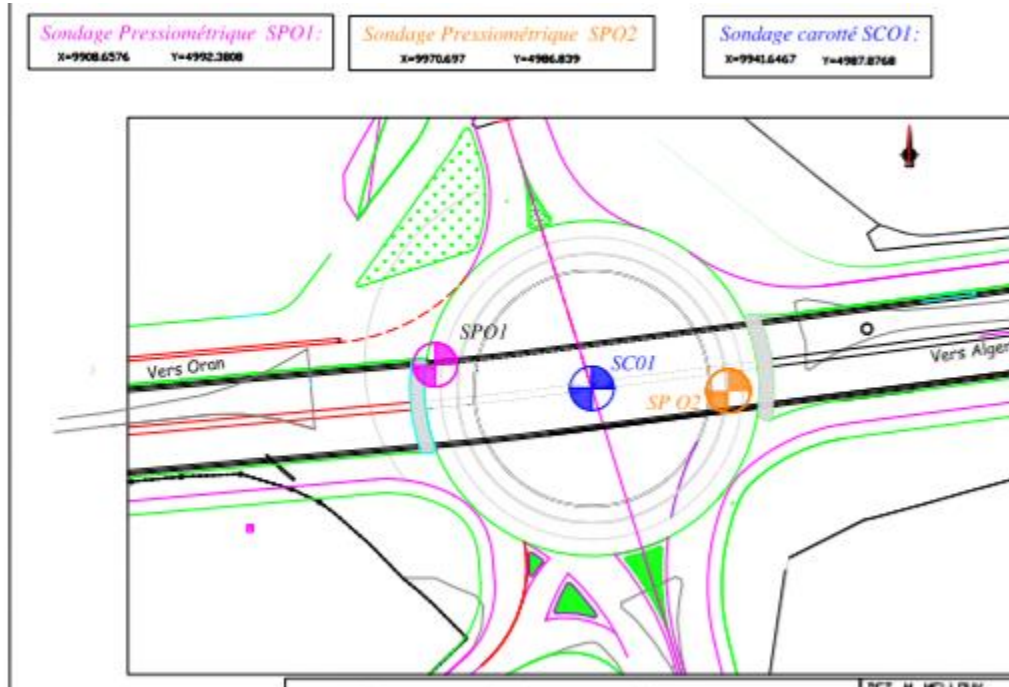


Figure II.1: Implantation des sondages in-situ [Covadis-Autocad 2008]

II.3 Les résultats et recommandations de la campagne géotechnique :

Dans le cadre du projet « Étude et conception de la trémie située à l'intersection de la RN 23 et du boulevard périphérique de Mostaganem.

L'étude géotechnique de l'assise pour la réalisation de cet ouvrage (Trémie N°3 carrefour RN23) se récapitule comme suit :

La lecture de la coupe du sondage carotté SC-01 réalisé dans le cadre de la présente campagne fait ressortir la lithologie suivante :

- 0,00 m – 0,25 m : Béton.
- 0,25 m – 2,00 m : Remblai avec un passage de grès entre 1,90 à 2,00m
- 2,00 m – 6,30 m : Sable moyen à fin broyé jaunâtre avec des fragments de grès et des précipitations carbonatées.
- 6,30 m – 7,00 m : Grès moyen jaunâtre récupéré en fragments.
- 7,00 m – 20,50 m : Sable moyen jaunâtre à brunâtre broyé avec des fragments de grès et des précipitations carbonatées.

CHAPITRE II : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES

Mise à part le remblai de surface, le sondage carotté réalisé fait ressortir un sol relativement homogène à prédominance de sable gréseux, plus ou moins consolidé et friable ; l'ensemble des résultats des essais In-situ (essais pressiométriques) et des essais en laboratoire réalisés dans le cadre de cette étude, mettant en évidence une bonne compacité du sol en place (en surface), nous conduit à proposer des **fondations de type superficiel** pour les appuis de l'ouvrage projeté. On optera par conséquent pour des semelles rectangulaires ou **radiers rigides en béton armé**.

- La contrainte admissible « q_{ad} » retenue pour le dimensionnement des fondations a été de **$q_{ad} = 5.00 \text{ bars}$**
- Les analyses chimiques montrent que les taux de sulfates sont faibles ($SO_4^{2-} < 0.6\%$), donc on est en présence d'un sol non agressif, d'après la Norme « NFP 18-011 », le sol est classé environnement faiblement agressif « A1 », d'où aucune disposition particulière n'est nécessaire lors de la confection du béton des fondations de l'ouvrage.

Selon le RPOA 2008 du Ministère des travaux publics, et en se basant sur les résultats des essais SPT et les résultats des essais pressiométriques, le sol du site étudié sera classé « Catégorie **S2** : Site ferme ».

Les remblais latéraux sont de qualité routière courante ou issue du site. Ils sont caractérisés par un angle de frottement interne $= 40^\circ$, et par une cohésion nulle.

Nos calculs sont effectués en considérant l'interaction sol-structure, entre l'ouvrage et les remblais latéraux. Celle-ci est modélisée à l'aide d'appuis élastiques (ressorts latéraux) positionnés aux nœuds de la structure. Nous considérons une valeur de la raideur horizontale des remblais, calculée en prenant en compte une valeur du module pressiométriques $E_M = 10.00 \text{ MPa}$.

Nous calculons la raideur horizontale k_h des remblais contigus et la raideur verticale k_v du sol de fondation, par essais en place, on se limite ici au seul essai au pressiomètre Ménard.

La formule donnant les valeurs de k_h et k_v :

$$\frac{1}{K} = \frac{\alpha B}{9E_A} \lambda_c + \frac{2B_0}{9E_B} \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad [\text{expression II.1}], (\text{Fascicule 62 tire V: 3.1. - Cas du sol homogène})$$

$E_A = E_B = E_M$: module pressiométrique

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (cf. annexe C.5., article 3.1.),

B : largeur de la fondation,

$B_0 = 0.60 \text{ m}$ est la largeur de référence.

λ_c, λ_d : paramètres géométriques sont en fonction du rapport L/B

CHAPITRE II : ÉTUDES GÉOTECHNIQUES

Certaines valeurs de λ_c , et λ_d sont données par le tableau suivant :

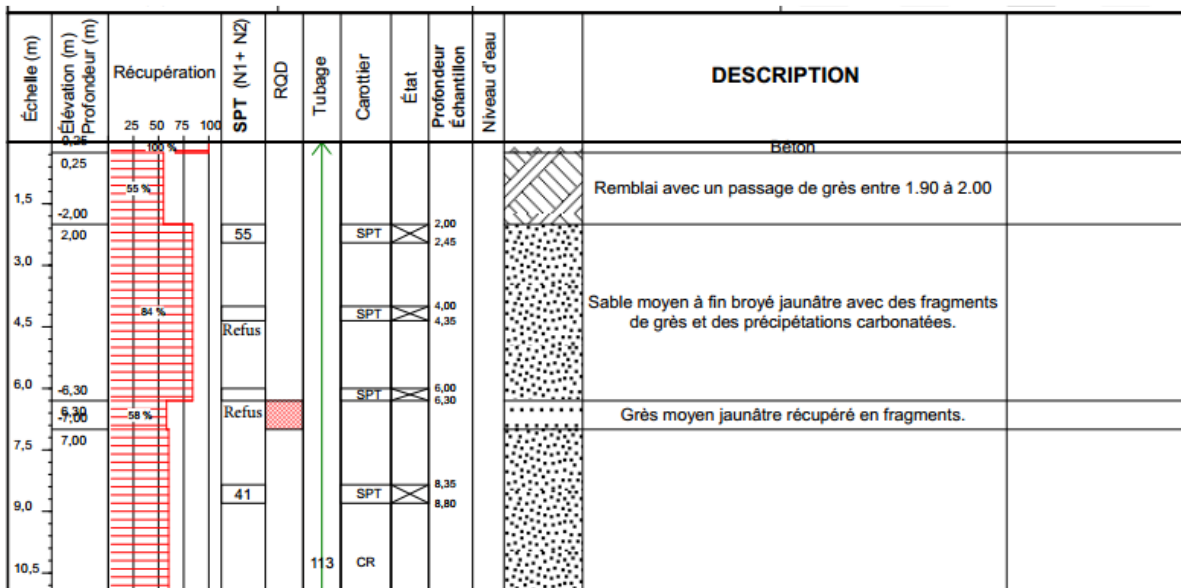
Tableau II.2 : Certaines valeurs de λ_c , et λ_d [Fascicule 62 titre V]

roche		1		2	3	5	20	
Type	α	L/B	cercle					
Très peu fracturé	2/3	λ_c	1	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
Normal	1/2	λ_d	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65
Très fracturé	1/3							
Très altéré	2/3							

Avec :

E module pressiométrique du sol et **Pl** pression limite.
 λ_c et λ_d = coefficients de forme, fonction du rapport L/B donnés ci-dessous.

Tableau II.3 : Coupe lithologique des caisses à carottes jusqu'à 10,50 m



II.3.1 Les données de rapport du sol :

- Poids volumique du sol $\gamma_h = 1,8 \text{ t / m}^3$
- Poids volumique du remblai d'apport : $\gamma = 1,85 \text{ t / m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 40^\circ$
- Coefficient de poussée des terres d'après des spécifications du SETRA

Sous poussée $K_a = 0,36$

- Le calcul de module de réaction verticale du sol d'assise, compte tenu de la nature du sol, est égal à :

$$K_v = 20\,000 \text{ t/m}^3,$$

Ses composantes horizontales sont égales au 1/3 de la réaction verticale soit :

$$K_h = 7000 \text{ t/m}^3.$$

II.4 Conclusion

Des dispositions à prendre :

Assurer une bonne imperméabilité du sol latéralement et en surface et sur toute l'assiette réservée à la construction de l'ouvrage afin d'éviter toutes infiltrations d'eau au niveau du sol de fondation et en contact prolongé de ce dernier avec l'eau, phénomène pouvant nuire à ses caractéristiques géotechniques et provoquer le lessivage du sable, et par conséquent des désordres de fondations sous charges.

Prévoir un bon système de récupération et de drainage des eaux de pluie qui arrivent en bas de la trémie.

Les semelles de support des murs de soutènement des deux côtés doivent être liaisonnées entre elles pour une bonne stabilité d'ensemble.

Chapitre III

CARACTERISTIQUES DES MATÉRIEAUX

Chapitre III: CARACTERISTIQUES DES MATÉRIEAUX

III.1 Introduction

Le béton armé est caractérisé par sa grande résistance à la compression et à la traction. Facile de mise en œuvre, c'est un matériau de choix pour la réalisation des ouvrages telle que la trémie.

Ce chapitre concerne l'étude réglementaire du matériau béton armé.

III.2 Réglementations appliquées :

Les normes et règlements applicables sont les normes algériennes, françaises, les Cahiers des Clauses Techniques Générales (CCTG), ainsi que les dossiers pilotes du SETRA.

Les textes et règlements principaux utilisés sont :

- Le CBA 93
- Le fascicule n° 62 titre V du CCTG : "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil",
- Le fascicule 61 titre I,
- BAEL 91 révisé 99,
- Le fascicule 61 titre II,
- Guide SETRA « Guide du projeteur Ouvrages d'Art – Ponts courants » janvier 1999,
- Le guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts,
- Règles parasismiques algériennes applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA2008),
- Règles définissant les charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des ponts-routes (RCPR2008)

III.3 Résistances caractéristiques des bétons

Compression

La résistance caractéristique à la compression du béton est égale à :

. Béton armé : $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

- La résistance caractéristique à la compression du béton obtenue à j jour, tel que

$j < 28$ jours, est donnée par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \dots \text{pour } f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Traction

-La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour est définie par :

$$f_{tj} = 0,60 + 0,06 \cdot f_{cj}$$

$$\text{Soit pour : } f_{c7} = 23 \text{ MPa} \rightarrow f_{t7} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,70 \text{ MPa}$$

-Le coefficient de poisson est égal à : $\mu = 0,20$ à E.L.S

$$\mu = 0,00 \text{ à E.L.U}$$

III.3.1 Déformation longitudinale du béton :

- Sous charges instantanées (< 24 h)

Pour les charges dont la durée d'application est inférieure à 24 heures telles que les charges routières, le module de déformation instantané du béton est :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Soit pour : } f_{c7} = 23 \text{ MPa} \rightarrow E_{i7} = 31282,54 \text{ MPa} = 31,28 \cdot 10^5 \text{ T/m}^2.$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow E_{j28} = 35981,73 \text{ MPa} = 35,98 \cdot 10^5 \text{ T/m}^2.$$

- Sous charges différées (de très longue durée) :

Pour les charges de longue durée (tel que le poids propre, superstructure), et pour tenir compte des effets du fluage, le module de déformation différé du béton est :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$\text{Soit pour : } f_{c7} = 23 \text{ MPa} \rightarrow E_{i7} = 10522,31 \text{ MPa} = 10,52 \cdot 10^5 \text{ T/m}^2.$$

$$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \rightarrow E_{j28} = 12102,95 \text{ MPa} = 12,10 \cdot 10^5 \text{ T/m}^2.$$

III.3.2 Contraintes admissibles du béton :

A l'état-limite de service, le béton comprimé est considéré comme un matériau élastique et linéaire.

-La contrainte de compression du béton est limitée en service à :

$$f_{bc} = 0,6 f_{cj} \text{ (Art. A.4.5,2):}$$

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATÉRIEAUX

Pour les justifications à l'ELS, la contrainte admissible en compression du béton est définie par :
 $f_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} = 21 \text{ MPa}$.

Sous sollicitations aux états limites ultimes (ELU) :

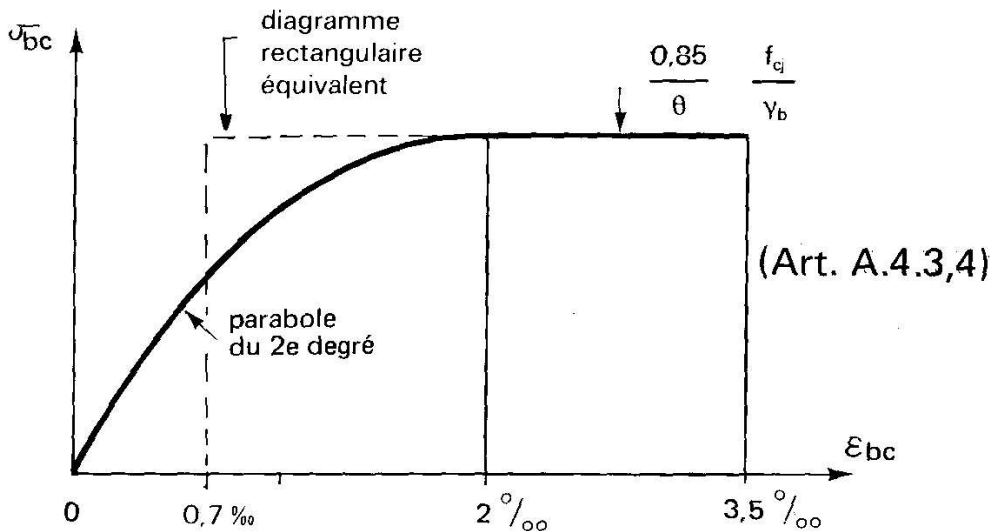


Fig. 1.3

Figure III.1: Diagramme rectangulaire de déformation du béton

Avec : $\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h

$\theta = 0,9$ si cette durée est comprise entre 1 h et 24h

$\theta = 0,85$ si elle est au plus égale à 1 h.

$\gamma_b = 1,5$ pour les sollicitations courantes

$\gamma_b = 1,15$ pour les sollicitations accidentelles

-Pour les justifications à l'ELU, la contrainte admissible en compression du béton:

Pour $\epsilon_{bc} \geq 2 \text{ ‰}$; $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_s} = 19,83 \text{ MPa}$.

Avec : $\gamma_s = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales.

Sous sollicitations aux états limites accidentelles

$f_{bu} = f_{c28}/1,3 = 26,92 \text{ MPa}$.

Aciers :

CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DES MATÉRIEAUX

Les aciers utilisés sont à haute adhérence de nuance Fe E 500 MPa

_ Sous ELS (états limites de service) : $f_e = 333$ MPa

_ Sous ELU (états limites ultimes) :

$\sigma_s = f_e/\gamma_s = 500/1,15 = 435$ MPa . . . cas durable

$\sigma_s = f_e/\gamma_s = 500/1,00 = 500$ MPa . . . cas accidentel

Avec : $\gamma_s = 1,15$ pour les combinaisons fondamentales.

$\gamma_s = 1,00$ pour les combinaisons accidentelles

Chapitre IV

PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES

Chapitre IV: PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

IV.1 Pré-dimensionnement des murs de soutènement (mur en L)

IV.2 Introduction

Dans le cadre de l'amélioration de la fluidité du trafic sur le boulevard périphérique de la ville de Mostaganem et en prévision de mise en service de la pénétrante autoroutière reliant l'autoroute est-ouest au port de Mostaganem, il est prévu la réalisation d'une trémie à l'intersection avec la RN23.

À ce titre, le présent chapitre porte sur la note de calcul qui a pour objet de justifier la conception, le coffrage et le ferrailage des différents murs de soutènement (désigné par le terme **MS**) retenant les parois des deux rampes d'accès de la trémie. Quant à l'étude de cette dernière, elle fait déjà l'objet d'une étude d'exécution.

Ainsi, à travers ce qui suit, il s'agit de scinder le mur de soutènement de la tranchée ouverte en trois catégories en fonction de leur hauteur. La classification de ces MS constitue ce qu'on appelle communément la partie ouverte (tranchée ouverte).

Ce pré-dimensionnement est par conséquent additif à celle de la tranchée couverte. Toutes les données de bases de calcul et la présentation des caractéristiques géométriques sont communes aux deux parties de la trémie.

IV.3 Présentation des ouvrages en tranchée ouverte :

Les deux rampes d'accès ont les parois retenues par des murs de soutènement de différentes hauteurs.

Ainsi, la tranchée ouverte côté ouest a une longueur développée totale de 209 ml et est composée des **MS** dont la hauteur varie entre 2,05 et 7,80 ml destinés à retenir les bretelles.

La tranchée ouverte côté est à une longueur développée totale est de 121,52 ml.

Ceci comprend trois (3) types de **MS** en fonction de leurs hauteurs, qui se présentent comme suit :

- MS du type 01 où la hauteur totale reste inférieure à 4,50 mètres.
- MS du type 02 où la hauteur varie entre 4,50 mètres et 6,50 mètres.

- MS du type 03 où la hauteur est comprise entre 6,50 mètres et 8,00 mètre au plus.

IV.4 Éléments de dimensionnement

IV.4.1 Dimensionnement des MS

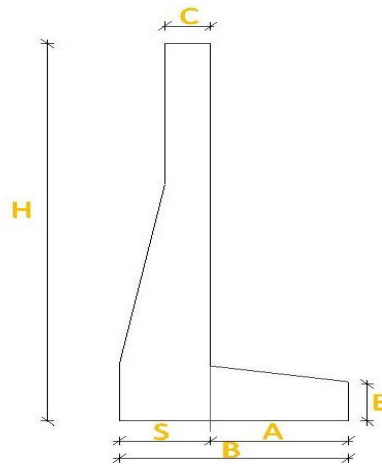


Figure IV.1: Mur de soutènement [Autocad 2018]

Couronnement C : $C = H / 24$ (Minimum) Selon SANGLERAT $C \leq 30$ cm (pour des raisons de sécurité en augmentant la rigidité du voile)

Selon SETRA $C_{\min} = 20$ cm pour $H \leq 6$ m

Selon SETRA $C_{\min} = 30$ cm pour $H > 6$ m

Épaisseur de la semelle E : (il faut arrondir pour des raisons de coffrage par 5 cm)

$$E \leq H/12$$

Largeur de la semelle B : $1/3 H \leq B \leq 2/3 H$

Largeur du patin avant A : $A = B/3$ ou soit $H/6 < A < 2/9 H$

Section du voile sur la semelle $S = H/12$

Mur de soutènement $H = 4.25$ m

Couronnement : $C = 4.25/24 = 0.17$ m $C = 0.40$ m

-Largeur de la semelle B:

$$8/2 \leq B \leq 2 \times 8/3 \text{ donc } (4.25/2 + 2/3 \times 4.25)/2$$

$B = 2.48$ m on prend $B = 2.20$ m

CHAPITRE IV : pré-dimensionnement des éléments

-Épaisseur de la semelle E :

$$E = H/12 = 0.35\text{m} \rightarrow E = 0.50\text{m}$$

Largeur du patin avant A:

$$A = B / 3 = 1.42 \text{ m} \rightarrow A = 1.80\text{m}$$

$$\text{Ou bien : } 1/6 \times H \leq A \leq 2/9 \times H \rightarrow 0.71 \leq A \leq 0.94$$

Section du voile sur la semelle :

$$S = H/12 = 0,36 \text{ m} \rightarrow S = 0.40\text{m}.$$

Tableau IV.1: récapitulatif des dimensions de MS1

H (m)	C (cm)	E (cm)	B (m)	A (m)	S (cm)
4.25	0.40	0.50	2.20	1.80	0.40

Mur de soutènement H= 6.5m

$$\text{Couronnement : } C = 6.5 / 24 = 0.27\text{m} \quad C = 0.40 \text{ m}$$

-Largeur de la semelle B:

$$8/2 \leq B \leq 2 \times 8/3 \text{ donc } (6.5/2 + 2/3 \times 6.5)/2$$

$$B = 3.79 \text{ m on prend } B = 2.50\text{m}$$

-Épaisseur de la semelle E :

$$E = H/12 = 0.54\text{m} \rightarrow E = 0.50\text{m}$$

$$A = B / 3 = 2.17 \text{ m} \rightarrow A = 1.80\text{m}.$$

Section du voile sur la semelle :

$$S = H/12 = 0,54 \text{ m} \rightarrow S = 0.70\text{m}.$$

Tableau IV.2: récapitulatif des dimensions de MS2

H (m)	C (cm)	E (cm)	B (m)	A (m)	S (cm)
6.5	0.40	0.50	2.50	1.80	0.70

Mur de soutènement H= 8m

$$\text{Couronnement : } C = 8 / 24 = 0.33\text{m} \quad C = 0.40 \text{ m}$$

-Largeur de la semelle B:

$$8/2 \leq B \leq 2 \times 8/3 \text{ donc } (8/2 + 2/3 \times 8)/2$$

$$B = 4.67 \text{ m on prend } B = 2.60\text{m}$$

CHAPITRE IV : pré-dimensionnement des éléments

-Épaisseur de la semelle E :

$$E = H/12 = 0.67\text{m} \rightarrow E = 0.60\text{m}$$

-Largeur du patin avant A:

$$A = B / 3 = 2.67 \text{ m} \rightarrow A = 1.80\text{m}$$

$$\text{Ou bien : } 1/6 \times H \leq A \leq 2/9 \times H \rightarrow 1.33 \leq A \leq 1.77.$$

Section du voile sur la semelle :

$$S = H/12 = 0,67 \text{ m} \rightarrow S = 0.80\text{m}.$$

Tableau IV.3: récapitulatif des dimensions de MS3

H (m)	C (cm)	E (cm)	B (m)	A (m)	S (cm)
8.0	0.40	0.60	2.60	1.80	0.80

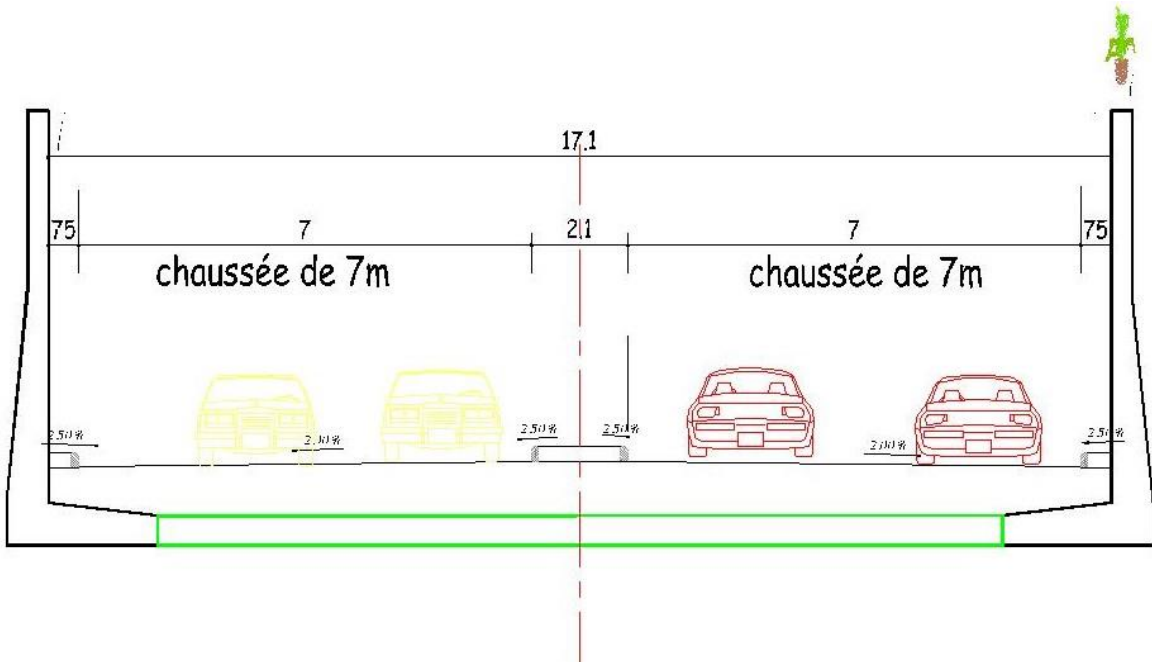


Figure IV.2: coupe transversale de la structure ouverte

IV.4.2 Dimensionnement du cadre (Tranchée couverte)

Description

Ce pré-dimensionnement se base sur des normes déjà établies et publiées par le SETRA pour la détermination des dimensions économiques des ouvrages d'art dits courants.

La tranchée couverte est située entre les 25 PK 0+357,561 et 32 PK 0+436,554 et sa longueur totale est de 79 ml.

Traverses, pile voile et piédroits : l'épaisseur de la traverse supérieure peut être déterminée par la formule suivante, où l désigne l'ouverture de l'ouvrage.

$$e = \frac{l}{32} + 0,125 \text{ (selon les abaques des piédroits et traverses inférieures).}$$

On prend $e=60\text{cm}$ pour les traverses, pour le radier $e=70\text{cm}$ et 50 cm pour les piédroits

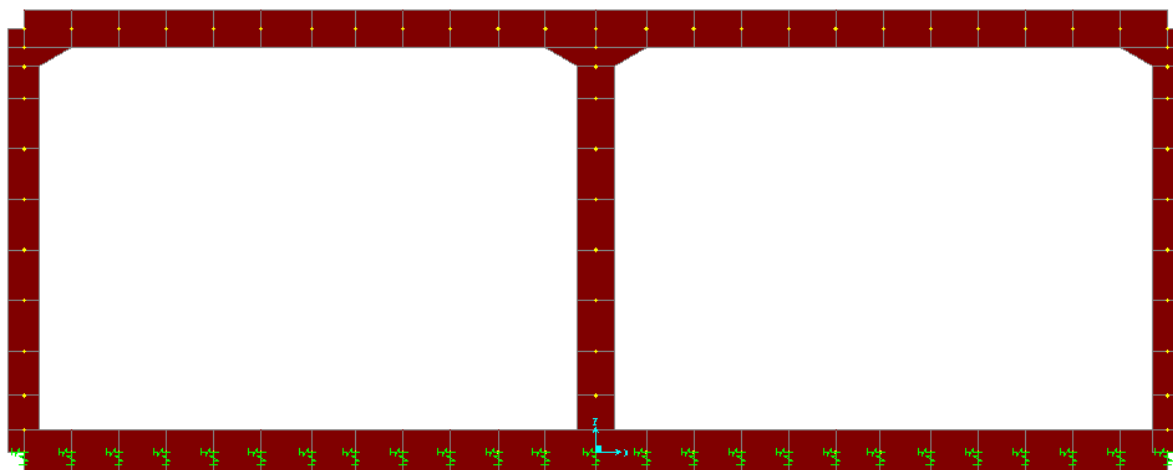


Figure IV.3:cadre fermé(SAP2000)

IV.4.3 Goussets :

Les goussets sont destinés à améliorer l'encastrement des traverses sur les piédroits, à résorber les concentrations des contraintes et à atténuer les effets des pics de moments.

Ils améliorent de plus l'esthétique des ouvrages en rendant plus perceptible leur fonctionnement, surtout pour les portées importantes.

D'un point de vue mécanique, les dimensions minimales données par le tableau suivant sont fortement conseillées sachant, qu'en pratique, il est généralement préférable que la longueur soit supérieure à la hauteur.

CHAPITRE IV : pré-dimensionnement des éléments

Tableau IV.4: les valeurs de la section des goussets

Ouverture	Goussets supérieurs	Goussets inférieurs
< 2 m	0,20×0,20 ou chanfrein	0,20×0,20 ou chanfrein
2 à 4 m	0,20×0,20 à 0,30×0,30	0,20×0,20 à 0,30×0,30
> 4 m	0,30×0,30 à 0,40×0,40	0,30×0,40 à 0,40×0,40

Nous avons donc pris 0,30×0,80 comme valeur des goussets (voir Figure IV.4:cadre fermé)

IV.5 Conclusion :

D'après ces calculs, on peut conclure que les caractéristiques techniques attribuées aux différents éléments structuraux de la trémie à savoir les piédroits, la pile voile, les traverses supérieures et les traverses inférieures, s'accrochent avec les résultats obtenus.

Pour les cas traités, il n'est pas nécessaire de vérifier la stabilité des éléments à la poussée des terres et aux différentes charges d'exploitation durant la mise en œuvre.

La stabilité d'un mur à semelle avant (L) repose sur son poids (A.GUERRIN), le fait que ce dernier soit relié par un radier, les efforts verticaux stabilisateurs sont réduits et donc le mur est du type épais.

Le calcul de la semelle n'offre aucune difficulté pas plus que l'organisation du ferrailage.

Les MS et le radier travaillent comme un seul élément :

- Deux éléments en <L> liés par un radier donnent une forme de <U> dont les forces exercées sur les parois sont symétriques.

Chapitre V

CACULS DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Chapitre V: CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

V.1 La tranchée ouverte

V.2 Introduction

Le présent chapitre a pour but de déterminer les différentes charges et surcharges afin de les appliquer à notre structure (MS)

V.3 Les charges appliquées :

Remblai sur radier : de hauteur variable inférieur à 1 m, $Q=2,00t/m^2$

Système A : on applique la formule de (RCPR2008)

$$A(l)=0,23+\frac{36}{l+12} [t/m^2] \quad [IV.3]$$

Coefficient de poussée des terres d'après les spécifications du SETRA :

- Poussées des terres : $K_a = 0,36$

Définition des charges appliquées sur la tranchée ouverte :

PP : poids propre trame (mur + radier)

PPR : poids propre de remblai sur le radier

Schg A(l) : action due aux surcharges routières système A (sur le radier)

Pt : poussées des terres appliquées sur les murs

Ptg : poussées des terres appliquées sur les murs côté gauche

Ptd : poussées des terres appliquées sur les murs côté droit

Pschg : poussées dues aux surcharges appliquées sur la trémie

Pschg : poussées dues aux surcharges appliquées sur le mur côté gauche

Pschd : poussées dues aux surcharges appliquées sur le mur côté droit

HA(l) : force de freinage due au système A

Pdy : La poussée dynamique s'exerce sur un écran

Pséisg : poussées sismiques appliquées sur la trémie côté gauche

Pséisd : poussées sismiques appliquées sur la trémie côté droit

SPECTRE : réponse spectrale

V.4 Modélisation des structures (MS) de l'ouvrage et calcul des sollicitations

V.4.1 Logiciel

Le logiciel de calcul utilisé est le SAP2000 version 9. (Calcul et vérification des contraintes et de ferrailage)

La structure des tranchées ouvertes et couverte a été analysée pour une longueur d'1 ml. Le modèle d'éléments finis a été utilisé comme modèle de cadre. Les propriétés de la section différente du pont sont appliquées au modèle. Les différentes propriétés des matériaux des ponts, murs et fondations sont également appliquées au modèle. Les réactions verticales du sol sont modélisées comme ressort linéaire.

Les chargements sont appliqués en tant que charge ponctuelle, charge uniforme et charge trapézoïdale.

Les combinaisons sont appliquées comme le montre le rapport (voir le tableau des combinaisons...).

La méthode d'analyse linéaire est utilisée. Le modèle 2D est préparé pour le modèle de cadre. Les résultats sont obtenus à partir de l'analyse d'une longueur d'1 ml. Les résultats défavorables des combinaisons sont indiqués dans le rapport(...). Les résultats les plus défavorables (résultats de l'enveloppe) sont automatiquement calculés par le SAP2000.

Les sections sont conçues manuellement selon les résultats d'analyse. Eurocode-2 est utilisé comme critères de conception.

Les murs de soutènement (MS)

À titre de rappel, les MS (murs de soutènement) sont scindés en trois (3) modèles

- MS du type 01 où la hauteur totale reste inférieure à 4,25 mètres.
- MS du type 02 où la hauteur varie entre 4,25 et 6,50 mètres.
- MS du type 03 où la hauteur est comprise entre 6,50 et 8,00 mètres au plus.

L'ouvrage a été modélisé en trois dimensions avec le logiciel SAP2000.v9 par élément Shell reposant sur des appuis élastiques.

Calcul des sollicitations

Les résultats des calculs servant au dimensionnement et à la justification du ferrailage sont représentés par les tableaux récapitulatifs.

Pour faciliter l'exécution de l'ouvrage, il a été retenu que les sections de ferrailage principal soient identiques pour chaque type de MS quelle que soit la hauteur.

Justification de la structure.

Les justifications de la structure en béton armé sont menées selon les règles du CBR93 et de BAEL91 révisé 99

Les justifications de la structure se feront en considérant la fissuration préjudiciable.

Valeurs admissibles

Contrainte de compression admissible du béton à l'ELS :

À l'ELS, on doit vérifier que la contrainte du béton ne dépasse pas : $\sigma_s \leq 0,60 * f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 35$ MPa on a $\sigma_{ad} = 21$ MPa

Contrainte de compression admissible du béton à l'ELA :

À l'ELS, on doit vérifier que :

$\sigma_{bu} = f_{c28}/1,3$ pour $f_{c28} = 35$ MPa $\sigma_{bu} = 26,92$ MPa

Contrainte au cisaillement admissible

La vérification de l'effort tranchant se fait à l'ELU tenant compte de la relation suivante :

Pour $f_{c28} = 35$ MPa $\tau = \frac{V_u}{b*d} \leq \tau = \min\left[\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right]$ MPa = **1,63 MPa**

Vérification de la portance du sol :

La contrainte admissible avancée dans le rapport géotechnique est de 5 bars

Mur type 01 : H=4,25m

Les réactions maximales sont données par le tableau suivant :

Tableau V.1 : Les réactions maximales (H=4,25m)

Table :joint reation								
joint	Output case	Case type	F ₁	F ₂	F ₃	M ₁	M ₂	M ₃
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
8	ELS3 R+Rb	Combination	2,013E-13	-1,25E-14	4,3916	0	0	0
8	ELU R+Rb+SchgA(l)	Combination	2,713E-13	-1,25E-14	5,7357	0	0	0
258	S3 R+SchgA(l)	Combination Max	0,2998	0,3008	5,3105	0	0	0

D'où la contrainte Maximale pour un maillage de 0,75*0,60 est :

$$\bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} \text{ [IV.5]}$$

Les contraintes correspondantes :

$$\text{ELS : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{4,39}{0,75*0,60} = 9,77 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELU : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{5,73}{0,75*0,60} = 12,73 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELA : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{5,31}{0,75*0,60} = 11,8 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma} = 0,977 \text{ bars} < \sigma_{ad} = 5 \text{ bars}$$

Conclusion : la contrainte maximale calculée sous mur type 01 est inférieure à la contrainte admissible du rapport géotechnique.

Mur type 02 : H=6,50 m

Les réactions maximales sont données par le tableau suivant :

Tableau V.2: Les réactions maximales (H=6,50m)

Table : joint reation								
joint	Output case	Case type	F ₁	F ₂	F ₃	M ₁	M ₂	M ₃
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf -m	Tonf-m	Tonf- m
8	ELS3 R+Rb+schgA(l)	Combination	0,0112	3,567E-14	7,629	0	0	0
8	ELU R+Rb+SchgA(l)	Combination	0,0152	4,793E-14	10,1098	0	0	0
258	S3 R+SchgA(l)	Combination Max	0,2254	0,1012	12,0506	0	0	0

D'où la contrainte Maximale pour un maillage de 0,75*0,60 est :

$$\bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} \text{ (sigma barre) [IV.5]}$$

Les contraintes correspondantes :

$$\text{ELS : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{7,63}{0,75*0,60} = 16,95 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELU : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{10,11}{0,75*0,60} = 22,46 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELA : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{12,05}{0,75*0,60} = 26,78 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma} = 1,69 \text{ bars} < \sigma_{ad} = 5 \text{ bars}$$

Conclusion : la contrainte maximale calculée sous mur type 02 est inférieure à la contrainte admissible du rapport géotechnique.

Mur type 02 : H=8,00 m

Les réactions maximales sont données par le tableau suivant :

Tableau V.3: Les réactions maximales (H=8,00m)

Table : joint reation								
joint	Output case	Case type	F ₁	F ₂	F ₃	M ₁	M ₂	M ₃
Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf -m	Tonf- m	Tonf- m
8	ELS3 R+Rb+schgA(l)	Combination	-8,181 E-14	2,183E-13	10,0277	0	0	0
8	ELU R+Rb+SchgA(l)	Combination	-1,104 E-13	2,945E-13	13,326	0	0	0
258	S3 R+SchgA(l)	Combination Max	0,2864	0,0608	17,2205	0	0	0

D'où la contrainte Maximale pour un maillage de 0,75*0,60 est :

$$\bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} \text{ (sigma barre) [IV.5]}$$

Les contraintes correspondantes :

$$\text{ELS : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{10,03}{0,75*0,60} = 22,29 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELU : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{13,33}{0,75*0,60} = 29,62 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELA : } \bar{\sigma} = \frac{R_{max}}{A} = \frac{17,22}{0,75*0,60} = 38,27 \text{ t/m}^2$$

$$\bar{\sigma} = 2,23 \text{ bars} < \sigma_{ad} = 5 \text{ bars}$$

Conclusion : la contrainte maximale calculée sous mur type 03 est inférieure à la contrainte admissible du rapport géotechnique.

V.4.2 Modélisation de la structure MS type « 01 » H=4.25 m

-Épaisseur constante du radier : 50 cm

-Épaisseur constante des voiles : 40 cm

Évolution des efforts :

Remblai sur radier : de hauteur variable inférieure à 1 m, $Q=2,00t/m^2$

Système A : on applique la formule de (RCPR2008)

$$A(l)=0,23+\frac{36}{l+12} [t/m^2] \text{ [IV.3]}$$

La surcharge de calcul sera déterminée par l'expression : $Q=a_1 \times a_2 \times A(l)$

La trémie est de première classe : $a_1=1,00$ et $a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3,5} = 1,00$

$$L=12 \text{ m on a : } A(l)=0,23+\frac{36}{12+12}=1,73 \text{ t/m}^2 \rightarrow \mathbf{Q=1,73 \text{ t/m}^2}$$

Force de freinage due au système A

$$H_{A(l)} = \frac{1}{20+0,0035.S} = \frac{1}{20+0,0035 \times 12 \times 2} = 0,05 \text{ tf/m}^2$$

Les forces des poussées :

La répartition selon l'axe z est donnée par la formule :

$$F(z)=Ax+By+Cz+D \text{ [IV.4]}$$

Pour $z=4,00\text{m}$ (feuillelet moyen) $\rightarrow f(z) = 0$ (poussée nulle) $F(z) = 4,00 C + D = 0$ (1)

$$F(z) = \gamma \times z \times k_a = 1,8 \times 4,00 \times 0,36 = 2,592 \text{ tf/m}^2 = D$$
 (2)

$$\text{On pose } \begin{cases} 0 = 4,00 C + D \\ 2,592 = D \end{cases} \text{ d'où } C = -0,648 \text{ m}$$

$$F(z) = -0,648z + 2,592$$

D : la hauteur où la charge commence

C : est la variation de charge le long de l'axe z.

La poussée due à la surcharge de remblai

Cette surcharge de remblai provoque une poussée uniforme de

SchGR = $\gamma \times h_m = 1,8 \times 1,00 = 1,8 \text{ tf/m}^2$ appliquée sur les parois verticales des murs avec le signe correspondant

La poussée due à la surcharge A(l)

$$\mathbf{Schg} = Q \times K_a = 1,00 \times 0,36 = 0,36 \text{ tf/m}^2$$

Séisme :

Les données de séisme sont conformes à la règle de projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA2008).

Classification de l'ouvrage : Groupe 2

Zone sismique de Mostaganem : II_a

Coefficient d'accélération de zone : A=0,20

Sollicitations verticales et horizontales dues au séisme

L'effet du séisme vis-à-vis du poids propre de la structure est pris en compte directement par le logiciel SAP2000

La poussée dynamique s'exerce sur un écran de hauteur H :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times [(1 \pm K_v) \times K_{ad}] (\dots)$$

γ : poids volumique de sol = 1,8 t/m³

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique active

$$K_h = 0,20$$

$$K_v = 0,3 K_h$$

K_{ad} : coefficient de poussée statique active Mononobé-Okabe donne

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \times [1 + \frac{\sin \theta \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}]^2}$$

ϕ : Angle de frottement interne du sol d'apport pris égal à 28° pour $K_a = 0,36$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{k_v} = 10,68^\circ$$

$$k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,36$$

$$K_{ad} = 0,498$$

D'où pour H=4,00 m $F_{ad \text{ max}} = 7,60 \text{ t/ml}$, soit 1,90 t/m² répartie uniformément sur un mur de hauteur H=4,00 m.

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tableaux récapitulatifs des efforts issus des calculs :

Efforts dans les voiles du MS type « 01 » H=4.25 m

Efforts dans le radier :

Tableau V.4 : effort dans le radier type « 01 » H=4.25 m

Etat limit	Position	Mt=M11>0 longitudinal	Mt=M11<0 longitudinal	Mt=M22>0 transversal	Mt=M22<0 transversal	Effort tranchant
ELS	En travée	0,089	-0,462	0,386	-0,092	0,69
	Encastrement avec le mur	11,763	-0,310	2,475	-0,294	9,284
ELU	En travée	0,115	-0,628	0,490	-0,126	0,888
	Encastrement avec le mur	15,881	-0,425	3,325	-0,396	12,514
ELA	En travée	0,080	-0,954	0,261	-0,193	0,613
	Encastrement avec le mur	23,129	-1,220	4,621	-0,551	17,912

Efforts dans les voiles du MS type « 01 » H=4.25 m

Partie sup : partie de murs d'épaisseur constante (40cm)

Partie inf : à l'encastrement.

Tableau V.5: effort dans les voiles du MS type « 01 »

Position	Mt=M11>0 longitudinal	Mt=M11<0 longitudinal	Mt=M22>0 transversal	Mt=M22<0 transversal	Effort tranchant	Effort normal
Partie sup	0,324	-0,131	1,594	-0,044	1,902	1,583
Partie inf	2,043	/	10,479	/	6,714	4,853
Partie sup	0,437	-0,177	2,152	-0,059	2,568	2,139
Partie inf	2,758	/	14,139	/	9,061	6,561
Partie sup	0,864	-0,328	4,327	-0,388	4,336	1,909
Partie inf	4,096	/	20,832	/	12,329	8,807

Tableau V.6: ferrailage le voile du MS type « 01 » (Partie inf : à l'encastrement)

Etat limit	Position	M _{max}	N _{correspondent}	N _{max}	M _{correspondent}
ELS	Partie sup	1,594	1,407	1,583	0,664
	Partie inf	10,479	1,033	4,853	9,848
ELU	Partie sup	2,152	1,892	2,139	0,897
	Partie inf	14,139	1,232	6,561	9,003
ELA	Partie sup	4,327	0,888	1,909	-0,220
	Partie inf	20,832	-7,846	8,807	-1,166

Justifications de la structure à l'ELS

Les Justifications de la structure en béton armé sont menées selon les règles du BEAL 91 révisées 99.

On vérifie que la contrainte du béton ne dépasse pas : $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa} = 3500 \text{ t/m}^2$ on a $\bar{\sigma} = 21 \text{ MPa} = 2100 \text{ t/m}^2$

Au niveau des murs $\bar{\sigma}_{\max} = 3,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\bar{\sigma}_{\max} = 2,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Calcul des flèches

Au niveau des murs $Y_{\max} = 0,933 \text{ cm}$

Au niveau du radier $Y_{\max} = 0,0238 \text{ cm}$

Justification de la structure à l'ELU

Contrainte de cisaillement admissible

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ $\tau = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \tau = \min\left[\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma b}; 4\right] \text{ MPa} = \mathbf{1,63 \text{ MPa}}$

Au niveau des murs $\tau = \frac{9,061}{1 \times 0,9 \times 0,4} \times 10^{-2} = 0,25 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\tau = \frac{12,514}{1 \times 0,9 \times 0,5} \times 10^{-2} = 0,28 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$

Justification de la structure à l'ELA

Le cas accidentel considéré est la vérification au séisme.

Valeurs admissibles de contraintes de compression admissibles du béton à l'ELA

À ELA on doit vérifier que :

$$f_{bu} = \frac{f_{c28}}{1,3}$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ on a $\bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa} = 2692 \text{ t/m}^2$

Au niveau des murs $\bar{\sigma}_{\max} = 7,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\bar{\sigma}_{\max} = 5,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$

Ferraillage du radier : (ms type 01)

En travée :

- Calcul de Section en Flexion Simple

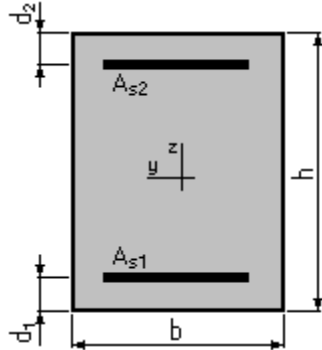
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 50,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

Moments appliqués:

	Mmax (kN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1,15	-6,28
Etat Limite de Service	0,99	-4,62
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,80	-9,54

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

4 Résultats

Section d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum $A_{s \text{ max}} = 112,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique $\rho = 0,56(\%)$	
Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (}\%)$	Minimum $\rho_{\text{max}} = 2,25 \text{ (}\%)$

Analyse par Cas:

Cas ELU : $M_{\text{max}} = 1,15 \text{ (kN.m)}$ $M_{\text{min}} = -6,28 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité: 38,28 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3,9 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 43,4 \text{ (cm)}$
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,94 \text{ (}\%)$
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (}\%)$
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas EL : $M_{\text{max}} = 0,89 \text{ (kN.m)}$ $M_{\text{min}} = -4,62 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité: 28,14
Position de l'axe neutre: $y = 10,5 \text{ (cm)}$
Bras de levier: $Z = 41,5 \text{ (cm)}$
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,1 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 1,2 \text{ (MPa)}$
Comprimée: $\sigma_s' = 1,2 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Cas ELA $M_{\max} = 0,80$ (kN.m) $M_{\min} = -9,54$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 29,14 Pivot: A

Position de l'axe neutre : $y = 3,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,84$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Ferraillage retenu du radier en section médiane:

Ferraillage inférieure

Ferraillage principal : inférieur T20 (e = 15 cm)

Armature de répartition ; T16 (e = 15 cm)

Ferraillage Supérieur

Ferraillage principal T16 (e = 15 cm)

Armatures de répartition : T14 (e = 15 cm).

A l'encastrement avec le voile

A l'encastrement avec le mur:

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

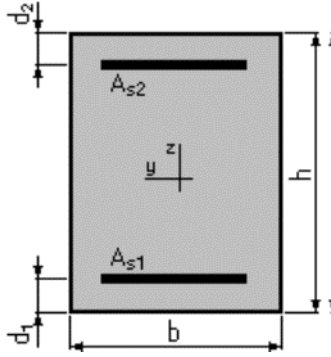
Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section :

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

Moments appliqués:

	Mmax (kN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	158,91	-4,25
Etat Limite de Service	117,63	-3,10
Etat Limite Ultime (Accidentel)	231,29	-12,20

4 Résultats

Section d'Acier :

Section théorique $As_1 = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $As_2 = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As_{min} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $As_{max} = 112,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,56(\%)$

Minimum $\rho_{min} = 0,28 (\%)$

Minimum $\rho_{max} = 2,25 (\%)$

Analyse par Cas:

Cas ELU : $M_{max} = 158,81 \text{ (kN.m)}$

$M_{min} = -4,25 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1,51

Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 43,4 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,94 (\%)$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 (\%)$

Contrainte de l'acier:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas EL : $M_{\max} = 117,63$ (kN.m) $M_{\min} = -3,10$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,11

Position de l'axe neutre: $y = 10,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,1$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 0,8$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 231,29$ (kN.m) $M_{\min} = -12,20$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,20 Pivot: A

Position de l'axe neutre : $y = 3,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 43,6$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,84$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Ferraillage retenu du radier à l'encastrement avec le voile

Ferraillage inférieure

-Ferraillage principal t inférieur T20 (e= 15 cm)

- Armature de répartitions : T16 (e=15cm)

Ferraillage Supérieur;

- ferraillage principal : T20(e=15cm)

- Armatures de répartitions : T14(e=15cm)

Ferraillage du voile MS type « 01 »

Section médiane du voile (autre que l'encastrement)

Calcul de Section en Flexion Composée

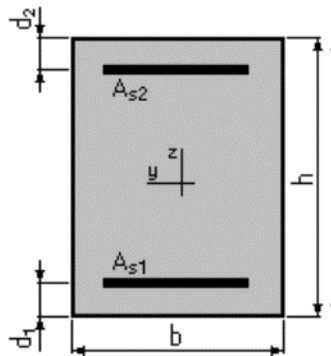
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN.m)
1	ELU	19,92	21,52
2	ELU	21,39	8,97
3	ELS	14,07	15,94
4	ELS	15,93	6,64
5	ELA	8,88	43,27
6	ELA	19,09	-2,20

4. Résultats:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Section théorique	$As_1 = 9,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$As_2 = 9,8 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$As_{\min} = 19,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$As_{\max} = 87,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,56\%$	Minimum	$\rho_{\min} = 2,19\%$
	Maximum $\rho_{\max} = 0,28\%$		

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 18,92 \text{ (kN)}$ $M = 21,52 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 8,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 33,4 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,30 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU $N = 21,39 \text{ (kN)}$ $M = 8,97 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 26,48 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 32,6 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,02 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$ comprimée: $\sigma_s' = 60,5 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELS $N = 14,07 \text{ (kN)}$ $M = 15,94 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 5,70

Position de l'axe neutre: $y = 9,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 31,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tendue: $\sigma_s = 5,5$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_b' = 6,5$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS $N = 15,83$ (kN) $M = 6,64$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 18,51
Position de l'axe neutre: $Y = 11,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 31,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 1,9$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_s' = 3,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5. Type ELA $N = 8,88$ (kN) $M = 43,27$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 4,08 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,8$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,97$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 19,09$ (kN) $M = -2,20$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 286,61 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 25,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 24,9$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,34$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tendue: $\sigma_s = 267,1$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Ferraillages voile coté remblai et coté parement vu

- Ferraillage principal vertical T16 (e=15cm)

Ferraillage horizontal de répartitions

- coté Remblai T14 (e=15cm)

- coté Parement vu T12 (e=15cm)

b) Ferraillage du voile à l'encastrement avec le radier

Calcul de Section en Flexion Composée

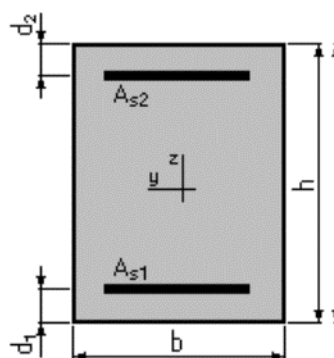
1. Hypothèses:

Béton: $1c28 = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN.m)
1	ELU	12,32	141,39
2	ELU	65,61	90,03

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

3	ELS	10,33	104,79
4	ELS	48,53	98,48
5	ELA	-78,46	208,32
6	ELA	88,07	-11,66

4. Résultats:

Section théorique	As ₁ = 13,1 (cm ²)	Section théorique	As ₂ = 9,8 (cm ²)
Section minimum	As min = 19,6 (cm ²)	Section maximum	As max = 87,5 (cm ²)
Théorique	ρ = 0,65(%)		
	Maximum ρ _{max} = 0,28 (%)		Minimum ρ _{min} = 2,19 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU N = 12,32 (kN) M = 141,39 (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,38 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,1 (cm)

Bras de levier: Z = 33,4 (cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 1,31 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N 2: Type ELU N = 65,61 (kN) M = 90,03 (kN.m)

Coefficient de sécurité: 2,41 Pivot: A

Position de l'axe neutre: y = 4,7 (cm)

Bras de levier: Z = 33,1 (cm)

Déformation de l'acier: ε_s = 10,00 (‰)

Déformation du béton: ε_b = 1,55 (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: σ_s = 434,8 (MPa)

Cas N° 3. Type ELS N = 10,33 (kN) M = 104,79 (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: y = 9,5 (cm)

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Bras de levier: $Z = 31,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_b' = 43,9$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS $N = 48,53$ (kN) $M = 98,48$ (kN.m)
Coefficient de sécurité: $1,13$
Position de l'axe neutre: $Y = 10,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 31,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,9$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 220,4$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_s' = 44,0$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5. Type ELA $N = -78,46$ (kN) $M = 208,32$ (kN.m)
Coefficient de sécurité: $1,00$ Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,7$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,04$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 88,07$ (kN) $M = -11,66$ (kN.m)
Coefficient de sécurité: $57,12$ Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 22,9$ (cm)

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Bras de levier: $Z = 25,8$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,85$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 369,7$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Ferrailage final type du voile du MS Type « 01 »

- à l'encastrement avec le radier comme en section courante

1. coté remblai :

- ferrailage vertical: T16 (e=15 cm)

- Ferrailage horizontal : T14 (e= 15cm)

1. coté parement vu

- ferrailage vertical : T16 (e=15 cm)

- Ferrailage horizontal : T12 (e= 15cm)

Exemple de ferrailage de murs « 01 » : $h < 4,25m$

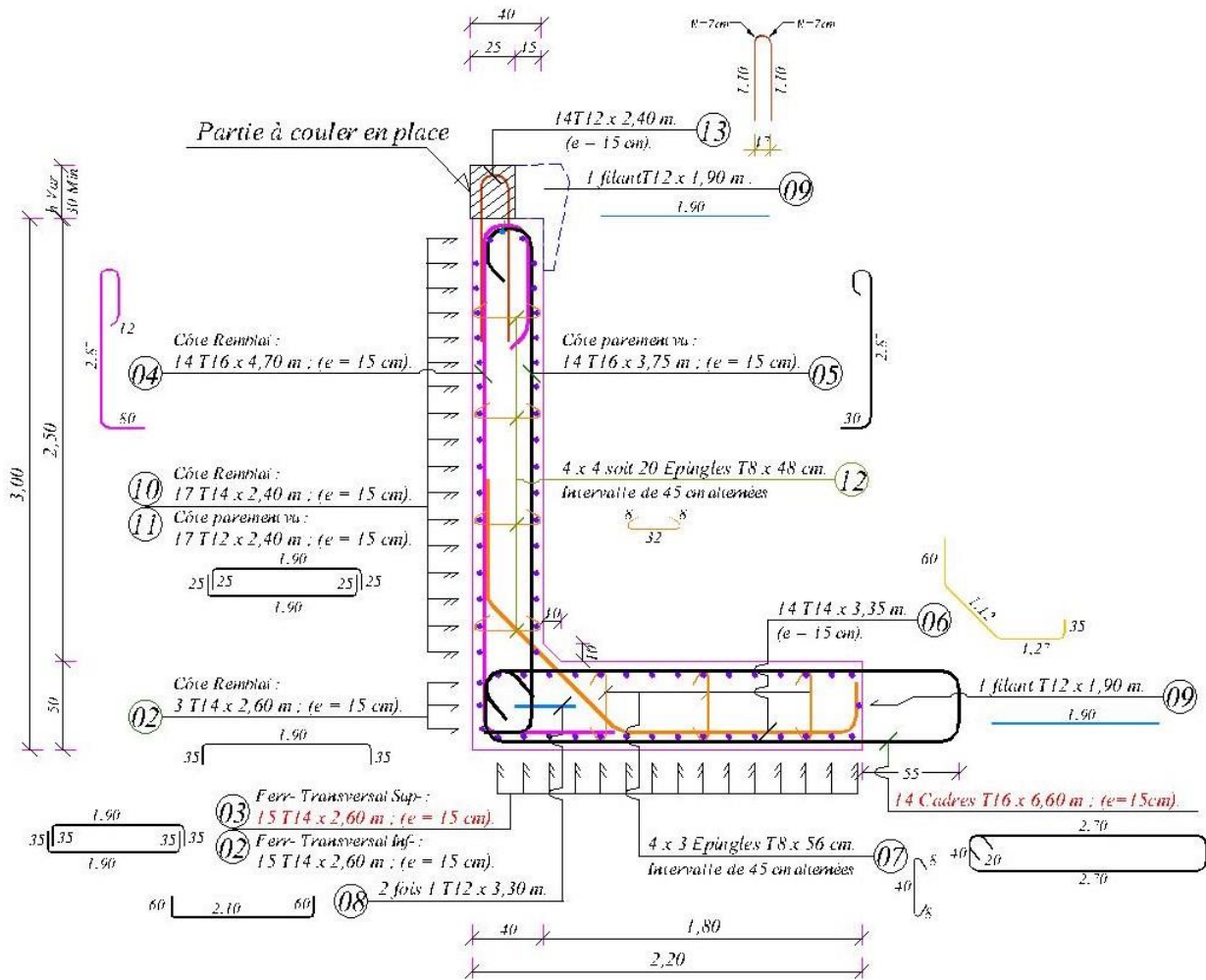


Figure V.1 : $H=4,25$ Exemple de ferrailage

V.4.3 Modélisation de la structure MS type « 02 » H= 6,50

Remblai sur radier : de hauteur variable inférieure à 1 m, $Q=2,00\text{t/m}^2$

Système A : on applique la formule de (RCPR2008)

$$A(l)=0,23+\frac{36}{l+12} \text{ [t/m}^2\text{]} \text{ [IV.3]}$$

La surcharge de calcul sera déterminée par l'expression : $Q=a_1 \times a_2 \times A(l)$

La trémie est de première classe : $a_1=1,00$ et $a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3,5} = 1,00$

$L=12$ m on a : $A_0(l)=0,23+\frac{36}{12+12}=1,73 \text{ t/m}^2 \rightarrow \mathbf{Q=1,73 \text{ t/m}^2}$

Force de freinage due au système A

$$H_{A(0)} = \frac{1}{20+0,0035.S} = \frac{1}{20+0,0035 \times 12 \times 2} = 0,05 \text{ tf/m}^2$$

Les forces des poussées :

La répartition selon l'axe z est de la forme

$$F(z)=Ax+By+Cz+D \text{ [IV.4]}$$

Pour $z=6,25$ m (feuillet moyen) $\rightarrow f(z) = 0$ (poussée nulle) $F(z) = 6,25 C + D=0$ (1)

$$F(z)=\gamma \times z \times k_a=1,8 \times 6,25 \times 0,36= 4,05 \text{ tf/m}^3=D$$
 (2)

$$\text{On pose } \begin{cases} 0=6,25 C + D \\ 4,05 = D \end{cases} \text{ d'où } C= -0,648 \text{ m}$$

L'expression de la force de poussée est :

$$F(z)= -0,648z + 4,05$$

La poussée due à la surcharge de remblai :

Cette surcharge de remblai provoque une poussée uniforme de

SchGR $=\gamma \times h_m= 1,8 \times 1,00 = 1,8 \text{ tf/m}^2$ appliquée sur les parois verticales des murs avec le signe correspondant

La poussée due à la surcharge A(l)

$$\mathbf{SchGA(l)} = Q \times K_a= 1,00 \times 0,36 = 0,36 \text{ tf/m}^2$$

Séisme :

Les données de séisme sont conformes à la règle de projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA2008).

Classification de l'ouvrage : Groupe 2

Zone sismique de Mostaganem : II_a

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Coefficient d'accélération de zone : $A=0,20$

Sollicitations verticales et horizontales dues au séisme

L'effet du séisme vis-à-vis du poids propre de la structure est pris en compte directement par le logiciel SAP2000

La poussée dynamique s'exerce sur un écran de hauteur H :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times [(1 \pm K_v) \times K_{ad}]$$

γ : poids volumique de sol = $1,8 \text{ t/m}^3$

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique active

$$K_h = 0,20$$

$$K_v = 0,3 K_h$$

K_{ad} : coefficient de poussée statique active Mononobé-Okabe donne

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \times [1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}}]^2}$$

ϕ : Angle de frottement interne du sol d'apport pris égal à 28° pour $K_a = 0,36$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{k_v} = 10,68^\circ$$

$$k_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,36$$

$$K_{ad} = 0,498$$

D'où pour $H=6,25 \text{ m}$ $F_{ad} \text{ max} = 18,56 \text{ t/ml}$, soit $2,97 \text{ t/m}^2$ répartie uniformément sur un mur de hauteur $H=6,25 \text{ m}$.

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tableaux récapitulatifs des efforts issus des calculs :

Efforts dans le radier :

Tableau V.7 : effort dans le radier (H=6,25 m)

État limite	Position	Mt=M11>0 longitudinal	Mt=M11<0 longitudinal	Mt=M22>0 transversal	Mt=M22<0 transversal	Effort tranchant
ELS	En travée	0,115	-1,206	0,533	-0,288	1,64
	Encastrement avec le mur	29,414	/	6,123	-0,517	22,003
ELU	En travée	0,149	-1,631	0,688	-0,385	2,168
	Encastrement avec le mur	39,702	/	8,258	-0,696	29,674
ELA	En travée	0,127	-2,359	0,546	-0,529	2,168
	Encastrement avec le mur	57,183	/	11,761	-0,929	40,335

Efforts dans les voiles du MS

Partie sup : partie de murs d'épaisseur constante (40cm)

Partie inf : à l'encastrement l'épaisseur est variable.

Tableau V.8 : effort dans les voiles du MS (H=6,25 m)

Position	Mt=M11>0 longitudinal	Mt=M11<0 longitudinal	Mt=M22>0 transversal	Mt=M22<0 transversal	Effort tranchant	Effort normal
Partie sup	0,966	-0,188	4,913	/	3,829	2,86
Partie inf	6,528	/	32,907	/	13,473	8,648
Partie sup	1,304	-0,254	6,633	-0,059	5,169	3,852
Partie inf	8,814	/	44,411	/	18,188	11,692
Partie sup	3,012	-0,695	15,602	-0,142	9,86	4,538
Partie inf	13,013	/	65,119	/	21,154	-21,282

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tableau V.9 : ferrailage le voile du MS (H=6,25 m)

Etat limit	Position	M _{max}	N _{correspondent}	N _{max}	M _{correspondent}
ELS	Partie sup	4,913	2,782	2,86	2,814
	Partie inf	32,907	-3,47	8,648	32,686
ELU	Partie sup	6,633	3,746	3,852	3,793
	Partie inf	44,411	-4,841	44,126	44,126
ELA	Partie sup	15,602	3,092	8,552	8,552
	Partie inf	65,119	7,076	63,843	63,843

Justification de la structure à l'ELS

Les Justifications de la structure en béton armé sont menées selon les règles du BEAL 91 révisé 99.

On vérifie que la contrainte du béton ne dépasse pas : $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa} = 3500 \text{ t/m}^2$ on a $\bar{\sigma} = 21 \text{ MPa} = 2100 \text{ t/m}^2$

Au niveau des murs $\bar{\sigma}_{\max} = 4,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\bar{\sigma}_{\max} = 4,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Calcul des flèches

Au niveau des murs $Y_{\max} = 2,29 \text{ cm}$

Au niveau du radier $Y_{\max} = 0,042 \text{ cm}$

Justification de la structure à l'ELU

Contrainte de cisaillement admissible

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ $\tau = \frac{Vu}{b*d} \leq \tau = \min\left[\frac{0,07fc28}{\gamma b}; 4\right] \text{ MPa} = 1,63 \text{ MPa}$

Au niveau des murs $\tau = \frac{18,188}{1 \times 0,9 \times 0,4} \times 10^{-2} = 0,50 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\tau = \frac{29,674}{1 \times 0,9 \times 0,5} \times 10^{-2} = 0,66 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$

Justification de la structure à l'ELA

Le cas accidentel considéré est la vérification au séisme.

Valeurs admissibles de contraintes de compression admissibles du béton à l'ELA

À ELA on doit vérifier que :

$$f_{bu} = \frac{f_{c28}}{1,3}$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ on a $\bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa} = 2692 \text{ t/m}^2$

Au niveau des murs $\bar{\sigma}_{\max} = 7,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\bar{\sigma}_{\max} = 9,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$

Ferraillage du radier :

En travée :

Calcul de Section en Flexion Simple

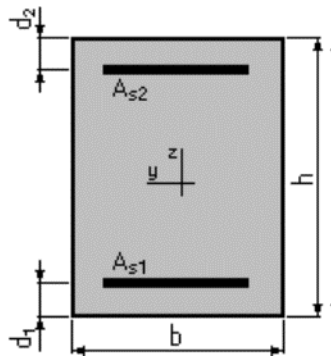
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section :



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 50,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1,49	-16,31
Etat Limite de Service	1,15	-12,06
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1,27	-23,59

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_s \text{ min} = 12,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_s \text{ max} = 112,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,56 \text{ (\%)} $		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)} $	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,25 \text{ (\%)} $

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\text{max}} = 1,49 \text{ (kN.m)}$	$M_{\text{min}} = -16,31 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	14,74	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,9 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 43,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,94 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS	$M_{\text{max}} = 1,15 \text{ (kN.m)}$	$M_{\text{min}} = 12,06 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	10,78	
Position de l'axe neutre:	$y = 10,5 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 41,5 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{c28} = 21,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 3,0 \text{ (MPa)}$	Comprimée: $\sigma_s' = 3,0 \text{ (MPa)}$
Contrainte limite de l'acier:	$\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$	

Cas ELA	$M_{\text{max}} = 1,27 \text{ (kN.m)}$	$M_{\text{min}} = -23,59 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	11,79	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,5 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 43,6 \text{ (cm)}$	

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,84$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Ferraillage du radier en travée :

Ferraillage inférieur :

- Ferraillage principal : inférieur T20 (e= 15 cm)

- Armature de répartition : T16 (e=75cm)

Ferraillage supérieur;

- ferraillage principal : T16 (e=15cm)

- Armatures de répartition : T14(e=15cm).

L'encastrement avec le voile :

Calcul de Section en Flexion Simple

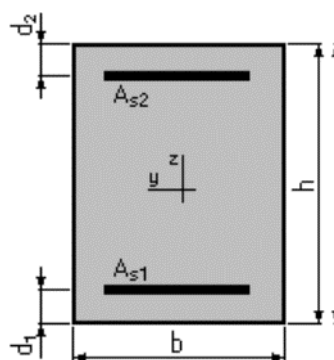
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 70,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	397,02	12,73
Etat Limite de Service	294,14	9,43
Etat Limite Ultime (Accidentel)	571,83	6,91

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 19,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_s \text{ min} = 18,2$ (cm ²)	Section maximum	$A_s \text{ max} = 162,5$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0,30$ (%)		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28$ (%)	maximum	$\rho_{\text{max}} = 23,2$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU	Mmax = 397,02(kN.m)	Mmin = 12,73 (kN.m)
Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	Y = 5,4 (cm)	
Bras de levier:	Z = 62,8 (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,91$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS	Mmax = 294,14 (kN.m)	Mmin = 9,43 (kN.m)
Coefficient de sécurité:	1,00	
Position de l'axe neutre:	y = 16,9 (cm)	
Bras de levier:	Z= 59,4 (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,1$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{c28}=21,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 1,3$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		

$$\sigma_b \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA	$M_{\max} = 571,83 \text{ (kN.m)}$	$M_{\min} = 6,91 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	1,09	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,8 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 63,1 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,80 \text{ (‰)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$	

Ferrailage principal minimum T20 (e=15cm)

Armatures de répartition : T16 (e=15cm)

Ferrailage du voile du MS type « 02 »

Partie du mur d'épaisseur constante de 40 cm

Calcul de Section en Flexion Composée

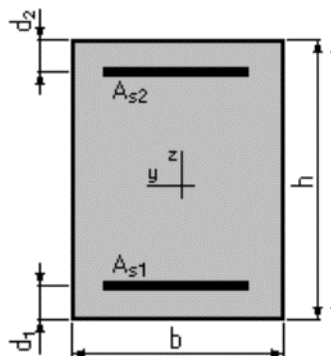
1. Hypothèses:

Béton: $1c28 = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN.m)
1	ELU	37,46	66,33
2	ELU	38,52	37,93
3	ELS	27,82	49,13
4	ELS	28,60	28,14
5	ELA	30,92	156,02
6	ELA	45,38	85,52

4. Résultats:

Section théorique	$A_{s1} = 9,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 9,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum $A_{s \text{ max}} = 87,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,28 \text{ (}\% \text{)}$	
Maximum	$\rho_{\text{max}} = 0,28 \text{ (}\% \text{)}$	Minimum $\rho_{\text{min}} = 2,19 \text{ (}\% \text{)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU	$N = 37,46 \text{ (kN)}$	$M = 66,33 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	2,42	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 3,3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 33,7 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (}\% \text{)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 1,03 \text{ (}\% \text{)}$	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas N° 2: Type ELS	$N = 38,52 \text{ (kN)}$	$M = 37,93 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	4,63	Pivot: A

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Position de l'axe neutre: $y = 3,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,22$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS $N = 27,82$ (kN) $M = 49,13$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,76
Position de l'axe neutre: $y = 9,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 31,8$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 17,8$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N 4: Type ELS $N = 28,60$ (kN) $M = 28,14$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 3,32
Position de l'axe neutre: $y = 10,1$ (cm)
Bras de levier: $Z = 31,6$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_s = 1,1$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 $\sigma_s = 9,7$ (MPa)

Tendue.

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5 : Type ELA $N = 30,92$ (kN) $M = 156,02$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,11 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 2,5$ (cm)

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Bras de levier:	$Z = 34,0$ (cm)
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,78$ (‰)
Contrainte de l'acier:	
Tendue:	$\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA	$N = 45,38$ (kN)	$M = 85,52$ (kN.m)
Coefficient de sécurité:	2,16	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 2,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 33,9$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,88$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 500,0$ (MPa)	

Ferraillage du voile dans la partie constante de 40 cm :

Coté Remblai :

- Ferraillage vertical principal : T20 (e=15cm)
- Ferraillage horizontal de répartition T16 (e=15cm)

Coté Parement vu;

- Ferraillage vertical: T16 (e=15cm)
- Ferraillage horizontal de répartition T14 (e=15cm)

Ferraillage du voile à l'encastrement avec le Radier

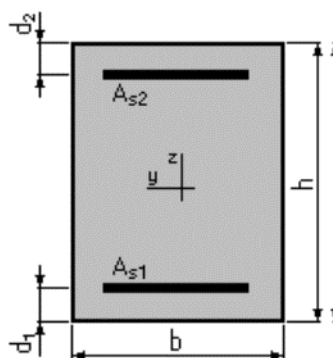
Calcul de Section en Flexion composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 65,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN.m)
1	ELU	-48,41	444,11
2	ELU	116,92	441,26
3	ELS	-34,70	329,07
4	ELS	86,48	326,86
5	ELA	70,76	651,19
6	ELA	-212,82	638,43

4. Résultats:

Section théorique	$As_1 = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$As_2 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$As_{\min} = 16,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$As_{\max} = 150,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,42 \text{ (\%)}$		
Maximum	$\rho_{\max} = 0,28 \text{ (\%)}$	Minimum	$\rho_{\min} = 2,31 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU	$N = -48,41 \text{ (kN)}$	$M = 444,11 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	1,36	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 6,4 \text{ (cm)}$	

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Bras de levier: $Z = 57,4$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,20$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 116,92$ (kN) $M = 441,26$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,52 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 8,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 56,8$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,53$ (‰)
Contrainte de l'acier:

Tendue $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N 3: Type ELS $N = -34,70$ (kN) $M = 329,07$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 17,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 54,2$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,8$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N 4: Type ELS $N = 86,48$ (kN) $M = 326,86$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,10
Position de l'axe neutre: $y = 18,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 53,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_s = 6,9$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

$$\sigma_s = 226,8 \text{ (MPa)}$$

Tendue.

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas N° 5 : Type ELA	$N = 70,76 \text{ (kN)}$	$M = 651,19 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	1,14	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 6,4 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 57,4 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,20 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$	

Cas N° 6: Type ELA	$N = -212,82 \text{ (kN)}$	$M = 638,43 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	1,03	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 58,0 \text{ (cm)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,90 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$	

Ferraillage final du voile et de la semelle préfabriqué

1) coté Remblai dont les parties d'épaisseur sont variables

Ferraillage principal : T25 (e=15 cm)

Ferraillage de répartition : T16 (e=15cm)

2, Ferraillage supérieur de la semelle solidaire au voile

- Ferraillage de répartition : T16 (e=15 cm)

3, Ferraillage du voile dans sa partie supérieure:

Côté remblai

Ferraillage vertical : T20 (e=15 cm)

- Ferraillage de répartition : T16 (e=15 cm)

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Coté parement vu

- Ferrailage vertical : T16 (e=15cm)
- Ferrailage horizontal T14 (e= 15 cm)

Exemple de ferrailage du mur type « 02 » H= 6,25 ml

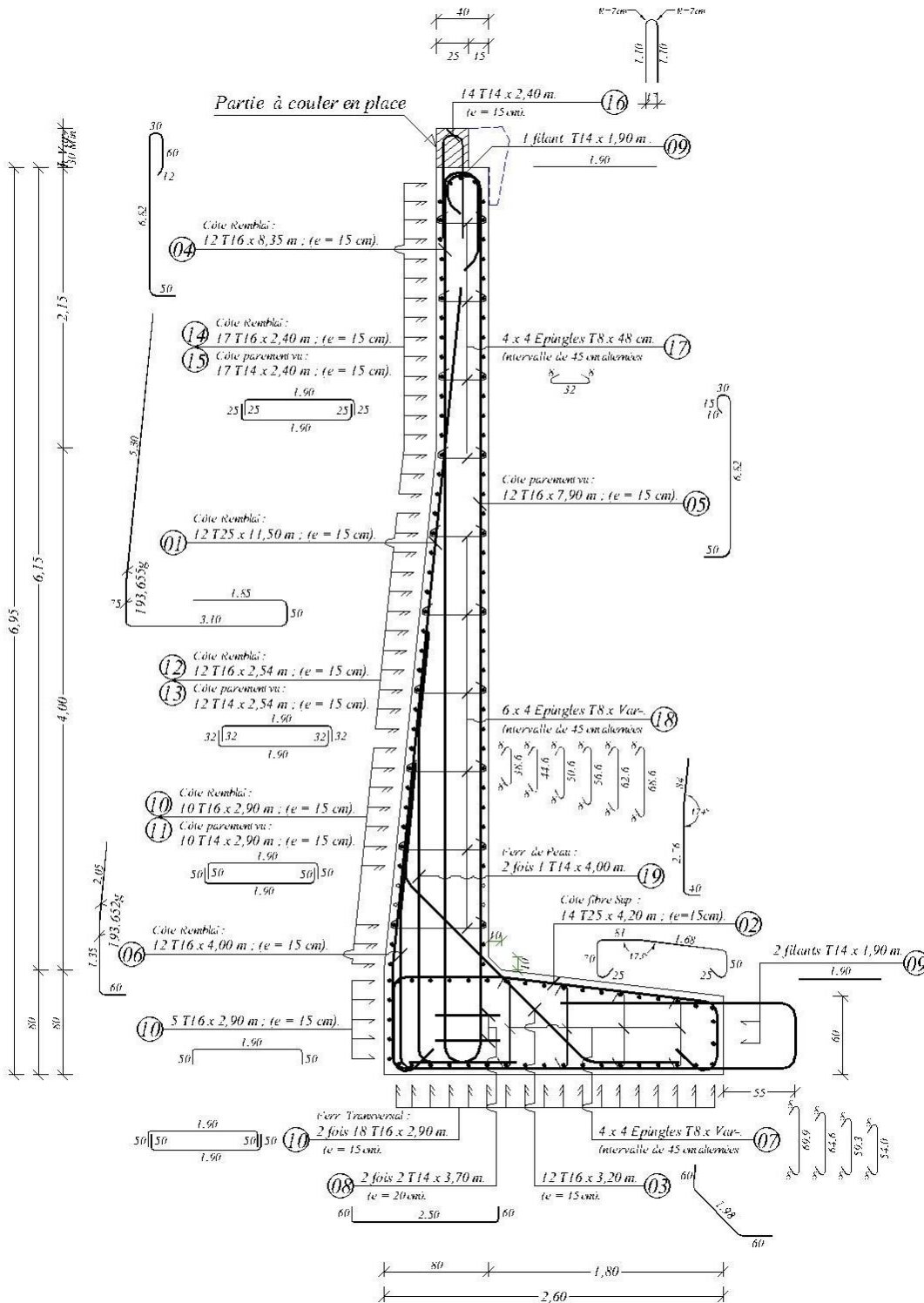


Figure V.2 : Exemple de ferrailage du mur type « 02 » (H=6,50m)

V.4.4 Modélisation de la structure MS type « 02 » H= 8,00 m

Remblai sur radier : de hauteur variable inférieur à 1 m, $Q=2,00\text{t/m}^2$

Système A : on applique la formule de (RCPR2008)

$$A(l)=0,23+\frac{36}{l+12} \text{ [t/m}^2\text{]} \text{ [IV.3]}$$

La surcharge de calcul sera déterminer par l'expression : $Q=a_1 \times a_2 \times A(l)$

La trémie est de première classe : $a_1=1,00$ et $a_2 = \frac{V_0}{V} = \frac{3,5}{3,5} = 1,00$

$L=12$ m on a : $A_0(l)=0,23+\frac{36}{12+12}=1,73 \text{ t/m}^2 \rightarrow \mathbf{Q=1,73 \text{ t/m}^2}$

Force de freinage due au système A

$$H_{A(0)} = \frac{1}{20+0,0035 \cdot S} = \frac{1}{20+0,0035 \times 12 \times 2} = 0,05 \text{ tf/m}^2$$

Les forces des poussées :

La répartition selon l'axe z est de la forme

$$F(z)=Ax+By+Cz+D$$

Pour $z=7,70$ m (feuillet moyen) $\rightarrow f(z) = 0$ (poussée nulle) $F(z) = 7,70 C + D = 0$ (1)

$F(z) = \gamma \times z \times k_a = 1,8 \times 7,70 \times 0,36 = 4,99 \text{ tf/m}^3 = D$ (2)

$$\text{On pose } \begin{cases} 0 = 7,70 C + D \\ 4,99 = D \end{cases} \text{ d'où } C = -0,648 \text{ m}$$

L'expression de la force de poussée est :

$$F(z) = -0,648 + 4,99$$

La poussée due à la surcharge de remblai :

Cette surcharge de remblai provoque une poussée uniforme de :

SchgR = $2,00 \text{ tf/m}^2$ appliquée sur les parois verticales des murs avec le signe correspondant.

La poussée due à la surcharge

$$\mathbf{Schg} = Q \times K_a = 1,00 \times 0,36 = 0,36 \text{ tf/m}^2$$

Séisme :

Les données de séisme sont conformes à la règle de projet du règlement parasismique des ouvrages d'art (RPOA2008).

Classification de l'ouvrage : Groupe 2

Zone sismique de Mostaganem : II_a

Coefficient d'accélération de zone : $A=0,20$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Sollicitations verticales et horizontales dues au séisme

L'effet du séisme vis-à-vis du poids propre de la structure est pris en compte directement par le logiciel SAP2000

La poussée dynamique s'exerce sur un écran de hauteur H :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times [(1 \pm K_v) \times K_{ad}]$$

γ : poids volumique de sol = 1,8 t/m³

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique active

$$K_h = 0,20$$

$$K_v = 0,3 K_h$$

K_{ad} : coefficient de poussée statique active Mononobé-Okabe donne

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

ϕ : Angle de frottement interne du sol d'apport pris égal à 28° pour $K_a = 0,36$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{k_v} = 10,68^\circ$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,36$$

$$K_{ad} = 0,498$$

D'où pour H=7,70 m $F_{ad} \max = 28,17$ t/ml, soit 3,66 t/m² répartie uniformément sur un mur de hauteur H=7,70 m.

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tableaux récapitulatifs des efforts issus des calculs :

Efforts dans le radier :

Tableau V.10 : effort dans le radier (H= 8,00 m)

État limite	Position	Mt=M11>0 longitudinal	Mt=M11<0 longitudinal	Mt=M22>0 transversal	Mt=M22<0 transversal	Effort tranchant
ELS	En travée	0,511	-2,316	0,877	-0,601	3,471
	Encastrement avec le mur	52,295	/	10,786	-0,695	32,333
ELU	En travée	0,664	-3,129	1,14707	-0,8081	4,669
	Encastrement avec le mur	70,589	/	14,549	-0,936	43,689
ELA	En travée	0,485	-4,617	0,746	-0,850	3,7
	Encastrement avec le mur	106,676	/	21,666	-1,284	-64,143

Efforts dans les voiles du MS

Partie sup : partie de murs d'épaisseur constante (40cm)

Partie inf : à l'encastrement l'épaisseur est variable.

Tableau V.11 : effort dans les voiles du MS (H= 8,00 m)

Position	Mt=M11>0 longitudinal	Mt=M11<0 longitudinal	Mt=M22>0 transversal	Mt=M22<0 transversal	Effort tranchant	Effort normal
Partie sup	1,252	-0,264	6,608	-0,0492	3,836	4,659
Partie inf	11,270	/	56,435	/	19,708	12,413
Partie sup	1,690	-0,356	8,921	-0,0664	5,172	6,29
Partie inf	15,215	/	76,190	/	26,606	16,774
Partie sup	4,456	-1,188	23,747	-0,1855	13,346	7,033
Partie inf	23,513	/	117,864	/	31,128	-35,51

Tableau V.12: ferrailage le voile du MS (H= 8,00 m)

Etat limit	Position	M _{max}	N _{correspondent}	N _{max}	M _{correspondent}
ELS	Partie sup	6,608	3,747	3,836	4,278
	Partie inf	56,435	9,658	12,413	55,986
ELU	Partie sup	8,921	5,052	5,172	5,776
	Partie inf	76,190	13,050	16,774	75,580
ELA	Partie sup	23747	5,773	7,033	14,938
	Partie inf	117,864	10,297	-35,510	113,592

Justifications de la structure à l'ELS

Les justifications de la structure en béton armé sont menées selon les règles du BEAL 91 révisé 99.

On vérifie que la contrainte du béton ne dépasse pas : $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa} = 3500 \text{ t/m}^2$ on a $\bar{\sigma} = 21 \text{ MPa} = 2100 \text{ t/m}^2$

Au niveau des murs $\bar{\sigma}_{\max} = 5,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\bar{\sigma}_{\max} = 5,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Calcul des flèches nous donne :

Au niveau des murs $Y_{\max} = 4,25 \text{ cm}$

Au niveau du radier $Y_{\max} = 0,054 \text{ cm}$

Justification de la structure à l'ELU

Contrainte de cisaillement admissible

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ $\tau = \frac{Vu}{b \cdot d} \leq \tau = \min\left[\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma b}; 4\right] \text{ MPa} = 1,63 \text{ MPa}$

Au niveau des murs $\tau = \frac{26,606}{1 \times 0,9 \times 0,4} \times 10^{-2} = 0,74 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\tau = \frac{43,689}{1 \times 0,9 \times 0,5} \times 10^{-2} = 0,81 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$

Justification de la structure à l'ELA

Le cas accidentel considéré est la vérification au séisme.

Valeurs admissibles de contraintes de compression du béton à l'ELA.

À l'ELA on doit vérifier que :

$$f_{bu} = \frac{f_{c28}}{1,3}$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ on a $\bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa} = 2692 \text{ t/m}^2$

Au niveau des murs $\bar{\sigma}_{\max} = 11,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\bar{\sigma}_{\max} = 12,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$

Ferraillage du radier :

En travée :

Calcul de Section en Flexion Simple

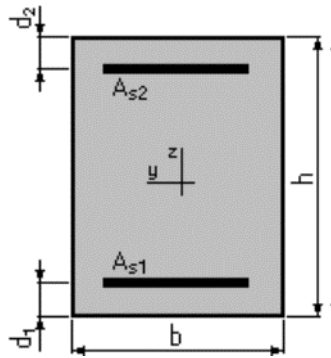
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section :



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 60,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

	Mmax (kN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	6,65	-31,29
Etat Limite de Service	5,11	-23,16
Etat Limite Ultime (Accidentel)	4,85	-46,17

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 15,6 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_s \text{ min} = 15,4 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum $A_s \text{ max} = 137,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique $\rho = 0,56 \text{ (\%)}$	
Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum $\rho_{\text{max}} = 2,29 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 6,64 \text{ (kN.m)}$ $M_{\text{min}} = -31,29 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 11,42 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,4 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 53,2 \text{ (cm)}$

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 $M_{\text{max}} = 5,11 \text{ (kN.m)}$ $M_{\text{min}} = -23,16 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 8,42

Position de l'axe neutre: $y = 12,7 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 50,8 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,3 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 4,2 \text{ (MPa)}$ Comprimée: $\sigma_s' = 4,2 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$

Cas ELA	$M_{\max} = 4,85 \text{ (kN.m)}$	$M_{\min} = -46,17 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	8,95	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 53,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,79 \text{ (‰)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$	

Ferraillage du radier en travée :

Ferraillage inférieur :

- Ferraillage principal : inférieur T20 (e= 15 cm)
- Armature de répartition : T16 (e=75cm)

Ferraillage supérieur;

- ferraillage principal : T20 (e=15cm)
- Armatures de répartition : T14(e=15cm).

L'encastrement avec le voile (mur) :

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

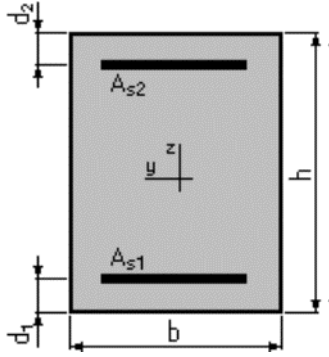
Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section :

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 80,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN.m)	Mmin (kN.m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	705,90	56,06
Etat Limite de Service	533,95	41,52
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1066,76	36,05

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 31,6 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_s \text{ min} = 21,0 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum $A_s \text{ max} = 187,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique $\rho = 0,42 \text{ (\%)}$	
Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum $\rho_{\text{max}} = 2,34 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\text{max}} = 705,90 \text{ (kN.m)}$	$M_{\text{min}} = 56,06 \text{ (kN.m)}$
Coefficient de sécurité:	1,39	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$Y = 8,7 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 71,5 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,31 \text{ (\%)}_0$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$	
Contrainte de l'acier:		

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 533,95$ (kN.m) $M_{\min} = 41,52$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 22,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 67,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,4$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 4,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_b \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 1066,76$ (kN.m) $M_{\min} = 36,05$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,07 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 71,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,13$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Ferraillage du radier à l'encastrement avec le voile côté terre :

Ferraillage principal : T25 (e=15cm)

Armatures de répartition : T16 (e=15cm)

Côté parement vu :

Ferraillage principal : T25 (e=15cm)

Armatures de répartition : T16 (e=15cm).

Ferraillage du voile du MS type « 03 »

Partie du mur d'épaisseur constante de 40 cm

Calcul de Section en Flexion Composée

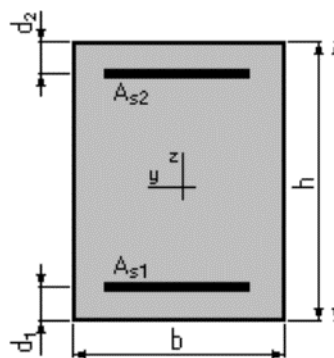
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN.m)
1	ELU	51,72	57,76
2	ELU	50,52	89,21
3	ELS	38,36	42,78
4	ELS	37,47	66,08
5	ELA	70,33	149,38
6	ELA	57,73	237,47

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

4. Résultats:

Section théorique $As_1 = 13,5 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As_2 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 4,6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,39 \text{ (\%)}$

Maximum $\rho_{\text{max}} = 0,13 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 37,46 \text{ (kN)}$ $M = 66,33 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 4,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 33,0 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,67 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELS $N = 50,52 \text{ (kN)}$ $M = 89,21 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 2,44 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 33,2 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,47 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 3: Type ELS $N = 38,36 \text{ (kN)}$ $M = 42,78 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 2,88

Position de l'axe neutre: $y = 11,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 31,2 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,6 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tendue: $\sigma_s = 14,4$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N 4: Type ELS $N = 37,47$ (kN) $M = 66,08$ (kN.m)
Coefficient de sécurité: 1,77
Position de l'axe neutre: $y = 10,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 31,4$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_s = 2,4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
 $\sigma_s = 23,0$ (MPa)

Tendue.
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5 : Type ELA $N = 70,33$ (kN) $M = 149,38$ (kN.m)
Coefficient de sécurité: 1,66 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3,8$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,23$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 57,73$ (kN) $M = 237,47$ (kN.m)
Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 3,5$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,6$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,13$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Ferraillage du voile dans la partie d'épaisseur constante de 40 cm :

Coté Remblai :

- Ferraillage vertical principal : T20 (e=15cm)
- Ferraillage horizontal de répartition T16 (e=15cm)

Coté Parement vu;

- Ferraillage vertical: T16 (e=15cm)
- Ferraillage horizontal de répartition T14 (e=15cm)

Ferraillage du voile à l'encastrement avec le Radier

Calcul de Section en Flexion composée

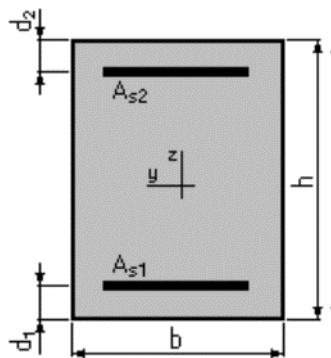
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poutre
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :



$b = 100,0$ (cm)

$h = 80,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN.m)
--------	------	--------	----------

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

1	ELU	167,74	755,80
2	ELU	130,50	761,90
3	ELS	124,13	559,86
4	ELS	96,58	564,35
5	ELA	-355,10	1135,92
6	ELA	102,97	1178,64

4. Résultats:

Section théorique $As_1 = 35,1 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $As_2 = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $As \text{ min} = 8,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,47 \text{ (\%)}$

Maximum $\rho_{\text{max}} = 0,11 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 167,74 \text{ (kN)}$ $M = 755,80 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1,54 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,2 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 70,5 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,76 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU $N = 130,50 \text{ (kN)}$ $M = 761,90 \text{ (kN.m)}$

Coefficient de sécurité: 1,51 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 10,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 70,7 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (\%)}_0$

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,69 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

Tendue $\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Cas N 3: Type ELS $N = 124,13$ (kN) $M = 559,86$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,12

Position de l'axe neutre: $y = 24,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N 4: Type ELS $N = 96,58$ (kN) $M = 564,35$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,10

Position de l'axe neutre: $y = 24,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 66,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_s = 7,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

$\sigma_s = 227,5$ (MPa)

Tendue.

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5 : Type ELA $N = -355,10$ (kN) $M = 1135,92$ (kN.m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 72,3$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,99$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 102,97$ (kN) $M = 1178,64$ (kN.m)

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Coefficient de sécurité:	1,10	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 9,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 71,4$ (cm)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 1,37$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 500,0$ (MPa)	

Ferraillage type retenu du voile (MS) type « 03 » :

Côté remblai

Ferraillage vertical : T25 (e=15 cm)

- Ferraillage de répartition : T16 (e=15 cm)

Côté Parement vu

- Ferraillage vertical : T16 (e=15cm)

- Ferraillage horizontal T14 (e= 15 cm)

Exemple de ferraillage du MS type « 03 ». (Figure V.16 H=6,50m).

V.5 Conclusion :

Les résultats obtenus par le logiciel vérifient toutes les conditions données par les règlements.

Le ferraillage des murs de soutènement sont calculé en flexion simple (prise en compte des armatures comprimés), en flexion composée (prise en compte des dispositifs séismique) pour l'encastrement avec les radiers, à l'ELU, à l'ELS et à l'ELA ce qui donne à notre ouvrage (MS) une atteinte de la capacité portante maximale.

V.6 La tranchée couverte

V.6.1 Matériaux

Tableau V.13 : Matériaux

Béton	F_{c28} (MPa)	F_{t28} (MPa)	E_{28} (MPa)	σ_b (MPa)
TS (dalle)	35	2.70	35.982	21.00
Piédroits	35	2.7	35.982	21.00
Radier	35	2.7	35.982	21.00
Pile voile	35	2.7	35.982	21.00

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28} \quad E_{28} = 11000 f_{c28}^{(1/3)} \quad \sigma_b = 0.6f_{c28}$$

f_{c28} = Désigne la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours;

f_{t28} = Désigne la résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

E_{28} = Désigne le module d'élasticité longitudinale instantanée du béton

σ_b = Désigne la limite de la contrainte de compression du béton

Pour les parties enterrées soumises aux agressions chimiques, des dispositions doivent être prévues (ciments spéciaux, béton compacté, adjuvants spécifiques, etc.)

Épaisseur d'enrobage : 5 cm

Acier d'armature

Tableau V.14 : Acier d'armature

F_e	E_s (MPa)	σ_s (MPa)	η
500	200000	435	1.6

F_e = désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés;

E_s = désigne le module d'élasticité longitudinale de l'acier;

σ_s = désigne la limite de la contrainte de traction des armatures (voir la section 4.3);

η = un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1,6 pour les armatures à haute adhérence.

Contraintes Réglementaires

ELU :

Contraintes normales:

$$f_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / 1.5 = 19.83 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = F_e / 1.15 = 435 \text{ MPa}$$

ELS :

$$\sigma_{blimit} = 0.60 \times f_{c28} = 21.0 \text{ MPa}$$

Contraintes tangentielles:

$$\tau_u = (0.07 \times f_{c28}) / 1.5 = 1.63 \text{ MPa}$$

Actions et sollicitations :

NB : L'étude a été menée par une trame (ou travée dans le sens longitudinal) de 26.525 m

V.6.2 Descente charge :

La partie couverte est scindée en trois tronçons, le premier tronçon de 26,525 ml est celui qui est étudié par la présente note de calcul

Poids propre de la structure	= 2466.82 t
Poids des trottoirs à l'intérieur de la trémie	= 26.53 t
Poids des trottoirs sur la trémie	= 26.9 t
Remblais sur la trémie (y compris la chaussée) (h=50 cm)	= 493.36 t
Poids de la chaussée à l'intérieur de la trémie	= 729.3 t ²
Surcharge en surface (A(l))	= 480.58 t
Surcharge à l'intérieur de la trémie (A(l))	= 487 t
Surcharge trottoir	= 69.75t
	$\Sigma = 4780,24 \text{ t}$

Conclusion :

Ce calcul ne reflète pas toute la réalité, car en fait la charge maximale (poids propre) de la trémie est prise en compte direct par le logiciel, donc cette charge représente **G**, qui va nous permettre de calculer les coefficients de majoration pour certaines surcharges.

Charges permanentes :

- Poids propre de la structure : Le poids volumique du béton armé 2,5 t/m³

- Remblais sur traverse : Poids volumique $\rho = 1,8 \text{ t/m}^3$;

Hauteur variable de remblais $h_{\text{moy}}=1.00 \text{ m}$

- Poussées des terres : $K_a = 0,36$

- Poids de revêtement : Poids volumique $\rho = 2,2 \text{ t/m}^3$

V.6.3 Charges d'exploitation :

En surface

On appliquera les surcharges routières définies dans le règlement :

Système A (CPC 61 titre II)

$$A(l)=0,23+\frac{36}{l+12} \text{ [t/m}^2\text{]} \text{ (expression 4.21. ***)}$$

La surcharge de calcul sera déterminée par l'expression :

$Q = a_1 \times a_2 \times A(l)$ est appliquée uniformément sur toute la largeur de chacune des voies considérées.

Ponts supportant des bretelles d'accès à chaussées dont $l_r \geq 7,0 \text{ m}$ (pont 1^{er} classe).

Cas des ponts ou fermes maîtresses, pour chaque travée ou arche d'un pont : largeur = portée de la travée ou arche considérée.

$$D'où \ l_r = (18,60/2)-(0,25) = 9,05 \text{ ml}$$

Les coefficients réducteurs (4.22. *)

$$n_v = \left[\frac{l_r}{3} \right] = \left[\frac{9,05}{3} \right] = 3 \text{ voies}$$

Pour un pont de classe 1^{er} et on prend $a_1 = 1,00$ et par la suite :

$$a_2 = \frac{V_0}{v} = \frac{3,5}{3,5} = 1,00 \text{ avec } v : \text{ largeur d'une voie chargée.}$$

Pour une travée chargée : $l = 9,05 \text{ ml}$

$$A(l)=0,23+\frac{36}{9,05+12} = 1,94 \text{ [t/m}^2\text{]} \rightarrow Q = 1,94 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

Pour deux travées chargées : $l = 18,1 \text{ ml}$

$$A(l)=0,23+\frac{36}{18,1+12} = 1,43 \text{ [t/m}^2\text{]} \rightarrow Q = 1,43 \text{ [t/m}^2\text{]}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Efforts de freinage dus au système A (CPC 61 titre II)

$$HA(l) = \frac{Q \times S}{20 + 0,0035 \times S} \text{ (expression.6.2)}$$

Pour une travée chargée : $l = 9,05$ ml

$$HA(l) = \frac{1,94 \times 9,05 \times 26,525}{20 + 0,0035 \times 9,05 \times 26,525} = 22,35 \text{ [tf]}$$

La répartition sur la surface d'une travée est de $0,09$ [tf/m²]

Pour deux travées chargées : $l = 18,1$ ml

$$HA(l) = \frac{1,43 \times 18,1 \times 26,525}{20 + 0,0035 \times 18,1 \times 26,525} = 31,67 \text{ [tf]}$$

La répartition sur la surface de deux travées est de $0,07$ [tf/m²]

Système B : Camions BC (CPC 61 titre II)

La charge de calcul du sous-système B est donnée par :

$$Q_{Bc} = \delta \times b \times Q$$

$b = bc$ ou bt selon le cas

δ = coefficient de majoration dynamique donné par l'expression

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times L} + \frac{0,6}{1 + 4 \times \frac{G}{S}} \text{ (expression du paragraphe 5.5)}$$

Avec : L : Sup (L_r : portée de la travée),

G : Poids total de la travée étudiée,

S : Poids total le plus élevé des essieux du système B qu'il est possible de placer sur le tablier de cette travée.

Positionnement transversal (Bc)

Tableau V.15 : les coefficients bc (paragraphe 5.22)

Nombre de files considérées		1	2	3	4	≥ 5
Classe du pont .	Première***	1,20	1,10	0,95	0,8	0,7
	Deuxième	1,00	1,00	–	–	–
	Troisième	1,00	0,8	–	–	–

On applique un coefficient de pondération $bc = 0,95$ car le pont est de première classe, le nombre de voies chargées = 3

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

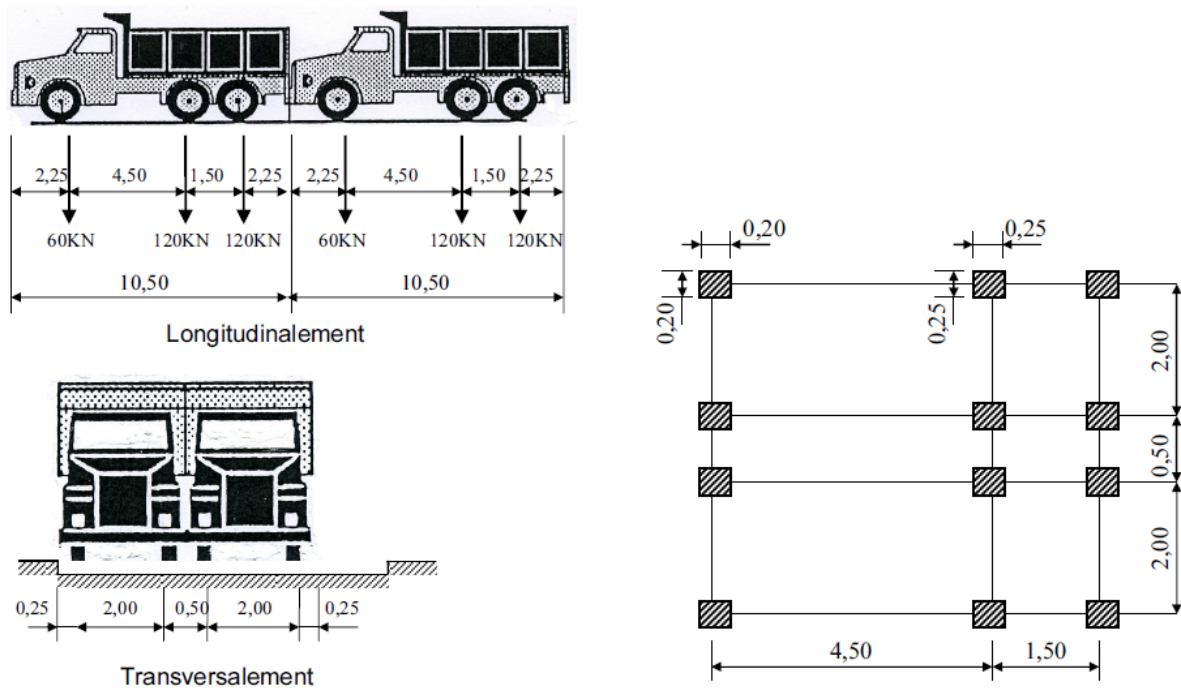


Figure V.3 : Système de charge Bc

$$L = 18,1\text{m}$$

$$\delta = 1,1$$

$$G = 4780,24 \text{ [tf]}$$

$$Q_{Bc} = 125,4 \text{ [tf]}$$

$$S = 4 \times 30 \times 0,95 = 126 \text{ [tf]}$$

$$Q = 120 \text{ [tf]}$$

Force de freinage dû au système Bc

Force de freinage dû au système Bc est pris égale à 30 [tf]

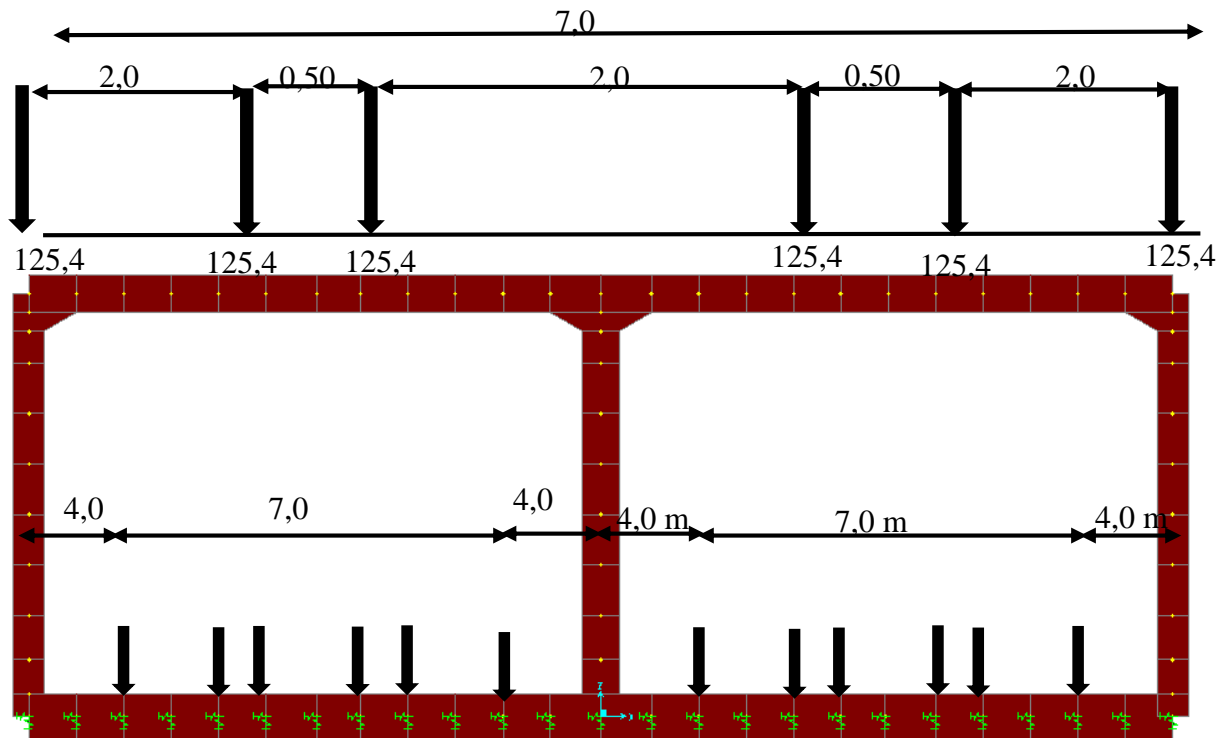


Figure V.4: surcharge Sous-système Bc :

Charges à caractère particulier

Charge Mc120 (CPC 61 titre II)

La masse de chaque chenille est de 55 tf sur un impact de 6.10 m x 1.00 m

$S=110 \text{ t}$ $G= 4780,24 \text{ [tf]}$ $\delta = 1,1$

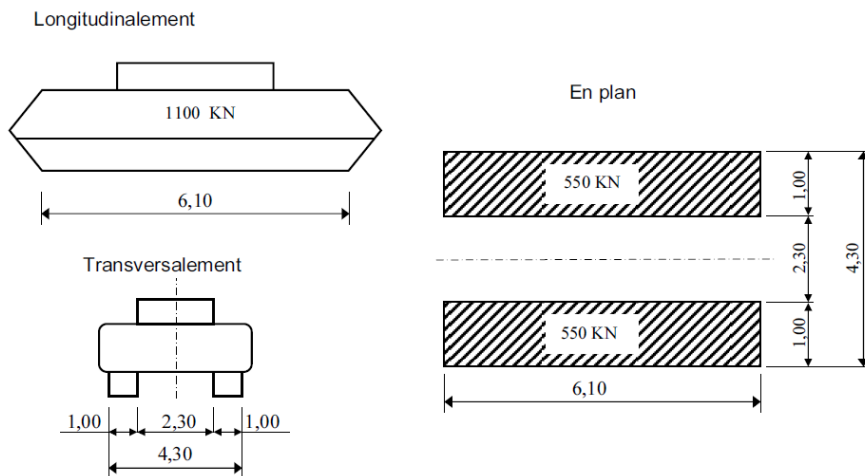


Figure V.5 : surcharge Mc120

$$q = 55 / (6.10 \times 1.00) = 9,01 \text{ tf/ml}$$

Positionnement transversal (Mc120)

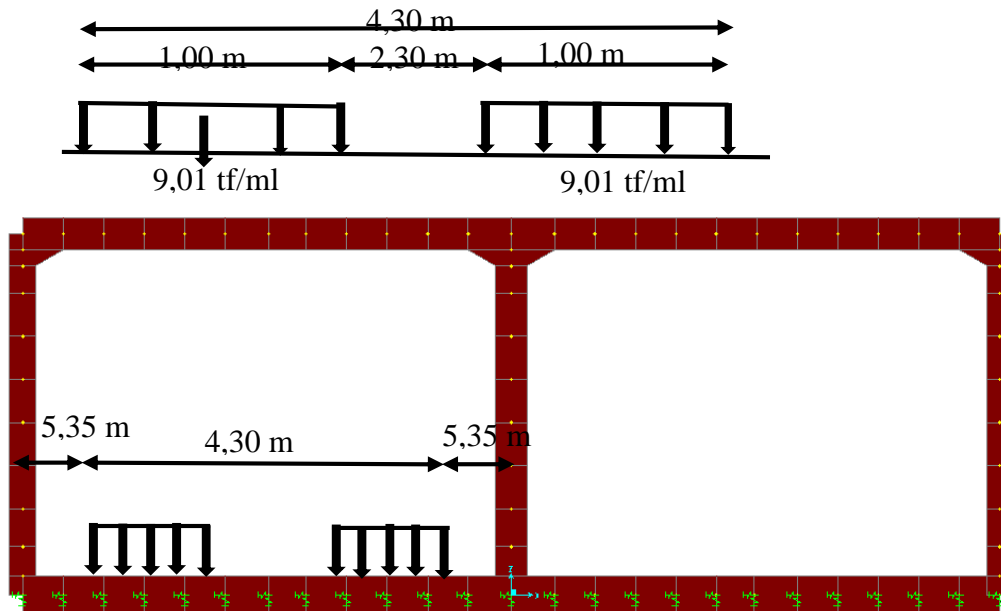


Figure V.6 : surcharge Sous-système Mc120

Convoi exceptionnel D240 (CPC 61 titre II)

Masse totale de 240 [tf] sur un impact de 18.60 m x 3.20 m

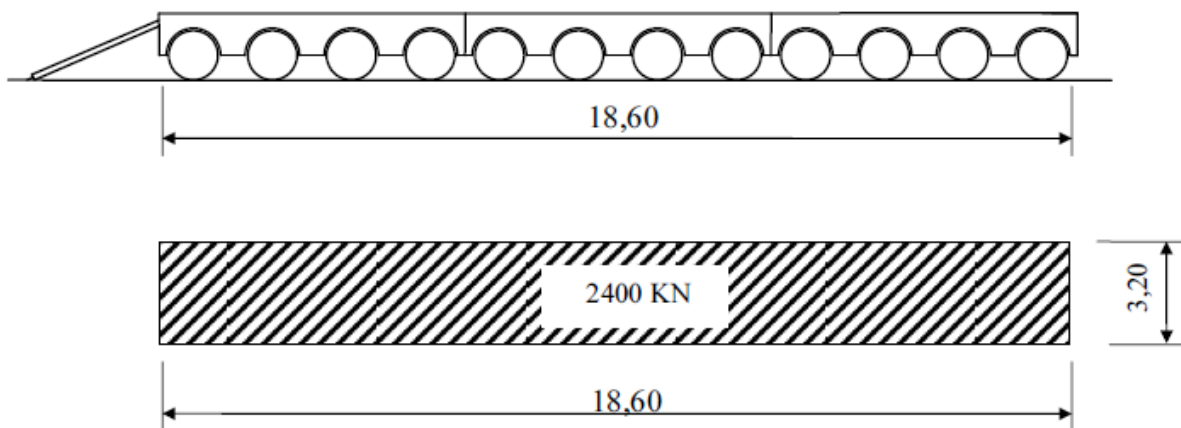


Figure V.7 : Convoi exceptionnel D240

$$q = 240 / (18.60 \times 3.20) = 4,03 \text{ tf/m}^2$$

Positionnement transversal (D240)

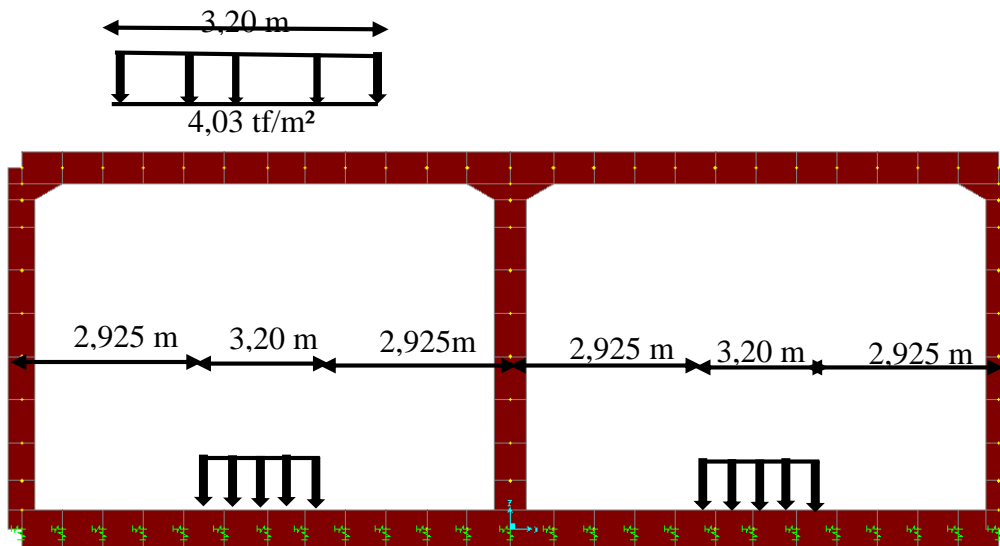


Figure V.8 : surcharge Sous-système D240

Remarque : les combinaisons des efforts aux états limites dans le cas de calcul des ouvrages routiers se présentent comme suit :

$$\text{ELU} : 1,35 \times M_G + \max (1,60 \max (M (A(l)), M(B_c)) ; 1,35 M (M_c120)) + 1,60 \times \text{Trottoir}$$

$$\text{ELS} : M_G + \max (1,20 \max (M (A(l)), M(B_c)) ; M (M_c120)) + \text{Trottoir}$$

Le moment et effort tranchant engendrés par le convoi militaire M_c120 sont plus défavorables que ceux des autres surcharges après application des coefficients de pondération aux états limites.

La charge de piétons

La charge piétonne définie dans le fascicule 61 titre II est de 150 kg/m^2 .

Séisme :

Les données de séisme sont conformes aux règles de Projet du règlement parasismique des ouvrages d'art. (RPOA)

- Classification de l'ouvrage : Groupe 2
- Zone sismique de Mostaganem : IIa
- Coefficient d'accélération de zone $A=0.20$

Sollicitations verticales et horizontales dues au séisme (RPOA_2008) :

Vis-à-vis du poids propre :

L'effet du séisme vis-à-vis du poids propre de la structure est pris en compte directement par le logiciel SAP 2000.

Incrément dynamique de poussée active :

La poussée dynamique s'exerce sur un écran de hauteur H :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times [(1 \pm K_v) \times K_{ad}] \text{ (expression. 5.5)}$$

γ : poids volumique du sol = 1,8 t/m³

K_{ad} : coefficient de poussée dynamique active

$$K_h = 0,20$$

$$K_v = 0,3 K_h \text{ (expression. 5.4)}$$

K_{ad} : coefficient de poussée statique active Mononobé-Okabe donne :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \times [1 + \frac{\sin \theta \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}]^2} \text{ (expression. 5.6)}$$

ϕ : Angle de frottement interne du sol d'apport pris égal à 28° pour $K_a = 0,36$

$$\theta = \arctg \frac{kh}{1 \pm kv}$$

$$\theta_1 = 10,68^\circ ; \theta_2 = 12,01^\circ$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,36$$

$$K_{ad} = 0,498$$

D'où pour H=6,70 m $F_{ad} \max = 21,33 \text{ t/ml}$, soit 3,18 t/m² répartie uniformément sur un mur de hauteur H=6,70 m (Séisme descendant).

$F_{ad} \max = 19,71 \text{ tf/ml}$ (Séisme ascendant).

Remblai situé au-dessus de la traverse :

L'ouvrage est faiblement enterré

$$S = H_r \times L \times \gamma \times K_h \text{ [IV.4] (expression. D.8)}$$

H_r : hauteur du remblai = 0.5 ml

L = largeur de l'ouvrage = 18,6 ml

γ : Poids volumique du sol = 1,80 t/m³

$$S = 0,5 \times 18,6 \times 1,80 \times 0,20 = 3,35 \text{ t/ml}$$

Les forces de poussée :

Poussée du remblai sur les piédroits ;

La répartition selon l'axe z est de la forme :

$F(z)=Ax+By+Cz +D$ (expression...)

- Pour $z = 6.70$ (feuillelet moyen) $\rightarrow f(z)=0$ (poussée nulle) $F(6,70) = 6.70C + D = 0$ (1)

- Pour $Z=0 \rightarrow f(z)=\gamma \times z \times ka = 1,8 \times 6.7 \times 0.36 = 4,34$ (2)

On pose $\begin{cases} 0=6.70C +D \\ 4.34= D \end{cases}$ d'où $C = -0,66$ m

D'après (1) et (2) on obtient $D= 4.34$ et $C = -0.66$

L'expression finale est donnée par : $F(z) = - 0.66z + 4.34$

La poussée due à la surcharge de remblai de $1t/m^2$

Cette surcharge de remblai provoque une poussée uniforme de :

$Q \times Ka = 1,00 \times 0.36 = 0,36$ t/m² appliquée sur les parois verticales des piédroits avec le signe correspondant

Définition des charges appliquées sur les différentes parties de la trémie :

- **G** : poids propre de la trémie ($G = 1$ t/m²).
- **Pt** : poussées des terres appliquées sur les piédroits ($Pt = 4,34$ tf/m²).
- **PSurch** : poussées dues aux surcharges appliquées sur la trémie ($PSurch = 0,36$ t/m²).
- **Pt 1 côté** : poussées des terres appliquées sur un seul piédroit ($Pt = 4,34$ t/m²).
- **Surch 1côté** : poussées due aux surcharges sur un seul piédroit ($Surch 1côté = 0,36$ t/m²).
- **PRD** : poids de remblai sur la dalle ($RD = 1$ t/m²).
- **PRR** : poids de remblai sur le radier ($RR = 2,00$ t/m²).
- **A(l) 1tr** : actions dues aux surcharges routières système A (en surface) pour une travée chargée ($A(l) 1tr = 1,94$ t/m²).
- **A(l) 2tr** : actions dues aux surcharges routières système A (en surface) pour deux travées chargées ($A(l) 2tr = 1,43$ t/m²).
- **HA(l) 1tr** : actions dues au freinage des surcharges routières types A (l) pour une travée chargée ($HA(l) 1tr = 0,09$ t/m²).
- **HA(l) 2tr** : actions dues au freinage des surcharges routières types A (l) pour deux travées chargées ($HA(l) 2tr = 0,07$ t/m²).
- **Bc** : actions dues aux surcharges routières système Bc (en surface) ($Bc = 124,26$ tf).
- **HBc**: actions dues au freinage des surcharges routières types Bc ($HBc = 30$ tf).
- **Mc120** : actions dues aux surcharges militaires Mc120 (en surface).

- **D240** : actions dues aux surcharges exceptionnelles D240 (en surface).
- **A(I) R** : actions dues aux surcharges routières A(I) à l'intérieur de la trémie.
- **SPECTRE** : action sismique appliquée sur la trémie.
- **PSéis** : poussées sismiques appliquées sur un seul piédroit.

V.7 Modélisation de l'ouvrage et calcul des sollicitations :

L'ouvrage a été modélisé sur le logiciel SAP2000 par éléments Shell reposant sur des appuis élastique ; le sol sous radier a été modalisé par des appuis élastiques, $K_v = 20000 \text{ t/m}^3$

Les caractéristiques géométriques, les hypothèses de calculs sur les matériaux, les charges et surcharges ont été introduites dans les données, ainsi que les combinaisons de calcul.

Justification de la structure :

Les justifications de la structure en béton armé sont menées selon les règles du BAEL 91 révisé 99.

Au stade de l'actuelle étude, la justification des structures se fera en considérant la fissuration préjudiciable. Le calcul a été mené à l'ELS pour la vérification de la contrainte de compression maximale du béton.

Pour la vérification au cisaillement, la justification se fera à l'ELU pour déterminer l'effort tranchant le plus déterminant et le calcul de la contrainte de cisaillement maximale.

Le cas accidentel considéré est la vérification au séisme.

Valeurs admissibles :

Contrainte de compression admissible du béton à l'ELS :

À ELS, on doit vérifier que la contrainte du béton ne dépasse pas : $\sigma_b \leq 0,6 * f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ on a $\bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Contraintes de compression admissibles du béton à l'ELA :

D'après l'ELA on doit vérifier que :

$$f_{bu} = \frac{f_{c28}}{1,3}$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ on a $\bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa} = 2692 \text{ t/m}^2$

Contraintes de cisaillement admissibles :

La vérification de l'effort tranchant se fait à l'ELU tenant compte de la relation suivante :

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$ $\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau = \min \left[\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \right] \text{ MPa} = 1,63 \text{ MPa}$

Modélisation de l'ouvrage

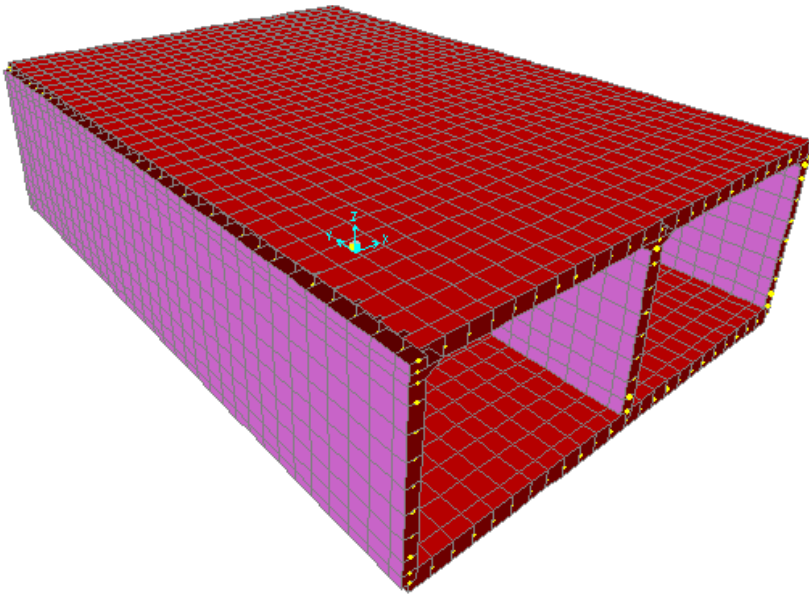


Figure V.9 : Vue en (3D) de la structure

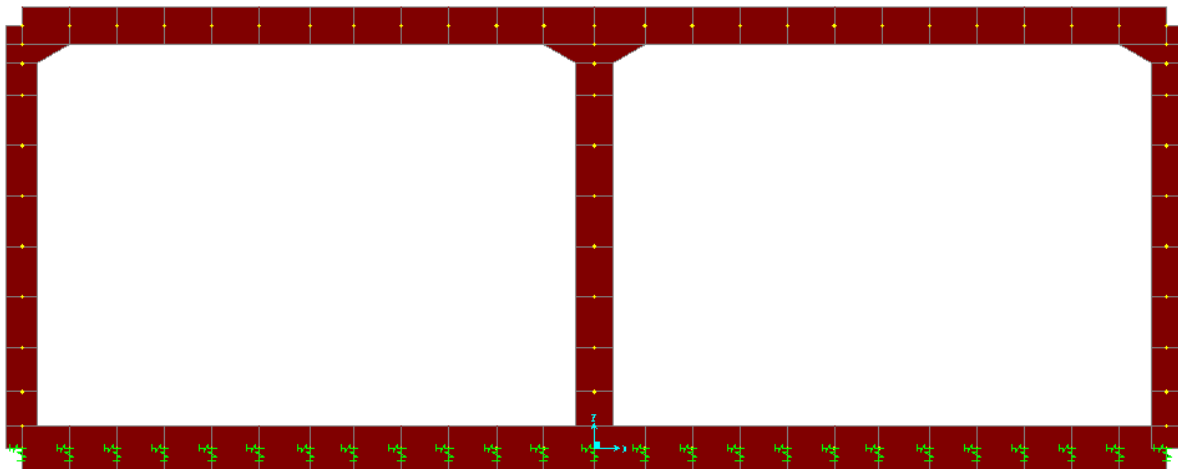


Figure V.10 : Coupe transversale type de la trémie

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tableaux récapitulatif des efforts issus des calculs :

Efforts dans la Dalle :

Avec l'exploitation du listing de calcul

Tableau V.16 : Efforts dans la Dalle

Etat limite	Position	Mt=M11 >0 longitudinal	Mt=M11 <0 longitudinal	Mt=M22 >0 transversal	Mt=M22 <0 transversal	Efforts Tranchant
ELS	en travée	23,66	/	15,06	-0,38	-15,99
	à l'encastrement avec piédroit	17,22	-22,18	11,87	-4,64	29,54
	à l'encastrement avec la pile	11,09	-34,26	10,47	-7,05	-30,43
ELU	en travée	33,97	/	20,33	-0,76	-23,44
	à l'encastrement avec piédroit	24,98	-31,29	16,01	-6,62	-42,71
	à l'encastrement avec la pile	16,34	-48,45	14,13	-9,99	-43,87
ELA	en travée	14,78	/	4,86	-0,23	7,53
	à l'encastrement avec piédroit	12,69	-26,69	4,16	-5,33	16,43
	à l'encastrement avec la pile	10,52	-34,80	3,76	-7,04	16,50

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Efforts dans le radier :

Avec l'exploitation du listing de calcul : Les efforts maximum sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.17 : Efforts dans le radier

Etat limite	Position	Mt=M11 >0 longitudinal	Mt=M11 <0 longitudinal	Mt=M22 >0 transversal	Mt=M22 <0 transversal	Efforts Tranchant
ELS	en travée	1,40	-4,27	2,83	-1,49	8,08
	à l'encastrement avec piédroit	12,46	-7,03	3,41	-1,33	-20,25
	à l'encastrement avec la pile	24,58	-4,78	5,25	-1,21	-26,84
ELU	en travée	2,52	-5,96	4,33	-2,14	12,05
	à l'encastrement avec piédroit	17,24	-9,91	4,63	-1,90	-27,41
	à l'encastrement avec la pile	34,03	-6,61	7,26	-1,73	-37,10
ELA	en travée	/	-5,49	0,87	-1,14	2,57
	à l'encastrement avec piédroit	26,76	-14,37	5,73	-2,37	22,79
	à l'encastrement avec la pile	34,34	-6,50	7,27	-1,99	32,63

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Efforts dans le piédroit intermédiaire (pile) :

Avec l'exploitation du listing de calcul

Les efforts maximum sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau V.18 : Efforts dans le piédroit intermédiaire (pile)

Etat limite	Position	Mt=M11 >0 longitudinal	Mt=M11 <0 longitudinal	Mt=M22 >0 transversal	Mt=M22 <0 transversal	Efforts Tranchant	Efforts Normal
ELS	Partie sup	6,71	-5,25	1,63	-1,39	-1,37	49,05
	Partie inter	2,32	-2,18	0,91	-0,82	-1,29	41,11
	Partie inf	1,71	-3,35	0,40	-0,74	-1,28	65,01
ELU	Partie sup	10,07	-7,09	2,45	-1,87	-2,06	66,17
	Partie inter	3,48	-3,28	1,35	-1,16	-1,95	57,05
	Partie inf	2,32	-5,03	0,54	-1,11	-1,92	89,70
ELA	Partie sup	7,80	-22,01	1,61	-4,46	8,10	34,11
	Partie inter	9,30	-4,70	1,87	-1,02	8,50	38,92
	Partie inf	27,45	-8,84	5,33	-1,71	8,62	65,55

Efforts dans les piédroits:

Avec l'exploitation du listing de calcul

Les efforts maximum sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.19 : Efforts dans les piédroits

Etat limite	Position	Mt=M11 >0 longitudinal	Mt=M11 <0 longitudinal	Mt=M22 >0 transversal	Mt=M22 <0 transversal	Efforts Tranchant	Efforts Normal
ELS	Partie sup	14,47	-14,04	3,24	-3,23	-7,72	33,32
	Partie inter	3,91	-4,18	0,86	-0,91	-3,47	24 ,96
	Partie inf	7,08	-8,11	1,33	-1,52	-8,05	43,21
ELU	Partie sup	20,48	-18,99	4,6	-4,37	-10,82	48,09
	Partie inter	5,39	-5,80	1,18	-1,27	-4,87	35,27
	Partie inf	9,70	-11,30	1,83	-2,11	-11,09	59,96
ELA	Partie sup	12,65	-20,51	2,60	-4,19	10,08	19,65
	Partie inter	3,75	-8,72	0,82	-1,86	7,98	20,57
	Partie inf	22,22	-10,13	4,18	-1 ,89	12,62	51,56

Justification de la structure à l'ELS :

Les justifications de la structure en béton armé sont menées selon les règles du BAEL 91 révisé 99.

Valeurs admissibles de Contrainte de compression admissible du béton à l'ELS :

On vérifie que la contrainte du béton ne dépasse pas : $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa} = 3500 \text{ t/m}^2$ on à $\bar{\sigma} = 21 \text{ MPa} = 2100 \text{ t/m}^2$

Au niveau de la dalle $\bar{\sigma}_{\max} = 5,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Au niveau des piédroits $\bar{\sigma}_{\max} = 3,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Au niveau de la pile $\bar{\sigma}_{\max} = 1,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Au niveau du radier $\bar{\sigma}_{\max} = 3,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 21 \text{ MPa}$

Contraintes de cisaillement admissibles :

Valeurs admissibles :

La vérification de l'effort tranchant se fait à l'ELU tenant compte de la relation suivante :

$$\text{Pour } f_{c28}=35\text{MPa} \quad \tau = \frac{V_u}{b*d} \leq \tau = \min\left[\frac{0,07f_{c28}}{\gamma b}; 4\right] \text{ MPa} = \mathbf{1,63 \text{ MPa}}$$

$$\text{Au niveau de la dalle } \tau = \frac{43,87}{1 \times 0,9 \times 0,6} \times 10^{-2} = 0,81 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Au niveau des piédroits } \tau = \frac{11,09}{1 \times 0,9 \times 0,5} \times 10^{-2} = 0,24 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Au niveau de la pile } \tau = \frac{2,06}{1 \times 0,9 \times 0,6} \times 10^{-2} = 0,04 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Au niveau du radier } \tau = \frac{37,10}{1 \times 0,9 \times 0,7} \times 10^{-2} = 0,59 \text{ MPa} < \tau = 1,63 \text{ MPa}$$

Justification de la structure à l'ELA :

Le cas accidentel considéré est la vérification au séisme.

Valeurs admissibles de Contraintes de compression admissibles du béton à l'ELA

À ELA on doit vérifier que :

$$f_{bu} = \frac{f_{c28}}{1,3}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 35 \text{ MPa} \quad \text{on a } \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa} = 2692 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Au niveau de la dalle } \quad \bar{\sigma}_{\max} = 5,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$$

$$\text{Au niveau des piédroits } \bar{\sigma}_{\max} = 5,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$$

$$\text{Au niveau de la pile } \bar{\sigma}_{\max} = 5,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$$

$$\text{Au niveau du radier } \bar{\sigma}_{\max} = 4,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 26,92 \text{ MPa}$$

Ferrailage de la dalle de couverture de la trémie de 60 cm d'épaisseur :

En travée :(inferieure)

Calcul de Section en Flexion Simple

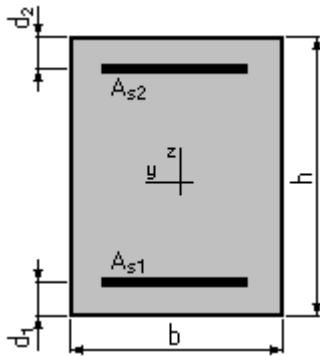
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	339,70	50,60
Etat Limite de Service	236,60	39,72
Etat Limite Ultime (Accidentel)	147,80	8,95

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 19,0$ (cm²)

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

Section minimum $A_{s \min} = 15,4$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 137,5$ (cm²)

Théorique

$\rho = 0,35$ (%)

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Minimum $\rho_{\min} = 0,28$ (%) maximum $\rho_{\max} = 2,29$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 339,70$ (kN*m) $M_{\min} = 50,60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 52,9$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,05$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 236,60$ (kN*m) $M_{\min} = 39,72$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 15,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,0$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_s = 0,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_b = 7,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 147,80$ (kN*m) $M_{\min} = 8,95$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,42 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 53,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,91$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Ferraillage principal en T20 (e=15cm) avec des armatures de répartition en T16 (e=20 cm).

À l'encastrement avec piédroit central (pile) : (supérieure)

Calcul de Section en Flexion Simple

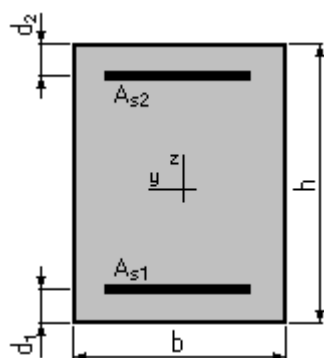
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d1 = 5,0$ (cm)

$d2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	163,40	-484,50
Etat Limite de Service	110,90	-342,60
Etat Limite Ultime (Accidentel)	105,20	-348,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,4$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 27,6$ (cm²)

Section minimum $A_s \text{ min} = 15,4$ (cm²)

Section maximum $A_s \text{ max} = 137,5$ (cm²)

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Théorique $\rho = 0,78$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,28$ (%) maximum $\rho_{\max} = 2,29$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 163,40$ (kN*m) $M_{\min} = -484,50$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,29 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 52,3$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,42$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 76,0$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 110,90$ (kN*m) $M_{\min} = -342,60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00

Position de l'axe neutre: $y = 16,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 49,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 7,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{c28} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 73,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 105,20$ (kN*m) $M_{\min} = -348,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,08 Pivot : A

Position de l'axe neutre: $y = 6,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 52,5$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,29$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée: $\sigma_s' = 52,6$ (MPa)

Ferraillage principal en T20 (e=15cm) avec renforcement de T16 (e=15cm) et des armatures de répartition en T16 (e=20cm).

À l'encastrement avec piédroits de rives :(supérieure)

Calcul de Section en Flexion Simple

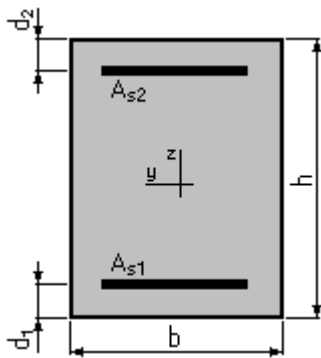
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 60,0$ (cm)

$d1 = 5,0$ (cm)

$d2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	249,80	-312,90
Etat Limite de Service	172,20	-221,80
Etat Limite Ultime (Accidentel)	126,90	-266,90

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 15,4$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 17,6$ (cm²)
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 15,4$ (cm²) Section maximum $A_{s \text{ max}} = 137,5$ (cm²)
Théorique $\rho = 0,60$ (%)
Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,28$ (%) maximum $\rho_{\text{max}} = 2,29$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 249,80$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -312,90$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,30 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 4,9$ (cm)
Bras de levier: $Z = 53,1$ (cm)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,97$ (‰)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_b = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{\text{max}} = 172,20$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -221,80$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,00
Position de l'axe neutre: $y = 13,4$ (cm)
Bras de levier: $Z = 50,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 5,4$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 250,0$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_s' = 50,7$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier:
 $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{\text{max}} = 126,90$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -266,90$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 1,76 Pivot: A
Position de l'axe neutre: $y = 4,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 53,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,87$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Ferrailage principal en T20 (e=15cm) et des armatures de répartition en T16 (e=20cm).

Ferrailage du radier de 70 cm d'épaisseur:

En travée :(supérieure)

Calcul de Section en Flexion Simple

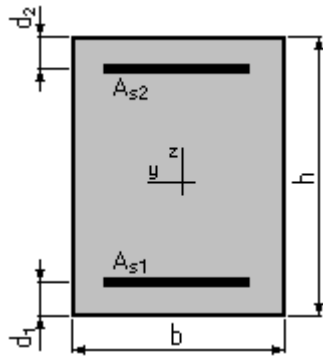
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 70,0$ (cm)

$d1 = 5,0$ (cm)

$d2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	25,20	-59,60

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Etat Limite de Service	14,00	-42,70
Etat Limite Ultime (Accidentel)	-4,11	-54,90

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 18,2$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 18,2$ (cm ²)
Section minimum $A_s \min = 18,2$ (cm ²)	Section maximum $A_s \max = 162,5$ (cm ²)
Théorique $\rho = 0,56$ (%)	
Minimum $\rho_{\min} = 0,28$ (%)	maximum $\rho_{\max} = 2,32$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\max} = 25,20$ (kN*m)	$M_{\min} = -59,60$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	8,37	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,0$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 63,0$ (cm)	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,83$ (‰)	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00$ (‰)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8$ (MPa)	

Cas ELS	$M_{\max} = 14,00$ (kN*m)	$M_{\min} = -42,70$ (kN*m)
Coefficient de sécurité:	6,40	
Position de l'axe neutre:	$y = 14,8$ (cm)	
Bras de levier:	$Z = 60,1$ (cm)	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,4$ (MPa)	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 5,7$ (MPa)	
Comprimée:	$\sigma_s' = 5,7$ (MPa)	
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)	

Cas ELA $M_{max} = -4,11 \text{ (kN*m)}$ $M_{min} = -54,90 \text{ (kN*m)}$
 Coefficient de sécurité: 10,49 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 4,5 \text{ (cm)}$
 Bras de levier: $Z = 63,2 \text{ (cm)}$
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,75 \text{ (‰)}$
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$
 Contrainte de l'acier:
 Tendue: $\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$
 Ferrailage principal en T20 ($e=15\text{cm}$) et des armatures de répartition en T16 ($e=20 \text{ cm}$).

À l'encastrement avec le piédroit central (pile) : (ferrailage inférieur)

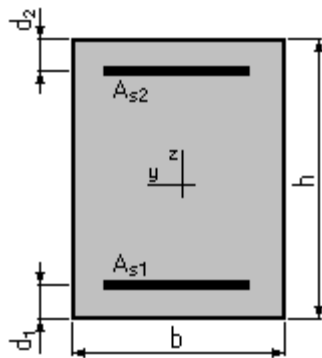
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$ Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 70,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	340,30	-66,10
Etat Limite de Service	245,80	-47,80
Etat Limite Ultime (Accidentel)	343,40	-65,00

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 18,2$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 18,2$ (cm²)

Section minimum $A_s \text{ min} = 18,2$ (cm²) Section maximum $A_s \text{ max} = 162,5$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,56$ (%)

Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,28$ (%) maximum $\rho_{\text{max}} = 2,32$ (%)

Analyse par Cas:

Cas ELU Mmax = 340,30 (kN*m) Mmin = -66,10 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,47 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 5,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 63,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,83$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS Mmax = 245,80 (kN*m) Mmin = -47,80 (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,11

Position de l'axe neutre: $y = 14,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 60,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 6,4$ (MPa)

Comprimée: $\sigma'_s = 6,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

$$\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA	$M_{\text{max}} = 343,40 \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} = -65,00 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	1,68	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 4,5 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 63,2 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\varepsilon_b = 0,75 \text{ (‰)}$	
Déformation de l'acier:	$\varepsilon_s = 10,00 \text{ (‰)}$	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 500,0 \text{ (MPa)}$	

Ferrailage principal en T20 (e=15cm) avec des armatures de répartition en T16(e=20 cm).

À l'encastrement avec piédroits de rive :(ferrailage inférieur)

Calcul de Section en Flexion Simple

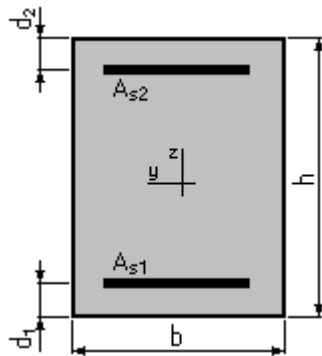
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 500,0 \text{ (MPa)}$

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

2. Section:



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 70,0 \text{ (cm)}$$

$$d = 5,0 \text{ (cm)}$$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	Mmax (kN*m)	Mmin (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	172,40	-99,10
Etat Limite de Service	124,60	-70,30
Etat Limite Ultime (Accidentel)	267,60	-143,70

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 18,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique $A_{s2} = 18,2 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum $A_{s \text{ min}} = 18,2 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum $A_{s \text{ max}} = 162,5 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique $\rho = 0,56 \text{ (\%)} $	
Minimum $\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)} $	maximum $\rho_{\text{max}} = 2,32 \text{ (\%)} $

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\text{max}} = 172,40 \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} = -99,10 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	2,89	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,0 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 63,0 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,83 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 434,8 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS	$M_{\text{max}} = 124,60 \text{ (kN*m)}$	$M_{\text{min}} = -70,30 \text{ (kN*m)}$
Coefficient de sécurité:	2,19	
Position de l'axe neutre:	$y = 14,8 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 60,1 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 0,7 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 9,4 \text{ (MPa)}$	

Comprimée: $\sigma_s' = 9,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 250,0 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\max} = 267,60$ (kN*m) $M_{\min} = -143,70$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,15 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 4,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 63,2$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,75$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Ferrailage principal en T20 (e=15cm) avec des armatures de répartition en T16(e=20 cm).

Ferrailage de piedroit intermédiaire de 60 cm d'épaisseur (pile) :

Ferrailage au milieu

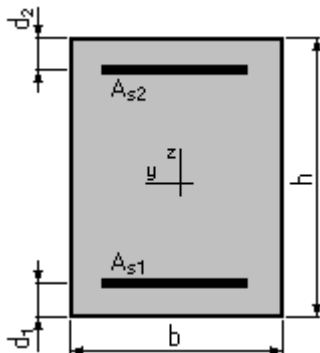
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	570,46	-2,00
2.	ELU	449,48	-32,83
3.	ELS	411,10	-1,33
4.	ELS	267,08	23,18
5.	ELA	389,21	-24,28
6.	ELA	250,04	93,04

4. Résultats:

Sections d'Acier:

$$\text{Section théorique } A_{s1} = 30,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section théorique } A_{s2} = 30,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section minimum } A_s \text{ min} = 60,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Section maximum } A_s \text{ max} = 300,0 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Théorique } \rho = 1,00 \text{ (\%)}$$

$$\text{Minimum } \rho_{\text{min}} = 1,00 \text{ (\%)}$$

$$\text{maximum } \rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 570,46 \text{ (kN)}$ $M = -2,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 25,01 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 322,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 25,0 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00 \text{ (‰)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,17 \text{ (‰)}$

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 427,9 \text{ (MPa)}$

Cas N° 2: Type ELU $N = 449,48 \text{ (kN)}$ $M = -32,83 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 24,89 Pivot: C

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Position de l'axe neutre: $y = 61,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,6$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,46$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS $N = 411,10$ (kN) $M = -1,33$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: $34,29$

Position de l'axe neutre: $y = 1105,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 25,3$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_s = 0,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 9,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS $N = 267,08$ (kN) $M = 23,18$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: $30,82$

Position de l'axe neutre: $y = 69,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,7$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 9,5$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELA $N = 389,21$ (kN) $M = -24,28$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: $38,14$ Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 63,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29,7$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,37$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 250,04$ (kN) $M = 93,04$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 18,55 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 22,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 46,0$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 5,09$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Ferrailage principal en T25 (e=15cm) et des armatures de répartition en T16 (e=15cm).

Ferrailage de la partie sup (encastrement avec la dalle)

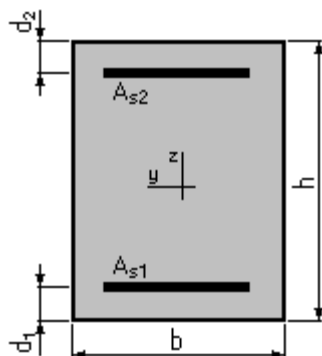
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	661,72	-64,35
2.	ELU	338,27	100,76
3.	ELS	490,50	-47,67
4.	ELS	251,57	67,17
5.	ELA	341,18	-207,62
6.	ELA	319,59	-220,11

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 30,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 30,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 60,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 300,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 1,00 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 661,72 \text{ (kN)}$ $M = -64,35 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: $15,44$ Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 56,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 32,6 \text{ (cm)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00 \text{ (\%)}_0$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50 \text{ (\%)}_0$

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 434,8 \text{ (MPa)}$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Cas N° 2: Type ELU $N = 338,27$ (kN) $M = 100,76$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 15,16 Pivot: B
Position de l'axe neutre: $y = 32,3$ (cm)
Bras de levier: $Z = 42,1$ (cm)
Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 2,46$ (‰)
Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS $N = 490,50$ (kN) $M = -47,67$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 15,96
Position de l'axe neutre: $y = 65,2$ (cm)
Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,3$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Comprimée: $\sigma_s' = 18,2$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS $N = 251,57$ (kN) $M = 67,17$ (kN*m)
Coefficient de sécurité: 15,10
Position de l'axe neutre: $y = 34,0$ (cm)
Bras de levier: $Z = 43,7$ (cm)
Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,2$ (MPa)
Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)
Contrainte de l'acier:
Tendue: $\sigma_s = 5,2$ (MPa)
Comprimée: $\sigma_s' = 16,1$ (MPa)
Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELA $N = 341,18$ (kN) $M = -207,62$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 6,14 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 12,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 50,1$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,90$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 345,6$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 319,59$ (kN) $M = -220,11$ (kN*m)
 Coefficient de sécurité: 5,42 Pivot: A
 Position de l'axe neutre: $y = 11,4$ (cm)
 Bras de levier: $Z = 50,4$ (cm)
 Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)
 Déformation du béton: $\varepsilon_s = 2,61$ (‰)
 Contrainte de l'acier:
 Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 292,6$ (MPa)
 Ferrailage principal en T25 (e=15cm) et des armatures de répartition en T16(e=15cm).

Ferrailage de la partie inf (encastrement avec le radier)

Calcul de Section en Flexion Composée

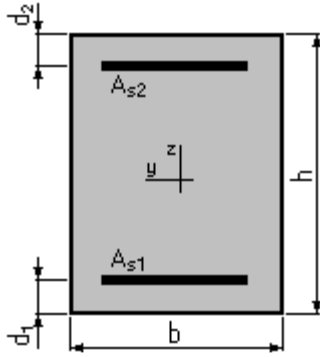
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

CAS N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	897,05	-18,40
2.	ELU	535,48	-50,29
3.	ELS	650,11	-12,26
4.	ELS	390,26	-33,53
5.	ELA	655,48	-69,30
6.	ELA	395,32	274,52

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 30,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 30,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_s \text{ min} = 60,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_s \text{ max} = 300,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 1,00 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU

$N = 897,05 \text{ (kN)}$

$M = -18,40 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:

14,99

Pivot: C

Position de l'axe neutre:

$y = 73,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier:

$Z = 25,6 \text{ (cm)}$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,07$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 535,48$ (kN) $M = -50,29$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,33 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 56,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32,3$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS $N = 650,11$ (kN) $M = -12,26$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,13

Position de l'axe neutre: $y = 211,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 26,7$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 16,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS $N = 390,26$ (kN) $M = -33,53$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 21,18

Position de l'axe neutre: $y = 69,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Comprimée: $\sigma_s' = 13,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELA $N = 655,48$ (kN) $M = -69,30$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 19,21 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 53,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,08$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 15,5$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 395,32$ (kN) $M = 274,52$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,33 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 50,5$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,59$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 289,6$ (MPa)

Ferrailage principal en T25 (e=15cm) et des armatures de répartition en T16 (e=15cm).

Ferrailage des piédroits de Rive de 50 cm d'épaisseur:

Ferrailage au milieu d'un piédroit de rive :

Calcul de Section en Flexion Composée

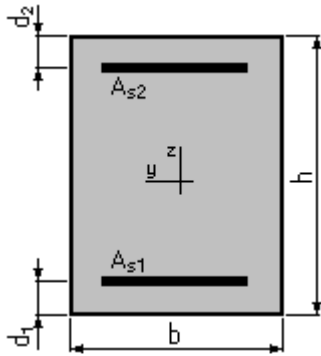
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 100,0 \text{ (cm)}$

$h = 50,0 \text{ (cm)}$

$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	352,75	27,33
2.	ELU	284,21	-58,09
3.	ELS	249,62	20,89
4.	ELS	181,74	-41,80
5.	ELA	205,75	20,15
6.	ELA	185,63	-87,18

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 50,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 250,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 1,00 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU $N = 352,75 \text{ (kN)}$ $M = 27,33 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 24,40 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 46,9 \text{ (cm)}$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Bras de levier: $Z = 26,2$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 284,21$ (kN) $M = -58,09$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 17,43 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 29,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 33,0$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,76$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 352,6$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS $N = 249,62$ (kN) $M = 20,89$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 25,51

Position de l'axe neutre: $y = 52,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 27,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 0,8$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 11,2$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS $N = 181,74$ (kN) $M = -41,80$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 16,43

Position de l'axe neutre: $y = 27,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 4,6$ (MPa) Comprimée: $\sigma_s' = 14,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELA $N = 205,75$ (kN) $M = 20,15$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 48,35 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 42,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28,0$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,20$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 40,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 185,63$ (kN) $M = -87,18$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 10,27 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 11,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 40,6$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,23$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 352,4$ (MPa)

Ferrailage principal en T25 (e=15cm) et des armatures de répartition en T16 (e=15cm).

Piédroit de rive : Ferrailage de la partie sup (encastrement avec la dalle)

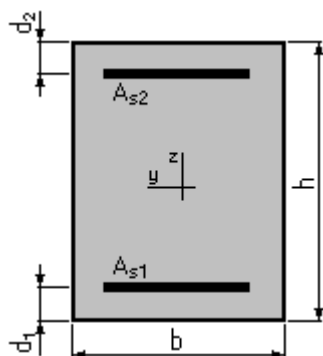
Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa) Acier: $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$h = 50,0 \text{ (cm)}$

$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$

$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	480,89	-129,59
2.	ELU	7,26	-204,80
3.	ELS	333,19	-92,07
4.	ELS	16,67	144,75
5.	ELA	196,52	-156,53
6.	ELA	175,11	-205,14

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_s \text{ min} = 50,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_s \text{ max} = 250,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 1,00 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU

$N = 480,89 \text{ (kN)}$

$M = -129,59 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:

7,87

Pivot: B

Position de l'axe neutre:

$y = 23,9 \text{ (cm)}$

Bras de levier:

$Z = 35,5 \text{ (cm)}$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 3,10$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 7,26$ (kN) $M = -204,80$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: $2,26$ Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42,6$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,56$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 55,5$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS $N = 333,19$ (kN) $M = -92,07$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: $6,96$

Position de l'axe neutre: $y = 24,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 36,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,3$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 11,9$ (MPa) Comprimée: $\sigma_s' = 29,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS $N = 16,67$ (kN) $M = 144,75$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: $1,78$

Position de l'axe neutre: $y = 13,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 40,5$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 4,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 140,1$ (MPa) Comprimée: $\sigma_s' = 38,0$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELA $N = 196,52$ (kN) $M = -156,53$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 4,51 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 8,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 41,7$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 2,23$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 174,8$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 175,11$ (kN) $M = -205,14$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 3,12 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 7,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42,1$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,92$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 119,0$ (MPa)

Ferrailage principal en T25 (e=15cm) et des armatures de répartition en T16 (e=15cm).

Ferrailage de la partie inf (encastrement avec le radier) d'un piédroit de rive:

Calcul de Section en Flexion Composée

1. Hypothèses:

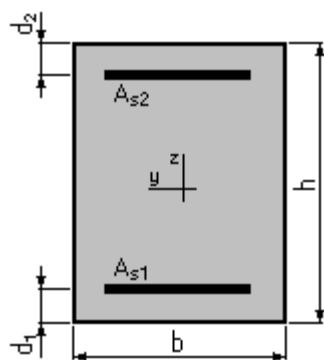
Béton: $f_{c28} = 35,0$ (MPa)

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

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 50,0 \text{ (cm)}$$

$$d1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELU	-599,58	19,04
2.	ELU	507,75	-113,04
3.	ELS	432,10	14,85
4.	ELS	370,79	-81,16
5.	ELA	515,65	-55,25
6.	ELA	153,81	222,19

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 25,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 50,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 250,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 1,00 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\text{min}} = 1,00 \text{ (\%)}$

maximum $\rho_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas N°1: Type ELU

$N = -599,58 \text{ (kN)}$

$M = 19,04 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:

3,13

Pivot: A

Position de l'axe neutre:

$y = -2,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier:

$Z = 45,0 \text{ (cm)}$

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU $N = 507,75$ (kN) $M = -113,04$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 9,13 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 28,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 33,5$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 1,99$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 398,9$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELS $N = 432,10$ (kN) $M = 14,85$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 20,43

Position de l'axe neutre: $y = 92,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23,1$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 1,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Comprimée: $\sigma_s' = 14,6$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELS $N = 370,79$ (kN) $M = -81,16$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 8,45

Position de l'axe neutre: $y = 28,2$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 2,2$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

CHAPITRE V : CALCUL DES CHARGES ET FERRAILLAGE

Tendue: $\sigma_s = 8,5$ (MPa) Comprimée: $\sigma_s' = 27,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier: $\sigma_s \text{ lim} = 250,0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELA $N = 515,65$ (kN) $M = -55,25$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 18,45 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 40,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28,7$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 0,36$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 71,9$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 500,0$ (MPa)

Cas N° 6: Type ELA $N = 153,81$ (kN) $M = 222,19$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,78 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 6,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 42,2$ (cm)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 1,81$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500,0$ (MPa) comprimée: $\sigma_s' = 99,8$ (MPa)

Ferraillage principal en T25 (e=15cm) et des armatures de répartition en T16 (e=15cm).

Chapitre VI

ASSAINISSEMENT

Chapitre VI: ASSAINISSEMENT

VI.1 Introduction

L'assainissement a pour fonction de reprendre les eaux de ruissellement et les eaux pluviales à l'intérieur de la structure, au niveau des couches de chaussée, qui proviennent essentiellement :

- des parties en tranchée ouverte en pente vers la partie couverte (eaux de pluie),
- du recueil pour évacuation des eaux de drainage et d'infiltration traversant la structure et située altimétriquement au-dessus du réseau d'assainissement. De déversements accidentels sur la chaussée (souvent des polluants).

N.B. Même si l'infrastructure n'est pas ouverte à la circulation des matières dangereuses, polluantes ou inflammables, il est conseillé de prévoir un système d'assainissement avec caniveaux continus à fente et regards siphoniques qui permettent à la structure de s'adapter en toute situation. Ceci en raison du fait que l'interdiction de circulation des matières dangereuses n'est pas forcément respectée par tous, et peut même n'être que provisoire.

VI.2 Drainage

Le drainage a pour fonction de reprendre les eaux extérieures au génie civil, en provenance du terrain, et qui peuvent être essentiellement des eaux pluviales :

-De la dalle de couverture, par infiltration.

La mise en place d'une étanchéité de bonne qualité (avec une protection anti-racines car le dessus de la dalle est planté) et de bonnes dispositions constructives (pente de la surface de la dalle pour favoriser l'écoulement des eaux, retombée de l'étanchéité au-dessous de la reprise de bétonnage dalle/piédroit et traitement des joints de dilatation de la dalle) permettent de s'affranchir de ce problème.

-Des piédroits et MS, à travers les plots du voile ou les éléments constitutifs de ces derniers (palplanches, panneaux de parois moulées ou préfabriquées).

Dans ce cas la mise en place de joints étanches de type water-stop entre ces panneaux ou éléments de voile règle le problème pour une présence d'eau constante.

CHAPITRE VI : ASSAINISSEMENT

Le système de recueil derrière les piédroits et MS est placé au point bas du profil en long. Ces drains, de 200 mm de diamètre au moins, sont disposés le long des piédroits et MS latéraux, en donnant à la surface du radier une pente suffisante vers ces drains.

-Du radier (couches de chaussée, couche drainante sous chaussée ou radier B.A. étanche).

Dans tous les cas il est conseillé de prévoir un système de recueil pour les eaux d'infiltration, même si toutes les précautions ont été prises pour en limiter l'importance. En effet, il est presque impossible de réaliser une tranchée couverte totalement et durablement étanche.

- Au niveau des chaussées

Pour réduire le plus possible la surface d'étalement, le système d'assainissement consiste généralement :

- à donner à la chaussée une pente transversale (vers le caniveau) minimale de 2 %, si possible en une seule pente,
- en un caniveau se déversant dans un collecteur enterré au centre de la chaussée par tronçons d'environ 30 m,
- à absorber les effluents le plus rapidement possibles pour limiter l'étalement de la nappe sur la chaussée (5 m³ en 1 minute, par tronçon de 30 m environ).

- Le drainage des parois

Le système est continu :

- côté assainissement des chaussées, l'eau est dirigée vers les avaloirs implantés au bord du trottoir franchissable (avec maintien d'un certain niveau d'eau dans les regards).
- côté opposé à l'assainissement, l'eau est recueillie dans une cunette avec un dispositif de filtration en géotextile, implanté derrière le piédroit. Ce caniveau se jette dans un regard relié à la galerie souterraine par une canalisation, traversant la chaussée au-dessous de la couche de fondation.

- Remplissages derrière les MS (voir figure ci-dessous)
 - 1- Béton de remplissage dosé à 250 kg/m
 - 2- Caniveau des eaux pluviales au droit des MS avec réservation
 - 3- Membrane filtrante en géotextile enveloppant la couche drainante en graviers de 15/25
 - 4- Couche drainante longitudinale aux MS en gravier 15/25 sur une hauteur constante de 80 cm au minimum
 - 5- Remblai en sable provenant de la zone d'emprunt compacté hydraulique
 - 6- Epaisseur de 45 cm réservée au corps de chaussée (à partir de l'arase des MS).

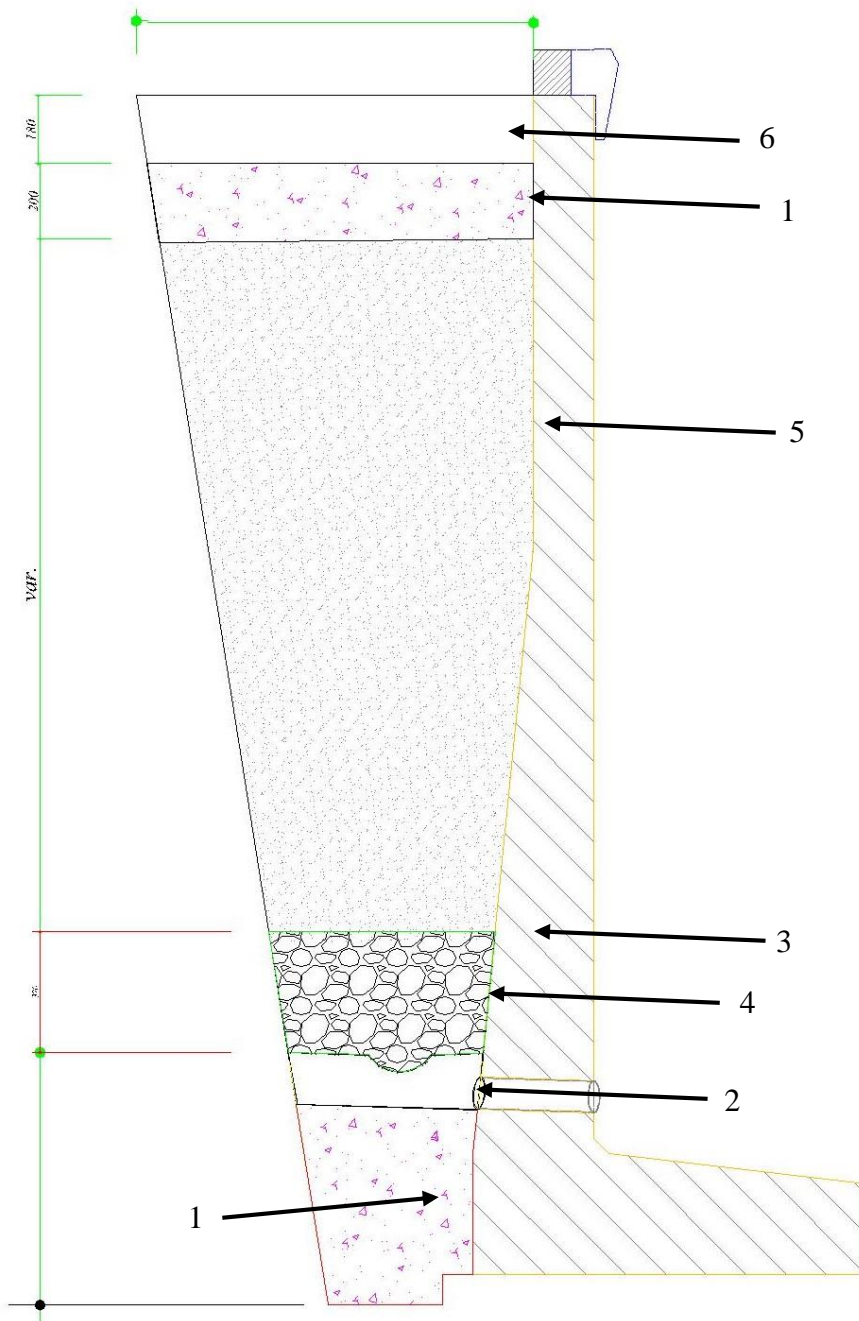


Figure VI.1 : Remplissage derrière les MS

VI.3 Dimensionnement de la conduite principale de collecte des eaux pluviales à l'intérieur de la trémie

Dimensionnement de la conduite principale de collecte des eaux pluviales des parties ouvertes de la trémie de la RN 23 située à l'intersection avec le boulevard périphérique de Mostaganem.

VI.3.1 Calcul hydraulique

Calcul du débit dû aux eaux pluviales lors des précipitations exceptionnelles et dimensionnement des conduites réceptrices à l'intérieur de la trémie.

VI.3.2 Calcul du débit lors d'une précipitation exceptionnelle.

$Q = C. I. A$ avec

Q : débit exprimé en l/s

C = Coefficient d'écoulement = 0.90

I = Intensité de la précipitation pris égal à 180 l/seconde/ha

A = Surface du bassin versant en ha

Dimensionnement de la conduite principale de collecte des eaux pluviales à l'intérieur de la trémie:

Surfaces totales mouillées de la partie ouverte de la trémie :

- Coté Ouest := 3780 m²
 - Coté Est : 2260 m²
- } Soit St = 6040 m² = 0.65 ha

Soit un débit total exceptionnel de

$$\text{Soit } Q = 0,9 \times 180 \times 0.65 = 106 \text{ l/s}$$

Dimensionnement de la conduite réceptrive

$$Q = V.S \text{ soit } S = Q/V$$

Avec V= vitesse d'écoulement de l'eau = 2m/s

S= Surface mouillée inconnue

$$\text{D'où } S = 0.106 / 2 = 0.053 \text{ m}^2$$

Pourcentage de la surface mouillée de la conduite occupée par les eaux pluviales

Pour une conduite en PVC Φ 60cm

CHAPITRE VI : ASSAINISSEMENT

$0.053/0.28=0.122$ soit 19 % de la surface de la conduite ou encore

En tenant compte du tirant d'air soit $19/0.8 = 24$ %

En conséquence une conduite Φ 600 mm est largement suffisante pour collecter les eaux pluviales de la partie ouverte de la trémie.

VI.4 Conclusion :

Vue la profondeur relativement importante de la conduite à partir du regard RG13 (profondeur dépassant les 4.50 mm), une conduite en béton armé en Φ (phi) 800 mm est préférée. En effet, en choisissant une conduite d'un tel diamètre, celle-ci n'a pas besoin d'être renforcée par un quelconque enrobage en béton quelle que soit sa nature.

En outre, une buse d'un tel diamètre n'exige quasiment aucun entretien, pour peu que les regards soient curés au moins une fois par an.

VI.5 GALERIES

VI.5.1 Introduction

Pour pouvoir collecter et évacuer gravitairement les eaux pluviales de l'intérieur de la trémie vers l'exutoire désigné, il est impératif de réaliser un réseau de conduites d'assainissement adéquat et dimensionné en conséquence.

Pour atteindre cet objectif, il est prévu une conduite principale en PVC ϕ 600 mm de diamètre suffisante pour collecter les eaux. Au droit de la partie couverte, les eaux pluviales se déversent dans une première galerie transversale répartissant ainsi les eaux pluviales sur deux conduites également en PVC ϕ 600 mm. Ces deux conduites (une par chaussée) permettent non seulement le franchissement de la partie couverte, mais aussi, de collecter les eaux pluviales qui n'auraient pas pu être captées par le dernier caniveau fendu.

Avant la sortie de la partie couverte, il est prévu une seconde galerie G2 permettant quant à elle de faire converger vers l'axe longitudinal de la trémie les eaux pluviales des deux conduites.

Il faut noter au passage que la conception proposée du système de collecte des eaux pluviales sous la partie couverte convient aux deux solutions proposées à savoir :

-Variante 01: la continuité du système de collecte des eaux pluviales au-delà de la galerie G2 est assurée par une conduite ϕ 800 mm en béton armé qui suit l'axe de la trémie jusqu'au regard N°16.

-Variante 02 : Rejet des eaux pluviales en direction de la RN 23. Dans ce cas, la sortie des eaux de la galerie G1 se fera par le côté sud.

VI.5.2 Pré-dimensionnement des éléments de la galerie

Les éléments de la galerie sont pré-dimensionnés d'après les conditions du BAEL91 et vérifiées par les règlements RPA99/ v2003

- Radier :

Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec: } L_{\max} = 1.75$$

Donc : $h_{r1} \geq 10\text{cm}$

Condition de la raideur:

Condition de la longueur élastique

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :
$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre du radier ;

K : coefficient de raideur du sol ;

$$h_{r2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \Rightarrow$$

On opte pour une épaisseur : $e = 35\text{cm}$ en raison de la fissuration très préjudiciable

- Les Voiles :

L'épaisseur des voiles est déterminée par l'expression suivante :

$$E \geq \max (h_{\max}/25, h_{\max}/20)$$

Avec $h_{\max} = 2.25\text{m}$

$$e = 2,25/20 = 0,12 \text{ (condition non applicable en raison de la faible hauteur des voiles)}$$

Comme la galerie est fortement sollicitée en permanence, nous avons opté pour une épaisseur de 35 cm avec un enrobage minimum de 5 cm.

On opte pour une Épaisseur : **e = 35 cm**

- **DALLE :**

Condition de résistance à la flexion :

$$L / 50 \leq e \leq L / 30.$$

Avec $L = 1,25$: portée porteuse.

Ces conditions ne s'appliquent pas dans notre cas en raison de la faible portée.

Car en fait : la prédalle étant préfabriquée, il a été retenue une épaisseur minimale de 12 cm, (dalle autoportante)

On opte pour une Épaisseur : **e = 35 cm**

VI.5.3 Présentation de l'ouvrage :

Les deux galeries G1 et G2 ont la même largeur intérieure de 0,70 m mais leur hauteur diffère. La galerie G2 est plus haute en raison de la pente pour l'écoulement gravitaires des eaux pluviales.

De ce fait, la hauteur intérieure de la galerie G2 sera de 1.54 m contre 1,25 m pour la galerie G1.

La longueur totale de la galerie est de 164 m

L'épaisseur du radier est de 35 cm.

Les voiles ont une épaisseur de 35 cm

La largeur de toute la galerie est de 1.40 m.

La dalle de couverture est composée d'une mallette semi préfabriquée participante de 10 cm d'épaisseur. Ce procédé a été préféré car il évite tout coffrage et étaieement lors du bétonnage.

-Aux deux extrémités de la galerie, une trappe d'accès est prévue afin d'y accéder en cas de besoin.

La forme de pente de 1% prévue sera assurée par un mortier de béton dosé à 250kg/m³.

VI.5.4 Évaluations des charges et surcharges

Les différentes charges qui ont été considérées sont citées ci-après :

Les descentes de charges diffèrent des cas classiques.

Dans ce cas d'espèce, toutes les charges verticales proviennent du radier de la trémie.

- La charge permanente
- La charge d'exploitation
- La pression des terres
- Poussée due à la descente de charge

Combinaison des charges:

ELS : état limite de service.

ELU : état limite ultime (situation durable et transitoire).

ELU/A : état limite ultime (situation accidentelle sous Séisme).

Les combinaisons seront prises en compte :

Hypothèses de calcul :

Les éléments de la station de la galerie ont été modélisés comme suit :

Les voiles : élément (Shell) épaisseur = 35cm

Le radier rectangulaire : élément (Shell) épaisseur = 35cm

Dalle : élément (Shell) épaisseur = 35cm

Conditions d'appui :

Le modèle de calcul en 3D a été effectué en se basant sur les appuis élastiques (springs) que le logiciel (SAP2000) prend en charge et la raideur du sol $K = 7000 \text{ t/m}^3$ pour un « Sol moyen ».

Les composantes horizontales du module de réaction sont égales au 1/3 de la valeur verticale.

Descente de charge :

- Poids propre de la structure: = 2466,82 T.
- Poids des trottoirs à l'intérieur de la trémie : = 26,53 T.
- Poids des trottoirs sur la trémie : = 26,90 T.
- Remblais sur la trémie (y compris la chaussée) ; «h=50 cm» : = 493,36 T.
- Poids de la chaussée intérieure de la trémie : = 729,30 T.
- Surcharge en surface «A(1)» : = 480,58 T.

CHAPITRE VI : ASSAINISSEMENT

- Surcharge à l'intérieure de la trémie «A(1)» : = 487,00 T.
 - Surcharge sur les trottoirs : = 69,75 T.
- $\Sigma = 4780,24 \text{ T.}$

Soit : $\sigma = 4775,75 / (18,60 \times 26,525) = \mathbf{9,69 \text{ T/m}^2} = \mathbf{0,969 \text{ bars.}}$

Ce calcul simpliste ne reflète pas tout à fait la réalité car en fait, la charge maximale de la trémie est transmise au tablier de galerie par l'intermédiaire des piédroits et plus particulièrement par l'appui intermédiaire.

Actions et sollicitations :

Charges permanentes :

Poids propre de la structure (Galerie) : Cas de charge «G»

Le poids propre de la totalité des éléments de la structure est pris en charge automatiquement par le Logiciel SAP 2000. (Le poids volumique du béton armé $2,50 \text{ T/m}^3$).

Poids de la superstructure (Trémie) : Cas de charge «g»

La réaction maximale de la pile intermédiaire $R_{\max} = 18,52 / 0,80 = \mathbf{23,15 \text{ Ton/m}^2}$.

Poussée du remblai sur les parois : Cas de charge «Pt»

La répartition selon l'axe z est de la forme :

$$F(z) = A x + B y + C z + D.$$

- Pour $Z = 1,89$ (feuillet moyen) $\rightarrow f(z) = 0$ (poussée nulle).

$$f(1,89) = 1,89 C + D = 0. \quad (1)$$

- Pour $Z = 0$ $\rightarrow f(z) = \gamma.z.K_a = 1,80 \times 1,89 \times 0,217 = 0,738. \quad (2)$

D'après (1) et (2) on obtient : $\mathbf{D = 0,738}$ et $\mathbf{C = -0,391}$.

La poussée due à la surcharge : Cas de charge «PSuchg»

La surcharge sur la galerie est de $23,15 \text{ T/m}^2$, cette surcharge provoque une poussée uniforme de : $23,15 \times 0,217 = 5,024 \text{ T/m}^2$ appliquée sur les parois verticales avec le signe correspondant.

Séisme :

Les données de séisme sont conformes aux règles de projet du règlement parasismique des ouvrages d'art.

Classification de l'ouvrage : Groupe 2.

Zone sismique de Mostaganem : IIa.

Coefficient d'accélération de zone : $A=0,20$.

Sollicitations verticales et horizontales dues au séisme :

Vis-à-vis du poids propre :

L'effet du séisme vis-à-vis du poids propre de la structure, est pris en compte directement par le logiciel SAP 2000.

Incrément dynamique de poussée active :(RPOR_2008)

S'exerce sur un écran de hauteur H est prise égale à :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \gamma \times H^2 \times (1 \pm k_v) \cdot K_{ad}. \text{ (Expression 5.5)}$$

Avec : γ : Poids volumique du sol = 1,80 T/m³.

k_v : Coefficient sismique vertical = 0,06.

K_a : Coefficient de poussée statique active.

K_{ad} : Coefficient de poussée dynamique active.

Formule de Mononobé-Okabe donne :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \times \left[1 + \frac{\sin \phi \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta} \right]^2}. \text{ (Expression 5.6)}$$

Avec : ϕ : Angle de frottement interne du sol = 40°.

$$\theta = \arctg \frac{kh}{1 \pm kv}$$

$$\theta = 10,68^\circ ;$$

$$k_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,217$$

$$K_{ad} = 0,321$$

D'où : $F_{admax} = 1,537$ T/ml. (Séisme descendant).

$$F_{admin} = 1,363 \text{ T/ml. (Séisme ascendant).}$$

Incrément dynamique de poussée active due à la surcharge :

La poussée dynamique active globale due au poids de la trémie est égale à :

$$F_{ad}(q) = q \cdot H (1 \pm k_v) \cdot K_{ad}.$$

On a : $q = 23,15$ T/m².

$$k_{ad} = 0,321.$$

D'où : $F_{admax}(q) = 17,649$ T/ml. (Séisme descendant).

$$F_{admax}(q) = 15,651 \text{ T/ml. (Séisme ascendant).}$$

Des résultats de calculs (voir listing) sont résumées les valeurs caractéristiques qui vont servir au ferrailage de la galerie.

VI.5.5 La galerie G2 sous la tranchée couverte

Tableaux récapitulatifs des efforts issus des calculs :

L'exploitation du listing (joint en annexe) de calcul a donné ce qui suit :

Efforts dans le radier :

Les efforts maximum sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.1 : efforts dans le radier

Etat	Position	Mt=M ₁₁ >0 longitudinal [T.m]	Mt=M ₁₁ <0 longitudinal [T.m]	Mt=M ₂₂ >0 Transversal [T.m]	Mt=M ₂₂ <0 transversal [T.m]	Efforts Tranchant [T]
Sous ELS	en Travée	0,139	-0,365	0,228	-1,930	5,453
	à l'Encastrement	0,491	-0,124	1,930	-0,310	11,685
Sous ELU	en Travée	0,212	-0,470	0,415	-2,494	7,411
	à l'Encastrement	0,676	-0,157	2,742	-0,385	15,826
Sous ELA	en Travée	0,807	-0,670	3,373	-2,829	11,105
	à l'Encastrement	1,265	-0,725	5,496	-2,829	13,629

CHAPITRE VI : ASSAINISSEMENT

Efforts dans les voiles :

Les efforts maximum sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.2 : efforts dans le voile

Etat	Position	$M_t=M_{11} >0$ longitudinal [T.m]	$M_t=M_{11} <0$ longitudinal [T.m]	$M_t=M_{22} >0$ Transversal [T.m]	$M_t=M_{22} <0$ transversal [T.m]	Efforts Tranchant [T]
Sous ELS	en Travée	0,470	-0,470	1,625	-1,625	3,810
	à l'Encastrement	1,497	-1,497	2,557	-2,557	9,195
Sous ELU	en Travée	0,702	-0,702	2,207	-2,207	5,626
	à l'Encastrement	2,151	-2,151	3,577	-3,577	13,154
Sous ELA	en Travée	1,038	-1,543	3,674	-3,851	8,138
	à l'Encastrement	3,009	3,009	5,496	-5,170	16,728

Efforts dans la Dalle :

Les efforts maximum sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.3: efforts dans la dalle

Etat	Position	Mt=M ₁₁ >0 longitudinal [T.m]	Mt=M ₁₁ <0 longitudinal [T.m]	Mt=M ₂₂ >0 Transversal [T.m]	Mt=M ₂₂ <0 transversal [T.m]	Efforts Tranchant [T]
Sous ELS	en Travée	0,839	/	2,682	-0,203	8,009
	à l'Encastrement	0,843	-0,465	1,663	-2,541	14,426
Sous ELU	en Travée	1,097	/	3,495	-0,395	10,812
	à l'Encastrement	1,110	-0,653	2,178	-3,605	19,992
Sous ELA	en Travée	1,073	-0,550	2,982	-2,075	11,566
	à l'Encastrement	1,112	-1,587	1,904	-6,368	31,220

Sollicitations vis-à-vis du cisaillement :

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ $\tau = \frac{V_u}{0,9*d} \leq \tau = \min\left[\frac{0,07f_{c28}}{\gamma b}; 4\right] \text{MPa} = \mathbf{1,63 \text{MPa}}$

Sous ELS $\rightarrow \tau_b = \frac{14,426}{0,9 \times 0,35} \times 10^{-2} = 45,797 \text{ T/m}^2$.

Sous ELU $\rightarrow \tau_b = \frac{19,992}{0,9 \times 9,81} \times 10^{-3} = 0,623 \text{ MPa} < 1,75 \text{ MPa}$.

Sous ELA $\rightarrow \tau_b = \frac{31,220}{0,9 \times 9,81} \times 10^{-3} = 0,972 \text{ MPa} < 1,75 \text{ MPa}$.

VI.5.6 Calcul de ferrailage des éléments des galeries sous les genres de sollicitations

Ferrailage du Radier de la galerie :

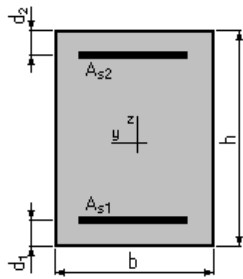
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35$ (MPa) Acier: $f_e = 500$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN*m)	M_{min} (KN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2,74	-2,49
Etat Limite de Service	1,93	-1,93
Etat Limite Ultime (Accidentel)	5,50	-2,83

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,40 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 8,40 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 8,40 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section maximum	$A_{s \text{ max}} = 75,00 \text{ (cm}^2\text{)}$
Théorique	$\rho = 0,56 \text{ (\%)}$		
Minimum	$\rho_{\text{min}} = 0,28 \text{ (\%)}$	maximum	$\rho_{\text{max}} = 2,14 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU	$M_{\text{max}} = 2,74 \text{ (KN*m)}$	$M_{\text{min}} = -2,49 \text{ (KN*m)}$
Coefficient de sécurité:	13,67	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 0,0$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 30,0$	(cm)
Déformation du béton:	$\epsilon_b = 0,01$	(‰)
Déformation de l'acier:	$\epsilon_s = 10,00$	(‰)
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 443,35$	(MPa)

Cas ELS	$M_{\text{max}} = 1,93 \text{ (KN*m)}$	$M_{\text{min}} = -1,93 \text{ (KN*m)}$
Coefficient de sécurité:	8,88	
Position de l'axe neutre:	$y = 0,3$	(cm)
Bras de levier:	$Z = 29,9$	(cm)
Contrainte maxi du béton:	$\sigma_b = 9,18$	(MPa)
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 21$	(MPa)
Contrainte de l'acier:		
Tendue:	$\sigma_s = 92,66$	(MPa)
Contrainte limite de l'acier:		
	$\sigma_s \text{ lim} = 203,9$	(MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 5,50$ (KN*m) $M_{\min} = -2,83$ (KN*m)

Coefficient de sécurité: 7,84 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,0$ (cm)

Déformation du béton: $\sigma_b = 0,01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

 Tendue: $\sigma_s = 500$ (MPa)

Le ferrailage retenu est le ferrailage minimal exigé soit :

-Sur appuis comme en travée, le ferrailage est identique :

- Ferrailage principal Supérieur et inférieur: (sens de la petite portée)
T16 (e=20cm)

Ferrailage de répartition inférieur et supérieur : (sens de la longueur) T14 (e= 20cm)

Ferrailage des voiles de la galerie :

Calcul de Section en Flexion Simple

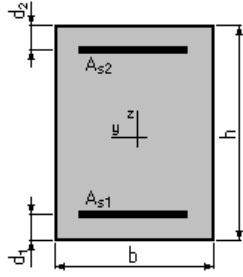
Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35$ (MPa) Acier: $f_e = 500$ (MPa)

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

2. Section:

CHAPITRE VI : ASSAINISSEMENT



$$b = 100,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 5,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{\max} (KN*m)	M_{\min} (KN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3,58	-3,58
Etat Limite de Service	2,56	-2,56
Etat Limite Ultime (Accidentel)	5,50	-5,17

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8,40 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 8,40 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 8,40 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_{s \max} = 75,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,56 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$ maximum $\rho_{\max} = 2,14 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 3,58 \text{ (KN*m)}$ $M_{\min} = -3,58 \text{ (KN*m)}$

Coefficient de sécurité: 10,48 Pivot: A

CHAPITRE VI : ASSAINISSEMENT

Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 443,35$ (MPa)

Cas ELS $M_{\max} = 2,56$ (KN*m) $M_{\min} = -2,56$ (KN*m)

Coefficient de sécurité: 6,70

Position de l'axe neutre: $y = 0,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 29,9$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 121,6$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 122,8$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 203,9$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 5,50$ (KN*m) $M_{\min} = -5,17$ (KN*m)

Coefficient de sécurité: 7,84 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 0,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,0$ (cm)

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500$ (MPa)

Ferrailage des piédroits (voiles de la galerie) retenu

- Ferrailage vertical coté intérieur et coté extérieur : T16 (e=20cm)

- Ferrailage de répartition (ferrailage horizontal) coté intérieur et coté extérieur : T14 (e=20cm)

Ferrailage de la dalle de couverture de la galerie :

Calcul de Section en Flexion Simple

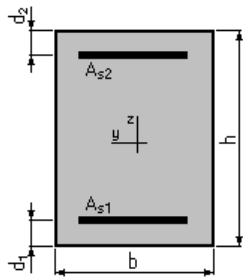
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 35$ (MPa)

Acier: $f_e = 500$ (MPa)

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

2. Section:



$b = 100,0$ (cm)

$h = 35,0$ (cm)

$d_1 = 5,0$ (cm)

$d_2 = 5,0$ (cm)

3. Moments appliqués:

	M_{max} (KN*m)	M_{min} (KN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	3,50	-3,60
Etat Limite de Service	2,68	-2,54
Etat Limite Ultime (Accidentel)	2,98	-6,37

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 8,40$ (cm²) Section théorique $A_{s2} = 8,40$ (cm²)

CHAPITRE VI : ASSAINISSEMENT

Section minimum $A_s \min = 8,40 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section maximum $A_s \max = 75,00 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $\rho = 0,56 \text{ (\%)}$

Minimum $\rho_{\min} = 0,28 \text{ (\%)}$ maximum $\rho_{\max} = 2,14 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\max} = 3,50 \text{ (KN*m)}$ $M_{\min} = -3,60 \text{ (KN*m)}$

Coefficient de sécurité: 10,41 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 30,0 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\epsilon_b = 0,01 \text{ (\%o)}$

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00 \text{ (\%o)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 443,35 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\max} = 2,68 \text{ (KN*m)}$ $M_{\min} = -2,54 \text{ (KN*m)}$

Coefficient de sécurité: 6,39

Position de l'axe neutre: $y = 0,3 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 29,9 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 120,8 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 21 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 121,94 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_s \text{ lim} = 203,9 \text{ (MPa)}$

Cas ELA $M_{\max} = 2,98 \text{ (KN*m)}$ $M_{\min} = -6,37 \text{ (KN*m)}$

Coefficient de sécurité: 6,77 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 0,0 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 30,0 \text{ (cm)}$

CHAPITRE VI : ASSAINISSEMENT

Déformation du béton: $\varepsilon_b = 0,01$ (‰)

Déformation de l'acier: $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Tendue: $\sigma_s = 500$ (MPa)

Ferraillage de la dalle de couverture retenu

- Ferraillage principal Supérieur et inférieur: (selon la petite portée)

T16 (e=20cm)

Ferraillage de répartition inférieur et supérieur : (selon la longueur) T14 (e= 20cm)

Conclusion :

Les ferraillages de la galerie sont calculés à la flexion simple, la dalle de couverture est en voûte préfabriquée après la mise en place les joints sont injecter par le coulisse de ciment pour unifier la structure, tandis que le radier et les piédroits sont coulés en place

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Les trémies ont pour finalité de permettre la circulation des biens et des personnes. Suite à leur construction, elles doivent avoir un traitement architectural et environnemental.

Dans le cadre de cette étude, il a été question pour nous, après examen, de fournir des solutions devant aider à la mise à niveau de la sécurité des usagers et de la fiabilité des ouvrages d'art de type cadre fermé à l'intersection avec la RN23 entrant dans le projet de la pénétrante autoroutière reliant Mostaganem à l'autoroute est/ouest sur 60 km.

Comprendre le projet en le situant dans son contexte socio-économique, nous aura permis de dégager les objectifs devant être atteints au terme de notre étude, mais aussi les résultats.

Faire un avant-projet sommaire APS d'une intersection et proposer des solutions de réhabilitation a constitué l'essentiel du travail.

Nous avons jugé nécessaire d'approfondir nos connaissances sur les ouvrages d'art en béton armé et les différentes méthodes et moyens de calcul en vue de leur exécution afin de bien mener notre mission d'ingénieur dans le domaine de Voies et Ouvrages d'art (VOA), raison pour laquelle nous avons opter pour la conception et étude d'une trémie comme projet de fin d'étude.

Nous voulions faire une étude complète de notre projet de fin d'étude, malheureusement, nous avons été limité par le temps et aussi par des difficultés rencontrées lors de l'application des surcharges routière sur l'ouvrage par le logiciel SAP2000 v9, nous étions dans l'obligation de faire recours à la note de calcul du bureau d'étude.

Nous recommandons : Au bureau étude dans le cadre de l'APD, compte tenu de l'importance de l'augmentation du flux de trafic routier dans la ville de Mostaganem et de prévoir un passage cycliste pour ce genre d'aménagement qui est inexistant.

Au département de génie civil de Mostaganem de former des masters spécialistes en ouvrage d'art, doté des connaissances suffisantes en moyen logistique (logiciel) et méthode de calcul et de l'exécution de l'ouvrage type, car lors de l'étude de notre projet et du stage que nous avons effectué sur le projet, nous n'avons pas trouvé un spécialiste expert en ouvrage d'art, donc ici ou ailleurs en Afrique l'étude et l'exécution des ouvrages d'art se fait par des étrangers.

Pour finir, le présent projet de fin d'étude fut une première expérience, pour nous, de connaître les difficultés rencontrées par les ingénieurs de l'étude d'un projet et d'y remédier et nous avons eu la chance de faire un stage sur le projet en question dans l'entreprise de réalisation COSIDER sollicitée par l'ANA (Agence Nationale des Autoroute) de nous accepter comme stagiaire.

Conclusion générale

Nous avons beaucoup appris de ce projet, espérant que cela va nous ouvrir des opportunités dans notre vie professionnelle et de faire de nous un bon fruit de notre continent.

Bibliographie

Bibliographie

- [1]- BAEL 91 révisé 99 : « Béton Armé à l'Etat Limite », Paris, 1999.
 - [2]- NF P 94-110 7-1991 Sols: Normes françaises pour l'exécution des essais in-situ et au laboratoire, Paris 1991.
 - [3]- Fascicule 61 - Titre II du CRC : Conception, calcul et épreuves des Ouvrages d'Art programme de charges et épreuves des ponts-routes.
 - [4]- Fascicule 62 - Titre V du CCTG : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
 - [5]- Guide AFPS 92 : Association Française du génie Parasismique pour la protection parasismique des ponts
 - [6]- Guide SETRA « Guide du projeteur Ouvrages d'Art – Ponts courants » Paris janvier 1999
 - [7]- Guide SETRA : Service d'études Techniques des Routes et Autoroutes : Ouvrages de soutènement - Guide de conception générale, Paris 1998.
- Guide pour la conception générale du génie civil des tranchées couvertes (Paris)
- [8]- RPOA2008 : Règles parasismique applicables au domaine des ouvrages d'art, Alger 2008
 - [9]- RCPR2008 : Règles définissant les Charges à appliquer pour le calcul et les épreuves des Ponts routes, Paris, 2008
 - [10]- Dossier pilote des tunnels (CETU) : document n° 3 : Génie Civil. 3.7 et 3.8 Assainissement, drainage et réseau divers – chaussées, Paris 1998.
 - [11]- Rapport d'Etude géotechnique de sol par INZAMAC Algérie
 - [12]- Notes de calculs (mur de soutènement et cadre) d'après l'entreprise de réalisation COSIDER.
 - [13]- A.Guerrin, traité de béton armé 7, Edition DUNOD, Paris 1976.
 - [14]- Document du bureau d'étude YÜKSEL PROJET (Turc 2015) à Alger : calcul de la tranchée couverte (type 6) du port d'Oran.

*Logiciel : SAP2000.v9,

Autocad-COVADIS 2008,

Robot expert 2010,

Word, Excel et PowerPoint 2013.