

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed El Bachir Elibrahimi – Bordj Bou Arreridj
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département Génie civil



جامعة محمد البشير الإبراهيمي «برج بوعريريج»
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية

UNIVERSITE MOHAMED EL BACHIR EL IBRAHIMI
BORDJ BOU ARRIDJ

UNIVERSITY OF MOHAMED EL BACHIR EL IBRAHIMI
BORDJ BOU ARRIDJ

Mémoire de fin d'études

PRESENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE : (Master 2)

Filière : Génie civil
Option : structures

Thème :

*Etude Génie civil d'une station de pompage
de capacité 30 000 m³ /j*

Soutenu le : 02/07/2018 14H00 –15H30

Encadreur :

➤ Maouas Amar

Co-encadreur :

➤ Bouzid Chawki

Président : Ziani Hocine

Examiné par :

➤ Mazouz Aida

➤ Attia Abdelkader

Préparé par :

➤ Bensid Amer

➤ Imadeddine belhadj

Année Universitaire 2017/2018

وَاللَّهُ يَكْتُبُ

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nôtres promoteur : **MR. MOUASS**...et*

*Co promoteur **MR. BOUZID**....pour la sollicitude avec laquelle ils ont suivis et guidés ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience.

DÉDICACES

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Nous dédions ce travail à :

- ❖ *Nos mères, qui nous ont toujours encouragés et soutenus dans notre étude jusqu'à ce que nous ayons atteint ce stade de formation*

- ❖ *Toutes nos familles pour leurs encouragements et leur soutien moral*

- ❖ *A tous les enseignants qui nous ont donné la porte du succès.*

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une station de pompage de forme irrégulière à étagé de sous-sols + un raz de chaussée, implanté dans la wilaya de **Mestghanem**. Cette étude se compose de quatre parties :

-La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, dalles pleines, l'acrotère, pont roulant).

- la troisième partie : L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par **Etabes** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondations, poteaux, poutres, voiles).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : station de pompage, béton, Etabse, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
f_{c28}	Résistance caractéristique a 28 jours
A_{st}	Section d'armature
A_{st}	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre
c_p	Facteur de force horizontal
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids sismique au niveau « i »
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération

SOMMAIRE

	Pages
Introduction	1
 Chapitre -I- Aperçu générale sur les stations de pompage	
I-1- Définition et terminologie.....	2
I-2- les types de stations de pompage.....	2
I-3- Les éléments constitutifs d'une station de pompage.....	3
I-4- Fonctionnement de station de pompage.....	5
I-5- Station de pompage d'une vue génie civil.....	6
 Chapitre -II- caractéristiques technique de projet	
II-1- Présentation de projet.....	7
II-2- Caractéristiques géographique et géotechnique de terrain.....	8
II-3- Caractéristiques des matériaux.....	10
II-4- Les normes de calcul.....	15
 Chapitre -III- Pré dimensionnement	
III-1- Introduction.....	16
III-2- Evaluation des charges et surcharges.....	16
III-3- Pré dimensionnement des éléments de la structure.....	20
III-4- Descente de charges.....	22
 Chapitre-IV- Calcul des éléments secondaires	
IV-1- Introduction.....	27
IV-2- Etude de plancher dalle pleine.....	27
IV-3- Etude de l'acrotère.....	36
IV-4- Etude des escaliers.....	39
IV-5- dimensionnement de pont roulant et voie de roulement.....	44

CHAPITRE -V- ETUDE SISMIQUE

V-1- Introduction.....	59
V-2- Objectif de l'étude dynamique.....	59
V-3- Méthode de calcul.....	59
V-4- Modélisation.....	62
V-5- Résultante des forces sismiques de calcul.....	64
V-6- Vérification.....	65

CHAPITRE –VI- ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS

VI-1- Ferrailage des poutres.....	67
VI-2- Ferrailage des poteaux.....	73

Chapitre –VII- Etude de l'infrastructure

VII-1- Introduction.....	78
VII-2- Choix du combinassent de calcul.....	78
VII-3- Choix du type de fondation.....	78
VII-4- Ferrailage du voile.....	80
Conclusion.....	85
Bibliographie.....	86

Liste des figures

	Pages
Chapitre I	
Figure I-1 : Schéma des types des stations de pompage	3
Chapitre II	
Figure II-1 : station SP1	8
Figure II-2 : Schéma de station SP1	8
Figure II-3 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	11
Figure II-4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU.....	12
Figure II-5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	13
Figure II-6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier	14
Chapitre III	
Figure III-1 : Plancher terrasse inaccessible et couvre les conduites de refoulement	16
Figure III-2 : Plancher courant	17
Figure III-3 : Coupe transversale du mur extérieur	18
Figure III-4 : Coupe transversale du mur intérieur	19
Figure III-5 : Coupe transversale du l'acrotère	19
Figure III-6 : Poteau de rive	23
Figure III-7 : Poteau central	25
Chapitre IV	
Figure IV-1 : Vue en plan de plancher Terrasse	27
Figure IV-2 : Vue en plan des plancher Sous-sol	30
Figure IV-3 : Schéma de ferrailage de plancher	34
Figure IV-4 : Vue en plan de plancher qui couvre les conduites de Refoulement.....	35
Figure IV-5 : Schéma de l'acrotèr.....	36

Figure IV-6 : Coupe de l'acrotère.....	37
Figure IV-7 : coffrage et ferrailage de l'acrotère.....	39
Figure IV-8 : Conception architecturél des escaliers	40
Figure IV-9 : Schéma statique des escaliers.....	40
Figure IV-10 : Schématisation des charges sur une marche.....	41
Figure IV-11 : Schématisation les charges et les moments sur limons.....	43
Figure IV-12 : Système d'assemblage les escaliers à la dalle.....	44
Figure IV-13 : Schéma 3D du pont roulant.....	45
Figure IV-14 : Schéma 2D du pont roulant.....	45
Figure IV-15 : Moment max. pour deux charges égales (Théorème de Barré).....	46
Figure IV-16 : Caractéristique géométriques du rail.....	48
Figure IV-17 : Crapaud pour rail A45.....	48
Figure IV-18 : déformation de la poutre sous l'effets des galets sur seul travée.....	49
Figure IV-19 : déformation de la poutre sous l'effet de moment sur appuis.....	49
Figure IV-20 : déformation du poutre sous l'effets de sont poids propre.....	50
Figure IV-21 : transmission de l'effort de galet vers le rail.....	53
Figure IV-22 : charges appliquées sur le corbeau.....	55
Figure IV-23 : Ferrailage d'un corbeau.....	56
Figure IV-24 : schéma de ferrailage du corbeau.....	58

Chapitre V

Figure V-1 : Diagramme de spectre de répons.....	61
Figure V-2 : vue 3D de modélisation de la structure.....	62
Figure V-3 : vue 2D de mode de translation.....	63
Figure V-4 : vue 2D de mode de rotation.....	64

Chapitre VI

Figure VI-1 : Schéma de ferrailage des poutres.....	73
Figure VI-2 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	77

Chapitre VII

Figure VII-1 : Schéma d'une semelle isolée.....	79
Figure VII-2 : schéma de ferrailage.....	80
Figure VII-3 : disposition des voiles périphériques.....	81
Figure VII-4 : Répartition des charges sur le voile.....	82
Figure VII-5 : coupe longitudinal de voile.....	84
Figure VII-6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	84

Liste des tableaux

Pages

Chapitre I

Chapitre II

Tableau II-1 : les valeurs nominales de f_y et f_u 15

Chapitre III

Tableau III-1 : Evaluation des charges de Plancher terrasse (dalle pleine)
inaccessible.....16

Tableau III-2 : Evaluation des charges de Plancher courant (dalle pleine)
accessible.....17

Tableau III-3 : Evaluation des charges de plancher qui couvre les conduites
de refoulement18

Tableau III-4 : Evaluation des charges de Murs extérieurs18

Tableau III-5 : Evaluation des charges de Murs intérieur.....19

Tableau III-6 : Poids propre des poteaux de rive23

Tableau III-7 : Descente des charges - poteaux de rive23

Tableau III-8 : Poids propre des poteaux central25

Tableau III-9 : Descente des charges - poteaux central25

Chapitre IV

Tableau IV -1 : Calcul des moments en travée plancher Terrasse29

Tableau IV-2 : Calcul des moments en appui plancher Terrasse29

Tableau IV-3 : Calcul des moments en travée du plancher Sous-sol30

Tableau IV-4 : Calcul des moments en appui du plancher Sous-sol31

Tableau IV-5 : Calcul du ferrailage en travée et en appuis-
planché Terrasse à L'ELU32

Tableau IV-6 : ferrailage en travée et en appuis des dalles	34
Tableau IV-7 : Calcul des moments en travée	35
Tableau IV-8 : Calcul des moments en appui	35
Tableau IV-9 : le ferrailage en travée et en appuis	36
Tableau IV-10 : adopte pour une cornière à ailes égales L60×60×6	42
Tableau IV-11 : adopte UAP 180 de caractéristiques	42
Tableau IV-12 : Classement des ponts roulant selon le CTIC	44
Tableau IV-13 : Les caractéristiques géométriques de pont roulant.....	45
Tableau IV-14 : Coefficient $C \Psi$	47
Tableau IV-15 : Récapitulation des réactions appliquée sur poutre de roulement	47
Tableau IV-16 : géométrie de rail type A45	48
Tableau IV-17 : caractéristiques statiques HEB240	50
Tableau IV-18 : Récapitulation des résultats.....	58

Chapitre V

Tableau V-1 : Période et facteur de participation massique	63
Tableau V-2 : comparaison entre l'effort statique et dynamique	65
Tableau V-3 : Vérification des déformations (x-x)	65
Tableau V-4 : Vérification des déformations (y-y)	65
Tableau V-5 : Vérification de l'effet $P-\Delta(x-x)$	66
Tableau V.6 : Vérification de l'effet $P-\Delta(y-y)$	66

Chapitre VI

Tableau VI-1 : Ferrailage en appuis (pp : 30*50).....	68
Tableau VI-2 : Ferrailage en travée (pp : 30*50).....	68
Tableau VI-3 : Ferrailage en appui (Ps).....	69
Tableau VI-4 : Ferrailage en travée (Ps).....	69
Tableau VI-5 : Vérification de la flèche (p-p).....	72

Tableau VI-6 : Vérification de la flèche (p-s).....	72
Tableau VI-7 : ferrailage des poteaux.....	74
Tableau VI-8 : Vérification à l'ELS.....	76
Tableau VI-9 : Vérification de flambement.....	77

Chapitre VII

Tableau VII-1 : Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU.....	83
--	----

Introduction

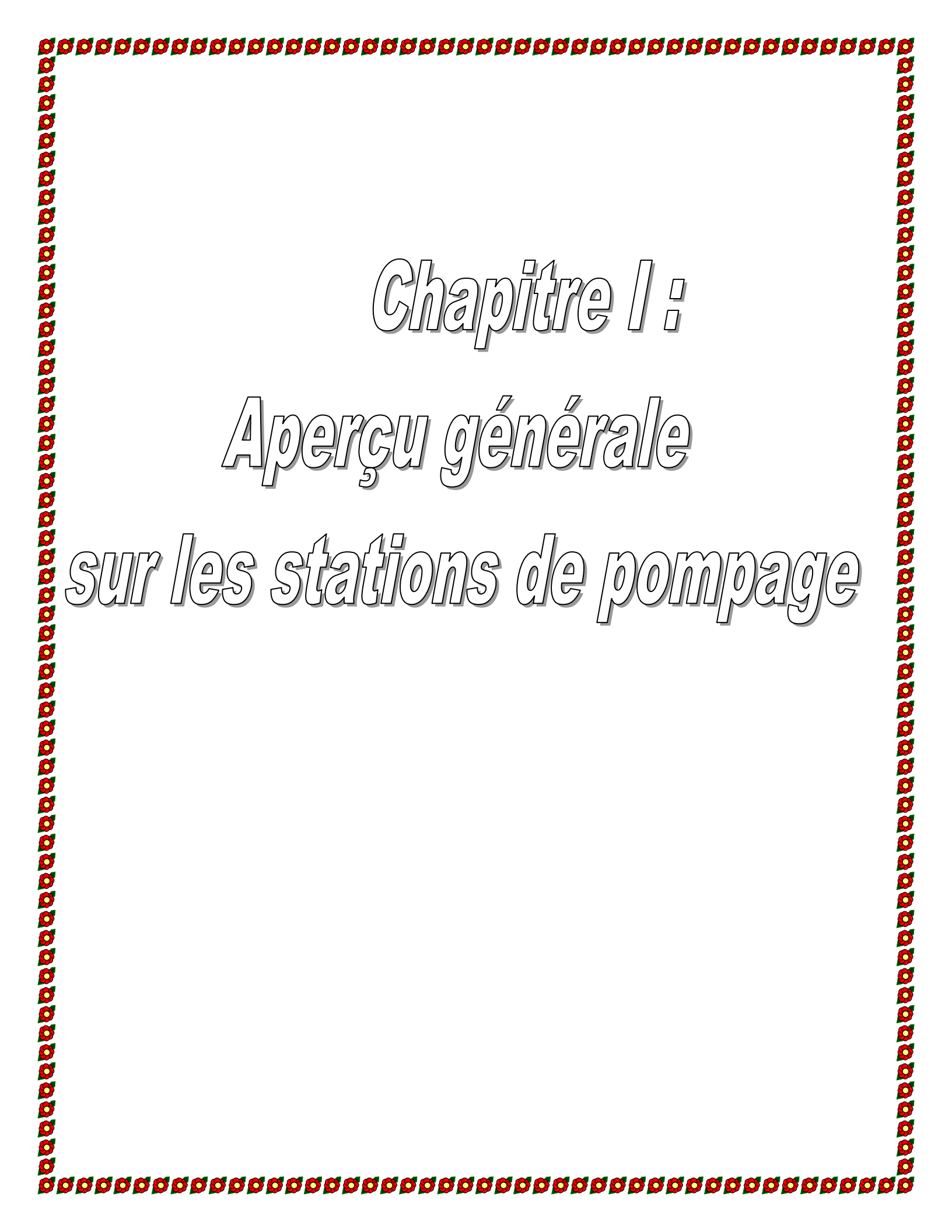
Construire, a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées.

La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage, et la détermination de la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Il est donc, nécessaire d'une part de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites, leur coût et d'autre part, de recenser et d'évaluer les contraintes le plus précisément possible, pour ne pas s'exposer à des imprévus pendant les exécutions.

dans le présent projet étudier on se propose, une station de pompage SP1 en béton armé implanté en zone de sismicité élevée (Mostaghanem), l'objectif est de dimensionner toute la structure du projet, cela pose des problèmes, l'un de ces problèmes c'est le dimensionnement d'infrastructure à certaine profondeur, c'est pour cela il faut bien étudié le sol, ce qui nécessite un rapport géotechnique qui nous permet de dimensionné le voile périphérique et les fondations ; et l'autre problème c'est le system de manutention des pompes en cas d'entretien des machines, pour le dimensionnement du pont roulant qui exige une étude dynamique.

ce type de construction ne nécessite pas une étude spécifique, mais sont études rencontrent de nombreuses difficultés, dans le choix du modèle de comportement, et les règlements parasismiques algériens qui définissent des modèles et des approches spécifiques pour ce type de bâtiment ; la stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, pont roulant...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...), la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés, et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituants d'ouvrage (la station de pompage), on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.



Chapitre I :
Aperçu générale
sur les stations de pompage

1 Définition et terminologie

En général on peut véhiculer l'eau gravitairement, si éventuellement la topographie de terrain le permet ; parfois cette méthode devient plus difficile à cause de topographie et géotechnique de terrain, la station de pompage fixe le problème à l'aide des pompes quel que soit leur type (centrifuge ou volumique).

Une station de pompage est une station servant à pomper l'eau ou plus généralement un fluide, tel que le pétrole l'eau par exemple ; elle peut être utilisée pour plusieurs applications telles que l'approvisionnement en eau des canaux, le drainage des terres basses, et l'élimination des eaux usées vers le site de transformation.

2 les types de stations de pompage

2-1 Selon la forme et emplacement dans le terrain

Selon leur forme on ne peut pas classer, mais si en prise en compte la relation avec le terrain il y a deux types de stations de pompage :

Station à cale sèche ce type est caractérisé par la salle des pompes et la bache humide sont séparées, le choix de ce type de station doit résulter d'une étude d'ordre fonctionnel pour faciliter l'accessibilité et l'entretien des pompes (moteur).

Cette type de station a des avantages comme la consommation d'énergie électrique plus faible en raison d'un rendement global plus élevé ; la possibilité de faire un système de protection anti-bélier, et les inconvénients de ce type est les ouvrages de station de pompage ont une grande importance dans notre vie donc sont plus coûteux et cette ouvrage nécessite des équipements hydrauliques plus coûteux et la ventilation.

Station immergée dans ce type la bache et la chambre des pompes sont confondues, c'est-à-dire les pompes sont placées directement dans la bache. Le choix de ce type de station doit résulter d'une étude d'ordre économique.

Cette type de station a des avantages sont la simplification de la conception et de la réalisation des travaux de génie civil et la possibilité de suppression de superstructures et les inconvénients de ce type est la consommation d'énergie électrique relativement importante du fait d'un rendement global du groupe généralement bas et l'installation d'un système de ventilation et les armoires des appareillages de commande.

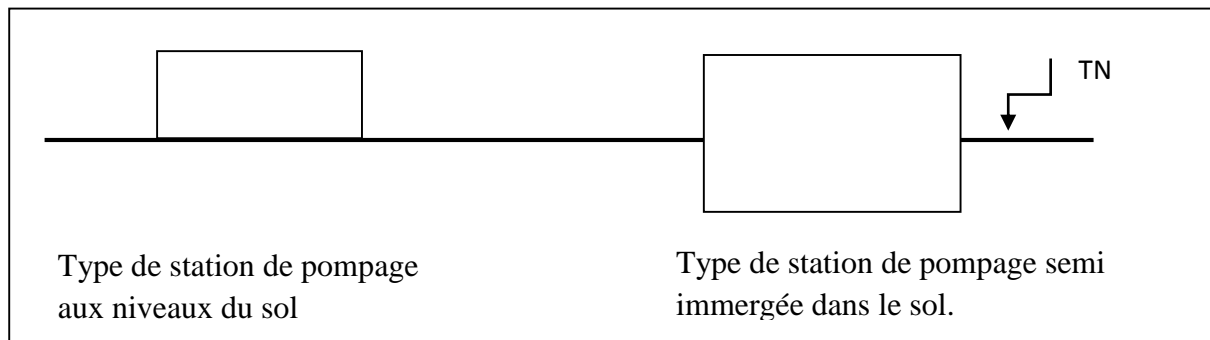


Figure I-1 : Schéma des types des stations de pompage

2-2 Selon leur utilisation

Les stations d'épuration : est un ensemble de technique qui consistent à purifier l'eau soit pour réutiliser ou recycler les eaux usées dans le milieu naturel, soit pour transformation les eaux naturelles en eau potable.

Les stations de pompage relais : son rôle essentiel est de recomprimer le pétrole pendant son écoulement dans l'oléoduc, pour compenser la perte de charge qu'il subit tout au long d'un parcours pouvant faire plusieurs milliers de kilomètre.

3 Les éléments constitutifs d'une station de pompage

les élément d'une station de pompage sont déterminés en fonction de la mission pour laquelle elle est étudiée ,généralement une station de pompage est constituée principalement par une ou plusieurs pompes, leur moteur d'entraînement, leur robinetterie, l'alimentation électrique, les dispositifs de nettoyage du liquide avant pompage, les tuyauteries internes à la station, l'ensemble des systèmes de commande et de contrôle et l'ensemble des moyens de maintenance et on précise les élément comme suite :

3-1 Les pompe

Lorsque on parle sur les stations de pompages, il faut mentionnée quelque informations sur les pompes; généralement le rôle essentiel des pompes est de véhiculé l'eau ou autres liquide, les pompes sont le cœur des stations de pompage ; les pompes sont des machines hydraulique qui aspire et refoule un liquide (l'eau, l'huile , pétrole , les liquides alimentaires etc...), et les pompes pouvant être utilisées sont très diverses mais en pratique, elles sont de plusieurs type centrifuge, rotatif(volumétrique),alternatif (volumétrique à piston faisant des allers retours dans un cylindre) et on distingue :

1. Pompes horizontales
2. Pompes horizontales installées verticalement
3. Pompes verticales

4. Pompes immergées
5. Pompes submersibles
6. Pompes à turbine hydraulique

3-2 Les équipements électriques

Pour alimenter ou contrôler les pompes et les appareils, il faut assurer la protection électrique du personnel, celle du matériel, le démarrage et l'interconnexions des groupes et des auxiliaires et son installation à partir de la ligne haute ou moyenne ou basse tension et comporte les armoires de commande.

3-3 Prise d'eau : aspiration, dégrillage, tamisage, dessablage et déshuilage

C'est un ensemble très important car, sans aspiration, il n'y a pas de pompage, il faut donc assurer une aspiration de fluide (eau, pétrole ...) compatible avec un fonctionnement correct de la pompe. En outre, il faut éliminer les impuretés susceptibles de troubler le fonctionnement du pompage.

3-4 Tuyauteries

Qui sont utiliser pour aspiration et refoulement de fluide (l'eau, l'huile, pétrole, les liquides alimentaires etc...)

3-5 Robinetterie

Depuis l'aspiration jusqu'au refoulement, on trouve les éléments suivants :

1. La crépine d'aspiration
2. Le clapet de pied
3. La vanne d'isolement
4. Le clapet de non-retour
5. La vanne de refoulement

3-6 Protections et alarmes

Pour sécurité des équipements de la station de pompage et des personnes, il y a de types, la protection de type électrique ou mécanique L'ensemble de ces protections doit supprimer tout risque d'incident électrique ou mécanique dommageable pour le personnel (locaux humides) ou les équipements (pompes, tuyauteries ...), et de type hydraulique L'ensemble de ces protections doit supprimer tout risque d'incident ayant pour origine le liquide véhiculé et sa circulation.

3-7 Levage, manutention

Les moyens de manutention pour l'installation et l'entretien sont à étudier pour chaque cas, toutefois et une fois le montage terminé, la manutention servira uniquement à l'entretien (quelques levages par ans), Sauf pour les très grosses installations, le matériel lourde de levage restera longtemps sans servir et se dégradera, le coût en est élevé car il entraîne un surplus de

dépenses de génie civil et il peut être plus simple de prévoir des orifices dans la toiture permettant l'emploi de grues mobiles, enfin certains éléments (ballons anti-bélier) qui sont parmi les plus lourds n'exigent pratiquement aucune manutention d'entretien.

3-8 L'entretien et pièces de rechange

L'entretien d'une station de pompage doit être défini avant la mise en service, il doit comprendre le contrôle de tous les éléments sujets à usure et, en particulier, les roulements, l'appareillage électrique et de contrôle ; et des essais mensuels pour les machines en secours.

Les pièces de rechange et leur quantité sont à choisir en fonction de l'importance du service à assurer, du délai de livraison, du nombre de secours en place, de l'éloignement du fournisseur, de la durée du transport, des formalités d'importation et de dédouanement etc. en première importance et d'un point de vue seulement technique, le stock minimal doit comprendre (roulements, coussinets, butées, joints etc.)

3-9 Chauffage et ventilation

Suivant le climat, on pourra prévoir le chauffage de la salle de contrôle ; ou le chauffage des salles de pompage s'il y a risque de gel, en particulier en période d'arrêt, les calories dégagées par les moteurs peuvent être utilisées, dans les lieux humides, on peut réchauffer les bobinages des moteurs et les armoires électriques, pendant les périodes chaudes, les calories peuvent être évacuées par des gaines vers l'extérieur. Une ventilation peut être contrôlée par thermostat ou bien on peut construire des installations de pompes sans murs extérieurs.

4-Fonctionnement de station de pompage

Les stations de pompage permettent de inspirer et refouler l'eau dans les réservoirs des zones de pression supérieur, leur installations de pompage sont principalement constituées de pompes , anti-bélier, des vannes et tuyaux, selon la conception hydraulique de la station, les pompes à une vitesse fixe , sont de type horizontal ou vertical elles sont équipées de vannes à commande hydrique ou électrique selon leur type et leur mode de démarrage et d'arrêt , la protection en sortie de pompe est assurée soit par une vanne-clapet anti-retour soi par clapet.

L'anti-bélier est un system de protection les installation de pompage et des conduites contre le phénomène courant (coup de bélier) engendrés par la mise en marche et l'arrêt des pompes , la tuyauterie et principalement constituée d'une grosse canalisation appelée collecteur et des conduites de refoulement , le collecteur est raccordé sur les cuves du réservoir et alimente les pompes , un jeu de vannes permet d'isoler pompes et cuves pour les travaux de maintenance .

La sortie des pompes est raccordée à la conduite de refoulement équipée d'un débitmètre ou d'un compteur et d'une vanne d'arrêt, dans certaines station la conduite de refoulement est équipée d'une vanne dite retour permettre de soutirer de l'eau du réservoir supérieur ; cette vanne de réglage de type Clayton est utilisée pour absorber un trop-plein du réservoir supérieur ou pour alimenter en secours le réservoir de station.

5 Station de pompage d'une vue génie civil

La station de pompage d'une vue de génie civil est bâtiment, généralement construit en forme rectangulaire et comporte des salles de machines (pompes), une salle annexe pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques.

Si la longueur du bâtiment dépasse une certaine de longueur (20 m) par exemple, on prévoit deux sorties, la plat forme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment ; pour la grande station de pompage de gronde longueur on préfère de réaliser deux plates-formes.

Pour le dimensionnement de la station de pompage, il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la bache d'eau, les conduites d'aspiration et de refoulement , L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales ,le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Le choix d'une variante d'adduction ou d'une station de relevage nécessite la connaissance approfondie des caractéristiques de la région où on va bâtir notre station comme les caractéristiques du sol, les caractéristiques climatiques de la région, les caractéristiques hydrologiques du cours d'eau , On doit avoir plusieurs variantes sur le type des pompes et des variantes pour le même type pour trouver la pompe qui répond bien à nos ,Le calage des pompes est un point très important pour protéger la pompe et assurer son fonctionnement pour une longue durée d'où ça nous permet d'avoir des gains .

Les ouvrages de stations de pompage à tien grand important son études poses des problèmes difficile à résoudre, les supporte des pompes sont les massif en béton armé il faut bien déterminer les dimensionnements de cette élément pour reprenez les efforts dynamique engendré par les pompes, et dans l'infrastructure pour le voile périphérique être capable reprenez les force de buté il faut bien calculer les donné géotechnique puis dimensionné le voile comme un mur de soutènement, pour l'entretien des pompes on utilise un system de manutention (pont roulant) , pour dimensionné le pont roulant nécessite une étude dynamique de poutre roulant et les rail



*Chapitre II:
caractéristiques
technique de projet*

1-Présentation de projet

Pour but d'amélioration de la capacité de traitement eau et d'alimentation en eau dans la wilaya de Mostaganem, la direction de ressources en eau de la wilaya de Mostaganem a lancé un géant projet approche de barrage de KRAMIS ce projet est une nouvelle station de traitement est même celle la station de traitement existe , ce projet à situer à quelques 08 km au Sud de la ville de ACHAACHA et environ 80 km à l'est de la ville de Mostaganem , le nouvelle station de traitement ce compose de plusieurs ouvrages qui sont nécessaire a amélioration de fonctionnement .

- Conduite d'Amnée ;
- Un ouvrage d'entré ;
- trois lignes de sédimentation identiques avec une capacité unitaire de 530,00 m³/h ;
- Filtres à sable & Filtres à charbon granulé ;
- Ouvrage de désinfection ;
- Réservoir de stockage d'eau traitée ;
- Chaine de traitement des boues (épaississeur & bâtiment de traitement des boues) ;
- Ouvrages annexes

Le barrage Kramis alimenté la station de de traitement gravitairement , l'eau traitée sera stockée à la sortie de la station , qui se situe à proximité du Barrage, La station de traitement est de capacité de traitement de 30 000 m³/jour , le système d'adduction proprement dit commence à l'aval immédiat de la station de traitement, avec la Station de Pompage SP1 qui refoule l'eau traitée dans le tronçon qui fait la liaison entre la ST et le réservoir 1000m³ de la SP2, cette dernière assure la reprise vers les réservoirs de têtes (2x5000m³), le système d'adduction d'eau est constitué de conduites d'adduction et ouvrages en ligne et de deux stations de Pompage avec bêche de reprise.

Notre étude consiste à dimensionné tout la structure (infrastructure et superstructure) de station de pompage SP1 qui situe dans le tronçon entre la station de traitement et le réservoir de stockage de SP2 sont rôle essentiel est de inspiré et refoule l'eau de barrage de kramis, le SP1 est de capacité de pompage 30 000 m³/jour, le SP1 dans le génie civil est comme un bâtiment son étude Le bâtiment est compose de deux étages, un étage sous-sol (infrastructure) à tien grande importance

2- Caractéristiques géographique et géotechnique de terrain

2-1 Caractéristiques géographique de projet

Situation géographique

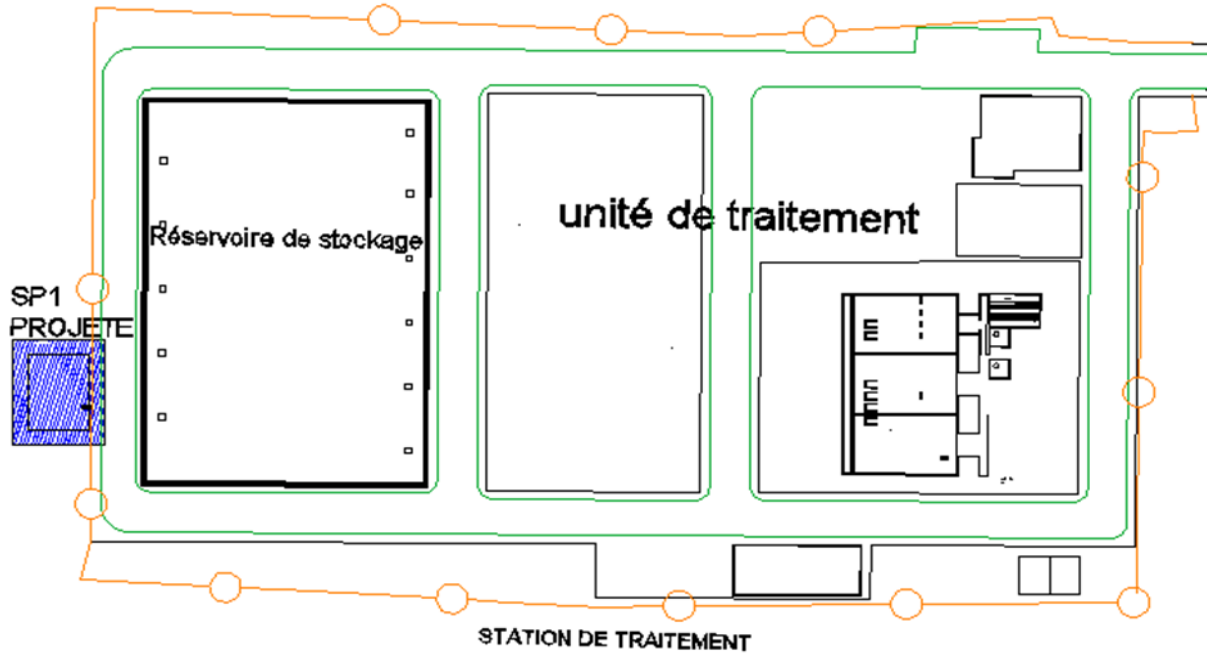


Figure II-1 : station SP1

Géométrie de station de pompage SP1 :

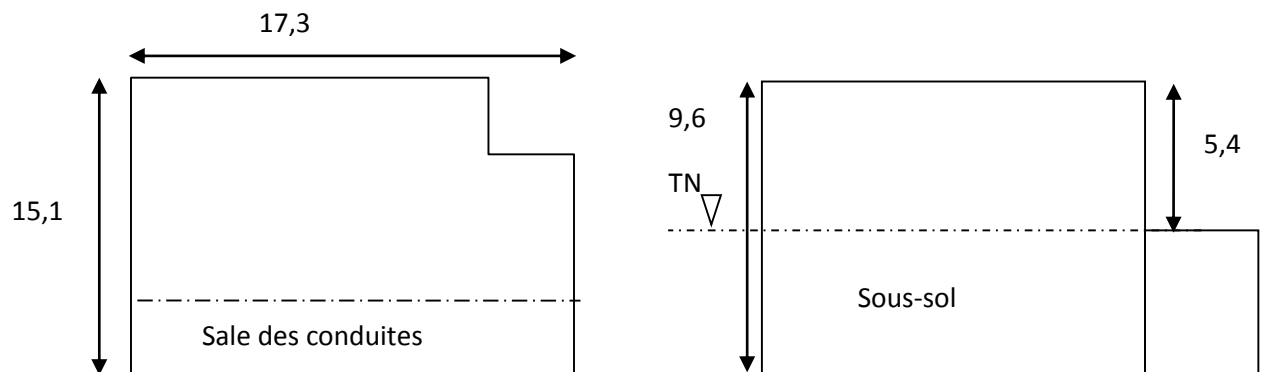


Figure II-2 : Schéma de station SP1

2-2 Caractéristiques géotechnique de terrain

1-Introduction

Le laboratoire de l'organisme national de contrôle technique de la construction hydraulique d'Oran, à la demande de la direction des ressources en eau de la wilaya de Mostaganem, le laboratoire à effectuée une étude géotechnique dans le cadre du projet de réalisation de nouvelle chaîne du Kramis, pour connaître la nature du sol les travaux de sondage fait 6 sondage carottés nommés (SC01 à SC06) de profondeur 15,00 et 20,00m, ce qui nous concerné le sondage SC06.

Le but de laboratoire est de déterminer la nature ainsi que les caractéristiques physico-chimiques et mécanique des sols en place, avec des essais en laboratoire pour déterminer la nature et les caractéristiques géotechnique des sols et les paramètres de dimensionnement des fondations.

2-résulta des essais

2-1 la nature du sol

D'après les travaux de carottage au niveau de SC06, et des essais au laboratoire présent la nature du sol est selon LCPC c'est un sol à grains fins de classe Ap (Argile inorganique de faible plasticité, argile graveleuse, sableuse limoneuse)

2-2 Capacité portant

Le calcul de capacité portant a été déterminé à partir des résultats des essais de cisaillement UU réalisés selon la formule de Terzaghi suivant :

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{0,5\gamma B N_{\gamma} S_{\gamma} + \gamma D(N_q - 1)S_q + C N_c S_c}{F_s}$$

Avec :

Q_{adm} = Capacité portant admissible

γ : Poids volumique

φ : Angle de frottement

C : Cohésion

B : Diamètre ou largeur de la semelle

D : Profondeur d'encastrement

F_s : Coefficient de sécurité

$N_{\gamma} N_q N_c$: Coefficient de capacité portante

$S\gamma S_q S_c$: Coefficient correcteur de forme

$$Q_{adm} = 1.36 \text{ Kg/cm}^2$$

2-3 Tassements

D'après le rapport géotechnique le tassement a été calculé à partir des essais de consolidation unidimensionnelle, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_c}{1 + e} \text{Log} \left(\frac{p' + \Delta P}{P'e} \right)$$

Avec

ΔH = Tassement

H = hauteur de la couche compressible

C_c = coefficient de compression

e = indice des vides initial

ΔP = Accroissement des contraintes

P' = Pression des terres

$$\Delta H = 2.89 \text{ cm}$$

3- Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction de la station de pompage seront conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

3-1 Le béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

3-1-1 Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant, Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

➤ b.1.Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ **b.2.Graviers :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

3-1-2 Résistances mécaniques du béton :

3-1-2-1 Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur, pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} : f_{c28}$

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.6+0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ F_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa} :$

$$F_{cj} = \frac{J}{1.40 + 095J} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$F_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

3-1-2-2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

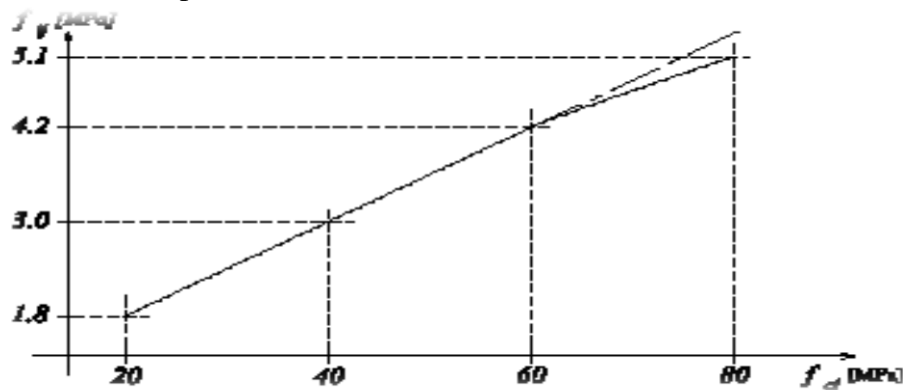


Figure II-3 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression

f_{cj}

3-1-3 Contrainte limite :

3.1.État limite ultime (ELU) :

➤ Contrainte ultime du béton :

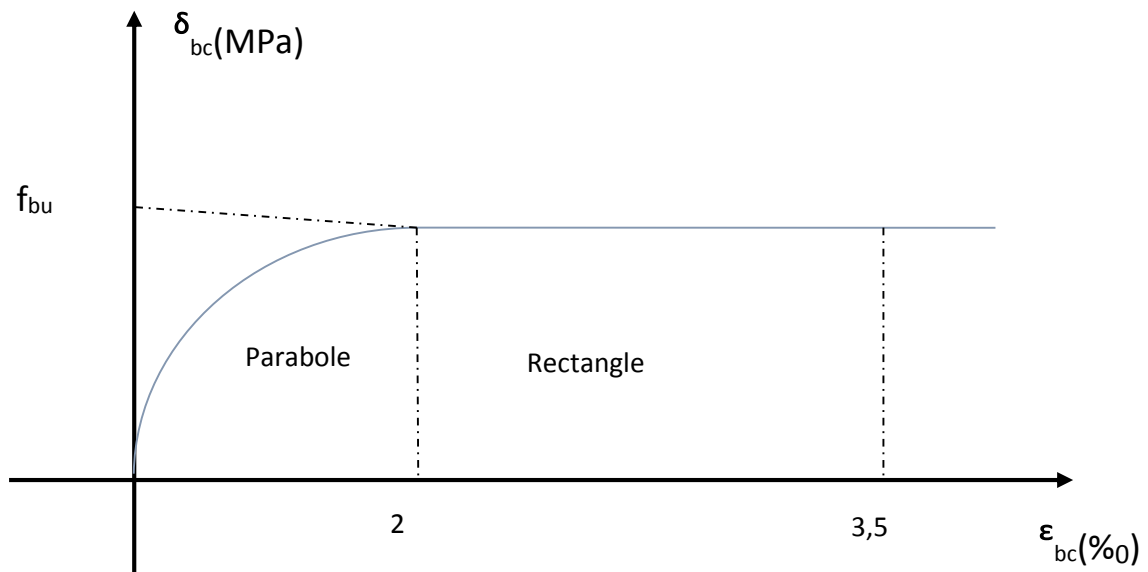


Figure II-4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned}
 & - \epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\
 & - \epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa} \\ \text{Min}(4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

3-1-3-2 Etat limite de service (ELS):

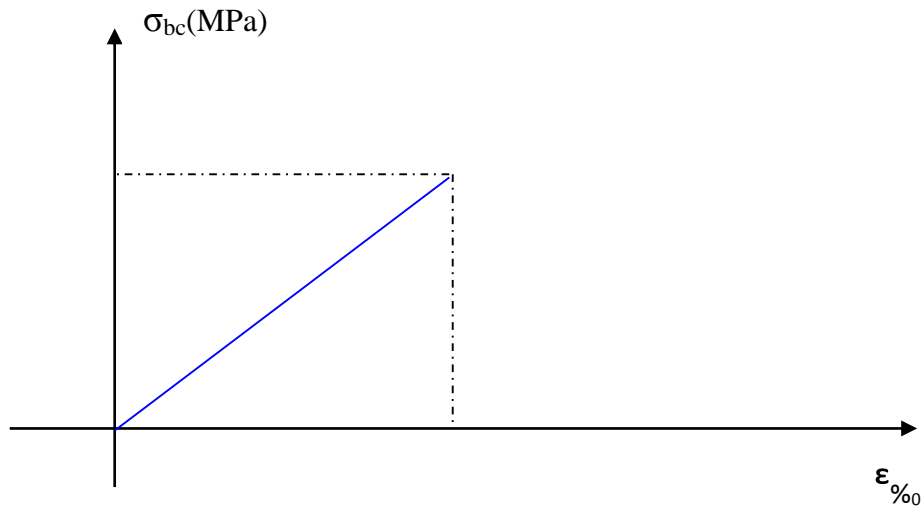


Figure II-5 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

➤ Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3\,700 (f_{cj}^{1/3}) \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 (f_{cj}^{1/3}) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa, avec fumée de silice.} \end{array} \right.$$

➤ Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

3-2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

3-2-1 Contrainte limite :**3-2-1-1 État limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte–déformation de la figure

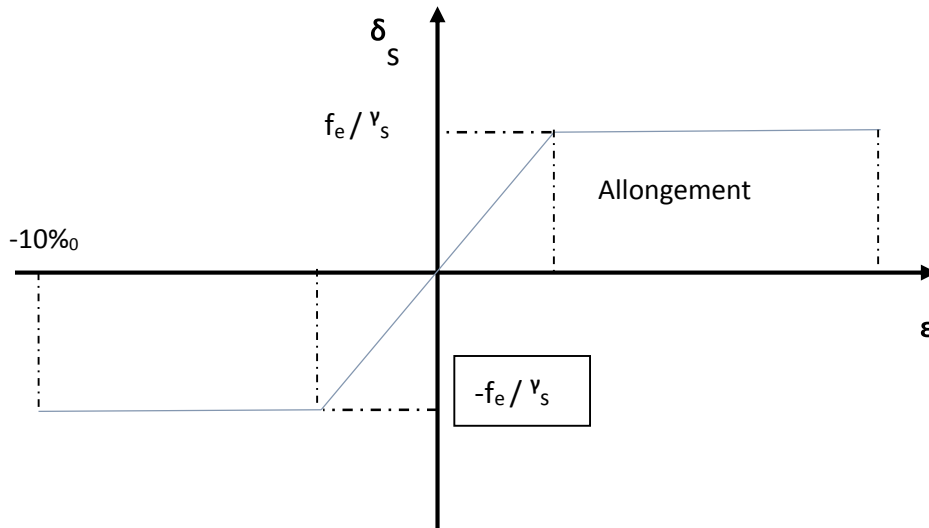


Figure II-6 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

3-2-1-2 Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f t j})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f t j})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

3-3 Caractéristiques des matériaux en acier :

Résistance d'aciers laminés, selon le CCM97, le tableau suivant représente les valeurs nominales de f_y et f_u

Tableau II-1 : les valeurs nominales de f_y et f_u

Nuance d'acier	Epaisseur t (mm)			
	t<40mm		40mm<t<100mm	
	f_y (N/mm)	f_u (N/mm)	f_y (N/mm)	f_u (N/mm)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

On choisit la nuance d'acier pour le système de lavage ou des escaliers Fe 360

4- Les normes de calcul

Le pré dimensionnement des éléments de toute la structure de station de pompage nécessite des hypothèses de calcul pour bien dimensionner les éléments de SP1, il faut prendre en compte la résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa et la résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa, et pour les armatures de l'acier (longitudinal {fe.E.400} ; transversal {fe.E.235}), les hypothèses sont satisfaites et suivies par des normes algériennes et autres non qui sont :

- D.T.R-B.C-2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- D.T.R-B.C-2.48 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
- D.T.R-B.C-2.48 : règles parasismiques algériennes "RPA99" version 2003
- D.T.R-B.C-2.44 : règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM 97)
- BAEL 91
- CTICM : Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants



Chapitre III :
Pré dimensionnement

1-Introduction

Tout étude de génie civil doit fixer tous les problèmes quel que soit sont type, soit lié par l'étude ou réalisation, l'ingénieur doit faire le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques, cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations , verticales qui sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations, et des sollicitations horizontales qui sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques, dans autre terme les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

2- Evaluation des charges et surcharges

2-1 Calcul des charges permanentes

2-1-1 Plancher terrasse

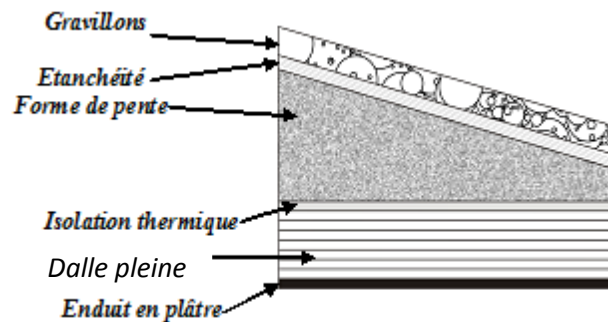


Figure III -1 : Plancher terrasse inaccessible et couvre les conduites de refoulement

Tableau III-1 : Evaluation des charges de Plancher terrasse (dalle pleine) inaccessible

Destination	ρ (Kn/m ³)	épaisseur(m)	G (Kn/m ²)
Protection gravillon	17	0,04	0,85
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,2
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Dalle pleine	25	0,2	5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
G	8,53 KN/m ²		
Q	1 KN/m ²		

2-1-2 Plancher étage courant :

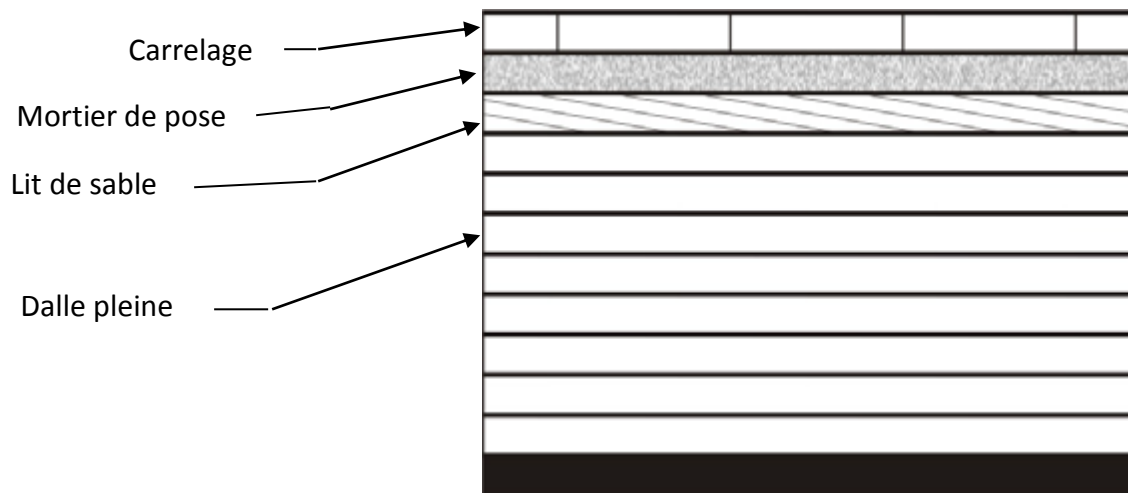


Figure III -2 : Plancher courant

Tableau III-2 : Evaluation des charges de Plancher courant (dalle pleine) accessible

Destination	ρ (Kn/m^3)	épaisseur(m)	G (Kn/m^2)
Dalle pleine	25	0.20	5
Carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Charge permanent G	6.16 KN/m^2		
Q étages courant	1.5 KN/m^2		

2-1-3 plancher qui couvre les conduites

Tableau III-3 : Evaluation des charges de plancher qui couvre les conduites de refoulement

Destination	$\rho(KN/m^3)$	épaisseur(m)	G (KN)/m ²
Protection gravillon	17	0.04	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
G			7.8 KN/m ²
Q			1 KN/m ²

1-2-4 Evaluation des charges de Murs extérieurs

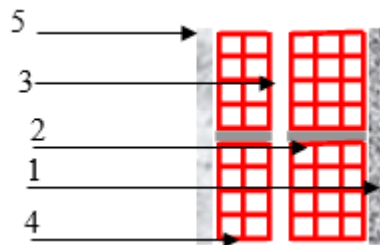


Figure III -4 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau III-4 : Evaluation des charges de Murs extérieurs

Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1- Enduit extérieur en ciment	0,02	0,40
2- Briques creuses	0,15	1,35
3-Ame d'air	5	-
4-Briques creuses	0,10	0,90
5-Enduit intérieur en ciment	0,02	0,40
Le poids propre G=3,05 KN/m ²		

1-2-5 Evaluation des charges de Murs intérieurs :

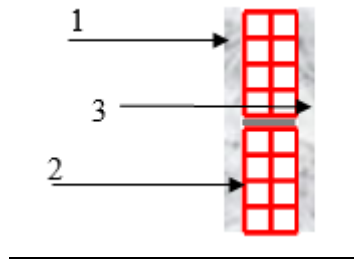


Figure III-5 : Coupe transversale du mur intérieur

Tableau III-5 : Evaluation des charges de Murs intérieur

Désignation	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit en plâtre	0,02	0,18
2-Briques creuses	0,10	0,90
3-Enduit en plâtre	0,02	0,18
Le poids propre G= 1,26 KN/m ²		

1-2-6 Evaluation des charges et des surcharges sur l'acrotère

Poids propre de l'acrotère :

$$G = 1,437 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

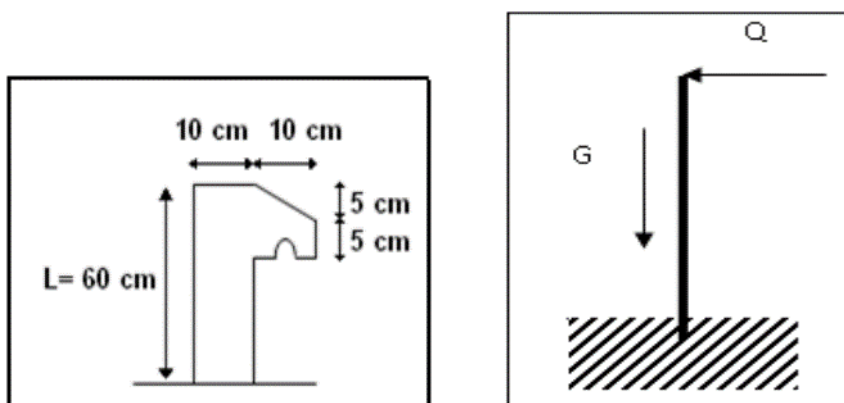


Figure III-6 : Coupe transversale de l'acrotère

3-Pré dimensionnement des éléments de la structure :

3-1 Plancher à dalle pleine

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes, on distingue deux type de plancher(plancher à corps creux et dalle pleine) pour notre cas les planchers son de type dalle pleine et on divise en deux partie, chaqu'une tien épaisseur spécifique.

Le prédimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

Critère de résistance à la flexion :

- $L_x/45$ e $L_x/40$ pour une dalle sur trois(3) ou quatre(4) appuis.

L_x : est la petite portée de la dalle la plus sollicitée.

L_y : est la grande portée de la dalle.

Le plancher et une dalle pleine sur quatre appuis :

$$\rho = l_x/L_y = 4.1/5.5 = 0.074$$

$$\frac{l}{45} < e < \frac{L}{40}$$

$$\frac{410}{45} < e < \frac{410}{40}$$

$$9.11 \text{ cm} < e < 10,25 \text{ cm}$$

On prend $e=20\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu > 2 heures.

Et pour le plancher qui couvre les conduites de refoulement en prend $e= 15\text{cm}$

3-2 Les poutres

Par le plancher (dalle plein) et les D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

3-2-1 Les poutres principales :

Reçoivent les charges transmises répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Le prédimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003. Zone sismique III

$$\begin{cases} \frac{l}{15} < h < \frac{l}{10} \\ \frac{h}{5} < b < \frac{h}{2} \end{cases}$$

Avec :

- L : distance entre les poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

Pour les poutres de portée $L=5.50\text{m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{5.50}{15} < h < \frac{5.50}{10} \end{array} \right.$$

$$0.366 < h < 0.55$$

On prend h=50cm et b=30cm

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \qquad 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \qquad (\text{condition vérifiée})$$

$$h \geq 30\text{cm} \qquad 50\text{cm} \geq 30\text{cm} \qquad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{b}{h} < 4 \qquad \frac{30}{50} < 4 \qquad (\text{Condition vérifiée})$$

⇒ PP (30°50)

3-2-2 Les poutres secondaires :

Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après les règles de CBA93 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{15} < h < \frac{l}{10} \\ \frac{h}{5} < b < \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

Pour L=4.1 m

$$\frac{410}{15} < h < \frac{410}{10}$$

$$27.33 < h < 41$$

On prend h= 40cm et b=30cm

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b \geq 20\text{cm} \qquad 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \qquad (\text{condition vérifiée})$$

$$h \geq 30\text{cm} \qquad 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \qquad (\text{condition vérifiée})$$

$$\frac{b}{h} < 4 \qquad \frac{30}{40} < 4 \qquad (\text{Condition vérifiée})$$

⇒ PS (40°30)

3-3 Pré dimensionnement des poteaux :

On prend pour comme un pré dimensionnement une section carrée de :

Verification: (R.P.A 99 v 2003)

Pour :(40×40)cm²

$$\text{Min } (40, 40) \leq 25\text{cm} \qquad (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{Min } (40, 40) \leq 480/20=24\text{cm} \qquad (\text{condition vérifiée})$$

$$1/4 < 40/40=1 < 4 \qquad (\text{condition vérifiée})$$

Pour :(50 × 50)cm²

$$\text{Min } (50, 50) \leq 25\text{cm} \qquad (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{Min } (50, 50) \leq \frac{480}{20}=24\text{cm} \qquad (\text{condition vérifiée})$$

$$1/4 < 50/50 = 1 < 4$$

(condition vérifiée)

3-4 Pré dimensionnement Les voiles :

Définition

- Les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions l'une est grande par rapport à l'autre appelée épaisseur.
- Les voiles sont réalisés en béton armé ou en béton seul
- Les murs sont réalisés en maçonnerie non armée.

- Rôle des voiles et des murs :

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme)
- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

- Coupe de voile en élévation

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être de terminer en

Fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités :

S'agissant de notre projet on a pour $a \geq \frac{h_e}{20}$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles : $a = 20\text{cm}$.

3-5 Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers en métal sont étudiés en détail dans le chapitre IV.

4 Descente de charges :

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers.

Le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous pouvons effectuer la descente de

Charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicités, en se référant :

à la Surface afférente, l'aboutissement des poutres

Application de la loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n

Les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n

Numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) :
 $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) :

$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour $n \geq 5 \dots Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Poteau de rive

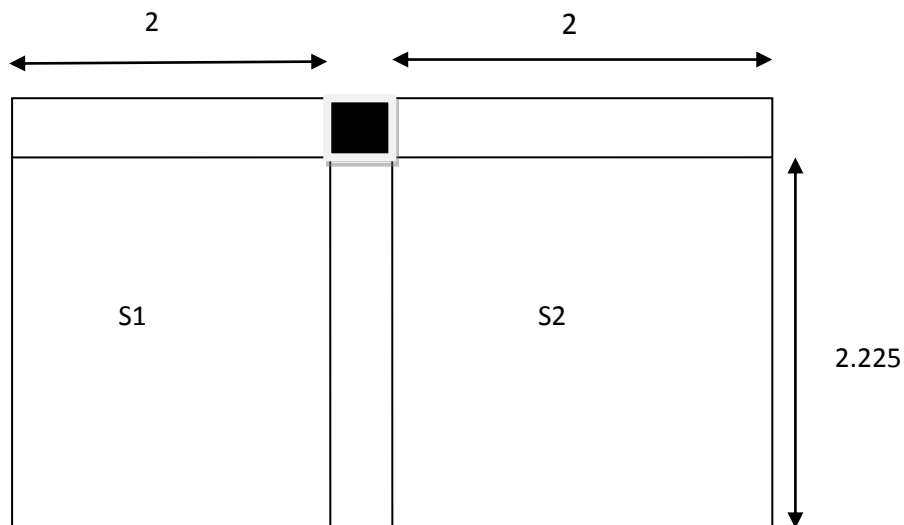


Figure III-7 : Poteau de rive

Surfaces de plancher : $S=S1+S2= 8.9m^2$

Poutres principales (30×50)

Poutres secondaires (30×40)

Poids propre des poteaux :

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après. Le poids propre des poteaux est : $P=25 \times S \times h$; avec h : hauteur d'étage ; S : surface du poteau ($b1 \times h1$).

Tableau III-6 : Poids propre des poteaux de rive

Etage	Sous-sol	1 ^{er} étage
Surface S (m^2)	0.16	0.16
Hauteur h(m)	3.4	4.8
Poids P(KN)	13.6	19.2

Tableau III-7 : Descente des charges - poteaux de rive

NIVEAU	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q (KN)
N2	l'acrotère	6.32	9.9
	mur extérieur	13.42	
	Plancher	75.917	
	Poutres (Pp+Ps)	19.875	
	Poteau	19.2	
La somme		134.732	9.9
N1	Venant N2	134.732	9.9+13.35
	Plancher	54.824	
	Poutres (Pp +Ps)	19.875	
La somme		209.431	23.25
N0	Venant N1	209.431	23.25
	VOIL	74.8	
	Poteau	13.6	
La somme		297.831	23.25

$$\begin{aligned} Nu &= 1.35G + 1.5Q \\ &= 1.35 \times 209.431 + 1.5 \times 23.25 \quad Nu = 317.606 \text{ KN} \end{aligned}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles BAEL91.

$$.Nu = 317.606 \times 1.1 \quad Nu = 349.367 \text{ KN}$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

a) Vérification de la résistance (compression simple) du poteau

On doit vérifier la condition suivante :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} = \frac{NU}{B} &\leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \Rightarrow B &\geq \frac{349.367 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.024 \end{aligned}$$

$$B \text{ calculé} \geq 0.024 \text{ m}^2$$

$$B = (40 \times 40) = 0.16 \text{ m}^2$$

$$B \geq B \text{ calculé} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

Le poteau doit être vérifié à l'état limite de déformation (flambement).

$$L_f = 0.7 \times h = 0.7 \times 3.4 = 2.38 \text{ m}$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{h} = 20.611$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow a = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.631$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

$$B \text{ calculé} \geq \frac{Nu}{a \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = 0.025 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) = 0.114 \text{ m}^2 > B \text{ calculé} = 0.025 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas de flamber.

Poteau central :

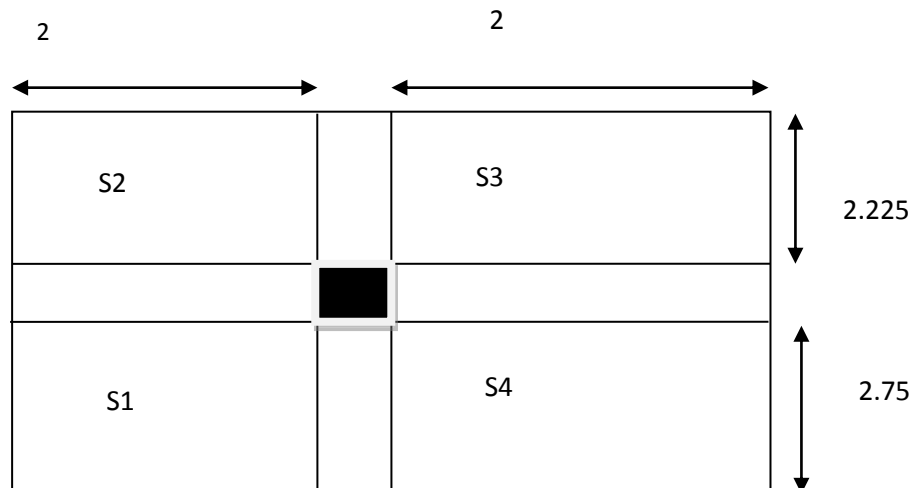


Figure III-8 : Poteau central

Surfaces afférentes : $S=S1+S2+S3+S4=19.9m^2$

On a : Poutres principales (30×50)

Poutres secondaires (30×40)

Poids propre des poteaux :

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont définies ci-après. Le poids propre des poteaux est : $P=25 \times S \times h$; avec h : hauteur d'étage ; S : surface du poteau ($b1 \times h1$).

Tableau III-8 : Poids propre des poteaux central

Etage	SOUS-SOL	1 ^{er} étage
Surface S (m ²)	0.25	0.25
Hauteur h(m)	3.4	4.8
Poids P(KN)	21.25	30

Tableau III-9 : Descente des charges - poteaux central

NIVEAU	Elément	Poids propre G(KN)	Surcharges Q (KN)
N2	Plancher	161.747	9.9
	ponts roulants	20.13	
	Poutres (Pp+Ps)	31.5	
	CONSOLE	2.2	
	Poteau	30	
La somme		253.577	9.9
N1	Venant N2	253.577	9.9+13.35
	Plancher Poutres (Pp +Ps)	24.516	
La somme		309.593	23.25
N0	Venant N1	309.593	23.25
	VOIL Poteau	74.8 21.25	
La somme		405.643	23.25

$$\begin{aligned} N_u &= 1.35G + 1.5Q \\ &= 1.35 \times 309.593 + 1.5 \times 23.25 \quad N_u = 452.825 \text{ KN} \end{aligned}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de 10% suivant les règles BAEL91.

$$.N_u = 452.825 \times 1.1 \quad N_u = 498.108 \text{ KN}$$

$$B_{\text{calculé}} \geq \frac{452.825}{14.2} = 0.031 \text{ m}^2$$

$$B = (50 \times 50) = 0.25 \text{ m}^2$$

$B > B_{\text{calculé}}$ (Condition vérifiée)

$$\gamma = 0.631$$

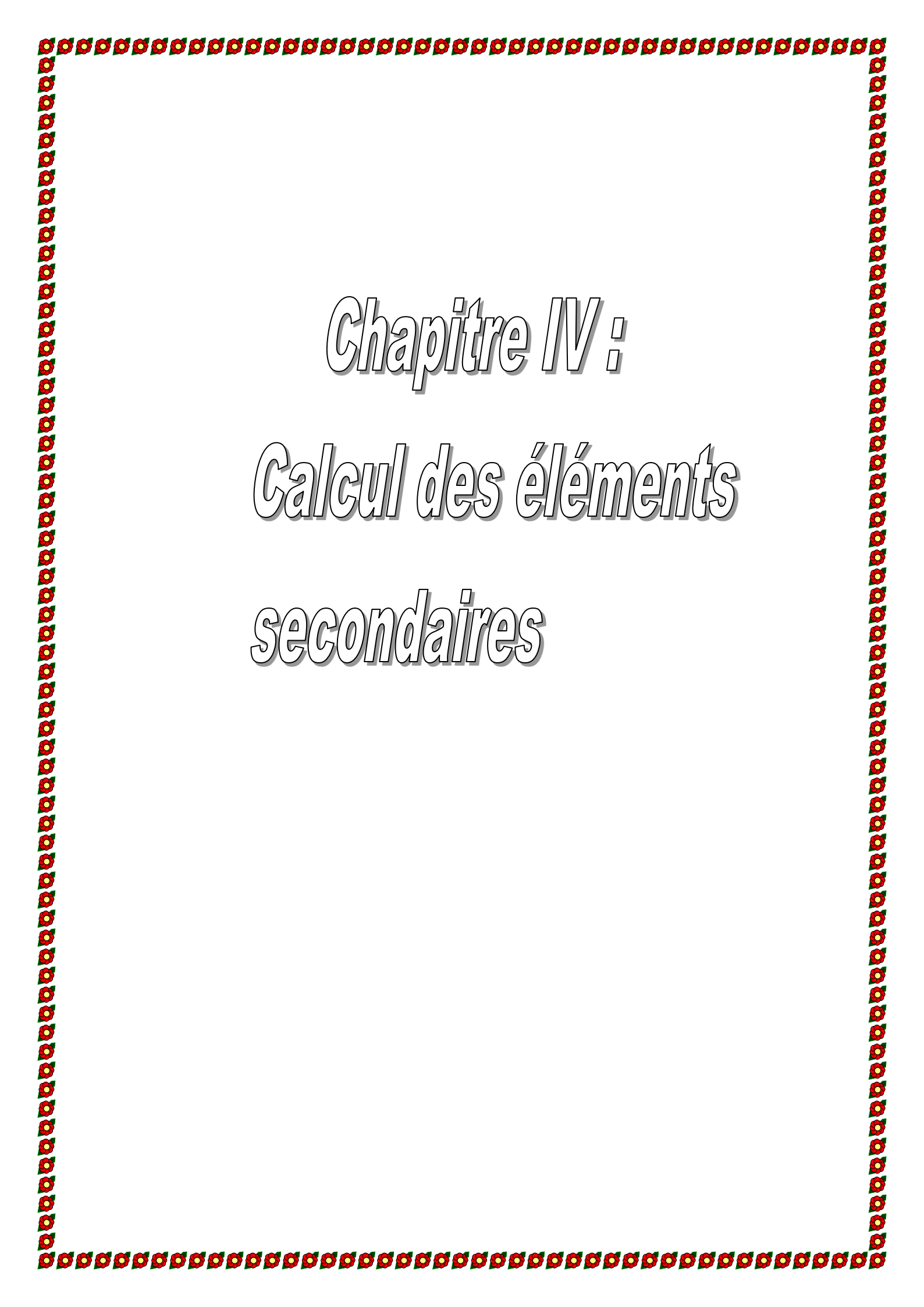
D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

$$B_{\text{calculé}} \geq 0.035 \text{ m}^2$$

$$B = (a - 2) \times (a - 2) = 0.23 \text{ m}^2$$

$B > B_{\text{calculé}}$ (Condition vérifiée)

Donc le poteau ne risque pas de flamber.



Chapitre IV :
Calcul des éléments
secondaires

1-Introduction

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne sont pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique, nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère, pont roulant.

2- Etude de plancher dalle pleine

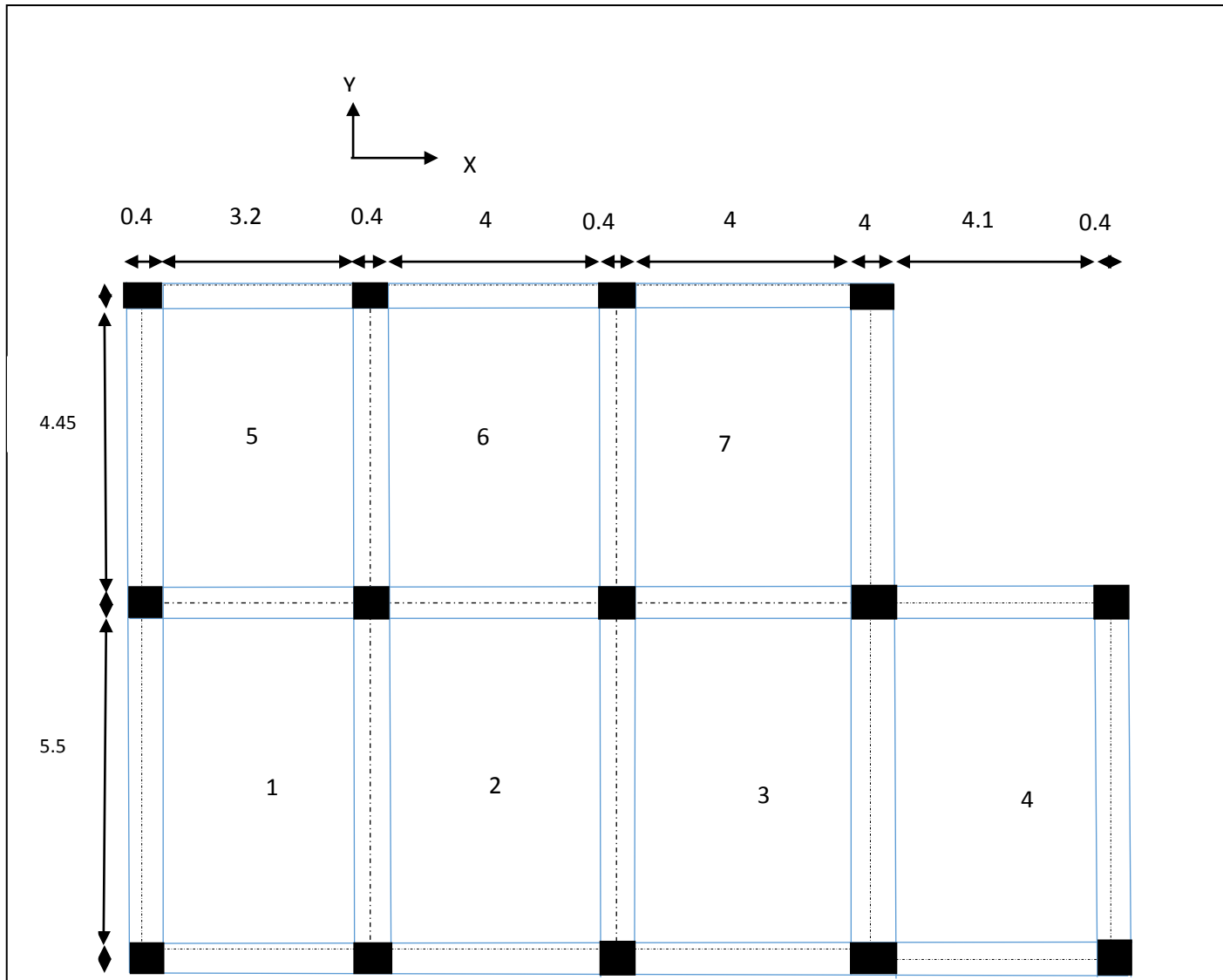


Figure IV-1 : Vue en plan de plancher Terrasse

2-1- Plancher Terrasse :

$$G=8,53\text{KN/m}^2 \quad , \quad Q=1\text{KN/m}^2$$

à l'ELU :

$$Pu = 1,35G + 1,5Q = 13,01\text{KN/m}^2$$

À l'ELS:

$$Ps = G + Q = 9,53\text{KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{550} = 0,75 \quad \rho > 0,4$$

La dalle travaille suivant les deux sens L_x et L_y **Calcul les dalles continues****Calcul à l'ELU : $\rho = 0,75$**

-Calcul des moments :

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times Pu$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

Méthode forfaitaire :

Principe de la méthode forfaitaire

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,104$$

En travées

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier $M_t (M_g + M_d)/2 \geq \max (1,05(1+0,3\alpha)) M_0$

En appuis

Moment en appui intermédiaire

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

- M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré.

- M_d : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- M_g : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- M_t : moment en travée de la travée considérée.
- L : portée de la travée

Moment en appui de rive

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91

Préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(0.15M_0)$.

Evaluation des efforts tranchants : Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.

10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

Tableau IV -1 : Calcul des moments en travée plancher Terrasse

	1	2	3	4	5	6	7
μ_x	0.0811	0.061	0.061	0.062	0.066	0.048	0.048
μ_y	0.0304	0.0479	0.0479	0.0509	0.0450	0.0744	0.0744
M_{0x} (KN.m)	10.80	12.69	12.69	13.55	8.79	9.99	9.99
M_{0y} (KN.m)	3.28	6.07	6.07	6.90	3.95	7.43	7.43
M_{tx} (KN.m)	6.644	6.335	6.335	8.069	5.407	5.140	6.160
M_{ty} (KN.m)	2.017	3.730	3.730	7.245	2.429	4.560	4.560

Tableau IV-2 : Calcul des moments en appui plancher Terrasse

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
M_{ax} (KN.m)	1.62	6.34	5.07	6.77	2.03	1.62	6.34	5.07	6.77	2.03	1.3	3.99	4.99	1.5
M_{ay} (KN.m)	0.49	0.49	0.49	0.49	2.07	2.37	2.37	2.37	2.37	2.07	0.59	0.59	0.59	0.59

2-2- Plancher Sous-sol

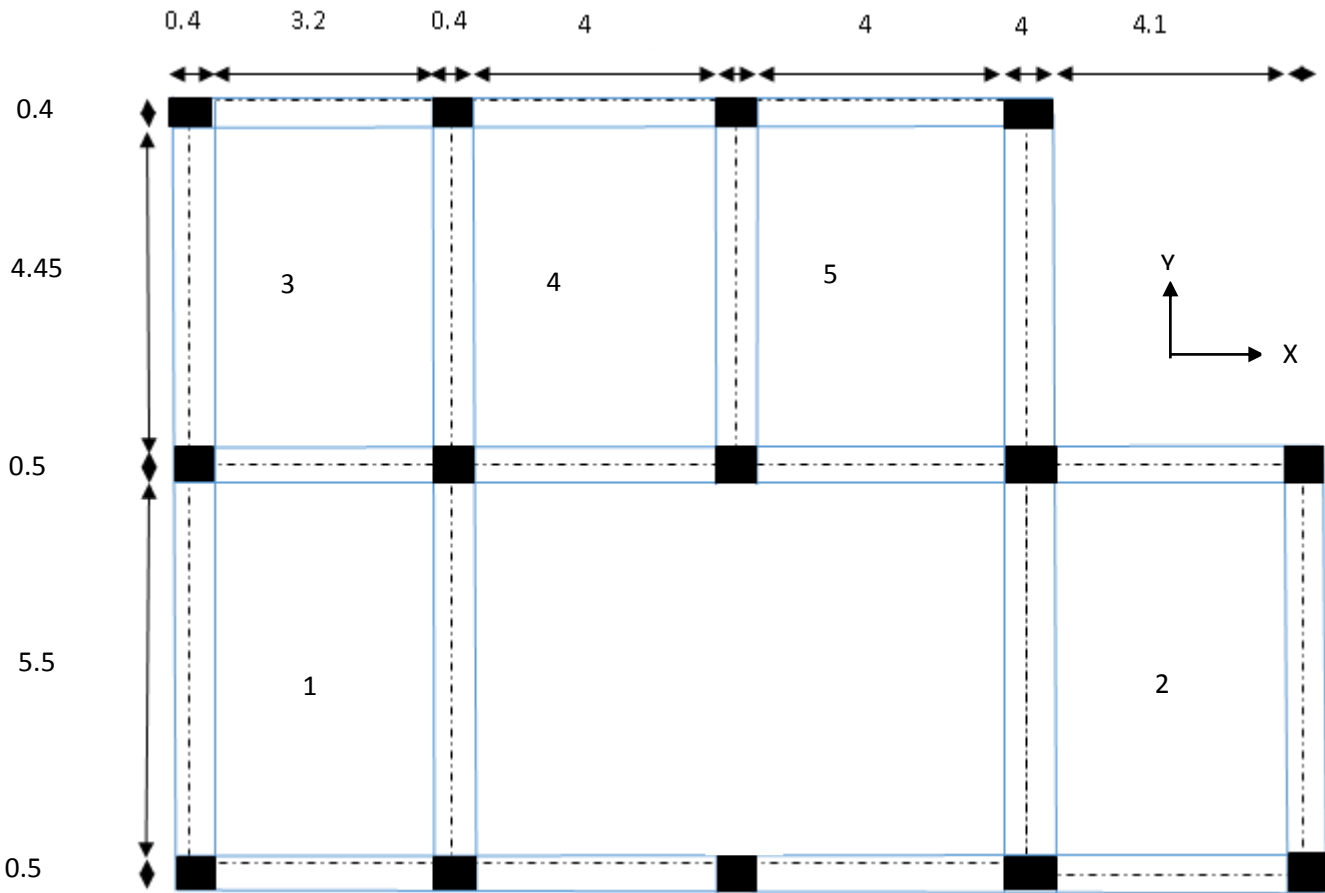


Figure IV-2 : Vue en plan des plancher Sous-sol

$G=6.16 \text{ KN/m}^2$

$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1.35 \times 6.16) + (1.5 \times 1.5)$

$P_u=10.566 \text{ KN/m}^2$

Tableau IV-3 : Calcul des moments en travée du plancher Sous-sol

	1	2	3	4	5
M_{0x} (KN.m)	8.77	11.01	7.14	8.11	8.11
M_{0y} (KN.m)	2.66	5.6	3.2	6.03	6.03
M_{tx} (KN.m)	9.2	11.56	4.49	4.29	5.1
M_{ty} (KN.m)	1.67	5.88	2.01	6.33	6.33

Tableau IV-4 : Calcul des moments en appui du plancher Sous-sol

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
M_{ax} (KN.m)	2.67	2.67	3.46	3.46	1.31	4.38	1.79	2.55	0.76	0.67	2.24	2.55	0.76
M_{ay} (KN.m)	0.25	0.25	0.88	1.67	3.79	3.79	1.53	3.79	1.67	0.96	0.94	1.53	0.94

2-3- Ferrailage :

- Selon Lx

En travée

$$d = 0.17\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$f_{st} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.069 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17^2 \times 14.2} = 0.019\text{kN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = 0.047$$

$$Z = 0.17(1 - 0.4 \times 0.047) = 0.166$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z \times f_{st}} = \frac{8.069 \times 10^{-3}}{0.166 \times 348} = 1.3\text{cm}^2$$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.016\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.04$$

$$Z = 0.17(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.167$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{z \times f_{st}} = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{0.167 \times 348} = 1.16\text{cm}^2$$

- Selon Ly

En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.017\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017})=0.042$$

$$Z=0.17 (1-0.4 \times 0.042)=0.168$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{z \times f_{st}} = \frac{6.77 \times 10^{-3}}{0.168 \times 348} = 1.15 \times cm^2$$

En appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.057 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057})=0.142$$

$$Z=0.17 (1-0.4 \times 0.142)=0.16$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{z \times f_{st}} = \frac{2.37 \times 10^{-3}}{0.16 \times 348} = 0.42 \times cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

fe E400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$A_{xmin} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e = 1.8 cm^2/ml$$

$$A_{ymin} = 0.0008 \times b \times e = 1.6 cm^2/ml$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 cm$$

Tableau IV-5 : Calcul du ferrailage en travée et en appuis- planché Terrasse à L'ELU

En travée				
Sens	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{opt}(cm^2/ml)$	$s_t(cm)$
Sens-x	1.3	1.8	4HA10=3.14	25
Sens-y	1.15	1.6	4HA10=3.14	25
En appuis				
Sens-x	1.16	1.8	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.42	1.6	4HA8=2.01	25

Vérification des espacements :

$$\begin{cases} s_t \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale).} \\ s_t \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire).} \end{cases}$$

Vérification des diamètres des barres :

$$\phi = 10 \leq \frac{h}{10} = 20mm \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de cisaillement

L'effort de cisaillement :

$$V_{MAX} = \frac{p \times l_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13.01 \times 5.5}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.75}{2}} = 27.24 kN$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_{bu} = \frac{V_{MAX}}{b \times d} = \frac{27.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.61 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Il n'y a donc pas de rupture par cisaillement.

Vérification à l'ELS :

$$p_s = G + Q$$

$$p_s = 9.53 \text{ KN/ml.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} u_x = 0.0684 \\ u_y = 0.644 \dots \dots \dots \text{BAEL (annexe 1)} \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times P_s = 0.0684 \times 4.1^2 \times 9.53 = 10.89 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 7.43 \text{ KN/ml}$$

État limite de déformation

Selon x

$$\frac{h}{l_x} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.04 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l_x} \leq \frac{M_{tx}}{20 \times M_{tx0}} \Rightarrow \frac{1.01}{20 \times 10.89} = 0.00437 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 17} = 0.0018 \leq 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche selon x

$$\frac{h}{l_y} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0.0363 > 0.0375 \dots \dots \dots \text{Non vérifié}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

Vérification de la flèche

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 8.2 \text{ mm}$$

$$\Delta_f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$$

$$f_{ij} = 0.35 \text{ mm}, f_{gi} = 0.77 \text{ mm}, f_{pi} = 1.45 \text{ mm}, f_{gv} = 1.63 \text{ mm}$$

$$\Delta_f = 1.96 \text{ mm} < f_{adm} = 8.2 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau récapitulatif du ferrailage

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV-6 : ferrailage en travée et en appuis des dalles

		Ast choisie	
		travée(cm^2/ml)	appui(cm^2/ml)
Niveau Sous-Sol	Selon x	4HA10= 3.14	4HA8=2.01
	Selon y	4HA10=3.14	4HA8=2.01
Niveau Terrasse	Selon x	4HA10=3.14	4HA8=2.01
	Selon y	4HA10=3.14	4HA8=2.01

Schéma de ferrailage

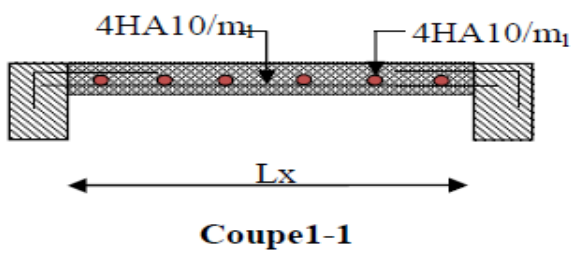
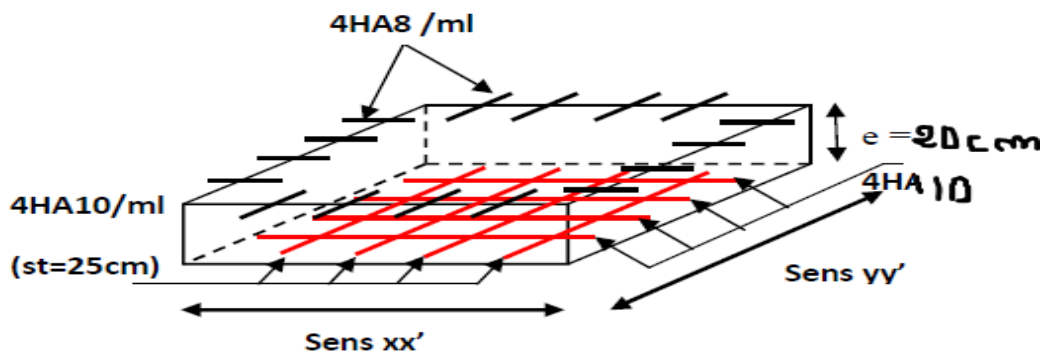


Figure IV-3: Schéma de ferrailage de plancher

2-3 Plancher qui couvre les conduites de refoulement

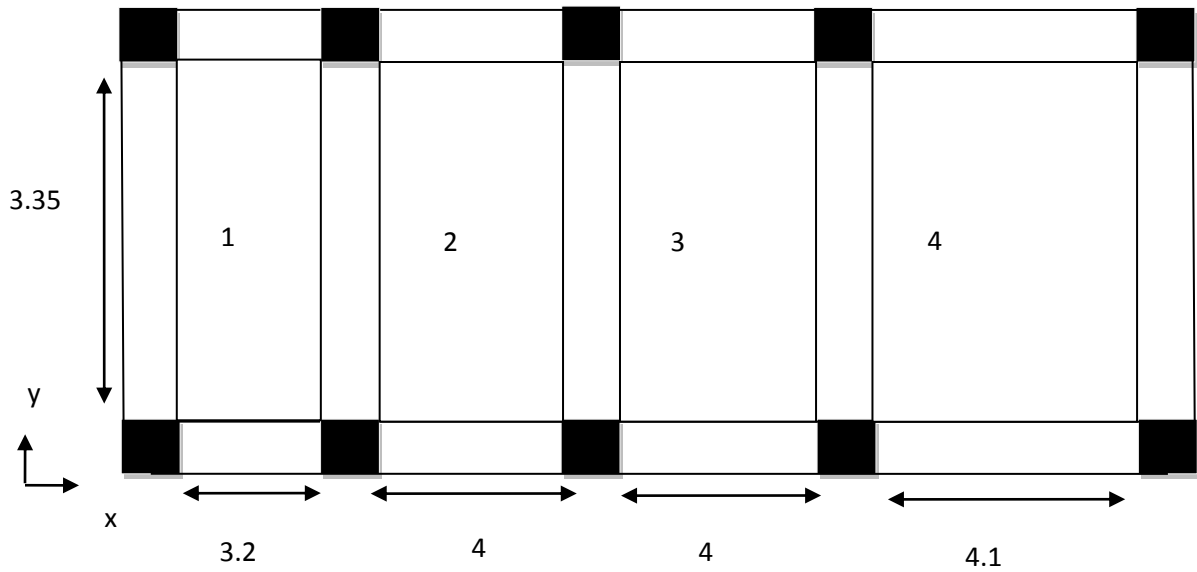


Figure IV-4 : Vue en plan de plancher qui couvre les conduites de refoulement

$G=7.8\text{KN}/\text{m}^2$

$Q=1\text{KN}/\text{m}^2$

Calcul des moments

Selon X

Tableau IV-7 : Calcul des moments en travée

	1	2	3	4
$M_{tx}(\text{KN.m})$	6.14	5.85	5.85	7.46

Tableau IV-8 : Calcul des moments en appui

	1	2	3	4	5
$M_{ax}(\text{KN.m})$	1.49	5.86	4.65	6.26	1.87

Selon Y

$M_{ty}=3.36(\text{KN.m})$

$M_{ay1} = M_{ay2} = 1.34(\text{KN.m})$

Ferraillage :

Tableau IV-9 : le ferraillage en travée et en appuis

	Travée(cm^2/ml)	Appui(cm^2/ml)
Selon x	4HA10	4HA8
Selon y	4HA10	4HA8

3-Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau supérieur du bâtiment, généralement l'acrotère est réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher ; trois forces se conjuguent pour exercer leurs pressions respectives sur celui-ci : son poids propre (G), une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

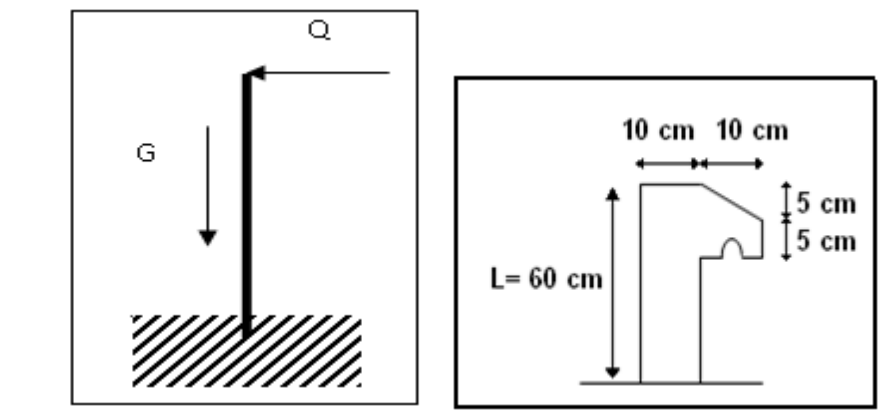


Figure IV-5 : Schéma de l'acrotère

3-1-1- Evaluation des charges et des surcharges sur l'acrotère

Poids propre de l'acrotère :

$$G = 1,437 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

3-1-2- Combinaisons d'action :

E.L.U :

$$N_u = 1,35 G = 1,94 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_u = 1,5 \times (Q \times L)$$

$$M_u = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

E.L.S :

$$N_s = G + N_s = 1,94 \text{ KN}$$

$$M_s = M_G + M_Q \text{ avec } M_G = 0$$

$$M_s = (Q \times L)$$

$$M_s = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,94} = 0,38 \text{ m}$$

$$H_t = 10 \text{ cm}$$

$$h_t / 6 = 10 / 6 = 1,67 \text{ cm}$$

$$e > h_t / 6$$

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

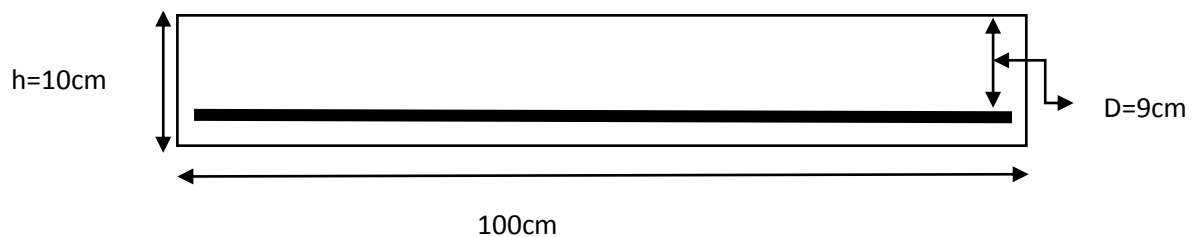


Figure IV-6 : Coupe de l'acrotère

3-2-Détermination du ferrailage

.Moment de flexion fictif (M_A) :

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,09 \text{ m}$$

$$d' = 0,1 - 0,09 \Rightarrow d' = 0,01 \text{ m}$$

d : c'est la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : c'est la distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

Si la section est partiellement comprimée, il faut que la relation suivante soit vérifiée

$$f_{bc} = (0,85 \times f_{c28}) / \gamma_b \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Moment de flexion fictif (M_A) :

$$M_A = M_U + N_U \times (d - h/2)$$

$$M_A = 0,0008276 \text{ MN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu = MA / d^2 b \cdot f_{bc} \Rightarrow \mu = 0.007$$

On a $\mu < \mu_r$.

$$0.007 < 0.186$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$

Alors :

$$A_{st} = ((MA/Z) - NU) / \sigma_{st}$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \text{ avec } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0.09 \quad Z = 0.086 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347.83 \text{ Mpa.} \quad \text{Alors : } A_{st} = 0.275 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 b \cdot d (f_{t28} / f_e) = 1.087 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{st} > 1.087 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 4 \text{ T } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- E.L.S :

Calcul des contraintes :

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$$e = M_s / N_s \quad e = 0.38 \text{ m.}$$

On prend la valeur de : $e_1 = 0.5 \text{ cm}$

$$x = h/2 + e_1 - e \quad x = 2,4 \text{ cm}$$

$$s = (b \times x^2) / 2 - n \times A_{st} (d - x) \quad S = 0,000089 \text{ m}^3.$$

Béton:

$$\sigma_{bc} = (N_s \times X) / s \quad \sigma_{bc} = 0.45 \text{ Mpa}$$

Acier:

$$\sigma_{st} = n \cdot N_s (d - x) / s$$

$$\sigma_{st} = 18,77 \text{ Mpa}$$

• Calcul des contraintes admissibles :**Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

Acier :

L'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé au noyée en eau de pluie donc la fissuration préjudiciable ce qui veut dire :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_{e28}, 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 18,77 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \quad \text{c.v}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Pour les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.502 \text{ cm}^2.$$

On prend: **Ar = 4 ϕ 6 = 1.13 cm²**

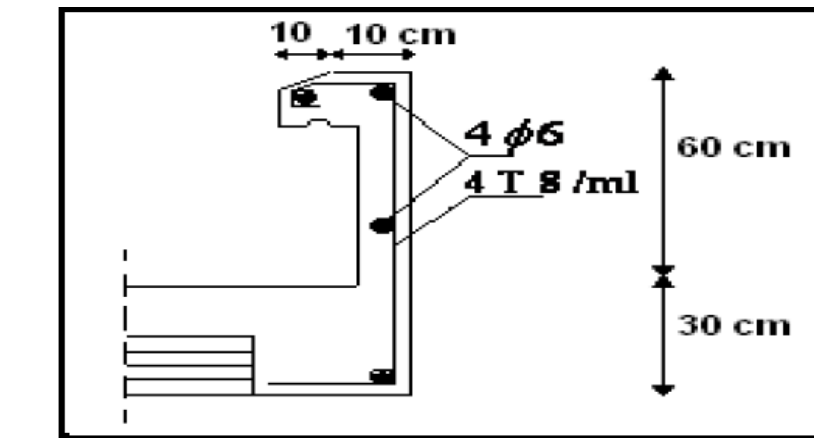


Figure IV-7 : coffrage et ferrailage de l'acrotère

4- Etude des escaliers**4-1-Introduction :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, on a deux escaliers dans SP1, l'ossature des escaliers est entièrement métallique pour but garder l'espace dans la salle des pompes, d'une seul volée est composée de deux limons laminées en UAP.

4-2-Terminologie

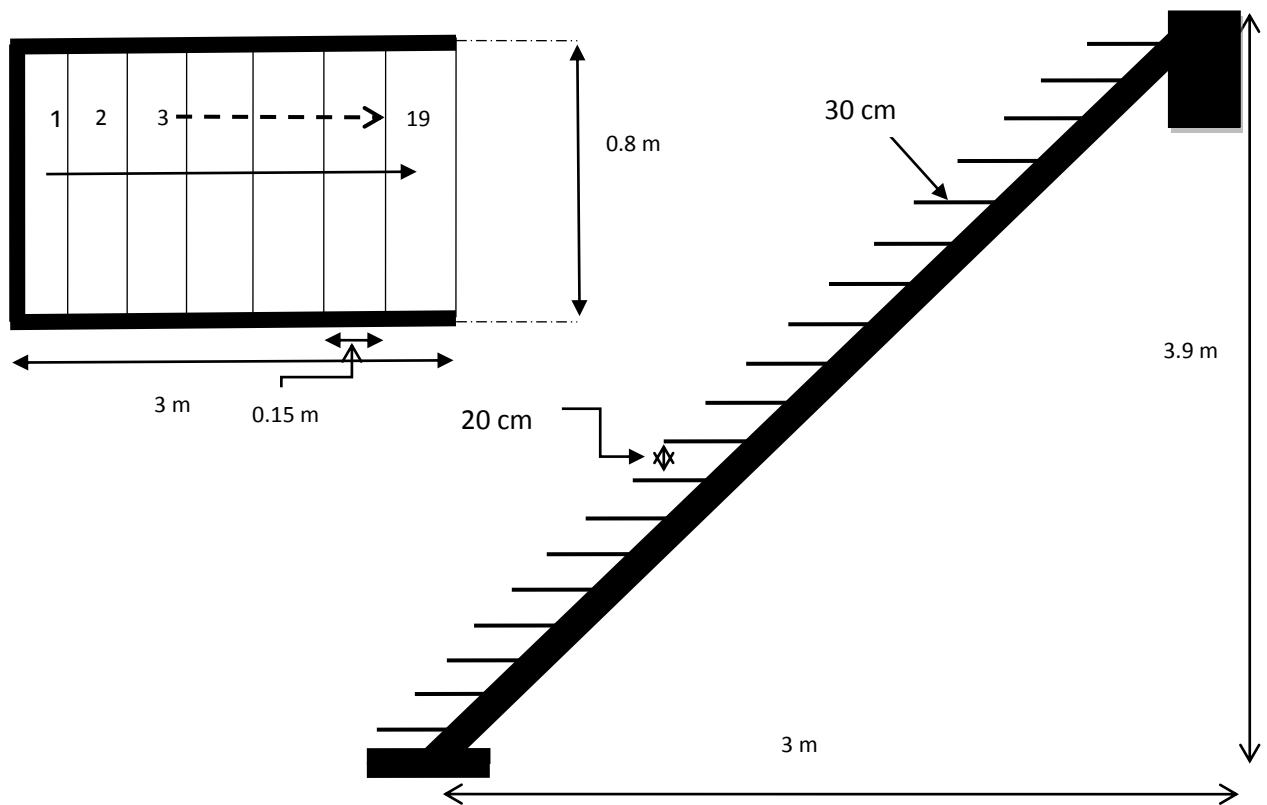


Figure IV-8 : Conception architecturale des escaliers

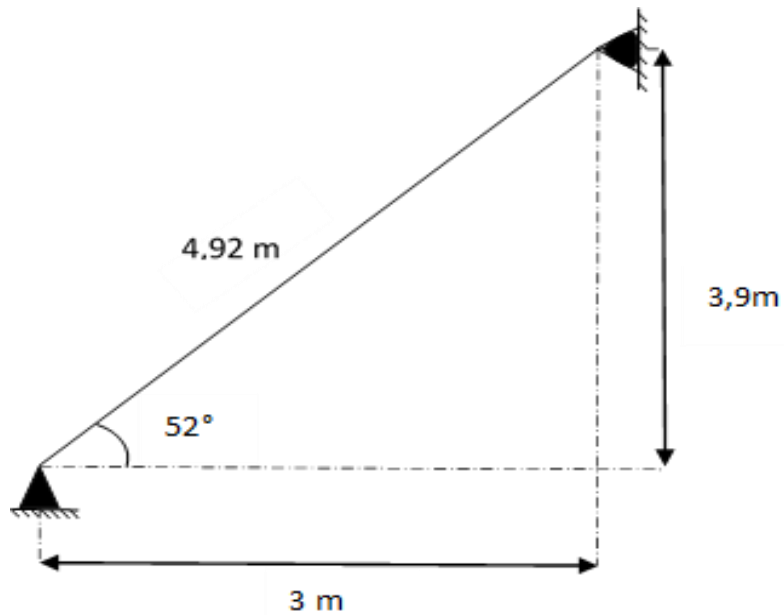


Figure IV-9 : Schéma statique des escaliers

Hauteur d'étage : $h_e=3,9$ m

Contre marche : $h=20$ cm

Marche longueur : 30 cm

Nombre de contre marche : $n=20$

Nombre des marches : $n=19$

Charges à prendre en considération

On tenir en compte des charge appliqué sur une marche de 30 cm

Garde-corps $1 \times 0.3 = 0,03$ KN/ml

Tôle striée d'épaisseur 5 mm $4 \times 0.3 = 0,12$ KN/m²

Charges d'exploitation $2 \times 0.3 = 0,6$ KN/m²

Dimensionnement des supports de marches

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

Dans l'Etat limite ultime ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,10 \text{ KN/m}$$

Dans l'Etat limite ultime ELU

$$q_{ser} = G + Q = 0,75 \text{ KN/m}$$

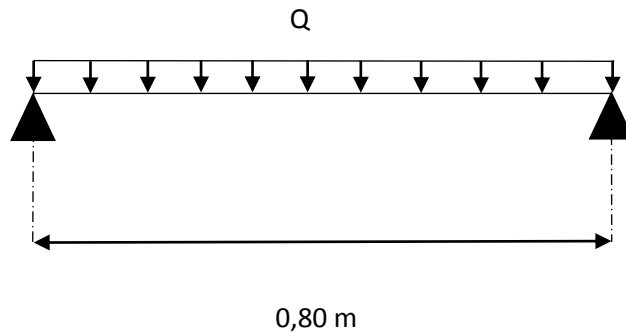


Figure IV-10 : Schématisation des charges sur une marche

Le dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche :

$$f \leq f_{max} \quad \frac{5 \cdot Q \cdot L^2}{384 \cdot EI} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot Q \cdot L}{384 \cdot E \cdot f_{max}} = 21,31 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales **L60×60×6**

Tableau IV-10 : adopte pour une cornière à ailes égales L60×60×6

Type	Poids Kg/m	I=I cm ⁴	W _y =W _z cm ⁴
L60×60×6	4,57	22,37	5,29

$$q_{ser} = 1,161 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 0,811 \text{ KN/m}$$

Vérification de la résistance de la section

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

M_{sd} : Moment sollicitant

M_{c,Rd} : Moment résistant

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 0,09 \text{ KN/m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 1,13 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} < M_{c,Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dimensionnement du limon :

$$f \leq f_{max} \quad \frac{5 \cdot Q_{ser} \cdot L^2}{384 \cdot E \cdot I} \leq \frac{L}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot Q \cdot L}{384 \cdot E \cdot f_{max}} = 837,05 \text{ cm}^4$$

On adopte UAP 180 de caractéristiques

Tableau IV-11 : adopte UAP 180 de caractéristiques

Type	Poids Kg/m	Axe y-y			Axe z-z		
		I _y mm ⁴ ×10 ⁴	W _{el,y} mm ³ ×10 ³	W _{pl,y} mm ³ ×10 ³	I _z mm ⁴ ×10 ⁴	W _{el,z} mm ³ ×10 ³	W _{pl,z} mm ³ ×10 ³
UAP 180	22	1350	150	179	114	22,4	42,9

Vérification de la flèche

Q=poids propre de poutre + Q_{ser}

$$Q = 2,660 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \cdot Q \cdot L^2}{384 \cdot E \cdot I} = 0,49 \text{ cm}$$

$$f < f_{adm} \quad \text{condition vérifiée}$$

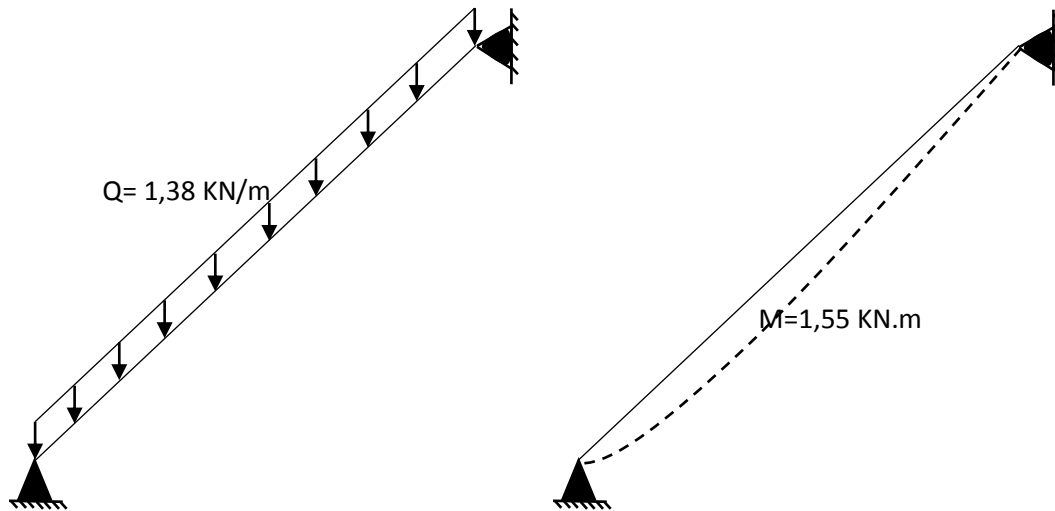


Figure IV-11 : Schématisation des charges et des moments sur limons

Vérification de la résistance de la section

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{8} = 1,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 32,04 \text{ KN.m}$$

Donc Condition de la résistance de la section est vérifiée

Assemblage des escaliers

Les escaliers métalliques généralement sont obtenus assemblés par le constructeur, tous les organes d'escaliers les marches assemblés aux limons avec les ailes le bardage avec des boulons, mais toute ossature nécessite un système d'ancrage pour l'emplacement des escaliers à la dalle et la base d'escaliers.

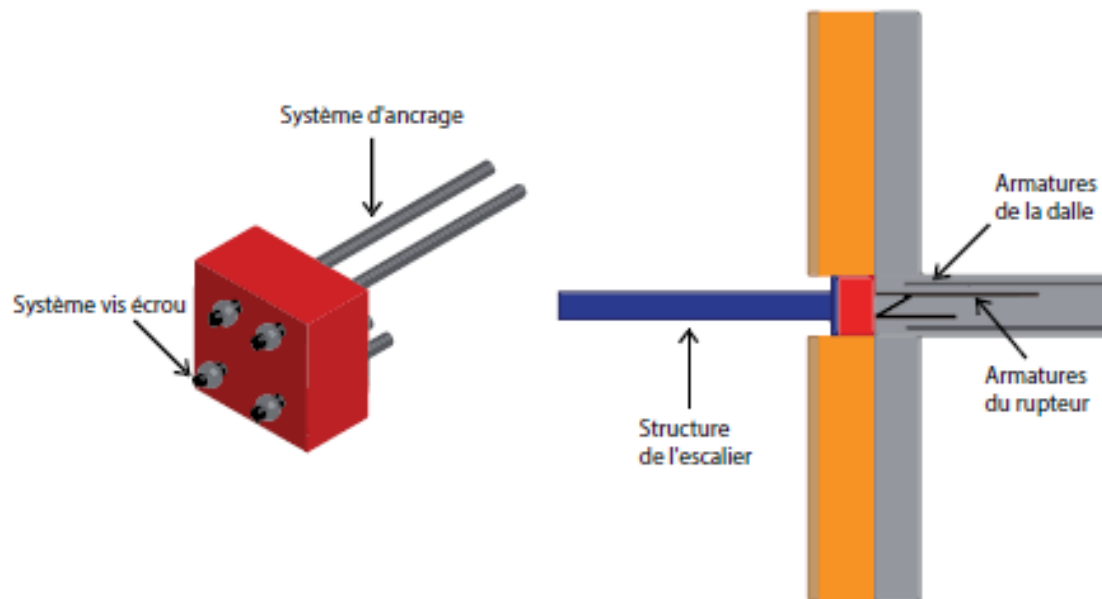


Figure IV-12 : Système d'assemblage les escaliers à la dalle

5- dimensionnement de pont roulant et voie de roulement

5-1-Introduction :

Pour objet d'entretien la manutention d'objets lourds (pompes) dans une station de pompage ou d'un bâtiment industriel nécessite souvent l'emploi d'engins spéciaux dits engins de manutention ou de levage, parmi les plus courants on trouve les ponts roulants, qui ont des caractéristiques fixes fournies par le constructeur.

Ce chapitre présente le calcul de chemins de roulement d'une longueur de 12,6m supportant le pont roulant d'une puissance de 3,2t, et d'une portée de 5 m, qui s'appuient sur des consoles entré sur les poteaux des portiques.

5- 2- Classification des ponts roulants :

Les ponts roulants sont classés selon deux critères :

- L'intensité de l'usage du pont.
- La variation des charges soulevées.

Tableau IV-12 : Classement des ponts roulant selon le CTICM

I	A-1	A-2	B-1	C-1
II	A-3	B-2	-	C-2
III	-	B-3	-	C-3

Avec :

A, B, C, Classes d'utilisation (période de travail)

1, 2,3 : états de charges (le plus faible à plus lourd)

I, II, III : les groupes de ponts roulants (les ponts roulants à crochet sont du Groupe II).

Dans ce projet le pont roulant utilise est de classe A de état de charge est de group II.

5-3- Caractéristiques des ponts roulants :

Les ponts roulant sont généralement caractérisés par une voie de roulement qui définit la structure porteuse de l'engin de levage et la poutre de roulement qui définit l'élément porteur longitudinal de la voie.

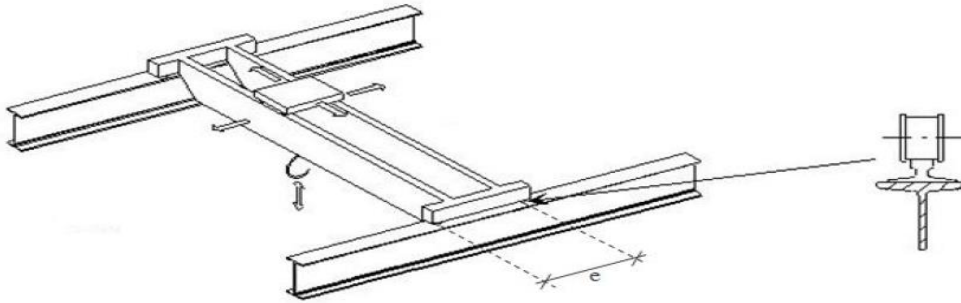


Figure IV-13 : Schéma 3D du pont roulant

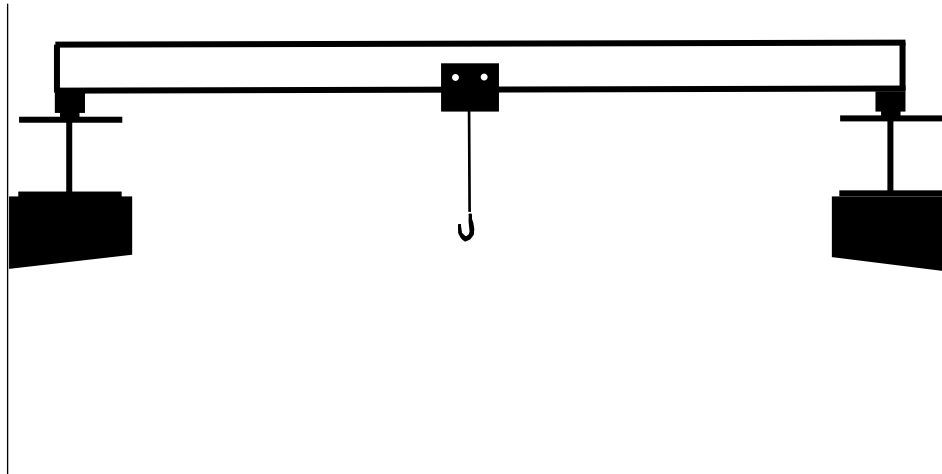


Figure IV-14 : Schéma 2D du pont roulant

Les caractéristiques géométriques de pont

Tableau IV-13 : Les caractéristiques géométriques de pont roulant

Puissance e (t)	Portée e (m)	Vitesses (m/min)			Poids (t)			Réaction maximales KN	
		Levage	Direction	Translation	Pont t	Palan n	Total l	R _{MA} x	R _{MI} N
N	L				B	K	B+ K		
3,2	5	0,8 / 5	10 / 40	7,5 / 30	1,5 7	0,5	2,57	16,9	4,3

5-4- Description générale de calcul

En général, les poutres de roulements sont conçues sur deux appuis particulièrement celles destinées à recevoir les ponts de type 3,2t notre cas de station de pompage, pour que l'alternance de sollicitations $M(+)$, $M(-)$ conduit à réduire les contraintes admissibles en fatigue, le moment maximum est déterminé par le théorème de BARRE, il est défini comme suit :

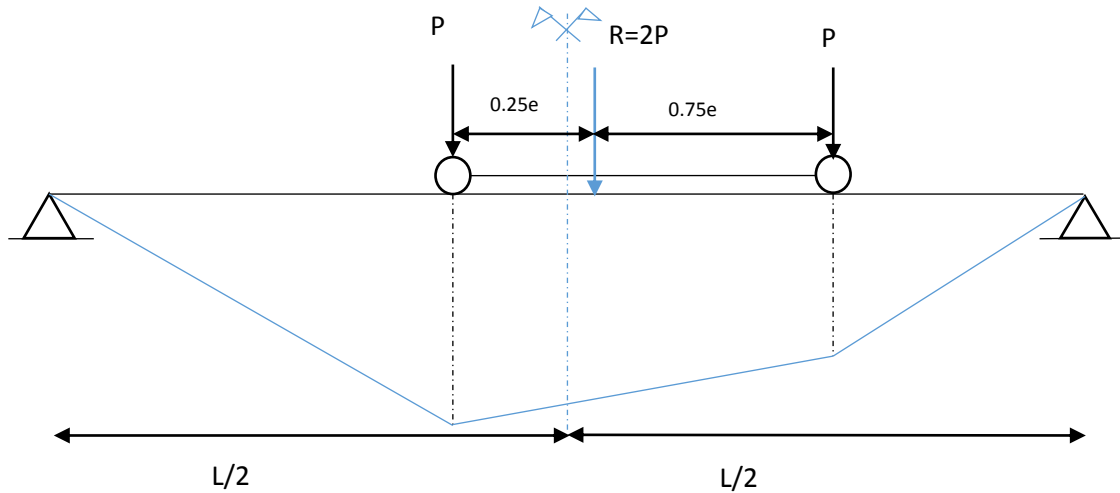


Figure IV-15 : Moment max. pour deux charges égales (Théorème de Barré)

5-5- Définition des charges et coefficient

5-5-1 Charges verticales ($R_{V \max}$)

1. le poids des poutres de roulement ;
2. le poids du pont, du chariot et de la charge soulevée ;
3. les surcharges sur passerelles si elles existent.

5-5-2 Charges horizontales transversales ($R_{H \max}$)

1. réaction transversale provoquée par le roulement ;
2. freinage de direction ;

5-5-3 Charges horizontales longitudinales ($R_{L \max}$)

1. freinage longitudinale (de translation) ;
2. effet de tamponnement
3. vent sur pont s'il est à l'extérieur du hangar.

5-5-4 Coefficients

Selon le CTICM, pour le calcul des chemins de roulement on utilise deux coefficients

1. C : coefficient d'adhérence d'un galet sur son rail
2. Ψ : coefficient de majoration dynamique des réactions verticales
 - Ψ_1 : chemin de roulement
 - Ψ_2 : supporte de chemin de roulement

Tableau IV-14 : Coefficient C Ψ

Groupe du pont roulant	Ψ_1	Ψ_2	C
II	1.15	1.05	0.20

5-6- Calcul des réactions des galets d'un pont roulant :**Charges statiques (Réactions par galet)**

$$R_{\max}=16,9 \text{ kN}$$

$$R_{\min}=4,3 \text{ kN}$$

Charges verticales ($R_{V\max}$)

$$R_{V\max} = \Psi_1 R_{\max} = 19,435 \text{ KN}$$

$$R_{V\min} = \Psi_1 R_{\min} = 4,94 \text{ KN}$$

Charges horizontales longitudinales ($R_{L\max}$)

$$R_{L\max} = C \times R_{\max} = 3,38 \text{ kN}$$

$$R_{L\min} = C \times R_{\min} = 0,98 \text{ KN}$$

Charges horizontales transversales ($R_{H\max}$)

Palan au milieu de la portée du pont

$$R_{H1\max} = \pm \left[0,24(K + N + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K) \right] = 27,26 \text{ KN}$$

$$R_{H1\min} = \pm \left[0,24(K + N + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K) \right] = 25,71 \text{ KN}$$

Palan à distance minimale du chemin de roulement

$$R_{H2\max} = \pm \left[0,0052(K + N + B) \frac{L}{e} + 0,021(N + K) \right] = 1,34 \text{ KN}$$

$$R_{H2\min} = \pm \left[0,0052(K + N + B) \frac{L}{e} - 0,021(N + K) \right] = 0,19 \text{ KN}$$

Récapitulation des résultats des réactions

Tableau IV-15 : Récapitulation des réactions appliquée sur poutre de roulement

Réaction	R(KN)	R_V (KN)	R_L (KN)	R_{H1} (KN)	R_{H2} (KN)
Max	16,9	19,435	3,38	27,26	1,34
Min	4,3	4,94	0,98	25,71	0,19

5-7- Choix du rail

On adoptée des rails en aciers de type A45

Tableau IV-16 : géométrie de rail type A45

Type	Poids (Kg/m)	H (mm)	P (mm)	C (mm)	E (mm)	A (mm ²)
A45	22.1	55	125	45	24	28,20

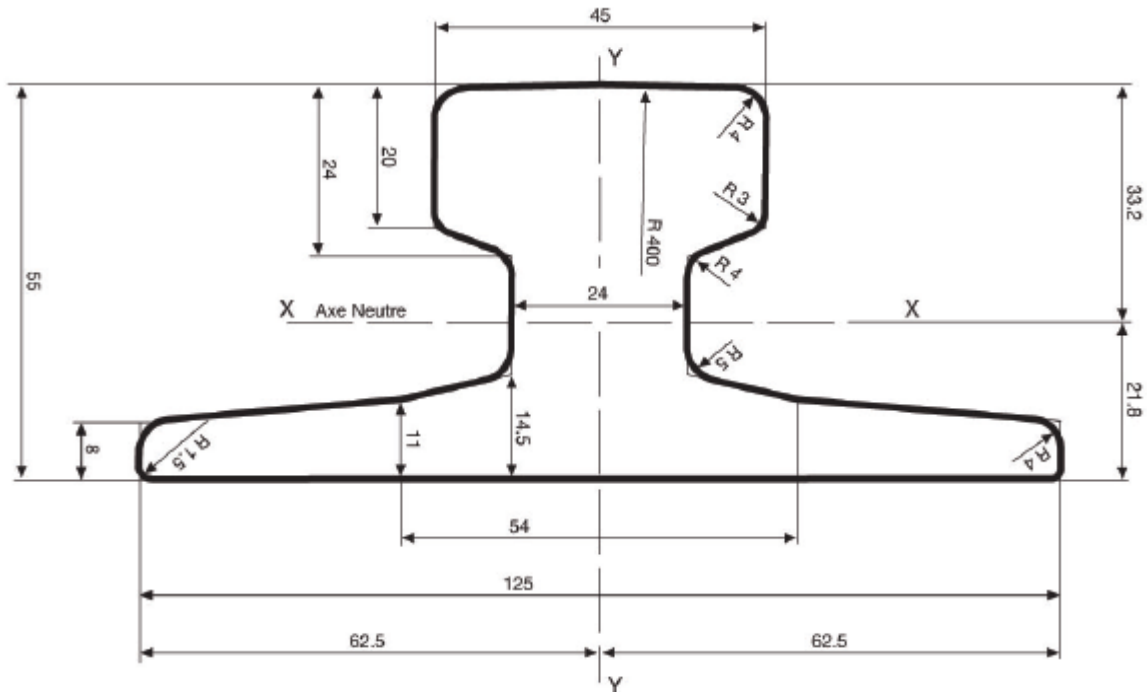


Figure IV-16 : Caractéristique géométriques du rail

Fixation du rail sur la poutre de roulement

Le rail est fixé sur la poutre de roulement à l'aide d'une attache appelée Crapaud, figurée ci-dessus :

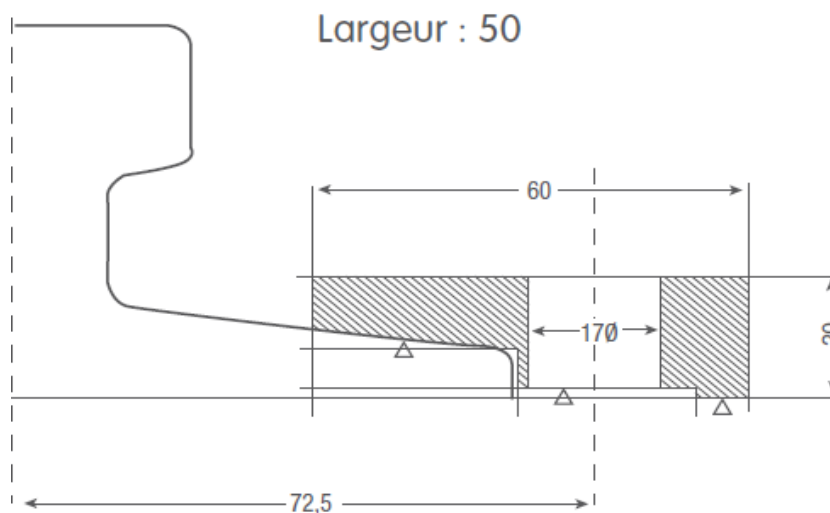


Figure IV-17 : Crapaud pour rail A45

5-8- Dimensionnement de la poutre de roulement

Le dimensionnement de la poutre du chemin de roulement se fait avec les charges les plus défavorables, soient les charges du pont roulant selon le règlement CCM97.

Condition de flèche

Le dimensionnement de la poutre de roulement se fait avec la condition de flèche, La flèche admissible est obtenue quand les deux charges sont en position symétrique par rapport au milieu de la poutre, il faut vérifier donc que :

$$f \leq f = \frac{L}{750} = 5,86mm$$

On prendra compte seulement la première travée ou il existe la flèche maximale car l'influence des charges est faible pour les autres travées, ceci est sécurisant. La méthode consiste à superposer les flèches causées par :

-Les deux charges sur galets

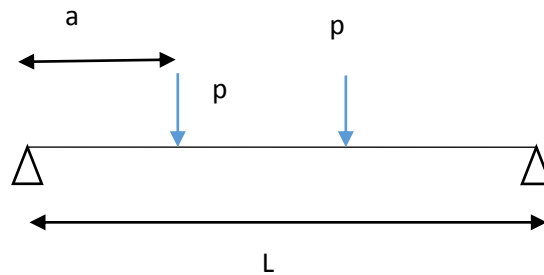


Figure IV-18 : déformation du poutre sous l'effets des galets sur seul travée

$$f_1 = \frac{R_{max} \cdot a \cdot L^2}{24 \cdot E \cdot I} \left(3 - \frac{4 \cdot a^2}{L^2} \right) = 0,001 \text{ cm}$$

-Le moment sur appuis



Figure IV-19 : déformation du poutre sous l'effets de moment sur appuis

$$f_2 = \frac{M_{max} \cdot L^2}{16E \cdot I} = 0,004 \text{ cm}$$

-Le poids propre de la poutre

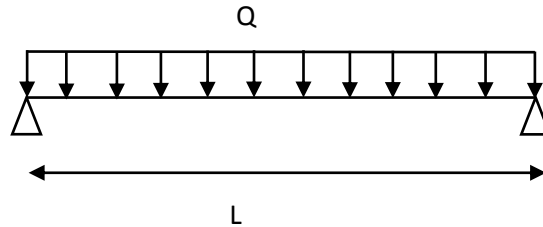


Figure IV-20 : déformation du poutre sous l'effets de sont poids propre

$$f_3 = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384E \cdot I} \leq \frac{L}{750}$$

Avec :

Q : Poids propre de la poutre + poids propre du rail

On choisit une poutre HEB 240

$$q=93 \text{ kg/m} \quad Q=0,83 + 0,221=1,051 \text{ KN/m}$$

$$I_y=11260 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f_3 = \frac{5 \cdot Q \cdot L^4}{384E \cdot I}$$

$$f_3 = 0,21 \text{ cm}$$

$$f_1 + f_2 + f_3 < f_{max} \quad \text{Condition vérifié}$$

On prend HEB240 pour la poutre de roulement des caractéristiques

Tableau IV-17 : caractéristiques statiques HEB240

Type	Poids Kg/m	Selon y-y			Selon z-z		
		I_y mm ⁴ ×10 ⁴	$W_{el.y}$ mm ³ ×10 ³	$W_{pl.y}$ mm ³ ×10 ³	I_z mm ⁴ ×10 ⁴	$W_{el.z}$ mm ³ ×10 ³	$W_{pl.z}$ mm ³ ×10 ³
HEB 240	83,0	11260	1148	1283	5135	395,0	602,2

1-Classification des sections :**-Classe de l'âme**

$$\frac{d}{tw} \leq 72\xi$$

$$\text{Avec : } \xi = \sqrt{\frac{235}{F_y}} = 1$$

$$16,4 < 72 \quad \text{L'âme est de Classe I}$$

-Classe de la semelle

$$\frac{c}{tf} \leq 10\xi$$

$$7,94 < 10 \quad \text{La semelle est de Classe I}$$

2-Résistance du profilé sous charges verticales**Vérification à la flexion**

$$M_{ysd} \leq M_{cRd}$$

M_{cRd} : Résistance de calcul de la section transversale à la flexion :

$$M_{cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 237,99 \text{ KN.m}$$

M_{ysd} : moment sollicitant dû à R_V et au poids propre du chemin de roulement :

$$M_V = R_V \max \frac{\left(L - \frac{e}{2}\right)}{4L} = 2,95 \text{ KN.m}$$

Moment dû au poids propre (HEB240 + A45)

$$M_{pp} = \frac{G \times L^2}{8} = 2,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = 1,5.M_V + 1,35.M_{pp}$$

$$M_{ysd} = 7,86 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_{ysd} \leq M_{cRd}$ condition vérifier

Résistance de la section à l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

- V_{plRd} : Résistance ultime au cisaillement :

$$V_{plRd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 91,37 \text{ KN}$$

$$A_v = (A - 2b) \cdot tf + (tw + 2r) \cdot tf = 173606 \text{ mm}^2$$

V_{sd} : Effort tranchant sollicitant dû à R_V et au poids propre du chemin de roulement

$$V_v = R_V \max \frac{4x}{L} = 8,13 \text{ KN}$$

Effort tranchant dû au poids propre (HEB240 + A45)

$$VPp = \frac{G.L}{4} = 1,1 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 1,5 VV + 1,35 VPp$$

$$V_{sd} = 13,45$$

$$V_{sd} < V_{plRd}$$

3-Vérification sous charges horizontales

$$M_{sd} \leq M_{cRd}$$

Avec

M_{cRd} : Résistance de calcul de la section transversale à la flexion

$$M_{cRd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 106,47 \text{ KN.m}$$

M_{sd} : moment sollicitant dû à RH1 :

Moment dû à la réaction RH1 :

$$M_H = \frac{2 \cdot RH1}{L} \left(\frac{L}{2} - \frac{e}{4} \right)^2 = 31,72 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{sd} < M_{cRd}$$

Résistance de l'âme au voilement par cisaillement

La condition qu'il vérifiée c'est $\frac{d}{t_w} \leq 69\xi$

$$\text{Avec } \xi = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 1$$

$$\text{On a } \frac{164}{10} = 16,4$$

$16,4 < 69$ Donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement.

Résistance au déversement

Le moment résistant de déversement est donné par :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{lt} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec $\beta_w = 1$ section de classe I

χ_{lt} : Est le facteur de réduction pour le déversement

Avec : $\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{lt}$ et $\chi = \chi_{lt}$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \left[\frac{W_{pl,y} \times f_y}{M_{c,rd}} \right]^{0.5} = 1,12$$

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(K.L)^2} \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right) \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kl)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g)^2} - C_2 Z_g \right]$$

$C_1=1,046, C_2=0,43, K=1, K_w=1, Z_g=Z_a-Z_s = \text{mm}, L=4,4\text{m}$

$G=80000 \text{ N/mm}^2 \quad I_w=201771,62 \text{ cm}^4$

Avec Z_g est la distance de point d'application de la charge au centre de cisaillement

$$M_{cr} = 245,54 \text{ KN.M}$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 1.3$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + [\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2]^{0.5}} = 0.8$$

$$M_{b.rd} = 219,27 \text{ KN.m}$$

$M_{b.rd} = 219,27 \text{ KN.m} > M_{y.sd} = 2,95 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée

Résistance de l'âme aux charges transversales

Résistance à l'écrasement

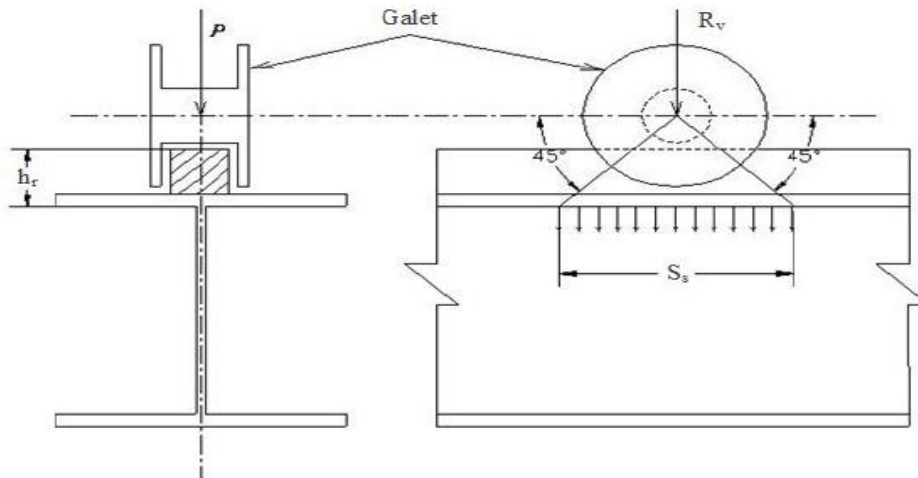


Figure IV-21 : transmission de l'effort de galet vers le rail

$$f_{sd} \leq R_{y.rd}$$

Avec : R_y : r_d : L'effort résistant à l'écrasement :

$$R_{y.rd} = S_y \cdot t_w \cdot f_{yw} = \gamma m l$$

Avec

S_y : Longueur d'appuis rigide

$$S_y = 2(hR + t_f) \sqrt{[1 + (\gamma m_0 \cdot \sigma_f \cdot E_d / f_{yf})^2]}$$

hR : la hauteur de rail (55 mm)

t_f : largeur de l'âme (24 mm)

$\sigma_{f.Ed}$: la contrainte longitudinale dans la semelle.

$$\sigma_{f.Ed} = \frac{M_{ySd}}{W_{ely}} = 2,56 \text{ N/m}$$

D'où

$$S_y = 157,97 \text{ mm} \quad R_{y.Rd} = 809,992 \text{ KN}$$

$$f_{sd} = RV_{max} = 19,435 \text{ KN}$$

$$RV_{max} < R_{y.Rd} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Résistance à l'enfoncement local

Il faut satisfaire les critères suivants

$$\begin{aligned} f_{Sd} &\leq R_{a.Rd} \\ M_{Sd} &\leq M_{c.Rd} \\ \frac{f_{Sd}}{R_{a.Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{c.Rd}} &\leq 1,5 \end{aligned}$$

$$R_{a.Rd} = 1349 \text{ KN}$$

$$M_{c.Rd} = 200,45 \text{ KN}$$

$$R_L = f_{sd} = 3,38 \text{ KN} < R_{a.Rd} = 1347 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{Sd} = 2,95 \text{ KN.m} < M_{c.Rd} = 237,99 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{f_{Sd}}{R_{a.Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{c.Rd}} = 0,014 < 1,5 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Résistance au voilement

$$\begin{aligned} b_{eff} &\leq b \\ b_{eff} &= \sqrt{(h^2 + S^2)} = 262 \text{ mm} \\ b_{eff} &> b = 240 \text{ mm} \end{aligned}$$

L'âme ne résiste pas au voilement local, on rajoute donc des raidisseurs transversaux d'une épaisseur de 10mm, soudés avec un cordon de soudure de 8mm, chaque 1m le long du chemin de roulement.

5-9- Calcul du support du chemin de roulement (corbeau)

Le dimensionnement de corbeau sera calculé à l'aide BAEL annexe 6 consoles courtes

Charges appliquées aux corbeaux :

$$\text{Réaction des galets } R_{V_{max}} = 19,43 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre de rail et la poutre de roulement } Q = 4,6 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre du corbeau } P = 5,5 \text{ KN}$$

$$\text{Charges horizontales longitudinales } R_{L_{max}} = 3,38 \text{ KN}$$

Charges horizontales transversales $R_{Hmax}=27,26 \text{ KN}$

Le poids total appliqués aux corbeaux :

Charges verticales

$$G = RVmax + Q + P = 29,95 \text{ KN}$$

$$G = 1,35(Q + P) \times 1,5(RVmax) = 42,78 \text{ KN}$$

Charges horizontales

$$P = RLmax = 30,64 \text{ KN}$$

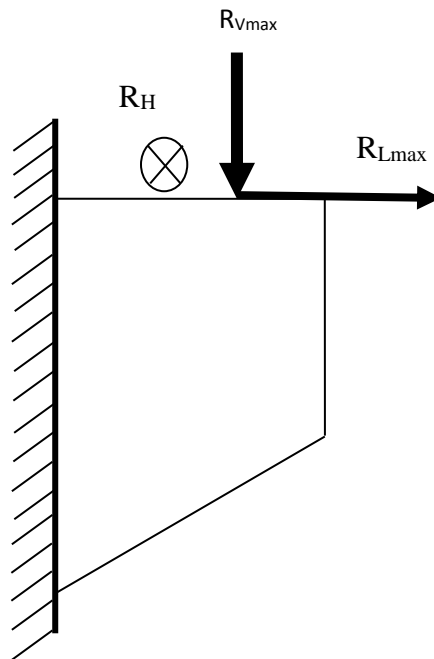


Figure IV-22 : charges appliquées sur le corbeau

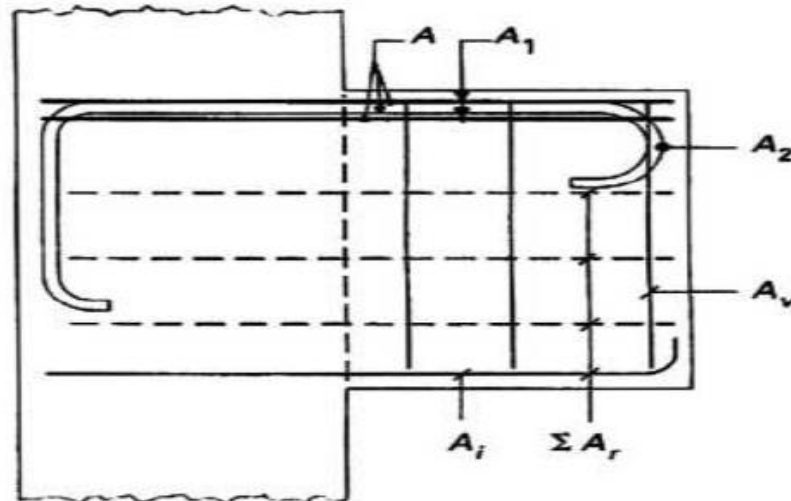
Ferrailage du corbeau

Le ferrailage des corbeaux comporte :

- Des armatures supérieures formant tirant, de section A , dont une partie est obligatoirement constituée par des armatures de faible diamètre ancrées par bouclage à plat, complétées éventuellement par des armatures de gros diamètre avec ancres courbes,
- Eventuellement, des armatures horizontales de couture, de section ΣAr , normalement distribuées uniformément sur la hauteur de la section d'encastrement, au-dessous des armatures supérieures, et totalement ancrées au-delà de cette section ;
- Des armatures inférieures de section A_i au moins égale à $A/10$, qui suivent le contour du parement inférieur horizontal ou incliné des consoles ;
- Des cadres verticaux (inefficaces vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant), qui ont pour rôle :

→ D'assurer la résistance à la torsion (dans le cas où la charge ne serait pas rigoureusement appliquée dans le plan moyen de la console).

- De servir de couture de fendage pour les armatures supérieures si celles-ci sont constituées de barres de gros diamètre munies d'ancrages courbes disposés dans des plans verticaux.
- De maintenir l'ensemble des armatures horizontales.



- | | | | |
|-------|--|--------------|---|
| A_1 | armatures bouclées à plat | A_i | armatures inférieures |
| A_2 | armature avec ancrages courbes dans des plans verticaux (éventuellement) | A_v | cadres verticaux |
| A | section totale des armatures supérieures $A = A_1 + A_2$ | ΣA_r | section totale des armatures de couture éventuelles |

Toutes les armatures supérieures doivent être ancrées pour assurer la transmission des efforts de traction.

Figure IV-23 : Ferrailage d'un corbeau

Calcul les efforts

$$Vu = 42KN$$

$$Mu = 8,55 KN.m$$

$$\tau = \frac{Vu}{b.d} = 159,62 KN/m$$

b=épaisseur de corbeau

Armature supérieur

$$A = \frac{M}{z. \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = 4,74 cm^2$$

$$4HA14=6,16cm^2$$

On adopté pour les armatures supérieurs 4HA14

Espacement entre les barres 9cm

$$z = \min[0,7d(1 + 0,1\delta), 2,4a(0,4 + 0,1\delta)] = 0,527m$$

$$\delta = \frac{d}{a} = 3,35$$

$$a = \frac{Mu}{Vu} = 0,2 m$$

Armature inférieure

$$\begin{aligned} \Sigma A &= \lambda \cdot A = 2,87 \text{ cm}^2 \\ \lambda &= \frac{1}{4} \left(\delta + \frac{12\tau}{f_{cj}} - 1 \right) = 0,60 \end{aligned}$$

$$4HA10=3,14\text{cm}^2$$

On adopté pour les armatures supérieures 4HA10

Espacement entre les barres 9cm

Armature réparties

$$A_i = \frac{1}{10} A$$

$$6HA6=1,7\text{cm}^2$$

On adopté pour les armatures supérieures 6HA6

Espacement entre les barres 10cm

On prise en compte les forces horizontales

Dans ce qui précède, il n'est pas fait état de forces horizontales agissant à la partie supérieure de la console, si une force horizontale H_u , évaluée dans les conditions correspondant à l'état limite ultime, est appliquée à la face supérieure d'une console, la section des armatures supérieures A déterminée comme les armatures supérieur est majorée de :

$$\frac{H_u}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = 0,08$$

H_u C'est la charges horizontal égale $P=30,64 \text{ KN}$

De plus le contraint devienne

$$\tau_1 = \frac{\tau}{1 - 0,6\left(\frac{H_u}{V_u}\right)} = 123,4 \text{ KN/m}$$

$$A_h=0,08 \cdot A=0,41 \text{ cm}^2$$

$$3HA6=0,85 \text{ cm}^2$$

On adopté pour les armatures supérieures 6HA6

Espacement entre les barres 10cm

Récapitulation des données

Tableau IV-18 : Récapitulation des résultats

corbeau	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7,8
Armatures supérieurs	4HA14
Armatures de couture	6HA10
Armatures inférieures	4HA10
A (cm ²)	4,74
ΣA (cm ²)	2,87
A _i (cm ²)	0,47

Coupe longitudinal coupe transversal de ferrailage de corbeau

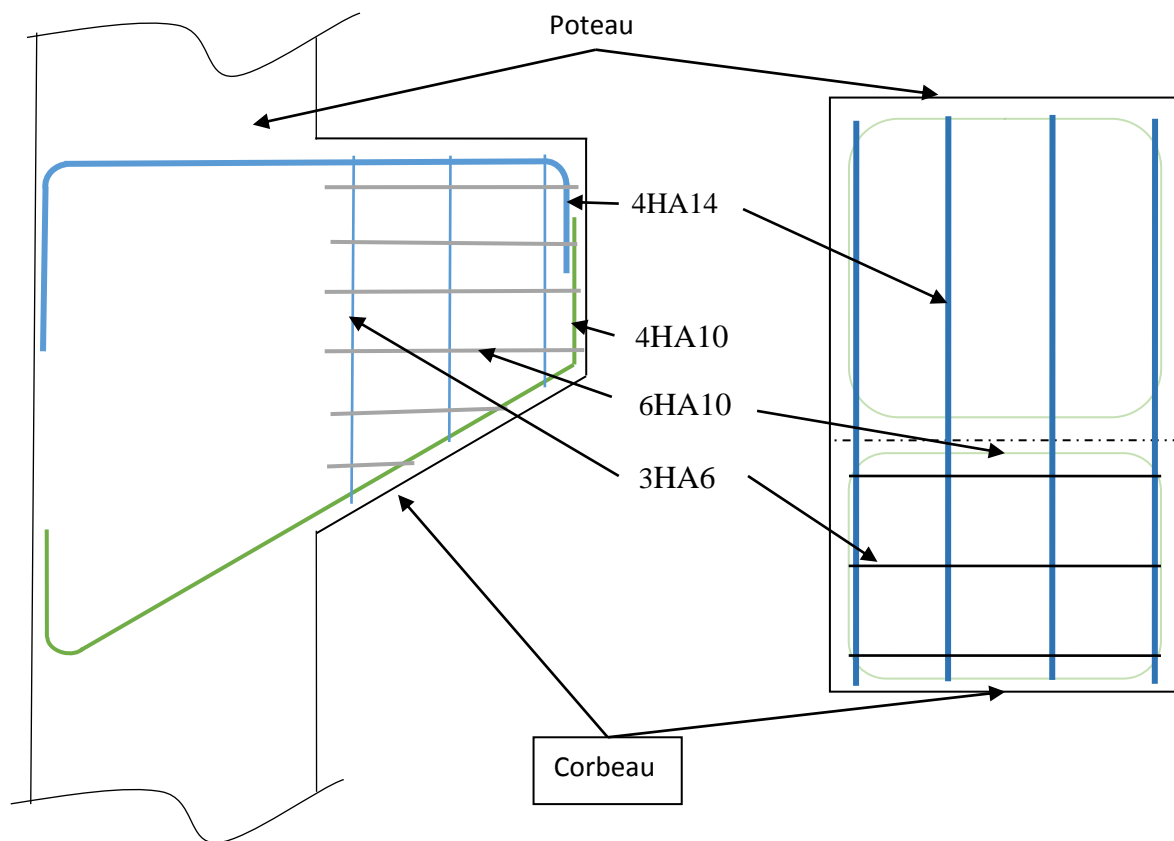


Figure IV-24 : schéma de ferrailage du corbeau



Chapitre V :

ETUDE SISMIQUE

1- Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

2- Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

3- Méthode de calcul :

Selon le RPA 99.version2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

3-1- Méthode statique équivalente :

- Principe :

Dans cette méthode le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies

3-2- Méthode d'analyse modale spectrale :

- Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3-4- Détermination des paramètres du spectre de réponse

- Coefficient d'accélération A :

- Zone(III) D'après la classification sismique de wilaya de Mestghanem (RPA 99).version2003

❖ Groupe d'usage 1B puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 10.1 m

Alors d'après les deux critères précédents on obtient $A=0.30$

- Coefficient de comportement global de la structure R : La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003
Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=5$
- Facteur de qualité Q :
Sens longitudinal $\rightarrow Q_x=1+0.25=1.25$
Sens transversal $\rightarrow Q_y=1+0.25=1.25$
Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$n = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. $\xi = 6\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense
Donc : $n=0.94$

- Période T1 et T2 du site considéré :

$$\begin{cases} T1 = 0.15 \\ T2 = 0.5 \end{cases}$$

- Spectre de réponse de calcul : L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

$$Sa/g = \begin{cases} 1.25A[1 + (T/T1)(2.5n(Q/R) - 1)] & 0 \leq T \leq T1 \\ 1.25A(2.5n) \left(\frac{Q}{R}\right) & T1 \leq T \leq T2 \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) (T2/T)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3s \\ 2.5n(1.25A)(Q/R)(T2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{3}{5}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = $9,81m/s^2$

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone III : sismicité élevée

Groupe 1B : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0,15 s et T2=0,5 s

Système de contreventement : R=5 (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone A=0,30

Facteur de qualité Q=1,25

b. le spectre de réponse :

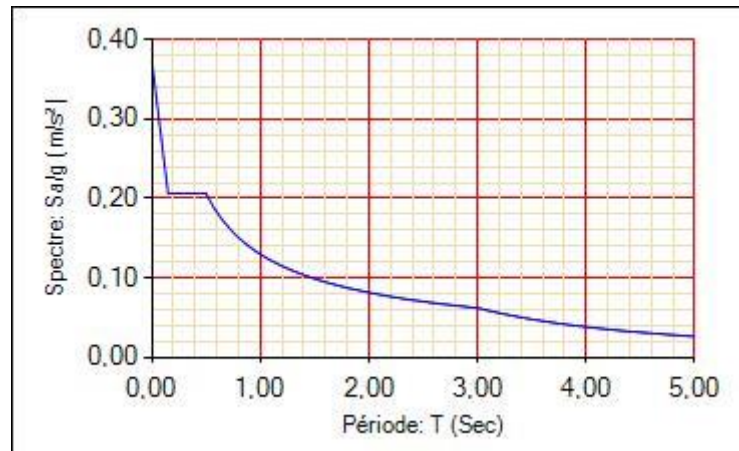


Figure V-1 : Diagramme de spectre de réponse

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La formule empirique : $T = C_T \times h_n^{3/4}$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_T = 0.05$$

$$T1 = 0.05 \times (9.6)^{3/4} = 0.27s$$

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

$$D_y = 15.1m \quad \text{et} \quad D_x = 17.3m$$

$$T2 = \frac{0.09h_n}{\sqrt{D_y}} = 0.09 \times (9.6) / \sqrt{15.1} = 0.22s$$

$$T3 = (0.09h_n) / \sqrt{D_x} = 0.09 \times (9.6) / \sqrt{17.3} = 0.20s$$

$$T_{emp} = \max(T1, T2, T3) = 0.27s$$

D'après RPA99V2003 :

$$1.3T_{emp} = 0.35s$$

$$T_{analytiq} = 0.57s$$

$$T = \text{MAX}(T_{emp}, T_{analytiq}) = 0.57s$$

Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :

$$0 < T < T2 \quad \rightarrow D = 2.5n$$

$$T2 < T < 3s \quad \rightarrow D = 2.5n(T2/T)^{2/3}$$

$$T \geq 3s \quad \rightarrow D = 2.5n(T2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3}$$

Le coefficient dynamique moyen DX=2.15

Le coefficient dynamique moyen DY=2.15

3-5- Détermination des paramètres des combinaisons d'action

$$\left\{ \begin{array}{l} ELU = 1.35 * G + 1.5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \pm 1.2 \times E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

4- Modélisation : Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

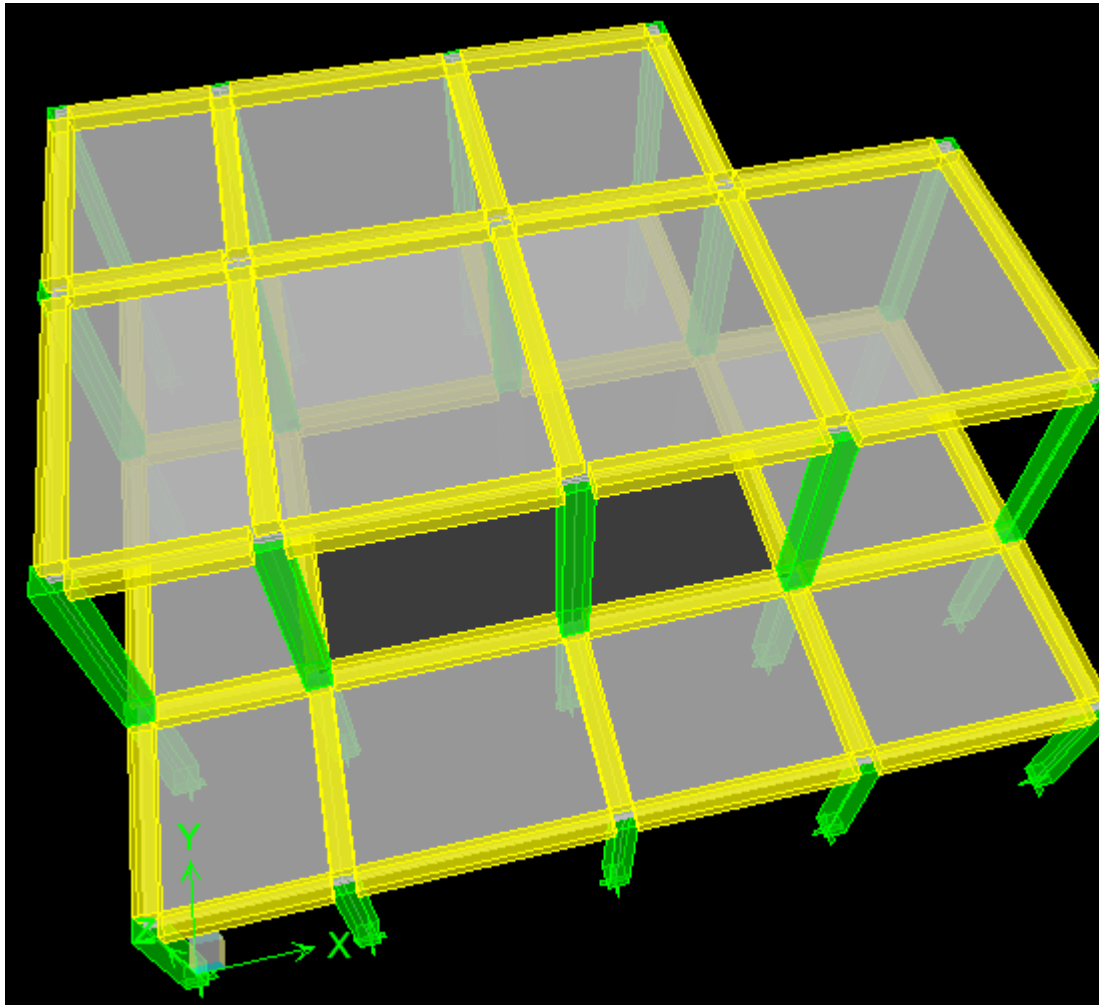


Figure V-2 : vue 3D de modélisation de la structure

4-1-Poids total de la structure "W" :

Selon le RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30)

$$WT = \sum W_i$$

Avec $W_i = W_{gi} + Bw_{qi}$

W_{gi} : poids due aux charges permanente W_{qi} : charge d'exploitation B: coefficient de pondération (d'après RPA99 ; B =0.2)

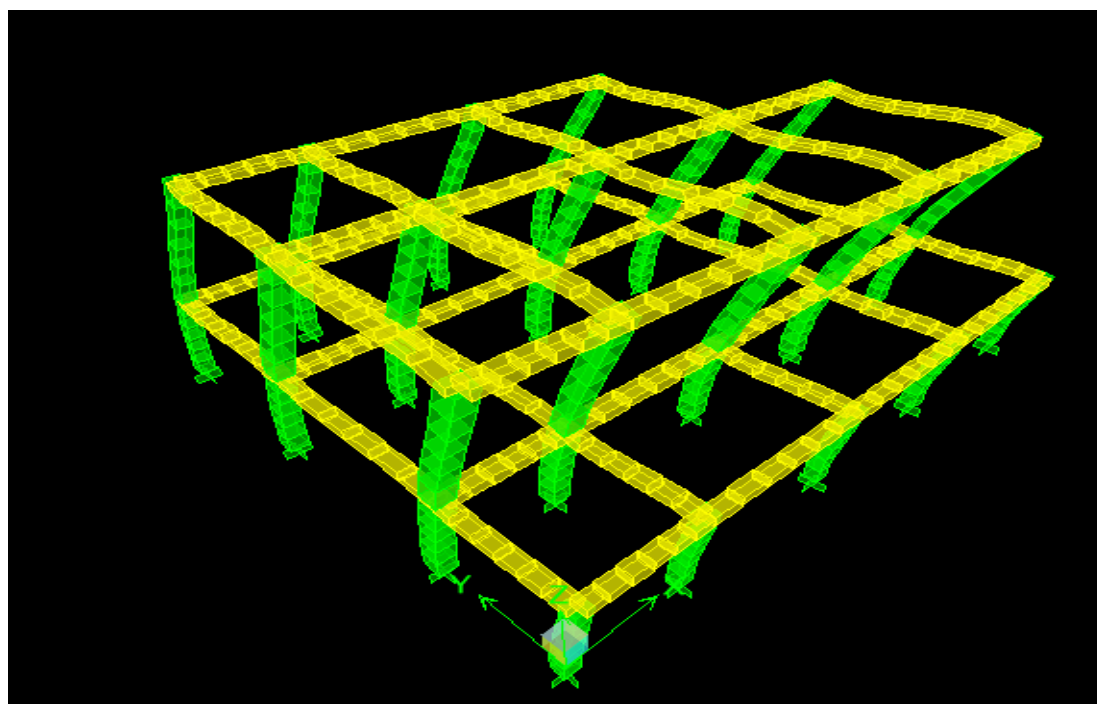
Pour le calcul des poids total donnent par le logiciel etabse :

$$WT = 5536.67$$

4-2- Résultats de calcul :**Tableau V-1 : Période et facteur de participation massique**

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,573985	0,6194	70,3663	0,6194	70,3663
2	0,517365	57,9504	1,6442	58,5698	72,0105
3	0,431693	15,751	0,6973	74,3208	72,7078
4	0,143806	1,0765	13,0509	75,3974	85,7586
5	0,130555	16,775	7,2203	92,1724	92,9789
6	0,126143	7,8261	7,0205	99,9985	99,9994
7	0,045354	0,0007	0,0004	99,9992	99,9998

- La période : 0.57 s
- Le 1^{er} mode est un mode de translation

**Figure V-3 : vue 2D de mode de translation**

- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation

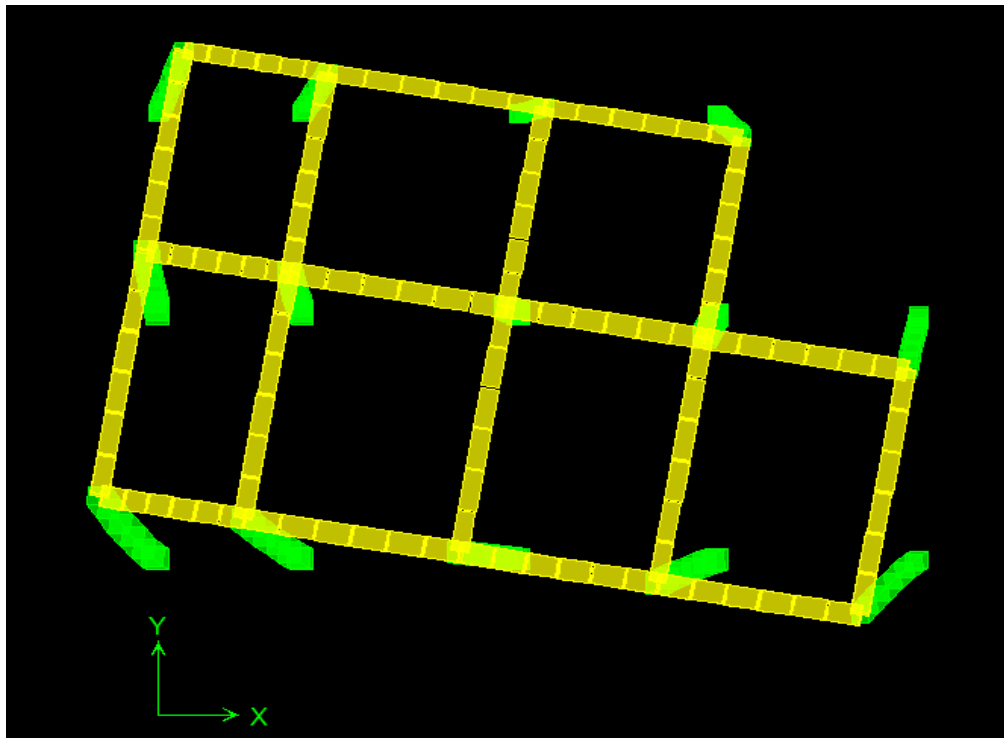


Figure V-4 : vue 2D de mode de rotation

- La participation massique atteint les 90% dans le sens (xx) à partir du 5^{ème} mode.
- La participation massique atteint les 90% dans le sens (yy) à partir du 5^{ème} mode.

4-3- Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V_x = V_y = \frac{1.25 \times 2.15 \times 0.3}{5} \times 5536.67 = 892.78 \text{KN}$$

5- Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau V-2 : comparaison entre l'effort statique et dynamique

V (KN) L'effort tranchant à la base	V statique(KN)		V dynamique(KN)	
	V_x	V_y	V_x	V_y
	892.78	892.78	850.9	841.98

$Ex + Ey$ (dynamique) ==1692.88 KN

$[Ex + Ey$ (statique)] $\times 0,8 = 1428.44$ KN

$$\Rightarrow 1692.88 > 1428.44$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

« V_t Dynamique $> 80\%$ Vs statique » est vérifiée.

6 –Vérification :

6-1-Vérification des déformations :

$$1\% h_{\text{etage}} > \Delta X$$

$$\Delta X = \text{Drift} \times h_{\text{etage}} \times R$$

Tableau V-3 : Vérification des déformations (x-x)

Niveau	DriftX	Hetage	R	DeltaX	1%Hetage
1	0,001379	4,8	5	0,0033	0,048
sous-sol	0,00002	3,4	5	0,00034	0,038

Condition vérifiée.

Tableau V-4 : Vérification des déformations (y-y)

Niveau	DriftY	Hetage	R	DeltaY	1%Hetage
1	0,0019	4,8	5	0,045	0,048
sous-sol	0,00004	3,4	5	0,00068	0,038

Condition vérifiée.

6-2-Vérification de l'effet P- Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k .

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W g_i + \beta \cdot W q_i)$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « k » $V_K = \sum_{i=K}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

SENS X-X

Tableau V-5 : Vérification de l'effet P- Δ (x-x)

Niveau	$P_K(KN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
1	2856.31	0.0033	550.15	4.8	0.0035	OK
Sous-sol	7095.36	0.00034	138.93	3.4	0.005	OK

SENS Y-Y :

Tableau V.6 : Vérification de l'effet P- Δ (y-y)

Niveau	$P_K(KN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	θ_k	$\theta_k \leq 0.10$
1	2856.31	0.045	558.95	4.8	0.047	OK
Sous-sol	7095.36	0.00068	941.72	3.4	0.0015	OK



Chapitre VI :

ETUDE DES ELEMENTS

RESISTANTS

1- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchant donc elles sont calculées à la flexion simple, Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries par conséquent la fissuration est considérés comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par : $A = \max(A_u, A_{CNF}, A_{RPA})$

Avec :

A_u : section d'armature calculée en flexion simple à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

1-1 Les combinaisons de calcul :

- 1- 1.35 G + 1.5 Q Selon BAEL91
- 2- G + Q + E selon RPA2003
- 3- 0.8G+E selon RPA2003

- La combinaison (1) nous permettra de déterminer le moment maximum en travée.
- La combinaison (2) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison (3) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où $M > 0$ de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

A_{CNF} :

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A_{RPA} :

Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art : 7. 5. 2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinale est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

Poutres principales (30 x 50 cm²) :

• Ferrailage en appuis :

1- ELU :

Tableau VI-1 : Ferrailage en appuis (pp : 30*50)

Niveau	M_{sup} (KN.m)	A_{sup} (cm ²)	M_{inf} (KN.m)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{ade} (sup)	A_{ade} (inf)
SOUS - SOL	128,14	10,51	53,46	4,40	2.87	6	3HA14+3HA16	3HA16
1	126.	10.27	60.9	4,45			3HA14+3HA16	

• Ferrailage en travée :

Tableau VI-2 : Ferrailage en travée (pp : 30*50)

Niveau	M_t (KN.m)	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{ade}
SOUS- SOL	77,39	4,91	2.87	6	3HA16
1	66,15	14.26			

Calcul des armatures transversales :

➤ Selon BAEL 91 Art 7.2.2 :

- Le diamètre des armatures d'âme est donné par l'inéquation suivante :

$$\phi_t \leq \left\{ \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \right\}$$

On prend $\phi_t=8\text{mm}$

-L'espacement des cours des cadres : $S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \min(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{0.4b} \end{array} \right.$

➤ Selon RPA 99 Art 7.5.2.2 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 10\text{cm}$$

- En dehors de la zone nodale :

$$s \leq \frac{h}{2} \rightarrow s \leq 25 \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{Alors : } A_t = 0.003 \times S \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Poutres secondaires (30 x 40 cm²) :

- Ferrailage en appui :

Tableau VI-3 : Ferrailage en appui (Ps)

Niveau	M_{sup} (KN.m)	A_{sup} (cm ²)	M_{inf} (KN.m)	A_{inf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{ade} (sup)	A_{ade} (inf)
SOUS-SOL	102,91	8,29	89,25	7.24	1.72	6	3HA12+3HA16	3HA16+2HA12
1	97,09	7,72	83,21	6,69			3HA12+3HA16	3HA16+2HA12

- Ferrailage en travée :

Tableau VI-4 : Ferrailage en travée (Ps)

Niveau	M_t (KN.m)	A_t (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{ade}
SOUS- SOL	41,25	3,12	1.72	6	3HA16
1	35,27	2,91			

1-2-Disposition constructive :

Calcul des armatures transversales :

- Selon BAEL 91 Art 7.2.2 :

- Le diamètre des armatures d'âme est donné par l'inéquation suivante :

$$\phi_t \leq \left\{ \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \right\}$$

On prend $\phi_t=8\text{mm}$

-L'espace des cours des cadres : $S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \min(0.9d; 40cm) \\ \frac{A_t f_e}{0.4b} \end{array} \right.$

➤ Selon RPA 99 Art 7.5.2.2 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) = 10cm$$

➤ En dehors de la zone nodale :

$$s \leq \frac{h}{2} \rightarrow s \leq 20 \rightarrow S_t = 15cm$$

$$\text{Alors : } A_t = 0.003 \times S \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8mm$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

Vérifications :

1. Vérification à ELS :

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Position de l'axe neutre ($A' = 0$) :

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A')y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[(A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d)']$$

- Contrainte admissible de béton comprimé $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400MPa$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min\{0.13f_{c28}; 5MPa\} = 3.33MPa$

2. Vérification à ELU :**Justification vis-à-vis de sollicitation tangente :**

-Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad \text{Avec :}$$

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N].

- b_0 : largeur de l'âme [mm].

- d : hauteur utile de la poutre [mm].

-La contrainte τ_u doit être en plus égale au plus des deux valeurs $\left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$

3. Contrainte d'adhérence : (B.A.E.L 91 A.6.1.3)

La liaison entre une armature et le béton est mesuré par la contrainte d'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \Sigma u}$$

D'où :

- V_u effort tranchant [N].

- u périmètre d'une barre ou d'un paquet de barre [mm].

-La contrainte d'adhérence ultime est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement donné par C.B.A 93, cas des armatures à haute résistance

$$\psi_s = 1.5 \Rightarrow \tau_{su} = 3.15 \text{Mpa}$$

4. Vérification de flèche :(CBA 93)

- Poutres principales (30 x 50 cm²)

Tableau VI-5 : Vérification de la flèche (p-p)

Niveau	M_{tser} (KN.m)	M_{aser} (KN.m)	V_u (KN)	σ_{bct} (Mpa)	σ_{bca} (Mpa)	τ_u (Mpa)	τ_s (Mpa)	
							τ_t	τ_a
SOUS-SOL	54,71	110,75	148.46	8,4	13,6	1.37	1.52	1.63
1	45,21	102.2	139,76	7	12,6	1,30	1.43	1.52

- Poutres secondaires (30x 40 cm²)

Tableau VI-6 : Vérification de la flèche (p-s)

Niveau	M_{tser} (KN.m)	M_{aser} (KN.m)	V_u (KN)	σ_{bct} (Mpa)	σ_{bca} (Mpa)	τ_u (Mpa)	τ_s (Mpa)	
							τ_t	τ_a
SOUS-SOL	38,59	72,86	76,05	6,1	8,1	0.70	0.89	0.45
1	35,28	70,52	72,5	5,6	7,8	0.67	0.85	0.42

Schéma ferrailage des poutres principales (30x50)

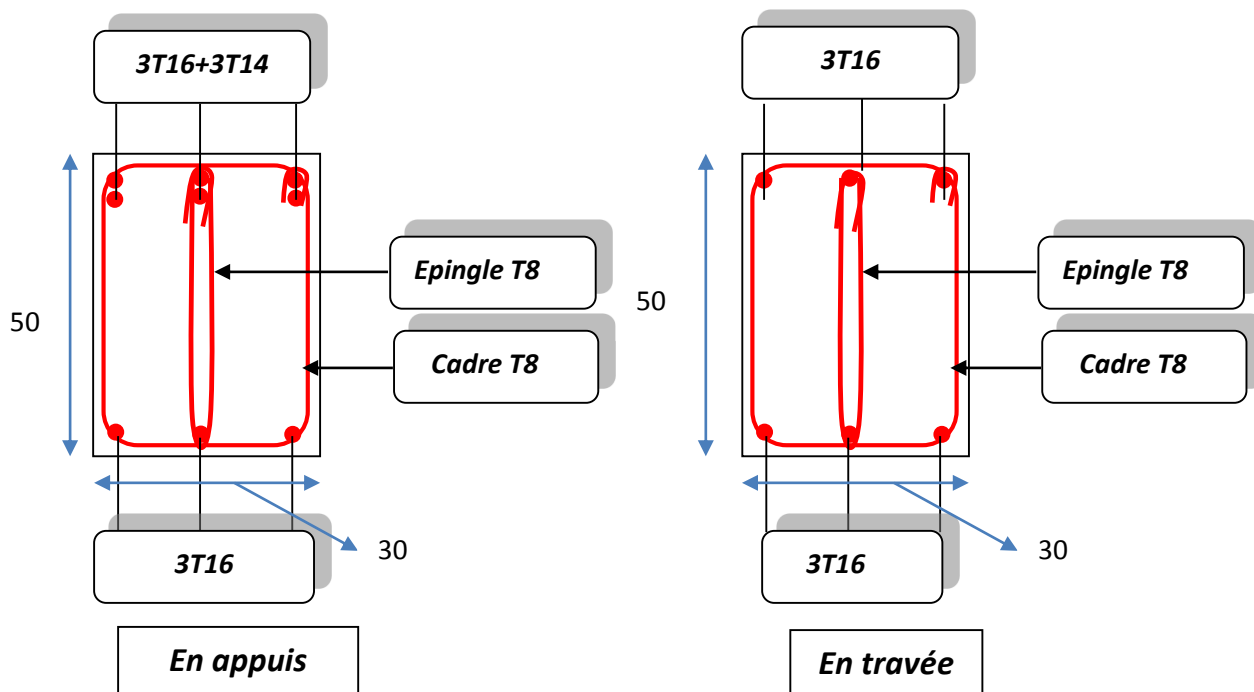


Schéma de ferrailage des poutres secondaires (30x40)

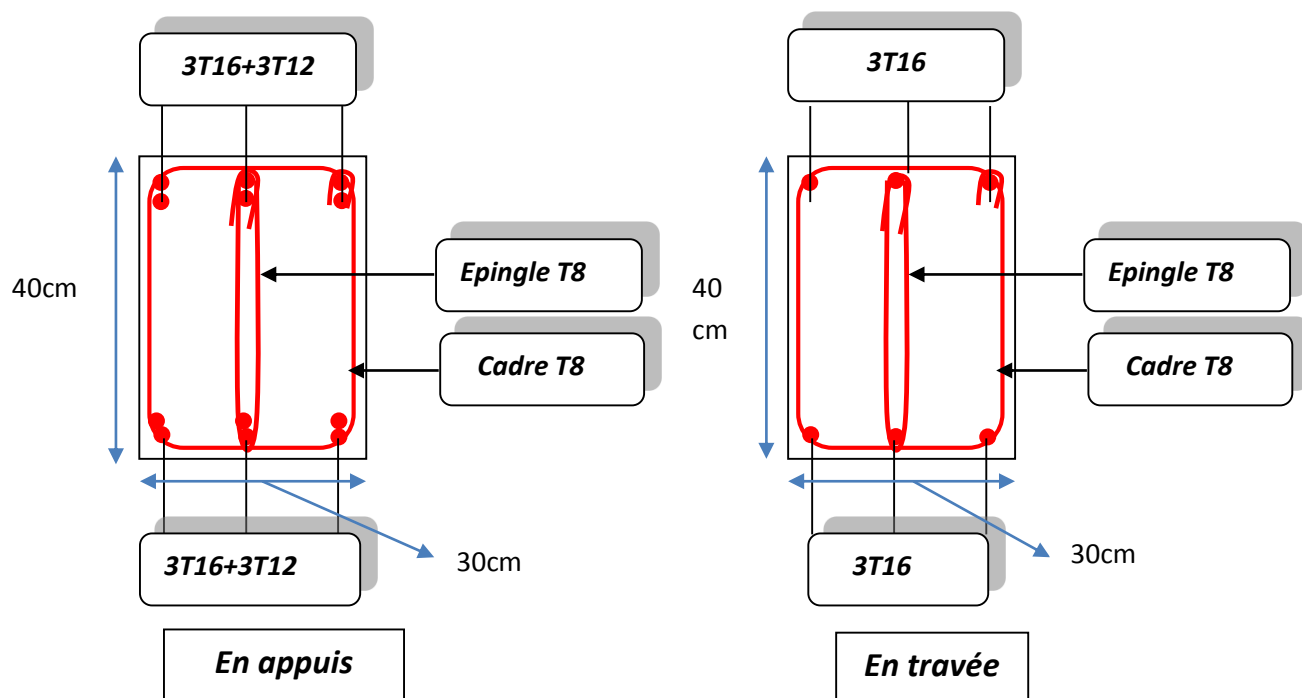


Figure VI-1 : Schéma de ferrailage des poutres

2-Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par : $A = \max (A_u, A_{CNF}, A_{RPA})$

Avec :

A_u : section d'armature calculé en flexion composée.

A_{CNF} :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A_{RPA} :

Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art : 7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de :

- 0,7 % en zone I.
- 0,8 % en zone IIa.
- 0,9 % en zone IIb et III.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm

Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « 1er genre » BAEL 91

$$\begin{cases} 1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots\dots\dots (ELU) \\ G + Q \dots\dots\dots (ELS) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles : « 2ème genre » RPA 99

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2 \times E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

Tableau VI-7 : ferrailage des poteaux

Zone	Les efforts internes						A_{cal} (cm^2)	A_{min} (RPA) (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
S /SOL+1 (50x50)	N_{max}	1175,5	M2	7,74	M3	2,11	00	22.5	4HA20 + 4HA16
	N_{min}	172,72	M2	34,64	M3	0,72	00		
	$M2_{max}$	73,47	N	373,76	M3	6,56	00		
	$M3_{max}$	80,14	N	1461,8	M2	20,5	00		
S /SOL+1 (40x40)	N_{max}	887,70	M2	4,47	M3	2,20	0.49	14.40	4HA16 + 4HA16
	N_{min}	52.59	M2	32.71	M3	0.41	00		
	$M2_{max}$	56,78	N	79,30	M3	5,84	00		
	$M3_{max}$	47,32	N	311,74	M2	17,95	1.13		

2-1-Dispositions constructives :

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépassée :

- 25 cm en zone I et IIa. (Notre cas).
- 20 cm en zone IIb et III.

a. Calcul des armatures transversales :

- ✓ Selon BAEL 91

- Le diamètre des armatures transversales au moins égale $\frac{1}{3}\phi_l$
- Leur espacement est au plus égale à $\{15\phi_l; a + 10cm; 40cm\}$

✓ Selon RPA 99 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho=2.5$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho=3.75$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$

$f_e=400$ Mpa.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.4}{0.5} = 4.76 < 5 \Rightarrow \rho=3.75$$

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

✓ Dans la zone nodale :

$t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm})$ en zone I et IIa

$t \leq 10 \text{ cm}$ en zone IIb et III

$t=10\text{cm}$

✓ Dans la zone courante :

$t \leq 15 \phi_l = 21\text{cm}$ en zone I et IIa

$t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ en zone IIb et III

$t=15\text{cm}$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On à : $V_{max}=71,38\text{KN}$

$$A_t = \frac{3.57 \times 71.38 \times 0.1}{0.5 \times 400} \times 10 = 1.33 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4\text{HA8} (A = 2.01 \text{ cm}^2).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{tb}$ en % est donnée comme suit

- ✓ Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3 %.(notre cas)
- ✓ Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8 %.
- ✓ Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limitées précédentes

Donc : $A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale. $A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$ dans la zone courante.

b. Calcul de la longueur de recouvrement :

- ✓ 40 Ø en zone I et IIa.
- ✓ 50 Ø en zone IIb et III.

C. Diverses vérifications :

C .1. Vérification à l'ELS :

La vérification est faite à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Contrainte admissible de béton comprimé : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Tableau VI-8 : Vérification à l'ELS

Section cm^2	N _{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_s (Mpa)	Vérification
50x50	1103.55	29,31	6.7	70,3	OK
40x40	503,26	23.4	3.1	39.9	OK

C.2. Vérification de flambement :

On doit vérifier que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 70$, D'où : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Avec : l_f : étant la longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

i : rayant de giration de la section, calculé dans le plan de flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment quadratique de la section dans le plan de flambement.

B : l'aire de section.

Tableau VI-9 : Vérification de flambement

Poteau	L (m)	l_f (m)	i	λ	$\lambda < 70$
50x50	4.80	3.36	0.14	24	OK
50x50	3.40	2.38	0.14	17	OK
40x40	4.80	3.36	0.115	29.21	OK
40x40	3.40	2.38	0.115	20.69	OK

Schéma des ferrillages des poteaux :

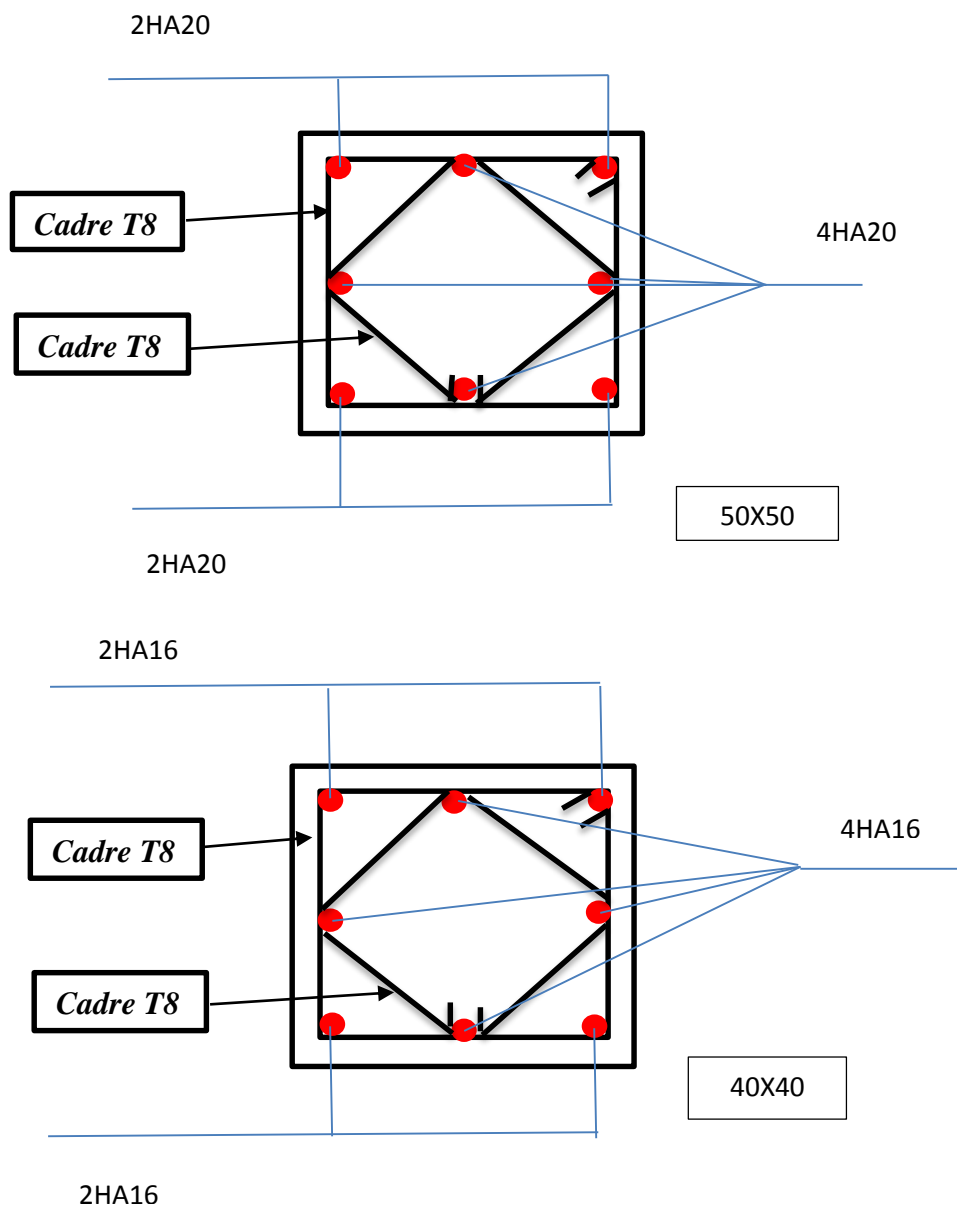


Figure VI-2 : Schéma de ferrillage des poteaux



Chapitre VII :
Etude de
l'infrastructure

1-Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales, ainsi que les voiles en cas des constructions sous-sol.

2- Choix du combinassent de calcule :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

1. $G + Q \pm E$
2. $0,8 \times G \pm E$

D'après le **DTR BC.2.33.1** :

1. $1.35G + 1.5Q$
2. $G + Q$

3-Dimensionnement de fondation

3-1 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

1. Type d'ouvrage construire
2. La capacité portante de terrain de fondation.
3. Les charges transmises au sol.
4. La distance entre axes des poteaux.
5. La profondeur du bon sol.
6. La facilité de réalisation

Avec la contrainte admissible du sol selon le rapport géotechnique est de $\sigma_{adm} = 2,73 \text{ bar} = 0,273 \text{ Mpa} = 237 \text{ KN/m}^2$ on prend des Semelles isolés, on compte deux types des semelles S1 et S2.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G + Q$

- Ferrailage à l'E.L.U. $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

3-2 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{adm}$$

N_s : l'effort normal agissant sur la semelle obtenue par la descente des charges

S : surface d'appui de la semelle.

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol

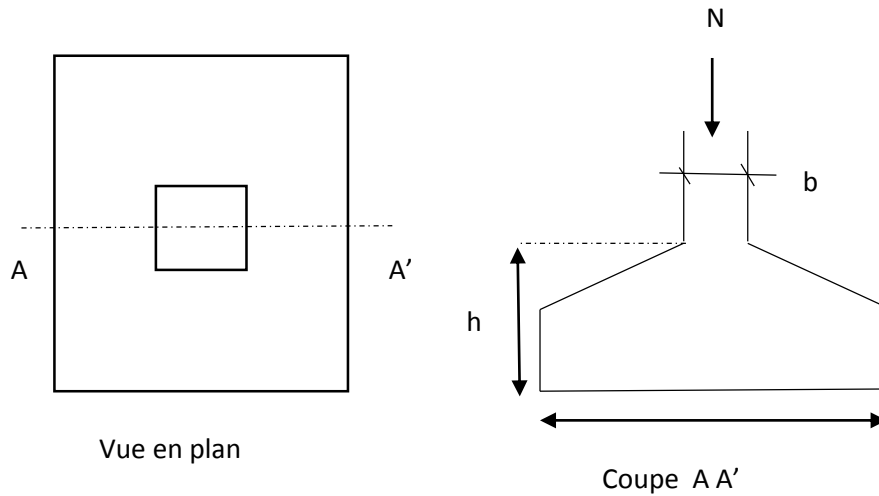


Figure VII-1 : Schéma d'une semelle isolée

a- Pour les semelles qui supportée les poteaux latérales S1

$$\sigma_{adm} = 273 \text{ KN} \quad N_{ser1} = 437,321 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{adm} ; B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad B \geq 1,08$$

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = 25 \text{ cm}$$

On prend $B = 1,20 \text{ m}$ et $h = 35 \text{ cm}$

b- pour les semelles qui supportée les poteaux de centre (pont roulant) S2

$$\sigma_{adm} = 273 \text{ KN} \quad N_{ser2} = 582,433 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{adm} \quad B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} \quad B \geq 1,25$$

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = 35 \text{ cm}$$

On prend $B = 1,50 \text{ m}$, $h = 45 \text{ cm}$

3-3 Détermination des armatures

Ferraillage à l'E.L.U.

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$N_{u1} = 402,07 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = 582,43 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \text{ Donc}$$

$$d_1 = 30 \text{ cm}$$

$$d_1 = 40 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma} = \frac{Nu(B - b)}{8d \cdot \sigma_s}$$

$$Ast1 = 5,33 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend pour S1 6HA12}$$

$$Ast2 = 8,88 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend pour S2 8HA12}$$

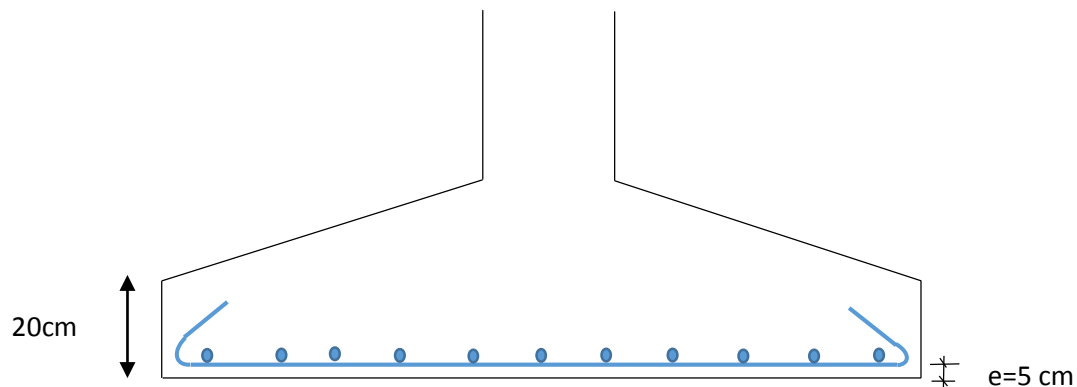


Figure VII-2 : schéma de ferraillage

4-Ferraillage du voile

4-1 Introduction

Les voiles périphériques a pour but d'accroître la rigidité de la base, et de service d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il doit satisfaire les exigences minimales de (**RPA99 VERSION 2003**) suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

4-2 Disposition des voiles

L'infrastructure de SP1 contient voiles périphériques pour but de sécurité de l'ouvrage et la salle des pompes, et on place des voiles périphériques à l'intérieurs de SP1 pour double sécurité.

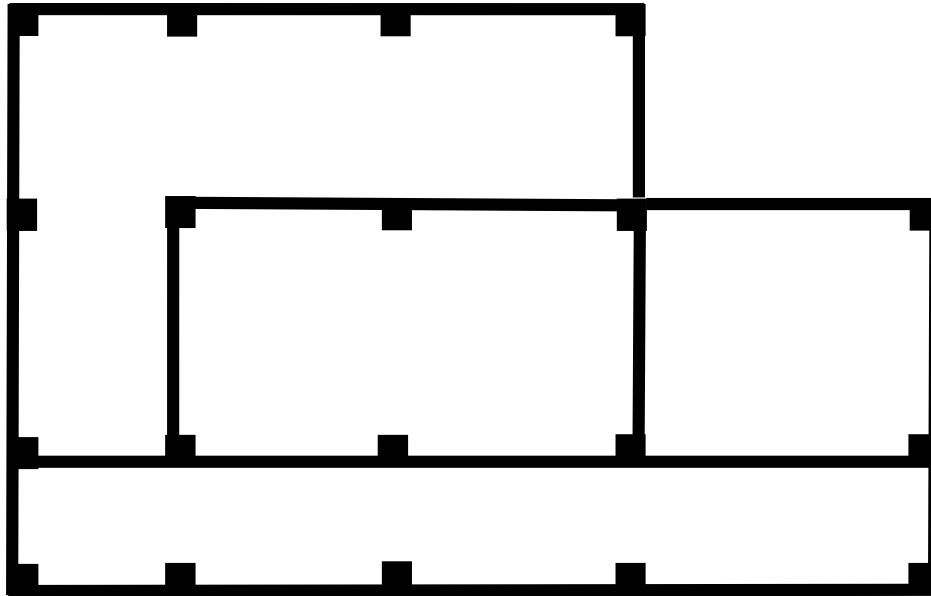


Figure VII-3 : disposition des voiles périphériques

4-3 Dimensionnement des voiles

On a des voiles à différents dimensions, on prendra le voile le plus sollicité pour le dimensionnement.

$$H = 3,4\text{m}$$

$$L = 5,5\text{m}$$

$$E = 0,2\text{m}$$

4-4 Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $19,3\text{KN}/\text{m}^3$
- L'angle de frottement $22,56$
- La cohésion $c = 0,29\text{ bar}$

4-5 Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

La poussée des terres

$$G = (h \cdot \gamma + q) \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 15,94 \text{ KN}$$

q : est le poids de la mure 17KN.m

Q : Charge d'exploitation 10KN

4-6 Calcule de ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations, et pour reprendre la poussée des terres et une surcharge répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

$$P_{\text{moy}} = \frac{P_{\text{max}} + P_{\text{min}}}{4} = 37,45 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = P_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 37,45 \text{ KN/ml}$$

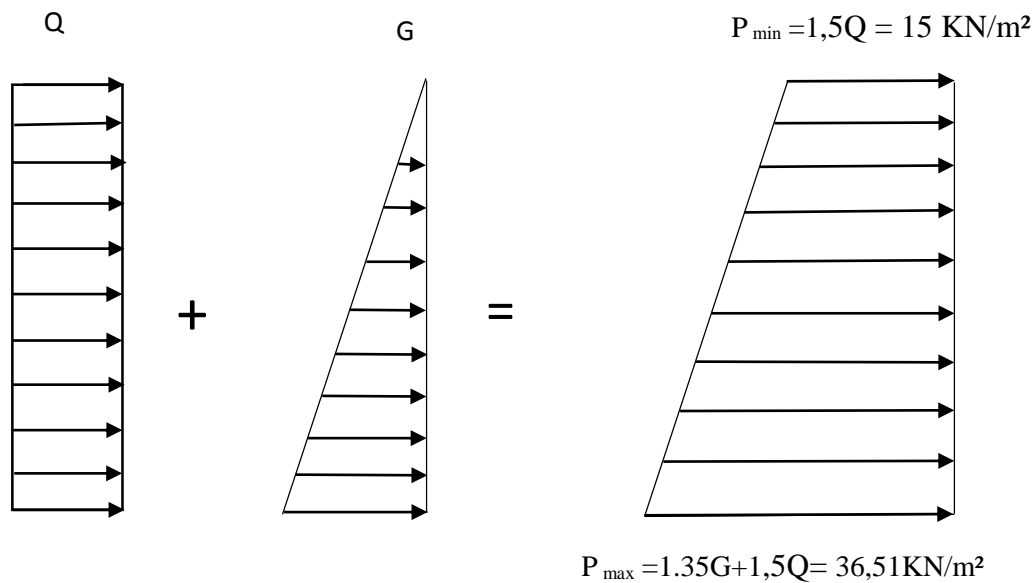


Figure VII-4 : Répartition des charges sur le voile

Pour le ferrailage on prendra le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3,4\text{m}$$

$$b = 1\text{m}$$

$$L_y = 5,5\text{m}$$

$$e = 0,2\text{m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,61$$

$$\mu_x = 0,0797$$

$$M_{0x} = 34,50$$

$$\mu_y = 0,3178$$

$$M_{0y} = 10,69$$

4-7 Calcul des moments corrigés**En travée**

$$M_{TX} = 0,85M_{0X}$$

$$M_{TY} = 0,85M_{0Y}$$

$$M_{TX} = 29,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{TY} = 9,09 \text{ KN.m}$$

En appuis

$$M_{AY} = M_{AX} = -0,5M_X$$

$$M_{AX} = -17,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{AY} = -17,25 \text{ KN.m}$$

Tableau VII-1 : Ferrailage des Voiles périphériques à l'ELU

Voile type 01		Mt KN.m	μ_{bu}	α	β_u Cm	$A_{calculer}$ Cm ²	A_{min} Cm ²	A_{adopte} Cm ²
X-X	Travée	29,32	0,0733	0,095	0,962	5,23	2	5HA12=5,65
	Appui	17,25	0,0431	0,055	0,978	3,02	2	5HA10=3,93
Y-Y	Travée	9,09	0,0227	0,028	0,988	1,56	2	4HA10=3,14
	Appui	17,25	0,0431	0,055	0,978	3,02	2	4HA12=4,52

Espacements

Sens x-x : St min (2 e ; 20cm)=2cm St=20cm.

Sens y-y : St min (2 e ; 20cm)=20cm St=20cm.

4-8 Vérification au cisaillement :

Selon RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.2 P57), la contrainte de cisaillement dans le

Béton est limité comme suit :

$$\tau \leq \bar{\tau} \cdot 0,2 \cdot f_{c28}$$

On doit vérifier que $\tau = \frac{\bar{v}}{b \times d}$

$$\bar{v} = 1,4Vu$$

$$Vu = 235 \text{ KN}$$

$$\tau = 1,93 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifié.

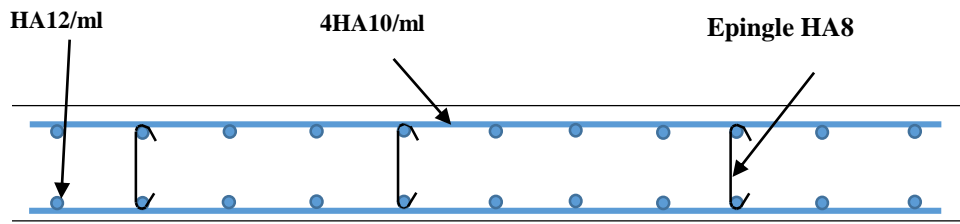


Figure VII-5 : coupe longitudinale de voile

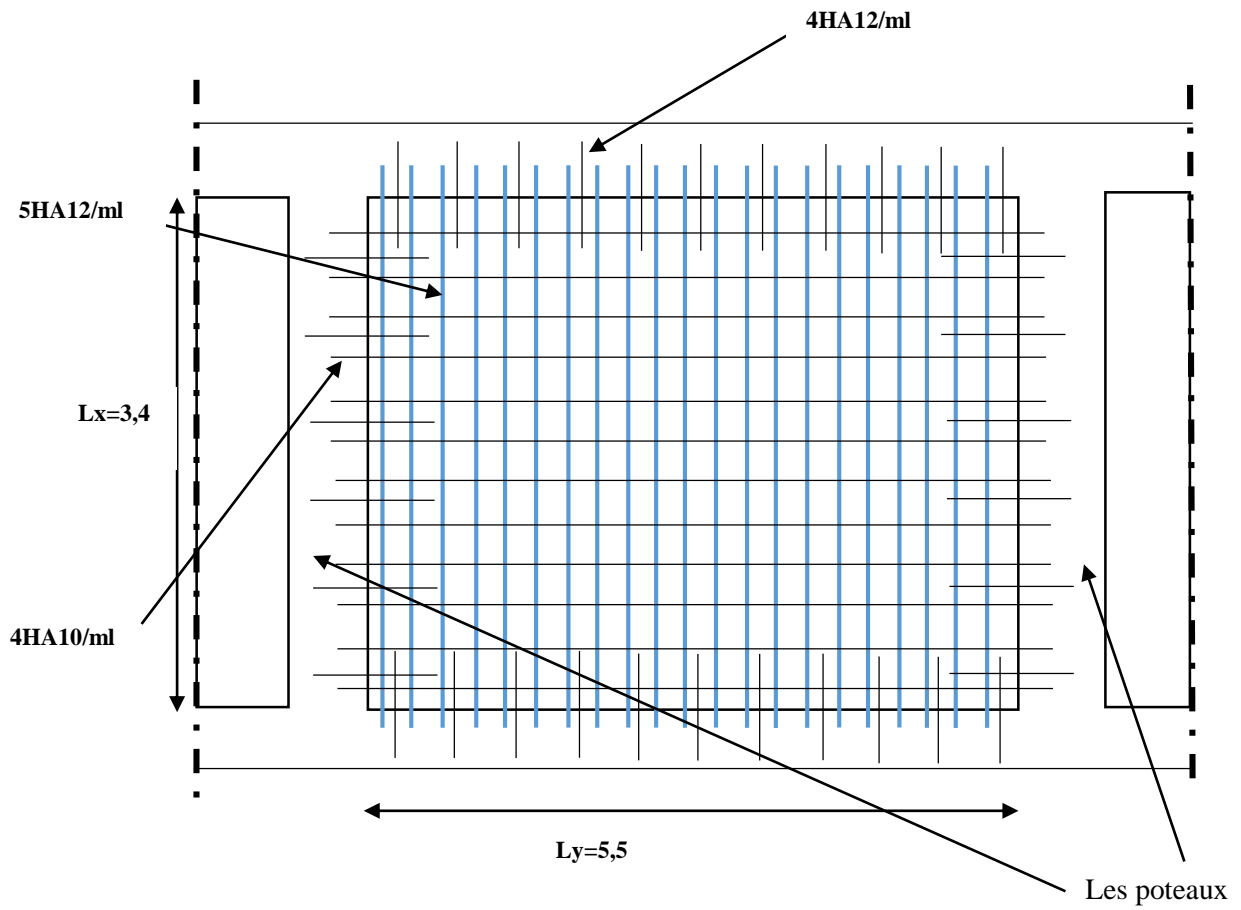


Figure VII-6 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permette de faire une bonne conception parasismique à moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps ; mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

Règlement technique :

- [1] Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 ».
- [2] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- [3] Règles B.A.E.L 91.
- [4] D.T.R-B.C-2.44 : règles de conception et de calcul des structures en acier (CCM 97)
- [5] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93
- [6] Recommandations pour le calcul et l'exécution des chemins de roulement de ponts roulants "CTICM".

Livres :

- [1] Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4) HENRY Thonier.
- [2] Liquides à pression moyenne Stations de pompage par Jacques LAUNAY
- [3] ESCALIERS METALIQUES RAPPORTES, Règles de l'Arte Grenelle Environnement 2014
- [4] Calcul des ouvrages en béton armé ; Mr. BELAZOUGUI

Mémoires d'ingénieurs et master :

- [1] Modélisation d'un bâtiment 'R+6' portique à usage d'habitation ; Mr. ARIES SMAIL et Mr. MEKMOUCHE RABAH
- [2] Etude et dimensionnement d'un bâtiment industriel a Arzew ; Mr. Boustasta et Mr. Bourdim

Logiciels utilisés

- Logiciel Etabs V9.7.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2013.
- WORD 2013.
- AUTO CAD 2011.