

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence/2025



جامعة مجد خضر بسكرة كلية
العلوم و التكنولوجيا قسم الهندسة
المدنية و الري المرجع
2025/.....

جامعة محمد خضر بسكرة

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : CTC

Thème

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+8)
A USAGE D'HABITATION IMPLANTE A SETIF
AVEC SUIVI DES TRAVEAUX DE REALISATION**

Nom et Prénom de l'étudiant :

YASMINE DADI

Encadrant :

TAALLAH Bachir

Année universitaire : 2024 – 2025

Résumé

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation (R+8) qui sera implanté dans la wilaya de Sétif.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (Robot version 2025).

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (BAEL91 modifier99, RPA version 2024).

Pour les charges permanentes et charges d'exploitation, on s'est référé au (DTR B.C.2.2). Pour le calcul et la vérification des fondations (DTR B.C.2331).

Pour le dessin du ferraillage nous avons utilisées un logiciel (AutoCAD 2018).

ملخص :

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم هيكل لـ (R +8) التي ستكون موجودة في منطقة سطيف

تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة البرنامج (إصدار الروبوت 2025).
حساب أبعاد وتعزيز جميع العناصر
متواقة مع القواعد المعمول بها في
تعرف (تعديل 99 BAEL91 ، إصدار RPA 2024).
بالنسبة للتكاليف الدائمة والتشغيلية .(DTR B.C.2.2)
(DTR BC2331).
لحساب الأساس والتحقق منه.
رسم التعزيز استخدمنا البرنامج AutoCAD2018.

Remerciements

A titre personnel, je remercie dieu le tout puissant

ET tous ceux qui nous tendu leurs bras d'aide pour réaliser ce modeste

travail.

A l'ame de mon professeur BACHIR REKIS , que dieu ait pitié de

lui . Et a mon encadrant Pr.BACHIR TAALLAH qui a travaillé

dur pour faire de nous la mieilleure promotion, merci infiniment, a

Pr. ISMAIL LAARAFI MEGHAZI qui a été le soutien contant et la

main tendue dans tout ce qui était difficile pour terminer ce

mémoire , que dieu vous bénisse et vous garde comme un trésor

pour nous mon père ; et a Dr. NASSIM DJEDOUI et Pr.

MOHAMED MECHKOURI, Mr. MOHAMED SEDDIK

KOUHOUL, Mr REDHA MENANI, Mr ABOUBAKER MOUSSI, Mr

BADR EDDINE MECHTTA , Mr AMINE TOUNSI , Mr AMINE

KHOUALED , ONCLE TAYEB ; et Tous les ingénieurs de l'agence

CTC qui nous ont offert l'aide et le soutien en ce travail. et tous les

enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre

formation.Je remercie tous ceux qui n'ont pas hésité à nous aider.

YASMINE DADi

Dedicaces



Je dédie ce modeste travail :

- *À mon grand Amour , ma mère qui a sacrifié sa vie pour mon bonheur et ma réussite.*
- *À ma 2éme mère Salima et fatima qui m'a soutenu et encouragé à arriver ici*
- *À mon père, à qui je témoigne de l'affection et du respect.*
- *À Ma sœur : Roumaissa l'étoil qui a illuminé mes ténèbres .*
- *À mes chère tante : Latifa ,Henia , Dalila .*
- *À me tante maternelle : Ghariba.*
- *À mes amies à qui je porte les plus beaux souvenirs : Amira boutheina , Chaima , Wissal , Sara , Aicha Zehour , Samah , Fadila.*

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE.

PARTIE01 : CONTROLE DE CHANTIER

1.	Introduction.....	3
2.	Présentation du projet.....	3
3.	Différents du projet.....	4
4.	Contrôle de chantier.....	4
5.	Instalation du chantier et les équipements.....	4
6.	Contrôle des matériaux de contruction	11
7.	Etude de sol.....	24
8.	Implanation du projet.....	24
9.	Contrôle des fondations.....	25
10.	Drainage.....	29
11.	La plateforme	29
12.	Contrôle des éléments de structure verticaux	30
13.	Contrôle des éléments de structure horizontaux	34
14.	Acrotére	37
15.	Contrôle la maçonnerie	38
16.	L'étanchéité.....	41

Conclusion.

PARTIE02 : ETUDE D'UN BATIMENT D'HABITAION R+8

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I :

présentation du projet

1-caractéristiques géométrique du batiment.....	2
2-caractéristiques mécaniques des matériaux	3

Chapitre II :

pré dimensionnement des éléments porteurs

1-	Introduction.....	15
2-	Les Poutrelles.....	16
3-	Les plancher à corp creux.....	17
4-	Les Poutres.....	24
5-	Les Poteaux	26
6-	Les voiles.....	31

Chapitre III :

Etude éléments secondaires

1-	Etude l'acroter.....	34
2-	Introduction.....	34
3-	Etude de l'escalier.....	39
4-	balcon.....	50

Chapitre IV :

Etude de plancher	58
-------------------------	----

Chapitre V :

Etude dynamique

1-	Introduction.....	60
2-	Description de logiciel utilisé dans la modélisation.....	60
3-	Méthode statique équivalente M.S.E.....	60
4-	Méthode dynamique modale spectrale.....	60
5-	Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	73
6-	Vérification vis-à-vis des déformations	79
8-	justification de l'effet P-delta	80
9-	justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	82

10- Vérification de l'exentricité..... 84

11- Conclusion.

Chapitre VI :

Ferraillage des éléments porteurs

1- Introduction..... 86

2- Combinaison d'actions..... 86

3- Ferraillage des poteaux 88

4- Ferraillage des poutres..... 94

Poutre principale..... 95

Poutre secondaire..... 96

5- Étude des voiles... 100

Conclusion.

Chapitre VII :

Étude de fondation.

1- Introduction..... 120

2- Étude de fondation... 122

3- Conclusion.

Bibiographie

Conclusion général.

Liste des figures :

Figure II.1 - Poutre principale 25

Figure II.2 - Poutre secondaire	25
Figure II.3 - Schéma du poteau.....	26
Figure II.3 - Schéma du plancher à Corps creux	17
Figure II.7 - Schéma des poutrelles...	16
Figure II.6 - Schéma de dalle pleine.....	19
Figure II.1 - Les couches de plancher terrasse.....	17
Figure II.2 - Les couches de plancher étage	18
Figure II.9 - La surface afférente du poteau de rive	31
Figure III.10 : Section d'acrotère à ferrailler.....	35
Figure III.11 : Schéma ferraillage d'acrotère	38
Figure III.1.2 : Schéma de d'escalier.....	39
Figure III.1.3 : Schéma statique de l'escalier.....	40
. Figure III.14 : Section d'escalier à ferrailler.....	41
Figure III.15 : Schéma de ferraillage de l'escalier	44
Figure III.1.6 : Schéma statique de poutre palière.....	45
Figure III.17 : Schéma de ferraillage de la poutre palière	50
Figure III.7 - Schéma de la poutre à la torsion...	31
Figure III.8 - Dessin de ferraillage de poutre palier (appuis et travée).....	33
Figure III.18 : Schéma de ferraillage de la console	55
Figure IV.1: Le type de plancher.....	59
Fig.IV.13 - diagrammes de M et T de type01.....	62
Figure IV.14: Schéma de ferraillage de poutrelle.....	58
Figure V.1 : La modélisation de la structure sur le Robot.....	61
Figure V.2 : Disposition des voiles.	67
FigureV7: Premier mode de vibration translation selon X-X.....	72
Figure V8: Deuxième mode de vibration Translation Y-Y.....	72
Figure V9:Troisième mode de vibration (Rotation)....	73

Figure V10 : Distribubution de L'effort tranchant dans les deux sens (X,Y)	73
Figure V.11:la distribution de l'effort tranchant Sens X.....	76
Figure VI.1 : Schéma de la zone nodale.....	93
Figure VI.2 : Schéma de ferraillage de poteau 45×45.....	93
Figure VI.4 : Schéma de ferraillage de poutre principale.....	99.
Figure VI.5 : Schéma de ferraillage de poutre seconder.....	99.
Figure VI- 1 : Schéma de disposition des voiles.....	101
Figure V.9 - Les sollicitations de calcul d'un voile.....	102
Figure VI- 7 : Schéma de ferraillage de voile 01.....	106
Liste des tableaux :	
Tableau II.1 - Charge de Plancher terrasse.....	18
Tableau II.2 - Charge de Plancher étage courant.....	19
Tableau II.5 - Charge permanente et Surcharge de Murs exterieur.....	21
Tableau II.6 - Charge permanente et Surcharge de Murs intérieurs.....	21
Tableau II.6 - Conclusion des résultats des charge	22
Tableau II.7 : Les sections des poutres sont résumées...	26
Tableau II.7 - Descente de charge	27
Tableau II.8 : Dégressions des surcharges.....	29
Tableau II.9 : Choix des sections des poteau de rive.....	30
Tableau III.6 : Les actions d'escalier.....	39
Tableau III.7 : Moments et effort tranchants...	41
Tableau III.9 : Armatures longitudinales.....	42
Tableau III.11 : Vérification des contraintes à L'ELS	43
Tableau III.12 : Armatures de répartitions.....	43
Tableau III.13 : Sollicitations de poutre palière	46
Tableau III.15 : Vérification de contrainte	47
Tableau III.16 : Armatures longitudinale maximale.....	47

Tableau III.17 : Armatures longitudinale adopte.....	49
Tableau III.18 : Les Sollicitations.....	51
Tableau III.20 : Vérification de contrainte	53
Tableau IV.1: La charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS.....	58
Tableau IV.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU).....	61
Tableau IV.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS).....	62
Tableau V.1 - Valeurs des pénalités Pq.....	65
Tableau V4:Périodes et factures de participation massique modale (Troisième variante).....	71
Figure V13 : valeur limites de déplacement inter-étages...	80
Tableaux V.8 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant X.....	81
Tableaux V.9 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.....	82
Tableaux V.11 : Vérification de l'effet P-Δ (Y-Y).....	82
TableauV12 : Caractéristique Massique de la Structure.....	83
Tableau VI.1 : Sollicitation des poteaux	90
Tableau V.2 : Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux.....	91
Tableau VI.3 : Choix des armatures et leur espacement des poteaux.....	92
Tableau VI.4 : Sollicitation moment de flexion des poutres...	94
Tableau VI.5 : Résultats de ferraillage	96
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes de l'acier et de béton.....	97
Tableau VI.8 : Sections d'armatures transversales des poutres.....	98
Tableau VII-5: Résultats de Méthodes de calcul.....	99
Tableau VII-6 : Réaction du sol sous le radier	130
Tableau VII-7: Ferraillage de radier à l'ELU.....	132
Tableau VIII-8 : Ferraillage de radier à l'ELS	133
Tableau VII-9 : Sollicitation sur les nervures sens (x-x).....	137
Tableau VII- 11: Les résultats de ferraillage des nervures à L'ELU et ELS	139

Introduction générale

Introduction :

Un projet de construction nécessite une organisation, un suivi et un contrôle du chantier rigoureux, afin de respecter les délais et l'enveloppe financière fixée, d'être approvisionnés au bon moment, etc., notamment en matière de respect des normes de construction mais aussi de conditions de travail, d'environnement, de sécurité, de qualité d'exécution, ...etc.

❖ **La première partie :** de ce travail consiste à effectuer des visites sur terrain du projet afin de contrôler les différentes étapes de réalisation de l'immeuble. Ce travail de chantier m'a permis de suivre presque toutes les étapes des travaux de chantier à savoir ; le stockage des matériaux, l'excavation de sol, la réalisation des fondations, des poteaux et des planchers ainsi que les travaux des CES (maçonnerie, enduits, revêtements de sol). Ce travail à la fin est sanctionné par un rapport final dont lequel il a été indiqué les différentes essais et techniques de contrôle de toutes les étapes dès le démarrage jusqu'à l'achèvement des travaux.

❖ **La deuxième partie :** Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT Particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailler les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles

Parasismiques Algériennes "RPA/V2024".

PARTIE 01 :

CONTROLE DE

CHANTIER

Première partie : Contrôle de chantier



Première partie : Contrôle de chantier

1-Introduction :

Ce travail consiste à étudier un bâtiment composé d'un (09) étages. Cette étude et s'insère dans le cadre de mon projet de fin d'études.

1-1 Présentation du projet :

Il s'agit de la réalisation d'un bâtiment constitué d'un 09 étage, le projet est situé dans la région ouest de Biskra.

Le choix de ce projet a été fait, vu sa hauteur dépassant les 28m. Il est constitué (09) étages et composé de quatre logements de type F3 .

Par ailleurs, Le contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Le bâtiment est situé sur le côté ouest de la wilaya de Biskra dans la région de (El cours). Cette région est classée zone de faible sismicité (zone1).

L'objectif de notre intervention est d'avoir une idée claire sur la manière de réaliser cet ouvrage important dès le démarrage des travaux" phase implantation et coulages des fondations " jusqu'a l'achèvement de l'ensemble des travaux.

❖ Le plan de situation et plan de masse :

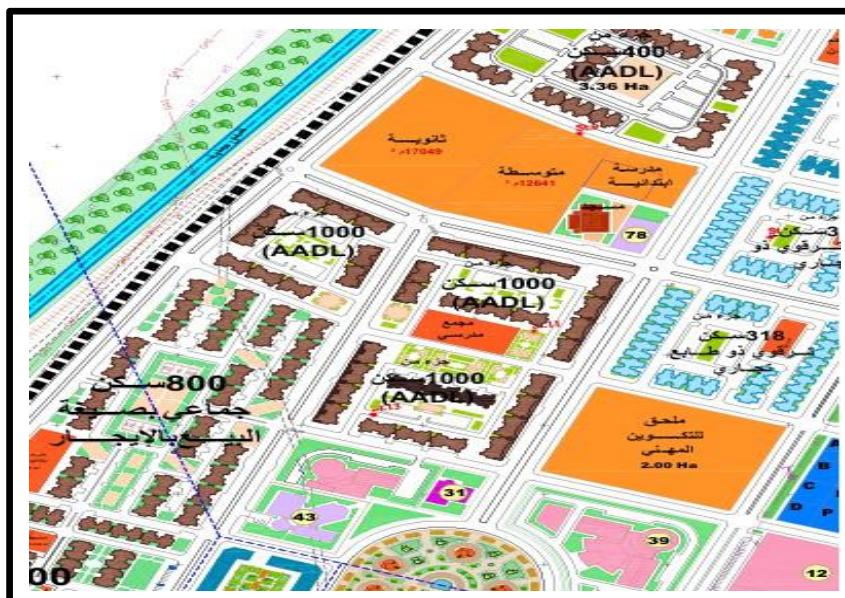


Figure.1. 1. Le plan de situation



Figure.1. 2. Le plan de masse.

1.2 Les différents acteurs du projet

- Maitre d'ouvrage : **AADL**.
- Entreprise de réalisation : **BEZAALA HACHEMI**.
- Control technique : **CTC Est – Biskra**

1.3 Contrôle de chantier :

Dans cette phase, on a pu suivre les travaux déjà réalisés ainsi que les travaux en cours pour voir les différentes étapes du travail.

1.3.1 Installation du chantier et des équipements.

Cette étape est la plus importante des premières étapes du travail. Pour assurer une bonne organisation de chantier et le bon fonctionnement des ouvrages. Accomplir des sites de stockage et les emplacements des équipements et les engins de chantier et la mise en place des travailleurs et des réseaux de distribution au chantier.

Première partie : Contrôle de chantier

Plan d'installation de chantier.

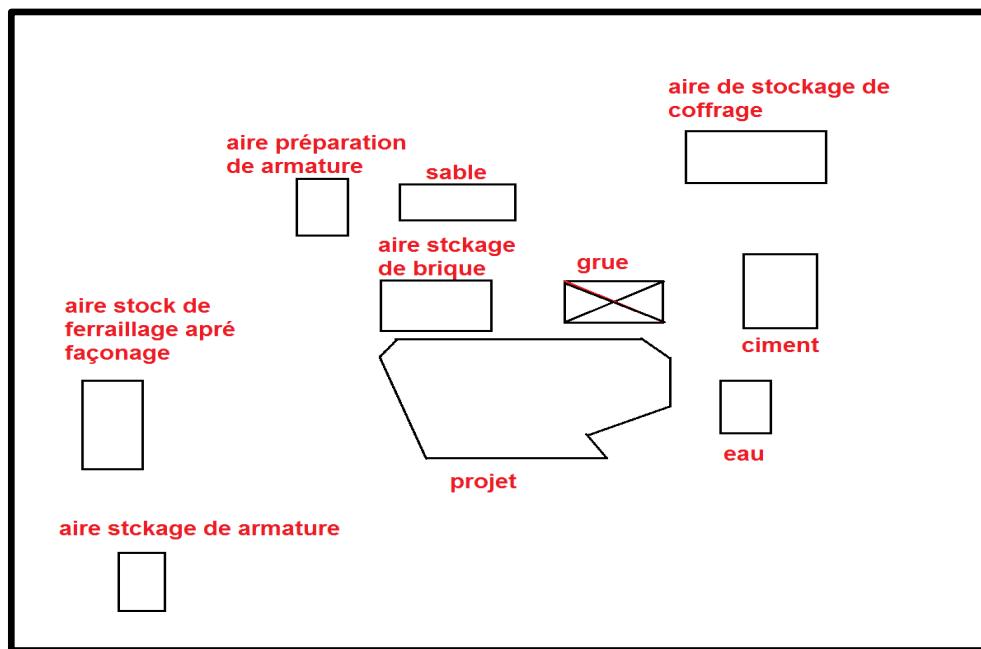


Figure.1. 4. Plan d'installation de chantier.

- Stockage des matériaux dans un endroit inapproprié.
- Le personnel (bureau et atelier de façonnage de ferrailage).
- Les engins (aires des emplacements).
- Les matériaux, (aires de stockage).
- Les installations et les équipements.

1.3.1.1 Le chantier est équipé par les moyens et les engins suivants :

- ❖ Matériel de construction et air de stockage :
- ❖ L'engin de levage (grue) :

On utilise dans le chantier une grue mobile pour le levage et le transfert de charge lourdes d'un point à un autre et pour toutes les opérations de coulage de béton (fondation, longrines, poteaux, poutres, voiles, plancher, ...etc).



Figure.1.5. La gue de chantier.

- ❖ **L'engin d'excavation (pelle mécanique) :** Pour excaver les fouilles et de réaliser le remblai et terrassement au chantier.



Figure.1.6. La pelle mécanique.

Première partie : Contrôle de chantier

- ❖ **Les camions du transport :** Le chantier est équipé de deux camions pour le transport du matériel pour le chantier.



Figure.1.7. Le camions de transport.

- ❖ **Le camion-citerne :** pour alimenter le chantier de l'eau pour la confection du béton ainsi que les besoins du chantier en eau.
- ❖



Figure.1.8. Le camion citerne.



Figure.1.9. Le camion transport de béton.

Première partie : Contrôle de chantier

- ❖ Les engins d'évacuation, de distribution de béton vers les endroits de coulage ; camions toupies.

Utilisé en grue pour le transport du béton.



Figure 1.10. Le camion toupies



Figure 1.11. La grue de chantier.

1.3.1.2 Les installations du poste :

- ❖ **Poste de ferraillage :** le façonnage et l'assemblage des aciers



Figure 1.12. les barres des acier.



Figure.1.13. Stockage des ferraillages.



Figure.1.14. Stockage des cadres et épingle.

Les armatures :

Ce sont les aciers utilisés pour le renforcement du béton. Le béton est un matériau très résistant en compression, mais faible en traction et au cisaillement. Pour compenser ce déséquilibre, on incorpore dans la masse de béton des barres d'armature destinées à reprendre ces efforts.

La longueur des barres est de 12 mètres

Dans le projet il y a quatre types d'acier : HA6, HA1, HA12, HA14.

- HA6 : pour les cades et les épingle
- HA10 : pour le ferraillage des regards
- HA12-HA14 : pour le ferraillage les éléments (poteau, poutre, voile, escalier, ...etc)

Treillis soudé :

Le treillis soudé est une armature pour le béton armé, présentée en rouleaux, de barres d'armature croisées et assemblées par soudure. Ils sont utilisés pour le ferraillage de plateforme et la dalle.

- La longueur des rouleaux (25m)
- La largeur (2.40m).
- Le diamètre (6mm).

Première partie : Contrôle de chantier

- Les avantages du treillis soudé sont :
 - ✓ La rigidité.
 - ✓ L'adhérence, grâce aux croisements.
 - ✓ La facilité de pose.



Figure 1.15. Treillis soudé

- Le matériel façonnage des aciers.



Figure 1.16. Le matériel de ferraillage.

- ❖ **Post de coffrage :** le lieu d'installation du coffrage.



Figure.1.17. Travaux de coffrage.

❖ **Organisation des travaux :**

Il est nécessaire de mettre à la disposition de l'entreprise un planning d'organisation des travaux du projet afin de déterminer les jours ouvrables et les jours fériés et les dates au début et à la fin des travaux. Cela permet d'organiser le travail et d'identifier les besoins et l'achat de matériaux de construction sur le calendrier qui a été spécifié

- Diagramme de Gantt pour organiser les travaux.

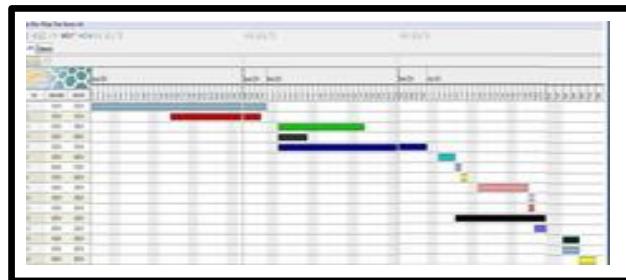


Figure.1.18. Le Diagramme de Gantt.

Commentaire :

il est également recommandé à l'entrepreneur d'employer des ingénieurs responsables de gérer les travaux et d'organiser les différentes tâches.



Figure.1.19. Contrôle de la qualité du béton avant le coulage.

1.3.2. Contrôle des matériaux de construction :

1.3.2.1. Ciment :

Le dosage en ciment dépend de la résistance souhaitée. Pour les bétons de remplissage, peu sollicités, le dosage est de 150 kg/m^3 . Pour éléments constituant la structure des

Première partie : Contrôle de chantier

bâtiments, en béton armé, le béton contient généralement 350 kg/m^3 de ciment. Pour les mortiers, la teneur atteint en moyenne 450 kg/m^3 .

- ❖ **Le stockage :** Le stock de ciment soit en vrac dans un silo de stockage ou emballé dans des sacs.



Figure.1.20. Stockage de ciment en sac

- ❖ **Le contrôle de ciment :**

Le ciment est contrôlé en fonction de la source et le type et la date de production.

Stockage : Ciment doit être placé au-dessus des planches de bois. Loin de l'humidité du sol.

- Dans ce projet, on a utilisé le ciment d'AIN TOUTA
- Ciment CPJ42.5 pour la super structure.

1.3.2.2. Le Gravier :

Les granulats utilisés sont des graviers de carrières, blocs de roche concassés et broyés. La taille des granulats varie en fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton. La taille des granulats est indiquée par deux chiffres. Par exemple, un gravier 7/15 est composé de particules dont le diamètre varie entre 7 et 15 mm. Pour les bétons employés en bâtiment, les granulats les plus courants sont des graviers 7/15 et 15/25.

Pour des travaux massifs, les graviers sont plus gros, allant jusqu'à 150 mm de diamètre et les utilisent comme du béton cyclopéen.

Première partie : Contrôle de chantier

- **Le stockage :** Le gravier utilisé est celui provenant de la carrière de FOUGHALA dont la dureté a l'essai de **los Angeles** ce gravier a une dureté moyenne.



Figure.1.21. Stockage de gravier au chantier.

- **Le contrôle de gravier au niveau du laboratoire :** L'essai utilisé s'appelle l'essai los Angeles.

- Le but de cet essai est de déterminer la résistance de la dureté de gravier par le choc.



Figure.1.22. Appareil de los Angeles.

Première partie : Contrôle de chantier

Commentaire :

Au niveau du chantier, on aussi vérifier la qualité du gravier à l'œil en assurent qu'il ne contient pas des impuretés indésirables qui peuvent interagir avec du ciment. Pour se débarrasser de la poussière le gravier devrait être pulvérisé avec de l'eau.

1.3.2.3. Le sable :

Les grains de sable, de même origine que les granulats, ont un diamètre inférieur à 2 mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses. Il existe un béton, le mortier de ciment contenant uniquement du sable, du ciment et de l'eau. Il sert principalement en maçonnerie pour lier les briques ou les parpaings et pour dresser les enduits sur les murs.

➤ Le stockage :



Figure.1.23. Stockage de sable au chantier.

1.3.2.4. Eau de gâchage :

L'eau doit être propre ; c'est généralement de l'eau ne potable pas. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance. La consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau.

Commentaire :

Il est donc nécessaire de définir la teneur en eau selon l'usage du béton, et d'obtenir le juste équilibre pour que les matériaux soient résistant et néanmoins maniable. Mis en œuvre est

Première partie : Contrôle de chantier

plutôt sec, mais il est vibré au coulage pour lui permettre de remplir correctement le coffrage, et pour expulser l'air emprisonné lors du malaxage.

- Citerne d'eau pour approvisionner le chantier en eau.



Figure.1.24. Eau de gâchage.

❖ Contrôle d'eau :

- **Chantier** : L'eau peut être contrôlée visuellement pour l'utiliser pour le béton de manière à être exempt d'impuretés et des sels nocifs.

1.3.2.5. Le ferrailage :

Contrairement au béton, l'acier résiste à la compression et à la traction aussi assez bonne. Propriétés mécaniques est principalement utilisé dans le contrôle de la limite élastique désigné par le symbole **FE**. Acier utilisé dans le béton est une tige qu'est caractérisée par ce qui suit : (Figure - Flexibilité) limite élastique convenue.

- Aire de stockage des aciers non façonnés ou assemblés.



Première partie : Contrôle de chantier

Figure.1. 25. Stockage des barres d'acier avant le ferraillage au chantier.

❖ **Le contrôle de ferraillage :**

➤ **Laboratoire : essai à la traction**



Figure.1.26. Barre pour laboratoire

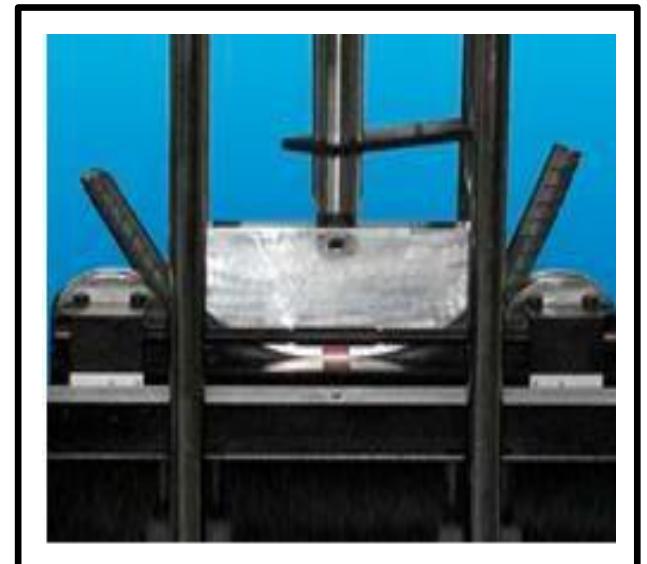


Figure.1.27. Appareil d'essai de pliage.

➤ **Chantier :** est contrôlée par leur diamètres et leur longueur et de la manière de les stocker, on peut aussi effectuer l'essai de pliage des barres pour la vérification de la ductilité des aciers.

➤ **1.3.2.6. Le coffrage :**

Tout le coffrage dans le chantier est en bois. Il y a deux types de coffrage :

- Planches : pour coffrage les éléments verticaux et horizontaux.
- Madrier : pour calée le coffrage de dalle.

On peint le coffrage sur la façade intérieure avec huile spécial pour

- Eviter l'absorption de l'eau de béton.
- Donner une surface lisse pour les éléments coulés.
- Avoir une facilité de décoffrage.

❖ **Le contrôle de coffrage :**

Commentaire :

Première partie : Contrôle de chantier

Soit bien nettoyés après décoffrage et loin de l'humidité pour éviter qu'il ne soit pas ondulé



Figure.1.28. Stockage des panneaux de coffrage.

1.3.2.6. Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène comme tout les matériaux ; ce dernier résiste très bien à la compression et mal à la traction ; le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé.

1.3.2.6.1. COMPOSITION DU BETON :

On utilise dans notre bâtiment un béton dosé à 350 kg.m^3 de ciment CPA pour un béton courant, la composition est définie par trois composants qui sont respectivement par $/m^3$:

- La quantité de ciment : **300 Kg/m³** de ciment C.P.A.
- La quantité de sable : **400 Kg/m³** de sable D ≤ 5 .
- La quantité de gravier : **800 kg/m³** de gravier D $\leq 25\text{mm}$.
- La quantité d'eau : **175** litres d'eau.

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température.

1.3.2.6.2. Préparation du béton :

Commentaire : on voie ici les étapes de comment on doit préparer le béton.

❖ **Malaxage :** On mélange les composants à la main ou au moyen d'engins mécaniques, tels qu'une bétonnière. Pour des grands travaux, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les constituants selon une composition programmée à l'avance.

Première partie : Contrôle de chantier

L'objectif est de mélanger suffisamment les composants pour obtenir une pâte homogène, au sein de laquelle les éléments les plus fins, sable et ciment, comblent les vides laissés par l'agglomération des granulats ; on doit également envelopper complètement les graviers pour obtenir, une fois sec, un matériau constitutif d'une roche.

- ❖ **Coulage :** Le béton peut être transporté jusqu'au chantier par des toupies, bétonnières montées sur camion, Une pompe à béton achemine le matériau en hauteur ou sur des sites difficilement accessibles aux camions. Sur les gros chantiers, le pompage du béton permet des cadences beaucoup plus importantes que si l'on emploie des bennes amenées par grue sur le lieu du coulage. Le béton peut également être projeté au moyen de compresseurs pneumatiques. Ce matériau, qui ne nécessite pas de coffrage, est utilisé lors de la construction de piscines. Ou pour conforter des talus de terre instables risquant de s'écouler.
- ❖ **Vibration :** Une fois coulé dans un coffrage, le béton est vibré à l'aide d'aiguilles ou par des vibreurs électriques montés directement sur le coffrage. L'air expulsé durant cette phase provient des cavités entre les graviers, qui se remplissent de la pâte fine de ciment et de sable. La vibration permet un mélange efficace et améliore le durcissement.
- ❖ **Le bétonnage :** Bétonnage des étapes les plus importantes de la fin, ainsi que la qualité et les possibilités d'occasion qui définissent la dureté du bâtiment
- ❖ **Les conditions de béton :** Utilisation de bons matériaux (ciment. Gravier. Sable. L'eau de gâchage), Respect des normes au cours du coulage, utilisation du vibreur lors du gâchage et arrosage juste après coulage. Pour s'assurer de la bonne mise en œuvre du béton, on doit ;
 - Utiliser de la grue pour déplacer le béton aux endroits de coulage.
 - Utiliser du béton ferme.
 - Utiliser l'essai du cône d'ABRAMS pour tester l'affaissement.
 - Conserver les éprouvettes de béton dans l'eau et les soumettre à l'écrasement à 7 jours et à 28 jours.
 - L'utilisation d'une centrale à béton pour produire une quantité de béton. (Figure 30)



Figure 1.29. La centrale à béton.

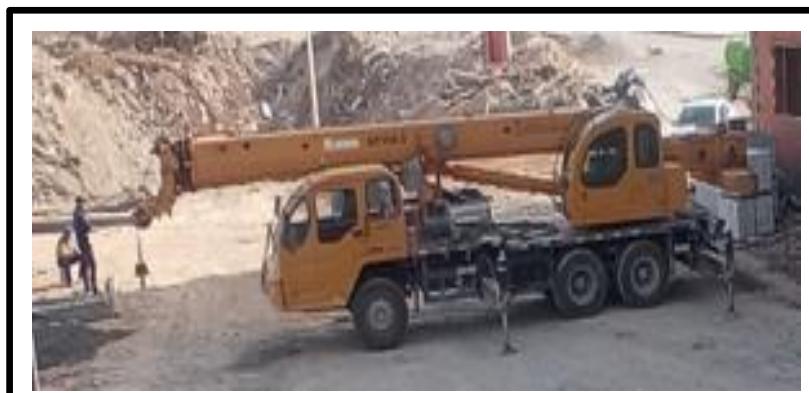
- **Commentaire :**
- Utilisation d'un camion malaxeur pour transporter le béton à l'atelier.



Figure 1.30. Le camion toupies.

Commentaire :

- Utilisation d'une grue pour le transport du béton et faciliter le processus de bétonnage (figure32)



Première partie : Contrôle de chantier

Figure.1.31. La grue de chantier.

- **Commentaire :**
- Utilisation d'un béton ferme pour avoir une bonne résistance de béton (figure 33).



Figure.1.32. Le coulage.

- **Commentaire :**
- Utilisation du vibreur lors de coulage pour faire ressortir l'air du béton et d'avoir un béton compact (figure34).



Figure.1.33. Le vibreur lors de coulage.

1.3.2.6. 3.Le contrôle de béton :

Commentaire : dans cette partie on a deux types de contrôle

- ❖ **Laboratoire :**

Première partie : Contrôle de chantier

Dans le laboratoire, nous effectuons des essais destructifs sur des échantillons de béton. Et c'est pour mesurer la résistance à la compression.



Figure 1.34. Des échantillons après démoulage.

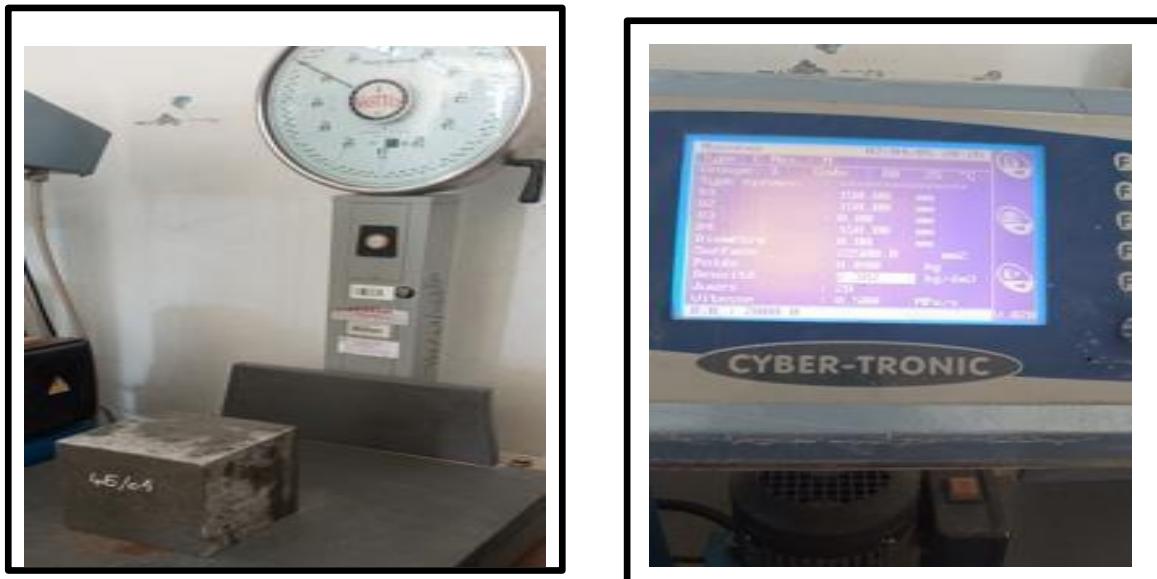


Figure 1.35. Appareil de la compression.

➤ Commentaire :

Appareil de compression pour mesurer la force de résistance à la compression.



Figure.1.36. Mesurer la force de résister à la compression.

❖ Chantier :

Cône d'AbraM : pour le béton frais.

Utilisé pour mesurer la hauteur d'affaissement de béton frais sur le chantier.

- Ferme de 0 à 4 cm d'affaissement
- Plastique de 5 à 9 cm
- Très plastique de 10 à 15 cm
- Fluide à partir de 16 cm



Figure.1.37. Après démolage le cône.



Figure.1.38. Le cône d'abrams.

Première partie : Contrôle de chantier

➤ Les essais non descriptifs :

Commentaire :

Nous utilisons ici l'essai de scléromètre et ultrason et une mesure de la résistance du béton après le durcissement.

▪ Scléromètre à béton - ORIGINAL SCHMIDT :

Le test du béton avec le scléromètre à béton Original Schmidt constitue la méthode la plus utilisée dans le monde entier pour les tests non destructifs du béton.

▪ L'ultrason de béton :

Cette technique permet d'apprécier la qualité du matériau en place, notamment les zones de faiblesse par mesures comparatives.

Il s'agit d'un essai non destructif dont le principe est de générer des ultrasons via un transducteur d'émission. Le transducteur de réception reçoit le signal au bout d'un certain temps.

comentair :Le temps de propagation mesuré permet de calculer la vitesse de propagation à l'intérieur du matériau. Dans un matériau continu dont on connaît le coefficient de Poisson, cette vitesse ne dépend que du module élastique, qui définit le comportement et les caractéristiques mécaniques du matériau.



Figure.1.39. L'ultrason.

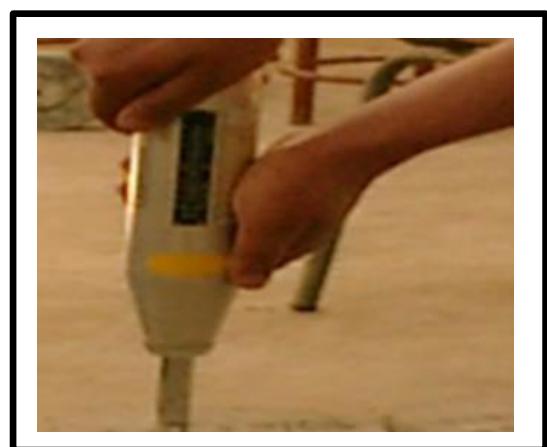


Figure. 1.40. Le scléromètre.

Remarque :

La présence d'un représentant de l'organisme de contrôle technique de la construction (CTC) avant chaque opération de coulage pour confirmer la fixation de ferraillage, les dimensions des éléments et l'enrobage d'armature (à confirmer avec la plane).

Etude de sol :

La géotechnique est l'étude des propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques des sols.

comentair : L'objectif de l'étude de sol est de fournir aux constructeurs les caractéristiques des sols dans l'emprise du projet afin de permettre le calcul des éléments du bâtiment par application des lois de la mécanique des sols.

1.4. L'implantation :

L'implantation c'est une opération qui se déroule avant d'entamer les travaux de réalisation du projet qui consiste à matérialiser sur terrain les limites ainsi que les axes du projet et ce avant le décapage des fonds de fouilles.



Figure 1.41. Le traçage.



Figure 1.42. Le piquetage.

Commentaire :

L'implantation se fait à l'aide des tiges métalliques, on détermine les axes et on trace les limites du bâtiment et on pose des piqués dans les limites.

Première partie : Contrôle de chantier

1.4.1. Les fondations :

Après excavation des fonds des fouilles, on doit mettre les chaises. C'est une opération importante qui consiste à maintenir les axes fondamentaux de la construction.



Figure 1.43. Les chaises.



Figure 1.44. les axe de la structure.

❖ Les semelles filantes :

C'est le type de fondation adopté pour le projet ; elle reprend les charges transmises par les murs porteurs continus (voile périphérique) et les charges revenant de la structure (poteaux et poutres).



Figure 1.45. Mesure de la profondeur de fouille.

Commentaire : après mettre les chaises Elles sont en béton armé avec interposition d'un béton de propreté de 5 à 10 cm pour éviter le contact des armatures avec le sol.

Première partie : Contrôle de chantier

1.4.2. Coulage du gros béton :

On l'utilise pour protéger les et isoler le béton des semelles du sol du fond de fouilles



Figure.1.46 Coffrage du béton propreté.



Figure.1.47. Après coulage

1.4.3. Ferraillage de l'assise de semelle filante :

Après avoir terminer le coulage du gros béton.



Figure.1.48. Ferraillage de la poutre libage et Ferraillage de la semelle

Commentaire : on doit placé le ferraillage des semelles filantes et ce en respectant les recommandations et les plans de génie civil.

1.4.5. Le coulage :

Le coulage se fait en deux phases : La première phase consiste à couler le béton de la semelle après durcissement, on entame le coulage de la poutre libage

- Le béton utilisé est dosé à 370 kg/m³ de ciment C.R.S pour tous les éléments en contact direct avec le sol (semelles, amorces poteaux et longrines plus voiles périphériques).
- Béton dosé à 250 kg/m³ de ciment C.R.S ou équivalent pour béton De plots et gros béton.
- Béton dosé à 300 kg/m³ de ciment C.R.S ou équivalent pour la dalle flottante.
 - Imperméabilisation de toute face de béton armé en contact direct avec le sol par application de (02) deux couches croisées de flint-coat d'accrochage suivies de (02) deux couches croisées d'émulsion bitumineuse.
- Enrobage des aciers:(e >=4 cm) pour les parties en béton arme de l'infrastructure (E >=2.5 cm) pour la superstructure superstructure.



Figure.1.49. Coulage de la poutre libage.



Figure.1.50coulage de la semelle.

- ❖ Coffrage et coulage des amorces poteaux.



Figure.1.51. Ferraillage et coulage de l'amorce poteau.

Remarque

Avant le coulage de béton on attache les barres longitudinales des escaliers avec le ferraillage de longrine. Le coulage se fait avec un béton dosé à 370 kg/m^3 , malaxé par bétonnière puis vidé dans le godet de la grue et utiliser le vibrer pour vibrer le béton.

- ❖ Après le décoffrage, le béton de l'infrastructure.



Figure.1.52. Le béton de l'infrastructure.

Première partie : Contrôle de chantier

Drainage :

Après avoir retiré le coffrage des longrines, places maintenant les regards et l'installation de type PVC de diamètre 125 mm (la colère de type PVC et gris).

- Creuser une fouille pour le regard.
- Creuser le ferraillage et le coffrage de regard (le ferraillage de regard par des barres de diamètre 10 cm).
- Couler le béton de regard (utilisé le ciment HTS et le béton dosé à 370 kg/m³).
- Avant de creuser la tranchée comme dessiné sur le plan, déverser une couche de sable fin d'épaisseur 15 cm sur la longueur de la tranchée.
- Placer les PVC dans la tranchée et raccorder le regard.
- Déverser une autre couche de sable fin sur les conduites en PVC.
- Enfin vous raccordez l'installation de drainage de bâtiment avec l'installation de drainage principale.



Figure.1.53 Installation de type PVC

Remarque :

Le raccordement tube à tube se fait par une colle spéciale pour les conduites en PVC.

Enfin, fabrique une dalle pour couvrir le regard.

La plateforme :

1/ remblayer le vide entre longrines en utilisant le sable, et le compactage manuel et nivellation avec l'arrosage d'eau pour éviter la chute du sol.

2/ placement d'une couche de pierres naturelles extraites de l'oued. La plateforme a une épaisseur de 20 cm.

3/ placer le T.S sur les pierres.

4/ placer le polystyrène sur le coté intérieur des longrines pour assurer non coulage avec longrine, ainsi nommée la dalle flottante.

5/ le coulage dans tous les panneaux, avec une règle en bois pour niveler la surface.

Remarque :

Il n'a pas de coffrage de plate-forme parce que longrine fait le rôle.

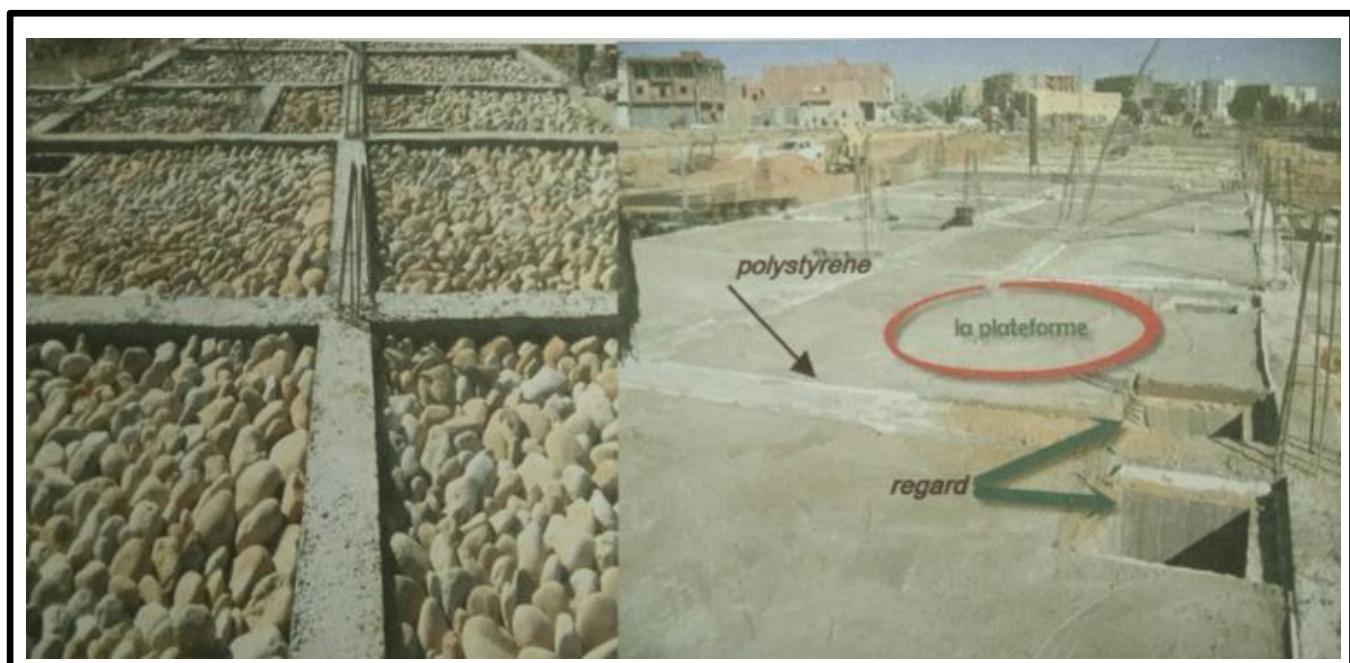


Figure.1.54. Couche de pierres naturelles

Figure.1.55. Plat forme

1.5. Contrôle des éléments verticaux de la structure :

Les éléments verticaux sont des éléments de contreventements de la structure du bâtiment qui consiste à absorber les charges verticales ainsi que les efforts verticaux et ils contribuent à la stabilité des structures.

1.5.1. Le poteau :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentre de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (les fondations).

Première partie : Contrôle de chantier

Ferraillage :

Longitudinale : utiliser les barres de diamètre 14 mm dans Chaque poteau et dans chaque poteau il y a 8 barres.

Transversal : utiliser l'acier de diamètre 6 mm pour les Cadres, et l'espacement entre les cadres =15cm. .



Figure.1.56 Le Ferraillage

Commentaire :

Placer le ferraillage de poteau et attaché avec les barres

D'attente de l'amorce de poteau, et laisser les barres

D'attente de poteau pour l'étage suivant

La largeur de d'attente = le diamètre des barres (cm)*50 cm.

Le Coffrage :

Le coffrage de poteau prend la forme de boite en bois, placer le coffrage et confirmé la verticalité de poteau avec un niveau et fil à plomb maçon



Figure.1.57 Le coffrage de poteau

Première partie : Contrôle de chantier

Commentaire :

Enfin placer des cales pour assurer la verticalité au cours de coulage de béton

Le coulage de béton Le coulage de fait avec un béton dosé à 350 kg/m^3 à l'aide d'une grue ainsi que l'utilisation du vibreur. Contrôle la verticalité de poteau dans l'opération de coulage



Figure.1.58 Après décoffrage

1.5.2. Les voiles :

Sont des éléments structurels qui contribuent à la stabilité de l'édifice et le protéger contre les forces verticales et horizontales et surtout les forces sismiques.

Le ferraillage

Le ferraillage de voile est formé d'un quadrillage de deux nappes en parallèle, chaque nappe se compose de barres orthogonales et ancrage, avec une dimension étudiée.

Les barres verticales sont attachées avec les barres d'attente de voile et l'espacement entre les barres verticales et horizontales est égal à 15 cm.

Le ferraillage de voile est fixé avec le ferraillage de poteau.

Utiliser les barres de diamètre 14 mm et l'épaisseur de voile est égale à 20 cm.

Le coffrage :

Placer le coffrage de voile et huilé la surface intérieure de coffrage pour la facilité de décoffrage et pour éviter l'absorption de l'eau de béton.

Première partie : Contrôle de chantier

Le coulage de béton

Le coulage se fait avec un béton dosé à 350 kg/m^3 .



Figure.1.59 Le ferraillage

Figure.1.60 Le coffrage

Figure.1.61 Le décoffrage

Commentaire :

après le décoffrage sur le chantier on a constaté qu'il y a une ségrégation dans le béton du voile.

L'escalier :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de marche permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Chaque escalier se compose de marche, palier et volée.



Figure.1.62 Le coffrage de l'escalier



Figure.1.63 Le décoffrage de l'escalier

1.6. Contrôle des éléments horizontaux de la structure :

1.6.1. Le plancher :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, plancher intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Les planches sont des éléments porteurs. Les dallages sur terre plein peuvent être assimilés à des planchers.

Et il ya deux type de plancher corps creux et dalla plaine.

1.6.1.1. Plancher corps creux :

- Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux
- Les corps creux qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
 - Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
 - La dalle de compression armée qui reprend les efforts de Compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.

Les plancher est entouré par un chainage horizontal.

Commentaire :

Les étapes de construction d'un plancher en corps creux sont les suivantes :

- Placer le coffrage et le ferraillage des poutrelles ;
- Placer le ferraillage des poutrelles et l'attacher avec les poutres ;
- Placer le T.S sur toute la surface de plancher et l'attacher avec les poutres ;
- Placer les gaines électriques selon le plan ;
- Couler le béton sur toute la surface d'épaisseur 4 cm et vibrer le béton pour dégager l'air et utiliser une règle en bois pour niveler la couche de béton.
- Après 1 jour, arroser le plancher pour ralentir la prise de béton (éviter les fissures).



Figure.1.64. Le coffrage des poutrelles.



Figure.65 le corps creux et pose du treillis soudé



Figure.1.66. La ségrégation de béton au niveau des poutrelles.

1.6.1.2. La dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 15 cm.



Figure 1.67. Le ferraillage de la dalle plaine.



Figure 1.68. la chaise pour maintenir la nappe supérieure

Commentaire :

- ❖ Après le durcissement. On a constaté l'apparition des fissures en surface dues au retrait du béton.



Figure 1.69. Les fissures en surface de retrait.

Première partie : Contrôle de chantier

1.6.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux.

comentair : Dans les bâtiments Elles servent souvent d'intermédiaire entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (surtout les poteaux).



Figure.1.70 La Poutre après décoffrage.

Acrotère

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps, lors des opérations d'entretien la terrasse.

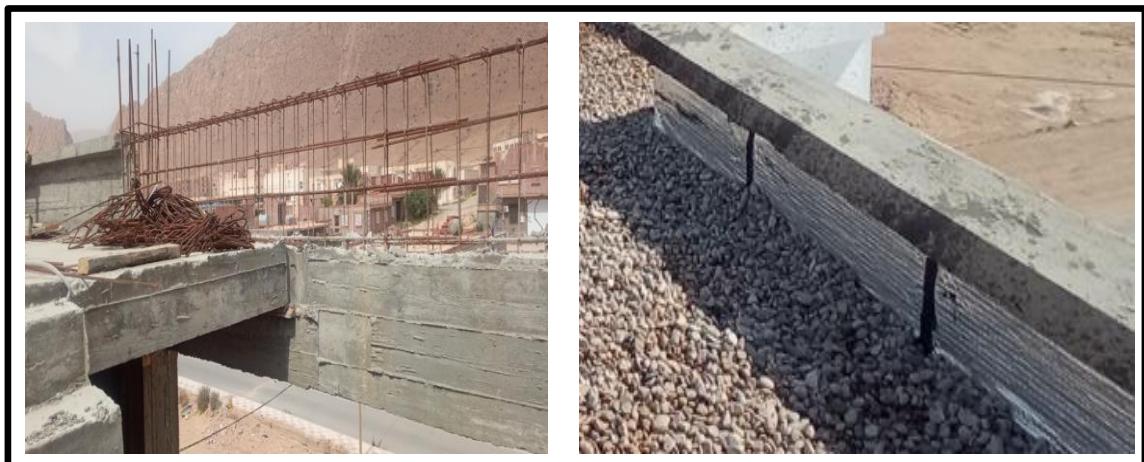


Figure.1.71. Le ferraillage de l'acrotère

Figure.1.71. l'acrotère de terrasse

1.7. Les travaux de finition :

1.7.1. La maçonnerie :

La maçonnerie est une l'opération de bâtir

Une construction par l'assemblage de matériaux

Élémentaires, liés par un mortier.

C'est l'art du maçon par définition.

Il existe des murs extérieurs et des

Murs de séparation.



Figure.1.72. La maçonnerie.

1.7.2. Enduit sur mur.

1.7.2.1. Enduit au mortier ciment :

L'enduit a pour vocation, dès l'origine, à protéger le support contre les agressions physiques et climatiques et à assurer l'imperméabilité du bâti de la couche de finition. Il n'a pas de rôle structurel.

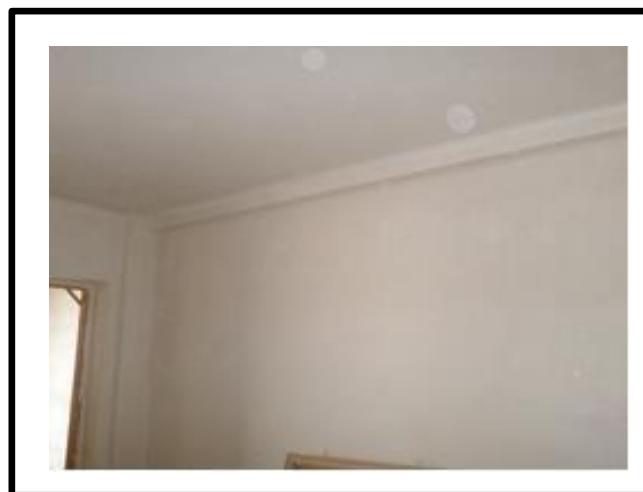


Figure.1.73. Enduit au mortier ciment.

Première partie : Contrôle de chantier

Commentaire :

Les enduits ou les chapes en mortier de ciment sont constitués par le mélange de ciment, d'eau, et sable. Les constituants, dosés et mélangés, Ils peuvent être préparés sur le chantier.

1.7.2.2. Enduit au plâtre :

L'enduit plâtre est très apprécié dans le secteur du bâtiment et de la construction. Il permet notamment de recouvrir la surface des murs et des cloisons. L'enduit plâtre est un revêtement à la fois sain et esthétique. Il est utilisé pour la finition et la décoration lors de la construction d'une habitation. L'enduit plâtre est fabriqué à base de poudre de plâtre après exploitation du gypse.



Figure.1.74. Enduit au plâtre.

1.7.3. La Faïence :

Revêtement céramique de la paroi interne. En plus de son esthétique et de protéger les murs contre l'humidité.



Figure.1.75. La Faïence.

1.7.4. Le carrelage

C'est l'action de poser des carreaux. Il désigne un revêtement de sol formé de carreaux de céramique - terre cuite, carreaux de faïence, carreaux de grès (souvent appelés grès-cérame) - ou bien encore carreaux de marbre ou de ciment. Ces différents types de carreaux sont juste-apposés puis collés ou scellés. Un carrelage est couramment utilisé pour la finition et la décoration des sols pour les habitations et autres locaux, aussi bien à l'intérieur qu'en extérieur.



Figure.1.76. Le carrelage.

1.7.5. La peinture :

La peinture en bâtiment est celui qui apporte la touche finale à un chantier de construction. Il recouvre d'un revêtement, en extérieur et à l'intérieur, murs et plafonds.



Figure.1.77. La peinture.

Remarque : Ici en a un feuillet d'eau de dernier étage de terrasse inaccessible, en doit vérifier les couches de cette terrasse.

1.7.6. L'étanchéité :

L'étanchéité décrit les moyens mis en œuvre pour s'assurer que les éléments naturels extérieurs (pluies, humidité ascensionnelle, vent) ou intérieurs (air saturé en humidité) ne viennent pas mettre en péril les éléments constitutifs du bâtiment (structure, isolation).



Figure.1.78. Couche de bitume



Figure.1.79. Les multicouches.

Commentaire :

Et chaque fois renouvelé un certain. Tout d'abord, nous nettoyons la terrasse de la structure mettre et mettre en place une couche d'accrochage de flint coati puis le bitume. Placer trois

Première partie : Contrôle de chantier

couches des multicouches croisées et au périmètre une couche en paralume. Une fois ce travail est achevé, on mit en place une couche de protection en gravier roulé de diamètre 25

- ◆ couche de paxalumin à la périphérie de la terrasse



Figure.1.80. Le papier de paxalumin.

- ◆ La mise en place du gravier roulé.



Figure.1.81. Le gravier roulé.

❖ Commentaire :

La réception des travaux de l'étanchéité nécessite de remplir la terrasse avec de l'eau teintée pour une durée de 48 heures pour constater des éventuelles infiltrations d'eau.

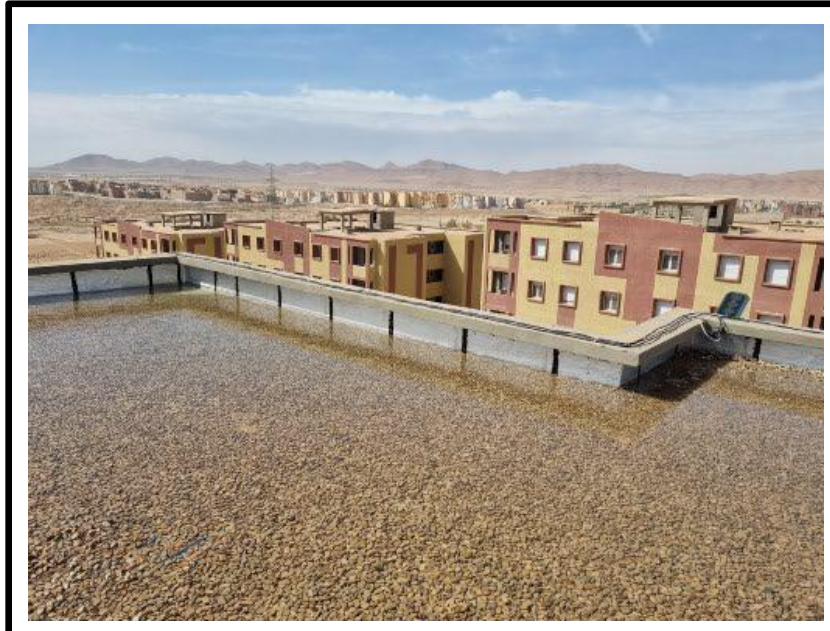


Figure.1.82. Remplir la terrasse de l'eau

Première partie : Contrôle de chantier

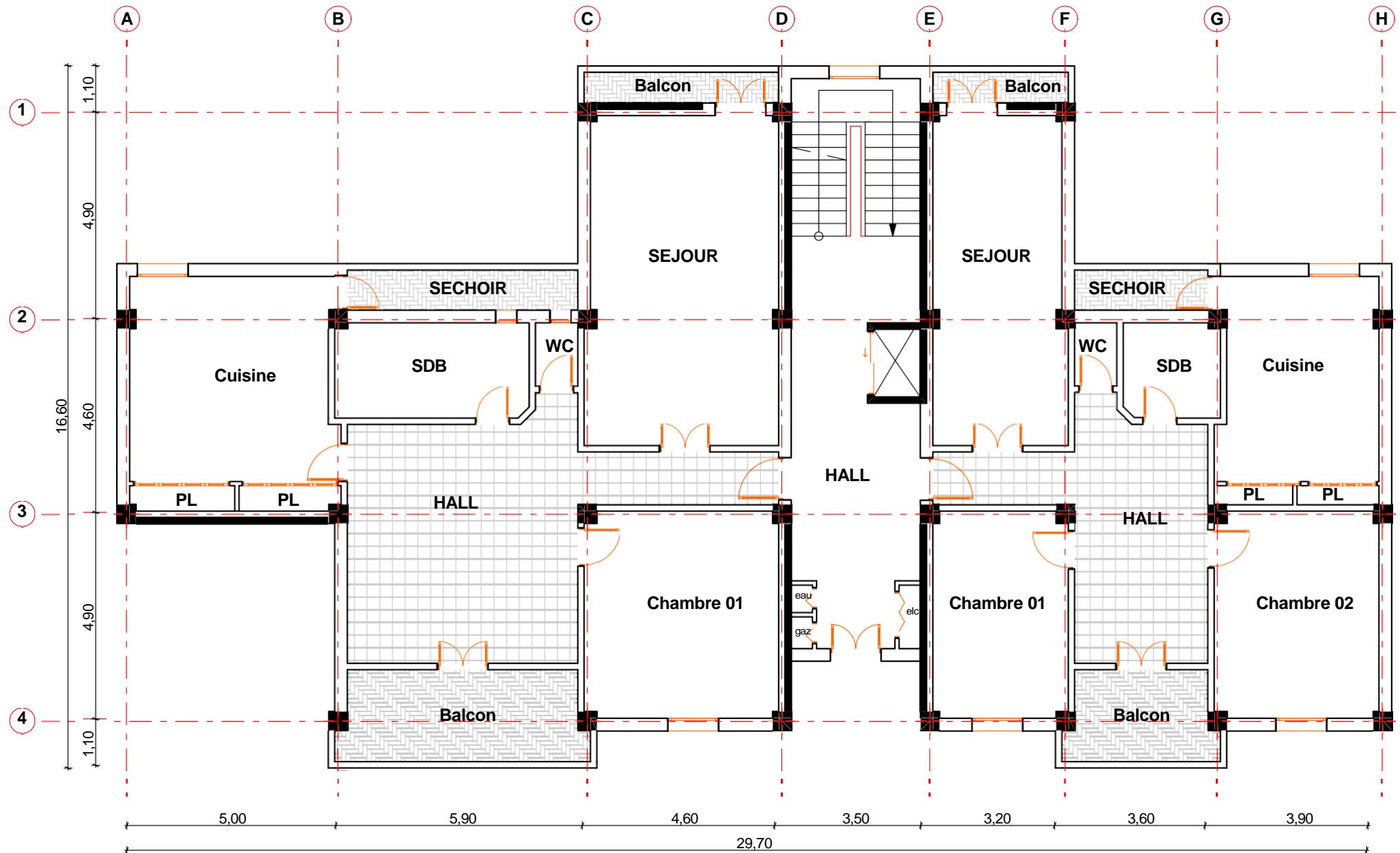
Conclusion

Durant cette première partie de mon projet de fin d'études, j'ai obtenu des informations importantes à la vie pratique qui m'ont enrichi et permis d'acquérir de l'expérience dans mon domaine de génie civil, qui m'a permis de bénéficier de plusieurs connaissances et aspects concernant la gestion et le fonctionnement l'entreprise des bâtiments, le déroulement des travaux de réalisation ainsi que les problèmes et les difficultés qu'on peut les rencontrer au cours de réalisation.

PARTIE 02 :

ETUDE D'UN BATIMENT A
USAGE D'HABITATION
(R+8)

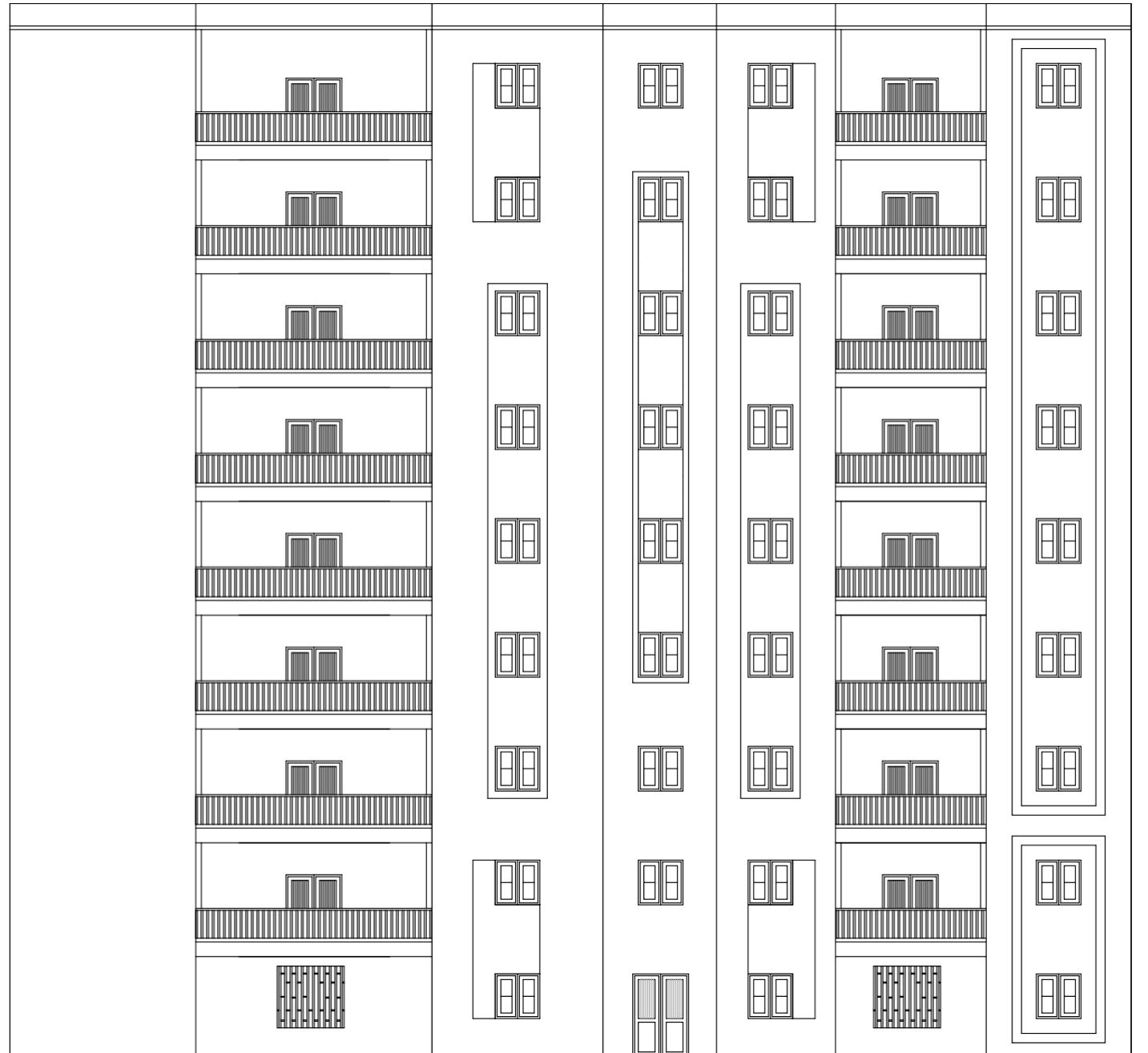
CONTERVONTMENT PAR
VOIL



Plan RDC



Plan etage courant



Facade Principale

Introduction générale

Le rôle de l'ingénieur en CTC de génie-civil dans un projet de construction d'un immeuble est fondamental. Il doit concevoir et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation. Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, j'ai procédé au calcul d'un bâtiment comportant un rez-de-chaussée et 8 étages dont le système de contreventement par voil avec une justification de l'intégration portiques-voiles.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (BAEL91) et les Règles Parasismiques Algériennes (RPA/V2024) sont utilisées dans ce projet, certains calculs sont effectués avec le logiciel Robot Structural Analysis Professional version 2025 et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferraillage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD 2018.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier partie : control de chantier.
- ✓ La deuxième partie :
- ✓ Le premier chapitre, consacré aux généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré-dimensionnement des éléments.
- ✓ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour le calcul de plancher.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ✓ Le sixième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- ✓ Le septième chapitre pour l'étude de l'infrastructure.

On termine par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction :

L'ouvrage de fin d'étude est un bâtiment (RDC+8) à usage d'habitation au groupe d'usage 2. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone IV) selon le RPA/V2024 (Règlement Parasismique Algérien Version 2024). Le site est considéré comme un site meuble de catégorie S2 avec $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5$ bars.

Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :

La hauteur d'étage rez-de-chaussée = 3.06 m.

La hauteur d'étage courant = 3.06 m.

Hauteur totale de Bâtiment sans l'acrotère = 27.54 m.

Hauteur totale de Bâtiment avec l'acrotère = 28.14 m.

Longueur totale de Bâtiment = 29.70 m.

Largeur totale de Bâtiment = 17.05 m.

I.2. Eléments constituants la construction :

Les planchers :

Le plancher du bâtiment, est constitué d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

L'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

Les escaliers :

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

La maçonnerie :

Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier pour les murs.

I.3. Règles de calcul :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA /V2024 (Règles Parasismiques Algériennes Version 2024).
- BAEL 91 (Béton armé aux états limites).
- CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I.4. Les Caractéristiques des matériaux :

Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300 - 400Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 300Kg/m³, les règles BAEL91 ne sont plus applicables.

➤ Les composants du béton :

La composition courante d'un mètre cube de béton est déterminée par l'une de méthode de formulation de béton, on peut citer celle de Dreux-Gorisso. Par suite on propose pour notre bâtiment la formulation du béton ci-après :

- ✓ 300 kg/m³ on choisit de ciment :
 - pour l'infrastructure on utilise le ciment du type : CEM I 42.5N SR3 LH.
 - pour la superstructure on utilise le ciment du type : CEM I 42.5 N.
- ✓ 400 kg/m³ de sable alluvionnaire ou concassé : D_s≤ 5 mm.

Poids de sable : G_s = y_s × V_s = 1.6 × 400 = 640 kg/m³ (y_s: le poids volumique de sable).

- ✓ 800 kg/m³ de gravillon 5 mm < D_g ≤ 25 mm.

Poids de gravier G_G = 1.5 × 800 = γG × V_G = 1200 kg/m³ (γG: le poids volumique de gravier).

- ✓ 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2400 kg/m³ et 2500 kg/m³).

➤ Résistance du béton 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 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :²⁸.

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à jours, définies à partir f_{c28} par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{ MPa}$: **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & si j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & si j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{ MPa}$: **BAEL91 (A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & si j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & si j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendre : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$.

➤ **Résistance à la traction f_{tj} : BAEL91 (A.1.2.12)**

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

Donc : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

➤ **Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)**

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.80 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)**

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t/t}{\Delta L/L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

➤ **Contraintes limites :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

✓ **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{y_b} f_{c28}$$

$$y_b = \begin{cases} 1.20 & \text{cas des combinaisons accidentales} \\ 1.5 & \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.17 \text{ MPa} & \text{action courantes} \\ 18.48 \text{ MPa} & \text{action accidentales} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

en pratique $f_{cj} = f_{c28}$: entre 2% et 3,5% par une parallèle à l'axe des déformations et tangente en "S" à la parabole • Le raccourcissement du béton est limité à 3,5%

- Pour le calcul à l'ELS on suppose que l'on reste dans le domaine élastique. (fig.1).

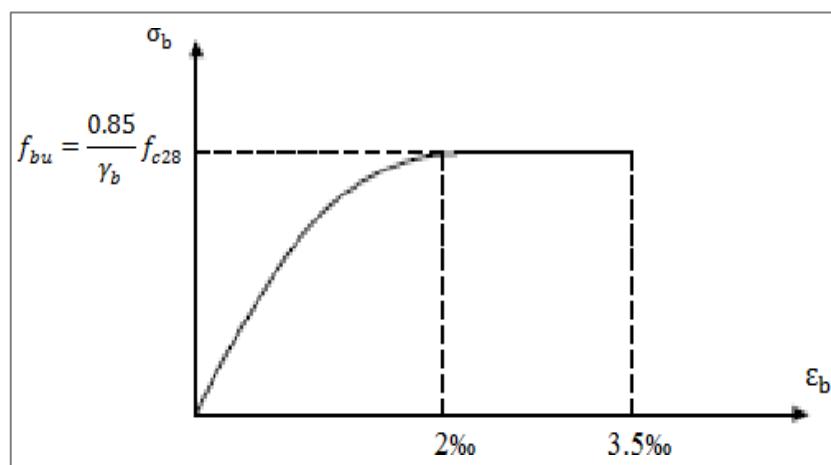


Figure I.1 : Diagramme de contrainte déformation du béton.

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min(0.20 \frac{f_{w28}}{y_b}; 5 \text{ MPa})$

- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors :
$$\tau_u \leq \min(0.18 f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{\tau_u}{b_0 \cdot d} \leq \frac{V_u}{\tau_u}$$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul.

b_0 = largeur de la pièce.

d = hauteur utile de la pièce.

✓ Etat limite de service ELS :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$$

Donc : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}.$

I.5. Déformation différée :

Retrait : c'est le phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne. Il se produit d'autant plus lentement que la pièce est très grande (dimensions importantes) et que l'humidité ambiante est plus élevée.

Fluage : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs :

- Composition du béton
- Géométrie de la pièce
- Conditions atmosphériques
- L'âge du béton lors de l'application de la charge.

L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'acières :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

• Les nuances d'acier :

- Il existe **4 nuances** principales qui correspondent à des qualités de limite élastique et de résistance différentes (voir tableaux 1.1 et 1.2).

a. Aciers en barres

Tableau 1.1 : Les caractéristiques des nuances principales des aciers en barres utilisés en béton armé

Caractéristiques	Types d'acier			
	Doux et lisses		A Haute Adhérence (symbole HA)	
Dénomination	FeE215	Fe E 235	Fe E 400	Fe E 500
Limite élastique f_e en MPa	215	235	400	500
Resistance à la rupture σ_r en MPa	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550
Allongement à la rupture	22%		14%	12%
Coefficient de scellement, symbole ψ_s	1		1,5	
Coefficient de fissuration, symbole η	1		1,6	
Diamètres courants en mm	6-8-10-12		6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	

b. Treillis soudés

Tableau 1.2 : Les caractéristiques des treillis soudés utilisés en béton armé

Caractéristiques	Types de treillis	
	Lisses (symbole T.S.L.)	A Haute Adhérence (symbole T.S.H.A.)
Limite élastique f_e en MPa	500 (tous diamètres)	500 (tous diamètres)
Resistance à la rupture σ_r en MPa	550	550
Allongement à la rupture	8%	8%
Coefficient de scellement, symbole ψ_s	1	1,5
Coefficient de fissuration, symbole η	1	1,3 pour $0 < 6 \text{ mm}$ 1,6 pour $0 \geq 6 \text{ mm}$

Diamètres courants	3,5 mm à 9 mm avec un pas de 0,5 mm	- 3,5 à 12 mm avec un pas de 0,5 mm
--------------------	--	--

Aciers utilisés dans ce projet :

- **Armatures longitudinales et transversales** : acier FeE400.
- **Treillis soudés : à mailles 100x100 cm, acier** acier FeE500.

B.2. les Caractéristiques mécaniques:

Le Caractéristique mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

B.3. les Déformations et contraintes de l'acier:

Notion d'état limite :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite. Au-delà du ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle a été conçue.

B.4. Etat limite d'ouverture des fissures :

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion sont la déformation de la pièce.

➤ **Contrainte limite de l'acier :**

✓ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

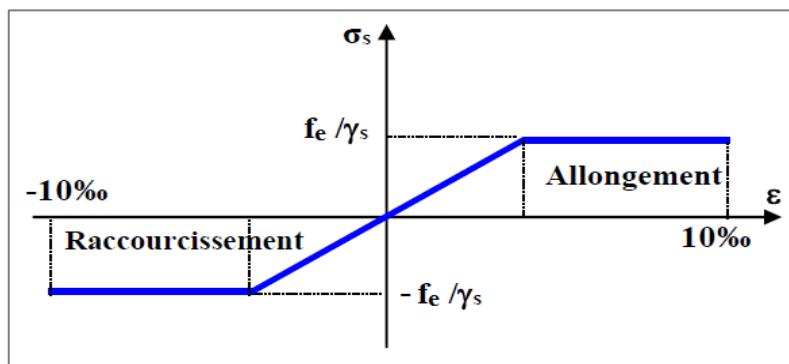


Figure I.2 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

- Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée : f_e/y_s

f_e : limite élastique de l'acier.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier :

$$\sigma_s = \cdot E_s \cdot \varepsilon_s = \frac{f_e}{y_s \times E}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

y_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$y_s = \begin{cases} 1.15 & \text{encas des situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 & \text{encas des situations accidentelles.} \end{cases}$$

E_s = module d'élasticité de l'acier

- L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 %0

$E_s = 2.105 \text{ MPa}$

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine.

✓ Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

Fissuration peu nuisible :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations. Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été déterminé en état limite ultime d'où: $\sigma_{st} \leq f_e$

• Fissuration préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les normes suivantes :

- La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bullet \quad \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_t} \right) [\text{MPa}]$$

f_t : la résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en Mpa.

η = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

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

• $\eta = 1.6$ pour les aciers haute adhérence (HA).

• Fissuration très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposées à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à:

- $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{2}, \eta f_t\right) \text{ [MPa]}$

Avec η : coefficient de fissuration.

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

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.5. Hypothèse de calcul :

✚ Etat limite ultime (ELU) :

- Les sections planes restent planes après déformation (hypothèse de BERNOULLI).
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire de béton est limité à 3,5% en flexion simple ou composée et à 2% dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10%.
- Le diagramme des déformations limites d'une section fait l'objet de la règle dite des trois pivots (A, B, C).

✓ Diagramme des déformations limites d'une section : (Règles des trois pivots)

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

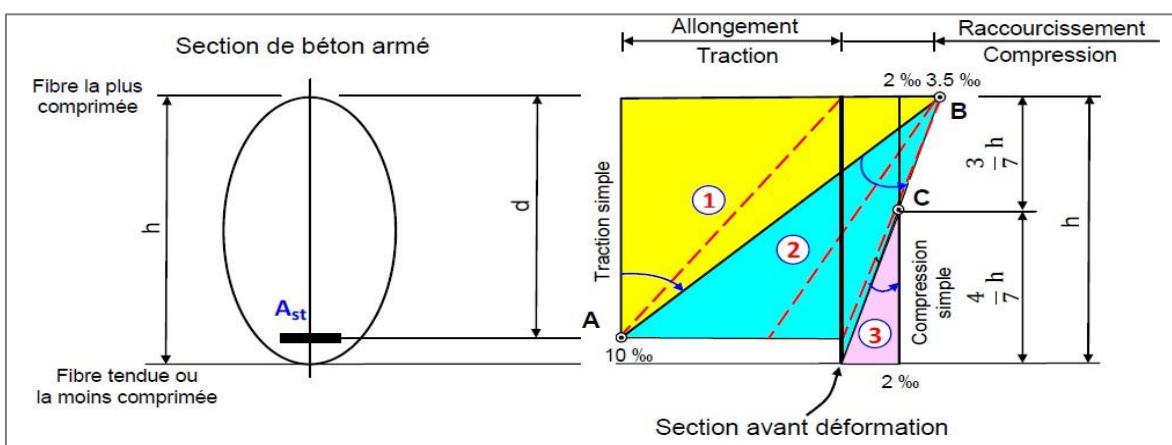


Figure I.3: Diagramme des déformations limites d'une section.

L'analyse de ce diagramme est comme suit :

Pivot A (Domaine 1):

- Allongement de l'acier le plus tendu : $\varepsilon_{st} = 10 \%$.
- Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

Pivot B (Domaine 2):

- Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\varepsilon_{bc} = 3,5 \%$.
- Pièces soumises à la flexion simple ou composée (béton partiellement comprimé).

Pivot C (Domaine 3):

- Raccourcissement du béton comprimé $\varepsilon_{bc} = 2 \%$ pour $y_u = 3h/7$.
- Pièces soumises à la compression simple (Si la droite de déformation est parallèle à la droite représentative de la section avant déformation) ou à la flexion composée.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

- Convention des sections planes.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

I.6. Les actions et sollicitations :

Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

✓ **Les actions permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

✓ **Les actions variables (Q) :**

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

✓ **Les actions accidentelles (E) :**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs).

Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

➤ **Les combinaisons d'action : RPA99V2024(5.2) et (5.1):**

Les combinaisons d'action à considérer sont :

G+0.30Q-EX-0.30EY
G+0.30Q+EX-0.30EY
G+0.30Q-0.30EX-EY
G+0.30Q+0.30EX+EY
G+0.30Q+0.30EX-EY
G+0.30Q-0.30EX+EY
G+0.30Q+EX+0.30EY
G+0.30Q-EX-0.30EY

G : charge permanentes.

Q : charge d'exploitation , non pondérées.

Principes et Justifications :

Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, à leurs valeurs nominales.
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considérés .

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (art A.3.B.A.E.L91) :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

Combinaison fondamentale :

lors des situations durables ou transitoires, il ya lieu de considérer :

$$1.35G_{max} + G_{min} + Q_i \cdot Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{ol} \cdot Q_1$$

$Q_i = 1,5$ dans le cas général.

$Q_i = 1,35$ dans les cas particuliers (température ... et) .

Combinaisons accidentelle :

- Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{21} \cdot Q_1$$

FA = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_i$ = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum \Psi_{21} \cdot Q_1$ = valeur quasi permanente d'une autre action variable

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3,3) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{01} \cdot Q_i$$

Gmax = l'ensemble des actions permanentes défavorables .

Gmin = l'ensemble des actions permanentes favorables .

Q1 = une action variable dite de base .

Qi = une action variable d'accompagnement ($i > 1$).

Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient définis dans le (B.A.E.L91 article A 3,31) .

Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3,4-B.A.E.L91) :

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) :

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justifications à présenter sont précisées à l'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91.

I.7. Conclusion :

Ce chapitre donne une présentation de notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi que les caractéristiques des matériaux à utiliser.

Chapitre II :

Pré dimensionnement

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (les planchers, les poutres, les poteaux et 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 suivantes:

- Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales :

Elles sont généralement d'origine sismique vent et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles BAEL91 et RPA/V2024.

II.2. Evaluation des charges et des surcharges :

La descente de charges est pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur.

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.3. Pré dimensionnement de plancher :

Dans une construction. Le plancher est une structure horizontale qui supporte :

Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).

Les charges permanentes (cloisons, revêtements...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Dans notre projet on trouve :

Plancher à corps creux.

Il est constitué de :

Corps creux : dont le rôle est le remplissage. il n'a aucune fonction de résistance.

Poutrelles : éléments résistants du plancher.

Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé. hauteur varie de 4 à 5 cm.

Treillis soudé.

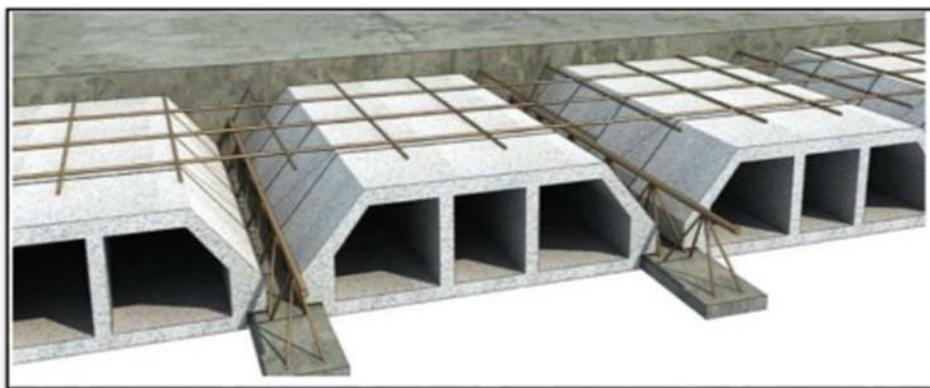


Figure II.6 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Dimensionnement des poutrelles :

Détermination de la largeur de la table de compression :

b : largeur de la table de compression.

Lx : distance entre nus des deux poutrelles.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h \Rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm.}$

$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

$L_y = 270 \text{ cm}$: la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$b_1 \leq \min(L_x/2; L_y/10)$$

Soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm.}$

$$b \leq b_0 + 2 b_1 = 60 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 60 \text{ cm.}$

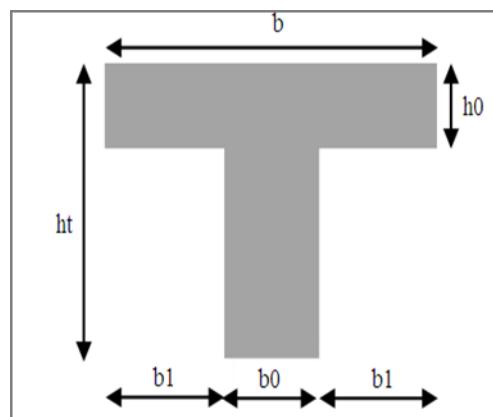


Figure II.7 : Coupe transversale d'une poutrelle.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93 « BAEL91 (B.6.8.4.2.3) ».

$$h_t \geq L_{\max}/22.5$$

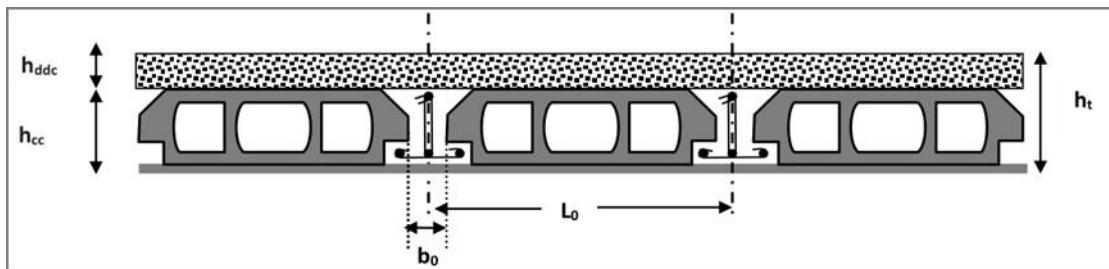
Avec:

h_t = hauteur totale du plancher.

L_{\max} = travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles égale 445 m.

$$h_t \geq 445/22.5 = 19.77 \text{ cm.}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$).



Avec :

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

► Estimation des charges et des surcharges des planchers :

La structure présente deux type de plancher :

- ✓ Plancher terrasse inaccessible en corpscreux.
- ✓ Plancher courant en corpscreux.

➤ Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

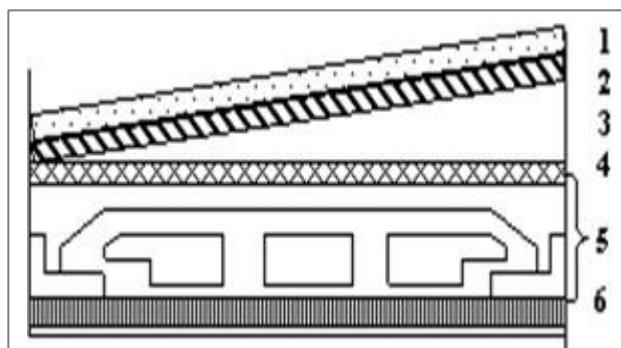


Figure II.1 : Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II.1 : Charges de plancher terrasse.

Matériaux	e (m)	Poids (kn/m3)	Charges (kn/m2)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
3. Forme de pente	0,04	4	0.16
4. Isolation thermique	0,10	22	2.2
5. Dalle en corps creux	0,20	-	2.55
6. Enduit plâtre	0,02	10	0.20
Charge permanente G		6.08KN/m ²	
Q Charges exploitation Q selon art.7.5 DTR BC2.2		1 KN/m ²	

➤ **Plancher étage courant :**

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

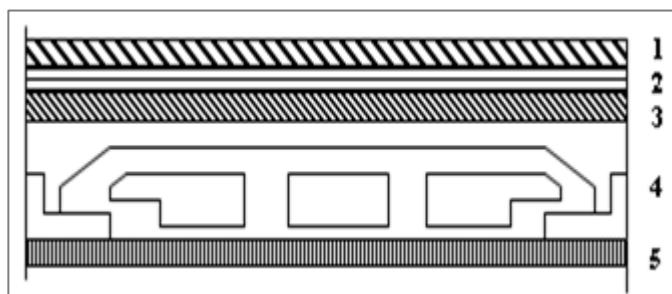


Figure II.2 : Plancher étage courant (corps creux).

Tableau II.2 : Charges de plancher courant.

Matériaux	e (m)	Poids(KN/m3)	Charges (KN/m2)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0,02	20	0.40

3-Lit de sable	0.20	-	2.55
4-Dalle en corps creux	0.02	10	0.20
5-Enduit plâtre	0,10		
6-Cloison	0.02	9	
Charge permanente	4,85 KN/m ²		
QSurcharge d'exploitation	1.5 KN/m ²		

II.4. balcon (Dalle pleine) :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur « e ») est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y).

Dans notre projet les balcons sont constitués des dalles pleines encastrées dans les poutres (encastrée de 2 coté) et console

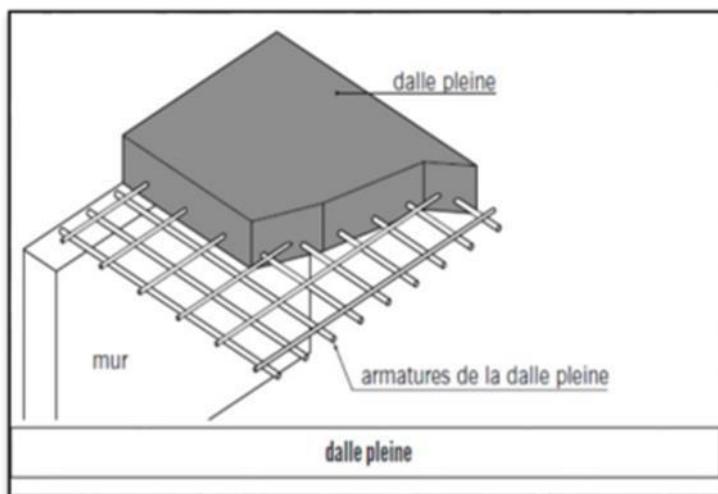


Fig II.6. schéma de la dalle.

- Critère de flèche :

Nous devons vérifier que la flèche maximale f_{max} subie par la dalle est Inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B65.3 du CBA93.

L'épaisseur est conditionnée par :

La largueur du balcon : L = 1.30 m

$$e = (1/20) L_{\text{max}} = (6.65)$$

$$e = (1/30 \div 1/35) L_{\text{max}} = (4.43 \div 3.8)$$

$e \geq 7$ cm pour deux heure de coupe-feu

$e \geq 11$ cm → Pour deux heures de coupe-feu

On prend une épaisseur : $e = 12$ cm.

 **Estimation des charges et des surcharges des balcons à Dalle pleine:**

La structure présente deux type de balcon à Dalle pleine:

- ✓ Balcon a terrasse inaccessible à Dalle pleine.

Tableau II.3 : Charges de balcon terrasse à Dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2. Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3. Forme de pente	0.10	22	2.2
4. Isolation thermique	0.04	4	0.16
5. Dalle pleine	0.12	25	3
6. Enduit plâtre	0.02	10	0.20
G	6.53KN/m ²		
Q	3.5 KN/m ²		

- ✓ Balcon a étage courant à Dalle pleine.

Tableau II.4 : Charges de balcon etage courant à Dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.40
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle pleine	0.12	25	3
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.20
6-Cloison	0.10	9	0.90
G	5.3KN/m ²		
Q	3.5 KN/m ²		

 **Estimation des charges demaçonnerie:**

La maçonnerie utilisée est en brique.

➤ **Mur extérieur :**

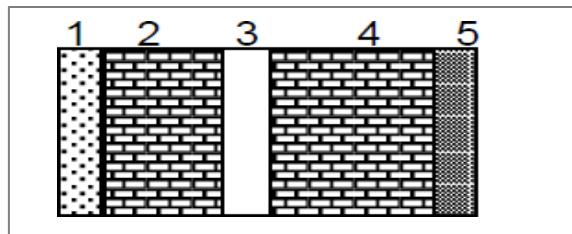


Figure II.3 : Détail mur extérieur.

Tableau II.5 : Charges permanentes du mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Briquescreuses	10	9	0.90
3- Lame d'air	5	/	0.00
4- Briquecreuse	15	14	2.10
5- Enduit en ciment	2	20	0.40
G	3.64 KN/m ²		

➤ **Mur intérieur :**

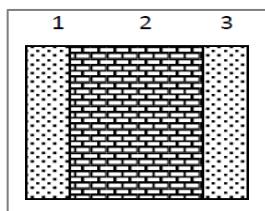


Figure II.4 : Détail mur intérieur.

Tableau II.6 : Charges permanentes du mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Briquecreuse	10	9	0.90
3- Enduit intérieur	2	12	0.24
G	1.38 KN/m ²		

- Conclusion :

Tableau.II.6 : Conclusion des résultats des charges

Elements	Charges G (KN/m2)	Charges Q (KN/m2)
Plancher terrasse inaccessible(corp creux)	6.08	1
Plancher étage courant(Corp creux)	4.85	1.5
Balcon terrasse inaccessible (Dalle pleine)	6.53	3.5
Balcon étage courant (dalleplaeine)	5.3	3.5
Murs intérieur	1.38	
Murs extérieurs	3.64	

✚ Estimation de charge et de surcharge L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire décoratif en béton armé coulé sur place, encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité.

➤ **Poids propre de l'acrotère :**

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2 = 0.0685 \text{ m}^2.$$

$$G_0 = \gamma_{BA} \times S \quad G_0 = 1.70 \text{ KN/ml.}$$

Poids de l'encaustique :

$$G_1 = \gamma_c \times S = 2 \times 18 \times 0.6 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/ml.}$$

Charge parementent :

$$G = G_0 + G_1 = 1.70 + 0.44 = 2.14 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Surcharge :**

La charge d'exploitation (la main courante pour terrasse inaccessible) : $Q = 1 \text{ KN/ml.}$

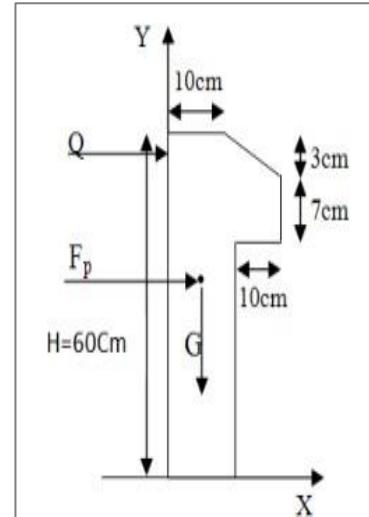


Figure II.5 : L'acrotère.

II.5. Pré dimensionnement l'escalier :

Un escalier est un élément de construction en béton armé constitué de gradins successifs permettant de passer d'un niveau à un autre en montant ou en descendant. Ou autrement dit un élément qui sert à la circulation verticale.

Un escalier est déterminé par les paramètres suivant :

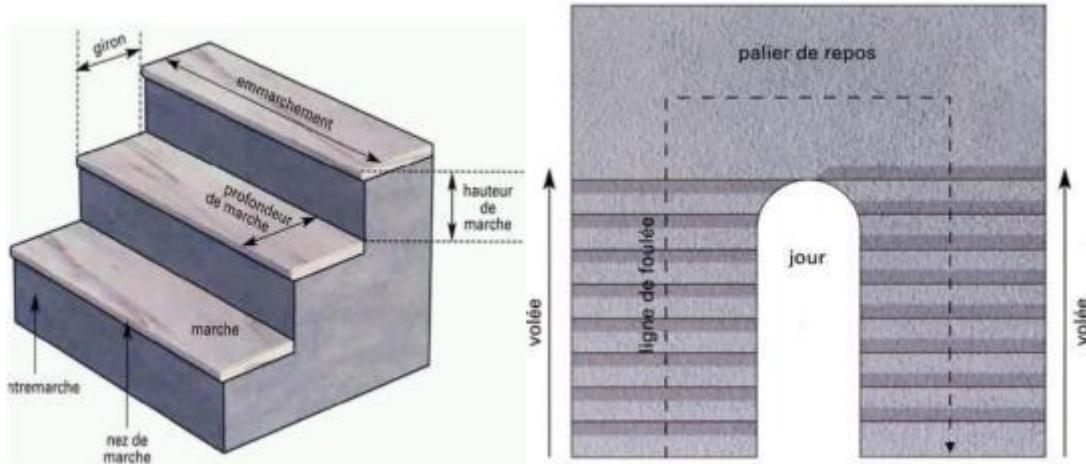


Fig.II.1- Constituant d'un escalier.

Fig.II.2- Vue en plan d'une cage.

- 1 : épaisseur de palier de repos (e).
- 2 : longueur projetée de la volée (L_0).
- 3 : giron (g).
- 4 : hauteur de la contre marche (h).
- 5 : hauteur de la volée (H).
- 6 : inclinaison de la paillasse (α).
- 7 : emmarchement (E).

Dimensionnement :

La hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm.

La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL qui les lie est : $60 \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{H}{h} \\ L_0 = (n - 1) g \end{array} \right.$$

n: le nombre de contre marche sur la volée.

n-1 : le nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projetée de la volée.

L_v : longueur de la volée.

L_p : longueur du palier

L : longueur totale de l'escalier ($L = L_v + L_p$).

e : épaisseur de l'escalier.

Calcul du nombre de marches et de contre marche :

On a:

$$L_0 = 2.40 \text{ m}; H = 1.53 \text{ m}.$$

$$64n^2 - (64+2H+L_0)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En trouvé :

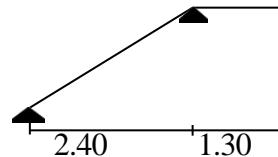
Le nombre de contre marche est : $n = 9$.

Le nombre de marche est : $n-1 = 8$.

Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h) :

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 26.25 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} \rightarrow h = 17 \text{ cm}$$



Inclinaison de la paillasse :

$$\tan a = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow a = 32.52^\circ 86\text{ù}$$

Epaisseur de la paillasse :

Figure II.9 : Schéma d'escalier.

La longueur développée est : $L = L_p + L_v$.

L_v : longueur de la volée (longueur développée)

L_p : longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2}$$

$$L = (1.30) + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2}$$

$$= 3.14 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow 10.46 \leq e \leq 15.7$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II.6. Pré dimensionnement despoutres :

Les poutres principales [P.P] :

➤ Condition du porté (BAEL91) :

$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) L_{\max}$$

$$b = (0.3 \div 0.6)h$$

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 5.45m$

On prend : $h = 40cm$.

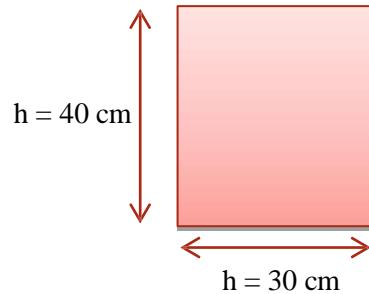
On prend : $b = 30 cm$.

➤ **Condition de RPA99V2024 {CF.figure (7.4)}** :

$$b \geq 25 cm \rightarrow b = 30cm$$

$$h \geq 30 cm \rightarrow h = 40cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$$



$b_{\max} \leq (1.5h + b) \rightarrow b_{\max} = 70$ (où: h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles).

Tous les conditions sont vérifiées, alors les poutres principales [longitudinales] auront la section est: $(b \times h) = (30 \times 40)\text{cm}^2$

➤ **II.5.2. Les poutres secondaires [P.S]:**

➤ **Condition du porté (BAEL91) :**

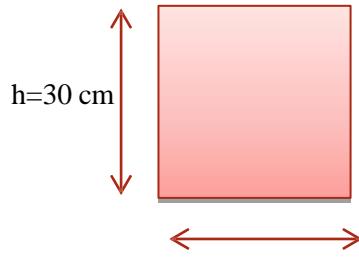
$$h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) L_{\max}$$

$$b = (0.3 \div 0.6)h$$

L_{\max} : la plus grande portée. $\Rightarrow L_{\max} = 4.45 m$.

On prend : $h = 30 cm$.

On prend : $b = 30 cm$.



➤ **Condition de RPA/V2024 {CF.figure (7.4)}** : Condition du RPA/V24 (Zone sismique IV).

$$b \geq 25 cm \rightarrow b = 30cm$$

$$h \geq 30 cm \rightarrow h = 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4$$

$$b_{\max} \leq (1.5h + b) \rightarrow b_{\max} = (1.5\{20\} + 30) = 60 \quad \text{c.v}$$

où: h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires (P.S) [transversales] auront la section $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau II.7 : Les sections des poutres sont résumées.

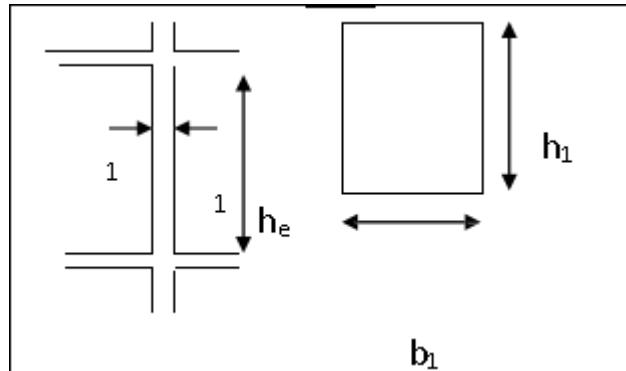
Poutres	Section (cm^2)
Principal	(30×40)
Secondaires	(30×30)

II.7. Pré dimensionnement des poteaux :

$$\min(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

$$\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4$$



FigII.3. Schéma de poteau.

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage , on prend (3.06), elle est égale à :

$$h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} \Rightarrow 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m}$$

Selon le R.P.A/v2024 :

$$-\min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 55\text{cm} > 30\text{cm} \quad (\text{c.v}) .$$

$$-\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 55\text{cm} > 266 / 20 = 13.3 \text{ cm} \quad (\text{c.v}) .$$

- $1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4$ (c.v) .

Alors on prend notre poteaux de section($b*h$) ($55*55$) cm^2

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, à fin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposée, On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Poteau de rive (I4) :

- Détermination des charges :
- ✓ Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

poids plancher terrasse	$6.08 \times 5.45 \times 2.85$	94.43 KN
Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.30 \times 0.40 \times (2.95 + 2.30)$	15.75 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times (2.30 + 2.45)$	10.68KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06$	23.14KN
G_{PT}		144KN

$G_{PT} = 144$ KN.

Poids revenant au 8^{ème} étage :

poids plancher courant	$4.85 \times 5.45 \times 2.85$	75.33 KN
------------------------	--------------------------------	----------

Chapitre II : Pré dimensionnement

Poids des poutres porteuses	$25 \times 0.30 \times 0.40 \times (2.95 + 2.30)$	15.75 KN
Poids des poutres non porteuses	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times (2.30 + 2.45)$	10.68 KN
Poids de Poteau	$25 \times 0.55 \times 0.55 \times 3.06$	23.14 KN
G_{PE}		124.9 KN

$G_{PE} = 124.9 \text{ KN}$.

$$G_8 = G_{PT} + G_{PE} = 144 + 124.9 = 268.9 \text{ KN}$$

Poids revenant au 7^{ème} étage :

$$G_7 = G_7 + G_{PE} = 268.9 + 124.9 = 393.8 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 6^{ème} étage :

$$G_6 = G_6 + G_{PE} = 393.8 + 124.9 = 518.7 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 5^{ème} étage :

$$G_5 = G_5 + G_{PE} = 518.7 + 124.9 = 643.6 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 4^{ème} étage :

$$G_4 = G_4 + G_{PE} = 643.6 + 124.9 = 768.5 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 3^{ème} étage :

$$G_3 = G_3 + G_{PE} = 768.5 + 124.9 = 893.4 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 2^{ème} étage :

$$G_2 = G_2 + G_{PE} = 893.4 + 124.9 = 1018.3 \text{ KN.}$$

Poids revenant au 1^{er} étage :

$$G_1 = G_1 + G_{PE} = 1018.3 + 124.9 = 1143.2 \text{ KN.}$$

Poids revenant au RDC :

$$G_{RDC} = G_1 + G_{PE} = 1143.2 + 124.9 = 1268.1 \text{ KN.}$$

➤ Charge d'exploitation

✓ Loi de dégression :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément. On applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Tableau II.8 : Dégression des surcharges.

Niveau du Plancher	Loi de dégression (KN/m ²)	Les Surcharges (KN/m ²)
T	1	1
P7	1+1.5	2.50
P6	2.50+0.9×1.5	3.85
P5	3.85+0.8×1.5	5.05
P4	5.05+0.7×1.5	6.10
P3	6.10+0.6×1.5	7.00
P2	7.00+0.5×1.5	7.75
P1	7.75+0.5×1.5	8.50
RDC	8.50+0.5×1.5	9.25

- Charge d'exploitation : $S_Q = 5.45 \times 4.65 - 0.55 \times 0.55 = 25.04 \text{ m}^2$

Terrasse : $Q_T = 1 * 25.04 = 25.04 \text{ KN}$.

7^{ème} étage : $Q_8 = 2.50 * 25.04 = 62.52 \text{ KN}$.

6^{ème} étage : $Q_7 = 3.85 * 25.04 = 96.28 \text{ KN}$.

5^{ème} étage : $Q_6 = 5.05 * 25.04 = 126.30 \text{ KN}$.

4^{ème} étage : $Q_5 = 6.10 * 25.04 = 152.56 \text{ KN}$.

3^{ème} étage : $Q_4 = 7.00 * 25.04 = 175.07 \text{ KN}$.

2^{ème} étage : $Q_3 = 7.75 * 25.04 = 193.82 \text{ KN}$.

1^{er} étage : $Q_2 = 8.50 * 25.04 = 212.58 \text{ KN}$.

RDC : $Q_{RDC} = 9.25 * 25.04 = 231.34 \text{ KN}$.

Tableau II.9 : Choix des sections des poteau central.

NIV	G (KN)	Q (KN)	N _U (KN)	a=b (cm)	Le choix
T	268.9	25.04	3667.71	19.4458297	40×40
7	393.8	62.52	625.41	22.3192383	40×40

6	518.7	96.28	844.66	28.6006638	45×45
5	643.6	126.30	1058.31	38.983737	45×45
4	768.5	152.56	1266.31	35.8727999	45×45
3	893.4	175.07	1468.69	35.4478053	55×55
2	1018.3	193.82	1665.43	35.7807833	55×55
1	1143.2	212.58	1862.19	50.6204391	55×55
RDC	1268.1	231.34	2058.94	50.0193443	55×55

► **Vérification de la section de poteau le plus sollicité (Central) :**

G = 1268.1 KN.

Q = 231.34 KN.

$$N_d = G + \Psi Q + E1 = 1268.1 + (0.20 * 231.34) = 1314.36 \text{ KN.}$$

$$N_u = G + \Psi Q + E2 = 1268.1 + (0.20 * 231.34) = 1314.36 \text{ KN.}$$

La section est 55×55 .

➤ **Vérification vis-à-vis de résistance des plancher du RPA/V2024:**

Où:

N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c: est l'aire (section brute) de cette dernière.

F_{c28}: est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$\vartheta = \frac{1314.36 * 10^3}{550 * 550 * 25} = 0.17 \leq 0.30 \text{ CV.}$$

On doit vérifier que la section est 55×55 :

$$\vartheta = \frac{1989.106 * 10^3}{550 * 550 * 25} = 0.26 \leq 0.30 \text{ CV.}$$

➤ **Vérification de la section de poteau :**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq N = \alpha \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * y_b} + \frac{A_s * f_e}{y_s} \right)$$

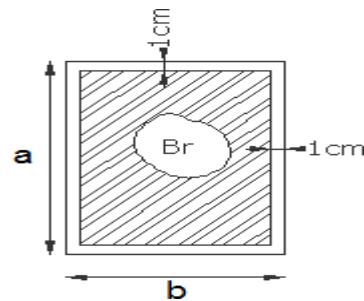
α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ.

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.40) = 1.862 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{a} = \frac{\sqrt{12} \times 1.862}{35} = 18.43 < 50.$$

Pas de risque de flambement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.805.$$



Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (55-2) \times (55-2) = 2809 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max_{\min} (A_{BAEL}^{BAEL}, A_{RBA}^{RBA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max(4U; 0.2\%B) = \max(8; 5) = 8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.9\%B = 22.50 \text{ cm}^2.$$

$$A = 20.50 \text{ cm}^2.$$

$$\bar{N} = a \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * y_b} + \frac{A_s * f_e}{y_s} \right) = 0.805 \left(\frac{280900 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{20.50 * 400}{1.15} \right) = 4193230.741 \text{ N.}$$

$$\bar{N} = 4193230.741 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1989.106 \text{ KN} \leq \bar{N} = 4193.23 \text{ KN} \dots \text{CV.}$$

Choix des sections des poteaux :

Choix final des sections des poteaux sont regroupées dans le tableau suivant : (Le choix selon le poteau de rive, le cas le plus défavorable).

Tableau II.10 : Choix des sections des poteaux.

Etages	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section carrée (cm ²)	55×55	45×45	40×40

II.8. Pré dimensionnement des voiles :

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA/v2024 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e/20$$

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m.}$$

$$h \geq \max [h/20; 15]$$

$$h \geq m[266/20 ; 15]$$

$$h \geq [13.3 ; 15] \Rightarrow \text{Soit } a = 15 \text{ cm}$$

II.9. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires. Nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes :

Poutres principales :	30x40 cm ²
Poutres secondaires :	30x30 cm ²
Poteaux de RDC et étage 1,2 et 3 :	55x55 cm ²
Poteaux d'étages 4,5 et 6 :	45x45 cm ²
Poteaux d'étages 7 :	40x40 cm ²
Epaisseur de l'escalier (paillasse) :	15 cm

Chapitre III :

Etude des éléments secondaires

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, formant une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation due à la main courante.

III.2.2. Surface :

$$S = (0.1 \times 0.6) + [(0.03 \times 0.1)/2] + 0.07 \times 0.1 = 0.0685 \text{ m}^2.$$

III.2.3. Les charges :

Les Charges permanentes :

$$G = 2.14 \text{ KN/ml.}$$

Les Surcharge d'exploitation :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

D'après RPA 99/V2024 (art 6.2.3). Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_{pk} = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot [1 + (3h_z/H)] \cdot W_p$$

Tel que :

D'après D.T.R.B.C.2.2.

"Q" Force horizontal solliciter l'acrotère due à la main courante est 1 KN/m.

• A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))

• I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))

• S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))

• C_p : facteur de force horizontale donné par l' RPA/V2024 (cf. Tableau (6.1))

$$\Rightarrow C_p = 0.8$$

• W_p : Poids de l'acrotère.

• H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

• h_z : Hauteur, du niveau " k ", à partir de la base

La force horizontale de calcul, F_{pk} , s'applique au centre de gravité de l'élément.

$$W_p = 214 \text{ daN/ml.}$$

Donc : $F_p = (0.20 \times 1 \times 1.30) \times 0.8 \times [1 + (3 \times 3.06 / 27.54)] \times 214 = 49.46 \text{ daN/ml.}$

$83.09 \text{ daN/ml} < 100 \text{ daN/ml.}$

Donc le calcul de l'acrotère se fera avec $F_{pk} = 49.46 \text{ daN/ml}$

III.2.4. Les sollicitations :

section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_1 = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.49 \times (0.6/2) = 0.147 \text{ KN.m}$$

$$N = G = 0.396 \text{ KN}$$

III.2.5. Combinaisons d'action :

ELU (Combinaison Accidentelle) : $(G + Q)$

$$N_u = N = 0.672 \text{ KN}$$

$$M_u = M = 0.147 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T = 0.747 \text{ KN}$$

ELS : $(G + Q)$

$$N_{ser} = N = 2.14 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M = 0.147 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Calcul de ferraillage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

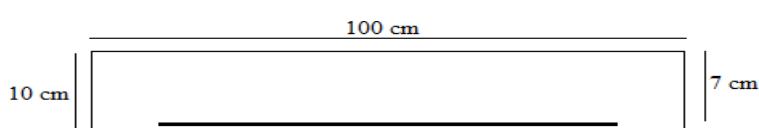


Figure III.10 : Section d'acrotère à ferrailler.

Diamètre des barres : BAEL91 (A.7.2.1)

$$\emptyset_l \leq \frac{h}{10} \rightarrow \emptyset_l \leq 10 \text{ mm.}$$

$$\emptyset_t < \emptyset_l$$

On prend : $\emptyset_l = 8 \text{ mm}$ et $\emptyset_t = 6 \text{ mm.}$

Protection des armatures :

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures à partir de l'axe de l'armature est $c = 3\text{cm}$.

Armatures longitudinales :

ELU :

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0.147 / 2.14 = 0.068\text{m}$$

$$e = 0.068\text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05\text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normal étant effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, et par conséquence sera calculé en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c \right] = 0.147 + 2.14 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.189 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.189 \times 10^3}{18.48 \times 100 \times 7^2} = 0.002 < \mu_l = 0.392.$$

Dans les armateurs comprimées ne sont pas nécessaire ($A_f' = 0$).

$$\mu = 0.0020 \rightarrow a = 0.0025 \rightarrow \beta = 0.999$$

$$\rightarrow A_f = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{0.189 \times 10^3}{400 \times 7 \times 0.994} = 0.067 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la section des armateurs à la flexion composée :**

N est un effort de compression.

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A_u = 0.067 - \frac{2.14 \times 10}{400} = 0.014 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.147 / 2.14 = 0.068 \text{ m}$$

$$e = 0.48 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Tant que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables.

✓ Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_l = M_{ser} + N_{ser} \left[\frac{h}{2} - c \right] = 0.147 + 2.14 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 0.189 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu = \frac{M_l}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{0.189 \times 10^3}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.025 < \mu_l = 0.392.$$

Dans les armateurs comprimées ne sont pas nécessaire (A_f' = 0).

$$\mu = 0.025 \rightarrow a = 0.031 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_t \right\} = 201.63 \text{ MPa}.$$

$$\rightarrow A_f = \frac{M_l}{\bar{\sigma}_s \times d \times \beta} = \frac{0.189 \times 10^3}{201.63 \times 7 \times 0.987} = 0.135 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de la section à la flexion composée :

N est un effort de compression :

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \text{ et } A' = A_f' = 0$$

$$A_{ser} = 0.76 - \frac{2.14 \times 10}{201.63} = 0.028 \text{ cm}^2$$

 **Condition de non fragilité :**

➤ Section minimale d'armature : BAEL91 (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A = \max(A_u; A_{ser}; A_{min}) = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

⊕ Pourcentage minimale des armatures longitudinales : BAEL91(B.5.3.1)

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h$$

$$A_L \geq 0.0025 \times b \times h = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_u ; A_{\min}) = 2.5 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_l = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ L'espacement des armatures :

$$A_l = 5HA8 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

⊕ Armatures de Répartition :

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A_l = (0.63 \div 1.25) \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

➤ L'espacement des armatures :

$$A_r = 4HA8 \rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

⊕ Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{0 \times d} = \frac{0.189 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0027 \text{ MPa}$$

La fissuration et préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7. Présentation du ferraillage :

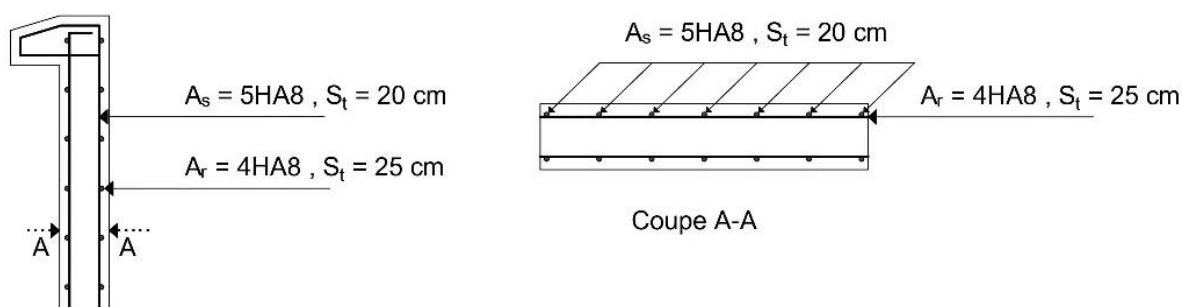


Figure III.11 : Schéma ferraillage d'acrotère.

III.3. Etude de l'escalier :

III.3.1. Introduction :

L'escalier permet l'accès aux différents niveaux de notre bâtiment, il est réalisé en béton armé coulé sur place, dans notre structure on à un seul type d'escalier de deux volées et palier de repos se trouve à mis étage.

III.3.2. Etude de l'escalier :

Ce type d'escalier et composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 15cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Giron de 30 cm.
- ✓ Contre marche de 17 cm.

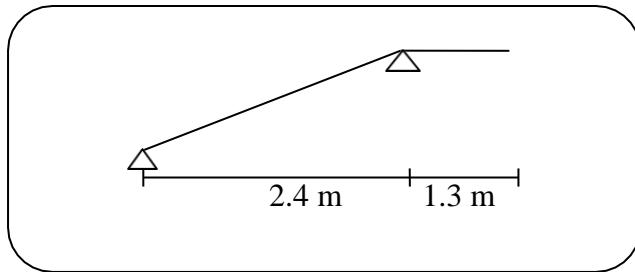


Figure III.1.2 : Schéma de d'escalier

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.3.3 les charges appliquées :

Elément	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Paillasse	7.35	2.5
Palier	4.79	2.5

III.3.4. Détermination des actions et sollicitations :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q$$

Niveau	Q _u (KN/m)	Q _{ser} (KN/m)
Paillasse (q ₁)	13.67	9.85
Palier (q ₂)	10.21	7.29

Tableau III.6 : Les actions d'escalier.

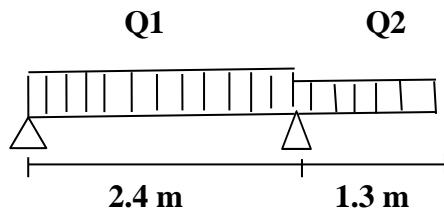


Figure III.1.3 : Schéma statique de l'escalier.

La charge équivalente : $P_{eq} = (p_1 * l_1) + (p_2 * l_2) / (l_1 + l_2)$

ELU : $P_{eq} = 12.45 \text{ KN/ml.}$

ELS : $P_{eq} = 8.95 \text{ KN/ml.}$

➤ **Moments et Effort Tranchants :**

Moment sur appui : $M_a = 0.3M_{max}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_{max}$

➤ **ELU :**

Moment isostatique : $M_0 = 21.30 \text{ KN.m}$

Moment en appuis : $M_{app} = 0.3M_0 = 0.3 * 21.30 = 6.39 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 * 21.30 = 18.10 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = 23.03 \text{ KN}$

➤ **ELS :**

Moment isostatique : $M_0 = 15.31 \text{ KN.m}$

Moment en appuis : $M_{app} = 0.3M_0 = 0.3 * 15.31 = 4.59 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 * 15.31 = 13.01 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T_u = 16.55 \text{ KN}$

Element	$P_{eq} \text{ KN/ml}$	$M_0 \text{ KN.m}$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$T_u(\text{KN})$
ELU	12.45	21.30	6.39	18.10	23.03
ELS	8.95	15.31	4.59	13.01	16.55

Tableau III.7 : Moments et effort tranchants.

III.3.5. Calcul de ferraillage :

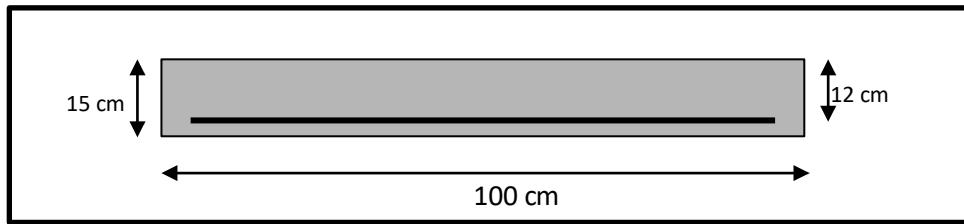


Figure III.14 : Section d'escalier à ferrailler.

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$), et calcul à la flexion simple.

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}; C_0 \geq 1$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \Rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$$

$$C \geq 1 + 1 = 2 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 12 \text{ cm}$$

⊕ Armatures Longitudinales:

D'après le BAEL 91, on calcule le ferraillage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \beta = (1 - 0.4 \alpha) ; A_{calc} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Fc28(Mpa)	Ft28(Mpa)	γ_s	γ_b	D(m)	fbu	ϵ_s	fe(Mpa)
25	2.1	1.15	1.20	0.12	14.17	348	400

	Mu(KN.m)	μ	μ_l	α	β	$A_{calc} (\text{cm}^2)$
Travée	11,21	0.054	0.392	0.006	0.997	5.39
Appuis	6,59	0.032	0.392	0.040	0.984	1.93

Tableau III.8 : Calcul de la section des armatures.

Conditions de non fragilité :

Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1)

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimal : BAEL 91 (B.6.4):

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,50 \text{ cm}^2$$

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^1 (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^2 (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	5.39	1.45	1.50	5.39	4HA14= 6.16
Appuis	1.93	1.45	1.50	1.93	3HA12 =3.39

Tableau III.9 : Armatures longitudinales.

➤ Vérification à ELS :

✓ La position de l'axe neutre (y_s) :

$$by_s^2 - 30A_s(d - y_s) = 0$$

✓ Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{by_s^3}{3} + 15A_s(d - y_s)^2$$

	$M_{\text{ser}} (\text{KN.m})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$y_s (\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$
Travée	13.01	5.39	5.28	8557.65
Appuis	4.59	1.93	1.94	1550.72

Tableau III.10 : Calcul des caractéristiques de section à L'ELS.

✓ La contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{y_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_s$$

$$\sigma_s = n \frac{I}{M_{\text{ser}}} (d - y_s)$$

	σ_b	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	7.98	C.V	130.74	C.V
Appuis	5.74	C.V	381.25	C.V

Tableau III.11 : Vérification des contraintes à L'ELS.

⊕ **Armatures de répartitions : $A_t = A_l / 4$**

	(cm^2)	(cm^2)	$A_t (cm^2)$
Travée	5.39	1.35	5HA8 = 2.51
Appuis	1.93	0.48	2HA8 = 1.01

Tableau III.12 : Armatures de répartitions.

L'espacement entre les armatures : BAEL91 (8.2.42)

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{8} = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures transversals :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

➤ **La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (A.5.1, 1)**

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{y_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{23030}{1000 \times 120} = 0.19 \text{ .}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{cj}}{y_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV}$$

III.3.5. Présentation ferraillage d'escalier :

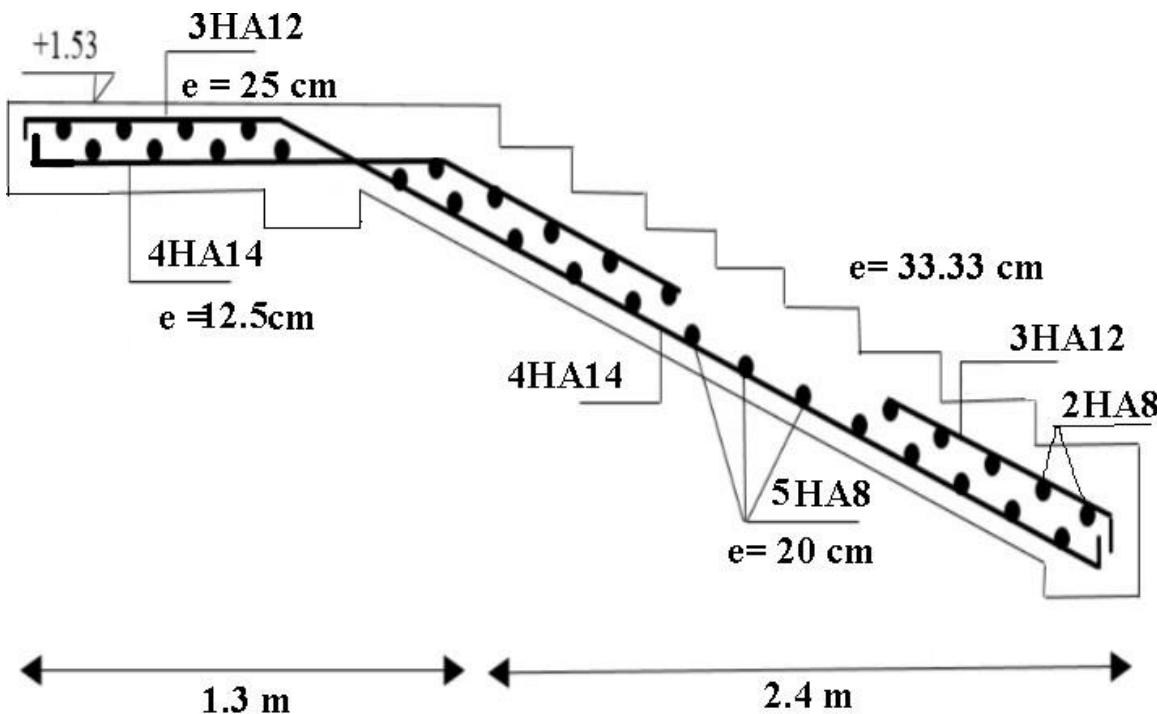


Figure III.15 : Schéma de ferraillage de l'escalier.

III.3.6. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- La réaction de la volée "R".

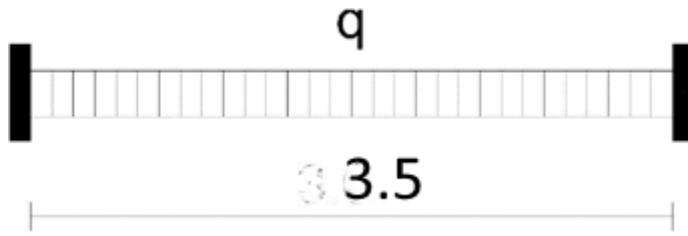


Figure III.1.6 : Schéma statique de poutre palier.

⊕ **Prédimensionnement :**

$$h \geq \left(\frac{L}{15} \div \frac{L}{10} \right)$$

$$h \geq \left(\frac{350}{15} \div \frac{350}{10} \right) \Rightarrow h \geq (23.33 \div 35)$$

On prend: $h = 30 \text{ cm}$.

$$b = (0.3 \div 0.6)h = (9 \div 18)$$

On prend: $b = 30 \text{ cm}$

➤ **Condition de RPA/V2024 :**

$$b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1 \leq 4$$

$b_{max} \leq (1.5h + b)$ → $b_{max} = 65$ (h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvertures contreventées par voiles).

⊕ **Évaluation des charges :**

On prend un largeur d'escalier qui est: $b = 1 \text{ m}$ donc les charges sont

Poids propre de la poutre :

$$g = h \times b \times y = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

Poids de palier: $G = 4,79 \text{ KN/m}^2$

Poids de la paillasse: $G_p = 7,35 \text{ KN/m}^2$

La réaction de l'escalier au niveau de palier :

$$P = P_{eq} \times \frac{1}{2} = \frac{(7.35 \times 2.4) + (4.79 \times 1.3)}{(1.3 + 2.4)} \times \frac{3.7}{2} = 11.93 \text{ KN/ml}$$

La surcharge :

$$q = Q \times \frac{1}{2} = 2.5 \times \frac{3.7}{2} = 4.62 \text{ KN/ml}$$

Poids de mur :

$$P_m = Gm \times \frac{h}{2} - hpsec = 3.64 \times \frac{3.06}{2} - 0.30 = 5.26$$

Calcul de la poutre à la flexion :

$$\text{ELU : } P_u = 1.35(g + p + pm) + 1.5 \times q$$

$$P_u = 1.35(2.25 + 11.93 + 5.26) + 1.5 \times (4.62) = 33.16 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } P_s = g + p + pm + q$$

$$P_s = 2.25 + 11.93 + 5.26 + 4.62 = 24.05 \text{ KN/ml}$$

$$M_t = 0.85M_0 ; M_a = 0.3M_0 ; M_0 = \frac{P \times l^2}{8} ; T = \frac{p \times l}{2} ; l = 3.50 \text{ m}$$

	P (KN /ml)	M₀(KN. m)	M_a(KN. m)	M_t(KN. m)	T_u (KN)
ELU	33.16	50.77	15.23	43.15	58.03
ELS	24.05	36.82	11.04	31.29	42.08

Tableau III.13 : Sollicitations de poutre palière.

Calcul de ferraillage :

➤ ELU :

L'enrobage : c = 3cm

$$d = h - c = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

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

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} ; a = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4a$$

✓ Les armatures longitudinales :

	M_u (KN. m)		α	β	A_{cal}
Travée	43.15	0.131	0.176	0.929	4.94
Appui	15.23	0.046	0.058	0.976	1.74

Tableau III.14 : Armatures longitudinales.

ELS :

- ✓ La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- ✓ Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$a \leq \bar{a} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$y = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	$M_U(KN.m)$	$M_s(KN.m)$	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	43.15	31.29	1.379	0.176	0.439	CV
Appui	15.23	11.04	1.379	0.058	0.439	CV

Tableau III.15 : Vérification de contrainte.

- ✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2$$

- ✓ Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0.90 \text{ cm}^2$$

- ✓ Pourcentage minimale : RPA/V2024

$$A_{min}^{RPA} = 1 \% \cdot b \cdot h = 9.00 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{min}; A'_{min}; A_{min}^{RPA})$

	A_{cal}	A_{min}	A'_{min}	A_{min}^{RPA}	A_{max}
Travée	4.94	0.97	0.90	9	9
Appui	1.74	0.97	0.90	9	9

Tableau III.16 : Armatures longitudinale maximale.

➤ Chois des armatures :

En travée : $A = 9 \text{ cm}^2$ soit : **6HA14= 9.24 cm²**

En appui : $A = 9 \text{ cm}^2$ soit : **6HA14= 9.24 cm²**

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{58030}{300 \times 270} = 0.71 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.20 \frac{f_{c28}}{y_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

Armatures Transversales : RPA/V2024 (7.5.2.2)

$$A_t = 0.003 \cdot S \cdot b$$

Dans la zone critiques :

$$S = \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 24\varphi_l; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi_l \right) = \text{Min}(7.5 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}) = 5 \text{ cm.}$$

– h: hauteur de la poutre.

– φ_t : diamètre des armatures de confinement.

– φ_l : diamètre minimal des barres longitudinales.

$$A_t = 0.003 \times 5 \times 30 = 0.45 \text{ cm}^2.$$

On adopte 4H8 = 2.01 cm² et St = 5 cm.

Dans la zone courante :

Endehors de la zone critique:

$$s' \leq h/2$$

avec : $s' = \min(h/4; 12\varphi_l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

donc :

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm² et St = 10 cm.

⊕ Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palier est provoquée par la flexion de la paillasse.

$$T_u = M_a (\text{Escalier}) = 15.23 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion maximale :

$$M_{tor} = M_{app} \times \frac{L}{2} = 15.23 \times \frac{3.50}{2} = 26.65 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification du béton :

✓ Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.4.21)

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi "bt" est égale aux $(1/6)$ du diamètre du plus grande cercle qui il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_{uv} = \frac{T_u}{Z \cdot \Omega \cdot b_0}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 58030$ N.m)

$$b_0 = b_t = \frac{b}{6} = 5\text{cm}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (h - b_t) \times (b - b_t) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{uv} = \frac{58030}{2 \times 625 \times 5} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 \leq (\bar{\tau}_{ultim})^2 \quad \text{section pleine}$$

$$\tau_u^2 + \tau_{uv}^2 = (0.71)^2 + (0.92)^2 = 1.35$$

$$(\bar{\tau}_{ultim})^2 = (1.35)^2 = 1.82$$

$$1.35 \leq 1.82 \dots \text{CV}$$

➤ Les armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

$$U = 2[(b - b_t) + (h - b_t)] = 2[(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm.}$$

$$A_l = \frac{100 \times 58030}{2 \times 625 \times 348} = 13.34 \text{ cm}^2.$$

	Flexion	Torsion	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
Travée	9	13.34	12HA12 = 13,57
Appuis	9	13.34	12HA12= 13,57

Tableau III.17 : Armatures longitudinale adopté.

➤ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{58,03 \times 10^5}{2 \times 625 \times 10^2 \times 348} = 0.133\text{cm}$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 20cm.

Soit : $A_t = 3HA 8 = 1,51 \text{ cm}^2$.

On prend les armatures transversales Calcul à la flexion.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{300} = 0.01 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{30}{300} = 0.01 \geq \frac{43.15}{10 \times 50.77} = 0.084 \dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{13.75}{30 \times 27} = 0.016 \leq 0.01 \dots \text{CV}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

III.3.7. Ferraillage de la poutre palière :

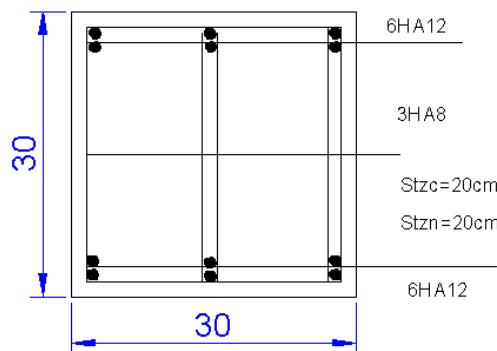
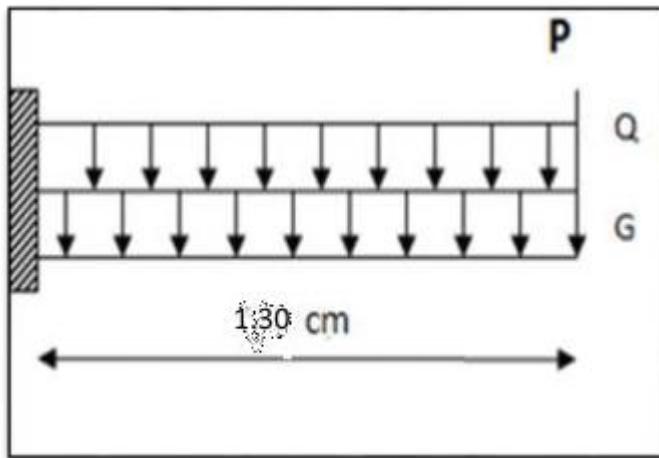


Figure III.17 : Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III.4. les balcons :

III.4.1. Balcon sur un seul appui :



⊕ Evaluation des charges :

Balcon terrasse :

$$g = G \times 1 \text{ m} = 6.53 \times 1 = 6.53 \text{ KN/ml (poids propre de sol)}.$$

$$q = Q \times 1 \text{ m} = 1 \times 1 = 1 \text{ KN/ml (surcharge d'exploitation)}.$$

$$p = y_b \times h \times e = 25 \times ((0.6 \times 0.1) + \frac{(0.1+0.07) \times 0.1}{2}) = 1.71 \text{ KN (poids de l'acrotère).}$$

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Etage courant :

$$g = 5.3 \text{ KN/ml (poids propre de sol)}.$$

$$q = Q \times 1 \text{ m} = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/ml (surcharge d'exploitation)}.$$

$$\text{La hauteur du mur : } h = 3.06 - 0.12 = 2.94 \text{ m.}$$

$$\text{Charge du mur extérieurs } G = 3.64 \text{ KN/m, mur avec fenêtres (70\%G).}$$

$$\text{Alors } G = 0.70 \times 3.64 = 2.54 \text{ KN/m}$$

$$\text{Donc la Charge } P = 2.54 \times 2.94 = 7.46 \text{ KN.}$$

⊕ Calcul des sollicitations :

Terrasse :

$$M_G = \frac{G \times L^2}{2} = \frac{6.53 \times 1.30^2}{2} = 5.51 \text{ KN.m}, V_G = G \times L = 6.53 \times 1.30 = 8.48 \text{ KN}$$

$$M_Q = \frac{Q \times L^2}{2} = \frac{1 \times 1.30^2}{2} = 0.85 \text{ KN.m}, V_Q = Q \times L = 1 \times 1.30 = 1.30 \text{ KN}$$

$$M_P = P_{\text{mur}} \times L = 3.64 \times 1.3 = 4.73 \text{ KN.m}, V_P = P_{\text{mur}} = 3.64 \text{ KN}$$

$$T_g = g \times L = 6.53 \times 1.3 = 8.48 \text{ KN}, T_q = q \times L = 1 \times 1.30 = 1.30 \text{ KN}; T_p = P = 1.71 \text{ KN.}$$

Etage courant :

$$M_G = \frac{G \times L^2}{2} = \frac{5.3 \times 1.30^2}{2} = 4.47 \text{ KN.m} , V_G = G \times L = 5.3 \times 1.30 = 6.89 \text{ KN}$$

$$M_Q = \frac{Q \times L^2}{2} = \frac{3.5 \times 1.30^2}{2} = 2.95 \text{ KN.m} , V_Q = Q \times L = 3.5 \times 1.30 = 4.55 \text{ KN}$$

$$M_P = P_{\text{mur}} \times L = 3.64 \times 1.3 = 4.73 \text{ KN.m} , V_P = P_{\text{mur}} = 3.64 \text{ KN}$$

$$Tg = g \times L = 5.3 \times 1.3 = 6.89 \text{ KN} , Tq = q \times L = 3.5 \times 1.30 = 4.55 \text{ KN} ; Tp = P = 1.83 \text{ KN.}$$

	Mg(KN.ml)	Mq(KN.ml)	Mp(KN.ml)	Tg(KN)	Tq(KN)	Tp(KN)
Terrasse	5.51	0.85	4.73	8.48	1.30	1.83
Etage courant	4.47	2.95	4.73	6.89	4.55	7.46

➤ **ELU :**

$$M_U = 1.35(M_G + M_P) + 1.5(M_Q)$$

$$V_U = 1.35(V_G + V_P) + 1.5(V_Q)$$

➤ **ELS :**

$$M_S = M_G + M_P + M_Q$$

Elément		Terrasse	Etage courant
ELU	Mu (KN.ml)	15.68	16.84
	Tu (KN)	15.67	21.04
ELS	Mser(KN.ml)	11.09	12.15

Tableau III.18 : Les Sollicitations.

⊕ **Calcul le ferraillage à la flexion :**

Terrasse :

➤ **ELU :**

L'enrobage : $c = 3 \text{ cm}$

$$d = h - c = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$= \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

✓ Les armatures longitudinales :

Elément	M _u (kN.m)		α	β	A _{cal} (cm ²)
Terrasse	15.68	0.099	0.130	0.948	5.28
Etage courant	16.84	0.106	0.140	0.944	5.67

Tableau III.19 : Armatures longitudinales.

➤ ELS :

- ✓ La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- ✓ Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$a \leq \bar{a} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$y = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	M _u (kN.m)	M _s (kN.m)	Fc28(M pa)	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
Terrasse	15.68	11.09	25	1.41	0.455	0.130	c.v
Etage courant	16.84	12.15	25	1.38	0.440	0.140	c.v

Tableau III.20: Vérification de contrainte.

✓ Condition de non fragilité : BAEL91 (A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.17 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimale : BAEL91 (B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 1.5 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimale : RPA/V2024

$$A_{min}^{RPA} = 1 \% \cdot b \cdot h = 1.2 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\min} ; A'_{\min} ; A_{\min}^{\text{RPA}})$

Elément	$A_u(cm^2)$	RPA (cm^2)	$A \text{ BAEL}$ (cm^2)	A_{\max} (cm^2)	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Terrasse	5.28	1.2	1.5	5.28	$6HA12=6.79$
Etage courant	5.67	1.2	1.5	5.67	$6HA12=6.79$

Tableau III.21: Armatures longitudinale maximale.

Chois des armatures : $6HA12 = 6.79\text{cm}^2$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15670}{1000 \times 90} = 0.17 \text{ MPa.} \frac{f_{c28}}{b_0 d}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0.20 \frac{f_{cj}}{y_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

Terrasse :

$$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

Etage courant :

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire

III.4.2Armature de réparation :

Terrasse :

$$Ar = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : $Ar = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Etage courant :

$$Ar = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : $Ar = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

III.4.3. Espacement des armatures :

a) Armature longitudinale :

$$St < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(48 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

Terrasse :

$$St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} ; Sr = 30 \text{ cm}.$$

Etage courant :

$$St = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} ; Sr = 30 \text{ cm}.$$

III.4.4. Calcul de la flèche : BAEL 91 (ART :B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{12}{130} = 0.092 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{CV}$$

Terrasse :

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100 \times 9} = 0.007 \leq 0.01 \dots \text{CV}$$

Etage courant :

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.79}{100 \times 9} = 0.007 \leq 0.01 \dots \text{CV}$$

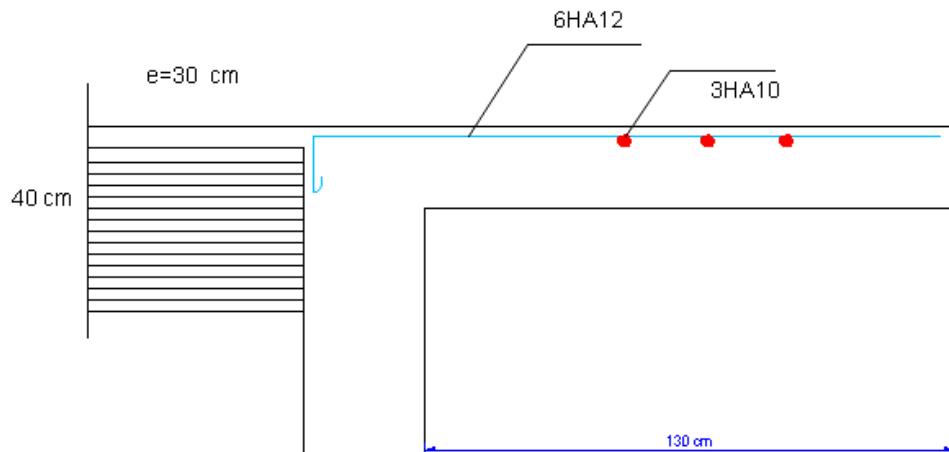


Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la console .

III.4.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été question de calculer les éléments secondaires qui ne participent pas directement au contreventement de la structure. Ainsi, l'étude et le ferraillage de la poutrelle, de la dalle pleine et de l'escalier ont été réalisés en considérant la flexion simple. Nous nous sommes également penchés sur l'acrotère, qui a fait l'objet d'une étude en flexion composée, avec l'adoption d'un ferraillage approprié.

Chapitre IV :

Etude de plancher

IV.1. Etude du Plancher :

IV.1.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont pour rôle :

- ✓ Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- ✓ Reprendre les charges verticales.
- ✓ Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- ✓ Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Les planchers de notre structure sont réalisés en corps creux de 20 cm d'épaisseur avec une table de compression de 4 cm d'épaisseur, reposant sur des poutrelles qui seront disposées dans le sens transversal du bâtiment (sens de la plus petite portée).

IV.1.2. Charge permanente et surcharge :

⊕ Plancher étage terrasse (inaccessible) :

- ✓ $G = 6.08 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

⊕ Plancher étage courant :

- ✓ $G = 4.85 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

IV.1.3. Calcul la charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS :

- ✓ $P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$
- ✓ $P_S = (G + Q) \times 0.65$

Tableau IV.1: La charge des poutrelles "P" à L'ELU et L'ELS.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _U (KN/ml)	P _S (KN/ml)
Etage terrasse	6.08	1	9.18	4.60
Etages courants	4.85	1.5	8.01	4.12

IV.1.4. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on a 3 type de poutrelle :

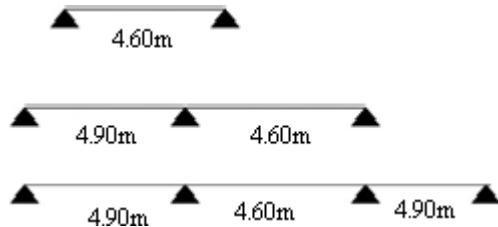


Figure IV.1: Le type de plancher.

IV.1.5. La méthode de calcul de poutrelles :

⊕ La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

IV.5.1.1 - Domaine de validité de la méthode de forfaitaire.

- 1) - La charge d'exploitation $Q \leq \{ 5 \text{ KN} ; 2G / \text{m}^2 \}$ (C.V)
- 2) - Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées (C.V)
- 3) - Le rapport entre les travées successives est compris entre :
 $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$ (C.V)
- 4) - Fissuration peu nuisible (C.V)

✓ Condition d'application :

- ✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.08 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((12.16 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{ C.V})$$

Plancher étage courant :

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq (9.7 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots \text{ C.V}$$

- ✓ Le moment d'inertie est constant sur tout la longueur de la travée → C.V
- ✓ Fissuration peu nuisible → C.V
- ✓ Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

$$0.8 \leq \frac{4.90}{4.60} = 1.07 \leq 1.25 \rightarrow C.V$$

Donc la méthode forfaitaire est pas applicable.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}, 1+0.3\alpha, \frac{1+0.3\alpha}{2}, \frac{1.2+0.3\alpha}{2}$$

	La travée derive	La travée intermédiaire
Mt	Max: $\left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_o; (1+0.3\alpha)M_o] - \frac{M_w+M_e}{2} \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$	Max : $\left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_o; (1+0.3\alpha)M_o] - \frac{M_w-M_e}{2} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_o \end{array} \right.$

IV.5.1.2. Évaluation des charges et surcharges :

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Etage terrasse	6.08	1	9.18	4.60
Etages courants	4.85	1.5	8.01	4.12

Effort tranchant :

$$T_g = T_0 + \frac{Mg - Md}{L} = \frac{qL}{2} + \frac{Mg - Md}{L}$$

$$T_g = -T_0 + \frac{Mg - Md}{L} = -\frac{qL}{2} + \frac{Mg - Md}{L}$$

Mg : Le moment sur appui gauche.

Md : Le moment sur appui droite.

Tg : Effort tranchant à gauche de travée.

Td : Effort tranchant à droite de travée.

Différents type de poutrelle à étudier :

Dans le cas de notre projet on a 3 type de poutrelle

Type 01 : (poutrelle de 1 travée)

Type 02: (poutrelle de 2 travée)

Type 03: (poutrelle de 3 travée)

Tableau IV.2 récapitulatif

Type de plancher	G(N/ml)	Q(N/ml)	q _u (N/m ²)	q _s (N/m ²)
Terrasse inaccessible	3334.5	975	6080	4600
Étage courant	2996.5	975	4850	4120

IV.IV.3 .Plancher terrasse inaccessible:

E.L.U	Pu=(1.35G+1.5Q)×0.65	(1.35×6080+1.5×1000)×0.65	Pu= 9180N/ml
E.L.S	PS=(G+Q) ×0.65	(6080+1000) ×0.65	PS= 4600N/ml

- **E.L.U :**

$$M_0 = \frac{pu \times l^2}{8} = \frac{6.08 \times 4.5^2}{8} = 15.97 \text{ kn.m}$$

Plancher terrasse :

Type01 :

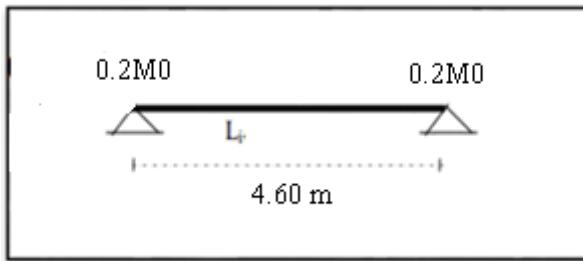


Figure IV.2 : placher repose sur 02 appuis type 01

ELU :

Tableau IV.4. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Travée	Pu	L	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)	T ₀ (k N)	T _w (kN)	T _e (kN)
A-B	6,31	4,2	13,91	9,04	2,78	8,34	13,25	11,92	14,57

ELS :

Tableau IV.5. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

Travée	Ps	L	M ₀ (kN.m)	M _t (kN.m)	M _w (kN.m)	M _e (kN.m)
A-B	4,60	4,2	10,14	6,59	2,02	6,08

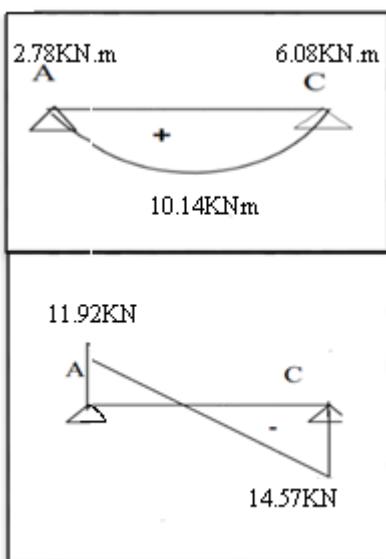


Fig.IV.13 - diagrammes de M et T de type01

TYPE02 :

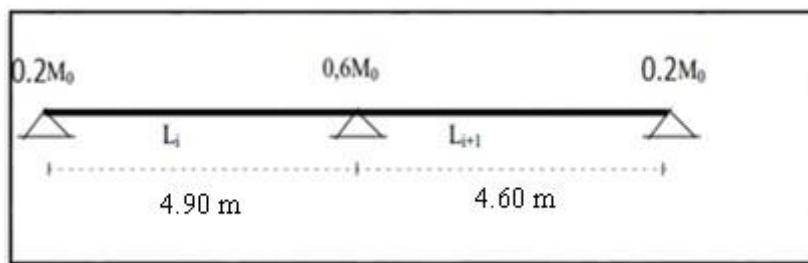


Figure IV.3 : placher repose sur 03 appuis type 01

(les conditions de la méthode forfaitaire est applicable)

G kN/m ₂	Q kN/m ₂	P _u	P _s	Q≤2*G	Q≤5
6,08	1	6,3102	4,602	cv	cv

$0.8 < L_i / L_{i+1}$	cv
$L_i / L_{i+1} < 1.25$	cv

ELU :

Tableau IV.7. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	$T_0(kN)$	$T_w(kN)$	$T_e(kN)$
A-B	6,31	4,5	15,97	10,38	3,19	9,58	14,19	12,77	15,61
B-C	6,31	4,2	13,91	9,04	8,34	2,782	13,25	14,57	11,92

ELS :

Tableau IV.8. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4,602	4,6	12,17	7,91	2,43	7,30
B-C	4,602	4,3	10,63	6,91	6,38	2,12

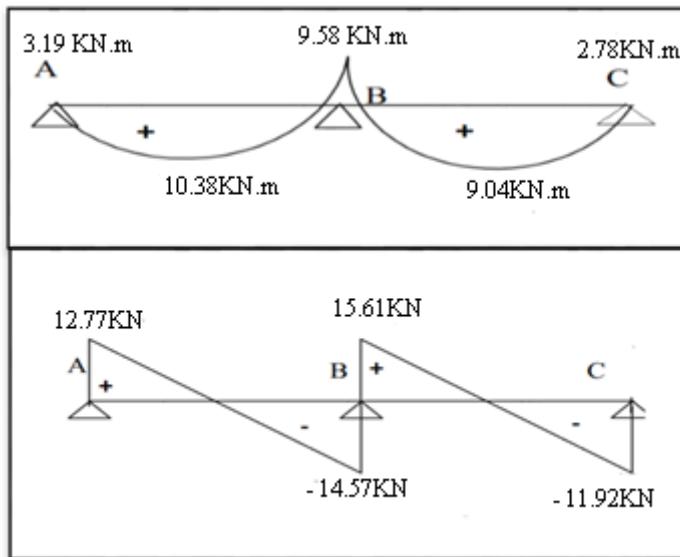


Fig.IV.2 - diagrammes de M et T de type

TYPE02 :

Chapitre IV : Etude de plancher

(les conditions de la méthode forfaitaire est applicable)

G kN/m ₂	Q kN/m ₂	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
6,08	1	6,3102	4,602	cv	cv

0.8 < L_i / L_{i+1}	cv
L_i / L_{i+1} < 1.25	cv

ELU :

Travée	Pu	L m	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)	T0	Tw (kN)	Te(kN)
A-B	6,31	4,5	15,97	11,18	3,19	7,98	14,19	13,13	15,26
B-C	6,31	4,2	13,91	7,65	6,95	6,95	13,25	13,25	13,25
C-D	6,31	4,5	15,97	11,18	7,98	3,19	14,19	15,26	13,13

Tableau IV.9. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU)

ELS :

Travée	Ps	L m	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)
A-B	4,602	4,5	11,6488125	8,15416875	2,3297625	5,82440625
B-C	4,602	4,2	10,14741	5,5810755	5,073705	5,073705
C-D	4,602	4,5	11,6488125	8,15416875	5,82440625	2,3297625

Tableau IV.10. Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).

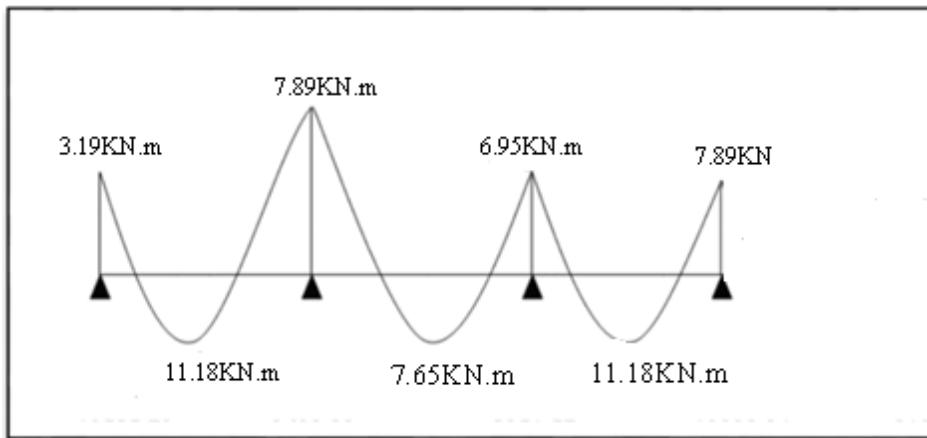


Figure .IV.11- Diagramme de M de type02

IV.5.1.4. Plancher etage courant :

E.L.U	$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$	$(1.35 \times 4,85 + 1.5 \times 1,5) \times 0.65$	$P_u = 8.01 \text{KN/ml}$
E.L.S	$P_S = (G+Q) \times 0.65$	$(4,85 + 1,5) \times 0.65$	$P_S = 4.12 \text{KN/ml}$

E.L.U :

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{4.85 \times 4.5^2}{8} = 5,71 \text{kn.m}$$

Type01 :

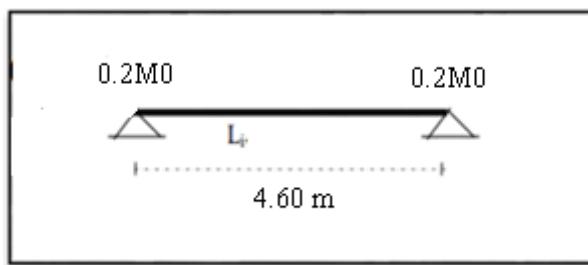


Figure IV.12 : plancher repose sur 02 appuis type 01

ELU :

Tableau IV.19. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	$T_0(kN)$	T_w (kN)	$T_e(kN)$
A-B	5,71	4,2	12,60	8,45	2,52	7,56	12,00	01,01	13,20

ELS :

Tableau IV.21. Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4,12	4,2	9,10	6,10	1,82	5,46

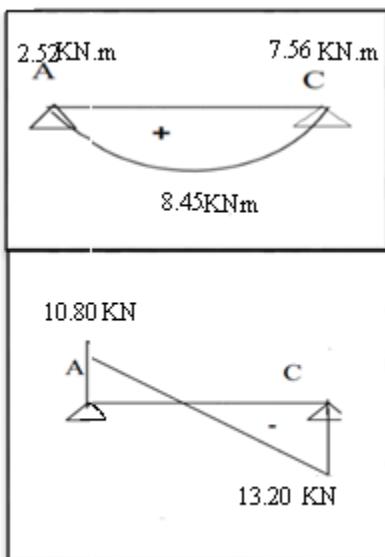


Fig.IV.13 - diagrammes de M et T de type01

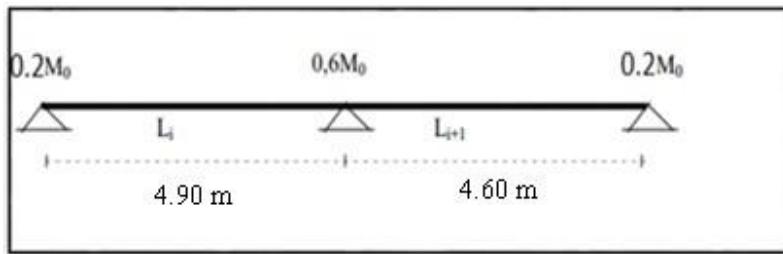


Figure IV.12 : plancher repose sur 03 appuis type 01

TYPE01 :

(les conditions de la méthode forfaitaire est applicable)

G kN/m ₂	Q kN/m ₂	P _u	P _s	Q _{≤2*G}	Q _{≤5}
4,85	1,5	5,718375	4,1275	cv	cv

0.8 < L _i / L _{i+1}	cv
L _i / L _{i+1} < 1.25	cv

ELU :

Tableau IV.22 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELU)

Travée	Pu	L	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)	T0(kN)	Tw (kN)	Te(kN)
A-B	5,71	4,5	14,47	9,71	2,89	8,68	12,86	11,57	14,15
B-C	5,71	4,2	12,60	8,45	7,56	2,52	12,00	13,20	10,80

ELS :

Tableau IV.23: Différentes sollicitations dans la poutrelle à 2 travées (ELS)

Travée	Ps	L	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Mw (kN.m)	Me(kN.m)
A-B	4,12	4,5	10,44	7,00	2,085	6,26
B-C	4,12	4,2	9,10	6,10	5,46	1,82

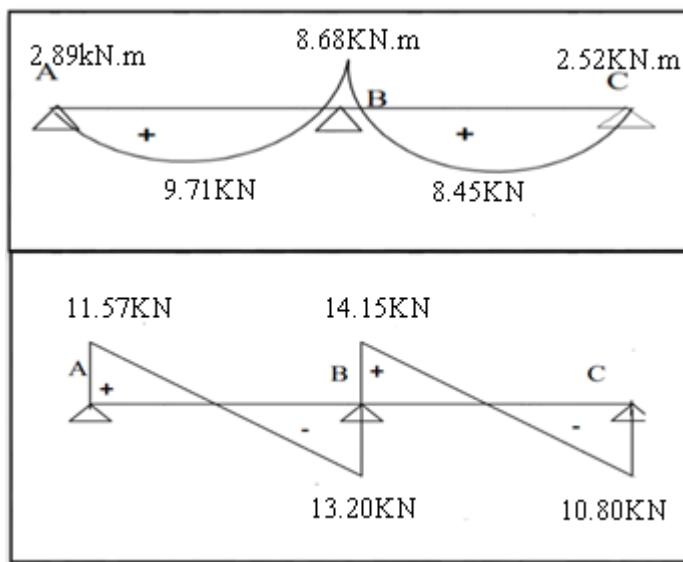


Fig.IV.13 - diagrammes de M et T de type01

Type 02 : (les conditions de la méthode forfaitaire est applicable)

G kN/m ₂	Q kN/m ²	Pu	Ps	Q≤2*G	Q≤5
4,85	1,5	5,718375	4,1275	cv	cv

$0.8 < L_i / L_{i+1}$	cv
$L_i / L_{i+1} < 1.25$	cv

ELU :

Tableau IV.24 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELU).

Travée	Pu	L m	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	$M_e(kN.$ m)	T0	Tw (kN)	$T_e(kN)$
A-B	5,71	4,5	14,47	10,43	2,89	7,23	12,86	11,90	13,83
B-C	5,71	4,2	12,60	7,19	6,30	6,30	12,00	12,00	12,00
C-D	5,71	4,5	14,47	10,43	7,23	2,89	12,86	13,83	11,90

ELS :

Tableau IV.25: Différentes sollicitations dans la poutrelle à trois travées (ELS).

Travée	Ps	L m	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)
A-B	4,12	4,5	10,44	7,31	2,08	5,22
B-C	4,12	4,2	9,10	5,00	4,55	4,55
C-D	4,12	4,5	10,44	7,31	5,22	2,08

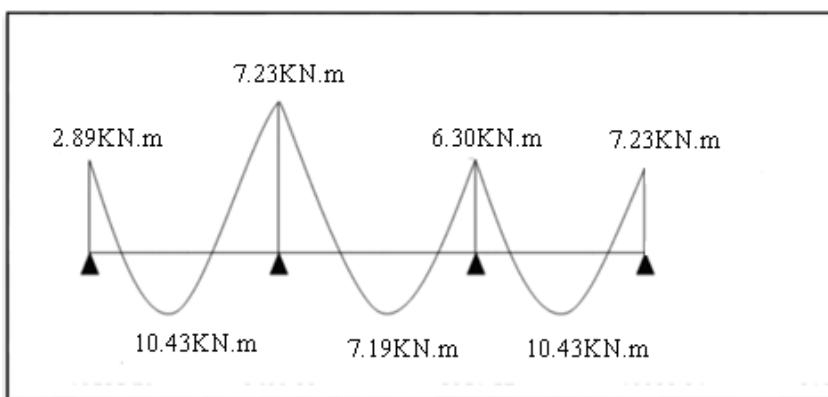


Figure .IV.13 - Diagramme de M de type02

IV.5.1.5. Calcul du ferraillage :

$$b = 60\text{cm} ; b_0 = 12\text{ cm} ; h = 16\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm}$$

L'enrobage :

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{ cm} \Rightarrow \emptyset = 20\text{ mm}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 2\text{cm} \rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18$

Tableau.IV.26:RésultatsdecalculdesMetTàE.L.Set E.L.U plancherterrasse

	M max (appui)	M max (travée)	Tmax
E.L.U	9.85	11.18	15.61
E.L.S	7.91	8.15	11.3

- Les armatures longitudinales :

E.L.U :

- En Travée:

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_t^{\max} = 11.18\text{KN.m.}$$

Le moment fléchissant (M_{Tab}).

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 10^{-3} \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 54.52 \text{ KN.m} < M_{Tab} = 73.62 \text{ KN.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 60\text{cm}$, et calcul à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$\mu_{bc} = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{9.85 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 18^2} = 0.021 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_{bc} = 0.021 \longrightarrow \alpha = 0.026 \longrightarrow \beta = 0.989$$

$$A_u = \frac{M_{app}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9.85 \times 10^3}{348 \times 0.989 \times 18} = 1.54 \text{ cm}^2$$

- Sur appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Tableau IV.27: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale sur appuis.

M _a (KN.m)	μ	μ _l	α	β	A (cm ²)
9.85	0.021	0.392	0.026	0.989	1.54

IV.6.1.1 Les vérifications :

- E.L.S :** D'après le BAEL83

La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Tableau IV.28: Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.

Localisation	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	α	α _l	Condition
Travée	11.18	8.15	1.371	0.039	0.435	CV
Appui	9.85	7.91	1.245	0.026	0.372	CV

- ELU :**

- Condition de non fragilité :** BAEL91 (art.A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{-en travée : } A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{-en appuis : } A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91 (art.B.6.4)**

$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$
 -en travée : $A_{min} \geq 0.001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{cm}^2$
 -en appuis : $A_{min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{cm}^2$

➤ **Tableau Récapitulatif :**

$$A_{min} = \max (A_{cal}; A_{min} ; A'_{min})$$

Tableau IV.29: Récapitulatif résultats du ferraillage pour terrasse.

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A'_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Travée	3.82	1.30	1.2	3.82	2HA16 = 4.02
Appuis	1.54	0.217	0.2	1.54	1T14 = 1.13

➤ **Etage coutant :**

Tableau.IV.30:RésultatsdecalculdesMetTàE.L.Set E.L.U étage courant

	M max (appui)	M max (travée)	Tmax
E.L.U	8.68	10.43	14.15
E.L.S	6.26	7.31	11.3

Tableau IV.31 : Récapitulatif résultats du ferraillage pour étage courant.

	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A'_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Travée	2.66	1.30	1.2	2.66	2T14=3.08
Appuis	1.54	0.217	0.2	1.54	1T12 = 1.13

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

La contrainte tangente :

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 \times d} \text{ BAEL91 (art.A.5.1,1)}$$

Vu : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d: La hauteur utile de la nervure.

$$Tu = 15.61 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{Tu}{b_0 \times d} = \frac{15.61 \times 10^2}{100 \times 18} = 0.867 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\underline{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{\gamma_{ci}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible BAEL91 (art.A.5.1, 211)}$$

$$\underline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.20} = 4.16 ; \text{ MPa} \right) = \min (4.16 ; 5 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.867 \text{ MPa} < \underline{\tau}_u = 4.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

➤ **Vérification de la flèche : BAEL91 (art.B.6.8, 424)**

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{20}{590} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow 0.033 \leq 0.04 \dots \dots \text{(CV)}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{fe} \longrightarrow \frac{4.62}{60 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \longrightarrow 0.004 \leq 0.009 \dots \dots \text{(CV)}$$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{15 \times M_0} \longrightarrow \frac{20}{590} \geq \frac{11.18}{15 \times 54.52} \longrightarrow 0.033 \geq 0.013 \dots \dots \text{(CV)}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

IV.6.1.2 Armatures transversales :

➤ **Diamètres minimaux : BAEL91 (art.A.7.2, 2)**

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi \leq \min \left(\frac{200}{35} ; 12 ; \frac{100}{10} \right) \longrightarrow \phi_l \leq \min (5.71 ; 12 ; 10) = 5.71 \text{ mm}$$

Soit $\phi_l = 5 \text{ mm}$ FeE235

$$At = \frac{A}{4} = 1.42 \text{ soit } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement St : BAEL91 (art.A.5.1, 22)**

- $St_1 \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = \min (16.2 ; 40) \text{ cm}$ $St_1 = 16.2 \text{ cm.}$

- $St_2 \leq At \times fe / 0.4 \times b_0 = 0.84 \times 235 / 0.4 \times 10 = 49.35 \text{ cm}$ $St_2 = 49.35 \text{ cm}$

$$St_3 \leq \frac{0.8At \times fe}{b_0 \times ys(\tau_u - 0.3ft28)} = \frac{0.8 \times 84 \times 235}{100 \times 1 \times (0.867 - 0.3 \times 2.1)} = 666.32 \text{ cm.}$$

On dispose les armatures transversales avec un espace de 15 cm.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (art.A.5.1.31)**

A) Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifier que :

L'on a : $T_u \leq 0.264 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

Au maximum : $a = 0.9 \times d = 16.2 \text{ cm}$.

$T_u = 15.61 \text{ KN}$.

$$0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ KN}$$

$T_u = 15.61 \text{ KN} < 108.135 \text{ KN} \quad \text{CV}$

B) Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 1\text{HA12} = 1.13 \text{ cm}^2 = 113 \text{ mm}^2$$

$$A = 113 \text{ mm}^2 \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1 \times \frac{15.61 \times 10^3}{400} = 39.025 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 > 39.025 \text{ mm}^2 \dots \text{(C.V)}$$

IV.6.1.3 La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (art.B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

L_n : distance entre l'axe des poutrelles ($L_n = 60 \text{ cm}$).

$$A \perp = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{235} = 1.02 \text{ cm}^2$$

On adapte $5\text{HA6} = 1.41 \text{ cm}^2$.

$$5\text{HA6} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \implies S_t = 20 \text{ cm}.$$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A // = \frac{A \perp}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : $3\text{HA6} = 0.85 \text{ cm}^2$.

$$3\text{HA6} = 0.85 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \implies S_t = 30 \text{ cm}$$

Présentation du ferrailage :

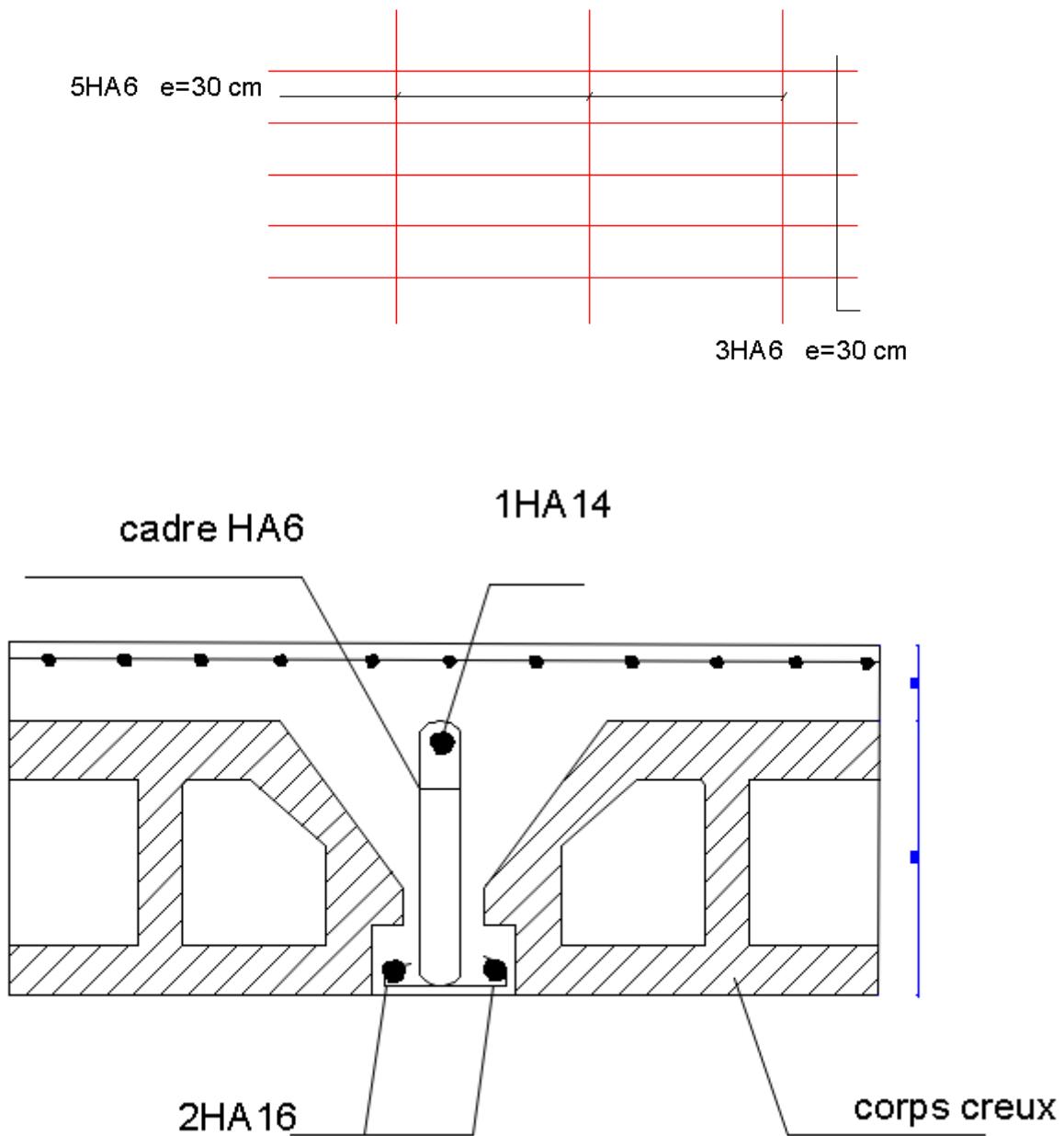


Figure IV.14: Schéma de ferraillage de poutrelle.

Chapitre V :

Etude dynamique

V. Etude dynamique:

V.1Introduction :

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.

V.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.

V.3. Méthode de calcul :

Selon le Règles Parasismiques Algériennes Version 2024 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

✚ Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode 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 considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

✚ Méthode d'analyse modale spectrale:

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.

✚ Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à faire.

V.4 Calcul des actions sismiques :

Modélisation :

- Pour les structures irrégulières en plan.Sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides.Elles sont représentées par un modèle tridimensionnel.Emboîtée à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés.
- La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses.

Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, est logiciel ROBOT Structural Analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

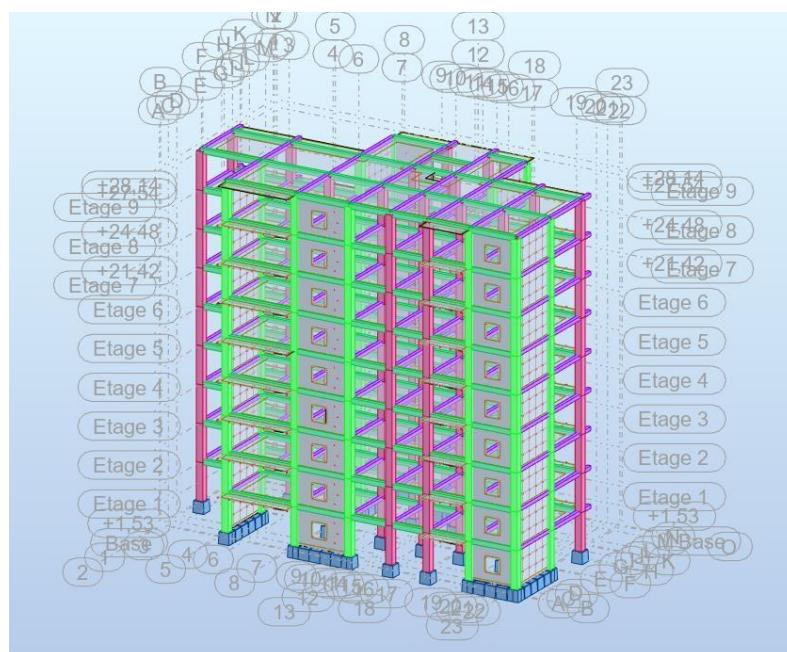


Figure V.1 : La modélisation de la structure sur le Robot.

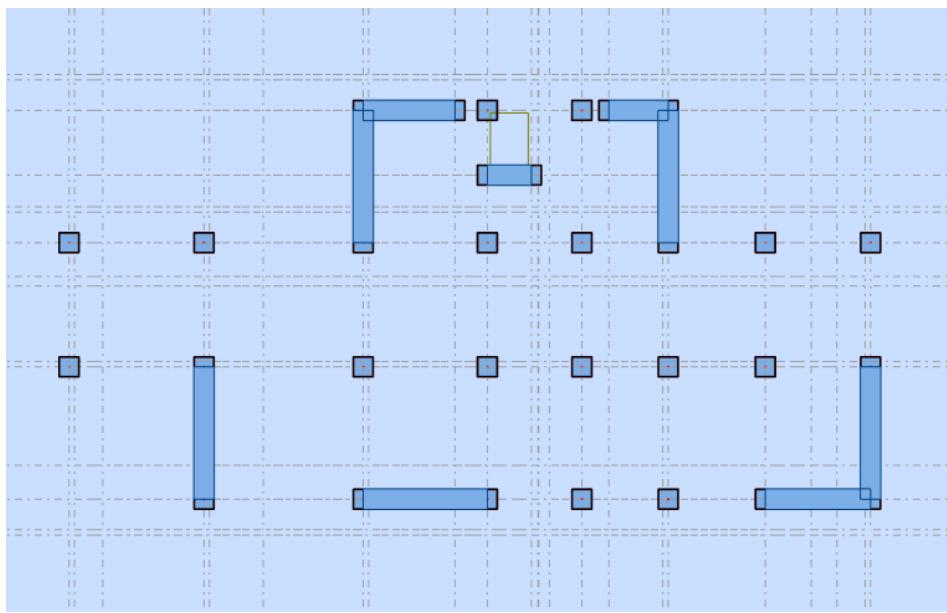


Figure V.2 : Disposition des voiles.

✚ **La méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon L'équation suivante :

$$V = \lambda \cdot \text{Sadg}(T_0) \cdot W$$

avec:

$\text{Sadg}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$ si $T_0 \leq 2.T_2$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$, autrement .

W : Poids sismique total du bâtiment ($W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement ($\psi = 0.20$ Batiment D'habitation)

V.5.1) Détermination des paramètres du spectre de réponse (T):

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (rpa 2024)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S.\left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot (2.5\frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3})\right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right] \cdot \left[\frac{T_2}{T}\right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S.\left[2.5\frac{Q_F}{R}\right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2}\right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Figure V.3 : spectre de calcul

La zone :wilaya de Sétif .

Coefficient d'accélération de zone (A)	
zone sismique	coeff (A)
Moyenne à élevée (IV)	0.20

Coefficient d'importance (I)	
importance d'ouverage	coeff (I)
importance moyenne (2)	1

Notre cas (type 01)	S2
T1(S)	0.10
T2(S)	0.50
T3(S)	2
S	1.20

I : Coefficient d'importance (tableau 3.1) RPA 2024.

A : Coefficient D'acceleration (tableau 3.2) RPA 2024.

S : Coefficient relié avec site (tableau 3.3).RPA 2024.

T1 ,T2,T3 :Période caractéristique Associée à la catégorie du site (tableau 3.3).

Coefficient C _T Système de contreventement	Coeff C _T
Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage	0.050

C_T : Coefficient. Fonction du système de contreventement. Et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA Art 4.2.4) :

$$\text{Tempirique} = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesuré en mètres à partir de la base du bâtiment jusqu'au dernier niveau (N).

$$\rightarrow h_N = 27.54 \text{ m}$$

HN: La Hauteur du Batiment

$$H_N = 27.54 \text{ m}$$

Donc :

La période fondamentale statique :

$$\text{Tempirique} = 0.05 \times 27.54^{\frac{3}{4}} = 0.60 \text{ s}$$

Cas	Période à utiliser
$T_{calcul} < 1.3 \text{Tempirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1.3 \text{Tempirique}$	$T_0 = 1.3 \text{Tempirique}$

$$T_{calcul} \geq 1.3 \text{Tempirique} \rightarrow T_0 = 1.3 \text{Tempirique}$$

$$1.3 \times (\text{Tempirique}(x) = \text{Tempirique}(y)) \rightarrow 1.3 \times 0.60 = 0.78 \text{ (s)}$$

Période à utiliser d'après RPA .

D'après Le logiciel Robot On trouve :

$$\text{Le sens X : } T_x = 0.74 \text{ s} < 1.3 \text{Tempirique} = 0.78 \text{ s}$$

$$\text{Le sens Y : } T_y = 0.64 \text{ s} < 1.3 \text{Tempirique} = 0.78 \text{ s}$$

Donc On utilise Les périodes Calculées avec Le logiciel dans Le calcul de la force sismique.

Détermination de Coefficient de comportement global de la structure R :

on adopte un système de contreventement constitué par des voiles Donc $R = 4.5$

Facteur de qualité :

$$QF = 1 + \sum P_q$$

D'après Le tableau 3.18 RPA 2024 On utilise **Pondérations de la catégorie (b)**

- **Pondérations de la catégorie (b)**

1. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).

2. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b)

3. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5) (cf. § 3.5).

CATEGORIE	CRITERE	OBSERVE / NON OBSERVE
B	Régularité en plan	0(Observé)
	Régularité en élévation	0.20 (Observé)
	Redondance en plan	0 (Observé)

Tableau V1:Valeurs des pénalités Pq

Coefficient de comportement globale de la structure	R
Système de contreventement constitué par des voiles	4.5

Facteur A.I.S	0.24
Facteur (Qf/R)	0.266

On trouve les paramètre du spectre suivantes :

Calcul du spectre de répense dans les deux sens X,Y :

Le Sens X :

On a : $T_2 = 0.50 \text{ s}$ < $T_x = 0.74 \text{ s}$ < $T_3 = 2\text{s}$

Donc on travail avec La formule 3 du spectre:

$$Sadg(T) = A.I.S . [2.5 \times Qf/R] . [T_2/T_x]$$

On Trouve :

$$Sadg(T) = 0.20 \times 1 \times 1.20 \times [2.5 \times 1.20/4.5] \times [0.50/T_x=0.74]$$

$$Sadg(T) = 0.114$$

Le Sens Y :

On a : $T_2 = 0.50 \text{ s} < T_y = 0.64 \text{ s} < T_3 = 2\text{s}$

Donc on travail avec La formule 3 :

$$\text{Sadg}(T) = A \cdot I \cdot S \cdot [2.5 \times Q_f/R] \cdot [T_2/T_y]$$

On Trouve :

$$\text{Sadg}(T) = 0.20 \times 1 \times 1.20 \times [2.5 \times 1.20/4.5] \times [0.50/T_y=0.64]$$

$$\text{Sadg}(T) = 0.125$$

Détermination Poids total du bâtiment W_i :

W : Poids sismique total du bâtiment ($W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$)

$\psi = 0.20$ Batiment D'habitation Tableau 4.2 RPA

D'après Le Logiciel Robot On trouve Le Poid de Batiment

$$W_i = 43663,16 \text{ KN}$$

Détermination Coefficient de correction λ :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases} \quad (4.2)$$

D'après la formule 4.2 du RPA

$$\lambda = 0.85$$

$$T_0 = 0.78 \leq (2 \times (T_2 = 0.50)) = 1$$

On a plus de 2 Niveaux .

La force sismique totale à la base de la structure V :

a) La Direction X :

$$V_x \text{ statique} = \lambda \cdot \text{Sadg}(T_x) \cdot W$$

$$V_x \text{ statique} = 0.85 \times 0.114 \times 4448763,62 = 5445.28 \text{ KN}$$

b) La Direction Y :

$$V_y \text{ statique} = \lambda \cdot \text{Sadg}(T_y) \cdot W$$

$$V_y \text{ statique} = 0.85 \times 0.125 \times 4448763,62 = 4726.81 \text{ KN}$$

V.5 Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode :

est détermination des modes propres de vibrations

De la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du règle RPA2024.

Domaine d'application:

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable

Nombre de modes à considérer :

Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :

la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.

ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée

V.6.1 Analyse de La Structure :

a- Première Variante :

Etude d'un bâtiment

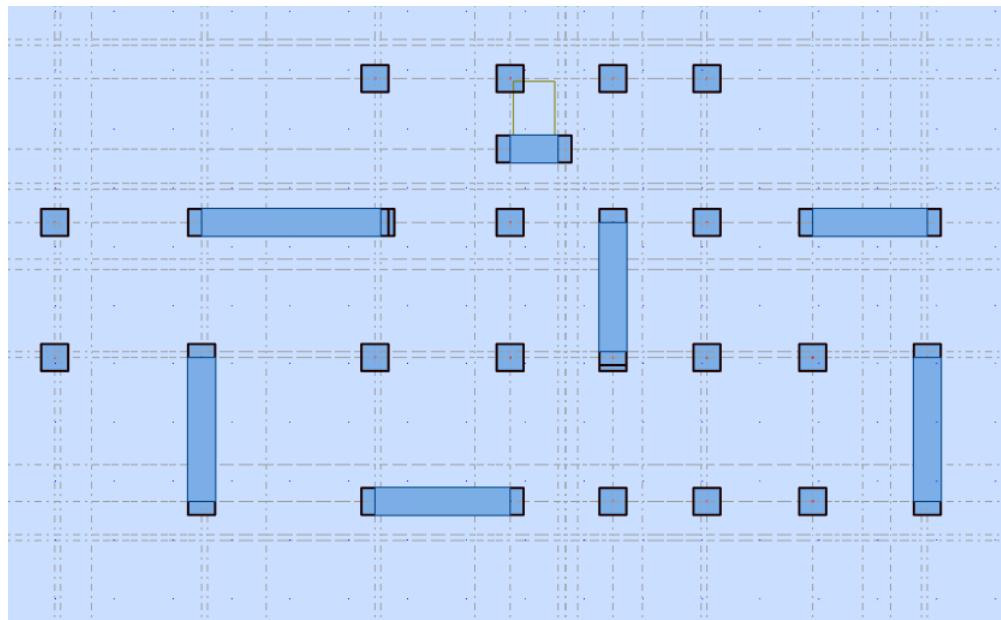


Figure V4: vu en plan fondations du 1ère variante

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
3/ 1	1,15	0,87	0,11	67,75	0,0	0,11	67,75	0,0
3/ 2	1,37	0,73	33,06	68,08	0,0	32,95	0,33	0,0
3/ 3	1,48	0,68	71,34	68,08	0,0	38,27	0,00	0,0
3/ 4	2,06	0,49	71,42	69,93	0,0	0,08	1,85	0,0
3/ 5	2,29	0,44	71,43	69,93	0,0	0,02	0,00	0,0
3/ 6	2,77	0,36	71,44	70,85	0,0	0,00	0,92	0,0
3/ 7	2,82	0,35	71,55	74,15	0,0	0,11	3,30	0,0
3/ 8	3,28	0,31	71,72	80,37	0,0	0,17	6,22	0,0
3/ 9	3,62	0,28	71,74	80,40	0,0	0,03	0,03	0,0
3/ 10	3,99	0,25	76,31	80,73	0,0	4,57	0,34	0,0
3/ 11	4,15	0,24	81,70	80,83	0,0	5,39	0,09	0,0
3/ 12	4,31	0,23	82,20	81,08	0,0	0,50	0,25	0,0
3/ 13	4,39	0,23	82,25	81,16	0,0	0,05	0,09	0,0
3/ 14	4,67	0,21	82,25	84,87	0,0	0,00	3,71	0,0
3/ 15	4,83	0,21	82,35	85,99	0,0	0,10	1,12	0,0
3/ 16	4,91	0,20	83,11	86,64	0,0	0,75	0,65	0,0
3/ 17	5,23	0,19	83,13	86,64	0,0	0,02	0,00	0,0
3/ 18	5,68	0,18	83,76	86,66	0,0	0,63	0,02	0,0
3/ 19	6,26	0,16	84,72	86,97	0,0	0,96	0,31	0,0
3/ 20	6,38	0,16	85,21	87,07	0,0	0,49	0,10	0,0
3/ 21	6,66	0,15	85,23	87,24	0,0	0,02	0,16	0,0
3/ 22	6,72	0,15	85,24	89,18	0,0	0,01	1,94	0,0
3/ 23	6,79	0,15	85,27	89,25	0,0	0,04	0,07	0,0
3/ 24	6,93	0,14	85,30	89,83	0,0	0,03	0,58	0,0
3/ 25	7,11	0,14	85,33	89,85	0,0	0,03	0,02	0,0
3/ 26	7,34	0,14	85,78	89,85	0,0	0,45	0,00	0,0
3/ 27	7,64	0,13	85,78	89,86	0,0	0,00	0,01	0,0
3/ 28	7,94	0,13	86,22	89,89	0,0	0,44	0,02	0,0
3/ 29	8,02	0,12	86,63	89,94	0,0	0,41	0,05	0,0
3/ 30	8,39	0,12	91,41	89,94	0,0	4,78	0,00	0,0

TableauV2: Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).

Observations :

Le 1^{er} mode de torsion à (X-X) (UX=0,11 UY=67.75%)

Le 2^{ème} mode de translation (UX=32,95 % ; UY=0,33 %)

Le 3^{ème} mode de translation à (Y-Y) (UY=38,27% ; UX=0%)

La période fondamentale TX (dyn)= 1,87 s.

La période fondamentale TY (dyn)= 1,53 s.

La participation massique dépasse 90% à partir du 19 mode.

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, selon les recommandations de l'RPA 2024 .

La solution : On aménage le système de contreventement pour assurer la stabilité de structure (ajouté Les voiles).

b- Deuxième Variante : étude d'un bâtiment

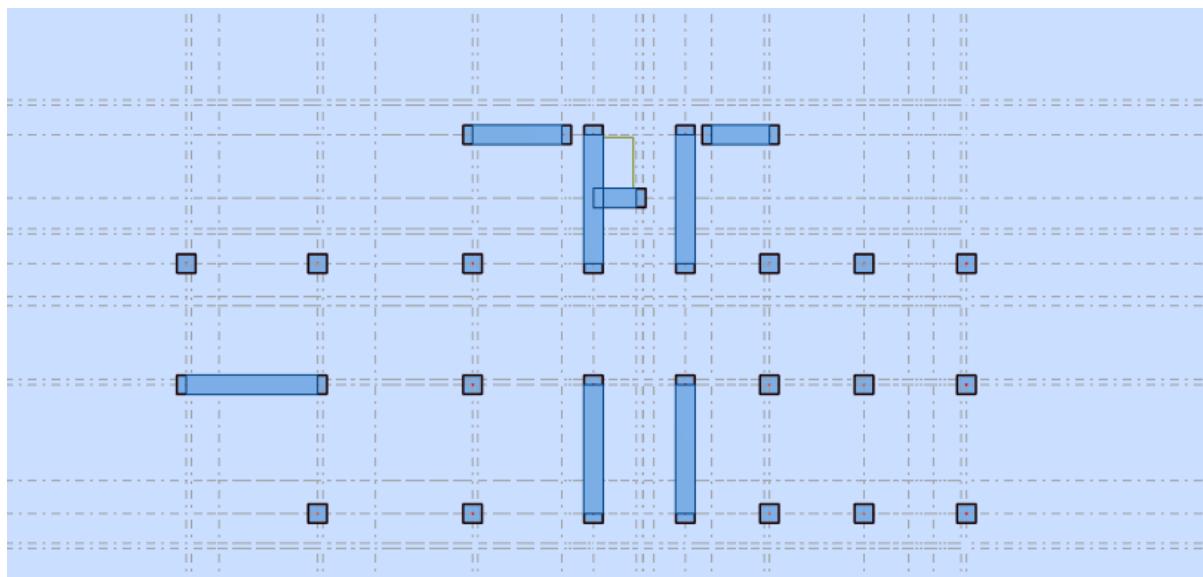


Figure V5 : vu en plan fondations du 2ème variante (desposition des voiles)

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0.81	1.23	1,13	2,89	0,0	1,13	2,89	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 2	1,08	0,93	2,44	54,94	0,0	1,31	52,05	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 3	1,34	0,74	72,20	55,75	0,0	69,76	0,81	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 4	2,01	0,50	72,20	57,73	0,0	0,00	1,98	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 5	2,08	0,48	72,20	57,73	0,0	0,00	0,00	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 6	2,18	0,46	72,30	59,12	0,0	0,10	1,38	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 7	2,25	0,44	72,51	73,46	0,0	0,21	14,34	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 8	2,77	0,36	72,95	77,21	0,0	0,44	3,75	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 9	3,22	0,31	76,01	77,57	0,0	3,06	0,37	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 10	3,59	0,28	83,03	78,11	0,0	7,02	0,54	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 11	3,70	0,27	83,04	79,51	0,0	0,01	1,39	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 12	3,75	0,27	83,22	79,58	0,0	0,19	0,07	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 13	3,89	0,26	83,23	80,83	0,0	0,00	1,25	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 14	4,00	0,25	84,01	81,36	0,0	0,79	0,53	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 15	4,47	0,22	84,60	82,48	0,0	0,59	1,12	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 16	4,57	0,22	85,03	83,99	0,0	0,43	1,51	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 17	4,86	0,21	85,32	84,11	0,0	0,28	0,12	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 18	5,19	0,19	87,00	84,11	0,0	1,69	0,00	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 19	5,24	0,19	87,00	84,27	0,0	0,00	0,16	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 20	5,84	0,17	87,24	84,39	0,0	0,24	0,12	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 21	5,95	0,17	87,25	84,89	0,0	0,01	0,49	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 22	6,21	0,16	87,72	85,32	0,0	0,47	0,43	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 23	6,23	0,16	87,89	85,96	0,0	0,17	0,64	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 24	6,30	0,16	87,89	86,19	0,0	0,01	0,23	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 25	7,07	0,14	89,21	86,19	0,0	1,31	0,00	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 26	7,46	0,13	89,41	86,20	0,0	0,20	0,01	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 27	7,56	0,13	89,41	86,29	0,0	0,00	0,09	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 28	7,90	0,13	89,47	86,31	0,0	0,06	0,02	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 29	7,99	0,13	89,56	86,36	0,0	0,09	0,05	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 30	8,34	0,12	89,62	86,48	0,0	0,06	0,12	0,0	4307418,06	4307418,06
3/ 31	8,49	0,12	90,19	86,53	0,0	0,57	0,04	0,0	4307418,06	4307418,06

TableauV3:Périodes et factures de participation massique modale (Deuxième variante).

Observations :

Le 1er mode de translation à (X-X) ($UX=1.13\%$; $UY=2.89\%$)

Le 2ème mode de rotation à (Y-Y) ($UX=1.31\%$; $UY=52.05\%$)

Le 3ème mode de Rotation. ($UX=69.76\%$; $UY=0.81\%$)

La période fondamentale TX (dyn)= 1.23 s.

La période fondamentale TY (dyn)= 0.93 s

La participation massique dépasse 90% à partir du 31 mode.

On a : 1.3 Temp = $0.78s < Tx$ dyn = 1.23 s (La structure très souple)

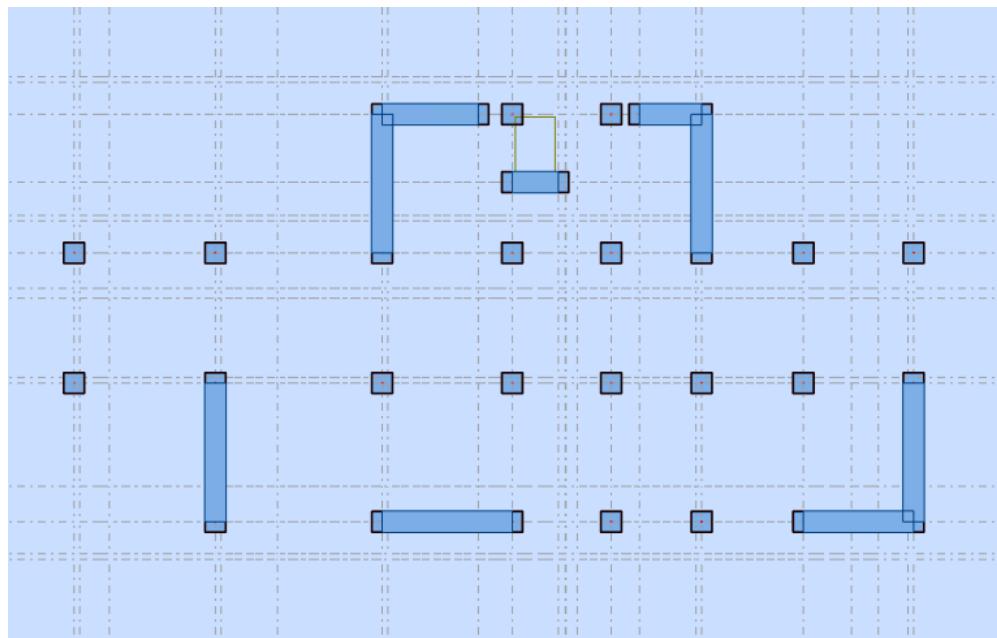
On peut :

Ajouté des Voiles dans le sens X.

Et Changer les emplacements des voiles

c- Troisième Variante :

Avec Changement de la position des voiles



FigureV6: vu en plan fondations du 3ème variante (la meilleure position)

Après les calculs en obtenu les résultats suivants :

Chapitre V : Etude dynamique

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	1,35	0,74	68,69	0,00	0,0	68,69	0,00	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 2	1,57	0,64	68,78	62,73	0,0	0,09	62,73	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 3	1,96	0,51	68,80	63,81	0,0	0,02	1,08	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 4	2,51	0,40	70,83	63,85	0,0	2,03	0,04	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 5	2,74	0,37	70,96	66,56	0,0	0,12	2,71	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 6	3,12	0,32	80,85	66,63	0,0	9,90	0,07	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 7	3,49	0,29	80,95	67,41	0,0	0,10	0,78	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 8	3,62	0,28	81,06	74,34	0,0	0,11	6,93	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 9	4,20	0,24	82,96	74,37	0,0	1,90	0,03	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 10	4,60	0,22	82,99	74,60	0,0	0,03	0,22	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 11	4,80	0,21	83,00	74,94	0,0	0,01	0,34	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 12	4,88	0,20	85,55	75,23	0,0	2,56	0,29	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 13	5,07	0,20	85,76	75,40	0,0	0,21	0,17	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 14	5,27	0,19	86,01	77,01	0,0	0,25	1,61	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 15	5,30	0,19	86,06	77,24	0,0	0,05	0,23	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 16	6,14	0,16	86,06	79,71	0,0	0,00	2,47	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 17	6,66	0,15	86,17	80,58	0,0	0,11	0,87	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 18	6,82	0,15	86,43	80,61	0,0	0,26	0,04	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 19	6,96	0,14	87,14	80,64	0,0	0,71	0,03	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 20	7,07	0,14	87,86	80,68	0,0	0,72	0,04	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 21	7,64	0,13	87,86	81,60	0,0	0,00	0,93	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 22	7,75	0,13	87,95	81,67	0,0	0,09	0,07	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 23	8,10	0,12	88,07	81,72	0,0	0,12	0,05	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 24	8,16	0,12	88,10	84,82	0,0	0,02	3,10	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 25	8,44	0,12	88,48	85,75	0,0	0,38	0,93	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 26	8,86	0,11	88,48	85,81	0,0	0,01	0,06	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 27	9,06	0,11	89,70	86,05	0,0	1,22	0,24	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 28	9,28	0,11	89,75	86,40	0,0	0,05	0,35	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 29	9,38	0,11	89,76	87,27	0,0	0,01	0,87	0,0	4133186,20	4133186,20
3/ 30	9,66	0,10	90,67	88,13	0,0	0,91	0,86	0,0	4133186,20	4133186,20

Tableau V4:Périodes et factures de participation massique modale (Troisième variante).

Les Résultats :

Le 1er mode de translation à (X-X) (UX=68.69% ; UY=0.00%)

Le 2ème mode de translation à (Y-Y) (UX=0.09% ; UY=62.73%)

Le 3ème mode de torsion. (UX=0.02 % ; UY=1.08 %)

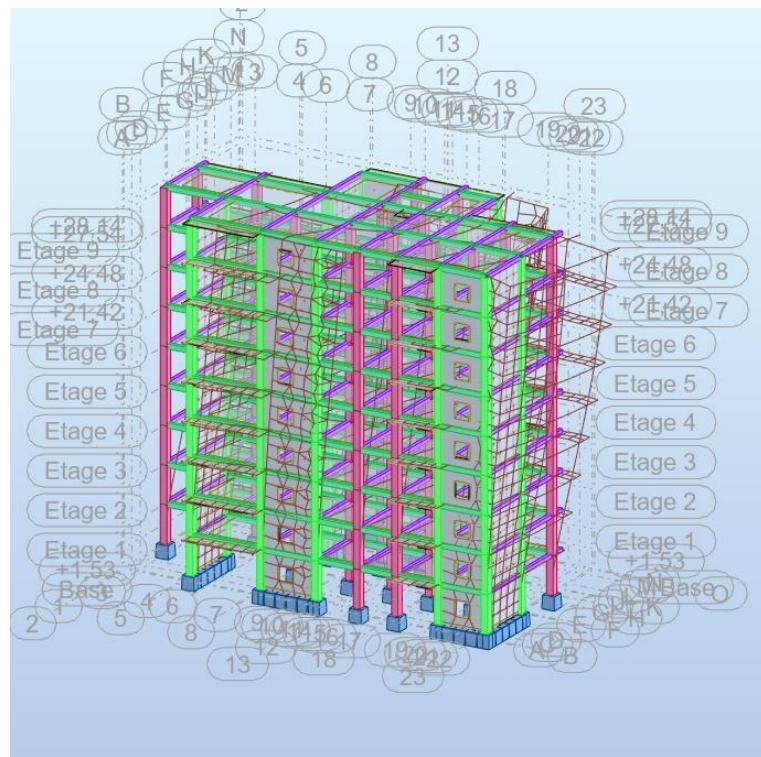
La période fondamentale TX (dyn)= 0.74 s.

La période fondamentale TY (dyn)= 0.64s

La participation massique dépasse 90% à partir du 30ème mode.

TX (dyn)= 0.74s < 1.3 Temp = 0.78sCondition vérifiée

TY (dyn)= 0.64 s < 1.3 Temp = 0.78s.....Condition vérifiée



FigureV7: Premier mode de vibration translation selon X-X

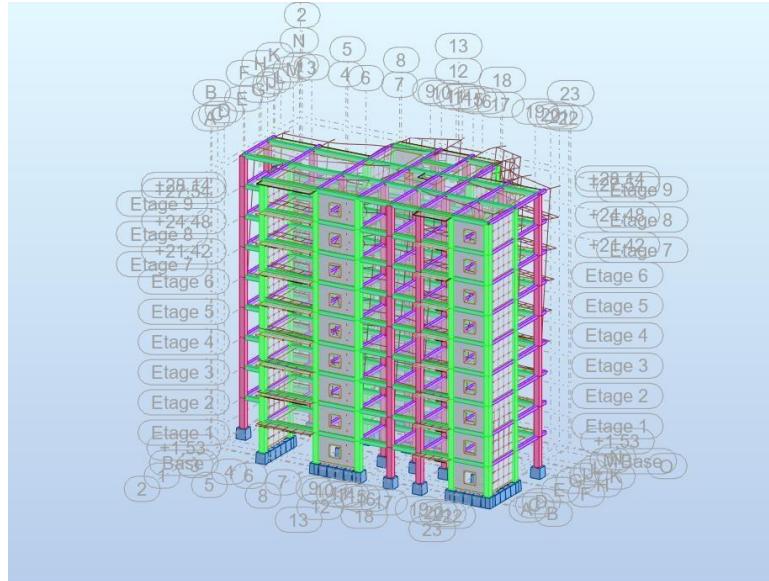


Figure V8: Deuxième mode de vibration Translation Y-Y

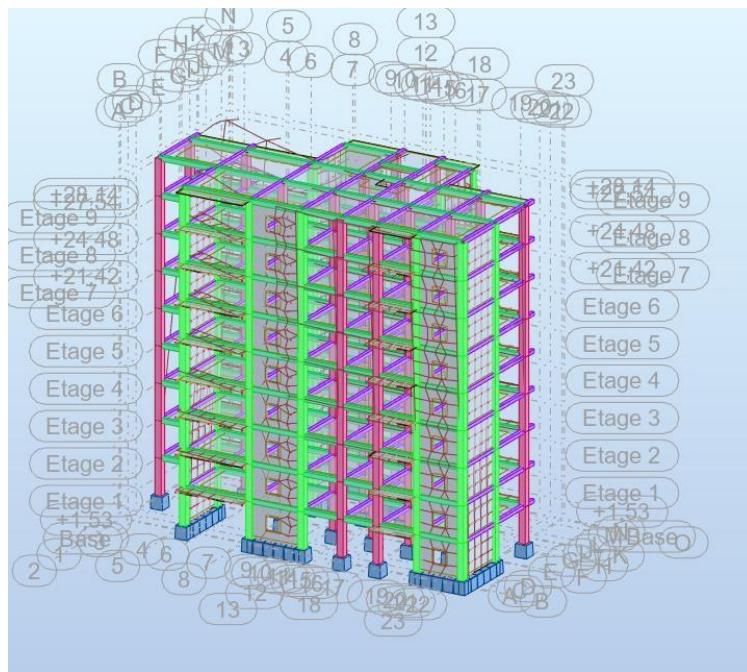


Figure V9:Troisième mode de vibration (Rotation)

Conclusion:

En se basant sur les résultats obtenus , on adopte la conception structurale de la **troisième variante** qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.
4 voiles dans Le sens X et 4 voiles dans le sens Y .

La section des poteaux (55×55) cm² , L'épaisseur des Voiles ép = 15cm
Les Poutre Principales (30×40) cm² , Les Poutre Secondaires (30×30) cm²

V.7) Les Vérification nécessaires après L'analyse du structure :

La distribution de L'effort tranchant présenté sur la figure suivante :

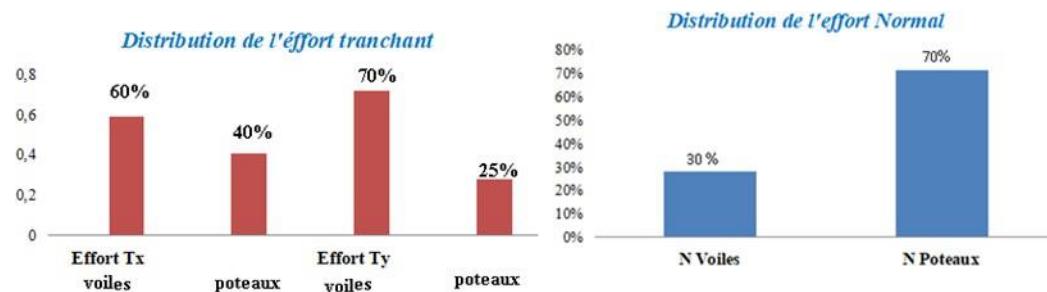


Figure V10: Distribution de L'effort tranchant dans les deux sens (X,Y).

Observation :

⇒ **Dans Le Sens X :** la résistance du voiles à l'effort tranchant, à la base du bâtiment dépasse 60% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

D'après L'RPA 2024 Art 3.5 (Classification des systèmes de contreventement) :

Donc Le système est :

Système de contreventement constitué par des voiles R=4.5

⇒ **Dans Le Sens Y** : La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 70% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Donc : Système à contreventement constitué par des voiles R=4.5

V.7.2) Vérification de la période fondamentale de structure :

Sens X :

Tx empirique	Tx analytique majorée	Tx empirique majorée
0.60	0.75	0.78

$0.60 < 0.75 < 0.78$la condition est vérifiée

Sens Y :

Tx empirique	Tx analytique majorée	Tx empirique majorée
0.60	0.65	0.78

$0.60 < 0.65 < 0.78$la condition est vérifiée

V.7.3) Le pourcentage de participation de la masse Cumulées :

D'après les résultats obtenus, la participation massique atteint les 90% à partir du 30ème modes.

dans les deux directio X et Y . on doit retenir les 30 premiers modes :

-SumUX = 90,99% > 90 %

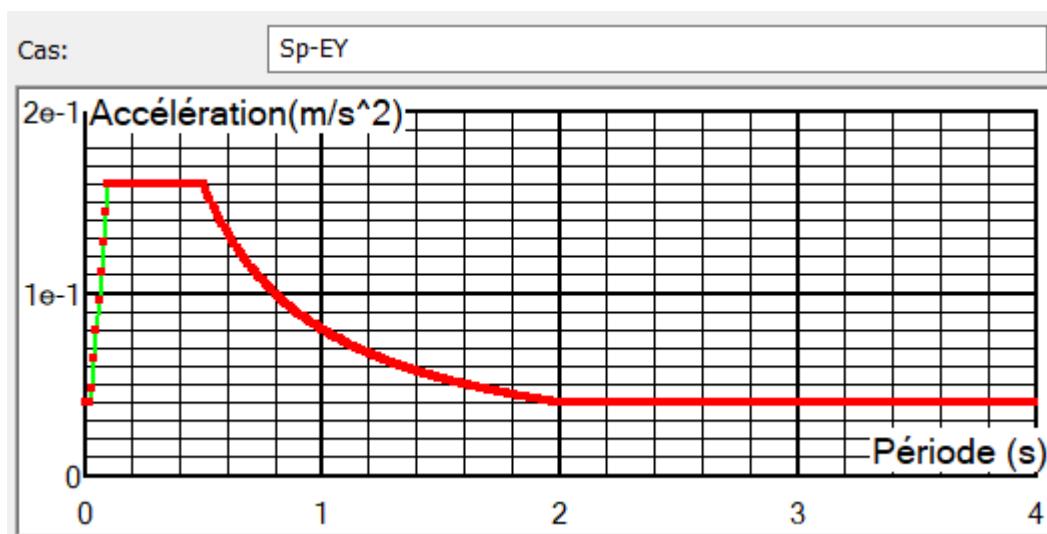
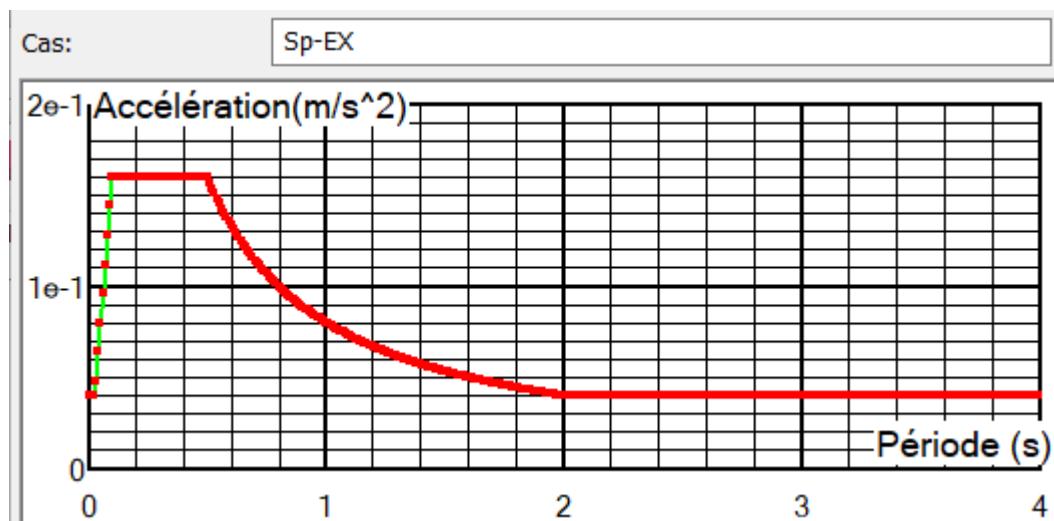
- SumUY = 90,09% > 90 %

V.7.4) Vérification de l'effort tranchant à la base : (Art4.3.5)

La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ,ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, $V_{statique}$

	Vstatique(KN)	0.8×Vstatique(KN)	Vdynamique(KN)	0.8Vstat < Vdyn
Sens X	5445.28	4356.22	4482,75	cv
Sens Y	4726.81	3781.44	3770,91	cv

La force sismique Vdyn dans Les Sens X et Y est obtenu par un spectre de calcul :



Le même Spectre parce que on a les mêmes paramètres dans les deux sens.

Distribution De L'effort Tranchant Dans Chaque étage :

Le Sens X :

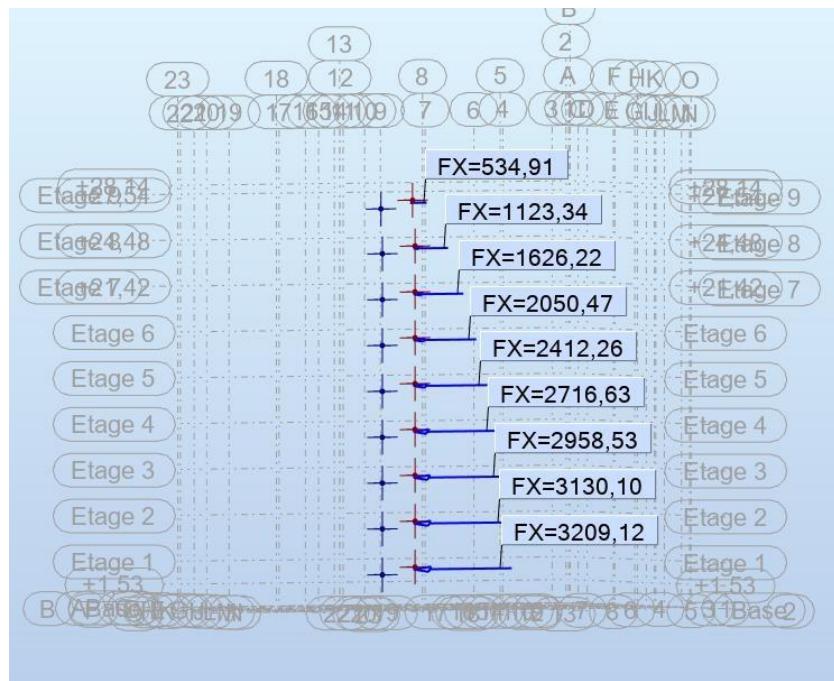


Figure V11: la distribution de l'effort tranchant Sens X

Le Sens Y :

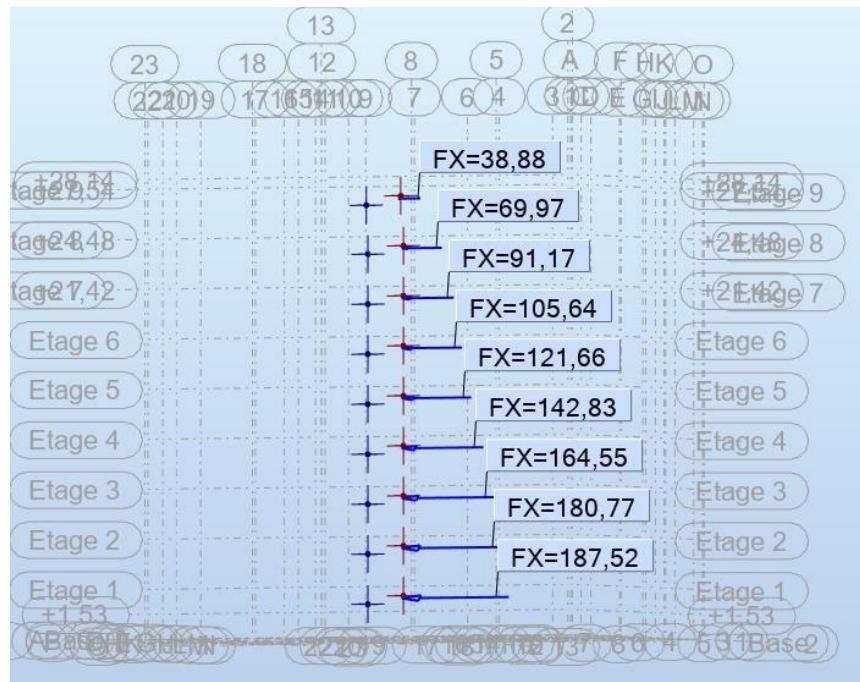


Figure V12 : la distribution de l'effort tranchant Sens Y

V.7.5) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux : { Art7.4.3 rpa 2024 }

La section du Poteaux (55×55) cm²

On Prend Les Résultats Suivantes :

Chapitre V : Etude dynamique

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]	
MAX	2314,00	65,36	95,40	32,87	61,92	54,51	
Barre	17	26	1646	69	1645	1740	
Noeud	33	52	4726	4	4725	5295	
Cas	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	
MIN	-123,47	-90,01	-109,54	-33,68	-94,95	-78,64	
Barre	42	26	1410	1688	1688	26	
Noeud	52	51	4156	4986	4986	51	
Cas	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	23 (C)	

Tableaux V.5 : l'effort normal réduit dans les POTAUX

On obtenu par logiciel le poteau le plus sollicité $Nd = 2314.00$ (KN).

$$V = \frac{Nd (N)}{(b \text{ mm} \times c \text{ mm}) \times FC28(\text{MPA})} \leq 0.35$$

$$\Rightarrow V = \frac{2314.00 \times 10^3}{(550 \times 550) \times 25} = 0.33 \leq 0.35 \dots \text{Condition Vérifié}$$

V.7.6) Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles : { Art 7.7.4 rpa 2024 }

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd (N)}{(b \text{ mm} \times c \text{ mm}) \times FC28(\text{MPA})} \leq 0.40$$

On prend les résultats suivants :

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	1033,36	4557,52	1097,28	10,77	8,03	1,84	345,33	476,81
Panneau	1904	2009	2009	1136	1905	1421	87	1132
Coupe	2645-53	41-53	42-54	402-403	47-2648	438-439	2273-2274	3276-3277
Cas	24 (C) (CQC)	24 (C) (CQC)	24 (C) (CQC)	6 (C)	25 (C) (CQC)	25 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)
MIN	-10236,27	-3983,53	-1088,27	-16,90	-13,17	-1,60	-280,00	-99,20
Panneau	1908	2009	2009	1908	1983	1516	1414	1929
Coupe	35-47	41-53	42-54	36-48	1-17	450-451	4156-4157	5009-933
Cas	6 (C)	30 (C) (CQC)	30 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)	31 (C) (CQC)	6 (C)	6 (C)

Tableaux V.6: l'effort normal réduit dans les voiles

On obtenu par logiciel le voile le plus sollicité $Nd = 1033.36$ (KN).

$$V = \frac{1033.36 \times 10^3}{(1500 \times 150) \times 25} = 0.18 \leq 0.40 \dots \text{Condition Vérifié}$$

V.8. Comportement de structure :

Mode	Période [sec]	UX cum [%]	UYcum [%]	UXmod [%]	UYmod [%]

Chapitre V : Etude dynamique

1	0,75	68,65	0,00	68,65	0,00
2	0,65	68,72	63,07	0,07	63,07
3	0,53	68,73	63,86	0,01	0,80
4	0,41	70,78	63,89	2,05	0,03
5	0,38	70,98	66,58	0,20	2,69
6	0,33	80,84	66,66	9,86	0,08
7	0,29	80,92	67,57	0,08	0,91
8	0,28	81,03	74,19	0,11	6,63
9	0,24	82,92	74,23	1,89	0,04
10	0,22	82,96	74,68	0,04	0,45
11	0,22	83,06	75,36	0,09	0,68
12	0,21	85,02	75,49	1,96	0,13
13	0,20	85,74	75,58	0,72	0,10
14	0,19	86,03	76,03	0,29	0,45
15	0,19	86,04	77,21	0,01	1,17
16	0,16	86,04	79,68	0,00	2,47
17	0,16	86,05	80,59	0,02	0,91
18	0,15	86,36	80,65	0,30	0,06
19	0,15	86,78	80,65	0,42	0,00
20	0,14	87,81	80,66	1,03	0,01
21	0,13	87,82	81,51	0,00	0,85
22	0,13	87,84	81,56	0,02	0,05
23	0,13	88,04	81,83	0,20	0,27
24	0,12	88,06	84,83	0,02	3,00
25	0,12	88,54	85,70	0,48	0,87
26	0,11	88,55	85,75	0,01	0,05
27	0,11	89,68	85,97	1,14	0,22
28	0,11	89,71	86,74	0,03	0,77
29	0,11	89,72	87,08	0,01	0,34
30	0,11	90,10	87,61	0,38	0,52
31	0,10	90,99	88,66	0,88	1,06
32	0,10	91,08	88,80	0,09	0,14
33	0,10	91,27	89,18	0,19	0,38

34	0,10	91,27	89,84	0,00	0,66
35	0,10	91,27	89,85	0,01	0,00
36	0,10	91,73	89,87	0,46	0,02
37	0,10	91,84	89,89	0,10	0,03
38	0,10	91,98	89,90	0,14	0,01
39	0,09	92,21	89,91	0,23	0,01
40	0,09	92,25	90,09	0,04	0,17

Tableaux V.7 : Comportement de structure.

V.8.1 VérificationsJustification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages **RPA/V2024 (5.10)**

$$\delta_k = \frac{R}{QF} \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal du chaque niveau (K) de la structure.

δ_{ek} : Déplacement élastique.

R : Coefficient de comportement.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1)On a Batiment D'habitation

Δ_k limites à 0.0075 h_k

D'après L'article 5.10 Rpa 2024

Les déplacements relatifs latéraux ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k , données dans le Tableau :

$$v_A \cdot \Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\bar{\Delta}_k$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_k
Bâtiment en PAF	0.0050 h_k
Bâtiments en Bois	0.0075 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_k

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »
Le coefficient réducteur v_A est défini en § 1.2 : il est pris égal à 0.5

Figure V13 : valeur limites de déplacement inter-étages.

➡ Suivant X :

Étage	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	0,0075 h_k (cm)	Vérification

RDC	0,1	0,1	0	2.29	CV
1	0,2	0,3	0,1	2.29	CV
2	0,2	0,6	0,4	2.29	CV
3	0,2	0,8	0,6	2.29	CV
4	0,2	1,1	0,9	2.29	CV
5	0,2	1,3	1,1	2.29	CV
6	0,2	1,5	1,3	2.29	CV
7	0,2	1,7	1,5	2.29	CV
8	0,1	1,8	1,7	2.29	CV

Tableaux V.8 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant X.

► Suivant Y :

Étage	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	0.0075 h_k (cm)	Vérification
RDC	0,1	0,1	0	2.29	CV
1	0,1	0,2	0,1	2.29	CV
2	0,2	0,4	0,2	2.29	CV
3	0,2	0,6	0,4	2.29	CV
4	0,2	0,8	0,6	2.29	CV
5	0,2	1,0	0,8	2.29	CV
6	0,2	1,2	1	2.29	CV
7	0,2	1,4	1,2	2.29	CV
8	0,3	1,7	1,4	2.29	CV

Tableaux V.9 : Vérification la déformation dans chaque étage suivant Y.

V.9. Justification de l'effet P-Δ:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux: **RPA/V2024 (5.9)**

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Chapitre V : Etude dynamique

Avec :

$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi})$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

► Suivant X :

Étage	W (t)	Pk (kn)	ΔK (m)	Vk [kn]	hk (m)	Θx	≤ 0.1
RDC	637282,34	6372,82	0	3209.12	3.06	0	C.v
1	637282,34	6372,82	0.001	3130.10	3.06	0.0006	C.v
2	637282,34	6372,82	0.004	2958.53	3.06	0.002	C.v
3	637282,34	6372,82	0.006	2716.63	3.06	0.004	C.v
4	637282,34	6372,82	0.009	2412.26	3.06	0.007	C.v
5	637282,34	6372,82	0.011	2050.47	3.06	0.011	C.v
6	637282,34	6372,82	0.013	1626.22	3.06	0.016	C.v
7	637282,34	6372,82	0.015	1123.34	3.06	0.027	C.v
8	551032,69	5510.32	0.017	534.91	3.06	0.057	C.v

Tableaux V.10 : Vérification de l'effet P-Δ (X-X).

► Suivant Y :

Étage	W (t)	Pk (kn)	Δk(m)	Vk [kn]	hk (m)	Θx	≤ 0.1
RDC	637282,34	6372,82	0	1875.2	3.06	0	C.v
1	637282,34	6372,82	0.001	1807.7	3.06	0.001	C.v
2	637282,34	6372,82	0.002	1645.5	3.06	0.002	C.v

3	637282,34	6372,82	0.004	1428.3	3.06	0.005	c.v
4	637282,34	6372,82	0.006	1216.6	3.06	0.010	c.v
5	637282,34	6372,82	0.008	1056.4	3.06	0.015	c.v
6	637282,34	6372,82	0.01	911.7	3.06	0.022	c.v
7	637282,34	6372,82	0.012	699.7	3.06	0.035	c.v
8	551032,69	5510.32	0.014	388.8	3.06	0.064	c.v

Tableaux V.11 : Vérification de l'effet P-Δ (Y-Y).

Alors :

$\Theta \leq 0.1$, Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

V.10. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$$

M_s : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_s = \sum F_i \times h_i$$

Le Sens X :

$$M_s = 6372,82 \times \frac{29,70}{2} = 94636.37 \text{ kn.m}$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Etage	H (m)	Fix hi
RDC	3.06	9819.90
1	3.06	9578.10
2	3.06	9053.10
3	3.06	8312.88

4	3.06	7381.51
5	3.06	6274.43
6	3.06	4976.23
7	3.06	3437.42
8	3.06	1636.82

$$\sum \mathbf{F}_i \times h_i = 51417.29 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.30$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{94636.37}{51417.29} = 1.8 \geq 1.30 \dots \text{C.V}$$

Le Sens Y :

$$M_s = 6372.82 \times \frac{17.05}{2} = 54328.29 \text{ KN.m}$$

$$M_r = \sum \mathbf{F}_i \times h_i$$

Etage	H (m)	$F_i \times h_i$
RDC	3.06	573.81
1	3.06	553.06
2	3.06	503.52
3	3.06	437.05
4	3.06	372.27
5	3.06	323.25
6	3.06	278.98
7	3.06	214.10
8	3.06	118.97

$$\sum \mathbf{F}_i \times h_i = 3375.01 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{54328.29}{3375.01} = 16.09 \geq 1.30 \dots \dots \text{C.V}$$

V.11) Vérification de L'exentricité : Art 4.3.6 Rpa 2024

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Etage 1	637282,34	16,26 8,20 2,53	16,95 5,12 2,11	16104353,71	43306954,00	58268178,49	0,69	3,08
1/ 2	Etage 2	637282,34	16,26 8,20 5,59	16,95 5,12 5,17	16104616,10	43308193,05	58269288,20	0,69	3,08
1/ 3	Etage 3	637282,34	16,26 8,20 8,65	16,95 5,12 8,23	16104249,23	43307826,17	58269288,20	0,69	3,08
1/ 4	Etage 4	637282,34	16,26 8,20 11,71	16,95 5,12 11,29	16104778,23	43308355,18	58269288,20	0,69	3,08
1/ 5	Etage 5	637282,34	16,26 8,20 14,77	16,95 5,12 14,35	16104053,00	43307629,95	58269288,20	0,69	3,08
1/ 6	Etage 6	637282,34	16,26 8,20 17,83	16,95 5,12 17,41	16103954,89	43307531,83	58269288,20	0,69	3,08
1/ 7	Etage 7	637282,34	16,26 8,20 20,89	16,95 5,12 20,47	16103856,78	43307433,72	58269288,20	0,69	3,08
1/ 8	Etage 8	637282,34	16,26 8,20 23,95	16,95 5,12 23,53	16103758,67	43307549,47	58269502,07	0,69	3,08
1/ 9	Etage 9	551032,69	16,36 7,94 26,98	16,95 4,93 26,53	12815199,27	37096660,76	48860723,55	0,58	3,01

TableauV12 : Caractéristique Massique de la Structure .

L'excentricité accidentelle :

Sens X : $e_{accx} = 0.05 \times 29.70 = 1.485 \text{ m} \rightarrow e_{maxx} = 0.69 \text{ m} < e_{accx} = 1.26 \dots \dots \text{C.V}$

Sens Y : $e_{accy} = 0.05 \times 17.05 = 0.852 \text{ m} \rightarrow e_{maxy} = 3.04 \text{ m} < e_{accy} = 0.852 \dots \dots \text{C.N.V}$

Alors : La Condition elle est vérifiée dans une Seul Direction .

Conclusion :

D'après des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et on a une structure parasismique.

On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

Chapitre VI : Ferraillage des éléments résistants

Ferraillages des éléments résistants

VI.1. Ferraillage des poteaux :

VI.1.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

La détermination des armatures longitudinales tiendra compte des cas suivants :

Cas 1 : N_{max} ; M_{cor}

Cas 2 : M_{max} ; N_{cor}

VI.1.2. Combinaisons d'actions :

Selon BAEL 91 :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Selon RPA /V2024 (Situation accidentelle) :

G+0.30Q-EX-0.30EY
G+0.30Q+EX-0.30EY
G+0.30Q-0.30EX-EY
G+0.30Q+0.30EX+EY
G+0.30Q+0.30EX-EY
G+0.30Q-0.30EX+EY
G+0.30Q+EX+0.30EY
G+0.30Q-EX-0.30EY

VI.1.3. Etat limite ultime de stabilité de forme :

Les sections des poteaux soumises à la flexion composée doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme, on adopte une excentricité total « e » tel que :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

$$e_2 = \frac{3L_f^2(2 + a\varphi)}{10^4 h}$$

$$e_a = \text{Max} (2\text{cm} ; \frac{L}{250})$$

e_1 : Excentricité du 1^{er} ordre, due à la résultante des contraintes normales y compris l'excentricité additionnelle.

e_a : Excentricité accidentelle traduisant les imperfections initiales.

e_2 : Excentricité due aux efforts du second ordre, lié à la déformation de la structure.

L_f : Longueur de flambement.

L : Longueur libre du poteau.

h : hauteur totale de la section dans la direction de flambement.

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée du béton sous la charge considérée « $\varphi = 2$ ».

a : Rapport de moment des charges permanentes sur le moment total.

VI.1.4. Recommandations des règlements :

SelonRPA/V2024 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimum est de 0.9% (zone IV).
- Le pourcentage maximum est de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50 Ø (zone IV).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone IV) .

SelonCBA93 :

4 cm^2 pour 1m de largeur

$$A_{\min} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 0.1\% \\ \frac{A}{b \cdot h} \leq 5\% \end{array} \right.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} \geq \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

VI.1.5. Étude des poteaux de RDC (55x55) cm² :

Situation	Béton	Acier(TYPE1	FeE400)
-----------	-------	-------------	---------

	γ_b	$F_{c28}(\text{Mpa})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable et transitoire	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,20	25	18.48	1	400	400

	Combinations	N (KN)	M (KN.m)
1^{er} Cas	ELU	2314,00	52,04
2^{ème} Cas	ACC	2760,48	127,11

Tableau VI.1 : Sollicitation des poteaux.

⊕ **Les armatures longitudinales :**

➤ **1^{er} Cas :** (Combinaison fondamentale ELU)

$$N_{\max} = 2314,00 \text{ KN. } M_{cor} = 52.04 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{52,04}{2314,00} = 0.22 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm.}$$

$$e = 0.22 \text{ cm} < \frac{a}{12} = 4.17 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la compression simple.

✓ **ELU :**

$$A_{su1} = \frac{N_u - B \times \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2314,00 \times 10^{-3} - 0.55 \times 0.55 \times 14.17}{348} = -0.005 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = 0 \text{ cm}^2.$$

✓ **ELS :**

Compression simple, Donc le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

➤ **2^{ème} Cas :** (Combinaison accidentelle ACC)

$$N_{\max} = 2314.00 \text{ KN. } M_{\text{cor}} = 127,11 \text{ KNm.}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{127,11}{2314.00} = 0.054 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm.}$$

$$e = 4.37 \text{ cm} > \frac{a}{12} = 4.17 \text{ cm.}$$

→ La section va être calculée à la flexion composée.

✓ ELU :

$$\mu = \frac{M_{ub}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{N_u e}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2314.00 \times 10^3 \times 4.17 \times 10}{550 \times 550^2 \times 14.17} = 0.041$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

$$A_{su1}^* = \frac{M_{ub}}{\beta d f_{su}} = \frac{N_u e}{\beta d f_{su}} = \frac{2314.00 \times 10^3 \times 4.37 \times 10}{0.979 \times 550 \times 348 \times 100} = 5.39 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow A_{su1} = A_{su1}^* - \frac{N_u}{f_{su}} = 5.39 - \frac{2314.00 \times 10^3}{348 \times 100} = -61.10 \text{ cm}^2.$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.75 \text{ cm}^2.$$

➤ Selon le BAEL91 :

$$A_{smin} = \max(4u; 0.2\%B) = 8.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_{smax} \leq 5\%B = 151.25 \text{ cm}^2.$$

➤ Selon le RPA/V2024 :

$$A_{smin} = 1\%B = 30.25 \text{ cm}^2. (\text{En zone IV}).$$

$$A_{smax} = 4 \%B = 121 \text{ cm}^2. (\text{En zone courante}).$$

$$A_{smax} = 8 \%B = 242 \text{ cm}^2. (\text{En zone de recouvrement}).$$

➤ Ferraillage adopté :

$$A_s = \max(A_{su1}; A_{su2}; \max A_{smin}) = 30.25 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 16 \text{ HA16} = 32.17 \text{ cm}^2.$$

➤ Justification des poteaux vis-à-vis de l'effort tranchant :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime ,elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

➤ Selon CBA93, La contrainte admissible de cisaillement est égale à :

Si la fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.1 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 1.6 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 2.08 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Le calcul et la vérification est résumés dans le tableau suivants :

Tableau V.2 : Vérification des contraintes de cisaillements des poteaux.

Situation	V _{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Durable	160.58	0.71	1.6	CV
Accidentelle	378.43	1.68	2.08	CV

➤ **Armatures transversales :**

D'après le RPA/V2024, Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 f_e}$$

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée

t : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:– dans la zone nodale (zone critique):

t ≤ min(b₀/3,10cm,60v_l) : en zones IV

Dans la zone courante :

t' ≤ Min(b₁/2;h₁/2;10v_l) : en zones IV

φ : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{\rho_a t V_u}{h_1 f_e}$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t \geq 0.3\%tb_1 = 1.05 \text{ cm}^2.$$

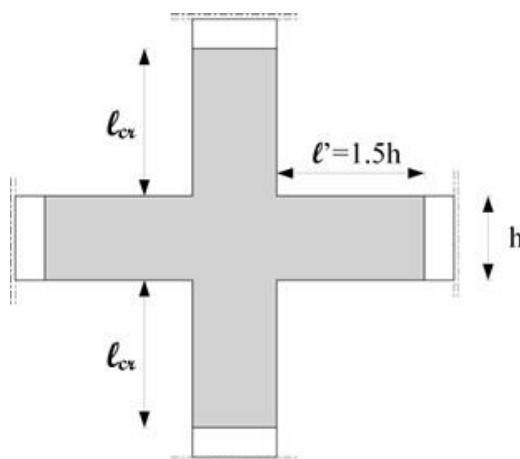
Tableau VI.3 : Choix des armatures et leur espacement des poteaux.

Zone	V _{max} (KN)	ρ_a	t (cm)	A _{t calcul} (cm ²)	A _{t choisie} (cm ²)
ZN	378.43	2.50	15	1.05	4 HA 12 = 3.14
ZC			15	1.57	4 HA12 = 3.14

Longueur de recouvrement : (RPA/V2024)

$$L_r = 50\varphi_L = 80 \text{ cm.}$$

Détermination de la zone nodale :



FigureVI.1 : Schéma de la zone nodale.

$$L' = 1.5h_{\text{pouter}}$$

$$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = (51 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$$

$$L' = 1.5 \times 55 = 82.5 \text{ cm.}$$

$$h' = 60 \text{ cm.}$$

VI.1.6. Recommandations pour les poteaux de 45x45 :

⊕ Condition de non fragilité :

$$A_{cnf} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 2.44 \text{ cm}^2.$$

⊕ Selon le BAEL91 :

$$A_{s\min} = \max(4u; 0.2\%B) = 4.05 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\max} \leq 5\%B = 101.25 \text{ cm}^2.$$

⊕ **Selon le RPA/V2024 :**

$$A_{s\min} = 1\%B = 20.25 \text{ cm}^2. (\text{En zone IV}) .$$

$$A_{s\max} = 4 \%B = 81 \text{ cm}^2. (\text{En zone courante}) .$$

$$A_{s\max} = 8 \%B = 162 \text{ cm}^2. (\text{En zone de recouvrement}) .$$

⊕ **Ferraillage adopte :**

$$A_s = \max(A_{su1}; A_{su2}; \max A_{s\min}) = 20.25 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 13HA16 = 26.14 \text{ cm}^2.$$

VI.1.7. Recommandations pour les poteaux de 40×40 :

⊕ **Condition de non fragilité :**

$$A_{cnf} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.79 \text{ cm}^2.$$

⊕ **Selon le BAEL91 :**

$$A_{s\min} = \max(4u; 0.2\%B) = 3.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s\max} \leq 5\%B = 80.00 \text{ cm}^2.$$

⊕ **Selon le RPA/V2024 :**

$$A_{s\min} = 1\%B = 16 \text{ cm}^2. (\text{En zone IV}) .$$

$$A_{s\max} = 4 \%B = 64 \text{ cm}^2. (\text{En zone courante}) .$$

$$A_{s\max} = 8 \%B = 128 \text{ cm}^2. (\text{En zone de recouvrement}) .$$

⊕ **Ferraillage adopte :**

$$A_s = \max(A_{su1}; A_{su2}; \max A_{s\min}) = 16 \text{ cm}^2.$$

On adopte :

$$A_s = 13HA14 = 16.93 \text{ cm}^2.$$

VI.1.8. Ferraillage des poteaux :

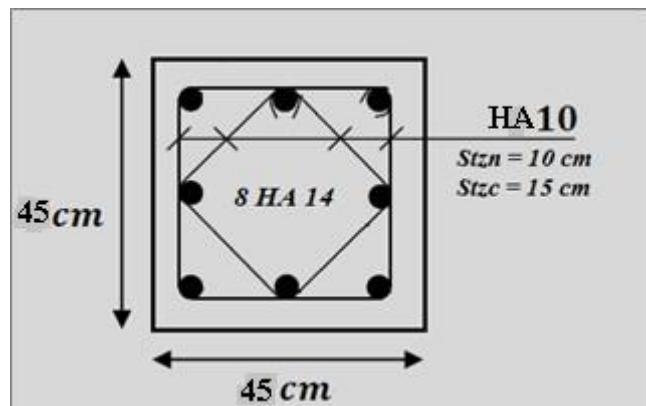


Figure VI.2 : Schéma de ferraillage de poteau 45×45.

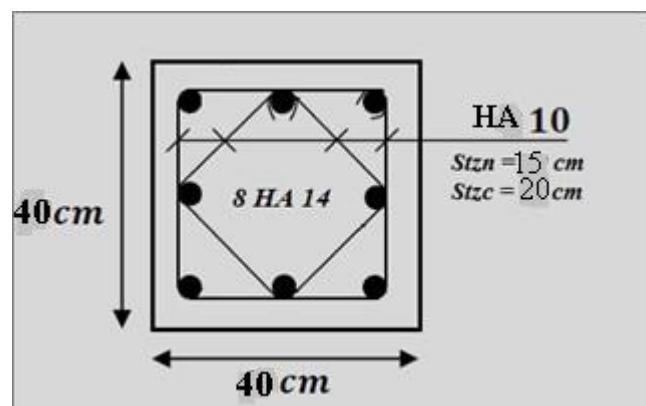


Figure IV.3 : Schéma de ferraillage de poteau 40×40.

VI.2. Ferraillage des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, et sont soumis à un effort tranchant « T » et à un moment de flexion « M » leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

VI.2.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

 **Selon BAEL 91 :**

ELU : 1.35G + 1.5Q

ELS : G + Q

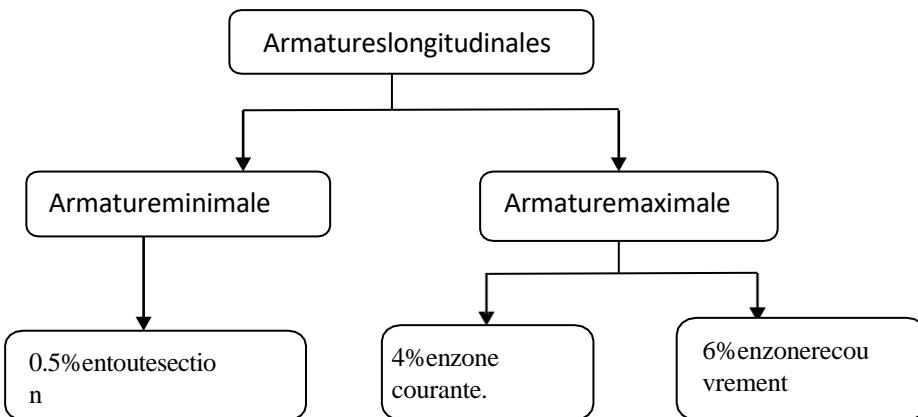
 **Selon RPA/V2024 (Situation accidentelle) :**

G+0.30Q-EX-0.30EY
G+0.30Q+EX-0.30EY
G+0.30Q-0.30EX-EY
G+0.30Q+0.30EX+EY
G+0.30Q+0.30EX-EY
G+0.30Q-0.30EX+EY
G+0.30Q+EX+0.30EY
G+0.30Q-EX-0.30EY

	PP		PS	
	M _{Appui} (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)	M _{Appui} (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)
ELU	174.56	73.28	162.67	83.01
ACC	303.50	253.99	302.60	245.61
ELS	142.49	98.98	162.83	34.07

Tableau VI.4 : Sollicitation moment de flexion des poutres

VI.2.3. Recommandations des règlements : (RPA/V2024)



L'ancre des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément à la Figure (7.5) avec des crochets à 90°.

VI.2.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Poutre principale :

L'enrobage : $c = 3\text{cm}$

$$d = h - c = 40 - 3 = 37\text{cm}$$

$$b = 30\text{ cm}, h = 40\text{ cm}, d = 37\text{ cm}$$

$$= \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - z}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

En travée :

	M (kn.m)	μ	μl	α	β	A(cm^2)
Travée	319.41	0,04639	0,3168	0,058	0,976	20.4

En appuis :

	M (kn.m)	μ	μl	α	β	A(cm^2)
appuis	75.15	0,10915	0,3385	0,14	0,944	9.4

Poutre secondaire :

L'enrobage : $c = 3\text{cm}$

$$d = h - c = 30 - 3 = 27\text{cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}, h = 30 \text{ cm}, d = 27 \text{ cm}$$

$$= \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} ; A = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

En travée :

	M (kn.m)	μ	μl	α	β	A(cm^2)
Travée	279.33	0,405	0,2563	0.051	0.979	9.1

En appuis :

	M (kn.m)	μ	μl	α	β	A(cm^2)
appuis	65.72	0.954	0,3314	0,12	0.952	16.1

Tableau VI.5 : Résultats de ferraillage.

Éléments	Section (cm^2)	Position	M _u	A _{cal}	A _{RPA}	A _{s adopté}	Choix des barres
			(KN.m)	(cm^2)	(cm^2)	(cm^2)	
PP	30*40	Appui	174.56	9.4	6	10.05	5HA16
		Travée	73.28	20.4		22.12	11HA16
PS	30*30	Appui	162.67	7.1	4.5	7.70	5HA14
		Travée	83.01	16.1		16.80	8HA16

VI.2.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on possède à de la vérification des contraintes à limite de service. La sollicitation les plus défavorables (M_{ser}) selon les règles BAEL.

- ➡ La contrainte du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

 La fissuration est considérée :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes de l'acier et de béton.

Éléments	Position	M _{ser}	A _s adopté	σ _b	σ _b ≤ σ _b	σ _s	σ _s ≤ σ _s
		(KN.m)	(cm ²)	(MPa)		(MPa)	
PP	Appui	142.49	10.05	3.48	C.V	3.48	C.V
	Travée	98.98	22.12	3.12	C.V	3.12	C.V
PS	Appui	162.83	7.70	3.98	C.V	3.98	C.V
	Travée	34.07	16.80	4.92	C.V	4.92	C.V

VI.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Si la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{y_b}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.16 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.

Éléments	V _u	u	−u	u ≤ −u
	(KN)	(MPa)	(MPa)	
PP	102,37	1.26	4.16	C.V
PS	58,12	0.71	4.16	C.V

VI.2.7. Calcul des armatures transversal :

L'acier choisi de type rond lisse de nuance FeE235. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

⊕ D'après RPA/V2024 (7.5.2.2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0.003S.b \\ S = \min \left(\frac{h}{4}; 24\varphi t; 17.5 \text{ cm}; 6\varphi l \right) \text{ zones critiques} \\ s' = \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

avec : $s' = \min(h/4; 12\varphi l)$ si les armatures comprimées sont nécessaires

h : hauteur de la poutre

φt : diamètre des armatures de confinement

φl : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales.

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Éléments	u (MPa)	RPA/V2024			S et A_t adopté		
		S(ZN) (cm)	S(ZC) (cm)	A_t (cm^2)	S(ZN) (cm)	S(ZC) (cm)	A_t (cm^2)
PP	1.26	15	21	1.8	15	20	4HA8=2.01
PS	0.71	15	18.5	1.35	15	20	4HA8=2.01

Tableau VI.8 : Sections d'armatures transversales des poutres.

VI.2.8. Vérification de la flèche : CBA93 (B6.5.1)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

Où K : est un coefficient rédacteur entre 0.75 et 0.85, On prend $K = 0.80$.

Éléments	section	L (m)	h/L	1/16	M _t /10M ₀	A/(b ₀ d)	4.2/f _e	Vérification
PP	30×40	5.90	0.067	0.36	0.06	0.002	0.01	CV
PS	30×30	4.90	0.061	0.30	0.06	0.002	0.01	CV

Tableau VI.9 : Vérification de la flèche des poutres.

VI.2.9. Les schémas de ferraillage :

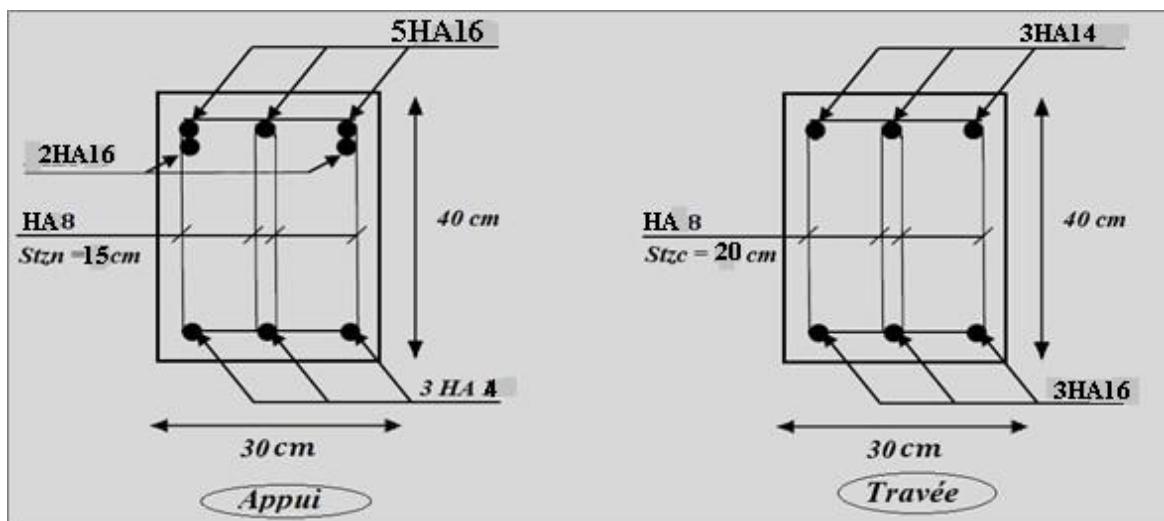


Figure VI.4 : Schéma de ferraillage de poutre principale.

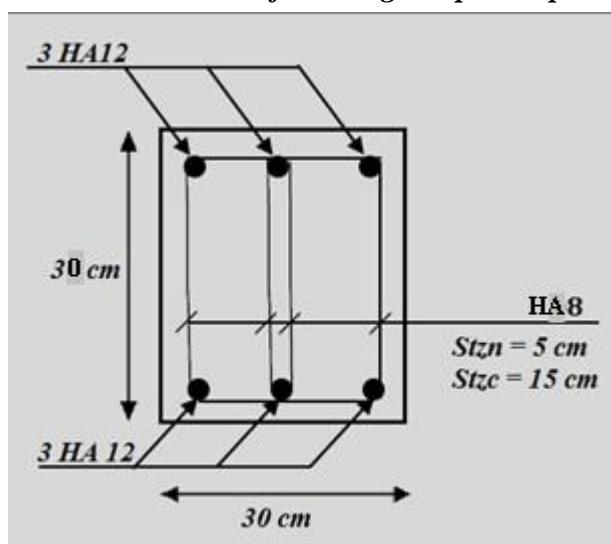


Figure VI.5 : Schéma de ferraillage de poutre seconde.

VI.5. Ferraillagedevoile:

VI.5.1 :Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

VI.5.2 : Types d'armatures: (art.7.7.4. RPA.V.2024)

VI.5.2.1 : Aciers verticaux :

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingle espacées d'environ 500 mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

VI.5.2.2 : Aciers horizontaux:

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.5.3 : Règles communes:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min(1.5b_w, 25\text{cm}) \quad (7.32)$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle/m².
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w/10$).
- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $60\lambda l$ pour les barres situées dans les zones IV.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.1 \left(\frac{v}{f_e} \right)$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_{u,calcul}$ (7.33)

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de (50 λl).

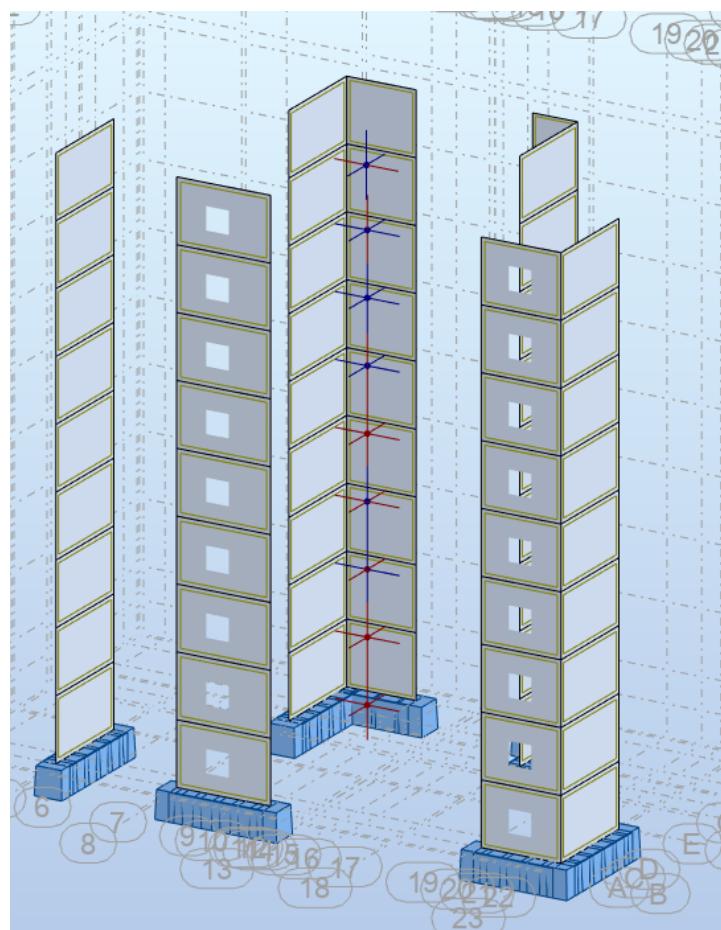


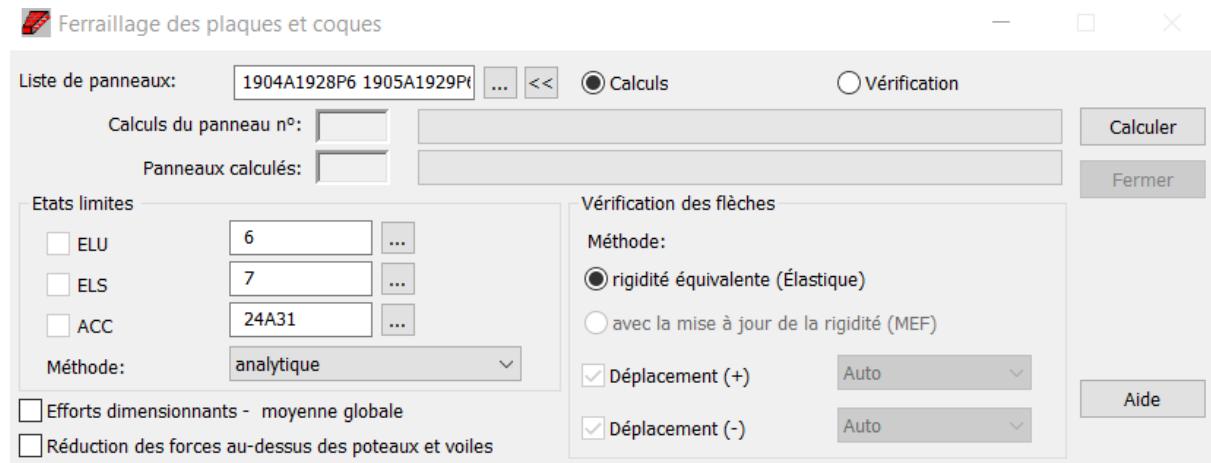
Figure VI- 1 : Schéma de disposition des voiles

VI . 6. Méthode de calcul :

Elle consiste à rechercher l'équilibre entre portique et refends, en remplaçant les Portiques par un système de forces, qui est fonction du déplacement imposé aux portiques par les refends. Dans le cas

d'un petit ouvrage ou d'un avant-projet pour lequel on désirerait avoir un ordre de grandeur des efforts horizontaux repris par les portiques,Ferraillage des voiles avec logiciel robot : On va au menu analyse dimensionnement éléments B.A dimensionnement panneaux B.A calculer :

La boite de dialogue suivante va apparaître :



VI.4. Calcul de la section d'armature:

VI.4.1. Ferraillage vertical:

- Type de section qu'on peut avoir

Une section soumise à la flexion composée peut être :

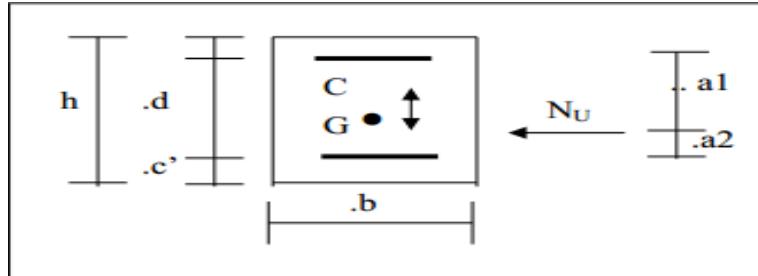
- Entièrement tendue (S.E.T).
- Entièrement comprimée (S.E.C).
- partiellement comprimée (S.P.C)

- Calcul des sections suivant leurs natures:

Section entièrement tendue:

on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

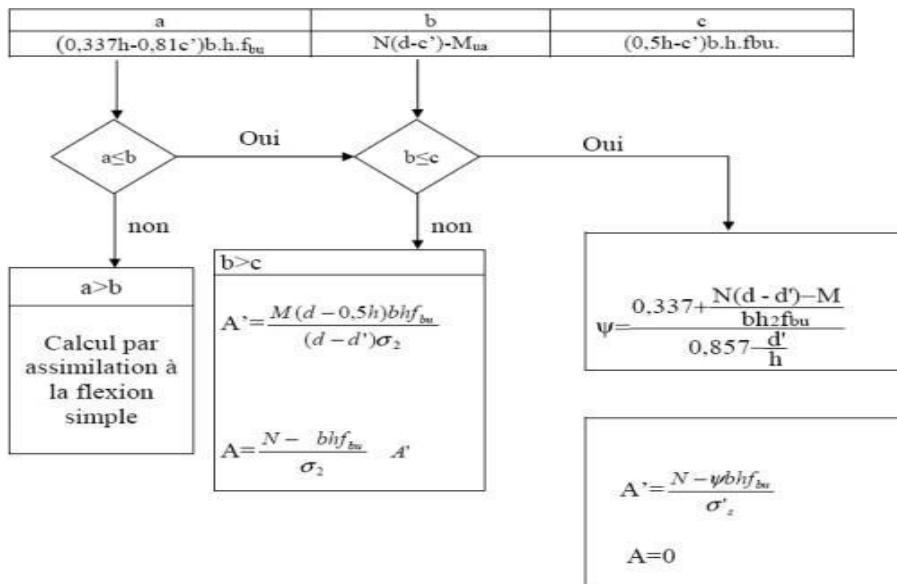
- N: L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C: Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures:



Sectionentièrementcomprimée : La section est entièrement comprimée si:

- N: L'effort normal est un effort de compression.
- C: Le centre de depression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c) - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$



Sectionpartiellementcomprimée:

La section est partiellement comprimée si:

- N: L'effort normal est un effort de traction,
- le centre de depression «C» se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures
- N: L'effort normal est un effort de décompression, le centre de depression «C» se trouve à l'extérieur de la section.
- N: L'effort normal est un effort de décompression, le centre de depression «C» se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c) - M_A \leq (0,33h - 0,81 \cdot d) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Calcul ferraillage :

Voile Sens Y:

On sélectionne les 4 voiles du sens Y on et on entre leur numéraux dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéraux des ELA dans le sens Y qui sont les cas suivants :

G+0.30Q-EX-0.30EY ; G+0.30Q+EX-0.30EY ; G+0.30Q-0.30EXEY ;
 G+0.30Q+0.30EX+EY ; G+0.30Q+0.30EX-EY ; G+0.30Q-0.30EX+EY ;
 G+0.30Q+EX+0.30EY ; G+0.30Q-EX-0.30EY et on lance le calcul. Après avoir lancé le calcul on va au menu résultats cartographie ferraillage La boite de dialogue suivante va apparaître : Comme les voiles sont dans le sens Y on choisit la section d'acier X , Le résultat suivant va apparaître : Le résultat suivant est donné dans chaque mètre linéaire :

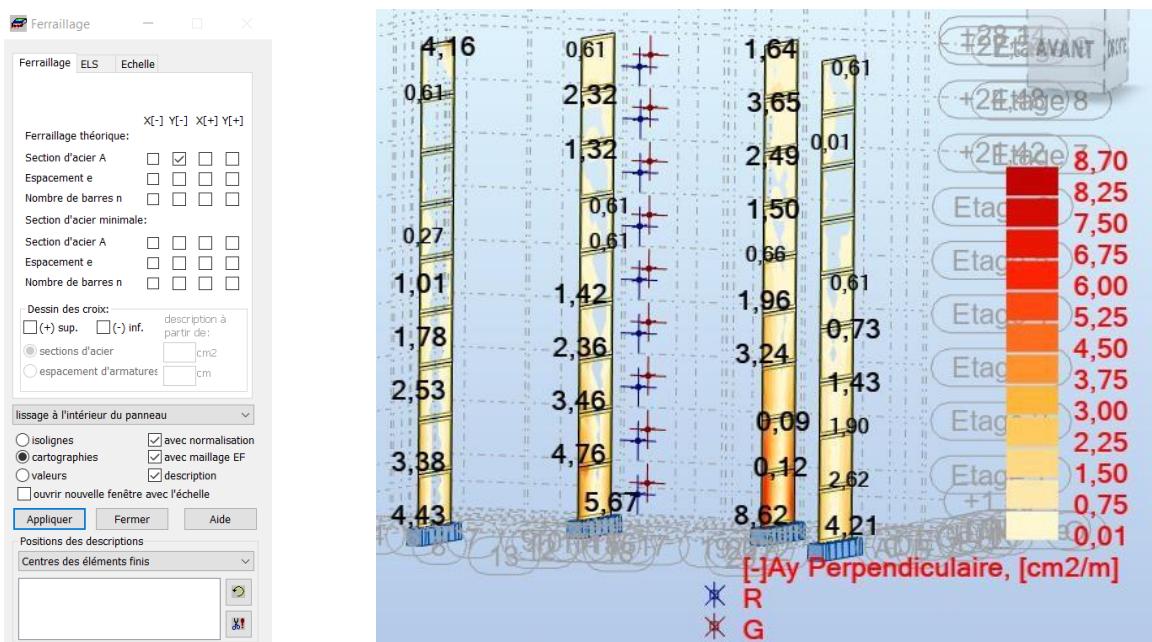


Figure VI- 3 : Schéma de Voile N° 01

1) Niveau 0 et 1 :

Longueur du voile 4 ,90 m

Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m :

$$As = 8.70 \text{ cm}^2$$

a) raidisseur (55x55) :

On adopte 6HA14 = 9,24cm²

Restant : $2,74 \text{ cm}^2$

b) zone d'extrémité (90 cm) :

$4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espace = 20 cm

Deuxième mètre intermédiaire 1m (de 2,65 m) :

$A_s = 7.50 \text{ cm}^2$ on adopte $9\text{HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2$

Avec un espace = 20 cm.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) A_x = 0,15\%B = 0,0015 \times 15 \times 100 \quad A_x = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$2) A_x = A_s/4 = 2,17 \text{ cm}^2$$

on adopte $6\text{ HA}10 = 4,71 \text{ cm}^2$

Avec un espace = 20 cm.

B : surface du voile par un mètre linéaire

avec un espace = 25cm.

2) Niveau 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 :

Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m :

$A_s = 6.75 \text{ cm}^2$

a) Raidisseur 55x55 :

On adopte $8\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$

b) Zone d'extrémité 90 cm :

On adopte $4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec un espace = 20 cm

Deuxième mètre de la zone courante (1,65 m) :

$A_s = 2,95 \text{ cm}^2$ on adopte $10\text{HA}8 = 5,03 \text{ cm}^2$

Avec un espace e = 20cm.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

$$1) Ax = 0.15\%B = 0.0015 \times 15 \times 100 \Rightarrow Ax = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$2) Ax = As/4 = 1,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

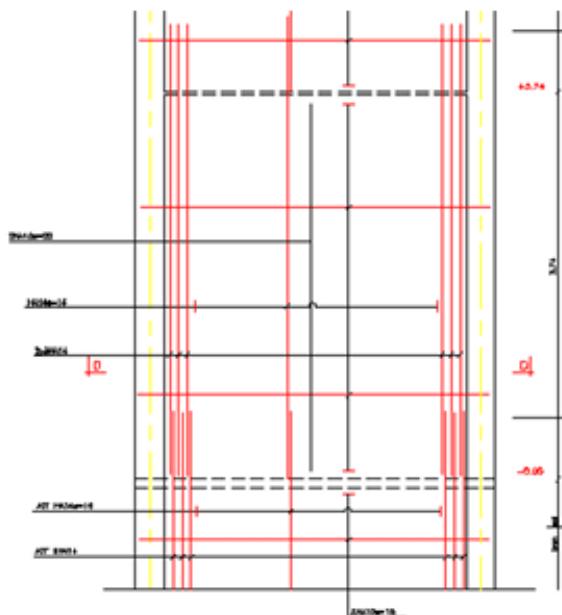
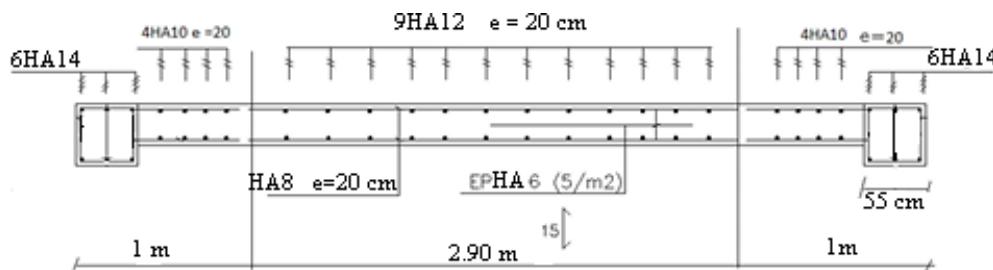


Figure VI- 7 : Schéma de ferraillage de voile 01

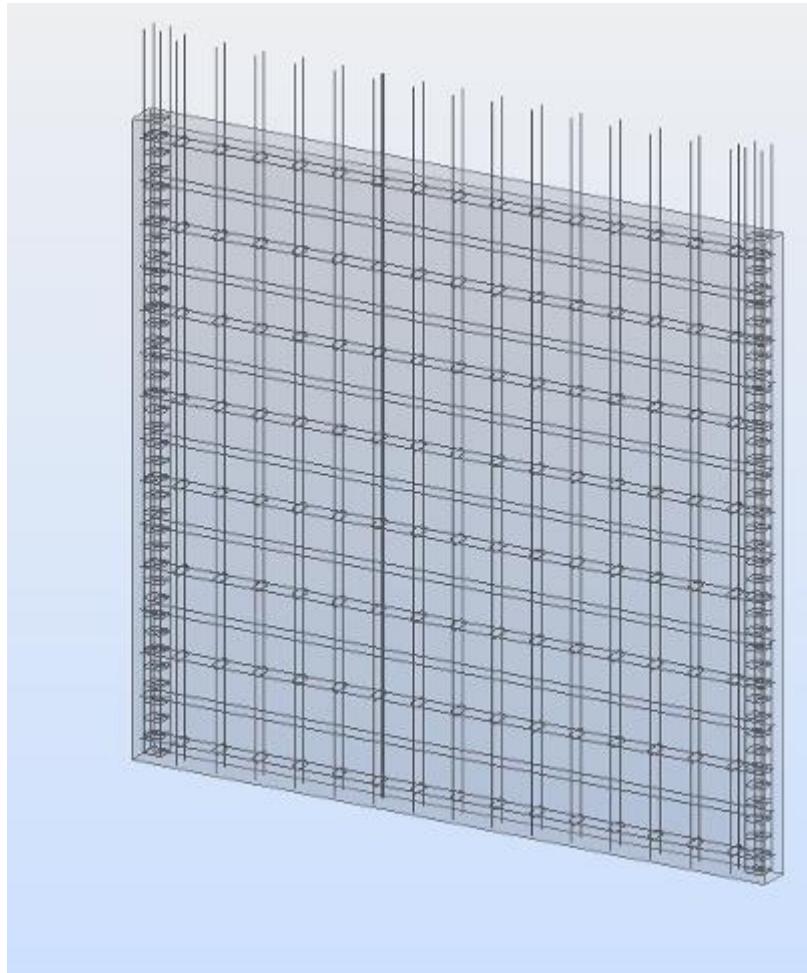
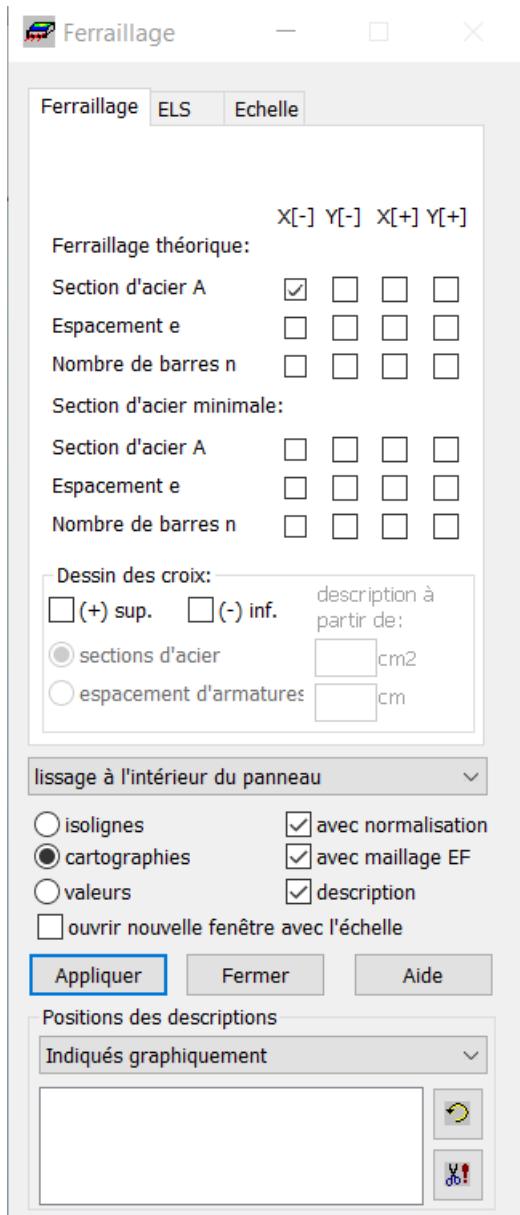


Figure VI- 8 Vue 3d de Ferraillage de Voile N°01

Voile Sens X:

On sélectionne les 4 voiles du sens X on et on entre leur numéraux dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéraux des ELA dans le sens X qui sont les cas suivants :

G+0.30Q-EX-0.30EY ; G+0.30Q+EX-0.30EY ; G+0.30Q-0.30EX+EY ;
G+0.30Q+0.30EX+EY ; G+0.30Q+0.30EX-EY ; G+0.30Q-0.30EX+EY ;
G+0.30Q+EX+0.30EY ; G+0.30Q-EX-0.30EY et on lance le calcul. Après avoir lancé le calcul on va au menu résultats cartographie ferraillage La boite de dialogue suivante va apparaître :



Comme les voiles sont dans le sens X on choisit la section d'acier X

Le résultat suivant va apparaître :

Le résultat suivant est donné dans chaque voil :

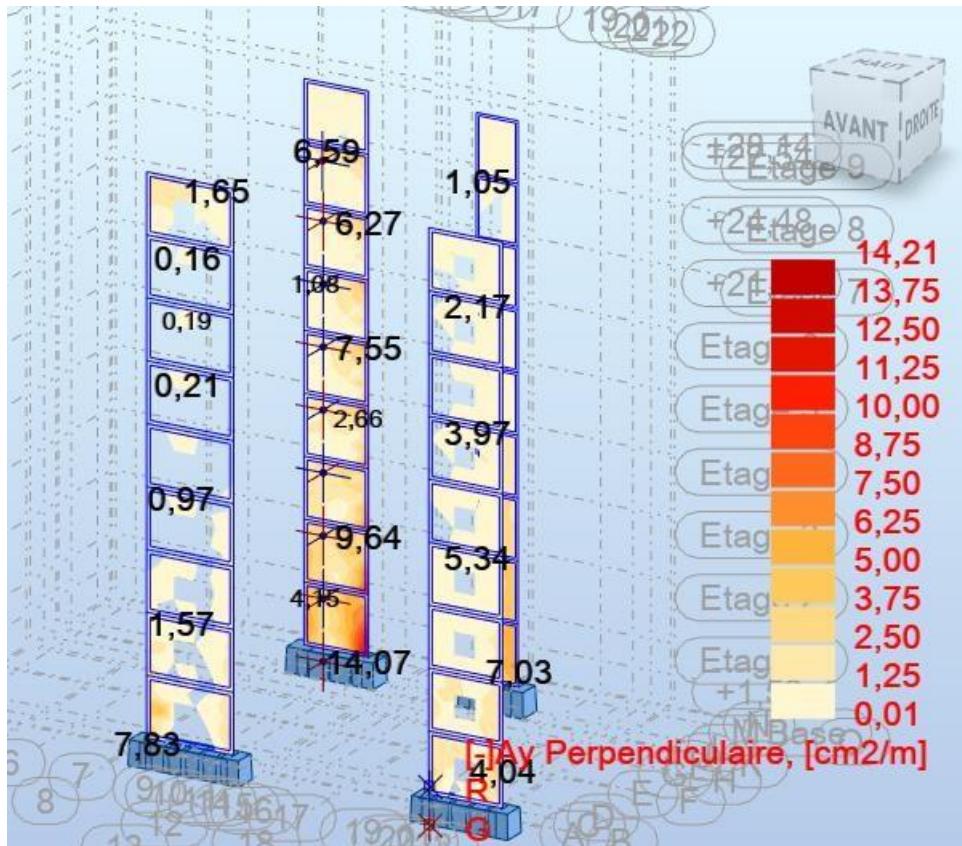


Figure VI- 4 : Schéma de Voile N2 sens X

Récapitulatif des efforts internes dus aux voiles :

Combinaison	Efforts	Valeur
ELU	N_{MAX} (KN)	53.82
	M_{corr}^y	76.49
G+0.30Q+0.30EX-EY	N_{min} (KN)	-280.13
	M_{corr}^y (KN .m)	558.35

1^{er} cas .ELU :

$$h = 3.06 \text{ m} ; c = 4 \text{ cm} ; d = h - c = 3.06 - 0.4 = 3.02 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m}$$

$$N_{max} = 53.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{corr} = 76.49 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{N_{max}}{M_{corrs}} = \frac{53.82}{76.49} = \mathbf{0.703m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{L}{255}) = e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{3.06}{255}) = \mathbf{0.02 m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.703 = 0.723 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'un manière forfaitaire Si :

$$\frac{Lf}{h} < \max(15 ; \frac{20 \times e_1}{h})$$

$$\frac{20 \times e_1}{h} = \frac{20 \times 0.15}{3.06} = 0.98 \text{ m}$$

$$\frac{Lf}{h} = \frac{2.142}{3.06} = 0.7 < \max(15 ; 0.98 \text{ m}) \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda < \sqrt{TZ} \times \frac{Lf}{h} = 2.42$$

$$\text{Alors } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} = \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{2.42}{35})^2} = \mathbf{0.84}$$

\emptyset : Généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times (2 + a \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 3.06} \times (2 + 0.84 \times 2) = \mathbf{0.0016 m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0016 + 0.723 = \mathbf{0.724 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{M_{corrigé} = N_{utm} \times e = 53.82 \times 0.724 = 38.96 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{N_{max} = 53.82 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{M_{Corrigé} = 389.6 \text{ KN.m}}$$

$$A = (0.5h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.5 \times 3.06 - 0.81 \times 0.04) \times 3.06 \times 0.15 \times 15$$

$$\mathbf{A = 10.31097 \text{ MN.m} = 10310.97 \text{ KN.m}}$$

$$B = (N_U \times d - c) - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_U \times \left(-\frac{h}{2} + e\right) = 324.68 \times \left(2.71 - \frac{3.06}{2} + 0.723\right) = \mathbf{617.80 \text{ KN.m.}}$$

$$B = 324.68 \times (2.71 - 0.04) - 574.68 = 292.21 \text{ KN.m}$$

B = 292.21 MN.m

❖ $A > B$ Donc la section est partiellement comprimée.

Calcul des armateurs à la flexion simple :

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{574680}{15 \times 15 \times 271^2} = 0.034 < 0.392$$

La section est simplement armée.

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.034)}) = 0.043$$

$$\beta = 1 - 0.4a = 1 - 0.4(0.043) = 0.982$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{574680}{348 \times 0.98 \times 271} = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s \times 100} = A = 6.21 - \frac{51680}{348 \times 100} = 4.72 \text{ cm}^2$$

Alors $A=0$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin à des armatures de compression.

2^{emé} cas: G+0.30Q+0.30EX-EY :

$$min = -280.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{corr} = 558.35 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{N_{max}}{M_{corr}} = \frac{558.35}{280.13} = 1.99 \text{ m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; \frac{L}{255}) \longrightarrow e_a = \max (2 \text{ cm} ; \frac{3.06}{255}) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 1.99 = 2.01 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'un manière forfaitaire Si :

$$\frac{L_f}{h} < \max (15 ; \frac{20 \times e_1}{h})$$

$$\frac{20 \times e_1}{h} = \frac{20 \times 0.15}{3.06} = 0.98 \text{ m}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{2.142}{3.06} = 0.7 < \max (15 ; 0.98 \text{ m}) \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda < \sqrt{Iz} \times \frac{L_f}{h} = 2.42$$

$$\text{Alors } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{\lambda}{35})^2} = \alpha = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{2.42}{35})^2} = 0.84$$

\emptyset : Généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + a \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 3.06} \times (2 + 0.85 \times 2) = 0.0016 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.0016 + 1.99 = 1.99 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 280.13 \times 1.99 = 557.45 \text{ KN.m}$$

$$N_{\max} = 280.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{Corrigé}} = 557.45 \text{ KN.m}$$

➤ Situation accidentelle :

$$A = (0.5h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.5 \times 3.06 - 0.81 \times 0.04) \times 3.06 \times 0.15 \times 18.5$$

$$A = 12.716870 \text{ MN.m} = 127168.70 \text{ KN.m}$$

$$B = (N_u \times d - c) - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = N_u \times \left(-\frac{h}{2} + e \right) = 280.13 \times \left(2.71 - \frac{3.06}{2} + 1.99 \right) = 888.012 \text{ KN.m}$$

$$B = 280.13 \times (2.71 - 0.04) - 888.01 = -140.06 \text{ KN.m}$$

$$B = 140.06 \text{ MN.m}$$

❖ $B < 0$ Donc la section est partiellement tendue.

Calcul des armateurs à la flexion simple :

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1271687}{18.5 \times 15 \times 271^2} = 0.062 < \varnothing = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.062)}) = 0.080$$

$$\beta = 1 - 0.4a = 1 - 0.4(0.080) = \mathbf{0.68}$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{1271687}{400 \times 0.68 \times 271} = \mathbf{17.25 \text{ cm}^2}$$

$$A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_s \times 100} = A = 17.25 + \frac{280130}{400 \times 100} = 24.25 \text{ cm}^2$$

VI.5.6.2. Armature verticale minimale:

D'après(RPA.V.2024) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.

$$\sigma_1 = \frac{N}{axh} + \frac{6 \times M}{axh^2} = \frac{280.130 \times 10^3}{150 \times 3060} + \frac{6 \times 255,710 \times 10^6}{150 \times 3060^2} = \mathbf{1.70 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{axh} + \frac{6 \times M}{axh^2} = \frac{280.130 \times 10^3}{150 \times 2710} - \frac{6 \times 255,710 \times 10^6}{150 \times 271^2} = \mathbf{-0.70 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_1 \geq 0 ; \sigma_2 \leq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimé

Voile Sens X :

On recommence les mêmes étapes sauf : On sélectionne le voile 3 du sens x on et on entre leur numéraux dans la liste des panneaux, dans l'état limite accidentelle on entre les numéraux des ELA dans le sens X qui sont les cas suivants : G+Q+Ex ; G+Q-Ex ; 0.8G+Ex ; 0.8G-Ex et on lance le calcul. Dans la boite de dialogue ferraillage on coche la section d'acier y. Le résultat suivant va apparaître :

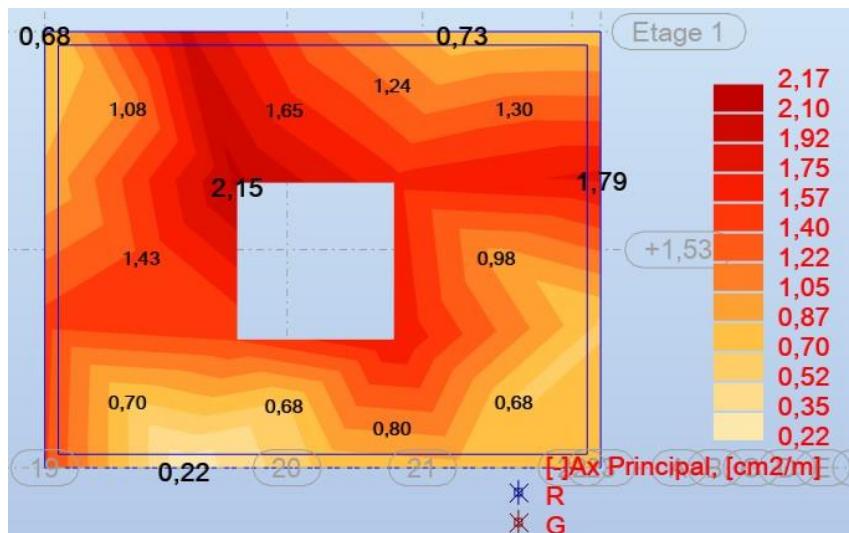
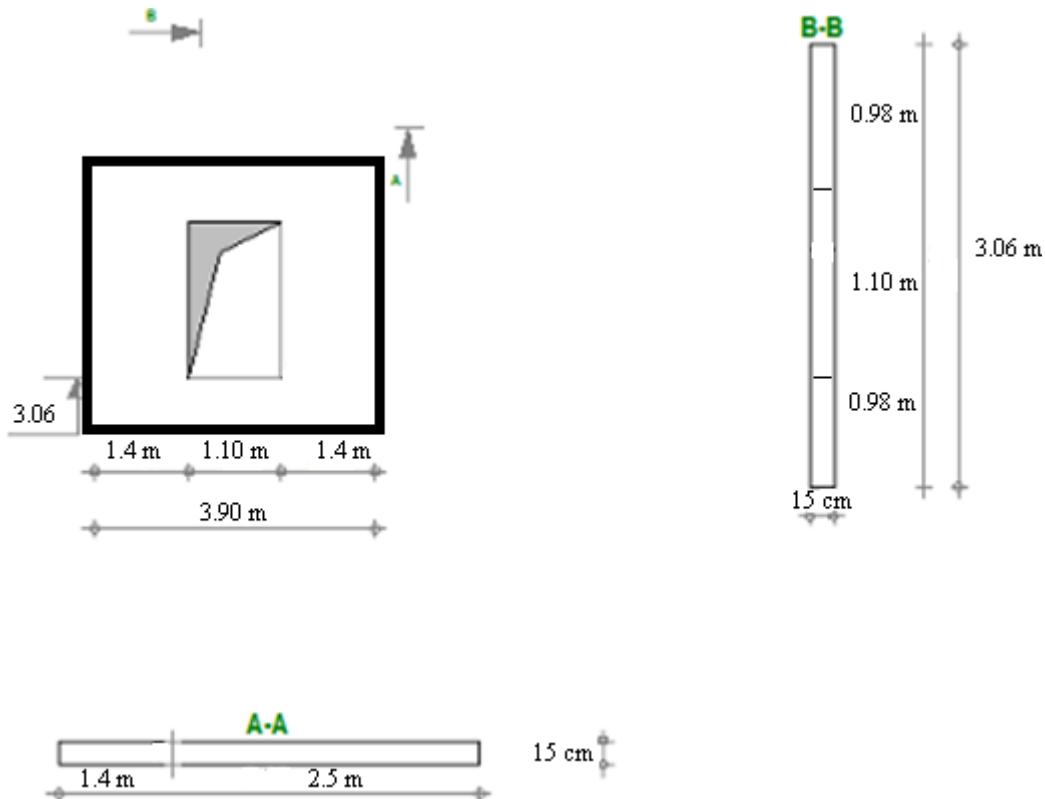


Figure V- 11 : Schéma de VoileN2



Voile 02 : Longueur du voile 3,90 m

Voiles avec ouverture :

1) Niveau RDC :

Selon R.P.A/V2024 :

Ferraillage linteaux

$$V = 388,94 \text{ KN}$$

$$\tau_b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$V = 1.4 V_{u,\text{calcul}}$$

- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

$$d = 0.9h = 1.64 \text{ m}$$

$$\frac{V}{b_0 d} = \frac{388.94}{1.64 \times 0.15} = 942.88 \text{ KN/m}^2 = 1581.05 \text{ MPa} \leq 0.2 f_{c28} = 1.58 \text{ MPa} \leq 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.5 \text{ MPa} \leq 0.06 f_c 28 = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par Eqn. (7.12)

$$At \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$\text{avec } Z = h - 2d' = 164 - (2 \times 2) = 160 \text{ cm}$$

où:

- h : hauteur totale de la section du linteau ; $h = 1.64 \text{ m}$
- d' : distance d'enrobage $d' = 2 \text{ cm}$
- M : moment dû à l'effort tranchant : $M = v \times l = 447,28 \text{ kn.m}$

$$At \geq \frac{M}{z \cdot f_e} = At \geq \frac{44728}{1,6 \times 400} = 6.9 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq (\text{RPA}) : A_l = A_l' \geq 0.0025 b \cdot h = 0.0025 \times 15 \times 164 = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq A_l (\text{RPA}) \text{ on adopte : 5HA14 As} = 7,70 \text{ cm}^2$$

b/Acier Transversale :

Elancement Géométrique :

$$\lambda_g = l / h = 3,5 / 1,64 = 1,95 \geq 1 \quad \text{linteau court}$$

$$\text{L'espacement: } s \leq \frac{At \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Selon RPA : avec : $z = h - 2d' = 100 - 2 \times 15 = 70 \text{ cm}$.

$$St \leq h/4 = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$s \leq \frac{At \cdot f_e \cdot z}{V} = At \leq \frac{V}{f_e \cdot z} = \frac{25 \times 388,94 \times 10^3}{4000 \times 60} = 4,05 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 5HA12 = 5,65 cm².

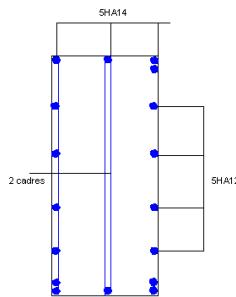


Figure VI- 12 :Schéma de linteaux de voile 02

Ferraillage trumeaux ($L=1,2m$)

Armatures longitudinales :

$$A_s = 12 \text{ cm}^2$$

a) raidisseur (55x55) :

On adopte 8HA12 = 9,05cm²

Restant : 2,95 cm²

b) zone d'extrémité (90 cm) :

5HA10= 3,93 cm² avec un espacement = 20 cm

2) Niveau 2, 3,4, 5 :

Armatures longitudinales :

Premier mètre d'extrémité 1m :

$$A_s = 5,50 \text{ cm}^2$$

a) Raidisseur 55x55 :

on adopte 8HA12= 9,05cm²

b) Zone d'extrémité 90 cm :

On adopte 4HA10 = 5,03cm² Avec un espacement e = 20 cm

Deuxième mètre de la zone courante (1,90 m) :

$A_s = 3,30 \text{ cm}^2$ on adopte la section d'armature minimum :

$$S_{\min} = 0,10\%B = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Avec un espace e = 15 cm.

Armatures transversales :

On adopte la section maximum de :

- 1) $A_x = 0.15\%B = 0.0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_x = 3 \text{ cm}^2$
- 2) $A_x = A_s/4 = 1,37 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ on adopte 8HA8 = 4.02 cm²

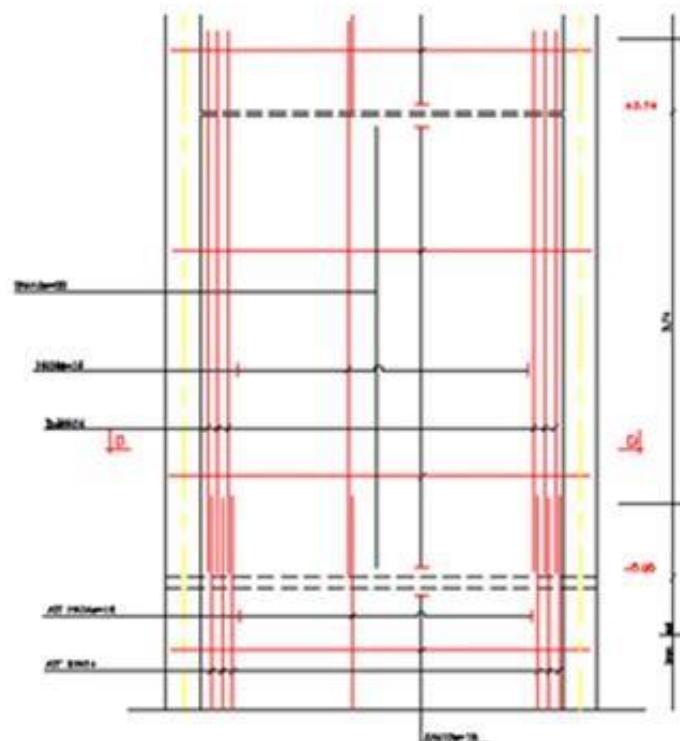
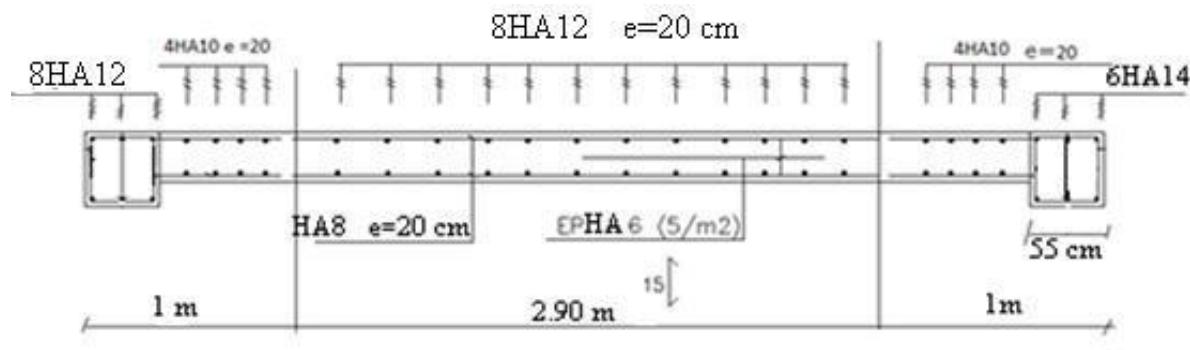


Figure VI- 13 : Schéma de ferraillage de voile 02

Chapitre VII :

Etude de fondation

Chapitre VII : étude de fondation

VII.1 Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol (σ_{sol}) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire. On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150Kg/m³ au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondations :

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autre éléments "cas des semelles sur pieux ou puits".

VII.2.Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.3.1. Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

Chapitre VII : étude de fondation

VII.3.2. Type de fondations superficielles :

Les fondations superficielles sont de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VII.3.3. Combinaisons de calcul :

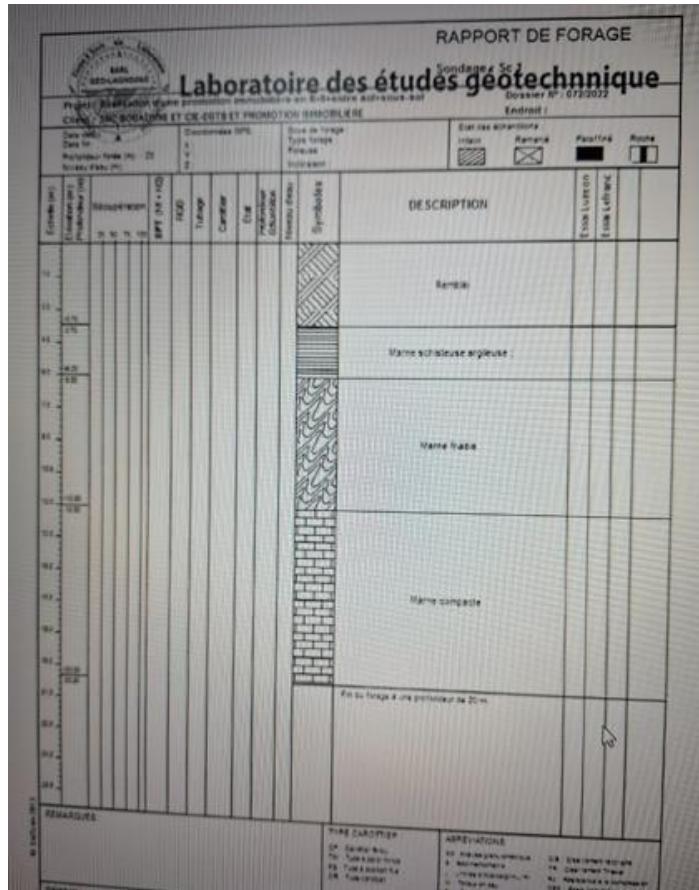
D'après le RPA/v2024(Article 10.1.4) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- **ELS** : $(G + Q)$ pour le dimensionnement.
- **ELU** : $(1.35G + 1.5Q)$ pour le ferraillage.
- **Accidentelle** : pour la vérification.

VII.4. Calcul des fondations :

Chapitre VII : étude de fondation

VII.4.1. Etude géotechnique :



Le bâtiment est usage d'habitation implanté à Sétif.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $\sigma_{sol} = 2.5\text{bar}$ pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie S2 (site meuble).
- Un ancrage D = 5m par rapport au niveau du TN.
- Nous proposant en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous mur pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieur à 50% de la surface totales du bâtiment ($S_s/S_b < 50\%$).

- **Calcul la section des semelles :**

$$S_{semelle}^{total} \geq 50\% S_{batim} (\text{Radier général})$$

- **Surface total du bâtiment :**

Chapitre VII : étude de fondation

$$S_{\text{bâtiment}} = 506.4 \text{ m}^2$$

- **La surface de la semelle :**

$$N_{\text{ser}}(\text{max}) = 1128582.82 \text{ kg} = 11285.82 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar} = 25 \text{ t/m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1128582.82}{25} = 451.43 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{451.43}{506.4} = 80 \% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.5. Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité :

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

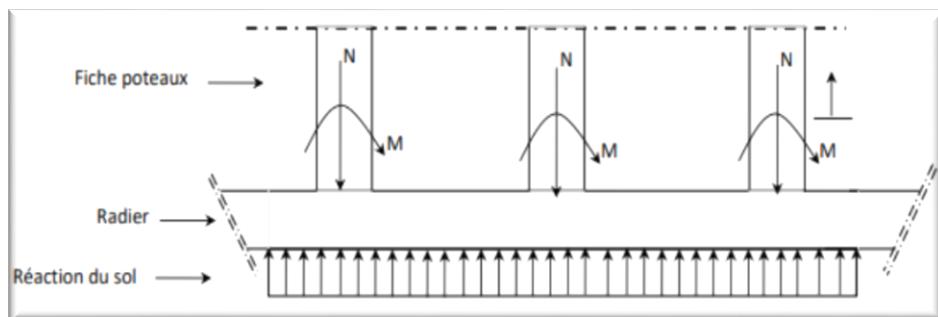


Figure VII-1: Schéma de radier.

VII.5.1. Pré dimensionnement du radier :

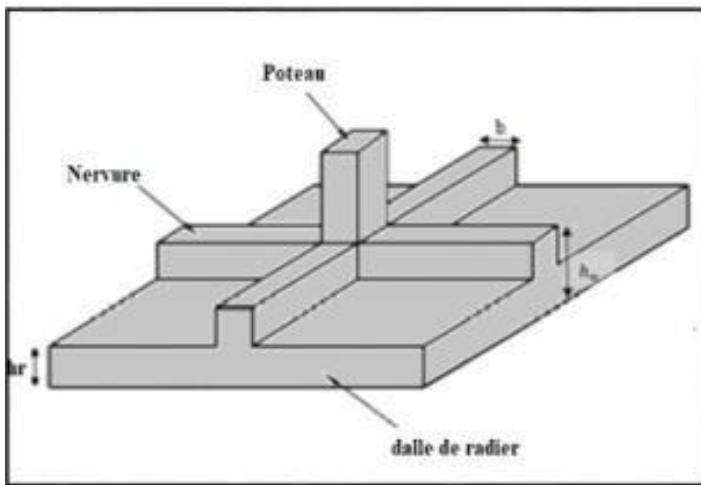


Figure VII-2 : Dimension du radier générale.

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

1. Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h_r : épaisseur du radier totale

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

($L_{max} = 5.90m$)

$$\frac{590}{8} \leq h \leq \frac{590}{5} \iff 73.75 \text{ cm} \leq h \leq 118 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h= 90\text{cm}$.

- **Sous poteaux :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} \iff h \geq \frac{590}{20} \iff 29.5 \text{ cm}$$

Chapitre VII : étude de fondation

Donc : $h_r = 40 \text{ cm}$

2. La nervure :

Condition de coffrage (hauteur de la nervure) : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h \geq \frac{590}{10} \Rightarrow 59 \text{ cm}$$

3. Condition de la rigidité :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

E : module d'élasticité instantané du béton $E = E_{ij} = 32164.19512 \text{ MPa}$

$$bh^3$$

- I : inertie d'une bande d'1 m de radier $/12$
- K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$
- b : largeur du radier. (Bande de 1 mètre).

Alors :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL^4}{E \cdot \pi^4}} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.9^4}{32164195.12 \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.21 \text{ m}$$

donc on adopte $h=50\text{cm}$

$$I \geq \frac{1 \times 0.5^3}{12} = 0.010 \text{ m}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} \Leftrightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164195.12 \times 0.010}{4000}} \geq \frac{2}{\pi} \times 5.9 \Rightarrow 4.23 \text{ m} \geq 3.75 \text{ m (CV)}$$

Conclusion :

Hauteur totale du radier nervure $h_n = 90 \text{ cm}$ (dalle +nervure)

Chapitre VII : étude de fondation

Hauteur la dalle du radier $hr = 40 \text{ cm}$

Largeur du nervure $b = h_{\text{poteau}} = 60 \text{ cm}$

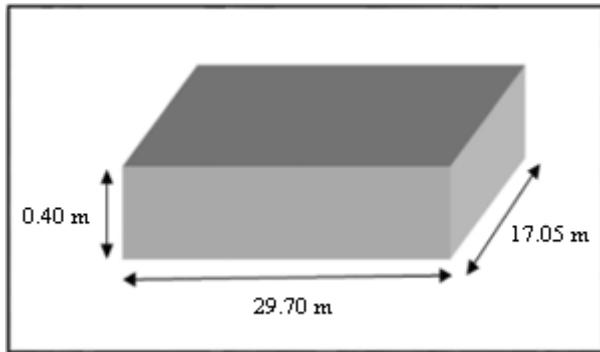


Figure VII-3 :Section équivalent au radier générale

VII.5.2. Calcul de la surface totale du radier :

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x : longueur en plan (29.70m)

L_y : largeur en plan (17.05m)

❖ Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max} (hr / 2 ; 30 \text{ cm})$$

Où : $hr = 90\text{cm} \implies D \geq \text{Max} (45 ; 30 \text{ cm}).$

On prend :

$D = 0.5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 506.4 + 0.5 \times 2 \times (46.75) = 553.15 \text{ m}^2$$

❖ Poids du radier :

$$G = (553.14 \times 0.40 \times 2.5) = 553.14 \text{ t}$$

❖ Combinaison d'action :

Chapitre VII : étude de fondation

$$N_u = N_{\text{ultime}} + 1.35(G) = 161004.79 + 1.35(553.14) = 161751.53 \text{t}$$

$$N_s = N_{\text{service}} + G = 11285.82 + 553.15 = 11838.96 \text{t}$$

VII.5.3. Vérifications diverses :

VII.5.3.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :BAEL 91(Article 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \left\{ \frac{0.15 \times f_w 28}{y_b}; 4 \text{Mpa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = h - c = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} \Rightarrow T_u^{\max} = \frac{161751.53 \times 1}{553.14} \times \frac{5.9}{2} = 86.26 \text{ t}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{86.26 \times 10^4}{1000 \times 3300} = 0.26 \text{ Mpa} \leq \tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \text{(C.V)}$$

VII.5.3.2. Vérification au poinçonnement :

❖ Vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier

Le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante (BAEL 91 Article A.5.2.42) :

$$N_u \leq 0.045 \cdot c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante

$$N_u = 161004.79 + 10\%(161004.79) = 177.1 \text{t.}$$

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_x = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_x = 2(0.59 + 0.60 + 2 \times 0.9) = 5.9 \text{ m.}$$

h: Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \rightarrow \quad N_u \leq 0.045 \times 5.9 \times 0.9 \times 2500 / 1.5 = 398.25 \text{ t}$$

$$N_u = 177.1 \text{t} \leq 398.25 \text{t} \dots \text{(C.V)}$$

Chapitre VII : étude de fondation

❖ Vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \text{ c.h. } f_{c28}/\gamma_b$$

Avec :

Nu : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 2314,00t$$

$$\mu_x = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_x = 2(5.9 + 0.20 + 2 \times 0.9) = 5.9 \text{m.}$$

$$N_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \Rightarrow N_u \leq 0.045 \times 5.9 \times 0.9 \times 2500 / 1.5 = 398.25 \text{ t}$$

N_u=231,4t ≤ 398,25 t(C.V)

VII.5.3.3. Vérification de la stabilité du radier :

❖ Vérification à l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

W ≥ a. γ.h. S

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

h : profondeur de l'infrastructure ($D = 0.5\text{m}$).

S:surface de radier ($S = 535\text{m}^2$).

N_G=4718.39t

Chapitre VII : étude de fondation

$$N_{\text{radier}} = 553.4 \times 0.4 \times 2.5 = 553.4 \text{ t}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 6372,82 + 553,4 = 6926,22 \text{ t}$$

$$W=N_T=6372,82 \text{ t}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1.5 \times 1 \times 5 \times 553.4 = 4150,5 \text{ t}$$

$$W=6372,82 \text{ t} \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 4150,5 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

VII.5.4. Caractéristiques géométriques du radier :

➤ Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 17.18 \text{ m}$$

$$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 8.73 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{X-X} = \frac{bh^3}{12} = \frac{32.5 \times 15^3}{12} = 9140.62 \text{ m}^4$$

$$I_{F-F} = \frac{15 \times 32.5^3}{12} = 42910.15 \text{ m}^4$$

VII.5.5. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la réaction du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\alpha = l_x/l_y$

VII.5.5.3. Méthode de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $= \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $= \mu_y \cdot M_x$

Chapitre VII : étude de fondation

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et v ($v= 0.2$ à 1 'ELS, 0 à l 'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tableau VII-5: Résultats de Méthodes de calcul.

Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant **préjudiciable**.

VII.5.5.2.Calcul de la réaction du sol sous le radier :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$ $q_u = 1610.04 / 553.4$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$ $q_{ser} = 1129.85 / 553.4$
$q_u = 2.90 t/m^2$	$q_{ser} = 2.04 t/m^2$

Tableau VII-6: Réaction du sol sous le radier.

VII.5.5.3.Ferraillage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive : $(5.5 \times 5.5) m^2$.

➤ L'ELU :

$$v = 0 ; q_u = 29 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 5.9 / 4.9 = 1.20 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

Chapitre VII : étude de fondation

Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad M_x = 0.0368 \times 29 \times (5.9)^2 = 37.15 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \quad M_y = 1 \times 37.15 = 37.15 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \quad M_{tx} = 0.85 \times 37.15 = 31.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \quad M_{ty} = 0.85 \times 37.15 = 31.57 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \quad M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 37.15 = 11.15 \text{ KN.m/ml.}$$

1. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \cdot \beta = (1 - 0.4a) \cdot b = 100 \text{ cm} \cdot \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\emptyset \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

$$d_x = 40 - 5 - \frac{4}{2} = 33 \text{ cm}$$

$$d_y = 33 - \frac{4}{2} - \frac{4}{2} = 29 \text{ cm}$$

2. Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens X :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 33 \times 2.1 / 400 = 3.98 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 29 \times 2.1 / 400 = 3.5 \text{ cm}^2$$

3. Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

Chapitre VII : étude de fondation

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

Tableau VII-7: Ferraillage de radier à l'ELU.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _u (N × m)	12.35	35.003	12.35	35.003
μ	0.079	0.226	0.103	0.226
μ<μ	CV	CV	CV	CV
A _{s'} (cm ²)	0	0	0	0
α	0.102	0.324	0.136	0.324
β	0.959	0.870	0.958	0.870
σ _s (Mpa)	348			
A _s (cm ² /ml)	1.12	3.50	1.27	3.50
A _{smin} (cm ² /ml)	3.98		3.5	
Choix des barres/ml	4HA12	6HA12	4HA12	6HA12
A _{scores} (cm ² /ml)	4.52	6.79	4.52	6.79
Espacement (cm)	6.79	16	25	16

4. **Espacement :** S_t=100/6=16.6cm donc \Rightarrow on prend S_t=16 cm

S_t=100/4= 25cm \Rightarrow donc on prend S_t=25 cm

➤ **ELS :**

$$\nu = 0.2 ; q_s = 27.2 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{BAEL91 (Art .4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6 \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\{266.67; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 5.9 / 4.9 = 1.20 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

Chapitre VII : étude de fondation

Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 M_x = 0.0442 \times 27.2 \times (5.9)^2 = 36.36 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x M_y = 1 \times 36.36 = 36.36 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x M_{tx} = 0.85 \times 36.36 = 30.90 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y M_{ty} = 0.85 \times 36.36 = 30.90 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 36.36 = 10.90 \text{ KN.m/ml.}$$

Tableau VII-8 : Ferraillage de radier à l'ELS.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M _u (N ×m)	10.90	30.90	10.90	30.90
μ	0.004	0.014	0.006	0.018
μ<μ _l	CV	CV	CV	CV
A _{s'} (cm ²)	0	0	0	0
α	0.005	0.017	0.007	0.022
β	0.998	0.993	0.997	0.991
σ _s (Mpa)	201.63			
A _s (cm ² /ml)	1.64	4.67	1.86	5.33
A _{smin} (cm ² /ml)	3.98		3.5	
Choix des barres/ml	4HA12	6HA12	4HA12	6HA12
A _{scores} (cm ² /ml)	4.52	6.79	4.52	6.79
Espacement (cm)	25	16	25	16

VII.6. Espacement : S_t=100/6=16.6cm  donc on prend S_t=16 cm

S_t=100/4= 25cm  donc on prend S_t=25 cm

VII.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \quad (\text{A.5.1,1})$$

$$T_u = \frac{P_u l_x l_y}{2L_y + l_x} = \frac{37 \times 5.9 \times 4.9}{2 \times (5.9 + 4.9)} = 67.83 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{67.83 \times 10^3}{1000 \times 330} = 0.20 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\bar{u}} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{y_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{y_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$



Chapitre VII : étude de fondation

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VII.6.2. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.50$ m. Le calcul du Ferraillage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire.

$$h = 0.40\text{m}$$

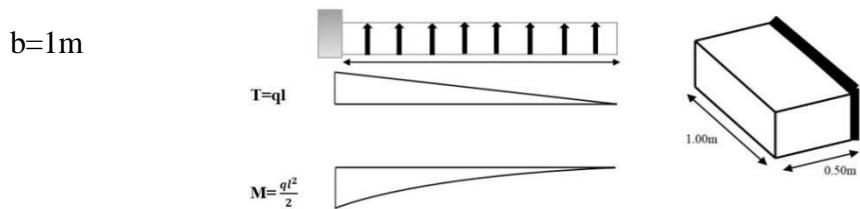


Figure VII-4: Schéma statique et sollicitations du débord.

➤ L'ELU :

$$M_{\max} = q u \frac{l^2}{2} = 37 \times \frac{0.5^2}{2} = 4.62 \text{ KN.m}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

$$C \geq 5 + \frac{4}{2} = 7\text{cm}$$

Donc on adopte : $C = 7 \text{ cm} \quad \Rightarrow d = 40 - 7 = 33 \text{ cm.}$

➤ L'ELS : (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times \frac{l^2}{2} = 27.2 \times \frac{0.5^2}{2} = 3.4 \text{ KN.m}$$

$$A_{\max}^{\text{BAEL}} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 40 \times 100 = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 40 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII- : Ferraillage de débords

Chapitre VII : étude de fondation

	M _{max} (KN.m)	α	β	A _S (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adop} (cm ²)
ELU	4.62	0.036	0.985	0.40			6HA16=12.06
ELS	3.4	0.026	0.989	0.70	10	4.83	6HA16=12.06

- **Espacement :** 16cm
- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

on choisit A = 3.14cm² = 4HA10 avec un espacement 12 cm

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{18.5 \times 10^3}{100 \times 330} = 0.56 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{C28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{(C.V)}$$

Avec : b=100 cm, d = 40 – 7 = 33 cm

$$V_u = q_u \times L_x = 37 \times 0.5 = 18.5 \text{ KN}$$

Remarque :

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII.6.3. Etude de la nervure :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures. Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Charge triangulaire :**

Chapitre VII : étude de fondation

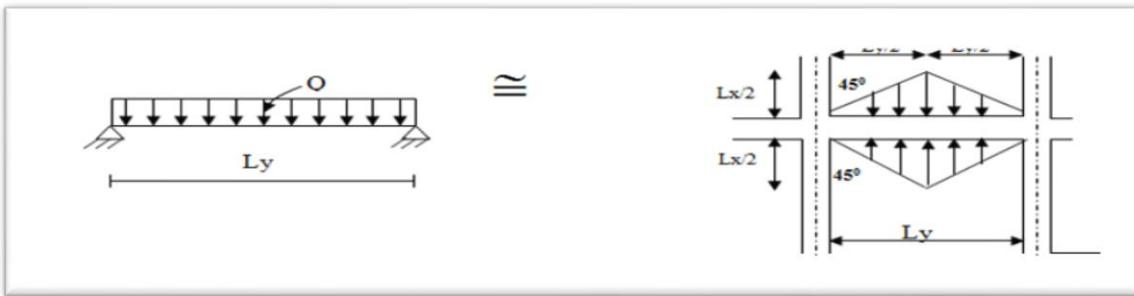


Figure VII-5 : Répartition des charges triangulaires sur les nervures.

$$P = \frac{q_u \cdot L_y}{4}$$

Avec :

Q' : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

➤ Charge trapézoïdal :

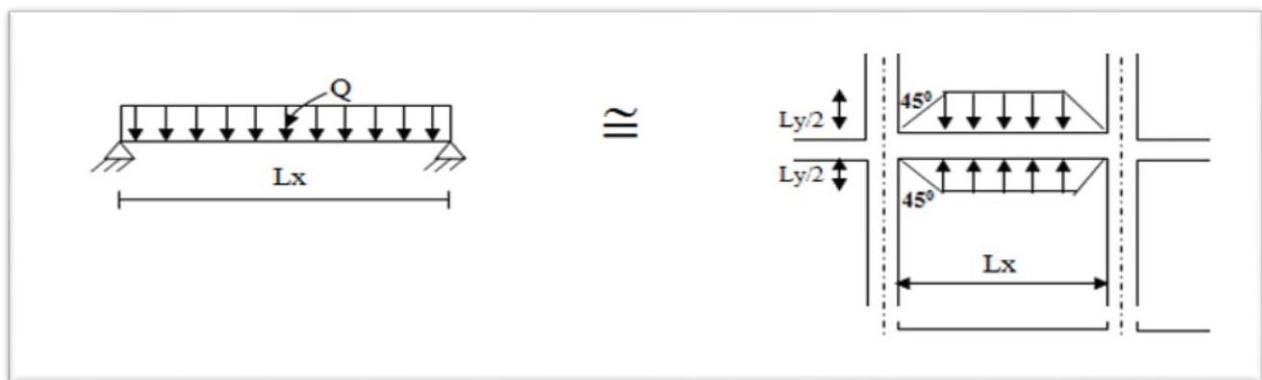


Figure VII-6 : Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{q_u l_x}{2}$$

Avec :

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\begin{cases} q_u = 29 \text{ KN/m} \\ q_{ser} = 27.2 \text{ (KN/m)} \end{cases}$$

VII.6.4. Calcul des sollicitations :

➤ Sens (x-x) :

Chapitre VII : étude de fondation

Tableau VII-9: Sollicitation sur les nervures sens (x-x).

L(m)	4.80	5.00	5.00	5.00	4.8
P (KN/m) ELU	430.08	448	448	448	430.08
P (KN/m) ELS	314.4	327.5	327.5	327.5	314.4

➤ Sens (y-y) :

Tableau VII-10: Sollicitation sur les nervures sens (y-y).

L(m)	4.90	4.60	4.20
P (KN/m) ELU	592.43	448	484.56
P (KN/m) ELS	433.09	327.5	354.22

VII.6.5. Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2025.

➤ A L'ELU :

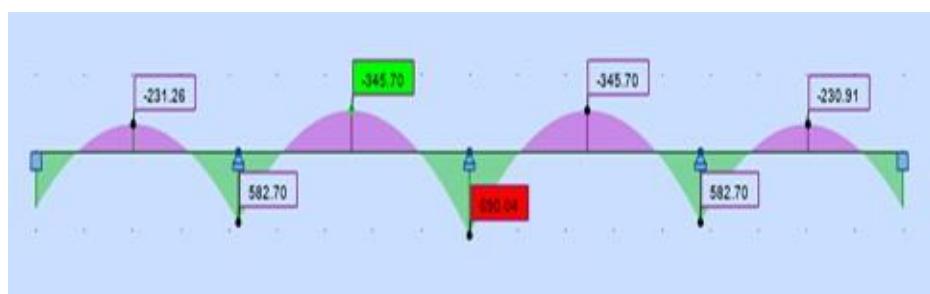


Figure VII-7 : Diagramme des moments fléchissants(x-x).

Chapitre VII : étude de fondation

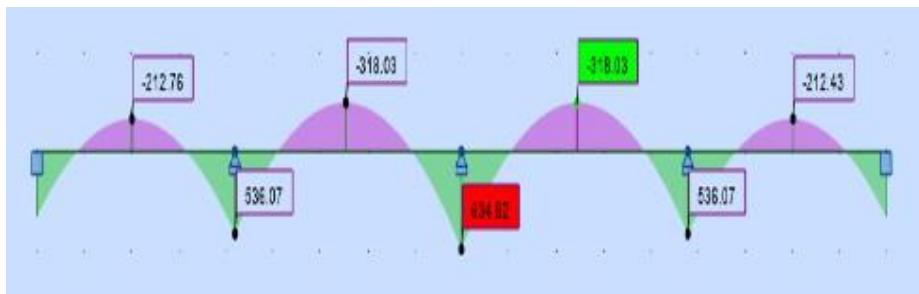


Figure VII-8 : Diagramme des moments fléchissant (y-y).

Calcul du ferraillage :

- **L'enrobage :**

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{90}{10} = 9\text{cm} \dots \text{(BAEL91. A.7.2.1)}$$

$$C \geq 2 + \frac{9}{2} = 6.5\text{cm}$$

Donc on adopte : $C = 7\text{ cm} \Rightarrow d = 90 - 7 = 83\text{ cm} ; b = 60\text{ cm}$

- **Calcul des armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})/\beta = (1 - 0.4a)$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 14.2\text{Mpa} \\ \sigma_b = 15\text{Mpa} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_s = 348\text{Mpa} \\ \sigma_s = 201.63\text{Mpa} \end{cases}$$

1. Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52\text{ cm}^2$$

2. Le pourcentage minimal armature : BAEL91 (Article B.6.4)

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b = 5.4\text{cm}^2$$

3. Section minimale de RPA 2024 :

$$A_{\text{RPA}} = 0.05 \times h \times b = 27\text{cm}^2$$

Chapitre VII : étude de fondation

➤ ELU :

Tableau VII- 11: Les résultats de ferraillage des nervures à L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	912.05	465.49	1733.51	868.45
μ	0.148	0.076	0.282	0.141
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.201	0.099	0.425	0.191
β	0.92	0.96	0.83	0.92
$\sigma_s(Mpa)$	348			
$A_s(cm^2/ml)$	33.51	16.39	70.60	31.91
$A_{smin}(cm^2/ml)$	27			
Choix des barres/ml	8HA25	6HA20	8HA32+4HA25	4HA20+4HA20
$A_{s corres}(cm^2/ml)$	39.27	18.85	83.97	32.2

➤ ELS :

Tableau VII-12 : Les résultats de ferraillage des nervures à L'ELS.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	1599.10	816.15	1296.24	650.14
μ	0.246	0.125	0.199	0.1
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm ²)	0	0	0	0
α	0.359	0.167	0.280	0.132
β	0.856	0.933	0.888	0.947
$\sigma_s(Mpa)$	201.63			
$A_s(cm^2/ml)$	108.25	51.04	85.17	40.05
$A_{smin}(cm^2/ml)$	27			
Choix des barres/ml	6HA32+ 6HA40	4HA32+ 4HA25	4HA40+ 4HA32	4HA32+ 4HA25

Chapitre VII : étude de fondation

As _{corres} (cm ² /ml)	123.65	51.81	92.44	51.81
--	--------	-------	-------	-------

- Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1)

$$V_u^{\max} = 470018$$

$\bar{\tau}_u=2.5$ MPa pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{470018}{600 \times 830} = 2,3 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u=2.5 \text{ MPa}$$

Selon BAEL le calcul des armatures transversales est nécessaire

- Armatures minimales :

- Armatures transversales minimales :

$$HA \leq (\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset) \Rightarrow \text{On prend } HA = 10\text{mm}$$

- Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b_t \Rightarrow A_t = 0.003 \cdot 10 \cdot 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales :

$$\text{En zone nodale : } S_t = \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset) \Rightarrow S_t = \min(\frac{90}{4}; 12(10)) \Rightarrow 15\text{cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

- La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 * h = 2 * 90 = 180 \text{ cm.}$$

- Détermination des armatures transversales : (B.A.E.L. A.5.1, 23)

$$\frac{At}{b \cdot St} \geq \frac{(u - 0.3f_{tj})}{0.9f_e}$$

$$A_t = \frac{1.15(2.3 - 0.3 \times 2.1) \times 15 \times 60}{0.9 \times 400} = 4.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \min(A_t; A_t^{RPa}; A_t^{\text{BAEL}}) = \max(1.8; 0.10; 4.80) = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 6 \cdot H \cdot A_8 = 3.02 \text{ cm}^2.$$

VII.7. Schémas de ferraillage:

➤ Radier :

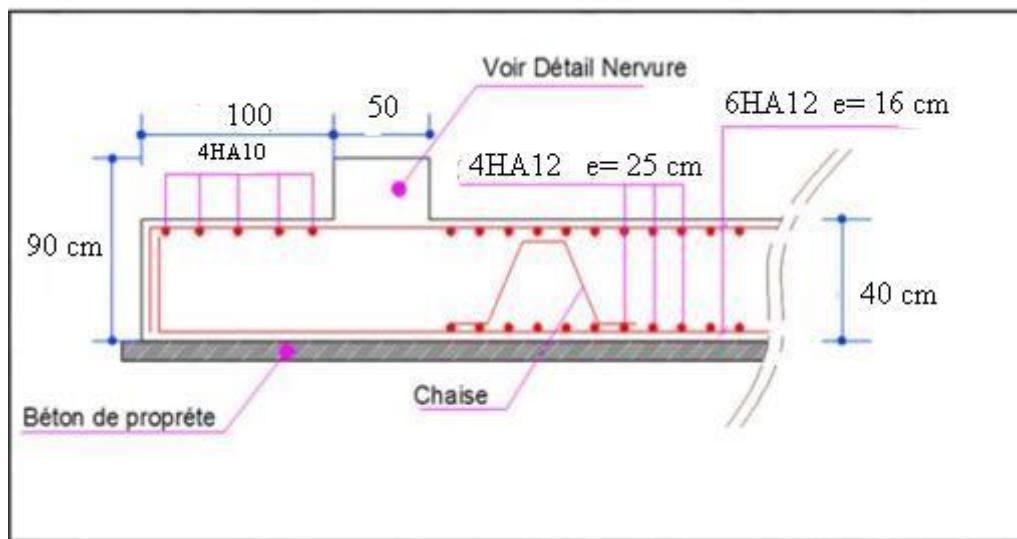


Figure VIII- 9: Ferraillage de radier.

➤ Nervure :

Chapitre VII : étude de fondation

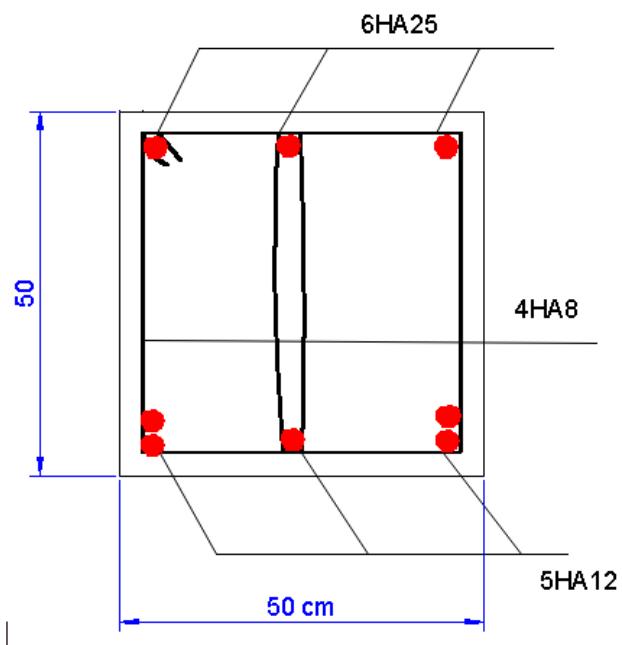


Figure VII-10: Schéma de ferraillage de nervure sens X-X.

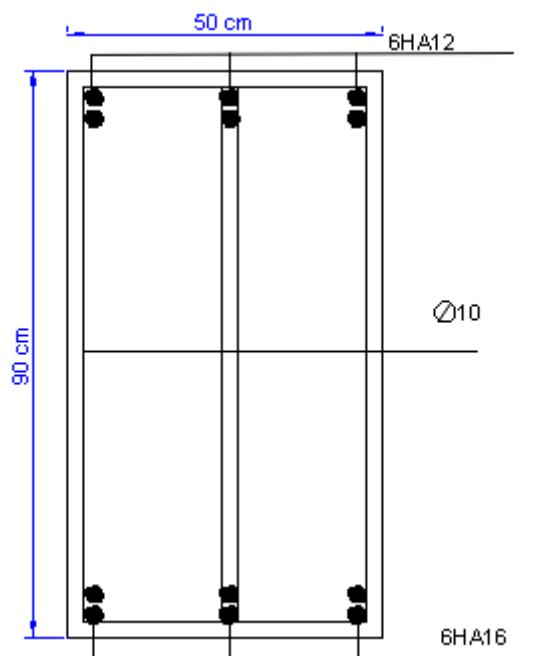


Figure VII- 11: Schéma de ferraillage de nervure sens Y-Y.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout le logiciel de calcul « Robot Structural Analysis Professional » ainsi que la réglementation ouvrages dans le domaine du bâtiment régissant les principes de conception et de calcul du bâtiment.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude a été comme une référence contenant un minimum

d'informations utiles pour faciliter les études des futures promotions

RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlements :

- Règlement parasismique algérienne RPA/V2024.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93.
- Béton armé aux états limites BAEL91 modifié99.
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR BC 2.2.

Documents :

- Cour de Résistance Des Matériaux.
- DR. MACHKOURI, M. Cours de bâtiment et Cours projet structure en béton armé.
- DR. MABROIKI, A. Cours de structure en béton armé.

Logiciels :

AUTODESK :

- Robot Structural Analysis Professional (Analyse des structures).
- AUTOCAD.....(Dessin).

Microsoft Office :

- EXCEL(Calcul).
- WORD(Traitement du texte).