

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE d'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE L'OBTENTION DU
DIPLOME MASTER EN GÉNIE CIVIL**

OPTION : STRUCTURE

Thème

**Etude et adaptation d'un bâtiment (R+7)
à usage d'habitation promotionnel dans
un site urbain**

Présenté par : BENJAAFRI Mohammed

SARHANI Souleymane

Soutenu le : 07/07/2019

Devant le jury composé de :

Dr.Djafari Driss

Univ. d'ADRAR

Président

Mme.Bakraoui.K

Univ. d'ADRAR

Examineur

Dr.Balegh Benamar

Univ. d'ADRAR

Encadreur

Année Universitaire : 2018 / 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي يُرِيهِمْ آيَاتِهِ
وَالَّذِي يُخْرِجُ النَّوْمَ
وَالَّذِي يُخْرِجُ النَّوْمَ
وَالَّذِي يُخْرِجُ النَّوْمَ
وَالَّذِي يُخْرِجُ النَّوْمَ

Dédicace

Dédicace

- ❖ A mes parents qui m'ont guidés durant les moments les plus difficile de ce long chemin, mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, mon Ami Abdelkader djalouli qui m a compagne dans ma vie et ma soutenu merci mes parents merci mon ami.
- ❖ A mes sœurs Aicha et Nesma et Merieme
- ❖ A toute personne qui nous a donné un coupe de main..
- ❖ A toute ma famille sans exception..
- ❖ A mes collègues de la promotion master en génie civil et de ST en générale.
- ❖ A mon binôme de ce mémoire M.BENDJAAFRI Mohammed
- ❖ .Enfin à tous ceux qui nous sont très chers

S.SOULEYMANE

dedicas

- ❖ A mes parents qui m'ont guidés durant les moments les plus difficile de ce long chemin, , mon père et mère qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents merci mon ami.
- ❖ A toutes personnes qui nous donne un coupe main mes cousine (Mohammed,Ahmed,Ramdane,Abdelkerime,Djloule,Abasse) .mes oncle(Elhaje Mohamed Elhadje Mokhtare,Abd-nabi ,Abd-Erahmane)
- ❖ A toute mes cousine, mes oncle sans exception..
- ❖ A mon la promotion de master génie civil et de ST en générale.
- ❖ A mon binôme de ce mémoire M.SARHANI Souleymane
- ❖ .Enfin à tous ceux qui nous sont très chers

B.Mohammed

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragées et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadreur Dr B. BALEGHE,

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus a notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

Nous remercions, en particulier, l'ingénieure Mr OUAINE Abderahmane. Pr KHalafi hamid. Mr.bassoud Abdelkader .Mr HAMOUDA Abdeazize ,de sa précieuse aide.

On remercie également les personnes qui nous soutunnent et nous encouragent de Prêt ou de loin

M.BENJAAFRI et S.SARHANI

Résumé

Plusieurs bâtiments sont aujourd'hui conçus et adaptés au site urbain dans des terrains dont c'est difficile à construire des constructions selon l'état de lieu à cause des constructions, route existant. Le souci est de prévoir une structure, constituée des éléments structuraux rigides et adaptables selon les contraintes de site. Dans cette étude une modélisation d'une structure à multiple étage en béton armé située dans une zone à moyenne sismicité (zone IIa) est établie. Des vérifications de résistances et stabilité selon les règlements de construction en vigueur seront entreprises.

Mots clé : Structure, béton armé, contraint de site, Modélisation

Abstract

Several buildings are now designed and adapted to the urban site in land where it is difficult to build construction according to the state of place because of the constructions, existing road. The concern is to provide a structure consisting of structural elements rigid and adaptable according to site constraints. In this study a modeling of a reinforced concrete multi-storey structure located in a zone with medium seismicity (zone IIa) is established. Resistance and stability checks according to the building regulations in force will be undertaken.

Keywords: Structure, reinforced concrete, site constraints, Modeling

ملخص

تم تصميم العديد من المباني الآن وتكييفها مع الموقع الحضري في الأرض حيث يصعب تشييد البناء وفقاً لحالة المكان بسبب الإنشاءات والطرق الحالية . الهدف هو توفير هيكل يتكون من عناصر هيكلية صلبة وقابلة للتكيف وفقاً لقيود الموقع . في هذه الدراسة ، تم وضع نموذج لبنية متعددة الطبقات من الخرسانة المسلحة تقع في منطقة ذات زلزالية متوسطة (Zone Iia) .

سيتم إجراء اختبارات المقاومة والاستقرار وفقاً لأنظمة البناء المعمول بها .

الكلمات المفتاحية: الهيكل ، الخرسانة المسلحة ، عوائق الموقع ، النمذجة .

Table des matières

Sommaire

Introduction générale	2
Chapitre I : présentation du projet	2
I.1) PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	5
Caractéristiques géométriques:	5
I.2 HYPOTHESES DE CALCUL.....	6
I-2-1 Le règlement BAEL 91	6
I.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX:	7
I-3-1- Béton	7
I-3-2 Acier:	9
Chapitre II pré-dimensionnement des éléments de la structuraux	12
II.1 Introduction.....	13
II.2 Pré dimensionnement des planchers.....	13
II-2.1-Résistance au feu:.....	13
II-2.2-Résistance à la flexion :.....	13
II-2.3-Condition de flèche.....	14
II-2.4- Isolation phonique:	14
II-2.5-Conclusion :.....	14
II.3 Pré dimensionnement des voiles	14
II-4 Pré dimensionnement des escaliers:	15
II-5-Décent de charge.....	18
II-5-1-Les planchers	18
II-5.2-Balcons :.....	20
II-5.3-L'acrotère.....	20
II-5.4-Mur extérieur.....	21
II-5.5-L'escalier:	21
II-6) PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	22
II.6.1-Poutres principales (porteuses):.....	22
II.6.2- Poutres secondaires (non porteuses)	23
II-6-2-1)Vérification de la flèche.....	23
II.7- PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	24
II.7.1. Poteau de rive :	26

Table des matières

II.7.2. Poteau central :	27
II.7.3- Poteau d'angle :	28
Chapitre III :étude des plancher.....	31
III-1)Introduction	32
III-2)Plancher à corps creux.....	32
III-2-1)Etude des poutrelles	32
III-2-2)Ferraillage de la dalle de compression	58
III-2-3)Calcul de la flèche:.....	59
Chapitre IV :étude des éléments secondaire l'escalier, acrotère, dalle pleine.	63
VI-1)L'ESCALIER	64
VI-1-1) Définition:.....	64
VI-1-2) Evaluation des charges :	64
VI-1-3) Calcul de ferraillage (volée 1 et 3):.....	67
VI-1-4) Calcul de ferraillage (volée 2):	70
VI-1-4) Calcul de la poutre brisée :	71
VI-1-4) Schéma de ferraillage	74
IV-2)Etude de la dalle pleine	75
IV-2-1) Introduction.....	75
IV-3)Schéma de dalle pleine.....	80
IV-3)L'acrotère :	81
IV-3-1)Introduction :	81
IV-3-4)Le ferraillage :	82
Chapitre V :étude dynamique.....	84
V-1)Introduction.....	85
V-2)Choix de la méthode de calcul.....	85
V-2-1)Méthode statique équivalente :	85
V-2-2)Méthode dynamique qui regroupe :	85
V-2-3) Présentation de la méthode modale spectrale :	85
V-2-4) Méthode dynamique modale spectrale	90
V-2-5) Méthode d'analyse par accélérogramme	90
V-3) Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	90
V-4)Analyse des résultats.....	91
V-4-1)Disposition des voiles de contreventement.....	91
V-4-2) Les Vérification :	92

Table des matières

Chapitre VI :étude de portique et voile.....	98
VI-1)Introduction.....	99
VI-2)Ferraillage des portiques.....	99
VI-2-1)Définition.....	99
VI-2-2)Le ferraillage:.....	100
VI-2-1-2)Ferraillage des poutres :.....	106
VI-3)Ferraillage des voiles :.....	113
VI-3-1)Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :.....	113
VI-3-2)Rôle de contreventement :.....	113
VI-3-3)Ferraillage des voiles :.....	113
VI-3-4)Calcul des armatures des voiles:.....	115
VI-3)Schéma de ferraillage.....	118
Chapitre VII :étude des fondation.....	120
Etude des fondations.....	120
VII-1) Introduction.....	121
VII-2)Les contraintes du site urbain.....	121
VII-3) Travaux de terrassement et protection les constructions voisines.....	121
VII-3)Choix du type des fondations.....	122
VII-5)Étude des fondations.....	123
VII-5-1) Semelle isolée.....	123
VII-5-2) Semelles filantes.....	123
VII-5-3)Etude du radier général.....	124
VI-5)Schéma de ferraillage de nervure.....	137
Conclusion.....	138
L'annexe.....	142

Liste des figures

Figure 1(I.1)plan de masse de site de structure.....	5
Figure 2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU	8
Figure 3: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	8
Figure 4: diagramme contraintes déformations.....	10
Figure 5 :(II.2) Dalle à corps creux.....	13
Figure 6 (II.2) : Coupée voile en élévation.	15
Figure 7 (II.4) : schéma d'escalier	16
Figure 8(II.5)coupe de plancher terrasse inaccessible.....	18
Figure 9. (II.6) : coupe plancher étage courant	19
Figure 10(II.7) schéma de l'acrotère	20
Figure 11(II.8) schéma des murs extérieur.....	21
Figure 12(II.9) schéma des poutres principales.....	22
Figure 13(II.10) schéma des poutres secondaires	23
Figure 14(II.11) surface affairant de poteaux de rive.....	26
Figure 15(II.12) surface afférant de poteau centrale	27
Figure 16(II.12) surface afférant de poteau d'angle	28
Figure 17(III.1) section de poutrelle	51
Figure 18(III.2) schéma de ferrailage de poutrelle étage courant	57
Figure 19(III.3) schéma de ferrailage de poutrelle terrasse.....	57
Figure 20(III.4) Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	58
Figure 21(III.5) centre gravite de chaque section.....	60
Figure 22(IV.1) schéma de l'escalier.....	64
Figure 23(IV.2) schéma statique de l'escalier.....	66
Figure 24(IV.3) schéma statique de l'escalier (volée 1et 3).....	66
Figure 25(IV.3) Schéma statique de l'escalier (volée 2).....	68
Figure 26(IV.4) Schéma statique de l'escalier (volée 2).....	69
Figure 27(IV.4) Schéma statique de poutre brisée.....	71
Figure 28(IV.5) Diagramme des moments et effort tranchants.....	72
Figure 29(IV.6)shema de ferrailage volée 1et 3.....	74
Figure 30(IV.7) coupe de poutre brisée.....	74
Figure 31(IV.7) le panneau le plus sollicité	75
Figure 32(IV.8) schéma de ferrailage de dalle plein.....	80
Figure 33 schéma de ferrailage de dalle plein.....	80
Figure 34(IV.8) Schémas statiques de l'acrotère.....	81
Figure 35(IV.9) schéma de ferrailage de l'acrotère	83
Figure 36(V.1)Vue en 3D sur la structure.....	88
Figure 37(V.2) 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :3D (résultats de robot 2018).....	89
Figure 38(V.3) 2eme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :3D (résultats de robot 2018).....	90
Figure 39(V.4) description des positions des voiles(robot 2018).....	91
Figure 40(V.5) l'effet de poids	95
Figure 41(VI.1) Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	99
Figure 42(VI.2) schéma de noyau central	99
Figure 43(VI.3)Espacement entre les armatures	101

Liste des figures

Figure 44 (VI.4) Schéma de calcul PP	108
Figure 45(VI.5) Schéma de calcul PS	111
Figure 46(VI.6)Disposition des voiles.	115
Figure 47 (VII.1)Plan de masse (Auto-cade 2017)	121
Figure 48(VII.2)Plan de terrassement (Auto-cade 2017).....	122
Figure 49(VII.3) Schéma d'une semelle isole.....	123
Figure 50(VII.4) Schéma d'une semelle isole.....	123
Figure 51(VII.5) schéma de dimension du radier.....	125
Figure 52(VII.6) schéma de radier	126
Figure 53(VII.7)le panneau les plus sollicite	127
Figure 54(VII.7) schéma de ligne de rupture de radier	131
Figure 55(VII.8) la section de la nervure	134

Liste des tableaux

Tableau 1 Caractéristiques mécaniques des aciers.....	9
Tableau 2 (II.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	18
Tableau 3 (II.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant et RDC.....	19
Tableau 4 (II.3) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	20
Tableau 5 (II.4) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	20
Tableau 6(II.5) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	21
Tableau 7(II.6) : Evaluation des charges permanentes de palier.....	21
Tableau 8(II.7) : Evaluation des charges permanentes de volée.....	22
Tableau 9(II.8) : Evaluation la charge et calcule la section de poteaux de rive.....	27
Tableau 10(II.9): Evaluation la charge et calcule la section de poteau centrale.....	28
Tableau 11(II.10): Evaluation la charge et calcule la section de poteau d'angle.....	29
Tableau 12(II.11) : Section des poteaux.....	30
Tableau 13(III.1) évaluation des charges.....	34
Tableau 14(III.2) résumé de sollicitation de poutrelle.....	50
Tableau 15(III.3) Section finale de ferrailage.....	53
Tableau 16(V.1) les valeurs de ξ :.....	86
Tableau 17(V.2) Valeurs des pénalités.....	87
Tableau 18(V.4): Caractéristiques massiques et géométriques de la structure.....	89
Tableau 19(V.5): les résultat de période et la masse modale (robot structuale2018).....	92
Tableau 20(V.6): Les réactions à la base (robot structurel 2018).....	93
Tableau 21(V.7) vérification des déplacements.....	94
Tableau 22(V.8)Vérification de l'effort normal réduit.....	95
Tableau 23(V.9) : Justification vis-à-vis de l'effet P- \square \square sens X (Combinaison Ex).....	95
Tableau 24(V.10) : Justification vis-à-vis de l'effet P- \square \square sens Y (Combinaison Ey).....	96
Tableau 25 (V.11) vérification de renversement du bâtiment sens longitudinal.....	96
Tableau 26(V.11): vérification de renversement du bâtiment sens transversal.....	97
Tableau 27(VI.1) Récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	105
Tableau 28(VI.2) Résumé du vérification d ELS des poteaux.....	105
Tableau 29(VI.3) : les sollicitations obtenus par " Autodesk robot analysis Professional 2018	108
Tableau 30(VI.4) les sollicitations obtenus par Autodesk robot analysis Professional 2018.....	110
Tableau 31 (VI.5) les sollicitations obtenus par Autodesk robot analysis Professional 2018.....	115
Tableau 32(VII.1)Résumé des sollicitations.....	128
Tableau 33(VII.2) résumde ferrailage (sens X-X).....	128
Tableau 34 (VII.3) résumé les calcule ELS.....	130
Tableau 35(VII.2) la vérification après augmentation des sections.....	130
Tableau 36(VII.3) Sollicitation sur la nervure sens Y-Y(secondaire).....	133
Tableau 37(VII.4) Sollicitation sur la nervure sens X-X (principale).....	133
Tableau 38(VII.5) Sollicitation sur la nervure sens Y-Y(secondaire).....	133
Tableau 39(VII.6) Sollicitation sur la nervure sens X-X(principale).....	133

LISTE DES NOTATIONS

- A**: Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s**: Aire d'une section d'acier.
- A_t**: Section d'armatures transversales.
- B**: Aire d'une section de béton.
- ∅**: Diamètre des armatures.
- φ**: Angle de frottement.
- C**: Cohésion.
- Q**: Charge d'exploitation.
- γ_s**: Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b**: Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s**: Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc}**: Contrainte de compression du béton.
- σ_s**: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_{bc}**: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u**: Contrainte ultime de cisaillement.
- τ_t**: Contrainte tangentielle.
- β**: Coefficient de pondération.
- σ_{sol}**: Contrainte du sol.
- G**: Charge permanente.
- ξ**: Déformation relative.
- V**: Effort tranchant a la base.
- E.L.U**: Etat limite ultime.
- E.L.S**: Etat limite service.
- N_{ser}**: Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u**: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u**: Effort tranchant ultime.
- T**: Effort tranchant, Période.
- S_t**: Espacement.
- λ**: Elancement.
- e**: Epaisseur, Indice des vides.
- F**: Force concentrée.
- f**: Flèche.
- f̄**: Flèche admissible.
- L**: Longueur ou portée.
- L_f**: Longueur de flambement.
- W**: Poids total de la structure.
- d**: Hauteur utile.
- F_e**: Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u**: Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser}**: Moment à l'état limite de service.
- M_t**: Moment en travée.
- M_a**: Moment sur appuis.

LISTE DES NOTATIONS

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Introduction

Introduction générale

Les ingénieurs en génie civil sont censés concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique notamment dans sites urbains, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, la capacité portante du sol et les contraintes du site et les constructions existantes.

Le présent projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment d'habitation en R+7 contreventé par un système mixte (voiles +portiques) dans un site urbain. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir le RPA99V2003, le BAEL91/99 et le CBA93, plus le document technique réglementaire D.T.R. BC 2.2.

La bonne étude du projet dépend à la reconnaissance du sol qui est indispensable, et aussi la reconnaissance du site et les constructions mitoyennes. Pour cela Ce mémoire est constitué des parties suivantes:

Le premier chapitre contient toutes les données sur la présentation du projet à savoir le type de construction, implantation, géométrie, site et les hypothèses de calcul.

Le deuxième chapitre est consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux selon les normes et règles RPA99V2003, BAEL 91/99.

Le troisième chapitre est l'étude des pré-dimensionnement et ferrailage des planchers et divers vérifications.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaire notamment l'escalier, acrotère, dalle pleine.

Le cinquième chapitre est le chapitre primordial dans notre recherche qui est consacré à l'étude sismique, des vérifications jugées nécessaires pour assurer la stabilité dynamique de la structure.

Le sixième chapitre présente l'étude des portiques (poteaux, poutres, voiles de contreventement) pour la structure par calcul de ferrailage et vérifications des contraintes dans les combinaisons normales et accidentelles.

Le septième chapitre qui est important dans notre étude, est consacré à l'étude de l'infrastructure en tenant compte les contraintes du site ensuite le calcul de ferrailage et vérifications des contraintes.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale donnant une synthèse de notre recherche.

Chapitre I

Présentation du projet

I.1) PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation. Comporte 32 logements. L'ouvrage est classé dans le «**groupe d'usage 2** » et implanté à «**Mohammedia Mascara Algeria** », ville située en «**zone IIa**» de sismicité moyenne, selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003**.

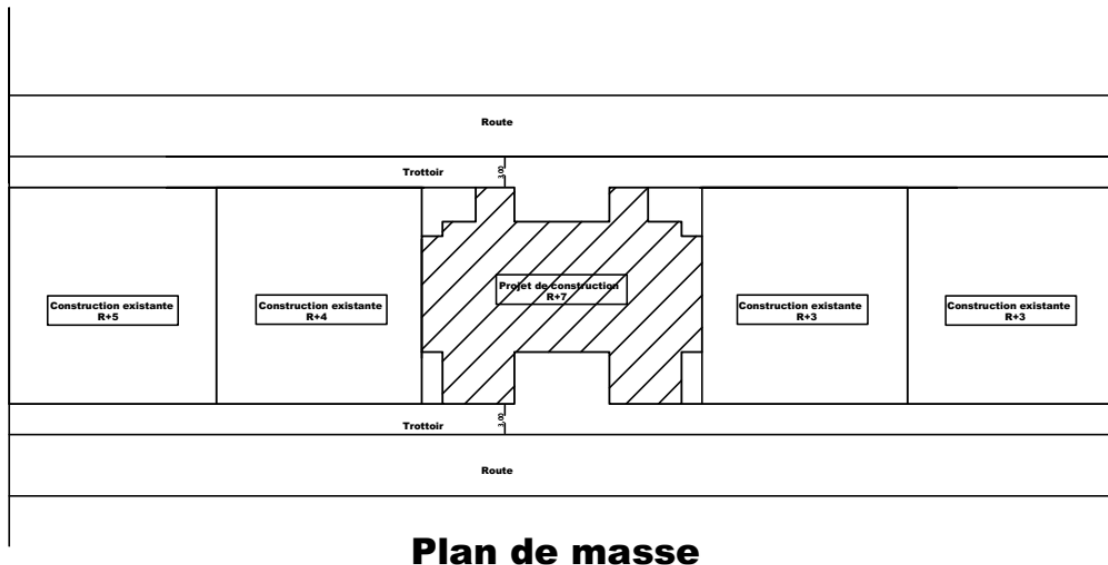


Figure 1(I.1) Plan de masse de site de structure

Notre projet est situé dans un site urbain par conséquent il y a des contraintes de réalisation et la possibilité de faire un dommage dans la construction voisine

Caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué des quatre logements de chaque étage, de dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants 3.06m.
- Hauteur du rez -de chaussée 3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 25.42 m.
- Longueur total du bâtiment en plan 26.49 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 20.605m.

Description de l'ossature :

- **Plancher:**

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Minimiser les portées et diminuer la flèche.

- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

- **Conception structurale:**

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

- **Escaliers:**

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à trois volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

- **Maçonneries:**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ✓ Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- ✓ Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

- **L'acrotère:**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 15 cm d'épaisseur.

- **Terrasse:**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.2 HYPOTHESES DE CALCUL

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-2-1 Le règlement BAEL 91[2] (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

a.Etats limites ultimes (ELU) :

correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

b. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières aux de là desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

Hypothèses:

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_S = 15E_b$; $n = 15$).
- Le RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) : c'est le code de calcul.

I.3 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX[5]:

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I-3-1- Béton :

a-Matières constitutives du béton:

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPA 325
- 400 L de sable $DS < 5$ mm
- 800 L de gravillon $3 \text{ mm} < D_g < 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

b-Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

Masse volumique : pour le béton non armé, elle est prise dans notre présente étude égale à 22000 N/m^3 .

Résistances caractéristiques :

Compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour f_{c28} , et par conséquent :

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

Contraintes limites :

1. à l'ELU : est notée σ_{bu} tel que $\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$.

Avec : $\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

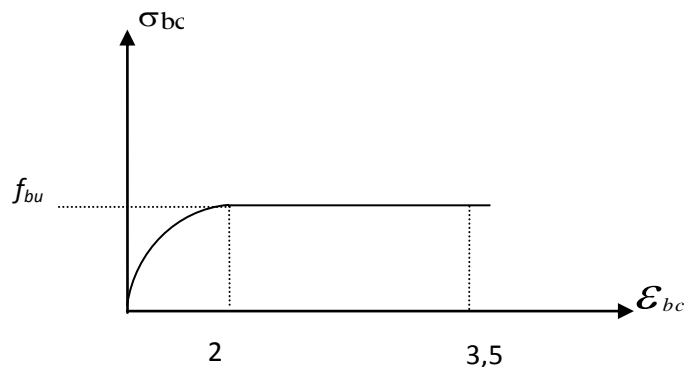


Figure 2: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU[2]

2. à ELS : est donné par $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$

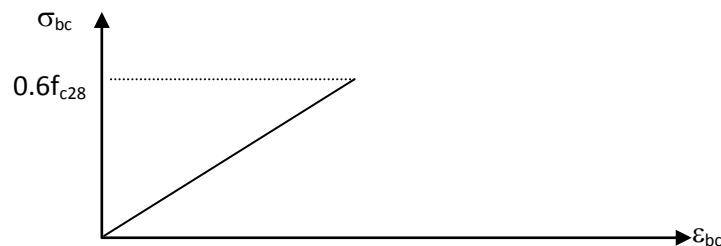


Figure 3: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS[2].

Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91.

1. Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

2. Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application on a : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$ d'ou :

$$E_{v28} = 10721,4 \text{ MPa}$$

Coefficient de Poisson:

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement **BAEL 91[2]**:

à l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I-3-2 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'aciers :

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 .

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Tableau 1 Caractéristiques mécaniques des aciers[2]

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	ϵ_s ‰	Emploi
Barre HA	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	$\phi \leq 6\text{mm}$	520	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	$\phi > 6\text{mm}$	441	1.917	

Contraint limite de l'acier :

Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ϵ_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

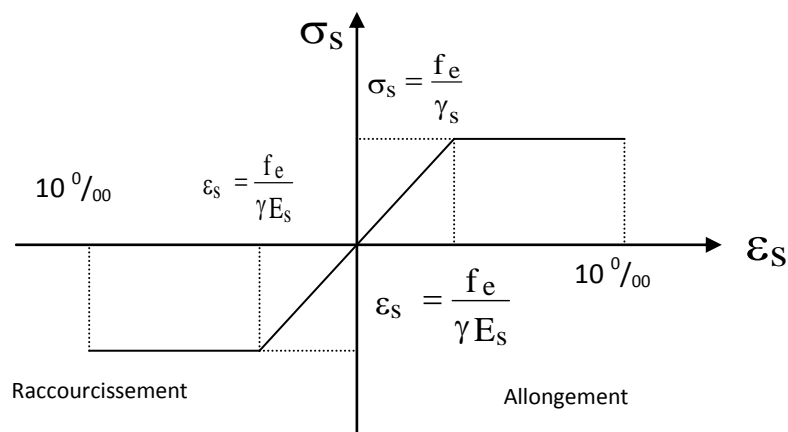


Figure 4: diagramme contraintes déformations [2].

Contrainte à ELS:

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

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8 \text{Min} ((2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

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

Coefficient d'équivalence: $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer une épaisseur économique (planchers) afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- la facilité de réalisation.
- les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4.90 m)
- diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

II-2.1-Résistance au feu:

D'après BEAL 91[2]:

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures

On admet que : $e = 16 \text{ cm}$

II-2.2-Résistance à la flexion :

Dalles reposant sur deux cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à :

$L_x = 3,06 \text{ m}$ Ceci engendre donc $2.71 / 50 \leq e \leq 2.71 / 40 \Rightarrow 5.42 \text{ cm} \leq e \leq 6.77 \text{ cm}$

On prend $e = 16 \text{ cm}$.

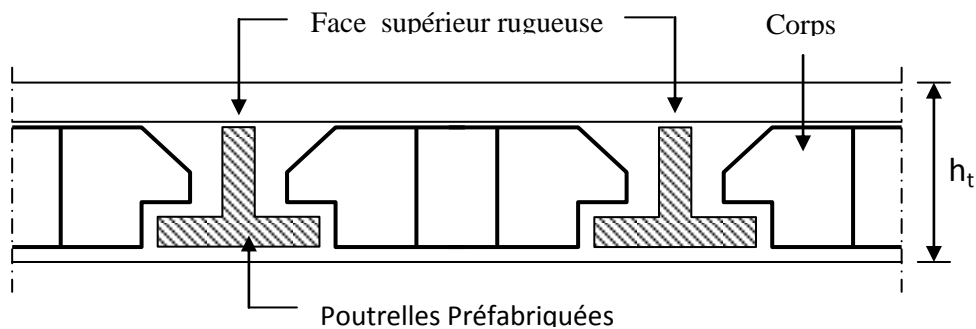


Figure 5 :(II.2) Dalle à corps creux.

II-2.3-Condition de flèche

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a: $L = 525 - 30 = 495\text{cm}$ d'ou $19.8 < h_t < 24.75$

Donc on adopte une épaisseur de: $h_t = 21\text{ cm}$

$$\text{Tel que } h_t = d + e \begin{cases} d = 16\text{cm} \\ e = 5\text{cm} \end{cases}$$

II-2.4- Isolation phonique:

Selon les règles techniques «CBA93[4]» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à: **e=16 cm.**

II-2.5-Conclusion :

$e = \max \{16; 16; 21; 16\}$ (cm)

$e = (16+5)\text{ cm} \Rightarrow e=21\text{ cm}$

- **Remarque**

Concernant le pré dimensionnement des dalles des balcons on adopte une épaisseur: $e=15\text{ cm}$

II.3 Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article **RPA 99V2003 7.7** de

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA99V2003** [1] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires Avec :

- L : longueur de voile.
- e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la **Figure6 (II.2)**.

c.a.d:

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article **7.7.1 de RPA99** :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 2.71$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \Rightarrow e \geq 10.84 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \Rightarrow e \geq 12.32 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 13.55 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e/22 , h_e /20)$$

$$e \geq \max (15; 10.84 ; 12.32 ; 13.55)$$

$$e \geq 15 \text{ cm on adopte que : } e=15\text{cm}$$

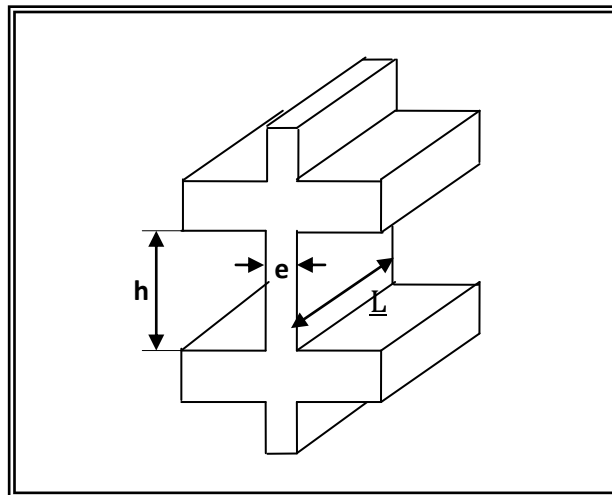


Figure 6 (II.2) : Coupée voile en élévation.

II-4 Pré dimensionnement des escaliers:

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place , la jonction palier –volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

Caractéristiques techniques :

➤ Pour étage courant et RDC:

- n = nombre de contre marches
- (n-1)= nombre de marches

- h = la hauteur de la marche
- g = giron
- H = hauteur étage.
- H_v = hauteur volée.
- L_v = portée en plan de la volée
- L_0 = portée en horizontale de volée
- e = épaisseur de la paillasse
- e' = épaisseur de palier

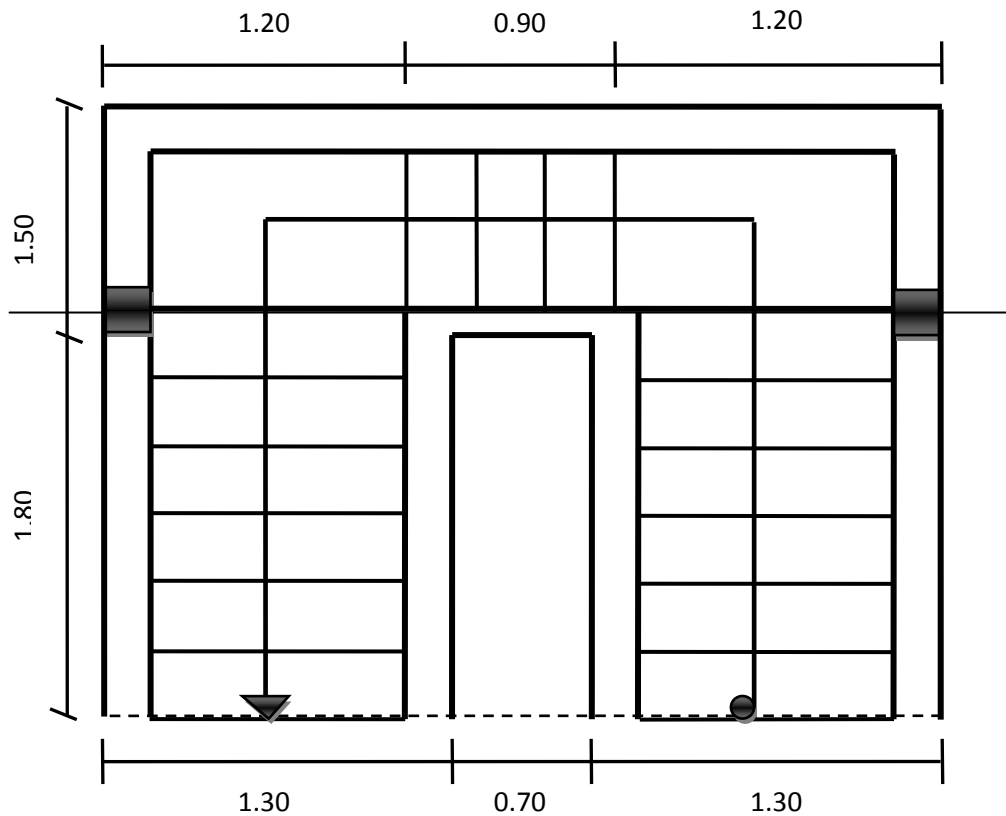


Figure 7 (II.4) : schéma d'escalier

Hauteur : $H=3,06m$.

Giron : $g=30\text{ cm}$ et $h=17\text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a: } 60 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14 < h < 18.$$

h : varié de 16 cm à 20 cm.

g : varié de 28 cm à 33 cm.

Pour: $h=17\text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18.$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$(n - 1) = 17$ marche.

- **Volie1 et volie3 :**

7 contre marche (6marche) .

$$H_v = 7 \times 17 = 119 \text{ cm} ; \quad L_0 = 6 \times 30 = 180 \text{ cm}.$$

Inclinaison de la paille :

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_0} = \frac{1.19}{1.8} = 0.66 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 33.47^\circ.$$

La longueur de volée est :

$$L_v = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{1.19}{\sin(33.47)} = 2.16 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L_v = 2.16 \text{ m}.$$

Epaisseur de paille :

$$\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{216}{30} \leq e \leq \frac{216}{20} \Rightarrow 7.2 \text{ cm} \leq e \leq 10.8 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}.$$

- **Volie2:**

4 contre marche (3marche) :

$$H_v = 4 \times 17 = 68 \text{ cm} ; \quad L_0 = 3 \times 30 = 90 \text{ cm}.$$

- **Inclinaison de la paille :**

$$\tan \alpha = \frac{H_v}{L_0} = \frac{68}{90} = 0.75 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 37.07^\circ.$$

- **La longueur de volée est :**

$$L_v = \frac{H_v}{\sin \alpha} = \frac{68}{\sin(37.07)} = 1.13 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L_v = 1.13 \text{ m}.$$

- **Epaisseur de paille :**

$$\frac{L_v}{30} \leq e \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{113}{30} \leq e \leq \frac{113}{20} \Rightarrow 3.78 \text{ cm} \leq e \leq 5.65 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm}.$$

II-5-Décent de charge[3] :

II-5-1-Les planchers

II-5-1-1-Plancher terrasse (inaccessible)

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

II-5-1-2-Charge permanente :

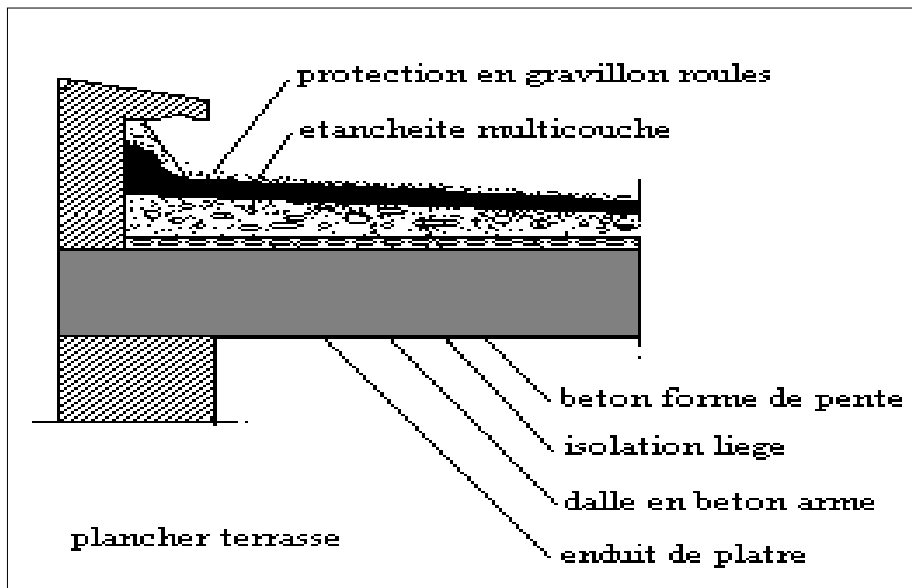


Figure 8(II.5) Coupe de plancher terrasse inaccessible

Tableau 2 (II.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1500	75
2- Etanchéité multicouche	5	200	10
3- Béton Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation thermique au liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+5	1360-2500	342.6
6- Enduit plâtre	2	1000	20

$G = 683.6\text{kg/m}^2$

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$

II-5-1-3-Planchers étages courant+RDC

les planchers des étages courant sont en corps creux.

II-5-1-4-Charge permanente :

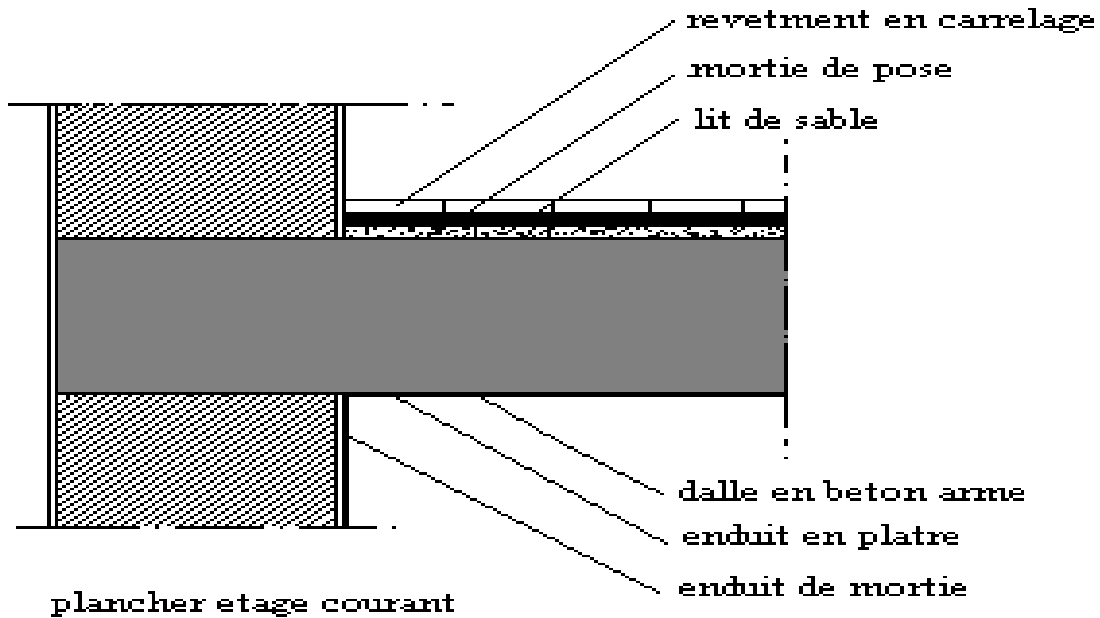


Figure 9. (II.6) : coupe plancher étage courant

Tableau 3 (II.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant et RDC

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+5	1360-2500	342.6
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	100

$G = 582.6 \text{ kg/m}^2$

$Q = 150 \text{ kg/m}^2$

II-5.2-Balcons : les balcons sont en dalle pleine

Etage courant :

Tableau 4 (II.3) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Cloisons léger	/	/	100
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit plaitre	2	1000	20

$$G = 615 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

Terrasse

Tableau 5 (II.4) : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

MATERIAUX	epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	g (kg/m ²)
Gravillon roulés	5	1500	75
Etanchéité multicouche	5	200	10
Isolation thermique au liège	4	400	220
Béton forme pent	10	2200	16
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit plaitre	2	1000	20

$$G = 716 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

II-5.3-L'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.15) + (0.27 \times 0.2) = 0.144$$

$$P = (0.144 \times 2500) = 145 \text{ Kg/ml}$$

- Charge permanente : $G = 360 \text{ kg/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

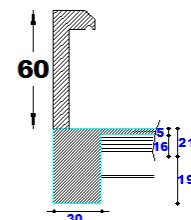


Figure 10(II.7) schéma de l'acrotère

II-5.4-Mur extérieur

Tableau 6(II.5) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Brique creux	15	1400	210
Brique creux	10	1400	140
Enduit plâtre	2	1200	24
Enduit ciment	2	2000	40
G = 414 kg/m²			

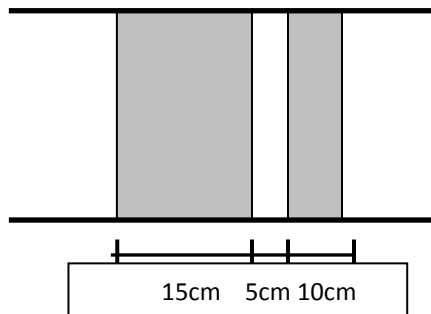


Figure 11(II.8) schéma des murs extérieur

II-5.5-L'escalier:

Palier

Tableau 7(II.6) : Evaluation des charges permanentes de palier

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

G = 535 kg/m²

Q = 250 kg/m²

Volée:

Tableau 8(II.7) : Evaluation des charges permanentes de volée

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	D (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	16	2200	2200×0,16/2=176
Paillasse	15	2500	(2500×0,12)/cos32,52=355,782
Enduit ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	90

$G = 792.782 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

II-6) PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton arme de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91/99[2]** et vérifiées par la suite selon le **RPA99/V2003[1]**

II.6.1-Poutres principales (porteuses):

D après le BAEL91[2]:

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.

$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 5.03 m.

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 33.53 \text{ cm} \leq h_t \leq 50.3 \text{ cm}.$

On prend $h=40\text{cm}.$

$0.2 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 8\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$

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

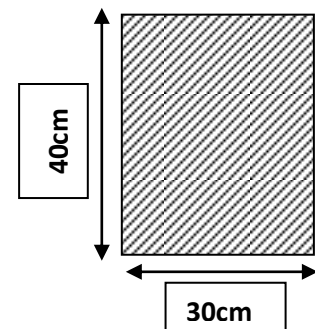


Figure 12(II.9) schéma des poutres principales

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de [**RPA 99V2003**] suivant :

$b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.

$h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.

$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.33 < 4$ vérifie.

II.6.2- Poutres secondaires (non porteuses)

D après le BAEL91[2]

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{hauteur de la poutre.}$$

$$0.2h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 5,25m.

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 35 \text{ cm} \leq h_t \leq 52.5 \text{ cm.}$$

On prend $h=35 \text{ cm.}$

$$0.2h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 7 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm.}$$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{vérifié.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{vérifié.}$$

$$h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1.16 < 4 \quad \text{vérifié.}$$

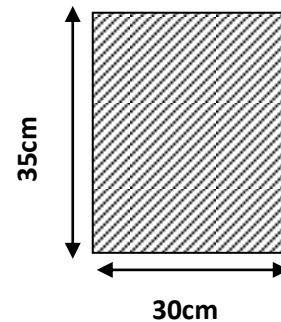
Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ **Poutres secondaires :** $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ 

Figure 13(II.10) schéma des poutres secondaires

II-6-2-1)Vérification de la flèche[12]Nous devons vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{F}$

$$F_{\max} \leq L/500 \quad \text{Si la portée L est au plus égale à 5m.}$$

$$F_{\max} \leq (L/1000) + 0.5 \quad \text{Si la portée L est supérieur à 5 m.}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = (5 q L^4 / 384 E I)$$

 f_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3 / 12$ **II-6-2- 1-1Poutre principale**

$$L = 5.03 \text{ m}$$

$$f_{\max} \leq (L/500) = 1.006 \text{ cm.} \quad E=321642 \text{ Kg/cm}^2 \quad I=160000 \text{ cm}^4$$

Charge permanent $G=659\text{kg/m}^2$.

Charge d exploitation $Q=100\text{ kg/m}^2$.

$$q=G+Q = (659 \times 5.03 + 2500 \times 0.3 \times 0.4) + (100 \times 5.03) = 4117.77\text{ kg/ml.}$$

$F_{\max}=0.66\text{ cm}$. Donc la condition vérifie

II.6.2.1.2.Poutre secondaire

$$L=3.65\text{m}$$

$$F=L/500 = 0.72\text{ cm.} \quad E=321642\text{kg/cm}^2 \quad I=107187.5\text{cm}^4.$$

$$q=G+Q = (659 \times 3.65 + 2500 \times 0.3 \times 0.35) + (100 \times 3.65) = 3021.9\text{kg/ml.}$$

$F_{\max}=0.20\text{ cm}$. Donc la condition vérifie

II.7- PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les étapes de pré dimensionnement Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- Vérification de la section a l'ELS
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91[2]**.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le

RPA99/2003[1](Article7.4.1)

En zone IIa les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{ cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- $1/4 < a / b < 4$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés ($a=b$)

-Les charges permanentes: on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres

-Les charges d'exploitation: comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques a chaque étage de 10% jusqu'a 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

-Calcul des Efforts normaux:

Les Charges permanentes due au poids propre : NG

Les charges d'exploitations :(lois de dégression)

-Charges différentes[3]:

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \quad \sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \quad \sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Qt = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

-Charges identiques:

$$\sum_0 = Q_0 \quad ; \quad \sum_1 = Q_0 + Q \quad ; \quad \sum_2 = Q_0 + 1.9Q$$

$$\sum_3 = Q_0 + 2.7Q \quad ; \quad \sum_4 = Q_0 + 3.4Q$$

$$Qt = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2} \right) Q \right] \quad \text{Pour } n \geq 5$$

$$Nu = 1.35NG + 1.5NQ$$

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$\text{Avec} \quad N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \text{ BAEL (article B.8.4.1)}$$

B_r : section réduite du poteau (en cm^2).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,60(50 / \lambda)^2 \dots\dots\dots si 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda / 35)^2)} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50. \end{array} \right. \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

On se fixe l'élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'où :

$$\alpha = 0,85/(1+0,2 \times 1) = 0,708.$$

On suppose que $A=0$ (cas le plus défavorable)

Donc:

$$B_r \geq 7.63 N_u$$

$$N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b).$$

AN : (N_u en tonnes et B_r en cm^2)

Nous avons trois types de poteaux

II.7.1. Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S_{af} = (1.975 + 2.05) \cdot (2.775).$$

$$S_{af} = 11.17 \text{ m}^2.$$

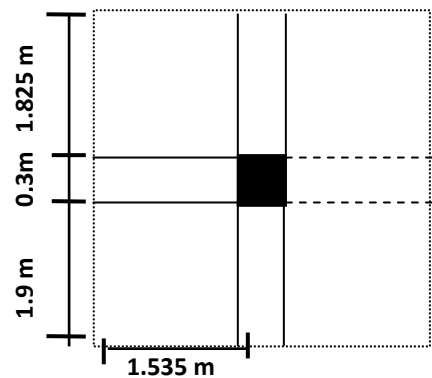


Figure 14(II.11) surface affairant de poteaux de rive

-Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a-Niveau terrasse :

- Plancher 0.684X11.17= 7.641t
- Poutres principales (N_{pp}) 4.025x0.3X0.4X2.5=1.2075t
- Poutres secondaires(N_{ps})..... 2.775X0.35X0.3X2.5=0.728t
- Surcharges0.1X11.17=1.117 t

$$N_G = 9.577t \quad N_Q = 1.117t$$

b -Niveau étage courant +RDC

- Plancher 0.583X11.17=4.922t
- Poutres principales (N_{pp})..... 4.025X0.3X0.4X2.5=1.2075t
- Poutres secondaires(N_{ps})..... 2.775X0.35X0.3X2.5=0.728t
- Surcharges0.15X11.17=1.676 t

$$N_G = 8.448t \quad N_Q = 1.676t$$

courant	G (t)	8.448
	Q (t)	1.676

terrasse	G (t)	9.577
	Q (t)	1.117

Pour une section carrée $Br = (a-0,02)^2$ d'où : $a = (Br)^{1/2} + 0,02$ (en m)

D'après le RPA 99 : On prend une majoration dynamique de 1,2

Tableau 9(II.8) : Evaluation la charge et calcule la section de poteaux de rive

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	B_r (cm ²)	$a = ((Br)^{1/2} + 2) * 1.2$	B(cm ²)
8	9.577	9.577	1.117	1.117	16.064	122.575	15.685	25x25
7	8.448	16.168	1.676	2.793	28.617	218.354	20.132	25x25
6	8.448	22.759	1.676	4.469	41.170	314.134	23.668	25x25
5	8.448	29.35	1.676	6.145	53.724	409.914	26.695	30x30
4	8.448	35.941	1.676	7.821	66.277	505.693	29.385	30x30
3	8.448	42.532	1.676	9.497	78.830	601.473	31.829	35x35
2	8.448	49.123	1.676	11.173	91.383	697.253	34.086	35x35
1	8.448	55.714	1.676	12.849	103.936	793.032	36.193	40x40

II.7.2. Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S_{af} = (1.685 + 2.625) \times (2.05 + 1.975) .$$

$$S_{af} = 17.35 \text{ m}^2 .$$

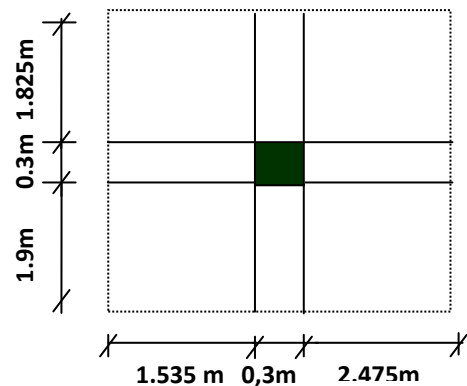


Figure 15(II.12) surface afférant de poteau centrale

-Calcul des charges et surcharges de poteau

a-Niveau terrasse :

- Plancher.....0.684X17.35=11.867t
- Poutres principales (N_{pp}) (2.05+1.975)X0.3X0.4X2.5=1.2075t
- Poutres secondaires(N_{ps})..... (1.685+2.625)X0.35X0.3X2.5=1.13t
- Surcharges0.1X17.35=1.735 t

$N_G = 14.205t$ $N_Q = 1.735t$

b -Niveau étage courant +RDC:

Plancher 0.583X17.35=8.43t
 Poutres principales (N_{pp})..... (2.05+1.975)X0.3X0.4X2.5=1.2075t
 Poutres secondaires(N_{ps})..... (1.685+2.625)X0.35X0.3X2.5=1.13t
 Surcharges0.15X17.35=2.2665 t

$N_G=12.453t$ $N_Q=2.6025t$

terrasse	G (t)	14.205
	Q (t)	1.735

courant	G (t)	12.453
	Q (t)	2.6025

Tableau 10(II.9): Evaluation la charge et calcule la section de poteau centrale

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.15NU (t)	B_r (cm ²)	$a= ((Br)^{1/2}+2)*1.2$	B(cm ²)
7	12.191	12.191	1.511	1.511	20.597	157.155	17.45	25x25
6	10.67	22.861	2.267	3.778	42.009	320.53	23.88	25x25
5	10.67	33.531	2.267	6.045	62.485	476.761	28.60	30x30
4	10.67	35.201	2.267	8.312	68.988	526.378	29.93	30x30
3	10.67	44.201	2.267	10.579	86.871	662.826	33.29	35x35
2	10.67	54.871	2.267	12.846	107.347	819.748	36.76	40x40
1	10.67	65.541	2.267	15.113	127.822	975.281	39.87	40x40

II.7.3- Poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S_{af} = (2.515+0.15)X(1.625+0.15) .$$

$$S_{af}=4.73 \text{ m}^2 .$$

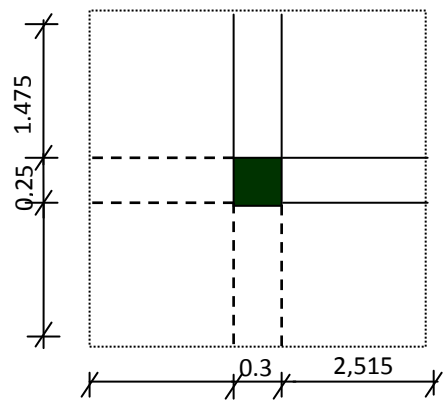


Figure 16(II.12) surface afférant de poteau d'angle

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a-Niveau terrasse :

Plancher 0.684X4.73=3.235t
 Poutres principales (N_{pp}) 2.665X0.3X0.4X2.5=0.7995t
 Poutres secondaires(N_{ps})..... 1.775X0.35X0.3X2.5=0.466t

Surcharges0.1X4.73=0.473 t

$N_G=4.5005t$	$N_Q=0.473t$
---------------	--------------

b -Niveau étage courant +RDC:

Plancher 0.583X4.73=2.758t

Poutres principales (N_{pp}) 2.665X0.3X0.4X2.5=0.7995t

Poutres secondaires(N_{ps})..... 1.775X0.35X0.3X2.5=0.466t

Surcharges0.15X4.73=0.7095t

$N_Q=0.473t$	$N_G=4.5005t$
--------------	---------------

terrasse	G (t)	4.5005
	Q (t)	0.473

courant	G (t)	4.0235
	Q (t)	0.7095

Pour une section carrée $Br = (a-0,02)^2$ d'où : $a = (Br)^{1/2} + 0,02$ (en m)

D'après le RPA 99[1]: On prend une majoration dynamique de 1,2.

Tableau 11(II.10): Evaluation la charge et calcule la section de poteau d'angle

niveaux	G(t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	1.1NU (t)	B_r (cm ²)	$a = ((Br)^{1/2} + 2) * 1.2$	B
8	4.383	4.383	0.473	0.473	7.2892	55.617	11.35	25x25
7	3.959	8.342	0.7095	1.183	14.3398	109.413	14.95	25x25
6	3.959	12.301	0.7095	1.892	21.389	163.196	17.73	25x25
5	3.959	16.26	0.7095	2.602	28.439	216.993	20.08	25x25
4	3.959	20.219	0.7095	3.311	35.488	270.776	22.15	25x25
3	3.959	24.178	0.7095	4.021	42.539	324.57	24.20	30x30
2	3.959	28.137	0.7095	4.73	49.588	378.356	25.74	30x30
1	3.959	32.096	0.7095	5.4395	56.638	432.146	27.35	30x30

II.7.4-Vérification de la section :

-Par le RPA L'article[7.4.1 de RPA99V2003] exige :

Pour la zone IIa on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Toutes ces conditions sont vérifiées.

D'après le RPA99V2003[1] les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de

rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

Finalement on adopte les sections suivantes:

Tableau 12(II.11) : Section des poteaux

Etage	Section (a×b)
7	40×40
6	40×40
5	45×45
4	45×45
3	45×45
2	50×50
1	50×50
RDC	50×50

Chapitre III

Étude de plancher

III-1) Introduction

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à corps creux de (16+5) cm avec une dalle de compression et des balcons en dalle pleine ayant 15 cm d'épaisseur.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter dans les sections d'aciers longitudinaux et transversaux

III-2) Plancher à corps creux

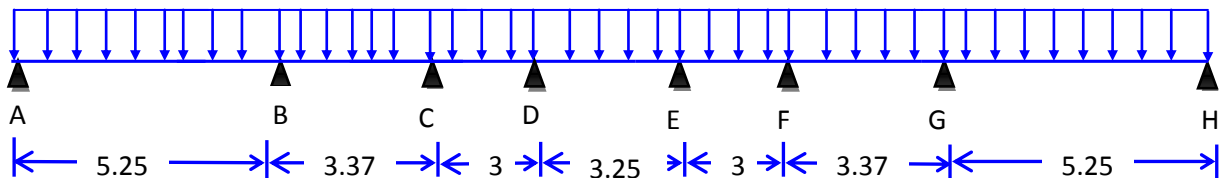
Pour assurer une bonne isolation thermique et phonique entre les étages courants et la terrasse, on utilise des planchers à corps creux.

III-2-1) Etude des poutrelles

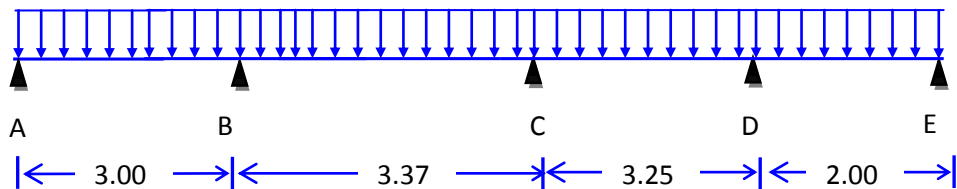
III-2-1-1) Les types des poutrelles

On distingue cinq types de poutrelles

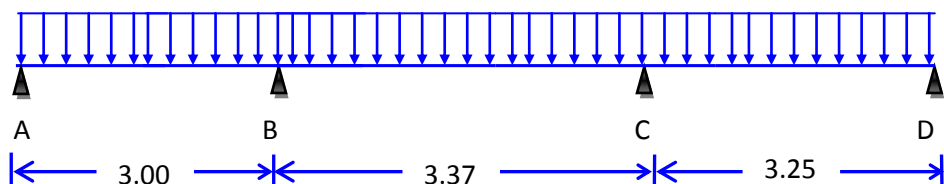
Type01 :



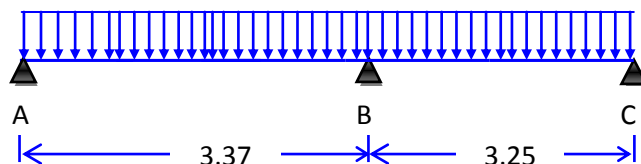
Type02 :



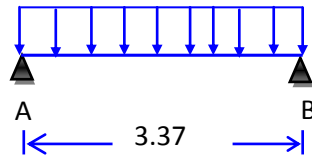
Type03 :



Type04 :



Type 0 5:



III-2-1-2) Méthode de calcul des poutrelles

Le calcul des poutrelles peut se faire par deux méthodes :

- La méthode forfaitaire,
- La méthode de trois moments.

1. La méthode forfaitaire[7]:

L'application de la méthode forfaitaire pour les calculs des sollicitations nécessite la vérification des conditions suivantes :

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5\text{kN})$
- fissuration non préjudiciable ;
- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$
- **Exemple de calcul par la méthode forfaitaire**

Plancher étage courant :

Poutrelle type (01) :

$$Q = 1.50 \leq \max(2 \times 5.82; 5\text{kN}) = 11,64 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- fissuration non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée.

- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différents travers en continuité \Rightarrow Condition vérifiée.

- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$l_i / l_{i+1} = 5.25 / 3.37 = 1.55 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La 4ème condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée donc le calcul se fait par la méthode des trois moments.

2. La méthode de trois moments[7]

C'est une méthode basée sur la résolution d'un système d'équations, afin d'obtenir les moments en appuis ensuite en travées

$$L_i M_A + 2(L_i + L_{i+1}) M_B + L_{i+1} M_C = \frac{-Q}{4} (L_i^3 + L_{i+1}^3)$$

Avec : M_A , M_B et M_C : Les moments en appuis;

L_i, L_{i+1} : Les travées de la poutre

Tableau 13(III.1) évaluation des charges

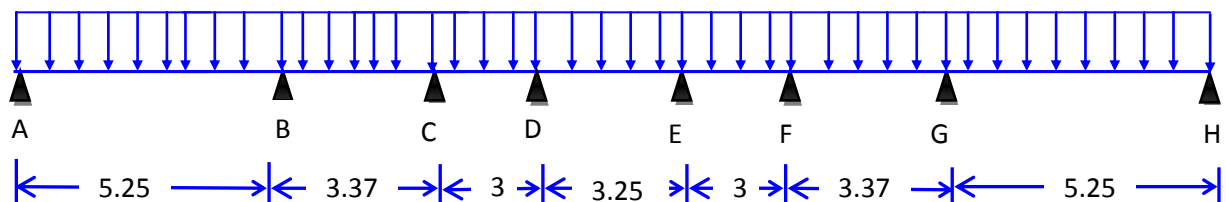
NIVEAU	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	Combinaisons fondamentales		Largeur (m)	Q(daN/m)	
			E.L.U	E.L.S		ELU	E.L.S
Etage courant	582.6	150	1011.52	822.6	0.60	606.91	493.56
Terrasse	683.6	100	1072.87	783.6	0.60	643.72	470.16

❖ **Remarque :**

- La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge d'exploitation et le poids des corps creux
- Pour le calcul, on va étudier en détail le 1er et 3ème type de poutrelle.
- Les résultats des autres types sont donnés dans un tableau récapitulatif.

Poutrelle type1 :

E.L.U.R : (etage courant)



$$Q=606.91 \text{ daN.m}$$

On a des poutrelle symétrique on calcule le semi de poutrelle

$$M_0^{AB} = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{606.91 \cdot 5.25^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = M_0^{GH} = 2090.99 \text{ daN.m}$$

$$M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{606.91 \cdot 3.37^2}{8} = 861.58 \text{ daN.m}$$

$$M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{606.91 \cdot 3^2}{8} = 682.77 \text{ daN.m}$$

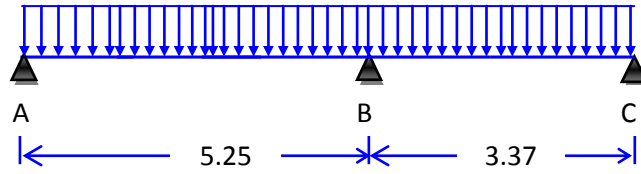
$$M_0^{DE} = \frac{606.91 \cdot 3.25^2}{8} = 801.31 \text{ daN.m}$$

Moments en appuis :

$$M_A = -0.2XM_0 = 0.2 \times 2090.99$$

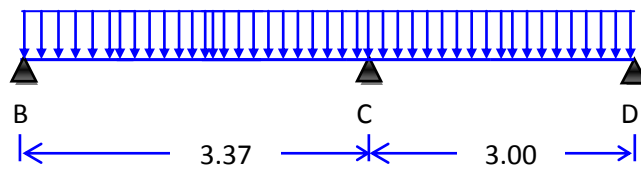
$$M_A = M_H = -418.20 \text{ daN.m}$$

i=1



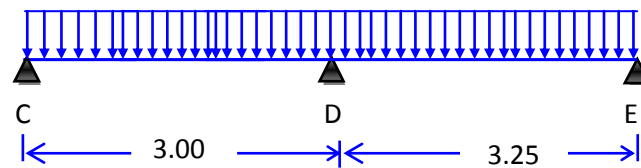
$$5.25M_A + 2(5.25+3.37)M_B + 3.37M_C = \frac{-606.91}{4}(5.25^3 + 3.37^3)$$

i=2



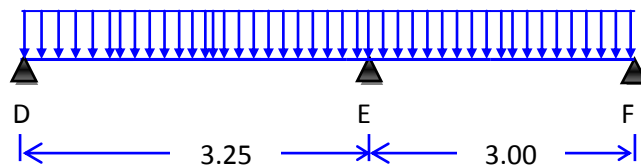
$$3.37M_B + 12.74M_C + 3M_D = \frac{-606.91}{4}(3.37^3 + 3^3)$$

i=3



$$3M_C + 12.5M_D + 3.25M_E = \frac{-606.91}{4}(3^3 + 3.25^3)$$

i=4

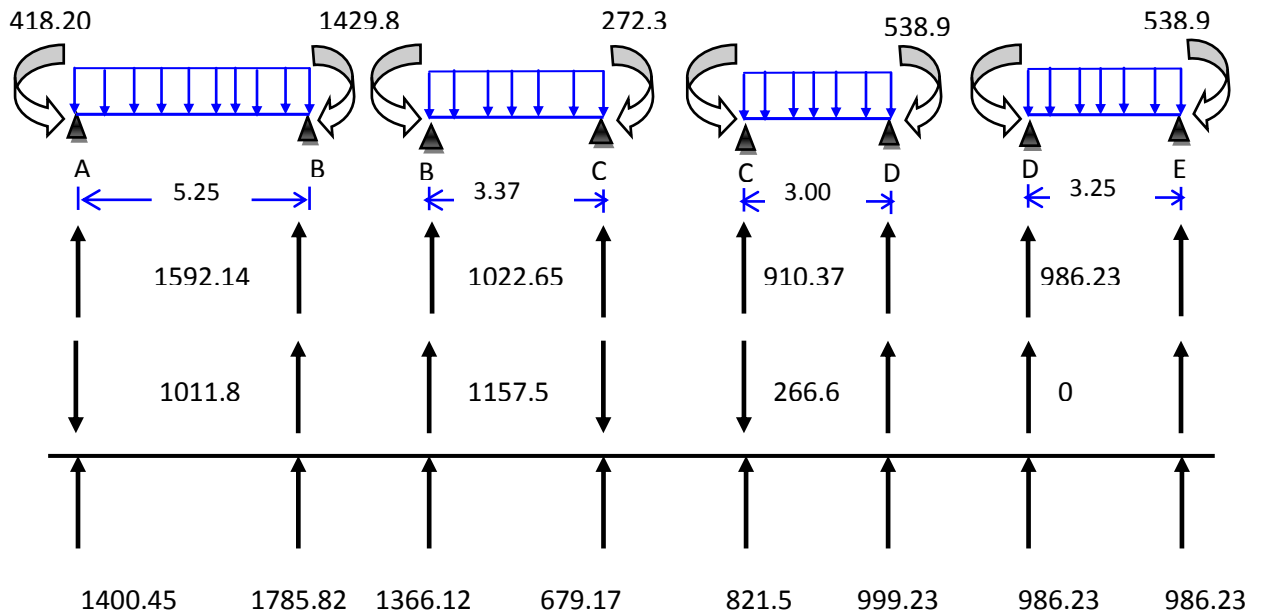


$$3.25M_D + 12.5M_E + 3M_F = \frac{-606.91}{4}(3.25^3 + 3^3)$$

$$M_F = M_C \text{ (la symétrie)}$$

On a

$$\begin{cases} 17.24M_B + 3.37M_C = -25566.92 \\ 3.37M_B + 12.74M_C + 3M_D = -9903.37 \\ 3M_C + 12.5M_D + 3.25M_E = -9305.16 \\ 3M_C + 3.25M_D + 12.5M_E = -9305.16 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_A = M_H = -418.2 \text{ daN.m} \\ M_B = M_G = -1429.8 \text{ daN.m} \\ M_C = M_F = -272.3 \text{ daN.m} \\ M_D = M_E = -538.9 \text{ daN.m} \end{cases}$$



Moments en travée

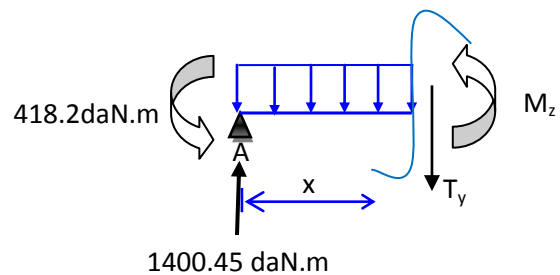
Travée AB:

$$T_y = -606.91x + 1400.45$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 2.3\text{m}$$

$$M_z = -303.455x^2 + 1400.45x - 418.2$$

$$M_{\max} = 1197.56 \text{ daN.m}$$

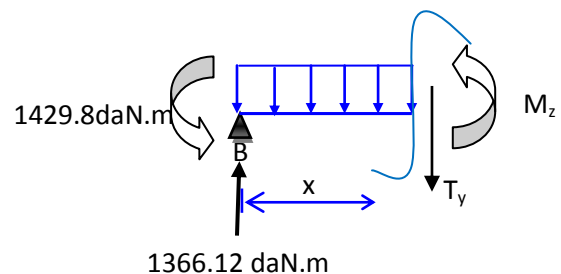


Travée BC:

$$T_y = -606.91x + 1366.12$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 2.25\text{m}$$

$$M_z = -303.455x^2 + 1366.12x - 1429.8 \quad M_{\max} = 107.73 \text{ daN.m}$$



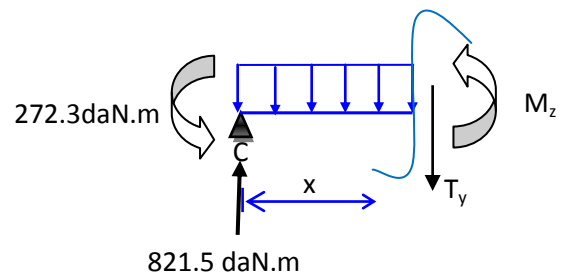
Travée CD:

$$T_y = -606.91x + 821.5$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.35\text{m}$$

$$M_z = -303.455x^2 + 821.5x - 272.3$$

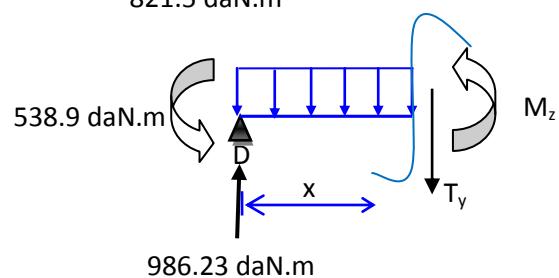
$$M_{\max} = 283.68 \text{ daN.m}$$



Travée DE:

$$T_y = -606.91x + 986.23$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1.63\text{m}$$

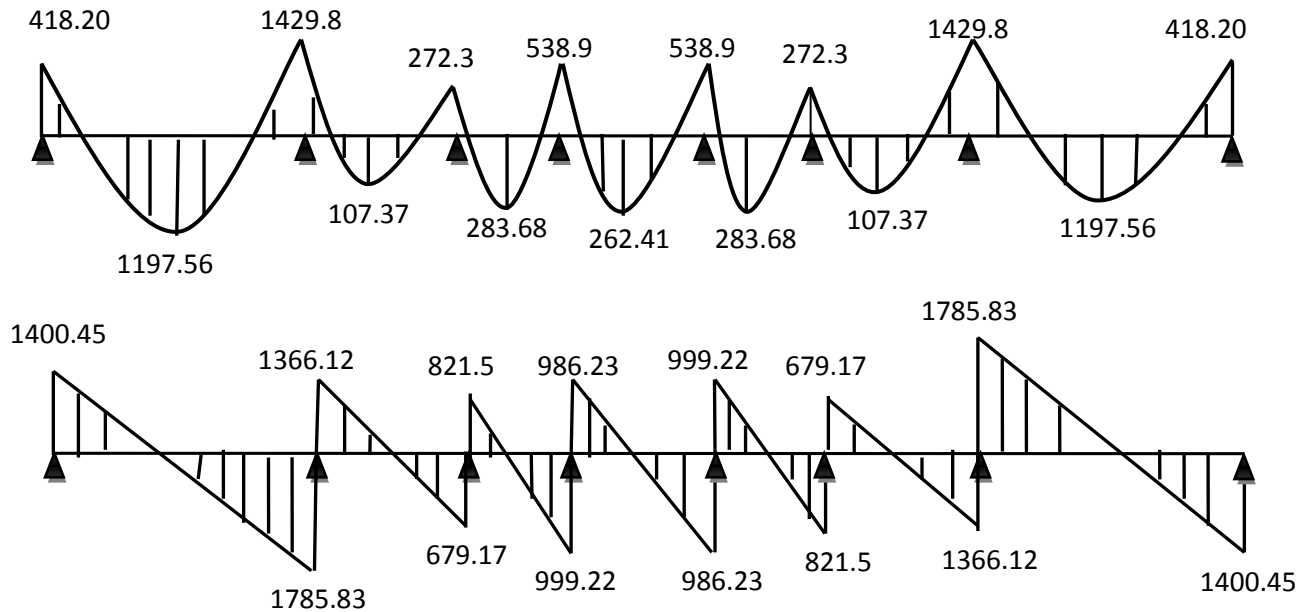


$$M_z = -303.455x^2 + 986.23x - 272.3$$

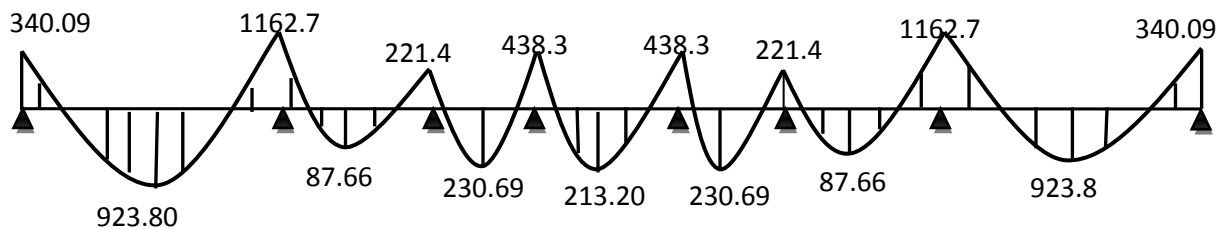
$$M_{\max} = 262.41 \text{ daN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants *type I*: (étage courant)

ELU :



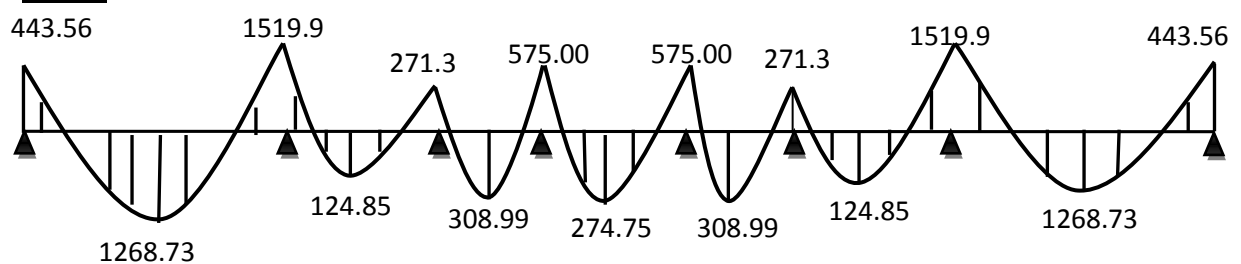
ELS :

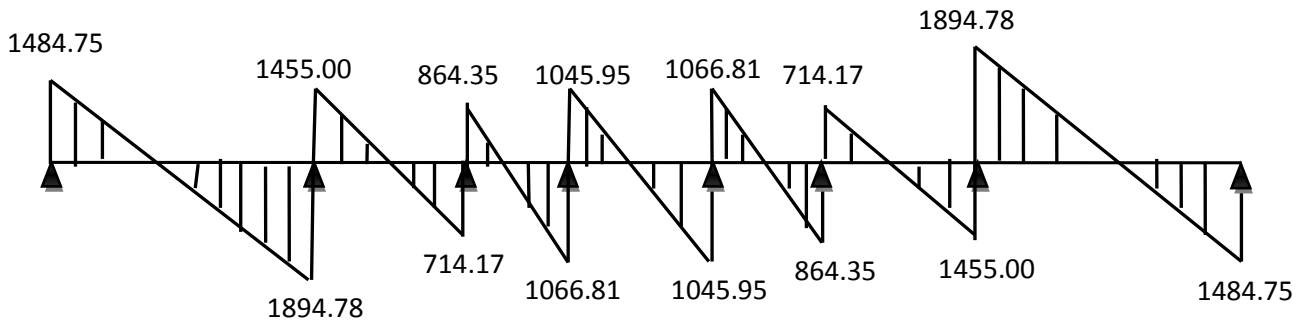


solicitation	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	1167.56	1429.8	1785.83	923.8	1162.7

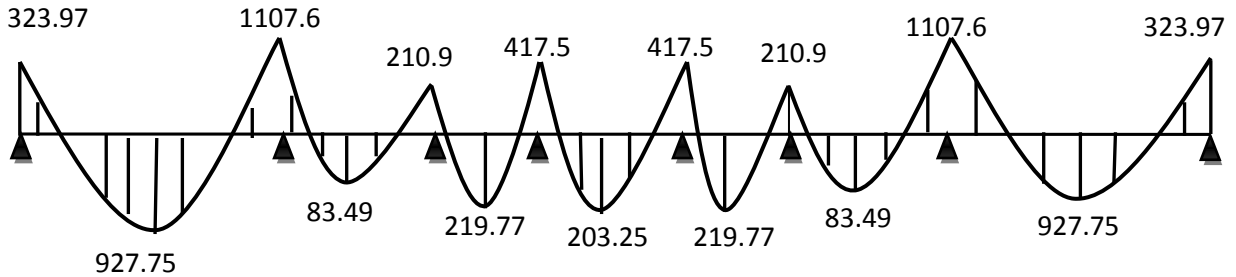
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants *type I*: (terrasse)

ELU :





ELS :



sollicitation	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	1268.73	1519.9	1894.78	927.75	1107.6

Exemple de calcul par la méthode forfaitaire:

Plancher étage courant et terrasse : poutrelle type (03) ;

$$\begin{cases} Q = 1 \leq \max(2 * 6.836; 5\text{kN}). \\ Q = 1.5 \leq \max(2 * 5.826; 5\text{kN}). \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 1 < \max(13.672; 5\text{kN}) \dots\dots\dots \text{C.V.} \\ 1.5 < \max(11.52; 5\text{kN}) \dots\dots\dots \text{C.V.} \end{cases}$$

- fissuration non préjudiciableCV.
- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuitéCV.
- les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 $0.8 \leq \frac{3}{3.37} = 0.89; 0.89 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Valeurs des coefficients :**

M_0 : La valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

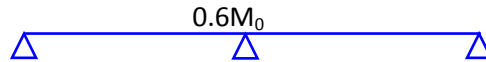
M_e, M_w : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans les calculs de la travée.

M_t : le moment maximale de la travée considérée.

α : Est le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire n est pas inférieure à :

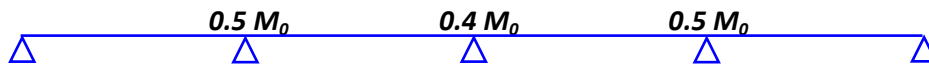
$0.6M_0$: Dans le cas d'une poutre à deux travées.



$0.5M_0$: Dans le cas des appuis voisins des appuis dérivés d'une poutre à plus de deux travées.



$0.4M_0$: Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



Les moments en travées : doit satisfaire les inégalités suivantes :

❖ **Pour les travées de rive :**

$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

❖ **Pour les travées intermédiaires :**

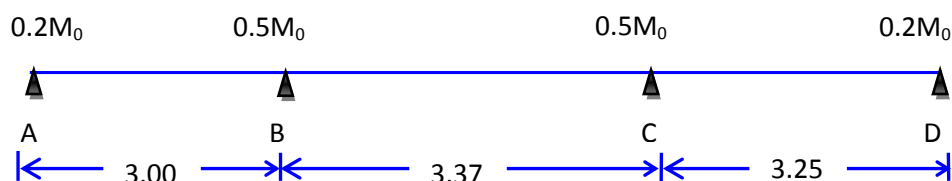
$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0 \right] \quad M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_a = 0.5M_0 \quad \text{appui de rive, avec } M_0 = \frac{QL^2}{8} ; \quad M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)} \quad \text{Appui intermédiaire.}$$

$(T_w; T_e)$: Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

Calcule Les moments en Appui :

on a poutre trois travées :



ona : $M_A = M_D = 0.2M_0$ (Deux appui de rive).

Avec:

$$\begin{cases} M_0^{AB} = \frac{qL^2}{8} = \frac{606.91 \cdot 3^2}{8} = 682.77 \text{ daN.m} \\ M_0^{BC} = \frac{qL^2}{8} = \frac{606.91 \cdot 3.37^2}{8} = 861.58 \text{ daN.m} \\ M_0^{cd} = \frac{qL^2}{8} = \frac{606.91 \cdot 3.25^2}{8} = 801.31 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M^A = 0.2 M_0^{AB} = 136.55 \text{ daN.m} \\ M^B = M^C = 0.5 M_0^{BC} = 430.79 \text{ daN.m} \\ M^D = 0.2 M_0^{cd} = 160.26 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Calcul Les moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \Rightarrow \alpha = \frac{150}{582.6+150} \Rightarrow \alpha = 0.20.$$

travée de rive [AB] :

$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{Avec : } M_w = 0.5 M_0^{AB} \text{ et } M_e = 0.2 M_0^{AB}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0.63 \times M_0 \\ M_t \geq 0.71 \times M_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times M_0^{AB} \Rightarrow M_t^{AB} = 0.75 \times 682.77 = 512.08 \text{ daN.m .}$$

Donc $M_t^{AB} = 512.08 \text{ daN.m .}$

travée de intermédiaire [BC] :

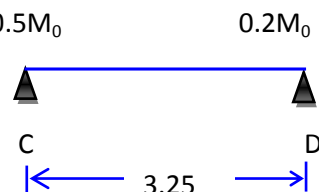
$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \\ \text{et} \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \text{Avec : } M_w = 0.5 M_0^{BC} \text{ et } M_e = 0.5 M_0^{BC}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0.53 \times M_0 \\ M_t \geq 0.56 \times M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 0.6 \times M_0 = 0.6 \times M_0^{BC}$$

$$\text{Donc } M_t^{BC} = 0.6 \times 861.58 = 516.95 \text{ daN.m .}$$

travée de rive [CD] :

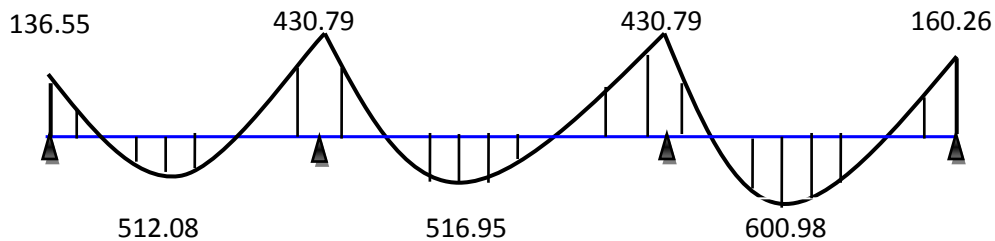


$$\begin{cases} M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \\ M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \end{cases}$$

Avec : $M_w = 0.2 M_0^{CD}$ et $M_e = 0.5 M_0^{CD}$.

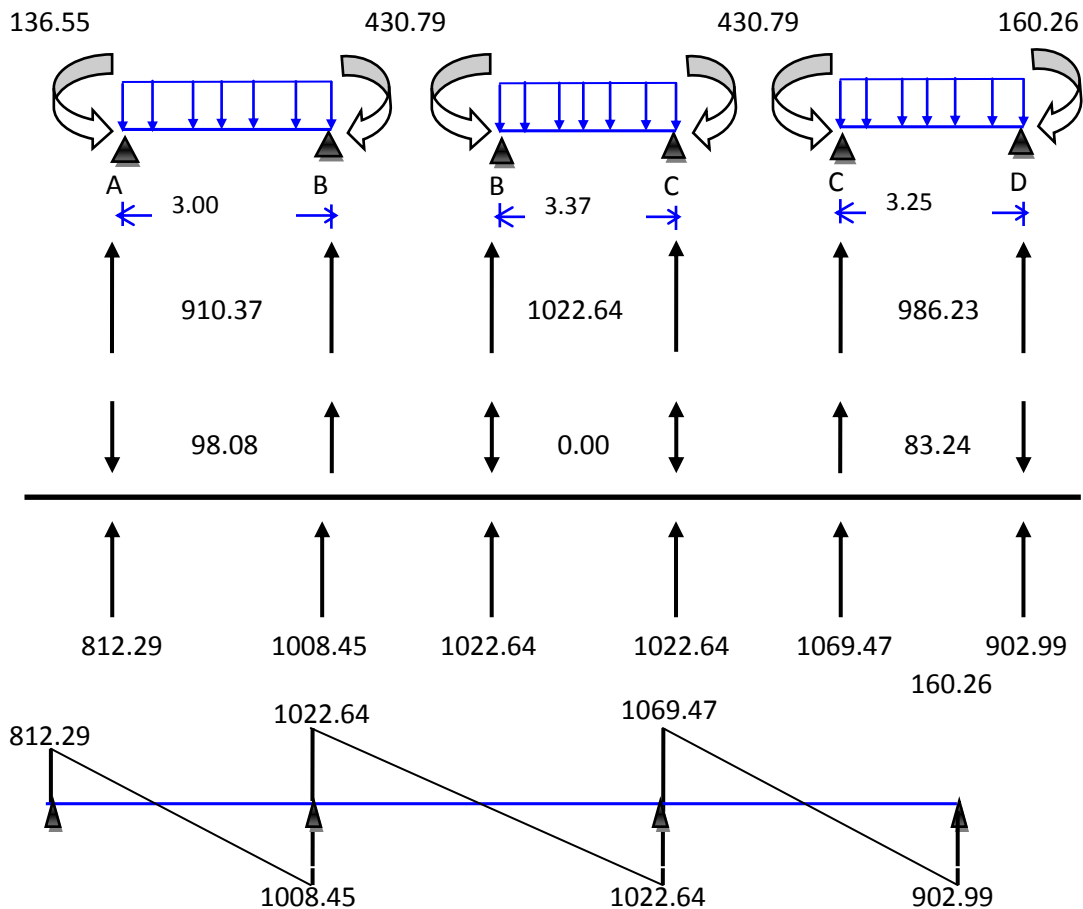
$$\begin{cases} M_t \geq 0.63 \times M_0 \\ M_t \geq 0.71 \times M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} = 0.75 \times M_0 = 0.75 \times M_0^{CD}$$

Donc $M_t^{CD} = 0.75 \times 801.31 = 600.98 \text{ dkN.m}$.



Calcul les Effort tranchant

Moment en **daN.m** et effort en **daN**

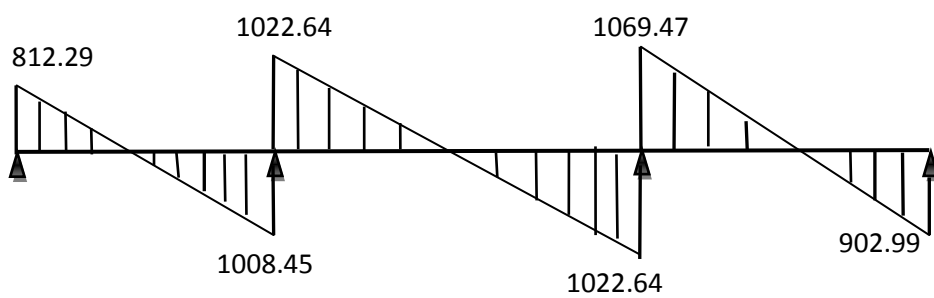
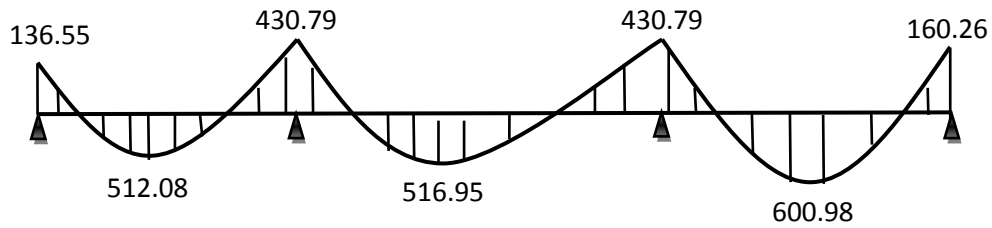


Effort tranchant

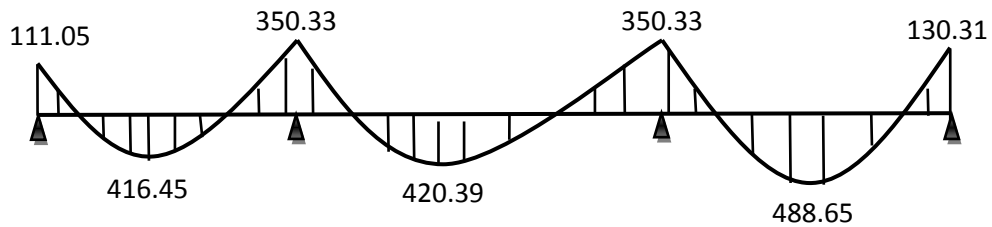
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants type 3:

étage courant

ELU :



ELS :

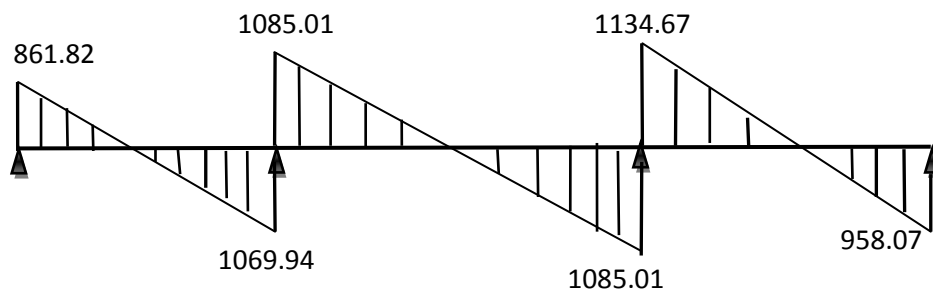
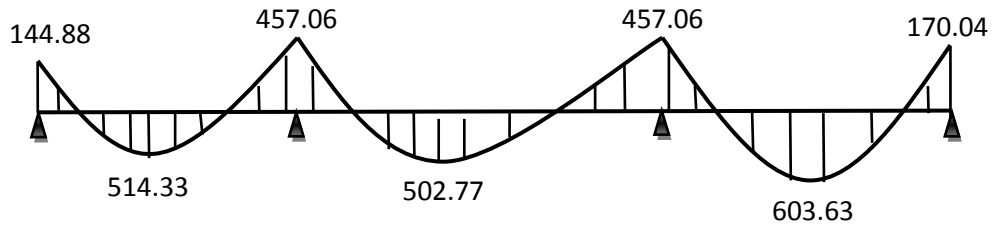


sollicitation	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	600.98	430.79	1069.47	488.65	350.33

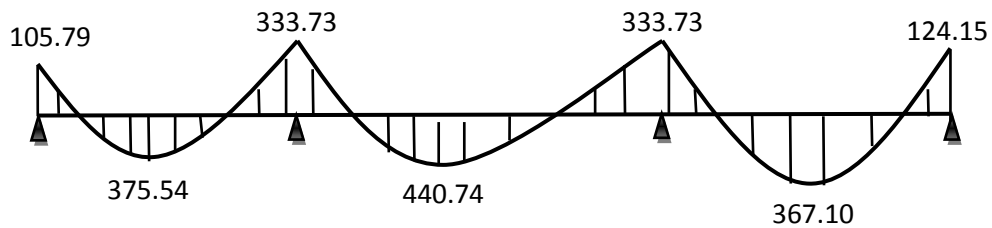
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants type 3:

Terrasse

ELU :



ELS :

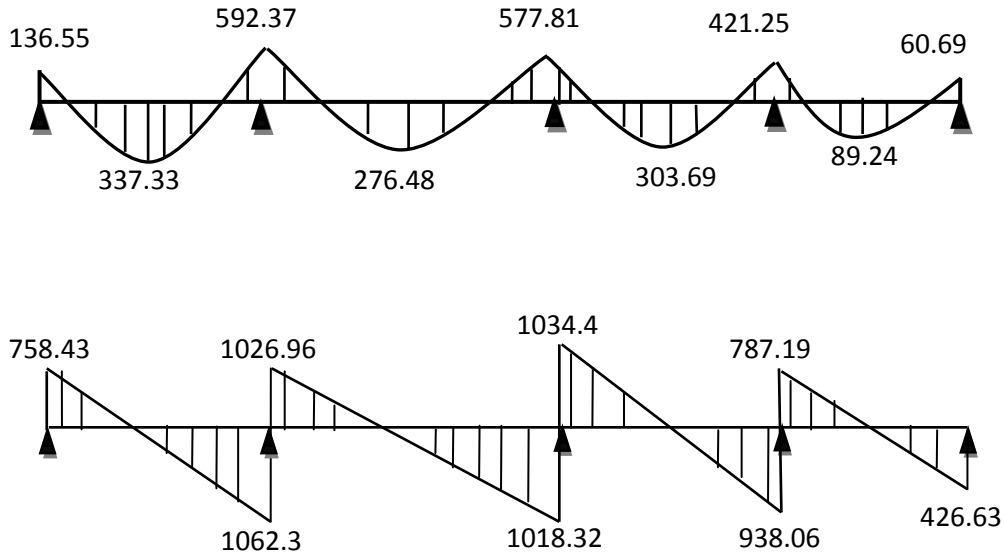


solicitation	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	603.63	457.06	1134.67	440.74	333.37

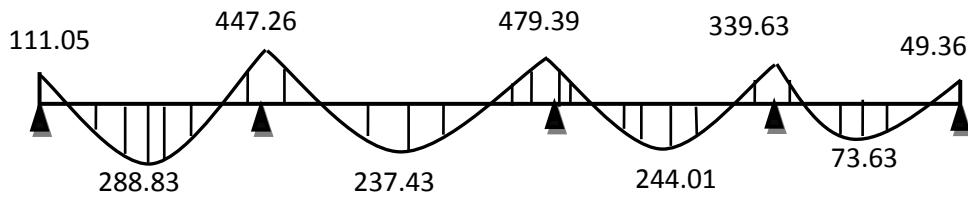
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants type 2:

Étage courant

ELU :



ELS :

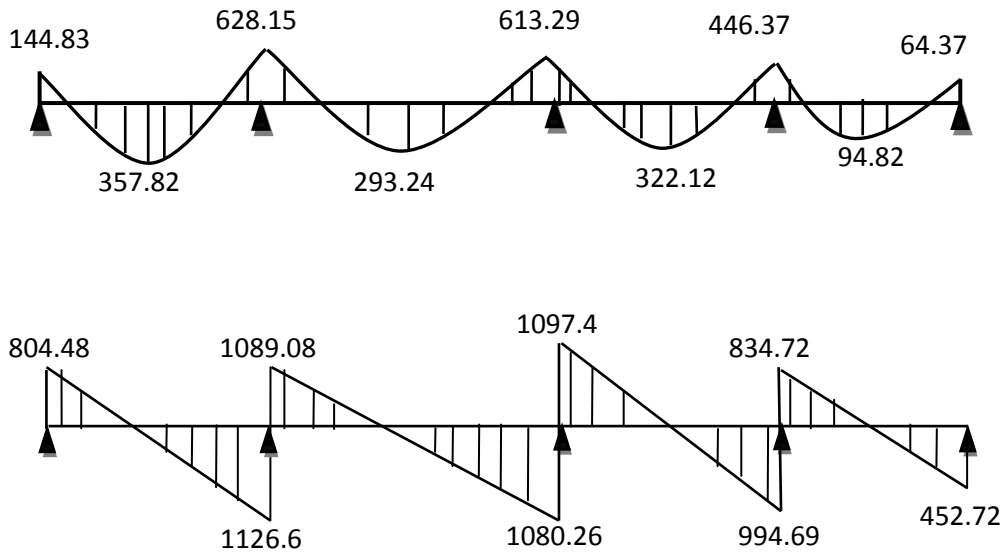


solicitation	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	553.76	592.37	1062.27	288.83	479.93

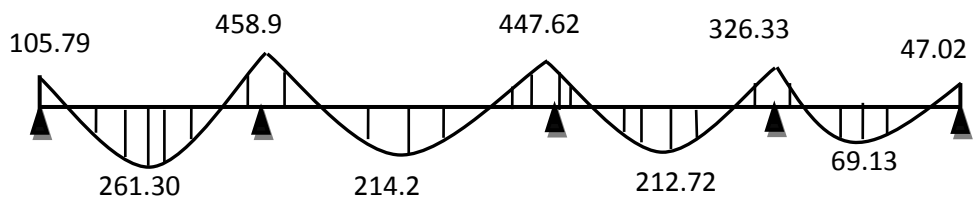
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants type 2:

Terrasse

ELU :



ELS :

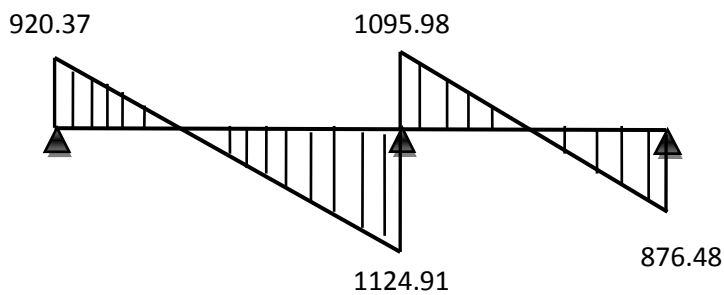
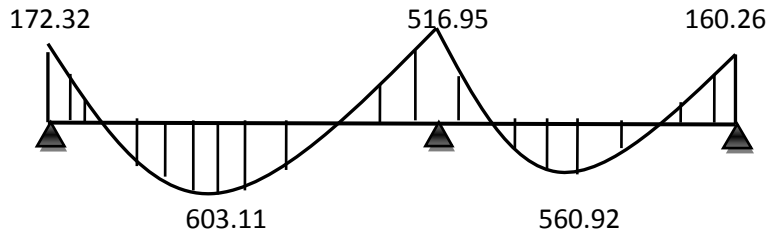


sollicitation	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	357.82	628.15	1126.68	261.3	458.9

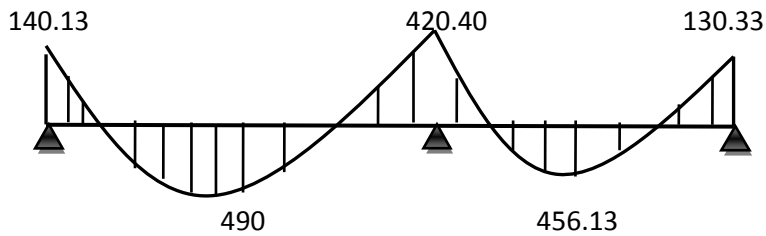
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants type 4:

Étage courant

ELU :



ELS :

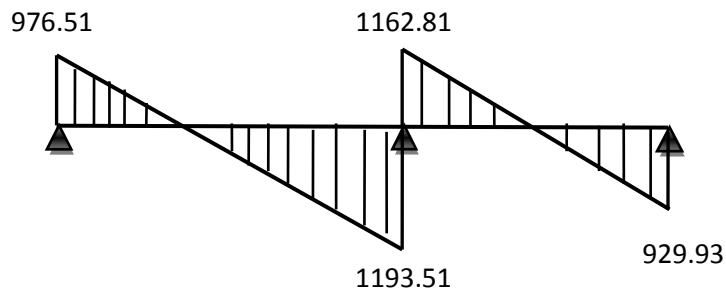
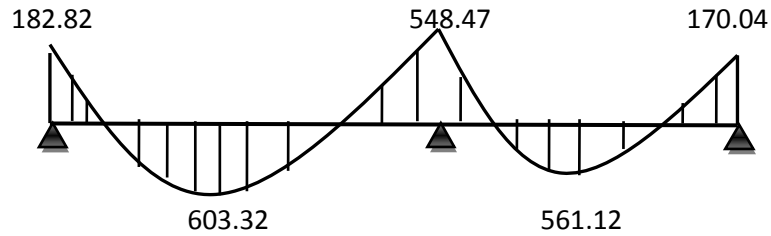


sollicitations	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	603.11	516.95	1124.91	490	420.4

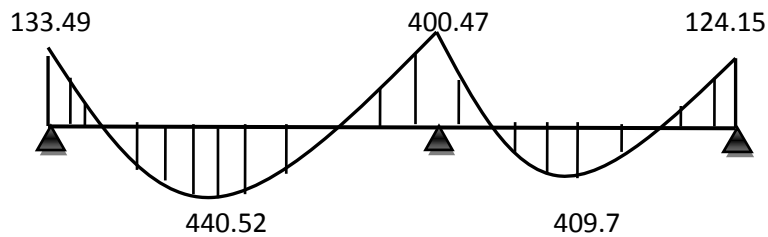
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants type 4:

terrasse

ELU :



ELS :

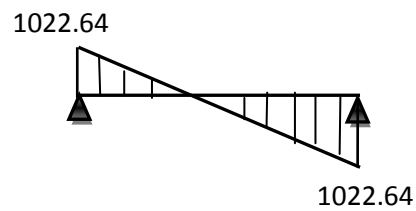
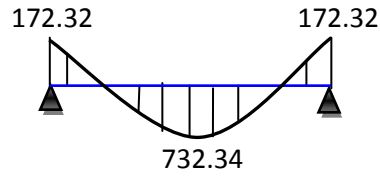


solicitation	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	603.32	548.47	1193.51	440.52	400.47

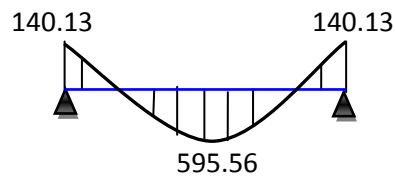
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants *type 5*:

Étage courant

ELU :



ELS :

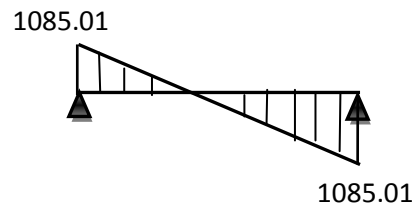
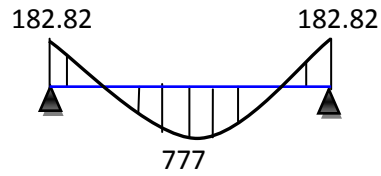


solicitation	M _u ^t	M _u ^a	T _u	M _s ^t	M _s ^a
Valeur max	732.34	172.32	1022.64	595.56	140.13

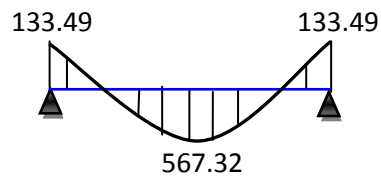
Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants type 5:

Terrasse

ELU :



ELS :



solicitation	M_u^t	M_u^a	T_u	M_s^t	M_s^a
Valeur max	777	182.82	1085.01	567.32	133.49

Tableau 14(III.2) résumé de sollicitation de poutrelle

		sollicitation				
		ELUR			ELS	
plancher	Type de poutrelle	Mt	Ma	T _{max}	Mt	Ma
Etage courant	Type 01	1197.56	1429.8	1785.83	923.80	1162.7
	Type 02	338.67	589.15	1035.45	367.8	1151.05
	Type 03	600.98	430.79	1069.47	488.65	350.33
	Type 04	603.11	516.95	1124.91	490	420.4
	Type 05	732.34	172.32	1022.64	595.56	140.133
Etage terrasse	Type 01	4674.004	1519.9	1785.83	927.75	1107.6
	Type 02	357.82	628.15	1126.68	264.30	458.9
	Type 03	603.63	457.06	1134.67	440.74	333.73
	Type 04	603.2	548.47	1193.51	440.52	133.49
	Type 05	182.82	776.99	1085.01	567.32	133.49

III-2-1-3) Ferrailage de la poutrelle :

Etage courant :

on prend la poutrelle de type 1 :

$$b_1 = \min\left(\frac{\text{entreenus}}{2}, \frac{\text{portee}}{10}\right) [10]$$

$$b_1 = \min\left(\frac{50}{2}, \frac{525}{10}\right)$$

$$b_1 = \min(25 ; 52,5)$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 25 + 10 = 60 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h = 21 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ b_0 = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

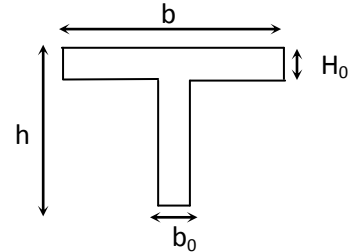


Figure 17(III.1) section de poutrelle

III-2-1-3-1) Armatures longitudinales :

a- En travée :

a-1)E.L.U.R:

$$M_{u \max}^t = 1179.56 \text{ daN.m}$$

La section T sollicitée à la flexion simple.

❖ Calcul du moment de la table :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 \cdot h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.21 \Rightarrow d = 0.189 \text{ m}$$

$$M_{tu} = 0.6 \times 0.1 \times 14.17 \times \left(0.189 - \frac{0.21}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 6971.64 \text{ daN.m}$$

$M_{tu} \geq M_{u \max}^t \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, donc le calcul se ramène au calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) = (60×21) cm².

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{1197.56 \times 10^{-5}}{14.17 \times 0.6 \times 0.189^2} \Rightarrow \mu = 0.039$$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa} ; A'_u = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.049$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.98$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1197.56 \times 10^{-1}}{348 \times 0.98 \times 0.189} = 1.86 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité[2]:**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Avec $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa}$

Donc : $A_{\min} = 0.23 \times 60 \times 18.9 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$

En apuis:

b-1)E.L.U.R : $M_u^a = 1429.8 \text{ daN.m}$

Le moment est négatif, la table est dans la zone tendue ; le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (10×21) cm².

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = \frac{1429.8 \times 10^{-5}}{14.17 \times 0.1 \times 0.189^2} \Rightarrow \mu = 0.282$$

$\mu > \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est en pivot B

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2.1 \times 10^5} \Rightarrow \varepsilon_s = 1.66 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{(3.5 + 1000 \cdot \varepsilon_{sl})} = \frac{3.5}{(3.5 + 1000 \times 1.66 \times 10^{-3})} \Rightarrow \alpha_1 = 0.678$$

$$\mu_1 = 0.8 \cdot \alpha_1 (1 - 0.4 \alpha_1) = 0.8 \times 0.678 \times (1 - 0.4 \times 0.678) \Rightarrow \mu_1 = 0.395$$

$\mu = 0.282 < \mu_1 = 0.395 \Rightarrow$ pas d'armatures comprimées avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$; $A'_u = 0$

Donc : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $\alpha = 0.43$; $\beta = 0.83$.

$$A_u^a = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1429.8 \times 10^{-1}}{348 \times 0.083 \times 0.189} = 2.62 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité[2]:**

$$A_{\min} = 0.23 \times 10 \times 18.9 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

Tableau 15(III.3) Section finale de ferrailage

ELU					
plancher	Type de poutrelle	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_a(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{trave}) (\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{apuis}) (\text{cm}^2)$
Etage courant	Type 01	1.81	2.62	1.37	0.22
	Type 02	0.59	0.96	1.37	0.22
	Type 03	0.92	0.69	1.37	0.22
	Type 04	0.92	0.69	1.37	0.22
	Type 05	1.13	0.27	1.37	0.22
Etage terrasse	Type 01	1.97	2.83	1.37	0.22
	Type 02	0.55	1.02	1.37	0.22
	Type 03	0.93	0.98	1.37	0.22
	Type 04	0.93	0.98	1.37	0.22
	Type 05	1.2	0.28	1.37	0.22

❖ Le choix d armateur :

étage courant :

En travée **2HA12 ; A=2,26cm²**

En appuis **2HA14 ; A=3,08 cm²**

Etage terrasse :

En travée **3HA10 =2,35cm²**

En appuis **2HA14=3,08 cm²**

Vérification de ELS :

Etage courant :

$M_{tser}=923,8 \text{ daN.m}$

$M_{aser}=1162,7 \text{ daN.m}$

Etage Terrasse

$M_{tser} = 927,25 \text{ daN.m}$

$M_{aser} = 1107,6 \text{ daN.m}$

Il faut vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{m_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{m_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right] = 201,63 \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$b \frac{y^2}{2} - nA(d - y) = 0 \quad I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2$$

Avec $n = 15$ (Coefficient d'équilibre de l'acier et béton)

Le calcul résume a tableaux suivant

		Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	condition	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa	condition
Etage courant	Travée	4,1	8904,59	0,426	15	vérifier	231,82	201,63	CNV
	Appui	9,41	7026,38	15,575	15	c.n.v	237,98	201,63	CNV
Etage terrasse	Travée	4,17	9202,72	4,21	15	vérifier	224,08	201,63	CNV
	Appui	9,41	7026,38	14,84	15	vérifier	226,20	201,63	CNV

On doit re-ferraillé le poutrelle et augmenter le $b_0=12 \text{ cm}$

étage courant :

		Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	condition	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa	condition
Etage courant	Travée	4,89	12462,44	3,62	15	vérifier	156,88	201,63	C.V
	Appui	10,12	9610,34	12,24	15	vérifier	161,07	201,63	C.V
Etage terrasse	Travée	4,89	12462,44	3,7	15	vérifier	157,47	201,63	C.V
	Appui	9,29	8227,89	12,5	15	vérifier	196,17	201,63	C.V

❖ **Vérification de l'effort tranchant[2]:**

Le vérification ce faire avec l'effort tranchant max

Calcul de l'effort tranchant de terrasse type1 :

Contrainte tangente conventionnelle :

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

V_u : est l'effort tranchant `a l'ELU dans la section.

b₀ : la largeur poutrelles.

d : la position des aciers tendus (d = 0.9.h).

On a V_u = T_{max} = 1894.78 daN et b₀ = 10 cm et d = 0.9.h ; d = 18.9 cm .

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} ; \tau_u = \frac{1894.78 \times 10}{10 \times 18.9 \times 100} = 1.003 \text{ Mpa .}$$

❖ **Vérification du béton :**

(Fissuration préjudiciable FP) $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15}{\gamma_b} \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa.}$

Donc $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow 1.003 \leq 2,5 \Rightarrow$ les cadres sont places verticalement($\alpha = 90^\circ$).

III-2-1-3-3) Les armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \begin{cases} \frac{0.4}{f_e} \\ \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \end{cases} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq \begin{cases} \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \\ \frac{b_0 \times \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \end{cases}$$

$f_{tj} = \text{Min}(f_{tj} ; 3.3 \text{ Mpa}) = 2.1 \text{ Mpa}$ et $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 + \sin 90 = 1$

k est un coefficient qui vaut: k = 1 en flexion simple.

Fe est la limite d'elasticité garantie des armatures transversales

$$\text{On : } \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \text{ te } \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 \geq \frac{b_0 \times \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 \geq \frac{0.4 \times 10}{400} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 = 0.01 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 \geq \frac{10 \times 1.15 \times (1.003 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 = 1.19 \times 10^{-2} \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \text{Max} \left\{ \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 ; \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 \right\} = \text{Max} \{ 1.19 \times 10^{-2} ; 0.01 \} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq 0.01 \text{ cm.}$$

❖ Calcul diametre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_{L\text{max}} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = \text{Min} \left(12 ; \frac{210}{35} ; \frac{100}{10} \right) = \text{Min} (12 ; 6 ; 10) \Rightarrow \phi_t \leq 6 \text{ mm.}$$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm.}$

$$A_t = 2 \phi_t^2 = 0.57 \text{ cm}^2$$

Calcul l'espace St :

$$\frac{A_t}{s_{t1}} \geq 0.01 \text{ cm. et } S_{t2} \leq \{0.9 \cdot d ; 40\} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{A_t}{0.01} \text{ et } A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } S_{t1} \leq \frac{0.57}{0.01} \text{ et } S_{t2} \leq \{0.9 \times 18.9 ; 40\} \Rightarrow S_{t1} \leq 57 \text{ cm et } S_{t2} \leq \{17.01 ; 40\}$$

$$S_{t1} \leq 57 \text{ cm et } S_{t2} \leq 17.01 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{ S_{t1} ; S_{t2} \} \Rightarrow S_t \leq \text{Min} \{ 57 ; 17.01 \} \Rightarrow S_t \leq 17.01 \text{ cm}$$

$$\mathbf{S_t = 15 \text{ cm}}$$

En travée 3HA12 A=3,39cm²

En appuis 2HA16 ; A=4,02 cm²

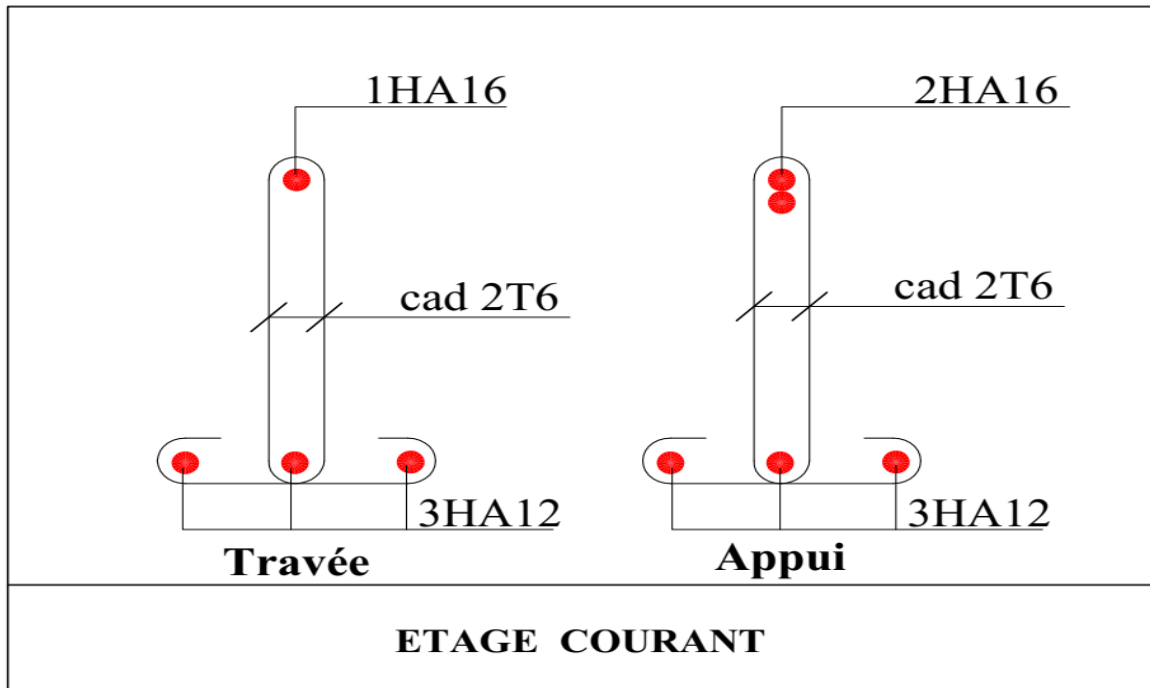


Figure 18(III.2) schéma de ferrailage de poutrelle étage courant

Etage terrasse :

En travée 3HA12 =3,39cm²

En appuis 1HA14+1HA16=3,55 cm²

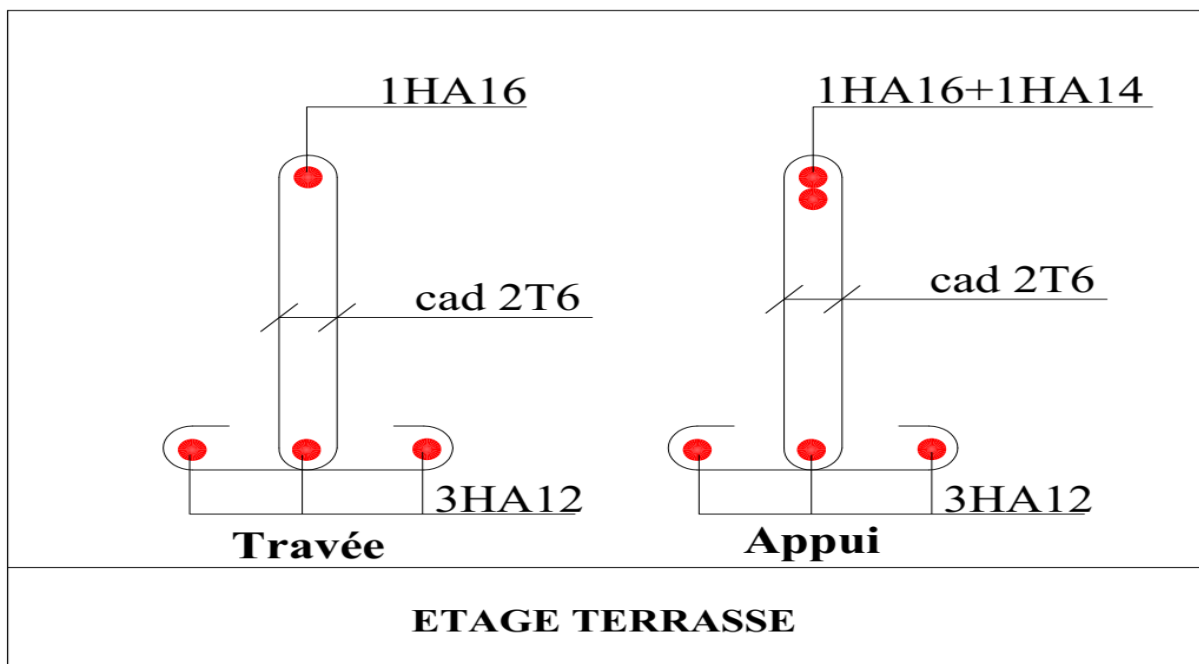


Figure 19(III.3) schéma de ferrailage de poutrelle terrasse

III-2-2) Ferrailage de la dalle de compression [10]

D'après les règles (B.A.E.L91)[2] :

Les hourdis coulés en place doivent comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser,

- 20cm (5/ ml) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm (3/ ml) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections de ces armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$200/fe$ (cm^2/ml) si l'écartement entre axes L_n des nervures est $L_n < 50$

$4l/fe$ (cm^2/ml) si l'écartement entre axes L_n des nervures est $50 \leq L_n \leq 80$ (l en cm)

Les sections minimales des armatures A'' parallèles aux nervures sont :

$$A'' \geq A'/2.$$

Avec :

L_n : distance entre axes des nervures.

Fe : le nuance d'acier $\phi < 6mm \Rightarrow fe = 235$ MPa

❖ Armatures perpendiculaires aux nervures :

On a $L_n = 60cm$ donc $L_n \in 50 \leq L_n \leq 80 \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{fe} = \frac{4 \times 60}{400}$

$$A_{\perp} = 1.021 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\phi 6 \quad A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures parallèle aux nervures :

$$A_{\parallel} \geq \frac{1.41}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = 0.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\phi 6 \quad A_{\parallel} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Choix on adoptera un TS $\phi 6$ de maille égale à 20 cm suivant les deux sens.

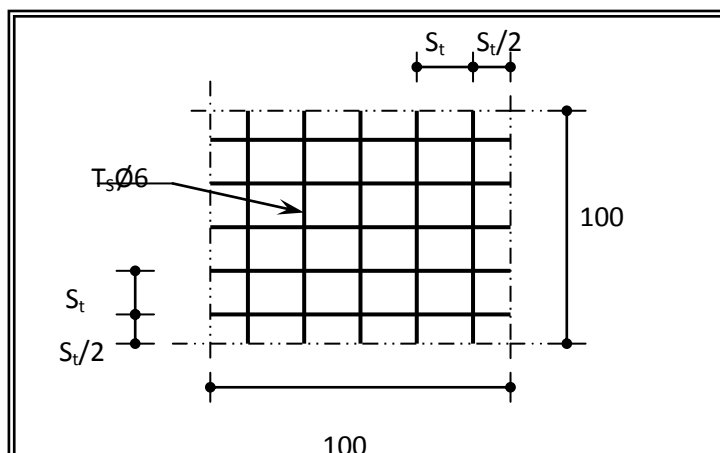


Figure 20(III.4) Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III-2-3) Calcul de la flèche [13]:

❖ Condition de Vérification :

D'après les règles RPA99V2003[1], Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{t\text{service}}}{M_{a\text{service}}} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

❖ Vérification des conditions :

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{525} = 0,04 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{525} = 0,04 > \frac{1}{10} \times \frac{923,8}{1162,7} = 0,0794 \dots\dots\dots \text{C. N. V}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{2,25}{10 \times 18,9} = 0,0119 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{C. N. V}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante ; on calcul :

- ✚ La flèche instantanée f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons ;
- ✚ La flèche instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} due à l'ensemble des charges permanentes ;
- ✚ La flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La part de la flèche totale à comparer aux valeurs admissibles :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

❖ Charge à prendre en compte :

$$\text{On a } \begin{cases} g = 5,836 \text{ KN/m}^2 \\ P = 5,836 + 1 = 6,836 \text{ KN/m}^2 \\ J = 5,01 - 1 = 4,836 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Pour } b = 0,60 \text{ m nous avons : } \begin{cases} G = 5,836 \times 0,600 = 3,5016 \text{ KN/m} \\ P = 6,836 \times 0,600 = 4,1016 \text{ KN/m} \\ J = 4,836 \times 0,600 = 2,9016 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments fléchissant : la poutrelle d simplement apuis au extrimite $M_t=M_0$

$$\begin{cases} M_G = \frac{gL^2}{8} = \frac{5,836 \times 5,25^2}{8} = 20,11 \text{ KNm} \\ M_P = \frac{PL^2}{8} = \frac{6,836 \times 5,25^2}{8} = 23,55 \text{ KNm} \\ M_J = \frac{JL^2}{8} = \frac{4,836 \times 5,25^2}{8} = 16,66 \text{ KNm} \end{cases}$$

❖ Module du module de déformation longitudinale

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 * \sqrt[3]{25} = 32164,190 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.860 \text{ MPa}$$

Calcul du moment d'inertie[5]:

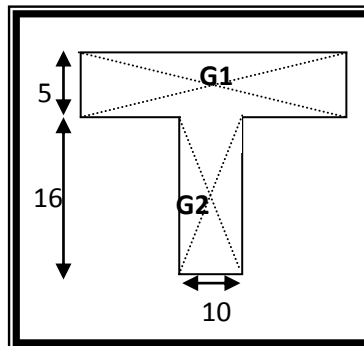


Figure 21(III.5) centre gravite de chaque section

$$V_1 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{60 \times 5 \times 2,5 + 10 \times 16 \times 8 + 15 \times 2,26 \times 18}{60 \times 5 + 10 \times 16 + 15 \times 2,26} = 5,346 \text{ cm}$$

$$V_2 = 21 - 5,346 = 15,654 \text{ cm}$$

$$I_0 = I_b + I_A$$

$$I_A = 15 \times A \times (d - V_1)^2$$

$$I_b = \frac{60 \times (5)^3}{12} + [(60 \times 4) \times (5,346 - 2)^2] + \frac{10 \times (16)^3}{12} + [(16 \times 10) \times (15,654 - 8)^2]$$

$$I_b = 16098,69 \text{ cm}^4$$

$$I_A = 15 \times 2,26 \times (18,9 - 5,346)^2 = 6227,8 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 22326,49 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

➤ Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,26}{10 \times 18,9} = 0,0119$$

D'après le **BAEL91[2]**:

$$\rho_1 = \rho * 100 = 1,19 \Rightarrow \beta_1 = 0,85$$

$$\lambda_i = \frac{0,050f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,050 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{10}{60})0,0119} = 3,359$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,3436$$

$$\begin{cases} \sigma_{Sg} = \frac{M_g}{A \beta_1 d} = \frac{20110}{226 \times 0,845 \times 18,9} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 55,167 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sp} = \frac{M_p}{A \beta_1 d} = \frac{23550}{226 \times 0,845 \times 18,9} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 65,25 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sj} = \frac{M_j}{A \beta_1 d} = \frac{16660}{226 \times 0,845 \times 18,9} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 46,15 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ - Calcul de: μ_g ; μ_p ; μ_j :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0119 \times 55,167 + 2,1} \right] \Rightarrow \mu_g = 0,222 \\ \mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0119 \times 65,25 + 2,1} \right] \Rightarrow \mu_p = 0,294 \\ \mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0119 \times 46,15 + 2,1} \right] \Rightarrow \mu_j = 0,145 \end{cases}$$

❖ - Calcul les inerties: I_{fgv} ; I_{fgi} ; I_{fpi}

$$\begin{cases} I_{fgv} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_v \mu_g)} = \frac{1,1 \times 22326,49}{(1 + 1,3436 \times 0,222)} \Rightarrow I_{fgv} = 18955,92 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_i \mu_g)} = \frac{1,1 \times 22326,49}{(1 + 3,359 \times 0,222)} \Rightarrow I_{fgi} = 14068,38 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_i \mu_p)} = \frac{1,1 \times 22326,49}{(1 + 3,359 \times 0,294)} \Rightarrow I_{fpi} = 12356,51 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_i \mu_j)} = \frac{1,1 \times 22326,49}{(1 + 3,359 \times 0,145)} \Rightarrow I_{fji} = 16515,28 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

❖ **Calcul de flèche totale " Δf_t ":**

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10E_i I_{f_{gv}}} = \frac{20,11 \times 10^5 \times 525^2}{10 \times 32164,19 \times 10^2 \times 18955,92} = 1,15 \text{ cm} \\ f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10E_i I_{f_{gi}}} = \frac{20,11 \times 10^5 \times 525^2}{10 \times 32164,19 \times 10^2 \times 14068,38} = 1,22 \text{ cm} \\ f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10E_i I_{f_{pi}}} = \frac{23,55 \times 10^5 \times 525^2}{10 \times 32164,19 \times 10^2 \times 12356,51} = 1,63 \text{ cm} \\ f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10E_i I_{f_{ji}}} = \frac{16,66 \times 10^5 \times 525^2}{10 \times 32164,19 \times 10^2 \times 12356,51} = 0,91 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (1,15 - 0,91) + (1,63 - 1,22)$$

$$\Delta f_t = 0,65 \text{ cm}$$

❖ **Vérification:**

$$L = 5,25 \text{ cm} > 5 \Rightarrow \Delta f_{\max} = 0,005 + \frac{L}{1000} = 0,005 + \frac{5,25}{1000} = 0,01025 \text{ m}$$

❖ Donc $\Delta f_t = 0,65 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 1,025 \text{ cm}$ **C.V**

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

L'escalier

La dalle pleine

L acrotère

VI-1) L'ESCALIER

VI-1-1) Définition[11]: Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escalier ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de trois volées et deux palier chacun.

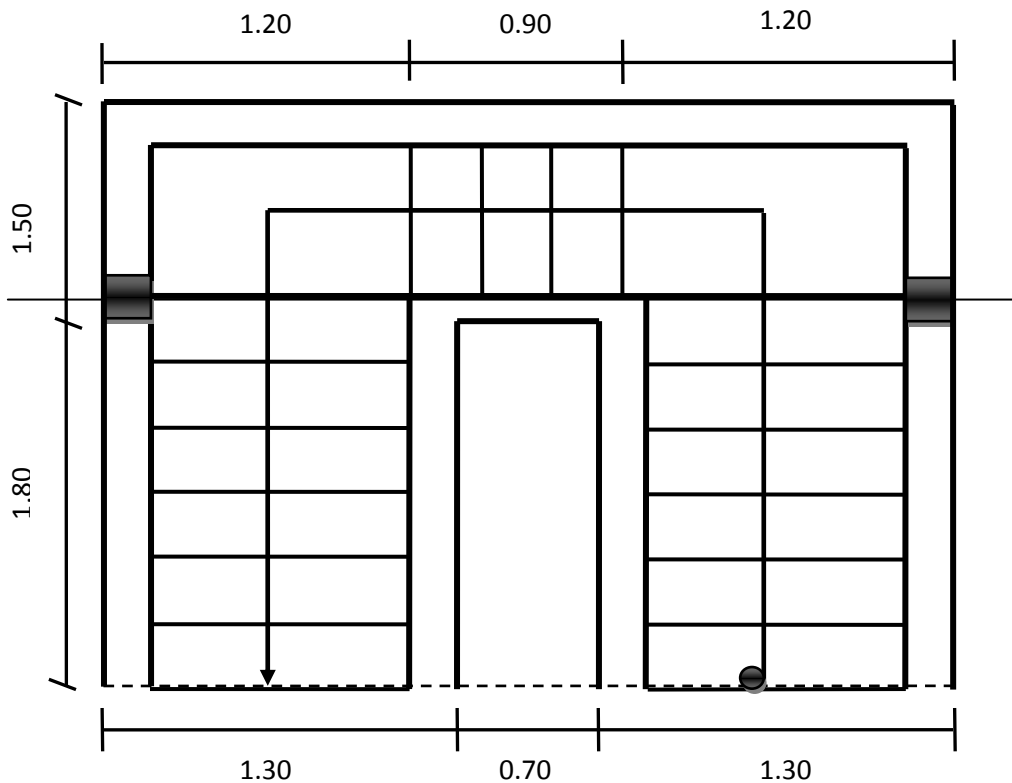


Figure 22(IV.1) schéma de l'escalier

On a : $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

	α	$L_0(\text{m})$	$L_v(\text{m})$	$H_v(\text{m})$	$e \text{ (cm)}$	$n(\text{marches})$	$n+1(\text{contres marches})$
Volée (1 et 3)	33.47°	1.8	2.16	1.19	15	6	7
Volée 2	37.07°	0.9	1.13	0.68	15	3	4

Epaisseur Palier de repos : $e = 15 \text{ cm}$.

VI-1-2) Evaluation des charges[3]:

- Paillasse (volée 1 et volée 3) :**

Enduit de plâtre inférieur de la paillasse (1 cm)..... $1000 \times 0,01 = 10 \text{ daN /m}^2$.

Poids propre de la paillasse (15cm)..... $2500 \times 0,15 / \cos \alpha_{1,3} = 450 \text{ daN /m}^2$.

Poids propre des marches : $2200 \cdot h / 2$ $2200 \times 0,17 / 2 = 187 \text{ daN /m}^2$.

Revêtement carrelage horizontal (2cm)..... $2200 \times 0,02 = 44 \text{ daN /m}^2$.

Revêtement carrelage vertical (2cm) : $(2200 \cdot 0,02) \cdot h / g$ $2200 \cdot 0,02 \cdot 0,17 \cdot (1/0.3)$

Revêtement carrelage vertical (2cm) = 25 daN /m².

Mortier de pose horizontal (1cm)..... 2000×0.01 = 20 daN /m².

Mortier de pose vertical (1cm):(2000.0,01).h/g.... 2000×0,1.0,17×(1/0,3) = 11,5 daN /m².

La charge permanente $G_{v(1,3)} = 748 \text{ daN /m}^2$.

La charge d'exploitation $Q_{v(1,3)} = 250 \text{ daN /m}^2$.

• **Paillasse (volée 2) :**

Enduit de plâtre inférieur de la paillasse (1 cm).....1000 ×0,01=10 daN /m².

Poids propre de la paillasse (15 cm).....2500×0,15/cos α₂ = 467 daN /m².

Poids propre des marches : 2200.h/2 2200×0,17/2=187 daN /m².

Revêtement carrelage horizontal (2cm)..... 2200×0,02 = 44 daN /m².

Revêtement carrelage vertical (2cm):(2200.0,02).h/g 2200×0,02×0,17×(1/0,3)

Revêtement carrelage vertical = 25 daN /m².

Mortier de pose horizontal (1cm)..... 2000.0.01 = 20 daN /m².

Mortier de pose vertical (1cm):(2000.0,01).h/g... 2000×0,1×0,17×(1/0,3) = 11,5 daN /m².

La charge permanente $G_{v(2)} = 765 \text{ daN /m}^2$.

La charge d'exploitation $Q_{v(2)} = 250 \text{ daN /m}^2$.

• **Palier de repos :**

Enduit de plâtre (1 cm)..... 1000×0,01 = 10 daN /m².

Poids propre du palier (15 cm) 2500×0,15 = 375 daN /m².

Mortier de pose horizontal (2cm)..... 2000×0,02 = 40 daN /m².

Revêtement carrelage horizontal (2cm)2200×0,02 = 44 daN /m².

La charge permanente : $G_p = 469 \text{ daN /m}^2$.

La charge d'exploitation : $Q_p = 250 \text{ daN /m}^2$.

❖ **Combinaison fondamentale[2]:**

a-)ELU :

Paillasse (volée 1 et volée 3) :

$q_{v(1,3)} = (1,35. G_{v(1,3)} + 1,5. Q_{v(1,3)}) = (1,35 \times 748 + 1,5 \times 250) \times 1m = 1385 \text{ daN/ ml}$.

$q_{v(1,3)} = 1385 \text{ daN/ ml}$.

Paillasse (volée 2) :

$q_{v(2)} = (1,35. G_{v(2)} + 1,5. Q_{v(2)}) = (1,35 \times 765 + 1,5 \times 250) \times 1m = 1408 \text{ daN/ ml}$.

$q_{v(2)} = 1408 \text{ daN/ ml}$.

Palier de repos :

$q_p = (1,35 \times G_p + 1,5 \times Q_p) = (1,35 \times 469 + 1,5 \times 250) \times 1m = 1009 \text{ daN/ ml}$.

$q_p = 1009 \text{ daN/ ml}$.

b-)ELS :

Paillasse (volée 1 et volée 3) :

$q_{v(1,3)} = (G_{v(1,3)} + Q_{v(1,3)}) = (748 + 250) \times 1m = 1385 \text{ daN/ ml}$.

$q_{v(1,3)} = 998 \text{ daN/ ml}$.

Paillasse (volée 2) :

$q_{v(2)} = (G_{v(2)} + Q_{v(2)}) = (765 + 250) \times 1m = 998 \text{ daN/ ml} \Rightarrow q_{v(2)} = 1015 \text{ daN/ ml}$.

Palier de repos :

$$q_p = (G_p + Q_p) = (469 + 250) \times 1m = 719 \text{ daN/ml.} \quad \Rightarrow \quad q_p = 719 \text{ daN / ml.}$$

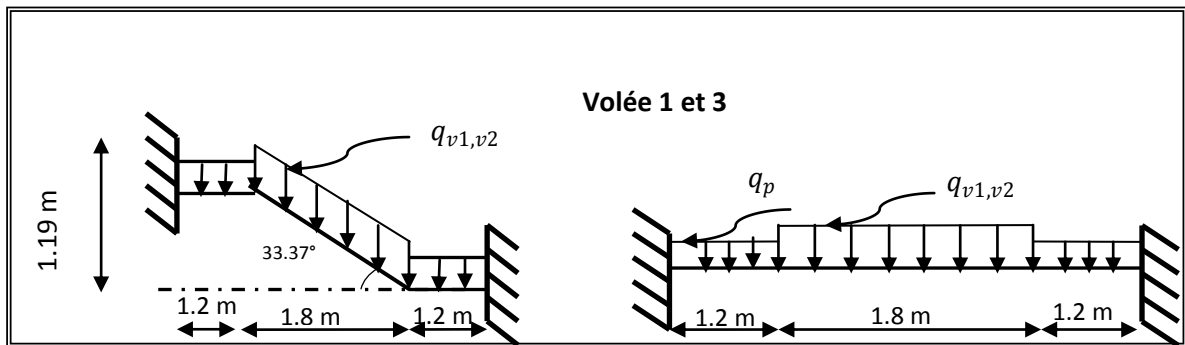


Figure 23(IV.2) schéma statique de l'escalier

❖ **Principe de la méthode de la charge équivalente[11]:**

$$\frac{\Delta q}{q_{min}} = \frac{q_v - q_p}{q_{min}} \geq 15\%$$

La répartition des charges reste la même.

$$\frac{\Delta q}{q_{min}} = \frac{q_v - q_p}{q_{min}} \leq 15\%$$

⇒ On prend la charge de la paillasse comme une charge répartie sur toute la longueur.

$$\frac{\Delta q}{q_{min}} = \frac{1385 - 1009}{1009} = 37\% \geq 15\%$$

On ne peut pas appliquer la charge équivalente sur toute la longueur donc la répartition reste la même.

❖ **Calcul des réactions :**

NIVEAU	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	Combinaison fondamentale	
			ELU	ELS
Volée	748	250	1385	998
Palier	469	250	1009	719

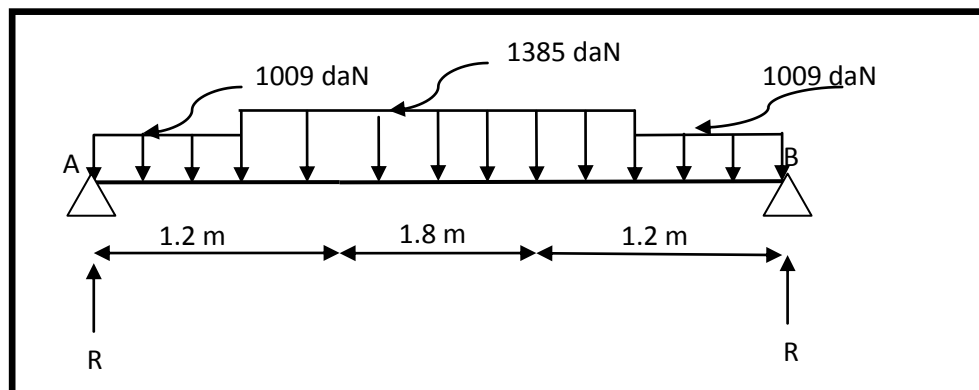


Figure 24(IV.3) schéma statique de l'escalier (volée 1et 3)

$$R = 1009 \times 1,2 + 1385 \times 0,9 \Rightarrow R = 2457,3 \text{ daN.}$$

$$M_{max} = R \times (1,2 + 0,9) - 1009 \times 1,2 \times (0,9 + 0,6) - 1385 \times \frac{(0,9)^2}{2} \Rightarrow M_{max} = 2783,13 \text{ daN.m}$$

$$M_u^t = 0,75 \times M_{max} = 0,75 \times 2783,13 \Rightarrow M_u^t = 2087,35 \text{ daN.m}$$

$$M^a = M^A = M^B = 0,5 M_{max} = 0,5 \times 2783,13 \Rightarrow M^a = 1391,57 \text{ daN.m}$$

$$T_{max} = R = 2457,3 \text{ daN.}$$

	$M_{max}(\text{daN.m})$	$M^a = 0,5M_{max}$	$M^t = 0,75M_{max}$	$T_u(\text{daN})$
ELU	2783,13	1391,57	2087,35	2457,3
ELS	1999,71	999,86	1499,78	

VI-1-3) Calcul de ferrailage (volée 1 et 3):

❖ **Armatures longitudinales :**

a-)ELU :

$$F_e = 400\text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ; d = 0,9.h \Rightarrow d = 13,5\text{cm} \Rightarrow d = 15 - 2 = 13\text{cm.}$$

Flexion simple section rectangulaire : $(bxh) \Rightarrow (1 \times 0,15) \text{ m}^2$.

	$M_u(\text{daN.m})$	μ	α	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)/\text{ml}$
En travée	2087,35	0,1023	0,135	0,95	5,29
Sur appuis	1391,57	0,068	0,088	0,96	3,46

b-)ELS :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’égalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	$M_u(\text{daN.m})$	$M_s(\text{daN.m})$	γ	$f_{c28}(\text{MPa})$	α	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	2087,35	1499,78	1,392	25	0,135	0,446	C.V
Sur appui	1391,57	999,85	1,392	25	0,088	0,446	C.V

❖ **Conditions de non fragilité :** [2](art A.4.2,1)..... Page 29.

$$A_s \geq 0,23 . d . b . \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 13 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

❖ **Pourcentage minimal :** [2](art B.6.4)..... Page 152.

$$A_{min} \geq 0,001 . b . h \Rightarrow A_{min} \geq 0,001 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{min} ; A_s) .$

Le choix d armateur

	$A_u (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	5,29	1,5	1,57	5,29	5HA12= 5,65
Appui	3,46	1,5	1,57	3,46	4HA12=4,52

VI-1-3-2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{2457,35 \times 10}{1000 \times 130} = 0,189 \text{ MPa} .$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \dots [\text{BAEL91}] \text{arte A. 5.1,211) } \dots \dots \dots \text{ pag 53}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0,189 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{C.V}).$$

VI-1-3-3) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_L}{4} .$$

Le choix d armateur

	$A_L (cm^2)/ml$	$A_r (cm^2)/ml$	$A_{adp} (cm^2)/ml$
Travée	5,65	1,41	3HA8 = 1,51
Appuis	4,52	1,13	3HA8 = 1,51

❖ **Armatures maximal :**

$$\phi_{max} = \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_{max} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi_{max} = 12 \text{ mm} \dots \dots \dots (\text{cv}).$$

❖ **Espacement entre les armatures:** [BAEL91][2] (art A.8.2,42) pag99

• **armatures Longitudinales :**

$$S_L \leq \min\{3. h; 33cm\} \Rightarrow S_L \leq \min\{3 \times 15; 33cm\} \Rightarrow S_L \leq 33cm \Rightarrow S_L = 20cm \dots (\text{cv}).$$

Donc : $S_L = 20cm$.

• **Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\{4. h; 45cm\} \Rightarrow S_t \leq \min\{4 \times 15; 45cm\} \Rightarrow S_t \leq 45cm \Rightarrow S_t = 25cm \dots (\text{cv}).$$

Espacement 25 cm on travée et on appuis.

❖ **Vérification de la flèche:**[BAEL91](art B.6.5,2)pag155

$$1. \frac{h}{l_v} \geq \frac{1}{6} \Rightarrow \frac{0,15}{2,16} = 0,096 < 0,167 = \frac{1}{6} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

$$2. \frac{h}{l_0} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,083 \geq \frac{0,75M_0}{10M_0} = 0,075 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

$$3. \frac{A}{d.b_0} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0045 < \frac{5,65}{400} = 0,014 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

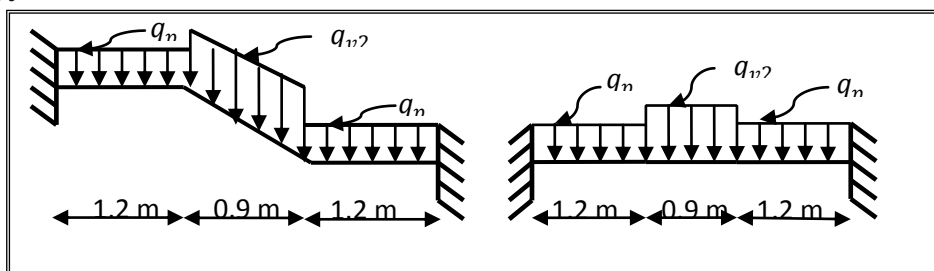


Figure 25(IV.3) Schéma statique de l'escalier (volée 2)

• **Principe de la méthode de la charge équivalente[11]:**

$$\frac{\Delta q}{q_{min}} = \frac{q_{v2} - q_p}{q_{min}} \geq 15\%$$

La répartition des charges reste la même.

$$\frac{\Delta q}{q_{min}} = \frac{q_{v2} - q_p}{q_{min}} \leq 15\%$$

On prend la charge de la paillasse comme une charge répartie sur toute la longueur.

$$\frac{\Delta q}{q_{min}} = \frac{1408 - 1009}{1009} = 40\% \geq 15\%$$

On ne peut pas appliquer la charge équivalente sur toute la longueur donc la répartition reste la même.

❖ **Calcul des réactions :**

NIVEAU	G (daN/m ²)	Q (daN/m ²)	Combinaison fondamentale	
			ELU	ELS
Volée	765	250	1408	1015
Palier	469	250	1009	719

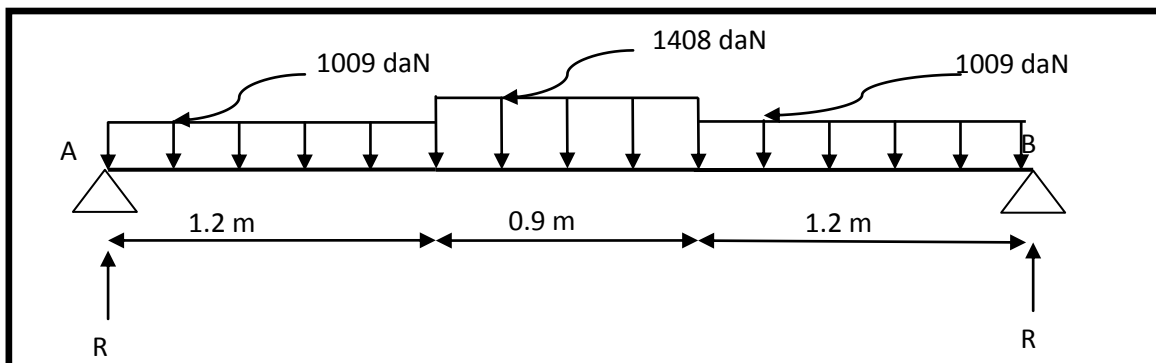


Figure 26(IV.4) Schéma statique de l'escalier (volée 2)

$$M_{max} = R \times (1.2 + 0.45) - 1009 \times 1.2 \times (0.45 + 0.6) - 1408 \times \frac{(0.45)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{max} = 1629.36 \text{ daN.m}$$

$$M_u^t = 0.75 \times M_{max} = 0.75 \times 1629.36 \Rightarrow M_u^t = 1222.02 \text{ daN.m}$$

$$M^a = M^B = M^C = 0.5 M_{max} = 0.5 \times 1629.36 \Rightarrow M^a = 814.68 \text{ daN.m}$$

$$T_{max} = R = 1844.4 \text{ daN.}$$

	M _{max} (daN.m)	M ^a = 0.5M _{max}	M ^t = 0.75M _{max}	T _u (daN)
ELU	1629.36	814.68	1222.02	1844.4
ELS	1168.5	584.25	876.41	T _u (daN)

VI-1-4) Calcul de ferrailage (volée 2):

❖ Armatures longitudinales :

a-)ELU :

$F_e = 400\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$; $d = 0.9.h \Rightarrow d = 13.5\text{cm} \Rightarrow d = 15 - 2 = 13\text{cm}$.

Flexion simple section rectangulaire : $(bxh) \Rightarrow (1 \times 0.15)$.

Le choix d armateur

	$M_u (\text{daN.m})$	μ	α	β	$A_{cal} (\text{cm}^2)/\text{ml}$
En travée	1222.02	0.051	0.066	0.97	2.78
Sur appuis	814.68	0.034	0.043	0.98	1.83

b-)ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'égalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}.$$

Le choix d armateur

	$M_u (\text{daN.m})$	$M_s (\text{daN.m})$	γ	$f_{c28} (\text{MPa})$	α	$\bar{\alpha}$	Condition
En travée	1222.02	876.41	1.394	25	0.066	0.447	C.V
Sur appui	814.68	584.25	1.394	25	0.043	0.447	C.V

❖ Conditions de non fragilité : [BAEL91][2](art A.4.2,1)..... Page 29.

$$A_s \geq 0.23 . d . b . \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0.23 \times 13 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

❖ Pourcentage minimal : [BAEL91][2](art B.6.4)..... Page 152.

$$A_{min} \geq 0.001 . b . h \Rightarrow A_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{min} ; A_s)$;

Le choix d armateur

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	2.78	1.5	1.57	2.78	4HA12 = 4.52
Appui	1.83	1.5	1.57	1.83	4HA12 = 4.52

VI-1-4-2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1844.4 \times 10}{1000 \times 130} = 0.142 \text{ MPa} .$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots [\text{BAEL91}] \text{arte A. 5.1,211) } \dots \dots \text{ pag 53}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} .$$

$$\tau_u = 0.142 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots (\text{C.V}).$$

VI-1-4-3) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_L}{4}$$

Le choix d'armature de répartition

	A_L (cm ²)/ml	A_r (cm ²)/ml	A_{adp} (cm ²)/ml
Travée	4.52	1.13	3Ø8 = 1.51
Appuis	4.52	1.13	3Ø8 = 1.51

❖ **Armatures maximal :**

$$\phi_{max} = \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_{max} = \frac{150}{10} \Rightarrow \phi_{max} = 12 \text{ mm} \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

❖ **Espacement entre les armatures: [BAEL91][2] (art A.8.2,42) pag99**

• **armatures Longitudinales :**

$$S_L \leq \min\{3.h; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_L \leq \min\{3 \times 15; 33\text{cm}\} \Rightarrow S_L \leq 33\text{cm} \Rightarrow S_L = 25 \text{ cm} \dots(\text{cv}).$$

Donc : $S_L = 25\text{cm}$.

• **Armatures transversales :**

$$S_t \leq \min\{4.h; 45\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{4 \times 15; 45\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 45\text{cm} \Rightarrow S_t = 25\text{cm} \dots(\text{cv}).$$

Espacement 25 cm on travée et on appuis.

❖ **Vérification de la flèche : [BAEL91][2] (art B.6.5,2) pag155**

4. $\frac{h}{l_p} \geq \frac{1}{6} \Rightarrow \frac{0.15}{1.13} = 0.133 < 0.167 = \frac{1}{6} \dots\dots\dots (\text{C.N.V})$
5. $\frac{h}{l_0} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.167 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \dots\dots\dots (\text{C.V})$
6. $\frac{A}{d.b_0} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots (\text{C.V})$

VI-1-4) Calcul de la poutre brisée :

VI-1-4-1) Dimensionnement:

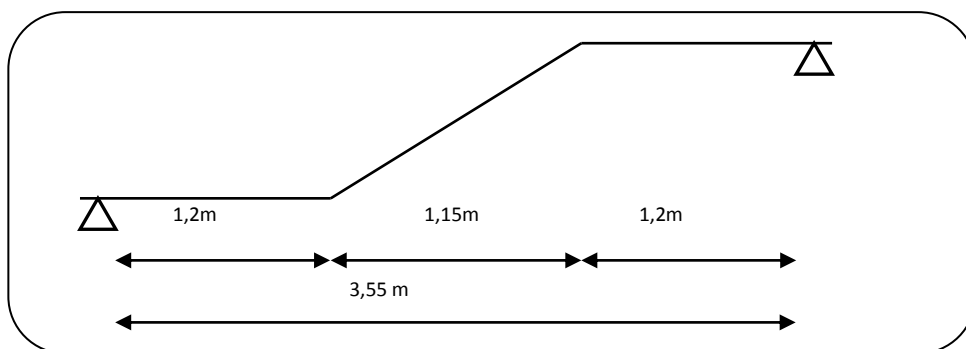


Figure 27(IV.4) Schéma statique de poutre brisée

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \Rightarrow 23,6 \leq h \leq 35,5 \Rightarrow h = 30 \text{ cm} . \\ 0,2h \leq b \leq 0,7 \Rightarrow 6 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 20 \text{ cm} . \end{array} \right.$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$ (Avec mur extérieur $e = 30 \text{ cm}$)

❖ **Vérification des conditions RPA99 (version 2003)[1]:**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A : min (h, b) > 25 cmC.V

• **Charge supportée par la poutre :**

Poids propre de la poutre palier	0, 3 × 0,3 × 25 = 2,25 KN/m
Poids propre de mur	(3,06 - 0,35 - 0,68) × 4,14 = 8,4 KN/ml
Réaction du palier sur la poutre :	T _{max} = R = 18,44 KN/ml
G	2,25 + 8,4 = 10,65 KN/ml
q_u = 1,35XG + R	32,82 KN/ml
q_s = G + R	29.09 KN/ml

VI-1-4-2) Calcul des sollicitations

a-)E.L.U :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{32,82 \times (3,55)^2}{8} \Rightarrow M_0 = 51,70 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85.M_0 \Rightarrow M_t = 43,945 \text{ kN.m} \text{ et } M_a = 0,5.M_0 \Rightarrow M_a = 25,85 \text{ kN.m.}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} \Rightarrow T_u = \frac{32,82 \times 3,55}{2} \Rightarrow T_u = 58,256 \text{ kN.}$$

b-) E.L.S:

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{29,09 \times (3,55)^2}{8} \Rightarrow M_0 = 45,86 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85.M_0 \Rightarrow M_t = 38,981 \text{ kN.m} \text{ et } M_a = 0,5.M_0 \Rightarrow M_a = 22,93 \text{ kN.m.}$$

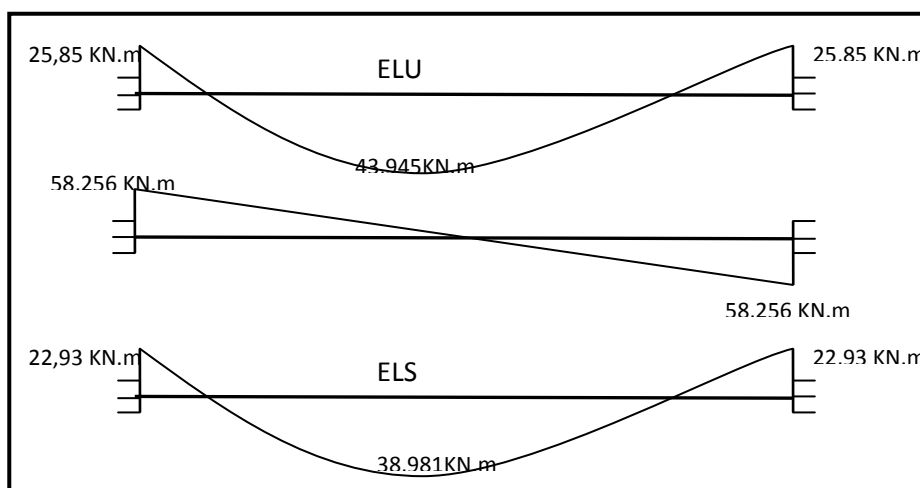


Figure 28(IV.5) Diagramme des moments et effort tranchants

VI-1-4-3) Vérification de l'effort tranchant[2]:

$T_{u \max} = 58,256 \text{ kN.}$

$\tau_u < \tau_{adm} \quad \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{58,256 \times 10^3}{(0,3 \times 0,27) \times 10^6} = 0,72 \text{ MPa}$

$\tau_{adm} = \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,333 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$

$0,72 \leq 3,33 \Rightarrow \tau_u < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{C. V}$

VI-1-4-4) Calcul du ferrailage :

❖ **armatures Longitudinales :**

$F_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; d = 0.9.h \Rightarrow d = 13.5 \text{ cm} \Rightarrow d = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$

Flexion simple section rectangulaire : (bxh) $\Rightarrow (30 \times 30)$.

Le choix d armateur

	$M_u \text{ (daN. m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$	$A_{max} \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$	$A_{Adp} \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$
En travée	4394,5	5,07	0,98	5,07	5HA12 = 6,65
Sur appuis	5825,6	6,23	0,98	6,23	5HA14 = 7,70

❖ **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \begin{cases} \frac{0.4}{f_e} \\ \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \end{cases} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq \begin{cases} \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \\ \frac{b_0 \times \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \end{cases}$$

$f_{tj} = \text{Min}(f_{tj}; 3.3 \text{ Mpa}) = 2.1 \text{ Mpa} \text{ et } \alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 + \sin 90 = 1$

k est un coefficient qui vaut: $k = 1$ en flexion simple.

F_e est la limite d'elasticité garantie des armatures transversales

On : $\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e}$ et $\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 \geq \frac{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$

$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 \geq \frac{0.4 \times 30}{400} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 = 0.03 \text{ cm}$

$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 \geq \frac{30 \times 1.15 \times (0.72 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 = 0.06 \text{ cm}$

$\frac{A_t}{s_t} \geq \text{Max} \left\{ \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 ; \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 \right\} = \text{Max}\{0,03; 0,06\} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq 0,06 \text{ cm.}$

• **Calcul diamètre des armatures transversales :**

$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_{Lmax} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = \text{Min} \left(12 ; \frac{300}{35} ; \frac{300}{10} \right)$

$\phi_t = \text{Min} (12; 8,6; 30) \Rightarrow \phi_t \leq 8,6 \text{ mm.}$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

$A_t = 4 \phi_t^2 = 2,01 \text{ cm}^2$

• **Calcul l'espacement S_t :**

$\frac{A_t}{s_{t1}} \geq 0,06 \text{ cm. et } S_{t2} \leq \{0,9 \cdot d ; 40\} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{A_t}{0,06}$

Donc : $S_{t1} \leq \frac{2,01}{0,06}$ et $S_{t2} \leq \{0,9 \times 13 ; 40\} \Rightarrow S_{t1} \leq 33,5 \text{ cm et } S_{t2} \leq \{11,7 ; 40\}$

$S_{t1} \leq 11,7 \text{ cm et } S_{t2} \leq 33,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \text{Min} \{S_{t1} ; S_{t2}\}$

$S_t \leq \text{Min} \{11,7 ; 33,5\} \Rightarrow S_t \leq 11,7 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$

VI-1-4) Schéma de ferrailage

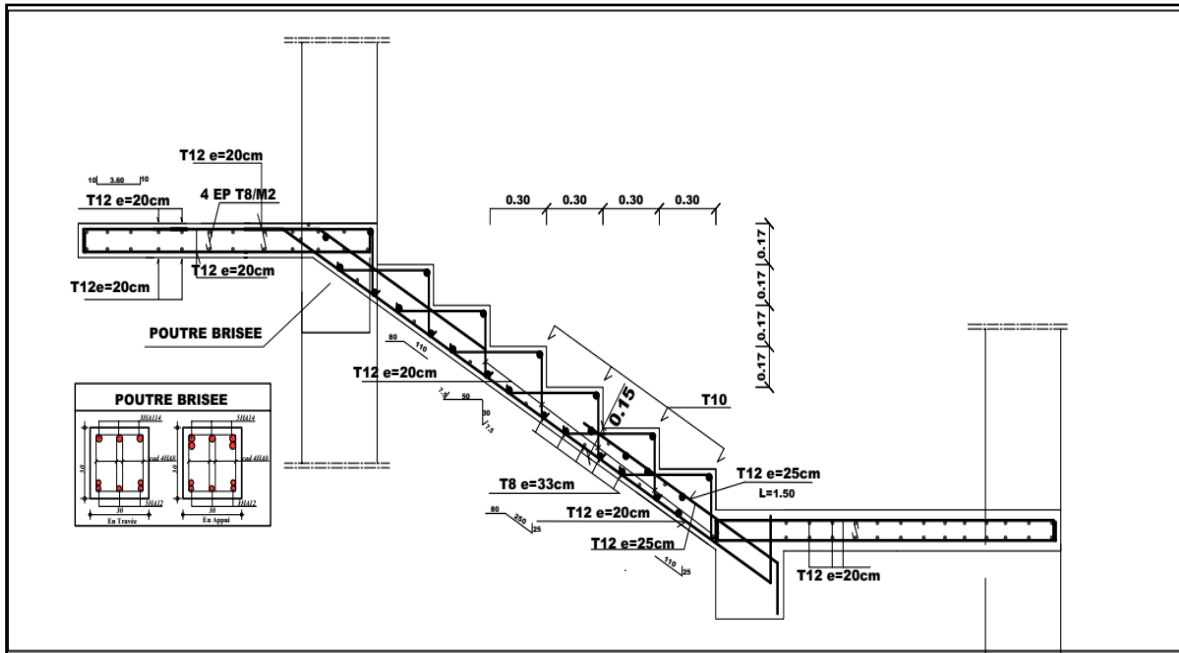


Figure 29(IV.6) schéma de ferrailage volée 1et 3

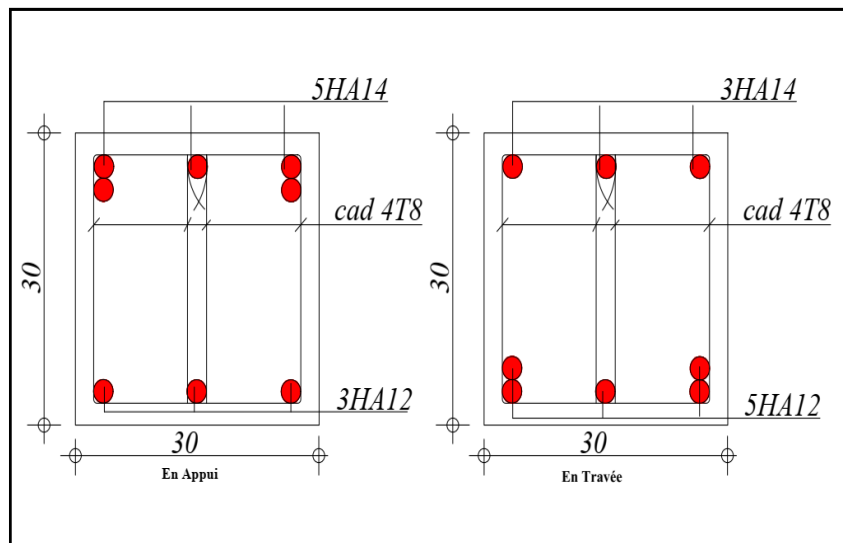


Figure 30(IV.7) coupe de poutre brisée

IV-2) Etude de la dalle pleine

IV-2-1) Introduction

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle

IV-2-2) Ferrailage de la dalle pleine :

La dalle sera calculée comme un panneau sollicité à la flexion simple causée par la charge, il faut considérer le poids propre et la charge d exploitation, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout les dalles .

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 2 - 0,4 = 1,6\text{m}$$

$$L_y = 2,8 - 0,4 = 2,4.$$

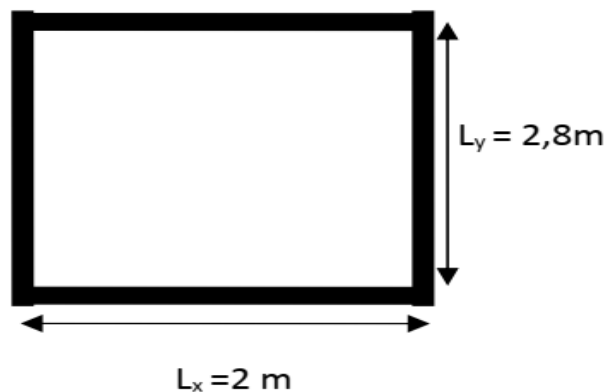


Figure 31(IV.7) le panneau le plus sollicité

$$L_x/L_y = \frac{1,6}{2,4} = 0,66 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$g = 6,15 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

a-) ELU (v=0)[10]:

$$\mu_x = 0,0737$$

$$\mu_y = 0,3753$$

$$Q = 1,35g + 1,5q = 1,35 \times 6,15 + 1,5 \times 3,5 \Rightarrow Q_u = 13,553 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul sera faire a un bond 1 m $Q_u = 13,553 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2 = 0,0737 \times 13,553 \times 1,6^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,3753 \times 2,52 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 2,52 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0,946 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 2,52 \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 0,946 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 2,142 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,804 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 2,52 = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 0,946 = 0,473 \text{ KN.m}$$

b-) ELS (v=0,2)[10]:

$$\mu_x = 0,0792$$

$$\mu_y = 0,5351$$

$$Q = g + q = 6,15 + 3,5 \Rightarrow Q_u = 9,65 \text{ KN/m}^2$$

Le calcul sera faire a un bond 1 m $Q_s = 9,65 \text{ KN/ml}$

• **Moment statique :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2 = 0,0792 \times 9,65 \times 1,6^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,5351 \times 1,956 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 1,956 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 1,47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 1,956 \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 1,47 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 1,6626 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 1,2495 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment appui :**

$$M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 1,956 = 0,978 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 1,2495 = 0,625 \text{ KN.m}$$

Le résumé des sollicitations :

		M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	T(KN)
Sens X-X	ELU	2,52	2,142	1,46	10,8424
	ELS	1,956	1,6626	0,978	//
Sens Y-Y	ELU	0,946	0,804	0,473	16,2636
	ELS	1,47	1,2495	0,625	//

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,15) m^2$

Le ferrailage résume en tableau suivant :(sens X-X)

	M _u (KN.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)/ml
En travée	2,142	0,009	0,013	0,99	0,48
Sur appuis	1,6626	0,006	0,008	0,99	0,32

Le ferrailage résume en tableau suivant :(sens Y-Y)

	M _u (KN.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)/ml
En travée	0,804	0,003	0,004	0,99	0,17
Sur appuis	0,473	0,002	0,002	0,99	0,12

❖ **Conditions de non fragilité : [BAEL91][2](art A.4.2,1)..... Page 29.**

$$A_s \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 13 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

❖ **Section minimale de B.A.E.L [2]:**

$$\begin{cases} h > 12 \\ \rho > 0,4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h \end{cases} \quad \text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

h=e=15 cm

b=100 cm

ρ = 0,66

$$\begin{cases} A_{min}^x = 0,0008 \times \frac{3-0,66}{2} \times 100 \times 15 \\ A_{min}^y = 0,0008 \times 100 \times 15 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1,4 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Le choix d armateur

L écartement d armateur (l espacement) ne doit pas dépasser les valeurs suivant (les cours de BA master1.les plancher p10)

Direction	Chargement reparti	Chargement concentre
Le plus sollicité	3h ,33cm	2h,22 cm
Le moins sollicitée	4h,45 cm	4h,33 cm

• **Le choix d’armateur**

		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	armateur	A _{adopt} (cm ²)	st
Sens X-X	travée	0,48	1,57	1,4	4HA10	3,14	25
	appui	0,32			3HA10	2,35	33
Sens Y-Y	travée	0,17	1,57	1,2	4HA10	3,14	25
	appui	0,12			3HA10	2,35	33

• **Vérification de ELS :**

Il faut vérifier que

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{m_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \times \frac{m_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right] = 201,63 \quad \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \\ b \frac{y^2}{2} - nA(d - y) = 0 \quad I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2 \end{array} \right.$$

Avec n = 15 (Coefficient d’équilibre de l acier et béton)

Le calcul résume a tableaux suivant :

		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	condition	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	condition
Sens X-X	Travée	3,06	5608,74	0,907	vérifier	44,20	201,63	vérifier
	Appui	2,7	4395,77	0,6	vérifier	34,39	201,63	vérifier
SensY-Y	Travée	3,06	5608,74	0,44	vérifier	21,37	201,63	vérifier
	Appui	2,7	4395,77	0,39	vérifier	22,33	201,63	vérifier

• **vérification de l'effort tranchant:**

$$T_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} = \frac{13,553 \times 1,6}{2} \Rightarrow T_u^x = 10,8424 \text{ KN}$$

$$T_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{13,553 \times 2,4}{2} \Rightarrow T_u^y = 16,2636 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \quad \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{limit} = \frac{0,07 \times f_{28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,15} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,2636 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,16 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16,2636 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,16 < \bar{\tau} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{Aucun armateur transversal nécessaire}$$

• **Calcul de la flèche[13]:**

❖ **Condition de Vérification :**

D'après les règles [RPA99V2003][1], Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \frac{M_{t\text{service}}}{M_{a\text{service}}} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

❖ **Vérification des conditions :**

1. $\frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0,0625 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{C. V}$
2. $\frac{h}{L} = \frac{15}{240} = 0,0625 > \frac{1}{10} \times \frac{1,6626}{0,978} = 0,17 \dots \dots \dots \text{C. N. V}$
3. $\frac{A}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{C. V}$

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

La détermination de la part de la flèche totale qui est susceptible d'affecter le bon comportement des cloisons doit être effectuée de la façon suivante ; on calcul :

- ✚ La flèche instantanée f_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- ✚ La flèche instantanée et différée f_{gi} et f_{gv} due à l'ensemble des charges permanentes.
- ✚ La flèche instantanée f_{pi} due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La part de la flèche totale à comparer aux valeurs admissibles :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

Charge à prendre en compte :

$$\text{On a } \begin{cases} g = 6,15 \text{ KN/m}^2 \\ P = 6,15 + 1 = 7,15 \text{ KN/m}^2 \\ J = 6,15 - 1 = 5,15 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour $b=1$ m nous avons :

$$\begin{cases} G = 6,15 \times 1 = 6,15 \text{ KN/m} \\ P = 7,15 \times 1 = 7,15 \text{ KN/m} \\ J = 5,15 \times 1 = 5,15 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_G = 0,850 \frac{gL^2}{8} = 0,850 \frac{6,15 \times 2,4^2}{8} = 3,7638 \text{ KNm} \\ M_P = 0,850 \frac{PL^2}{8} = 0,850 \frac{7,15 \times 2,4^2}{8} = 4,3758 \text{ KNm} \\ M_J = 0,850 \frac{JL^2}{8} = 0,850 \frac{5,15 \times 2,4^2}{8} = 3,1518 \text{ KNm} \end{cases}$$

❖ **Module du module de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,860 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des contraintes suivant les sollicitations :**

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024$$

D'après le BAEL91: $\rho_1 = \rho \times 100 = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0,990$

$$\lambda_i = \frac{0,050 f_{t28}}{(2+3 \frac{\rho_0}{\rho}) \rho} = \frac{0,050 \times 2,1}{(2+3 \times \frac{100}{100}) 0,0024} = 8,75 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 3,5$$

$$\begin{cases} \sigma_{Sg} = \frac{M_g}{A \beta_1 d} = \frac{3,7688}{3,14 \times 0,99 \times 130} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 93,26 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sp} = \frac{M_p}{A \beta_1 d} = \frac{4,3758}{3,14 \times 0,99 \times 130} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 108,28 \text{ MPa} \\ \sigma_{Sj} = \frac{M_j}{A \beta_1 d} = \frac{2,249}{3,14 \times 0,99 \times 130} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 77,992 \text{ MPa} \end{cases}$$

-Calcul de: μ_g ; μ_p ; μ_j :

$$\begin{cases} \mu_g = 1 - \frac{1,750 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,750 \times 2,1}{4 \times 0,0024 \times 93,26 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,227 \\ \mu_p = 1 - \frac{1,750 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,750 \times 2,1}{4 \times 0,0024 \times 108,28 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,171 \\ \mu_j = 1 - \frac{1,750 \times f_{t28}}{4 \rho \sigma_{Sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,750 \times 2,1}{4 \times 0,0024 \times 77,992 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,29 \end{cases}$$

❖ **Calcul les inerties: I_{fgv} ; I_{fgi} ; I_{fpi}**

$$\begin{cases} I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{(1+\lambda_v \mu_g)} = \frac{1,1 \times 28125}{(1+3,5 \times 0,227)} \Rightarrow I_{fgv} = 17240,18 \text{ cm}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 I_0}{(1+\lambda_i \mu_g)} = \frac{1,1 \times 28125}{(1+8,75 \times 0,227)} \Rightarrow I_{fgi} = 10359,98 \text{ cm}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 I_0}{(1+\lambda_i \mu_p)} = \frac{1,1 \times 28125}{(1+8,75 \times 0,171)} \Rightarrow I_{fpi} = 12393,59 \text{ cm}^4 \\ I_{fji} = \frac{1,1 I_0}{(1+\lambda_i \mu_j)} = \frac{1,1 \times 28125}{(1+8,75 \times 0,29)} \Rightarrow I_{fji} = 8745,58 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

❖ **Calcul de flèche totale " Δf_t ":**

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fgv}} = \frac{3,7638 \times 10^2 \times 240^2}{10 \times 32164,195 \times 10^{-1} \times 17240,18} = 0,039 \text{ cm} \\ f_{gi} &= \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{3,7638 \times 10^2 \times 240^2}{10 \times 32164,195 \times 10^{-1} \times 10359,98} = 0,065 \text{ cm} \\ f_{pi} &= \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{fpi}} = \frac{3,7638 \times 10^2 \times 240^2}{10 \times 32164,195 \times 10^{-1} \times 12393,59} = 0,054 \text{ cm} \\ f_{ji} &= \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{fji}} = \frac{3,7638 \times 10^2 \times 240^2}{10 \times 32164,195 \times 10^{-1} \times 8745,58} = 0,0771 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

Donc :

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,039 - 0,0771) + (0,054 - 0,065) = 0,0491 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0,0491 \text{ cm}$$

• **Vérification:**

$$L = 240 \text{ cm} < 500 \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0,48 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0,0491 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,48 \text{ cm}$ C.V

IV-3)Schéma de dalle pleine

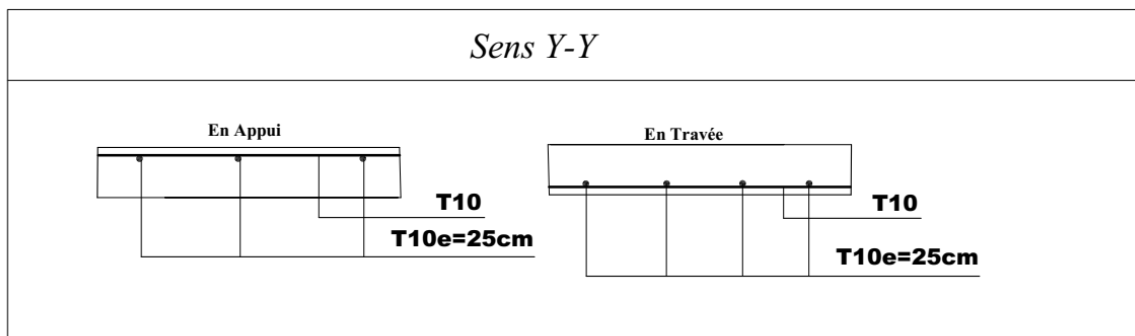


Figure 32(IV.8) schéma de ferrailage de dalle plein

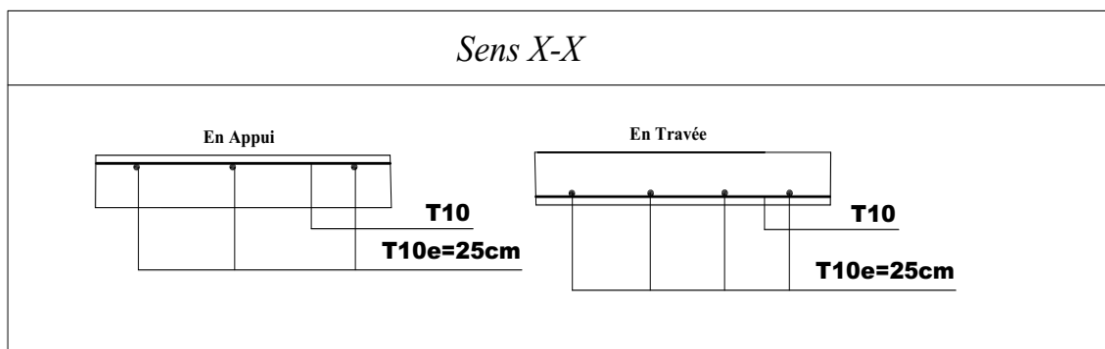


Figure 33(IV.3) schéma de ferrailage de dalle plein

IV-3) L'acrotère :

IV-3-1) Introduction :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

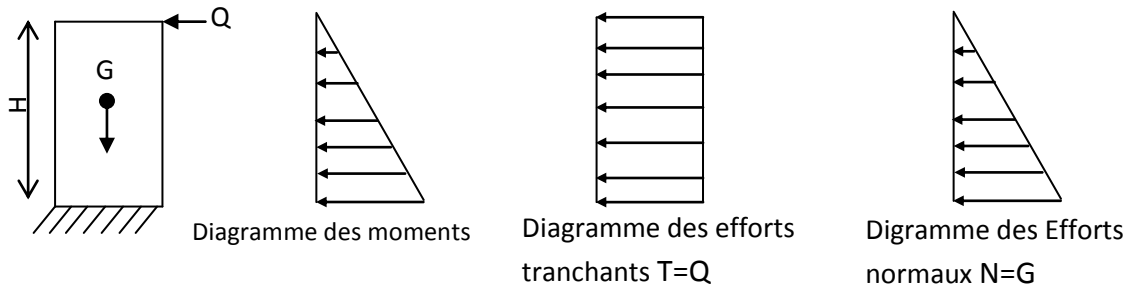


Figure 35(IV.8) Schémas statiques de l'acrotère

IV-3-2) Calcul des efforts :

- Effort normal dû au poids propre :**

$$S = 0.6 \times 0.16 + 0.27 \times 0.2 \Rightarrow S = 0.15 \text{ m}^2$$

$$G = \rho \cdot S \Rightarrow G = 2500 \times 0.15 \Rightarrow G = 375 \text{ daN/m}^2$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Effort horizontal dû à la main courante :**

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

D'après le RPA99 (article 6.2.3) les éléments non structurels sont sollicités par une force horizontale :

horizontale :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone

$$A = 0.15 \text{ (groupe usage 2 ; zone IIa)}$$

C_p : facteur de force horizontale

$$C_p = 0.8 \text{ (élément de console)}$$

W_p : poids de l'acrotère

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 375 \Rightarrow F_p = 180 \text{ daN}$$

Donc la charge devient

$$G = 375 \text{ daN/ml} \quad \text{et} \quad Q = 180 \text{ daN/ml}$$

IV-3-3) Les sollicitations

a-) E L U :

$$N_u = 1.35 \times G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 375 \Rightarrow N_u = 506.25 \text{ daN}$$

$$M_u = 1.5 \times F_p \times L \Rightarrow M_u = 1.5 \times 180 \times 0.6 \Rightarrow M_u = 162 \text{ daN.m}$$

b-) E L S :

Effort normal de compression : $N_s = G \Rightarrow N_s = 375 \text{ daN/ml}$

Moment : $M_s = 180 \times 0.6 \Rightarrow M_s = 108 \text{ daN.m}$

IV-3-4) Le ferrailage :

$H=16 \text{ cm} \Rightarrow d = 0,9 \times 16 \Rightarrow d=14,4 \text{ cm}$ et $b=100 \text{ cm}$

a-) ELU :

$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{162}{506.25} = 0.32 \text{ m}$

$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^2 f}$

$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$

$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \Rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.16^3 \times 1}{12} \Rightarrow I = 3.413 \times 10^{-4}$

$i = \frac{3.41}{1 \times 0.16} \Rightarrow i = 0.0462 \text{ m}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.2}{0.0462}$

$\lambda = 25.981 \quad \lambda_{\max} \leq \max(50, \min(\frac{67 \times e_0}{h}, 100))$

$\lambda_{\max} \leq \max(50, \min(\frac{67 \times 0.32}{0.16}, 100)) \Rightarrow \lambda_{\max} \leq \max(50, \min(134, 100))$

$\lambda \leq 10 \Rightarrow \lambda = 25.981 < 100$

• **Le calcul de flambement [14]:**

$\alpha = 0$

$e_2 = \frac{3 \times 11.2^2}{10^4 \times 0.16} \times 2 \Rightarrow e_2 = 0.0054$

$e_a = \max(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2, \frac{60}{250})$

$e_a = (2; 0.24) \text{ cm} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$

donc: $e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 0.32 + 0.02 \Rightarrow e_1 = 0.34 \text{ m}$

$e = e_1 + e_2 = 0.34 + 0.0054 \Rightarrow e = 0.3454 \text{ m}$

$\frac{l_f}{h} = \frac{1.2}{0.16} = 7.5$

$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e_1}{h}) \Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20 \times 0.34}{0.16})$

$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 42.5) \Rightarrow \frac{l_f}{h} \leq 42.5 \dots \dots \dots \text{ CV}$

• **Le sollicitation corrigée [14]:**

$N_u' = 506.25 \text{ daN}$

$M_u' = N_u(e_1 + e_2) \Rightarrow M_u' = 506,25 \times (0.34 + 0.0054) \Rightarrow M_u' = 174.859 \text{ daN.m.}$

$M_{ua} = M_u' + N_u \times \frac{d}{2} \Rightarrow M_{ua} = 174,859 + 506,25 \times \frac{0.144}{2} \Rightarrow M_{ua} = 211,309 \text{ daN.}$

Le calcul se fera assimilation a la flexion simple

$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = \frac{211.309 \times 10^{-5}}{14.17 \times 1 \times 0.144^2} \Rightarrow \mu = 0.0071$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec :

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; A'_u = 0$

$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0071}) = 0.009$

$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.009) = 0.996$

$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{211.309 \times 10^{-1}}{348 \times 0.996 \times 0.144} = 0.42 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.144 \times 1 \times 2.1}{400} \times 10^4 = 1.37 \text{ cm}^2$$

Le calcul en flexion compose

$$A_u' = A_u - \frac{N_s}{\sigma_{st}}$$

$$A_u' = 1.37 - \frac{375}{348}$$

$$A_s' = 0.29 \text{ cm}^2$$

b-)ELS :

$$e_0 = \frac{N_s}{M_s} = \frac{375}{108} = 3.47 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.16}{6} = 0.026 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$ doc la section est partiellement comprimée

le choix d'armature

$$5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad s_t = 20 \text{ cm}$$

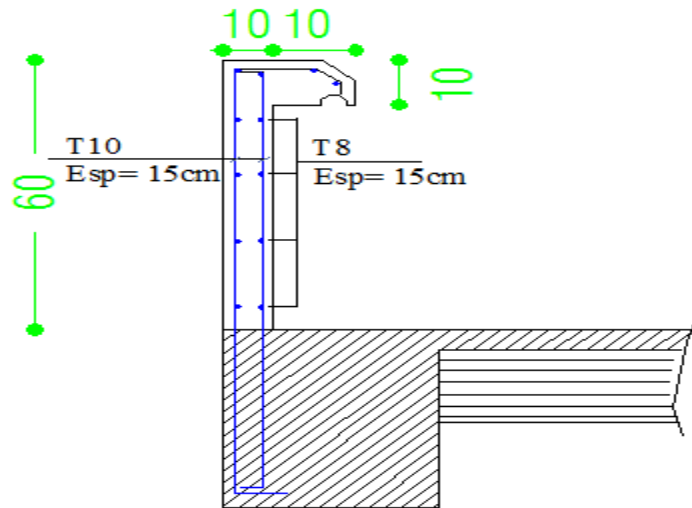


Figure 36(IV.9) schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre V

Etude dynamique

V-1) Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V-2) Choix de la méthode de calcul

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

V-2-1) Méthode statique équivalente [6]:

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.)

V-2-2) Méthode dynamique qui regroupe :

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

La hauteur de notre structure (zone II, groupe d'usage 2) est supérieur à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

V-2-3) Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche 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 vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de $(0.8 V_{st} / V_{dyn})$.

Avec : V_{dyn} : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} R : \text{Coefficient de comportement de la structure.} \\ Q : \text{facteur de qualité.} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} A : \text{Coefficient d'accélération de zone.} \\ D : \text{Facteur d'amplification dynamique moyen.} \\ W : \text{poids total de la structure.} \end{array} \right.$$

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure

Groupe d'usage : **groupe 2**

zone sismique : **zone IIa** \Rightarrow **A=0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0T \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a : $T_2 = 0.4$ (S) (Période caractéristique) (**RPA99/2003 Tableau 4.7 pag 49**)

T : Période fondamentale de la structure est calculée par la formule suivant :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

Tel que :

h_n : La hauteur totale à partir de la base

$$h_n = 3.06 \times 8 + 0.6 \Rightarrow h_n = \mathbf{25.08 \text{ (m)}}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage (**RPA99/ 2003tableau 4.6 pag 46**)

$$\text{Donc : } C_T = \mathbf{0.05} \Rightarrow T = 0.05 \cdot (25.08)^{3/4} \Rightarrow \mathbf{T = 0.56 \text{ (S)}}$$

• **Remarque :**

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique (**Art (4.2.4)**), C'est à dire :

$$1,3T_x = 1,3 \times 0,56 = 0,728$$

$$T_2 = 0.4 \text{ (S) et } T = 0.56 \text{ (S)} \Rightarrow T_2 < T < 3.0(S) \Rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$\eta : \text{Facteur de correction d'amortissement : } \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

Avec : $\xi = 7$ (**portiques béton armé (Dense)**)

Tableau 16(V.1) les valeurs de ξ [1]:

Remplissage	Portique		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\text{DONC : } \eta = \sqrt{7/(2+7)} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = \mathbf{0.88}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times 0.88 \times (0.4 \div 0.56)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D = 1.76}$$

Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau IV.1 (à noter que c'est la même dans les deux sens).

Tableau 17(V.2) Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation	Pénalités
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0.05
2	Redondance en plan	Non vérifié	0.05
3	Régularité en plan	Vérifié	0.05
4	Régularité en élévation	Vérifié	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Vérifié	0.05
6	Contrôles d'exécution	Vérifié	0.1

Donc : $Q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.35$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Tel que $W = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Concernant notre projet on a deux niveaux à usage de service, et pour les autres niveaux a usage d'habitation. Donc le coefficient de pondération $\beta = 0.2$

On a : $W_t = 34636.27 \text{ KN}$;

R : Coefficient de comportement global de la structure fonction du système de contreventement donnée par le tableau du cour sur les types des systèmes de contreventement.

$R = 5$ (RPA/2003[1]Tableau 4.3 pag 42)

La force sismique totale à la base de la structure est

$$V = \frac{0.15 \times 1.76 \times 1.35}{5} \times 34636.27 \quad \Rightarrow \quad V = 2468.87 \text{ t}$$

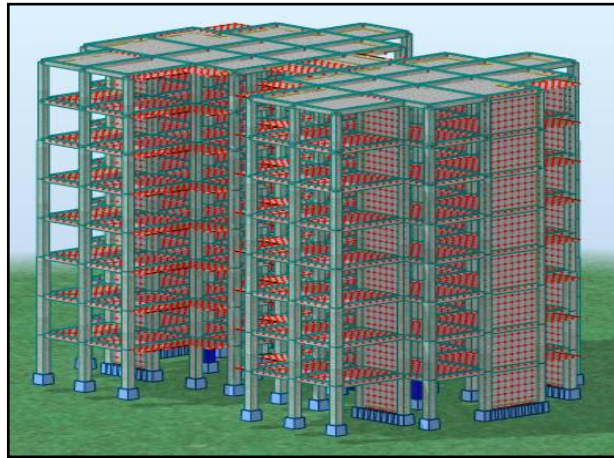


Figure 37(V.1) Vue en 3D sur la structure

- **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre masse et le centre de torsion, D'après le (RPA99/V2003[1]) l'excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré.
Excentricité théorique résultante des plans.

- **Calcul de L'excentricité accidentelle :**

Sens X : $e_x = 0,05 \times 26.95 = 3.475 \text{ m}$;

Sens Y : $e_y = 0,05 \times 20.55 = 0.275 \text{ m}$.

Excentricité accidentelle (RPA99/V2003[1] Article (4.3.7))

Donc l'excentricité accidentelle est : $(e_{x1}, e_{y1}) = (3.475 \text{ m} ; 0.275 \text{ m})$

Calcul de l'excentricité théorique :

$$e_{x2} = |X_m - X_t| \quad ; \quad e_{y2} = |Y_m - Y_t|$$

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i ; Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global

L'analyse automatique par le logiciel : (le Robot Structural Analysis Professional 2018).

Tableau 18(V.4): Caractéristiques massiques et géométriques de la structure

Niveau	W _{étage} (kg)	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		ex0 [m]	ey0 [m]
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR}	Y _{CR}	ex	ey
RDC	477533,09	13,48	13,45	9,95	10,97	0,02	1,02
Etage 1	477533,09	13,48	13,45	9,95	10,97	0,02	1,02
Etage 2	477533,09	13,48	13,45	9,95	10,97	0,02	1,02
Etage 3	460808,72	13,48	13,45	9,94	11,00	0,02	1,07
Etage 4	460808,72	13,48	13,45	9,94	11,00	0,02	1,07
Etage 5	460808,72	13,48	13,45	9,94	11,00	0,02	1,07
Etage 6	445844,81	13,48	13,45	9,93	10,97	0,02	1,10
Etage 7	271046,40	13,47	13,48	9,92	10,97	0,00	1,11

• **Nombre des modes considérées :**

Selon l'RPA99/version2003[1] (Art 4.3.4) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration 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

• **Voici des exemples des différents modes de déformation de la structure:**

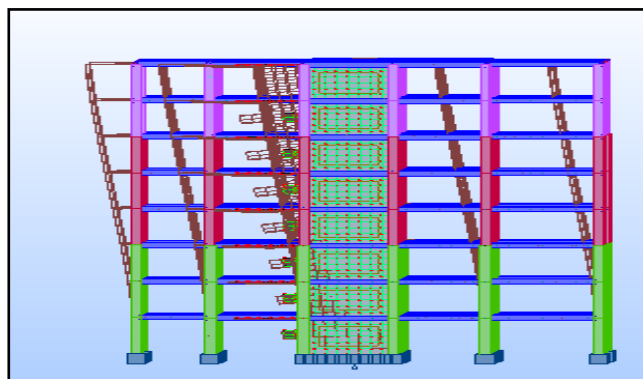


Figure 38(V.2) 1er mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue :3D (résultats de robot 2018)

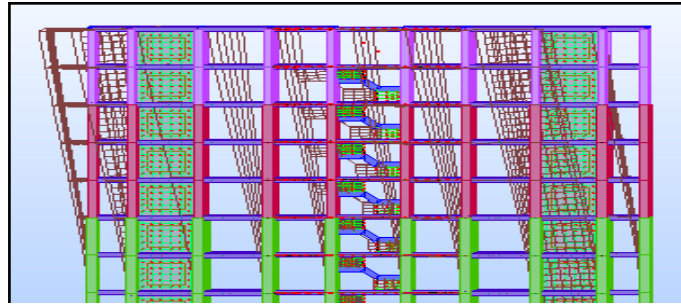


Figure 39(V.3) 2eme mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques
vue :3D (résultats de robot 2018)

V-2-4) Méthode dynamique modale spectrale[6]

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale)

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation

- Modélisation par nœuds maîtres,
- Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

V-2-5) 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 satisfaire.

V-3) Exigences du RPA99[1] pour les systèmes mixtes :

D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel robot structurale analysis Professional ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration 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 des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

V-4)Analyse des résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **le Robot Structural Analysis Professional 2018**).

V-4-1)Disposition des voiles de contreventement

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est celle qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis l'interaction et le comportement aussi qui est suivante :

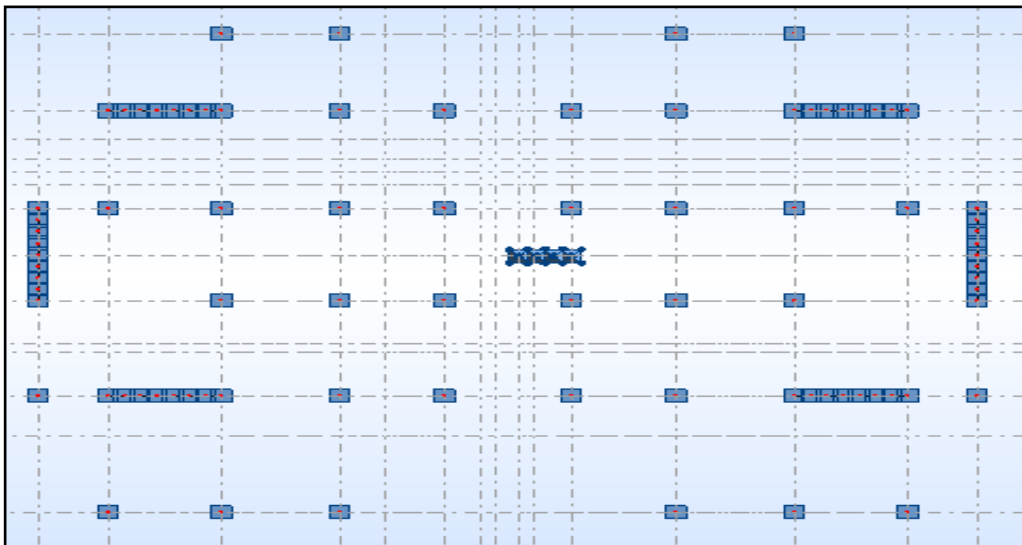


Figure 40(V.4) description des positions des voiles (robot 2018)

V-4-2) Les Vérification :**V-4-2-1)Périodes de vibration et participation massique :****Tableau 19(V.5): les résultats de période et la masse modale (robot structurale2018)**

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,62	0,04	71,66	0,04	71,66
2	0,55	64,90	71,70	64,85	0,04
3	0,46	70,26	71,70	5,36	0,00
4	0,19	70,27	84,63	0,01	12,93
5	0,15	72,40	87,17	2,13	2,54
6	0,15	86,79	87,44	14,39	0,28
7	0,12	87,60	87,44	0,81	0,00
8	0,11	87,61	90,44	0,01	2,99
9	0,09	87,62	92,84	0,01	2,40
10	0,09	93,59	92,84	0,00	0,00

- **Interprétation:**

$1,3x T=1,3x 0,56= 0,728 \text{ sec}$;

La période max donnée par (**Auto-desk Robot 2018**) ; $T=0,62 \text{ s}$ est inférieur à celle calculée par les formules empiriques données par le (**RPA99version2003**) :

(formules 4-6 de l'article 4-2-4) **0,728s**

Donc : la condition de art 4.2.4.4 du (**RPA 99/version 2003**) est vérifiée ($T_e < 1.3T$).

Cela nous traduit bonne rigidité dans le bâtiment.

V-4-2-2)Nombre des modes considérées(RPA 99 / version 2003 [1](Art 4.3.4)):

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration 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 des modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans notre structure :

- La masse modale longitudinale est : 3496158,25 KN
- La masse modale transversale est : 3496158,25 KN
- La masse totale de la structure est : 34636,27KN

- **Sens longitudinal:**
90%(34636,27) = 31172.64 KN < la masse modale ⇒ **Condition vérifiée.**
- **Sens transversal:**
90%(34636,27) = 31172.64 KN < la masse modale ⇒ **Condition vérifié**
- **Sens longitudinal:**
105%(34636,27) = 36368.08 KN < la masse modale ⇒ **Condition vérifiée.**
- **Sens transversal:**
105%(34636,27) = 36368.08 KN < la masse modale ⇒ **Condition vérifiée.**

V-4-2-3)Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique : équivalente :

Selon (RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- **Les réactions à la base:**

Tableau 20(V.6): Les réactions à la base (robot structurel 2018)

	$\sum F_x$ (KN)	$\sum F_y$ (KN)
Ex	2224.35	475.75
Ey	491.52	2147.53

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2274.601 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 2203.06 \text{ KN}$$

	V_{dynamique} (KN)	V_{statique} (KN)	0.8× V_{statique}	0.8× V_{statique} < V_{dynamique}
Ex	2274.601	2468.87	1975.096	Condition vérifiée
Ey	2203.06	2468.87	473,744	Condition vérifiée

V-4-2-4)Vérification des déplacements:

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D’après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ avec

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R= 4).

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage.

Tableau 21(V.7) vérification des déplacements

Niveau	Sens longitudinal			Sens transversal			1% Hétage	observa tion
	δ_K	$\Delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	δ_K	$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		
Etage 7	1	5	0,5	1,8	7,2	1,2	3.06	vérifiée
Etage 6	0,9	4,5	1	1,5	6	1,2	3.06	vérifiée
Etage 5	0,7	3,5	0,5	1,2	4,8	0,8	3.06	vérifiée
Etage 4	0,6	3	1	1	4	1,2	3.06	vérifiée
Etage 3	0,4	2	0,5	0,7	2,8	0,8	3.06	vérifiée
Etage 2	0,3	1,5	1	0,5	2	0,8	3.06	vérifiée
Etage 1	0,1	0,5	0,5	0,3	1,2	0,8	3.06	vérifiée
RDC	0	0	0	0,1	0,4	0,4	3.06	vérifiée

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l’étage

V-4-2-5)Vérification de l’effort normal réduit :

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l’effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l’aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 28(V.8)

Tableau 22(V.8)Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	Type poteau	B(cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
RDC et 1 ^{ème} étage et 2 ^{ème} étage	50×50	2500	2052.33	0.3	Vérifiée
3 ^{ème} étage et 4 ^{ème} étage et 5 ^{ème} étage	45×45	2025	1172.31	0.23	Vérifiée
6 ^{ème} étage et 7 ^{ème} étage	40×40	1600	367.14	0.09	Vérifiée

V-4-2-6)Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$$p_k = \sum (w_{GI} + 0.2w_{QI})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si, $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ les effets (p - Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les efforts de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er

ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

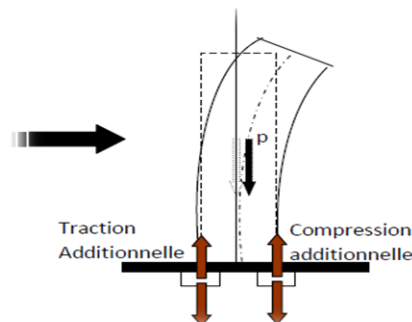


Figure 41(V.5) l effet de poids

Tableau 23(V.9) : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens X (Combinaison Ex)

Niveau	P _k (KN)	Δ _k	V _k (KN)	h _k (cm)	θ _k	θ _k ≤ 0.1
Etage 7	271046,4	1	336,66	306,00	0,063	OUI
Etage 6	445844,81	0,9	827,92	306,00	0,058	OUI

Etage 5	460808,72	0,7	1211,33	306,00	0,087	OUI
Etage 4	460808,72	0,6	1521,6	306,00	0,00593	OUI
Etage 3	460808,72	0,4	1764,21	306,00	0,01	OUI
Etage 2	477533,09	0,3	1950,98	306,00	0,0239	OUI
Etage 1	477533,09	0,1	2085,14	306,00	0,074	OUI
RDC	477533,09	0	2143,12	306,00	0	OUI

Tableau 24(V.10) : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens Y (Combinaison Ey)

Niveau	Pk (KN)	Δ_k	Vk (KN)	hk (cm)	θ_k	θ_k
Etage 7	271046,4	1	336,66	306,00	0,1631059672	OUI
Etage 6	445844,81	0,9	827,92	306,00	0,1583858664	OUI
Etage 5	460808,72	0,7	1211,33	306,00	0,1870231559	OUI
Etage 4	460808,72	0,6	1521,6	306,00	0,1593813427	OUI
Etage 3	460808,72	0,4	1764,21	306,00	0,1341435736	OUI
Etage 2	477533,09	0,3	1950,98	306,00	0,0239966425	OUI
Etage 1	477533,09	0,1	2085,14	306,00	0,074842248	OUI
RDC	477533,09	0	2143,12	306,00	0	OUI

V-4-2-7) Vérification au renversement:

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 \quad \text{Avec :}$$

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L / 2$

M_r : Moment renversant , $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

Sens longitudinal :

Tableau 25 (V.11) vérification de renversement du bâtiment sens longitudinal

W(KN)	Lx(m)	Lx/2(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Condition
34636.27	26.95	12,35	427757.93	135603,96	3.15	vérifiée

Tableau 26(V.11): vérification de renversement du bâtiment sens transversal

W(KN)	Lx(m)	Lx/2(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	vérification
34636.27	20.55	10.255	355194.95	130318,91	2.73	Condition vérifiée

Finalement :

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre

Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

V-4-2-8) JUSTIFICATION DE LA LARGEUR DES JOINTS SISMIQUES

D’après le RPA99/2003 l’article 5.8 p54 on a

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40 mm$$

$$d_{min} = 15 + (18 \times 2) = 51mm > 40mm \dots\dots\dots CV$$

on prend la largeur de joint $d=6 cm$

Chapitre VI

Etude des portiques et voiles

VI-1) Introduction

Chaque structure en béton armé contreventée par un système de contreventement (auto stable, voiles, mixte ou par noyau centrale), la rigidité des éléments résistants qui sont en deux familles ; verticales (voiles, poteaux, mur porteur) et horizontales (poutres, dalles). ces éléments vont aussi transmettre les charges aux fondations.

Les sollicitations qui provoquent ces éléments dans notre structure sont obtenues à partir du logiciel (**robot analysis Professional 2018**)

VI-2) Ferrailage des portiques

VI-2-1) Définition

Sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section (**voir fig. VI.1**)

❖ **Remarque:**

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (Y et Z) (**voir fig. VI.1**), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

$$\text{Solicitation} \Rightarrow \begin{cases} M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A1 \\ N_{\max} \rightarrow M_z \text{ corr} \rightarrow A2 \\ N_{\min} \rightarrow M_z \text{ corr} \rightarrow A3 \end{cases}$$

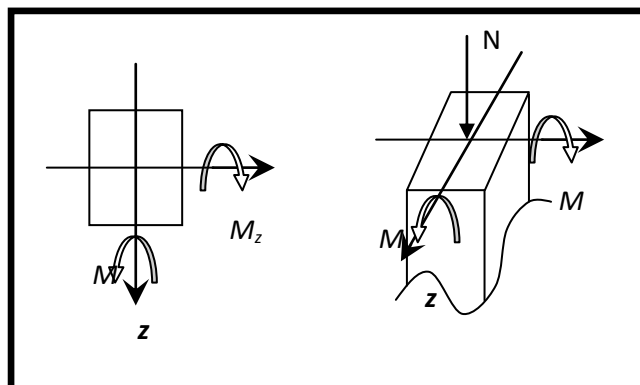


Figure 42(VI.1) Direction des moments et effort normal dans un poteau
Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section (**voir fig. VI.2**). **BAEL91[2]**

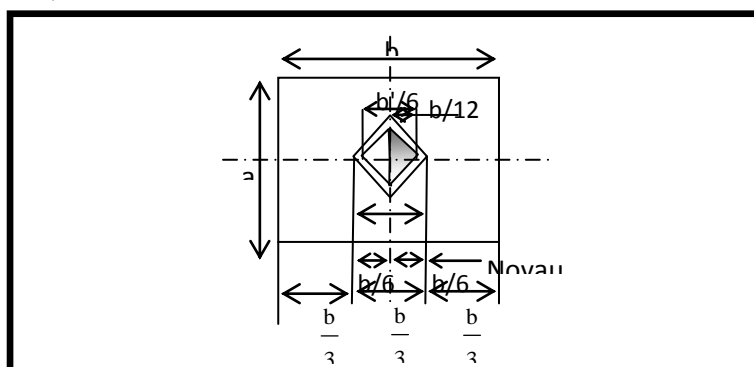


Figure 43(VI.2) schéma de noyau central

Compression simple si N est dans le noyau central c.à.d :

$$e_1 \leq \frac{h}{2} - d' \quad \text{pour section rectangulaire}$$

1. Flexion composée si N est hors le noyau central, c.à.d :

$$e_1 \leq \frac{h}{2} - d' \quad \text{pour section rectangulaire}$$

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel (**robot analysis Professional 2018**) sous les combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \rightarrow G + Q \\ \text{ACC1} \rightarrow G + Q \pm E \\ \text{ACC2} \rightarrow 0,8G + E \\ \text{ACC3} \rightarrow 0,8G - E \\ \text{ACC4} \rightarrow G + Q + 1.2E \end{array} \right.$$

VI-2-2) Le ferrailage:

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le **RPA99** et le **BAEL91**.

❖ Les armatures longitudinales :

Conditions de RPA99/v2003 [1]: Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : **0.8%** en zone **II**.
- Leur pourcentage maximale sera de :
 - **4%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - **40φ** en zone **II**
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - **25 cm** en zone **II**
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} l' = 2h' \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{array} \right.$$

Conditions de BALE 91[2]

La section A des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2 \%B \leq A_1 \leq 5\%B \end{array} \right. \quad \text{Pour une section entièrement comprimée}$$

Avec B : la section totale du poteau.

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} & \text{pour une section partiellement comprimée} \\ A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} B & \text{pour une section entièrement tendue} \end{cases}$$

- ◆ Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit Respecter la condition suivante :
 $c \leq \min (b + 10\text{cm} ; 40\text{cm})$

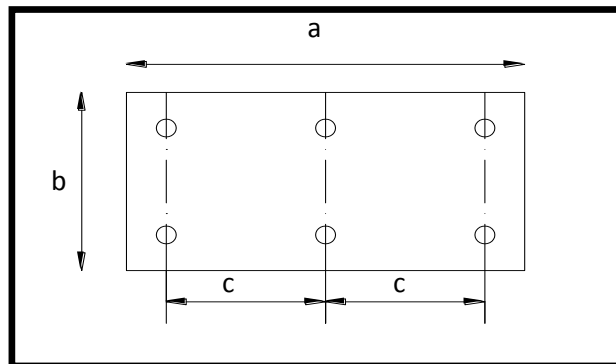


Figure 44(VI.3) Espacement entre les armatures

❖ Les armatures transversales:

Conditions de RPA99/V2003(page 67)[1] :

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

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

- Espacement entre les armatures transversales :

- ◆ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq 10\phi \text{ (Zone II)} \quad S_t \leq 8 \text{ cm}$$

- ◆ Dans la zone courante :

$$S_t \leq 15\phi \text{ (Zone II)} \quad S_t \leq 12 \text{ cm}$$

- 2- Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{S_t b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

$$\text{Si: } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\% \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes avec:} \end{cases} \quad \lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right)$$

- Les sollicitations ont été calculées avec le logiciel **robot analysis Professional 2018**. comme indique le tableau suivant

➤ **Exemple de calcul : Poteau (50x50) cm**

combinaison De poteaux	G+Q+1.2E _Y		G+Q-1.2E _Y		G+Q-1.2E _Y		T _{max}
	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corp}	N _{min}	M _{corp}	
50x50	1503,7	52,37	105,30	949,88	1071,06	99,13	160,82

VI-2-2-1) Les armatures longitudinales :

➤ **1 CAS :**

N_{max} = 1503,7KN → M_{corr} = 52,37KN.mG+Q+1.2E_Y
 b×h=50×50 cm² d=47 cm situation accidentaire γ_b = 1.15 γ_s = 1

• **Etat Accidentaire (G+Q+1.2E_Y)**

Le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{52,37}{1503,7} \Rightarrow e = 4.62 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow e < \frac{h}{2} \Rightarrow \text{le centre de pression est l'intérieur de section entre les}$$

armateur ⇒ il faut vérifier les condition :

$$a = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$b = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52,37 + 1503,7 \times \left(0,47 - \frac{0,5}{2} \right) = 383,184 \text{ KN.m}$$

$$a = 1503,7 \times (0,47 - 0,03) - 383,184 = 278,44 \text{ KN.m}$$

$$b = (0,337 \times 0,5 - 0,81 \times 0,03) \times 0,5 \times 0,5 \times 14,16 = 511 \text{ KN.m}$$

a < b Donc la section est partiellement comprimée. Nous allons calculer cette section à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uA}

$$\mu = \frac{M}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{383,18 \times 10^{-7}}{0,5 \times 0,47^2 \times 14,16}$$

$$\mu = 0,24 \Rightarrow \text{pivot B}, \alpha = 0,36 \beta = 0,86$$

$$A = \frac{383,184 \times 10^{-7}}{400 \times 0,86 \times 0,47} = 27,11 \text{ cm}^2$$

➤ **2 cas :**

$$N_{\text{corr}} = 949.88 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{max}} = 105.30 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 11.08 \text{ cm} \quad \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow e > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{le centre de pression est l'intérieur de}$$

section entre les armateur ⇒ il faut vérifier les condition :

$$M_{uA} = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right); M_{uA} = 105.3 + 949,88 \times \left(0,47 - \frac{0,5}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} =$$

$$314.27 \text{ KN.m}$$

$$a = 0.104 \text{ MN.m} \quad b = 0,670 \text{ MN.m} \quad ; \quad a < b$$

Donc la section est partiellement comprimée. Nous allons calculer cette section à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uA}

$$\mu = \frac{M_{uA}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{314,27 \times 10^{-7}}{0,5 \times 0,47^2 \times 18,47} = 0,154$$

$$\text{Pour } \mu < \mu_{AB} \Rightarrow \text{pivot A} ; \alpha = 0,210 ; \beta = 0,92$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{314,27}{0,92 \times 0,47 \times 400} = 18,25 \text{ cm}^2.$$

➤ **3 cas :**

$$N_{\min} = 1071,06 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 99,13 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 8,5 \text{ cm} \quad \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \Rightarrow e > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{le centre de pression est l'intérieur de}$$

section entre les armatureur \Rightarrow il faut vérifier les condition :

$$b = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$M_{uA} = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right); M_{uA} = 99,13 + 1071,06 \times \left(0,47 - \frac{0,5}{2}\right) \Rightarrow M_{uA} =$$

$$334,75 \text{ KN.m}$$

$$a = 0,136 \text{ MN.m} \quad b = 0,666 \text{ MN.m} \quad a < b$$

Donc la section est partiellement comprimée. Nous allons calculer cette section à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uA}

$$\mu = \frac{M_{uA}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{334,27 \times 10^{-7}}{0,5 \times 0,47^2 \times 18,47} = 0,164$$

$$\mu < \mu_{AB} \Rightarrow \text{pivot A ; } \alpha = 0,225; \beta = 0,91$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{334,27}{0,91 \times 0,47 \times 400} = 19,54 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

Selon le B.A.E.L91 :

$$A_{\min 1} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 50 \times 47 \times (4,62 - 0,45 \times 47)}{400 \times (4,62 - 0,185 \times 47)} = 11,51 \text{ cm}^2$$

Selon le R.P.A 99 :

$$A_{\min 2} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

❖ **Ferrailage adopté :**

$$A_{\text{adoptif}} = \max\{A_1; A_2; A_3; A_{\min B .A.E.L}; A_{\min RPA}\} = \max\{27,11; 18,25; 19,54; 11,51; 20\}$$

$$A = 27,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{12HA16 + 2HA14 = 27,11 \text{ cm}^2}$$

❖ **Etat-limite de service:**

$$N_s = 1468,53 \text{ kN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 6,51 \text{ kN.m}$$

Il nous faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{\text{ser}}}{s} + \frac{M_G^{\text{ser}} \times V}{I_{yy}} \quad ; \quad \sigma_{bc2} = \frac{N_{\text{ser}}}{s} - \frac{M_G^{\text{ser}} \times V'}{I_{yy}}$$

$$S = b \times h + 15 \times (A + A')$$

$$S = 50^2 + 15 \times (27,11) \Rightarrow S = 2910,85 \text{ cm}^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} \text{ Avec : } V = h - V'$$

$$V = \frac{\frac{50^3}{2} + 15(27,11 \times 47)}{50^2 + 15 \times (27,11)} \Rightarrow V = 21,53 \text{ cm} \Rightarrow V' = 28,47 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15 \times A \times (d - V)^2 ;$$

$$I_{yy} = \frac{50}{3} (21,53^3 + 28,47^3) + 15 \times 27,11 \times (47 - 21,53)^2 \Rightarrow I_{yy} = 817462,57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{1468,53 \times 10^3}{3118,3 \times 10^2} + \frac{6,51 \times 28,47 \times 10^3}{817462,57} = 5,27 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{1468,53 \times 10^3}{3118,3 \times 10^2} - \frac{6,51 \times 2 \times 10^2}{817462,57} = 4,82 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**(RPA/V2003 art 7.4.3.2p 68)[1]

$$T_{\max} = 154,66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{154,66 \times 10^3}{500^2} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{adm}} = \rho_d \times f_{c28} \text{ MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \left(\lambda = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right);$$

$$l_f = 0,7 \times l \text{ (cas d etage)}$$

$$\bar{\tau}_{\text{adm}} = 0,04 \times 25 \Rightarrow \bar{\tau}_{\text{adm}} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{adm}} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI-2-2-2) Armatures transversales :

❖ Selon le R.P.A 99/2003(p66 art 7.4.2.2) : $\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

a. Calcul des espacements :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) \text{ en zone courante} \\ S'_t \leq 15 \text{ cm en zone nodal} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 10 \text{ cm} \\ S'_t \leq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on prend : $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ En zone nodale

$S'_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ En zone courant

ρ_a : Est en fonction de λ_g

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,5} = 4,284 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75.$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Donc: } A_t \geq 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,003 \times h \times s_t = 0,003 \times 50 \times 10 = 1,5 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T8 = 2,01 cm²

b. Longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 :

$$L_r = 40 \phi \text{ en zone II}$$

$$L_{r1} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_{r2} = 40 \times 1,2 = 80 \text{ cm}$$

1. Résumé du ferrailage des poteaux :

Tableau 27(VI.1) Récapitulatif du ferrailage des poteaux

Niveau	poteau	A_{cal}	$A \text{ cm}^2$ (BAEL)	$A_{min} \text{ cm}^2$ (RPA)	armateur cm^2	$A_{adopt} \text{ cm}^2$	$A_{trans} \text{ cm}^2$	$A_t \text{ cm}^2$	Lr (cm)
RDC+1 ^{ère} +2 ^{ème} étage	50X50	27,11	11,51	20	12HA16 +2HA14	27,21	4T8	2,01	80 65
3+4+5 ^{ème} étage	45X45	19,6	-0,61	16,2	10HA16	20,11	4T8	2,01	80 65
6 ^{ème} +7 ^{ème} étage	40X40	16,00	1,8	12,8	8HA16	16,09	4T8	2,01	65

2. Résumé du ferrailage des poteaux :

Tableau 28(VI.2) Résumé du vérification d ELS des poteaux

niveaux	RDC+1ère+2ème étage	3ème+4ème+5ème étage	6ème+7ème étage
Section (cm^2)	2500	2025	1600
d(cm)	47	42	37
A (cm^2)	41,22	19,6	16,09
.V(cm)	29,36	25,08	19,99
V'(cm)	20,64	24,92	20,01
I_{yy}	760753,5	473992,68	215374,69
N_{ser} (KN)	1468,53	839,58	101,02
M_{ser} (KN.m)	6,51	14,86	65,59
σ_{bc1} (MPa)	4,96	4,387	6,64
σ_{bc2} (MPa)	4,46	2,817	-5,54
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15
observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

3. Résumé de la vérification de sollicitation tangentielle des poteaux :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{\text{adm}} = \rho_d \times f_{c28} \text{ MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \left(\lambda = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$l_f = 0,7 \times l \text{ (cas d'étage)}$$

niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)	observation
RDC+1 ^{er} +2 ^{eme}	50×50	214,2	4,284	0,04	0,47	154,66	0,62	1	Vérifier
3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme}	45×45	214,2	4,76	0,04	0,42	87,48	0,005	1	Vérifier
6 ^{eme} +7 ^{eme}	40×40	214,2	5,355	0,75	0,37	76,85	0,005	1,875	Vérifier

VI-2-1-2) Ferrailage des poutres :

VI-2-1-2-1) Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

❖ Remarque :

Les poutres sont étudiées en flexion simple, en respectant les règles imposées par le (RPA99V2003 et le BAEL 91).

Afin d'atteindre la sécurité, on étudie les sollicitations les plus défavorables c'est à dire les sollicitations maximales sous les combinaisons suivantes :

❖ Combinaisons fondamentales[2]:

$$\text{ELU} \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} \rightarrow G + Q$$

❖ Combinaisons accidentelles [1]:

$$A_{cc1} \rightarrow G + Q + E \quad A_{cc2} \rightarrow G + Q - E$$

$$A_{cc3} \rightarrow 0.8G + E \quad A_{cc4} \rightarrow 0.8G - E$$

Les sollicitations sont obtenues par le logiciel " Autodesk robot analysis Professional 2018".

VI-2-1-2-2) Le ferrailage :

❖ Armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \dots \dots \dots \text{B.A.E.L 91[2]}$$

❖ Condition de RPA99/2003(p69)[1]:

Sachant que notre structure est implantée en zone II, on a :

➤ Le pourcentage total minimum des armatures longitudinales:

$$A_{\min} = 0.5 \% \text{ De la section de béton.}$$

➤ Le pourcentage total maximum des armatures:

$A_{\max} = 4\%$ De la zone courante.
 $A_{\max} = 6\%$ De la zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement : $40\phi_{\max}$

❖ **Armatures transversales.**

Condition de RPA99/V2003(p70)[1] :

La quantité d'armatures transversales minimales est :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b$$

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

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{en dehors de la zone nodale.}$$

❖ La valeur du diamètre :

les armatures longitudinales à prendre est plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales:PP (30 × 40)cm²
- Poutres secondaires:PS (30 × 35)cm²

❖ **Le ferrailage des types des poutres:**

A) Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale (PP).

Section de calcul:

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \\ d = 0.9h = 36\text{cm} \end{cases}$$

❖ **Les sollicitations de calcul:**

a)-ELU:

Le moment fléchissant et l'effort tranchant maximaux pour le calcul à l'ELU sont ceux obtenus par combinaisons d'actions suivantes:

Situation durableest transitoire:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ \text{Situation accidentelle} \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow M_{\text{umax}} ; T_{\text{umax}}$$

b)-ELS:

Le moment fléchissant à l'ELS est obtenus par la combinaison suivante:

$$G + Q \Rightarrow M_{s \text{ max}}$$

Donc les valeurs des sollicitations sont dans les tableaux suivant:

Tableau 29(VI.3) : les sollicitations obtenus par " Autodesk robot analysis Professional 2018

	$M_t(\text{travée}) \text{ kN.m}$	$M_a(\text{appui}) \text{ kN.m}$	$T_{\max}(\text{KN})$
ELU	59.25	120,66	125.19
ELS	42.14	85.93	//

❖ **Les armatures longitudinales:**

Calcul des armatures longitudinales selon le **B.A.E.L 91[2]:**

$$A_{\min} = 0,23 \times 0,4 \times 0,3 \frac{2,1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures longitudinales selon le **R.P.A 99V2003[1]:**

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 60 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

a-)E.L.U :

En travée :

Mu=59,25KN.m

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{59,25 \times 10^{-7}}{14,2 \times 0,30 \times 0,36^2} = 0,108 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$\alpha = 0,143 ; \beta = 0,94$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{59,25 \times 10^{-7}}{348 \times 0,36 \times 0,94} = 5.02 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

M_{SER}=42.14 KN.m

On a:

Flexion simple } $A' \notin$ Si $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$
 Section rectangulaire)

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{59.25}{42.14} = 1,41 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} =$$

$0,460 > \alpha = 0,143 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$\{\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Fissuration peu nuisible.

$\{$ Aucune vérification pour σ_s

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

➤ **En appui :**

ELU

$M_u = 120,66 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{121,93 \times 10^{-7}}{14,2 \times 0,3 \times 0,37^2} = 0,210 > \mu_{AB} \Rightarrow \text{pivot B } \xi_{sl} = 0,001656$$

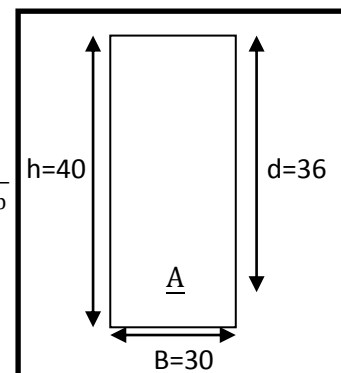


Figure 45 (VI.4) Schéma de calcul PP

$$\alpha_1 = 0,6788 \quad \mu_1 = 0,3956 \quad \mu_1 \geq \mu \quad \alpha = 0,297 ; \quad \beta = 0,88$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s d \beta} = \frac{120,66 \times 10^{-7}}{400 \times 0,45 \times 0,93} = 10,75 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S:** $M_s = 85.93 \text{ kN.m}$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} A' \notin \text{ Si } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,4 \Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,450 > \alpha = 0,313 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

$$A_{\text{final}} = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min BAEL}} ; A_{\text{min RPA}})$$

$$A_{\text{final}} (\text{en travre}) = \text{Max} (5.02; 1.36; 6)$$

$$A_{\text{final}} (\text{en appui}) = \text{max}(10,75; 1.36; 6)$$

➤ **Choix des armatures :**

$$\text{En travée: } A = 2\text{HA}12 + 3\text{HA}14 = 6,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui: } A = 7\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne b- à- d :

$$c- \quad \tau_u < \tau_{\text{adm}} ; \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} \quad T_{u \text{ max}} = 125.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{125.19}{400 \times 300} = 1,043 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{adm}} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \right] = 3,333 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Les armatures transversales (cadres+étriers) sont place verticalement.

❖ **Calcul des armatures transversales:**

➤ Diamètre des armatures transversales

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right) \text{ mm} \Rightarrow \phi_t \leq 11.43 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$$

➤ Espacement des armatures transversales:

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \Rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,2 \right)$$

$$S_t \leq \min(10; 14,4) = 10 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Section des armatures transversales:

$$A_t = 0,003S_t b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3\emptyset 8 = 1,51\text{cm}^2$

❖ **Recouvrement des barres longitudinales :**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\emptyset$ dans la zone IIa

Pour $\emptyset = 14 \text{ cm}$ et $\emptyset = 12 \text{ cm}$

$$L_{r1} = 40 * 14 = 60\text{cm} \quad L_{r2} = 40 * 12 = 50\text{cm}$$

➤ **Ancrage des armatures tendues[8]:**

Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{tj}$$

$\Psi_s = 1,5$ Barre à HA courantes

$$\bar{\tau}_s = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

Longueur de scellement droit: $L_{s1} = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \bar{\tau}_s} = \frac{1,4 * 400}{4 * 2,84} = 49,3\text{cm}$

$$L_{s2} = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 * 400}{4 * 2,84} = 42,25\text{cm}$$

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre secondaire (PS).

Section de calcul:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

les valeurs des sollicitations dans le tableaux suivant :

Tableau 30(VI.4) les sollicitations obtenus par Autodesk robot analysis Professional 2018

	Mt(travée) kN.m (G+Q-E _x)	Ma(appui) kN.m (G+Q+E _x)	T _{max} (kN)
ELU	63,39	62,20	86,27
ELS	9,90	37,83	//

➤ **E.L.U :**

➤ **En travée :**

$$M_u = 63,39 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{63,79 \times 10^{-7}}{18,48 \times 0,3 \times 0,32^2} = 0,083 < \mu_{AB}$$

$$\text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,109 ; \beta = 0,95$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s * d * \beta} = \frac{63,79 \times 10^{-7}}{400 \times 0,32 \times 0,95} = 6.71 \text{ cm}^2$$

E.L.S : $M_s = 20,23 \text{ kN.m}$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} A' \notin \text{Si } \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Acier fe400

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,4 \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 > \alpha = 0,084 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

➤ **En appui :**

$$M_u = 62,2 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{73,25 \times 10^{-7}}{18,48 \times 0,3 \times 0,32^2} = 0,082 < \mu_{AB} = 0,186 \quad \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,107 ; \beta = 0,95$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{62,20 \times 10^{-7}}{400 \times 0,32 \times 0,95} = 6.15 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :** $M_s = 37.83 \text{ kN.m}$

On a:

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire } A' \notin \text{Si } \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,4 \Rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 > \alpha = 0,163 \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \end{array} \right.$$

$$A_{\text{final}} = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min BAEL}} ; A_{\text{min RPA}})$$

$$A_{\text{final}} (\text{en travre}) = \text{Max} (6.34 ; 1.16 ; 5.25)$$

$$A_{\text{final}} (\text{en apuis}) = \text{max} (6.15 ; 1.36 ; 6)$$

Choix des armatures :

En travée: $A = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6.88 \text{ cm}^2$

En appui: $A = 7\text{T}14 = 10,78 \text{ cm}^2$

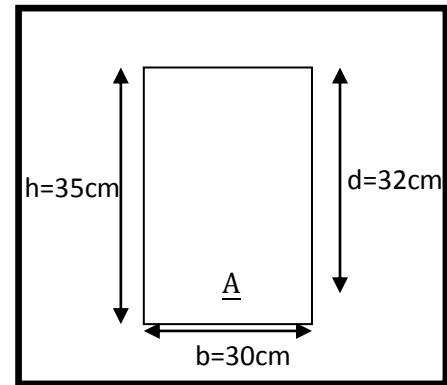


Figure 46(VI.5) Schéma de calcul PS

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne c- à- d :

$$\tau_u < \tau_{adm} ; \tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

$$T_{u\ max} = 86,27\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{86,27 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,9\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] = 4,34\text{MPa} \rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Les armatures transversales (cadres+étriers) sont place verticalement.

❖ **Calcul des armatures transversales:**

Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [1]

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ **Espacement des armatures transversales:**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) \quad S_t \leq \min(8,75 ; 14,4) = 8,75\text{cm} \text{ On prend : } S_t = 5\text{cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Section des armatures transversales:**

$$A_t = 0,003S_t b \quad A_t = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,6 \text{ cm}^2 \text{ On prend : } A_t = 4\phi_8 = 2,01\text{cm}^2$$

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ dans la **zone IIa**.

Pour $\phi = 14 \text{ cm} \quad L_r = 40 \times 14 = 60 \text{ cm}$

Pour $\phi = 12 \text{ cm} \quad L_r = 40 \times 12 = 50 \text{ cm}$

➤ **Ancrage des armatures tendues:**

Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{tj} \Psi_s = 1,5 \text{ Barre à HA courantes} \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84\text{MPa}$$

Longueur de scellement droit: $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3\text{cm}$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25\text{cm}$$

➤ Résume le ferrailage des poutres dans le tableau suivant :

Type des poutres	En travée	En appui
Poutre principale	3HA14+2HA12	6HA14
Poutre secondaire	3HA14+2HA12	7HA14

VI-3) Ferrailage des voiles :

VI-3-1) Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI-3-2) Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI-3-3) Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal est déterminé selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

➤ Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- ⊕ G + Q + E..... selon RPA99/V2003[1]
- ⊕ $0,8 G \pm E$ selon RPA99/V2003[1]
- ⊕ G + Q + 1,2E..... selon RPA99/V2003[1]

⊕ Prescriptions imposées par RPA99 :

❖ Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.

b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

❖ **Aciers horizontaux :**

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10ϕ

❖ **Règles générales :**

Les armatures transversaux doivent respectes les dispositions suivent :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$S_t = \min(1,5e ; 30\text{cm})$ Avec : e : épaisseur du voile..... (Article 7.7.4.3 RPA.p80 [1])

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{l}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

✓ **40** ϕ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ **20** ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

➤ **Ferraillage vertical :**

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2L}{3}\right) \text{ Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)[1]}$$

L : est la longueur de la zone comprimée. ;

Pour déterminer les armatures verticales, on utilise ra la méthode des contraintes.

➤ **Le pourcentage d'armature :**

Selon **RPA99version 2003**, le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- 0.2 %, section verticale.
- 0.15 % globalement dans la section du voile, section horizontale et verticale.
- 0.10 % en zone courante, section verticale et horizontale.

Concernant les armatures transversales (de cerces), elles sont calculées d'après la formule

$$\text{suivant : } A_t = \frac{A}{2}$$

D'après **leRPA99**, la section minimale d'armature : $A_{\min} = 0.15\% b. h$

D'après le **BAEL91**, la section minimale d'armature : $A_{min} = 0.5\% bh$

Le tableau ses dessous représentée les sollicitations obtenues robot Professional 2018:

Tableau 31 (VI.5) les sollicitations obtenues par Auto-desk robot analysis Professional 2018

cambinissant De voile	1,35G+1,5Q		G+Q+1,2E _Y		0,8G+E _x		T _{max}
	N _{max}	M _{cor}	M _{max}	N _{corp}	N _{min}	M _{corp}	
1x0,15	2247.83	103.9	105.30	949.88	1071.06	99.13	160.82

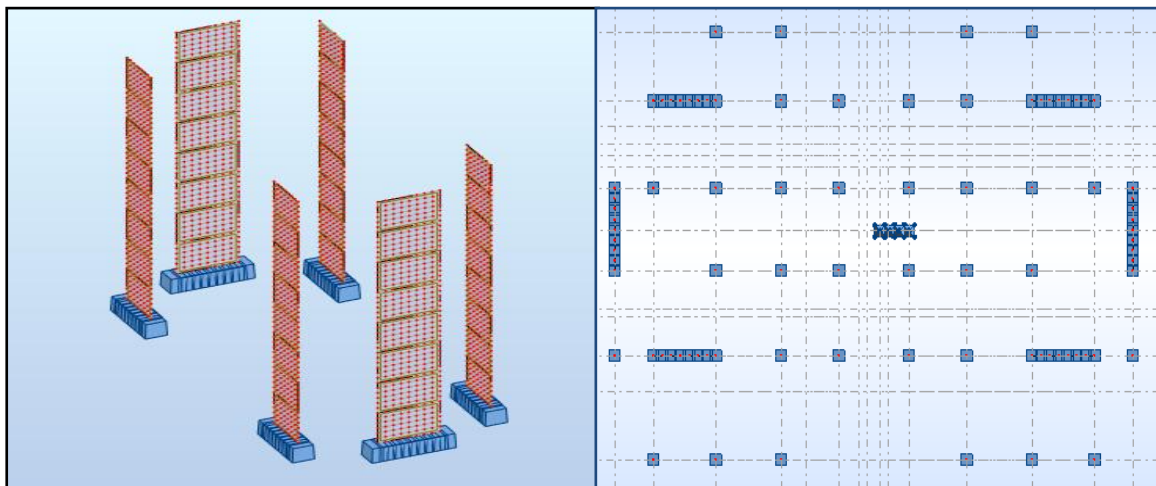


Figure 47(VI.6) Disposition des voiles.

VI-3-4) Calcul des armatures des voiles:

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande 1m de section (0,15m×1ml) pour tous les étages courants.

Les armatures sont constituées de deux nappes dans les deux sens (vertical, horizontal) :

➤ **1 cas :**

$N_{max} = 1926,78\text{kN}$ $M_{cor} = -31,09\text{kN.m}$ (ELU:1,35G+1,5Q)

$h = 0,15 \text{ m}$, $d = 0,12\text{m}$, $b = 1 \text{ ml}$

$d' = 3\text{cm}$

$e = \frac{M}{N} = \frac{31,09}{1926,78} = 1,61 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression est l'intérieur de section

entre les armatureur \Rightarrow il faut vérifier les conditions:

$a = N_u \times (d - d') - M_{uA}$

$b = (0,337 \times h - 0,81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$M_{uA} = M_u + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 31,09 + 1926,78 \times (0,15 - 0,075) = 117,97 \text{ KN.m}$

$a = 1926,78 \times (0,12 - 0,03) - 117,97 = 0,055 \text{ MN.m}$

$b = (0,337 \times 0,15 - 0,81 \times 0,03) \times 0,15 \times 1 \times 14,17 = 0,055 \text{ MN.m}$

$a = b$ Donc la section est entièrement comprimée.

$$A_1 = \frac{M_1 - \sigma_{bc} \times b \times h \times (d - 0,5h)}{\sigma_s (d - d')} = \frac{117,79 \times 10^3 - 14,17 \times 10^6 \times 0,15 \times 1 \times (0,12 - 0,5 \times 0,15)}{348 \times 10^6 (0,12 - 0,03)}$$

$$A_1 = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{M_1 - \sigma_{bc} \times b \times h \times x}{\sigma_s} - A_1 = \frac{117,79 \times 10^3 - 14,17 \times 10^6 \times 0,15 \times 1}{348 \times 10^6} - 7,07 = -57,69 - 7,07$$

$$A_2 = -64,76$$

$$A = A_1 + A_2 = 7,07 - 64,77$$

$$A = -57,69 \text{ cm}^2$$

➤ **2 cas :**

$$M_{\max} = 2461,4 \text{ kN.m} ; N_{\text{cor}} = 1265,07 \text{ kN} \dots\dots\dots(\text{ELA:G+Q+1,2E}_Y)$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2461,4}{1265,07} = 194,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée}$$

$$e_a = \frac{h}{2} - d' = \frac{0,15}{2} - 0,03 = 0,045 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_a = 56,93 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 56,93 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{56,93 \times 10^{-7}}{18,47 \times 1 \times 0,12^2} = 0,214 > \mu_{AB} \Rightarrow \text{pivot B } \xi_{sl} = 0,0019$$

$$\alpha_1 = 0,647 \quad \mu_1 = 0,384 \quad \mu_1 \geq \mu \quad \alpha = 0,305 ; \beta = 0,878$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s d \beta} = \frac{56,93 \times 10^{-7}}{400 \times 0,12 \times 0,88} = 13,51 \text{ cm}^2$$

➤ **3 cas :**

$$N_{\min} = 50,73 \text{ kN} \quad M_{\text{cor}} = 84,00 \text{ kN.m} \dots\dots\dots(\text{ELU:0,8 G+E}_x)$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{84}{50,73} = 156 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Donc la section est partiellement comprimée}$$

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - d'\right) = 1,56 - \left(\frac{0,15}{2} - 0,03\right) = 1,575 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_a = 50,53 \times 1,575$$

$$M_u = 84,63 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{84,63 \times 10^{-7}}{18,47 \times 1 \times 0,12^2} = 0,318 > \mu_{AB} \Rightarrow \text{pivot B } \xi_{sl} = 0,0019$$

$$\alpha_1 = 0,647 \quad \mu_1 = 0,384 \quad \mu_1 \geq \mu \quad \alpha = 0,495 ; \beta = 0,80$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s d \beta} = \frac{84,63 \times 10^{-7}}{400 \times 0,12 \times 0,80} = 21,99 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armateur minimum de RPA99 version 2003**

✓ **Ferraillage vertical et horizontal :**

$$A_{\min} = 0,0015 X b X h = 0,0015 X 15 X 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\max} = (A_{\text{cal}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}}) = (21,99 ; 1,42 ; 2,25) = 21,99 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ **Espacement exigé par le R.P.A 99/V2003:**

$$St \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) ; St \leq \min (1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) ; St \leq \min (22,5 ; 30 \text{ cm})$$

$$St = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courant} ; St = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale}$$

Soit S = 15 cmpour les aciers horizontaux.

Le choix : «A_{st} ⇒ 2 × 8HA14» de section 12,32 cm²/ml.

❖ **Vérification de ELS:**

$N_s = 1378,20 \text{ kN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 22,17 \text{ kN.m}$

Il nous faut vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{\text{ser}}}{s} + \frac{M_G^{\text{ser}} \times V}{I_{yy}} \qquad \sigma_{bc2} = \frac{N_{\text{ser}}}{s} - \frac{M_G^{\text{ser}} \times V'}{I_{yy}}$$

$S = b \times h + 15 \times (A + A')$

$S = 100 \times 15 + 15 \times (21,99) \qquad S=1829,85 \text{ cm}^2$

$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; V' = h - V$

$V = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15(21,99 \times 12)}{100 \times 15 + 15 \times (41,22)} \quad V=8,31 \text{ cm} \quad V'=6,69 \text{ cm}$

$I_{yy} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15 \times A \times (d - V)^2 ;$

$I_{yy} = \frac{100}{3}(8,31^3 + 6,69^3) + 15 \times 21,99 \times (12 - 8,31)^2$

$I_{yy}=33600,42 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc1} = \frac{1378,20 \times 10^3}{1829,85 \times 10^2} + \frac{22,17 \times 8,31 \times 10^3}{33600,42} = 13,02 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc2} = \frac{1378,20 \times 10^3}{1829,85 \times 10^2} - \frac{22,17 \times 6,69 \times 10^3}{33600,42} = 3,12 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc1} < 15 \text{ MPa} \qquad \sigma_{bc2} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition verifier}$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne c- à- d :

$\tau_u < \bar{\tau}_{\text{adm}} ; \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd}$

$T_{u \text{ max}} = 631,54 \text{ kN}$

$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{631,54 \times 10^3}{150 \times 900} = 4,68 \text{ MPa}$

$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_c = 5 \text{ MPa} \rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$

$\tau_u < \bar{\tau}_b \dots\dots\dots \text{C. V}$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales ϕ_t : [2]

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) \text{ mm}$

$\phi_t \leq \min\left(\frac{100}{35}; 12; \frac{15}{10}\right) \Rightarrow \min(2,86; 14; 1,5) \text{ mm}$

$\phi_t \leq 1,5 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 10 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures transversales:**

➤ **En zone nodale :**

$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12\phi_1\right) \qquad S_t \leq \min(25; 16,8) = 16,8 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Section minimale :**

- pour $\tau_b > 0,025 f_{c28} : A_t > 0,0025.b.s (0,25\%)$

$A_t = 0,0025 \times 15 \times 25 = 0,94 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } A_t = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$

❖ Recouvrement des barres longitudinales :

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi$ dans la **zone IIa**.

Pour $\phi = 14 \text{ cm}$ $L_r = 40 \times 14 = 60 \text{ cm}$

❖ Ancrage des armatures tendues:

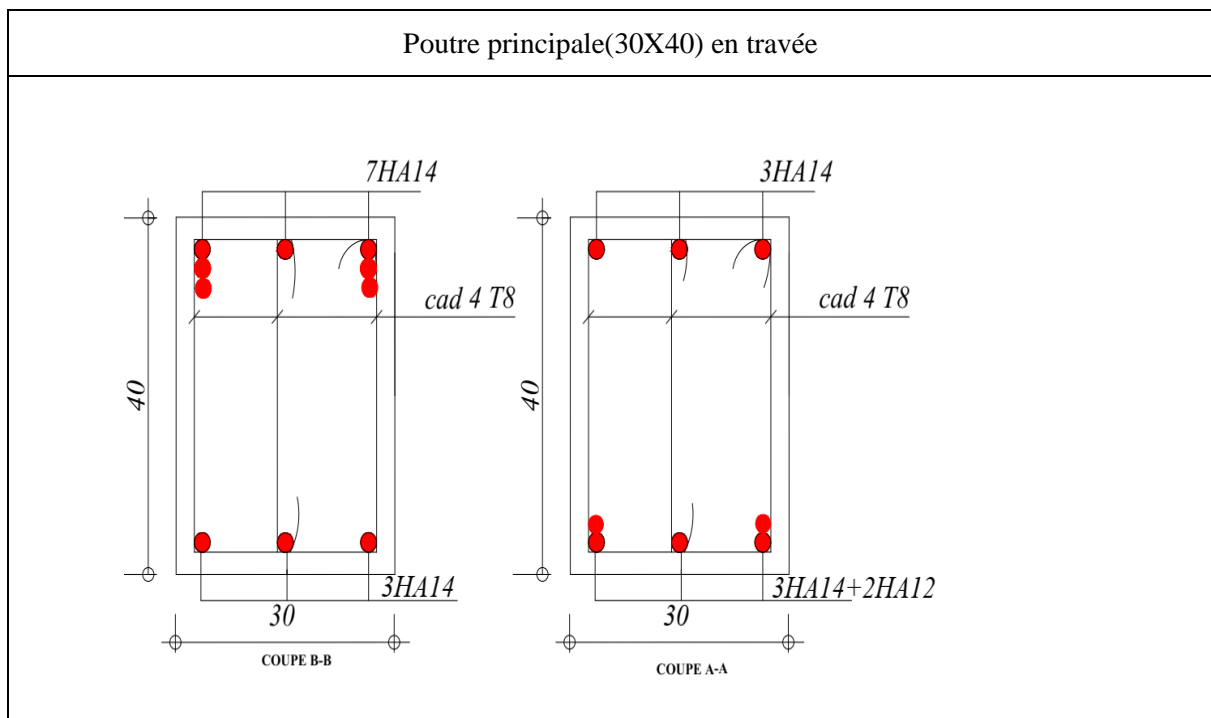
Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} \Psi_s = 1,5 \text{ Barre à HA courantes} \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

Longueur de scellement droit: $L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm}$

VI-3) Schéma de ferrillage

Poteau 50X50 RDC+1 ^{er} +2 ^{eme}	Poteau 45X45 (3 ^{eme} +4 ^{eme} +5 ^{eme})	Poteau 45X45 (6 ^{eme} +7 ^{eme})



Poutre secondaire (30X40) en travée

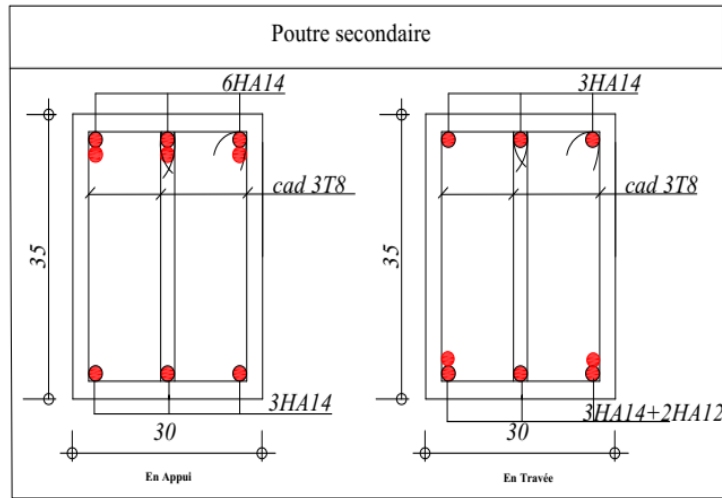
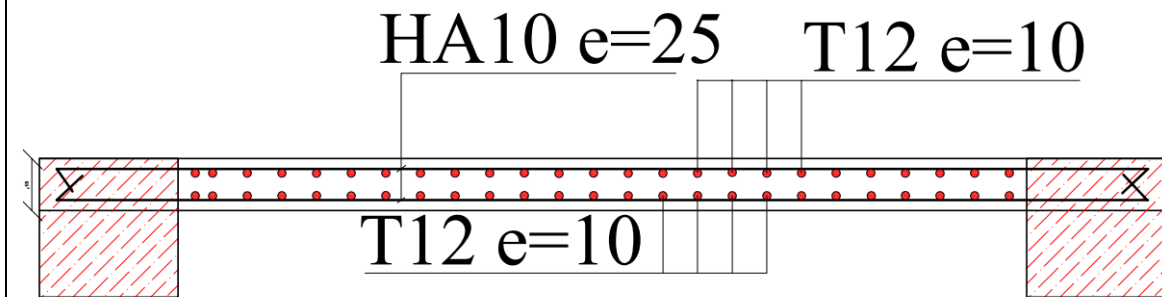


Schéma de ferrailage de voile



Chapitre VII

Etude des fondations

VII-1) Introduction

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

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII-2) Les contraintes du site urbain

Dans cette étude, il faut prendre en considération les contraintes et les difficultés du site notamment le type du sol, la protection et l'assurance des fondations des constructions mitoyennes, obligation d'étudier l'impact sur les constructions mitoyennes comme il est indiqué dans la figure (VII.1)

Le site d'implantation suggère possède des contrainte sur site d'outré construction ouvrage existante ,nous proposant de recommandation stricte de faire un mur de soutènement pour assurer le stabilité de fondation de construction existant et de pas dépasser lors l'exécution de les fondation les deux tiers des fouille sous la semelle des construction existants selon les normes en vigueur. Aussi la clôture du projet est obligatoire dans les cotes des projets selon la figure (VII.2) également le rythme de réalisation de fondation du présent projet doit être en régime active pour ne pas influence au sol de base est les constructions mitoyenne

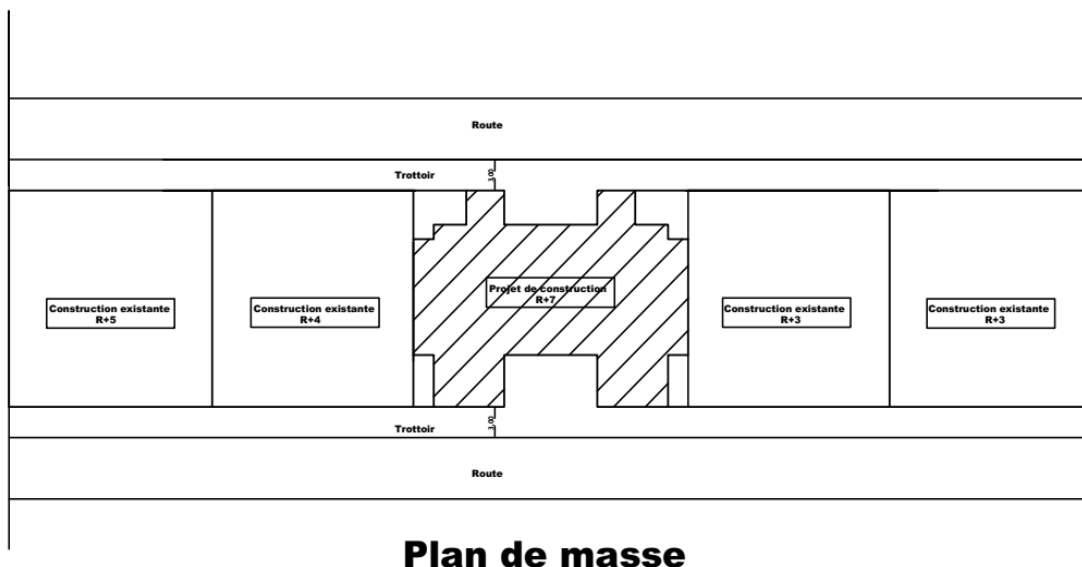


Figure 48 (VII.1) le plan de masse (Auto-cade 2017)

VII-3) Travaux de terrassement et protection les constructions voisines

Pour les travaux de terrassement, il faut profiler la surface de la tension de tell sort qu'il supporte le poids de l'ouvrage est intégrer la forme de notre projet.

Les travaux de terrassement se composent de l'excavation en grande masse, compactage ou pou être un décapage du terrain et transport en décharge public

Puis que le hauteur est implante ces terrasset impose le mise en place d'un blindage ou rideaux palplanche ou mure de soutènement en béton arme bien étudier selon les charges adjacentes.

Remarque : les travaux de terrassement doivent être exécute soigneusement pour ne peut pas touche les fondations des constructions existant

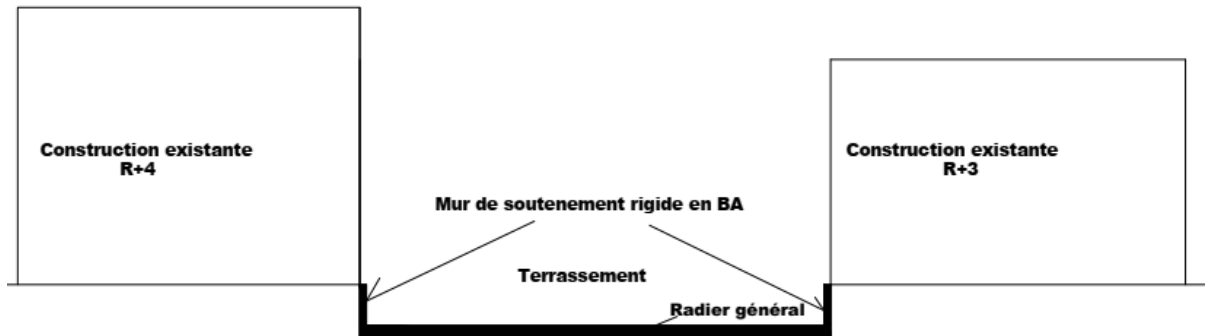


Figure 49(VII.2) le plan de terrassement (Auto-cade 2017)

VII-3) Choix du type des fondations

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

- Type d'ouvrage à construire
- La nature et homogénéité du bon sol
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol
- La raison économique.
- La facilité de réalisation
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : le profond et le type les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

❖ **Contrainte admissible du sol :**

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec γ_d .
- Poids spécifique des grains γ_s .
- Cohésion non drainée C_u .
- Angle de frottement effectif ϕ .

Pour notre projet $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5$ bars.

-Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon sol existe à une profondeur de **2,2m**.

VI-4) Combinaisons d'actions à considérer

les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)**

- 1) $G+Q+E$
- 2) $0,8G \pm E$

D'après le **B.A.E.L91**

- 1) $1,35G+1,5Q$
- 2) $G+Q$

VII-5) Étude des fondations

VII-5-1) Semelle isolée

❖ La vérification à faire est $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison G + Q + E, obtenu par le **Autodesk robot analysis Professional 2018**.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

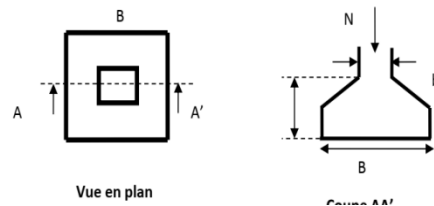


Figure 50(VII.3) Schéma d'une semelle isolée[8]

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc S = B×B.

$N_s = 1468,4$ KN.

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1468,4}{150}} = 3,13 \text{ m} \Rightarrow B \geq 3,13 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VII-5-2) Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux.

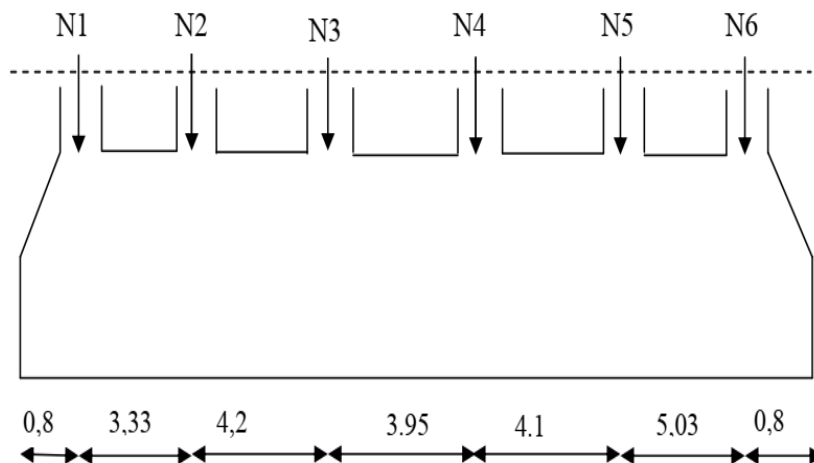


Figure 51(VII.4) Schéma d'une semelle isolée[8]

Avec :

$N_1 = 390,97$ KN , $N_2 = 829,41$ KN, $N_3 = 840,19$ KN, $N_4 = 1468,40$ KN

$N_5 = 1267,00$ KN, $N_6 = 641,98$ KN

$N_t = \sum_1^6 N_i = 390,97 + 829,41 + 840,19 + 1468,40 + 1267,00 + 641,98$

$N_t=5437,95 \text{ KN}$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{5437,95}{150 \times 22,21} \Rightarrow B \geq 1,63 \text{ m}$$

Donc la semelle filant vérifier mais la semelle sont très broche et les bielles des contrainte croisant sous le sol il ya un dommage de tassement de sol

Donc on passe a le radier générale

VII-5-3) Etude du radier général

VII-5-3-1) Pré dimensionnement de radier général :

Condition de coffrage

h_t : hauteur de nervure

h_r : hauteur de la dalle

L_{max} = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures

Formule empirique :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{7,5} = \frac{500}{7,5} = 66,67 \text{ cm on prend} \Rightarrow h_t = 70 \text{ cm}$$

$$h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm on prend} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm}$$

Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

Condition forfaitaire :

Condition de la longueur élastique :

❖ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$; et $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$

Avec :

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K :coefficient de radier

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ kg/cm}^3 & \text{tres mauvais sol} \\ 4 \text{ kg/cm}^3 & \text{sol moyenne} \\ 12 \text{ kg/cm}^3 & \text{tres bon sol} \end{cases} \quad \text{cours de fondation master 1 génie civil}$$

Dans notre cas on à un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN / m}^4$.

b : Largeur de l'élément considéré par 1 ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} ; \frac{2l_{max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4E.b.h_t^3}{12.K.b}} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; h_t \geq 0,72 \text{ m} ; h_t = 75 \text{ cm} .$$

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow I = \frac{1 \times (0,75)^3}{12} \Rightarrow I = 0,35 \times 10^{-1} \text{ m}^4$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 0,35 \times 3,21 \times 10^7}{4 \times 10^4 \times 1}} \Rightarrow L_e \geq 3,25 \text{ m} . L_e = 3,3 \text{ m}$$

Vérification de condition :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \Rightarrow L_{max} = 5 \text{ m} < \frac{3,14 \times 3,3}{2} = 5,11 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Le surface de radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{45767,57}{150} = 305,12 \text{ m}^2$$

$$S(\text{bâtiment}) = 486,25 \text{ m}^2$$

On adopte que $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} = 486,25 \text{ m}^2$

❖ **Dimensions du radier**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes:

Hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{ cm}$.

Hauteur de la dalle du radier $h_r = 30 \text{ cm}$.

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$.

La surface du radier $S_{\text{radier}} = 486,25 \text{ m}^2$

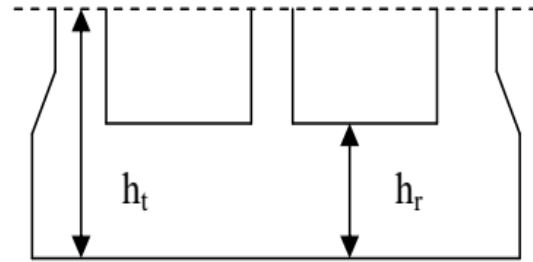


Figure 52(VII.5) schéma de dimension du radier

VII-5-3-2) Les vérifications

➤ **Vérification au poinçonnement**

Selon le **BAEL91/ (article A.5.2, 42p50)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : effort normal de calcul.

h_t : hauteur de la nervure.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Sous poteaux le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré (50×50) cm^2 , le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$ (**article A.5.2,42 p50**)

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,5 + 0,75 = 1,25 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,5 + 0,75 = 1,25 \text{ m} \end{cases} \quad U_c = 5 \text{ m}$$

$$N_d = 2053,7 \text{ KN} \leq 0,045 \times 5 \times 0,75 \times \frac{25}{1,5}$$

$N_d = 2053,7 \text{ KN} \leq 2812,5 \text{ KN}$Condition vérifiée Donc, pas de risque de poinçonnement.

➤ **Vérification de la contrainte de sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

Avec σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$ Moments sismiques à la base

S_{rad} : Surface du radier.

Donc on a :

$$I_x = 19490,05 \text{ m}^4, X_G = 13,47 \text{ m}, M_x = 452576,29 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 33520,22 \text{ m}^4, Y_G = 10,275 \text{ m}, M_y = 616718 \text{ KN.m}$$

Sens X-X: $N = 45767,57 \text{ KN}$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{45767,57}{441,33} + \frac{452576,29 \times 10,75}{19490,05} = 342,29 \text{ KN/m}^2 = 0,342 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{45767,57}{441,33} + \frac{452576,29 \times 10,75}{19490,05} = -134,29 \text{ KN/m}^2 = -0,134 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 0,342 - 0,134}{4} = 0,22 \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

On propose comme solution technique qu'on doit augmenter la surface du radier en ajoutant un débord de l=2m dans le sens y seulement vers les deux routes vu la présence des deux constructions mitoyens à gauche et à droite comme il est indiquée dans la figure(VII.6)

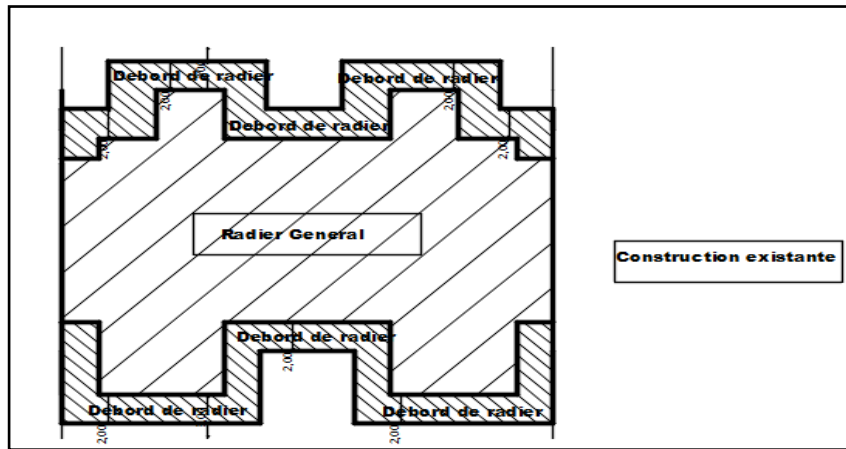


Figure 53(VII.6) schéma de radier

Donc on a :

$$I_x = 35217,63 \text{ m}^4, X_G = 13,47 \text{ m}, M_x = 452576,29 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 40827,79 \text{ m}^4, Y_G = 12,5 \text{ m}, M_y = 616718 \text{ KN.m}$$

Sens X-X: N=45767,57 KN

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{45767,57}{622,66} + \frac{631285,67 \times 10,75}{35217,63} = 263,21 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 0,263 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{45767,57}{622,66} - \frac{631285,67 \times 10,75}{35217,63} = -58,05 \text{ KN/m}^2 = -0,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0,263 - 0,58}{4} = 0,052 \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Sens Y-Y: N=45767,57 KN

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{45767,57}{622,66} + \frac{616718 \times 13,47}{40827,79} = 203,54 \text{ KN/m}^2 = 0,203 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{45767,57}{622,66} - \frac{616718 \times 13,47}{40827,79} = -135,25 \text{ KN/m}^2 = -0,135 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0,203 - 0,135}{4} = 0,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times h \times S_{rad} \times w$

Avec :

N = 63873,34 KN

h= 2,2m ,(la hauteur de la partie ancrée du bâtiment).

F_s = 1.5 (coefficient de sécurité).

S_{rad} :=486,25 m² (surface du radier).

w = 10 KN/m³ (poids volumique d'eau).

On trouve:

N=63873,34 ≥ 1.5×2,2×486,25×10=16046,25KN.....condition vérifiée.

➤ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}, 4MPa)$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$ du radier

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{63873,34 \times 5 \times 1}{2 \times 622,66} = 256,454 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{256,454 \times 10^3}{1000 \times 250} = 1,026 < 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

VII-5-3-3) Ferrailage de la dalle

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé et sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier et de la nervure comme une charge favorable, le ferrailage se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et on adoptera le même pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité est :

$$L_x = 5,25 - 0,5 = 4,75m$$

$$L_y = 4,1 - 0,5 = 3,6m$$

$$L_x/L_y = \frac{4,75}{3,6} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

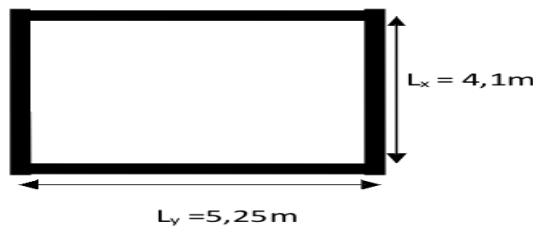


Figure 54(VII.7) le panneau les plus sollicite

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure.

$$N_{u\text{cal}} = 63873,34 \text{ KN}$$

$$N_{\text{rad}} = 4669,95 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ner}} = 1625,175 \text{ KN}$$

$$N_u = 70168,64 \text{ KN}$$

La surface du radier $S_{\text{radier}} = 622,66 \text{ m}^2$

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{70168,64}{622,66} = 112,37 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2 = 0,0608 \times 112,37 \times 3,6^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0y} = 0,5274 \times 88,54 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 88,54 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 46,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 88,54 \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 46,7 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 75,259 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 39,695 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 88,54 = 44,27 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 46,7 = 23,35 \text{ KN.m}$$

ELS (v=0,2)

$$N_s = N_{scal} + N_{rad} + N_{ner} = 45767,57 + 4669,95 + 1625,175$$

$$N_s = 52062,695 \text{ KN}$$

$$\text{La surface du radier } S_{radier} = 622,66 \text{ m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{52062,695}{622,66} = 83,613 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,658 \end{cases}$$

Moment statique

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_x \times l_x^2 = 0,0672 \times 83,613 \times 3,6^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,658 \times 72,82 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = 72,82 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 47,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 72,82 \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 47,92 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 61,897 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 40,732 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment appui ;

$$M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 72,82 = 36,41 \text{ KN.m}$$

$$M_b = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 47,92 = 23,96 \text{ KN.m}$$

Tableau 32(VII.1) Résumé des sollicitations

		M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
Sens X-X	ELU	88,54	75,259	44,27
	ELS	72,82	61,897	36,41
Sens Y-Y	ELU	46,7	39,695	23,35
	ELS	47,92	40,732	23,96

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = (1 \times 0,3) \text{ m}^2$

Tableau 33(VII.2) résumé de ferrailage (sens X-X)

		M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)/ml
sens X-X	En travée	75,259	0,085	0,111	0,96	9,06
	En appuis	44,57	0,049	0,064	0,97	5,23
sens Y-Y	En travée	39,695	0,045	0,057	0,98	4,67
	En appuis	23,35	0,026	0,033	0,99	2,72

➤ Conditions de non fragilité : [BAEL91][2](art A.4.2,1)..... Page 29.

$$A_s \geq 0,23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq 0,23 \times 25 \times 100 \times \frac{2,1}{400} = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ Section minimale de B.A.E.L[2]

$$\begin{cases} hr > 12 \\ \rho > 0,4 \end{cases} \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA feE400 $\rho \Rightarrow 0 = 0.0008$
 $hr=e=30$ cm

$$b=100 \text{ cm} \quad \rho = 0,76 \begin{cases} A_{min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0,76}{2} \times 100 \times 30 \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 30 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 2,69 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^y = 2,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Le choix d armateur

		$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$	armateur	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Sens X-X	travée	9,06	2,69	3,02	9,06	6HA14	9,23
	appui	5,23		3,02	5,23	5HA12	5,65
Sens Y-Y	travée	4,97	2,4	3,02	4,97	5HA12	5,65
	appui	2,72		3,02	3,02	4HA12	4,52

❖ Vérification de ELS

Il faut vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{m_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{m_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; (110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right] = 201,63 \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{cases}$$

$$b \frac{y^2}{2} - nA(d - y) = 0 \quad I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2$$

Avec $n = 15$ (Coefficient d'équilibre de l'acier et béton)

		$M_0(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
Sens X-X	ELS	72,82	61,897	36,41
Sens Y-Y	ELS	47,92	40,732	23,96

➤ Le calculé résume a tableaux suivant

Tableau 34 (VII.3) résume les calculs ELS

		Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
Sens X-X	Travée	7,05	56289,02	7,75	15	vérifier	296,07	201,63	Non vérifier
	Appui	5,72	37741,44	5,52	15	vérifier	279,04	201,63	Non vérifier
Sens Y-Y	Travée	5,72	37741,44	6,17	15	vérifier	312,22	201,63	Non vérifier
	Appui	5,18	31267,09	3,97	15	vérifier	227,8	201,63	Non vérifier

On remarque que la contrainte d'acier ne vérifie pas donc on recalcule la section d'armatureur

		$A_{max}(cm^2)$	armatureur	$A_{adopt}(cm^2)$
Sens X-X	travée	9,06	8HA16	16,09
	appui	5,23	8HA12	9,05
Sens Y-Y	travée	4,97	8HA12	9,05
	appui	3,02	5HA12	5,65

Tableau 35(VII.2) la vérification après augmentation des sections

		A cm ² /ml	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	condition	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
Sens X-X	Travée	8HA16=16,09	8,83	86054,35	6,354	vérifier	198,09	201,63	vérifier
	Appui	8HA12=9,05	6,99	55416,28	4,594	vérifier	177,47	201,63	vérifier
Sens Y-Y	Travée	8HA12=9,05	6,99	55416,28	5,139	vérifier	198,54	201,63	vérifier
	Appui	5HA12=5,65	5,72	37741,44	3,62	vérifier	183,63	201,63	vérifier

❖ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

$$T_{\max} = \text{Max}(T_{ux}; T_{uy})$$

$$T_{ux} = \frac{q_u \cdot L_x}{2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = \frac{112,37 \times 3,6}{2 \times \left(1 + \frac{0,76}{2}\right)} = 146,57 \text{ kN}$$

$$T_{uy} = \frac{q_u \cdot L_y}{3} = \frac{112,37 \times 4,75}{3} = 177,919 \text{ KN/m}$$

Alors:

$$\tau_u = \frac{T_{uy}}{b \cdot d} = \frac{177,919 \times 10^3}{1000 \times 250} = 0,71 \text{ MPa}$$

Donc

$$\tau_u = 0,71\text{MPa} \leq 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C. V}$$

VII-5-4) Étude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en « T », noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple. Elles servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures comme indiqué sur la figure ci-après :

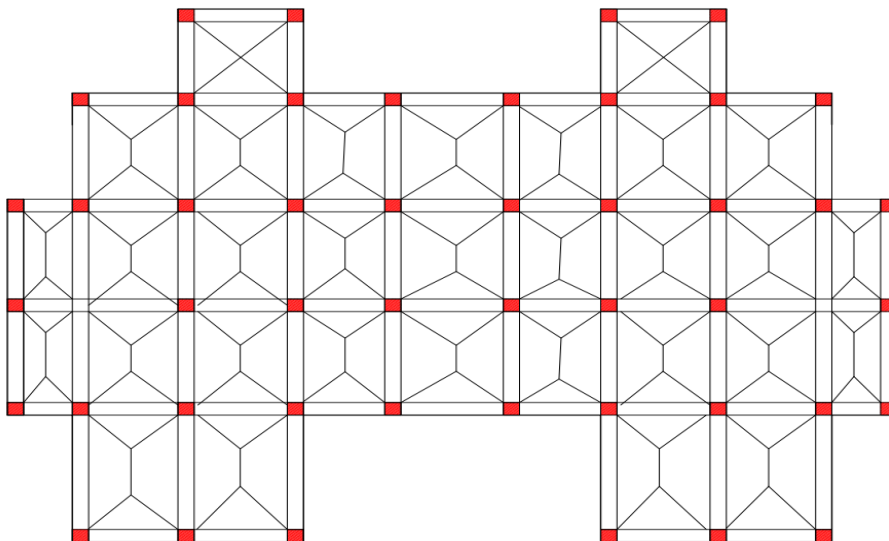


Figure 55(VII.7) schéma de ligne de rupture de radier

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties comme suite :

➤ **Les charges triangulaires**

$q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_x^2}{\sum l_x}$ dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \text{ dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

❖ **Remarque :**

Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux cotés, donc pour les poutres réservant une charge triangulaire d'un seul coté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ **Les charges trapézoïdales**

$$\begin{cases} q_m = \frac{q_u}{2} \times \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times l_x \\ q_v = \frac{q_u}{2} \times \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times l_x \end{cases}$$

Avec :

q_m : charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris)

VII-4-4-1) Calcul des sollicitations

On fait le calcul pour la nervure la plus sollicitée dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Pour la détermination des moments, on va utiliser la méthode de Caquot.

Avec :

$$q_u = 112,37 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 83,613 \text{ KN/m}^2$$

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_d + l_g)}$$

Avec : Les longueurs fictives $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{c'est si une trave intermédiaire} \end{cases}$

Moments aux travées

$$M_t(x) = m_0(x) + m_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + m_d \times \frac{x}{l} \qquad X = \frac{l}{2} - \frac{m_g - m_d}{q \times l}$$

➤ ELU:

Tableau 36(VII.3) Sollicitation sur la nervure sens Y-Y(secondaire)

Travée	L_x (m)	l'_x (m)	q_m (KN.m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V(KN)
				M_g	M_d				
AB	5	5	241,361	-709,886	-521,875	2,66	751,325	141,303	189,624
BC	4,1	3,3	183,642	-521,875	-226,068	2,44	371,705	-226,16	140,519
CD	3,95	3,16	180,319	-226,068	-232,265	1,97	351,671	-22,952	138,107
DE	4,2	3,36	189,340	-232,265	-208,903	2,13	417,413	188,204	145,126
EF	3,33	3,33	127,2	-208,903	-165,945	1,77	175,659	77,571	95,419

Tableau 37(VII.4) Sollicitation sur la nervure sens X-X (principale)

Travée	L_x (m)	l'_x (m)	q_m (KN/ml)	M_a (KN.m)		X (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V (KN)
				M_g	M_d				
AB	5,25	5,25	235,151	-762,512	-546,421	2,8	806,567	159,305	179,932
BC	3,37	2,7	146,905	-546,421	-110,696	2,57	151,651	-446,380	111,712
CD	3	2,4	138,614	-110,696	-179,979	1,33	154,017	-198,74	107,032
DE	3,65	3,65	150,929	-179,979	-236,558	1,72	250,547	107,159	113,816

➤ ELS

Tableau 38(VII.5) Sollicitation sur la nervure sens Y-Y(secondaire)

Travée	L_x (m)	l'_x (m)	q_m (KN.m)	M_a (KN.m)		X(m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d			
AB	5	5	179,594	-525,217	-388,32	2,66	559,051	105,142
BC	4,1	3,3	136,645	-388,32	-168,214	2,44	276,581	-168,283
CD	3,95	3,16	134,173	-168,214	-172,825	1,97	261,674	-17,078
DE	4,2	3,36	140,885	-172,825	-155,441	2,13	310,592	140,04
EF	3,33	3,33	94,648	-155,441	-123,475	1,77	130,706	57,72

Sollicitation sur la nervure sens Y-Y(secondaire)

Tableau 39(VII.6) Sollicitation sur la nervure sens X-X(principale)

Travée	L_x (m)	l'_x (m)	q_m (KN/ml)	M_a (KN.m)		X(m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d			
AB	5,25	5,25	174,973	-567,371	-406,584	2,8	600,155	118,537
BC	3,37	2,7	109,310	-406,584	-82,367	2,57	112,841	-332,146
CD	3	2,4	103,141	-82,367	-133,92	1,33	114,602	-147,88
DE	3,65	3,65	122,304	-133,92	-176,02	1,72	186,429	79,736

VII-4-4-1) Ferrailage des nervures

Le ferrailage se fera pour une section en 'T' en flexion simple avec les sollicitations maximums dans chaque sens

$$h=0,75 \text{ m}$$

$$h_0=0,30 \text{ m}$$

$$b_0=0,50 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{\text{entersous}}{2}; \frac{\text{portee}}{10}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4,5}{2}; \frac{5}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min(2,25\text{m}; 0,5\text{m}) \Rightarrow 0,50\text{m}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 0,5 + 0,5 \Rightarrow b = 1,5\text{m}$$

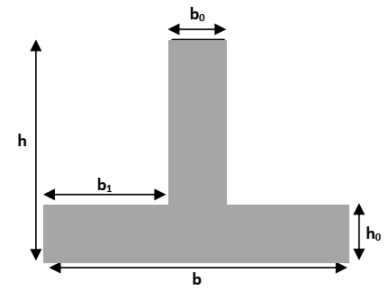


Figure 56(VII.8) la section de la nervure

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_t(\text{KN.cm}^2)$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	armateur	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
Sens X-X	travée	446,380	18,74	12,68	6HA20	18,85
	appui	762,512	35,81	4,23	8HA25	39,27
Sens Y-Y	travée	226,16	9,39	12,68	8HA16	16,08
	appui	709,82	32,97	4,23	8HA25	39,27

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier:

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \quad ; \quad \bar{\tau} = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \quad \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b.d} \quad T_{\text{max}} = \text{Max}(T_{ux}; T_{uy})$$

Alors:

$$\tau_u = \frac{T_{ux}}{b.d} = \frac{189624}{1500 \times 700} = 0,18 \text{ MPa} ; \tau_u = 0,18 \text{ MPa} \leq 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- **Vérification d'ELS**

Il faut vérifier que

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{m_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{m_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; (110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right] = 201,63 \end{cases}$$

$$b \frac{y^2}{2} - nA(d - y) = 0 \quad I = \frac{by^3}{3} + nA(d - y)^2$$

Avec $n = 15$ (Coefficient d'équilibre de l'acier et béton)

		M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
Sens X-X	ELS	332,146	567,371
Sens Y-Y	ELS	168,283	525,217

Le calcul résume a tableaux suivant

		Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
Sens X-X	Travée	14,47	1023363,58	4,6	15	vérifier	270,35	201,12	Non vérifier
	Appui	30,51	1391942,29	12,43	15	vérifier	241,48	201,12	Non vérifier
Sens Y-Y	Travée	13,48	892988,71	2,54	15	vérifier	159,76	201,12	vérifier
	Appui	30,51	1391942,29	11,51	15	vérifier	223,53	201,12	Non vérifier

Les résultats ne vérifient pas on augmente de la section du acier

Le ferrailage après augmente la section d acier

		M_t (KN.cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	armateur	A_{adopt} (cm ²)
Sens X-X	travée	332,146	18,74	12,68	6HA25	29,45
	appui	567,371	35,81	4,23	6HA32	48,25
Sens Y-Y	travée	168,283	9,39	12,68	8HA16	16,08
	appui	525,217	32,97	4,23	6HA32	48,25

- Vérification ELS (après re-ferrailage)

		Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	condition	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	condition
Sens X-X	Travée	17,57	1485525,97	3,93	15	vérifier	175,83	201,63	vérifier
	Appui	32,81	1589679,75	11,71	15	vérifier	199,09	201,63	vérifier
Sens Y-Y	Travée	13,48	892988,71	2,54	15	vérifier	159,76	201,12	vérifier
	Appui	32,81	1589679,75	10,84	15	vérifier	184,3	201,63	vérifier

• **Remarque :**

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

Selon le **CBA93 (Art A.7.3)[4]**, ces armatures doivent avoir une section minimale de 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur section.

Donc :

$$A_p = 3 \times 0.75 = 2.25 \text{ cm}^2$$

- On va utiliser **2HA12 = 2.26cm²** par face

➤ **Les armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \begin{cases} \frac{0.4}{f_e} \\ \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \end{cases} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq \begin{cases} \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \\ \frac{b_0 \times \gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \end{cases}$$

$$f_{tj} = \text{Min}(f_{tj} ; 3.3\text{Mpa}) = 2.1 \text{ Mpa et } \alpha = 90^\circ \Rightarrow \cos 90 + \sin 90 = 1$$

k est un coefficient qui vaut: $k = 1$ en flexion simple.

f_e est la limite d'élasticité garantie des armatures transversales

$$\text{On : } \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \text{ tel que } \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 \geq \frac{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 \geq \frac{0.4 \times 50}{400} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 = 0.05 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 \geq \frac{50 \times 1.15 \times (0.18 - 0.3 \times 2.1 \times 1)}{0.9 \times 400 \times (\cos 90 + \sin 90)} \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 = -0.07 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \text{Max} \left\{ \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_1 ; \left(\frac{A_t}{s_t}\right)_2 \right\} = \text{Max}\{0.05 ; -0.07\} \Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \geq 0.05 \text{ cm.}$$

Calcul diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_{Lmax} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow$$

$$\phi_t = \text{Min} \left(12 ; \frac{750}{35} ; \frac{500}{10} \right) = \text{Min} (16 ; 21.43 ; 50) \Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm.}$$

Donc : $\phi_t = 10 \text{ mm.}$

$$A_t = 4 \phi_t^2 = 4 \times 10^2 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Calcul l'espacement S_t :

$$\frac{A_t}{s_{t1}} \geq 0.05 \text{ cm. et } S_{t2} \leq \{0.9 \cdot d ; 40\} \Rightarrow S_{t1} \leq \frac{A_t}{0.05}$$

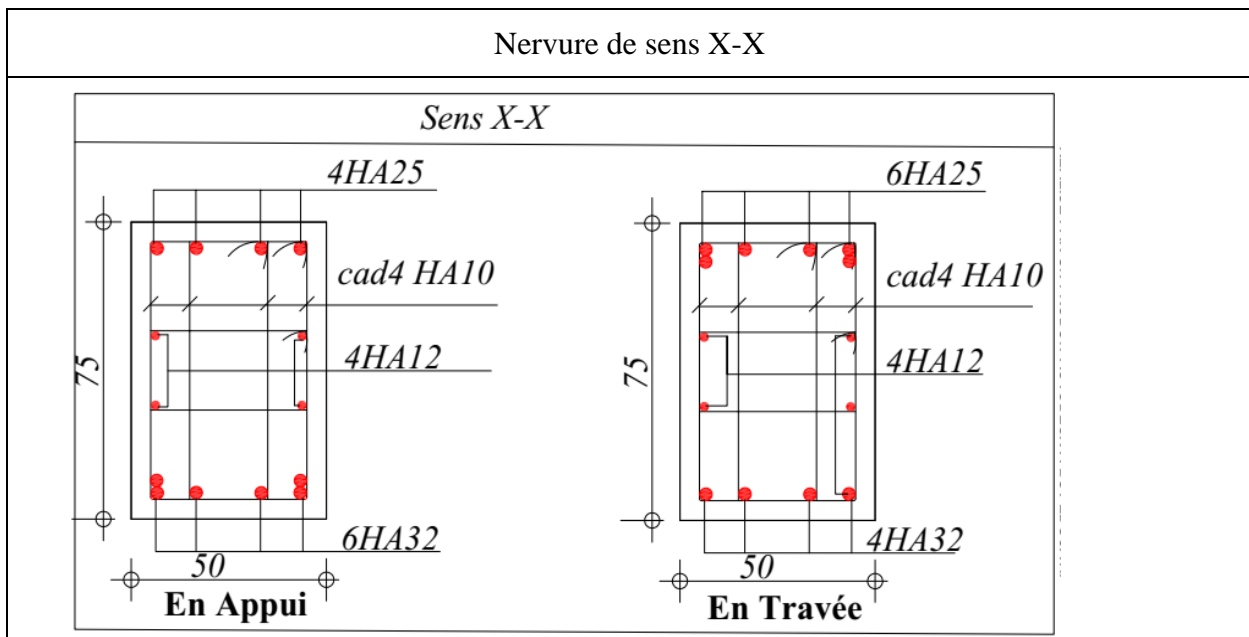
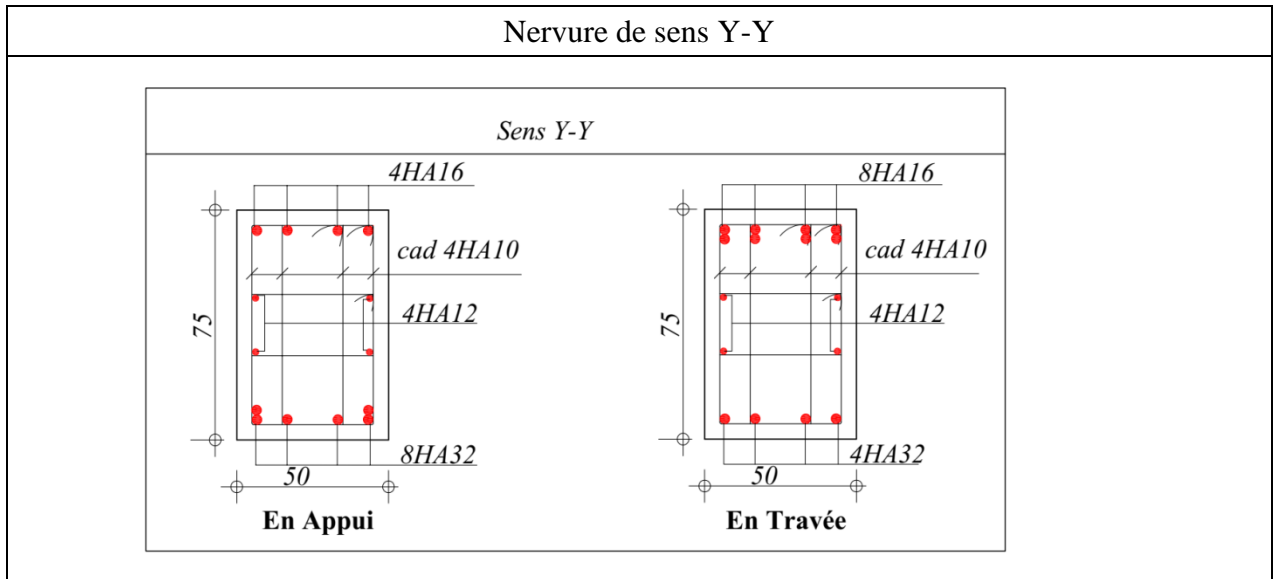
$$\text{Donc : } S_{t1} \leq \frac{3.14}{0.05} \text{ et } S_{t2} \leq \{0.9 \times 70 ; 40\} \Rightarrow S_{t1} \leq 62.8 \text{ cm et } S_{t2} \leq \{63 ; 40\}$$

$$S_{t1} \leq 62.8 \text{ cm et } S_{t2} \leq 40 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \text{Min} \{S_{t1}; S_{t2}\} \Rightarrow S_t \leq \text{Min} \{62,8; 40\} \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm.}$$

VI-5) Schéma de ferrailage de nervure



Conclusion

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception (RPA99/2003) (B.A.E.L91/99) et les documents techniques réglementaires et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment, on peut conclure ce qui suit :

- On a utilisé le logiciel robot structurale analyses professionnel afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments structuraux de construction.
- Dans cet étude, il faut prendre en considération les contraintes et les difficultés du site notamment la nature et la portance du sol, la protection et l'assurance des fondations des constructions mitoyennes vis-à-vis des facteurs qui peut nuire au sol, pour les travaux de terrassement la mise en place d'un blindage ou rideaux palplanche ou mur de soutènement en béton arme bien étudier selon les charge descendantes et latérales dues au charges et surcharges des constructions adjacents.
- Les travaux de terrassement doivent être exécute soigneusement pour ne peut pas toucher les fondations des constructions existante.
- Elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.
- Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Références bibliographiques

1-Règlements

- [1]RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.
- [2]BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.
- [3]Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- [4]CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé 1993.

2. Mémoires

- [5]Etude d'un Bâtiment (R+8) +S-SOL en béton armé a usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte B.YASMINA A.ISMAIL (Mémoire de PFE Master, Université Ahmed Draya Adrar 2018)
- [6]Etude d'un bâtiment (R+8+Entre Sol) à usage d'habitation et service contreventé par un système mixte (voiles-portiques) Mr. MOULELKAF Tahar Mr. BOUDJEMAA Toufik (Mémoire de PFE Master, Université Abderrahmane MIRA- Bejaia 2017)
- [7]Etude et ferrailage d un bâtiment a usage hospitalier en béton armes implante a Aoulef BOUKHARS Mahbouba,BENMOULOU D Wafiya (Mémoire de PFE Master, Université Ahmed Draya Adrar 2016)
- [8]Etude d'un Bâtiment en béton armé(R+11+Duplex+Entre sol) à usage d'Habitation implanté à Bejaia Mr AIT MANSOUR Zaid ;Mr AIT BRAHAM Noureddine(Mémoire de PFE Master, Université Abderrahmane MIRA- Bejaia 2017)
- [9]Etude d'une tour à usage d'habitation et commercial « 2SS+RDC+18 étages » en Béton Armé AMOURI Zakarya ; BOUDJOURAF Houssemeddine (Université du 8 Mai 1945 Guelma 2015)

3-Les livres

- [10]Chapitre 1 Planchers Master 1 Mat & Str 2017 2018.Pr H.KHlafi.
- [11]Chapitre II Les Escaliers M1 Str S2. Pr H.KHlafi
- [12]Chapitre II Les Fondations superficielles. Pr H.KHlafi
- [13]Cours de Béton Arme IUP GCI3 option OS Année 2004/05, Olivier Gagliardini IUP Génie Civil et Infrastructures , UJF-GrenobleI
- [14]Flexion compose rsums et exercices rsolus-120421184430-phpapp01
- [15]pratique-du-bael-91

L'annexe

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

E.L.U. $\nu = 0$ E.L.S. $\nu = 0,2$

l_x/l_y	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITEE ahmed draya adrar
FACULTE DE SCIENCE ET technologie
DEPARTEMENT DE GEINIE CIVIL

**Projet de fin d'etude en vue de
l'obtention de diplome Master 2 en
genie civil option structure**

PROJET: Etude et adaptation d'un bâtiment (R+7) à usage
d'habitation promotionnel dans un site urbain

TITRES:

DOSIER ARCHITECTURALE

OBSERVATION

.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....

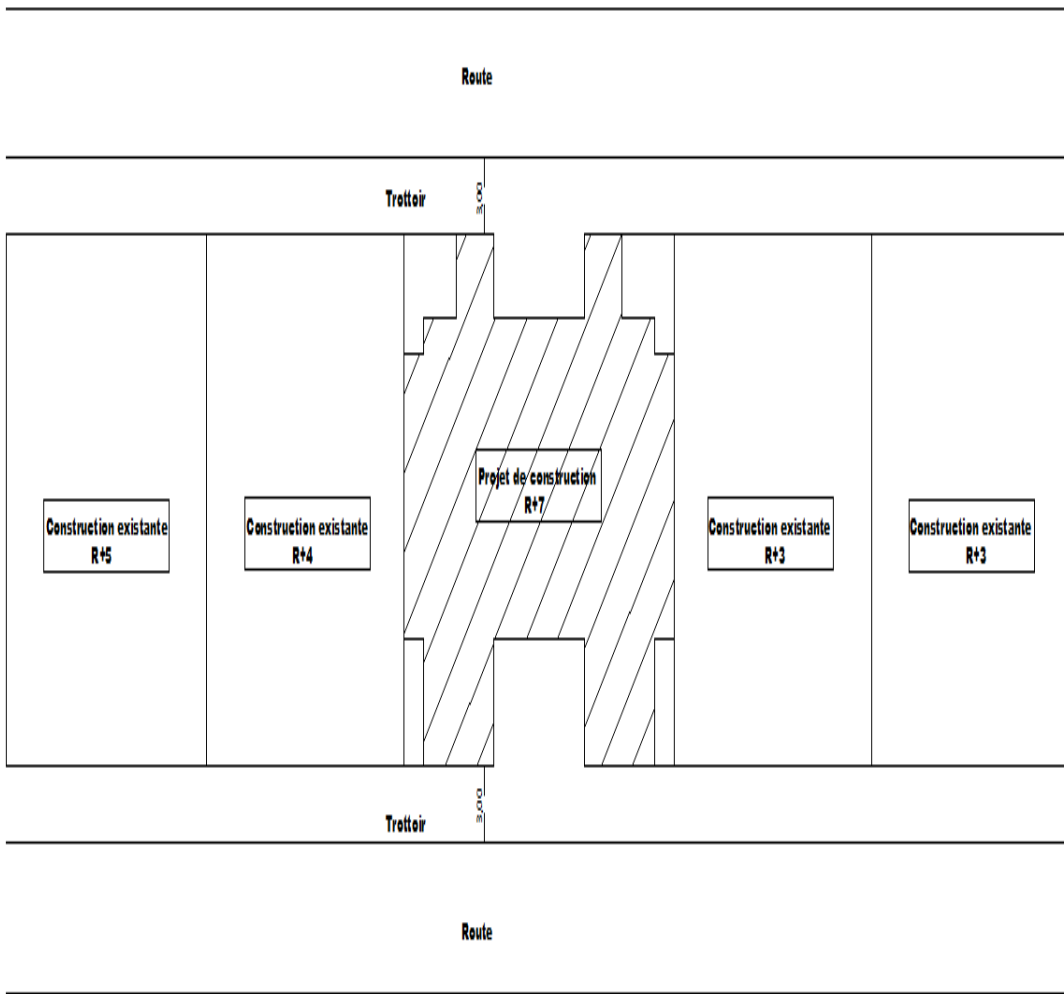
ENCADRE PAR:

-Dr: BALGHE.B

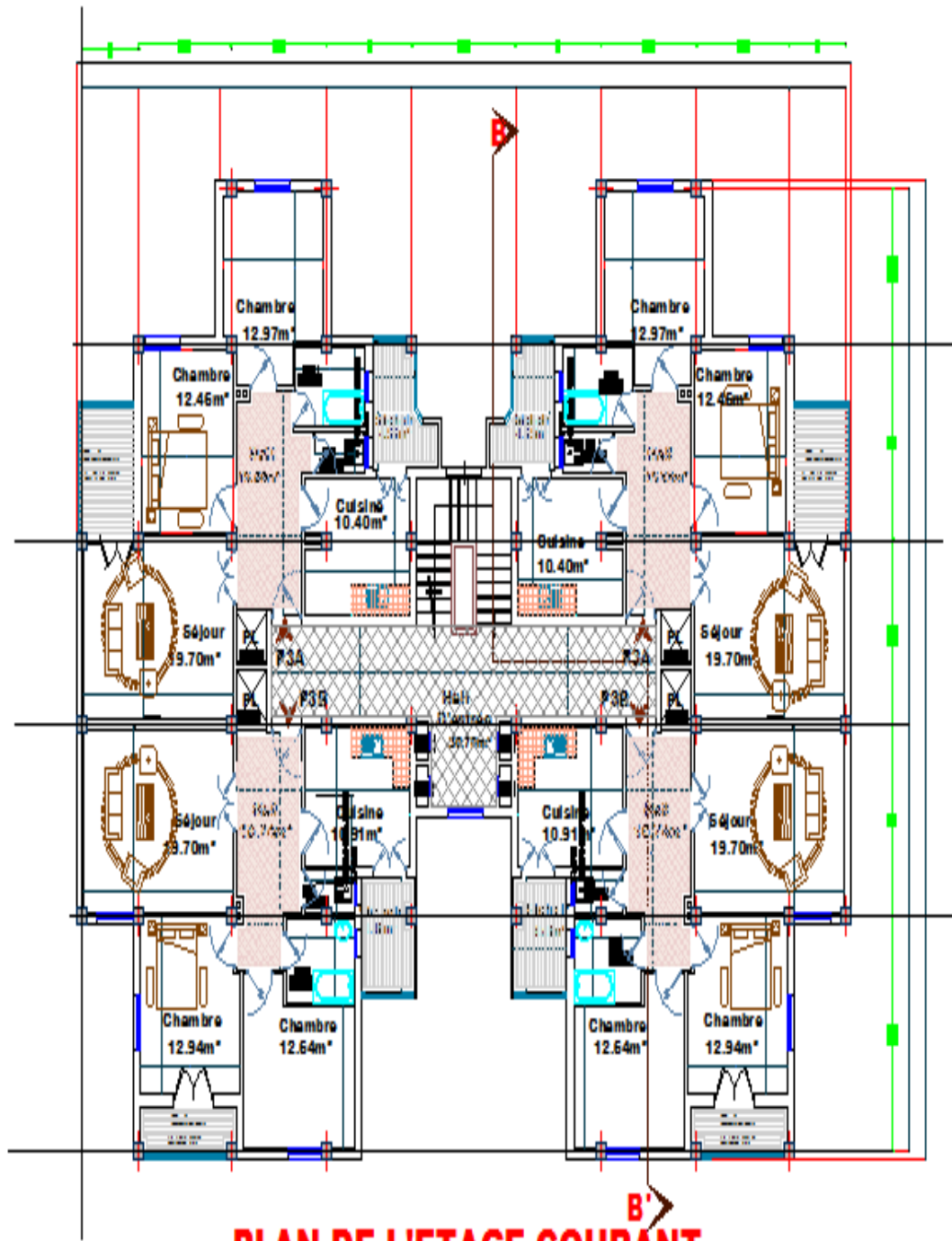
PRESENTE PAR :

**-BEJAAFRI Mohamed
-SARHANI Souleymane**

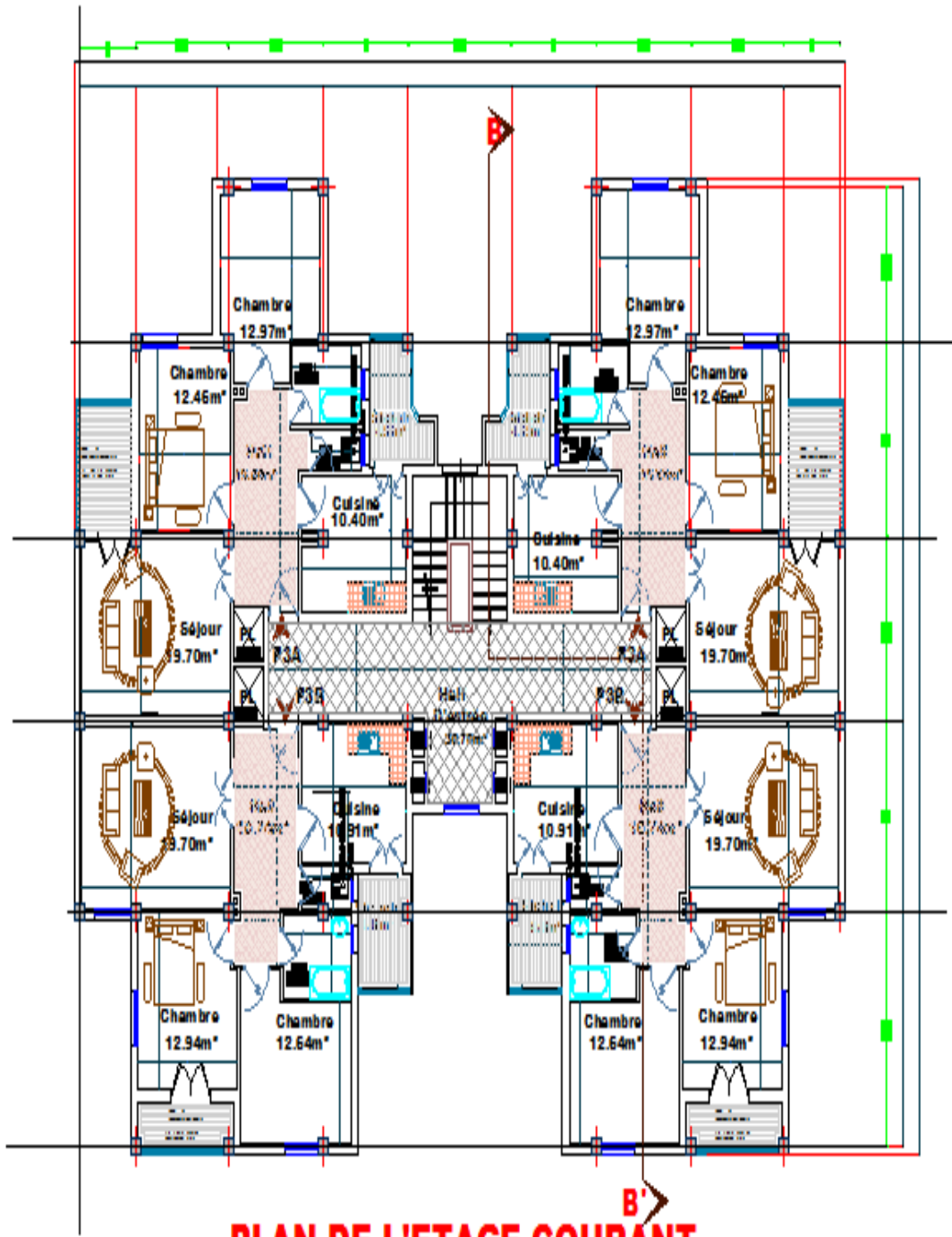
PROMOTION:2018/2019



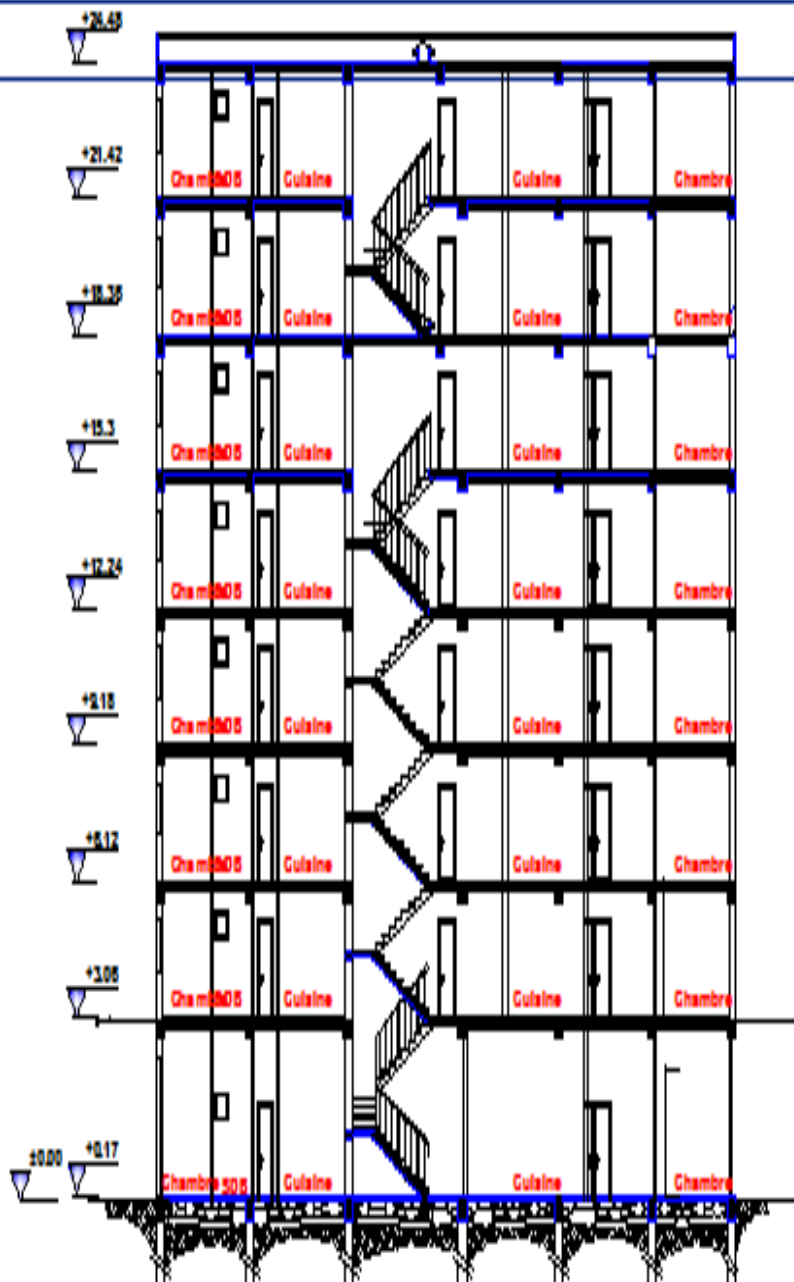
Plan de masse e 1/500



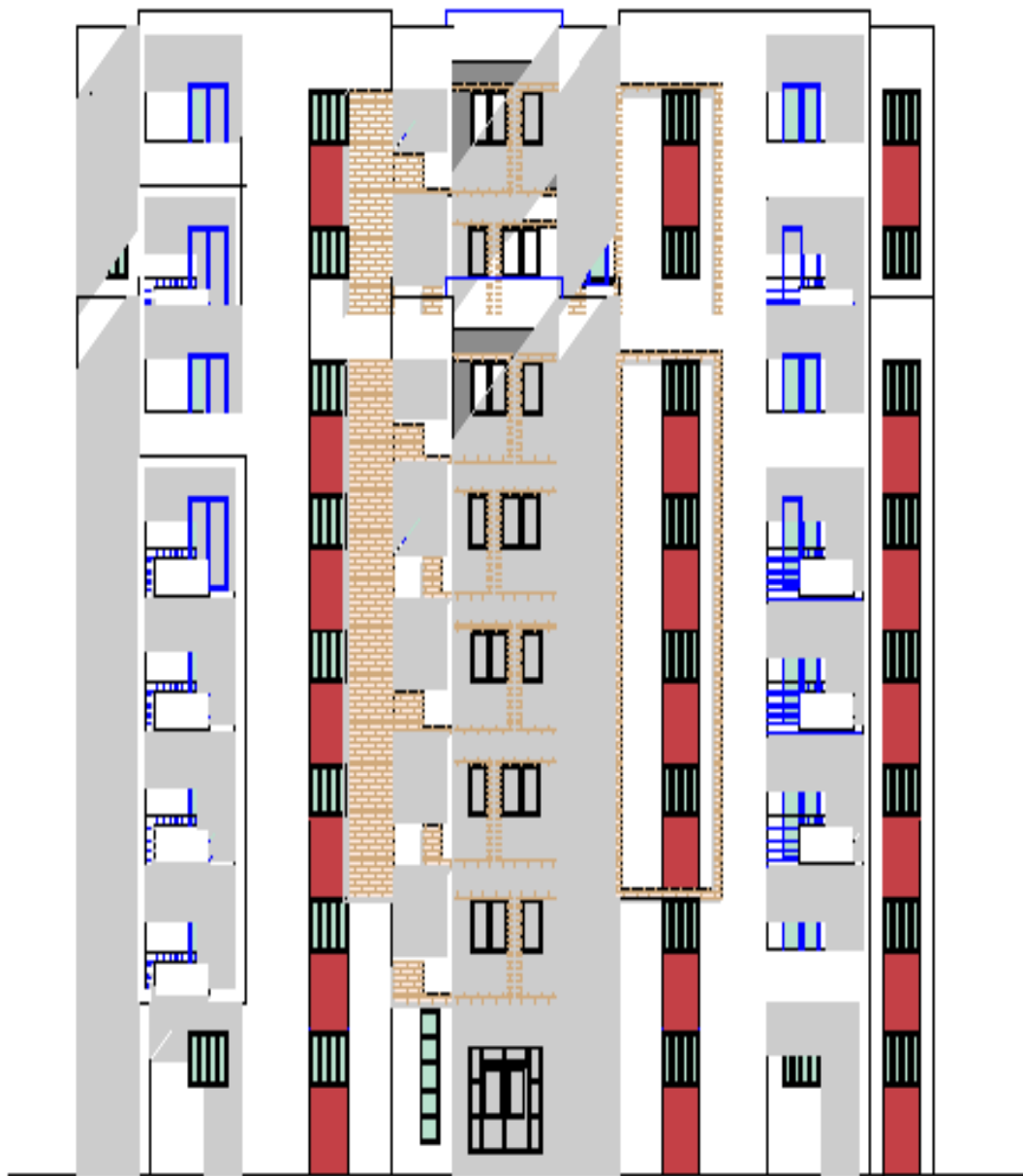
PLAN DE L'ETAGE COURANT



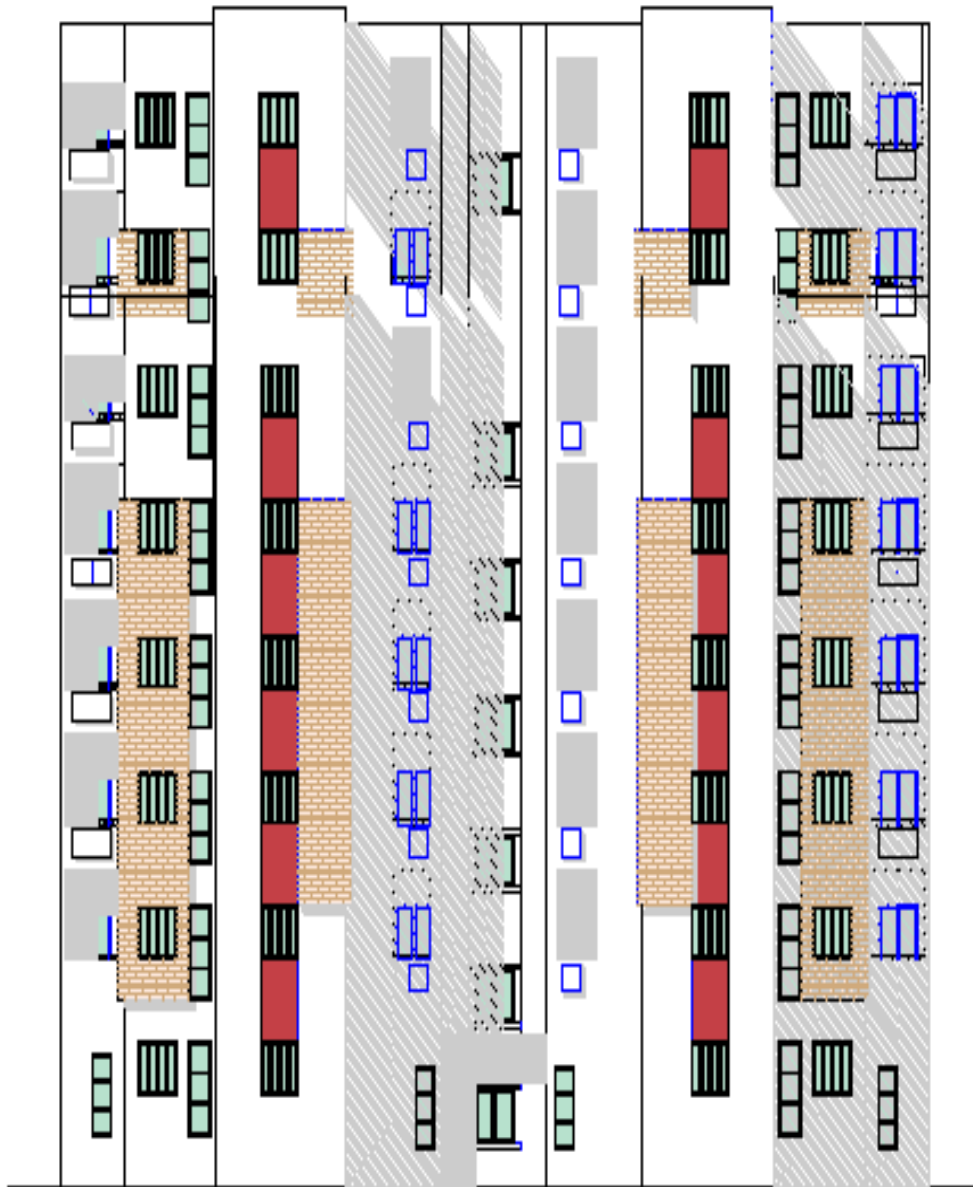
PLAN DE L'ETAGE COURANT



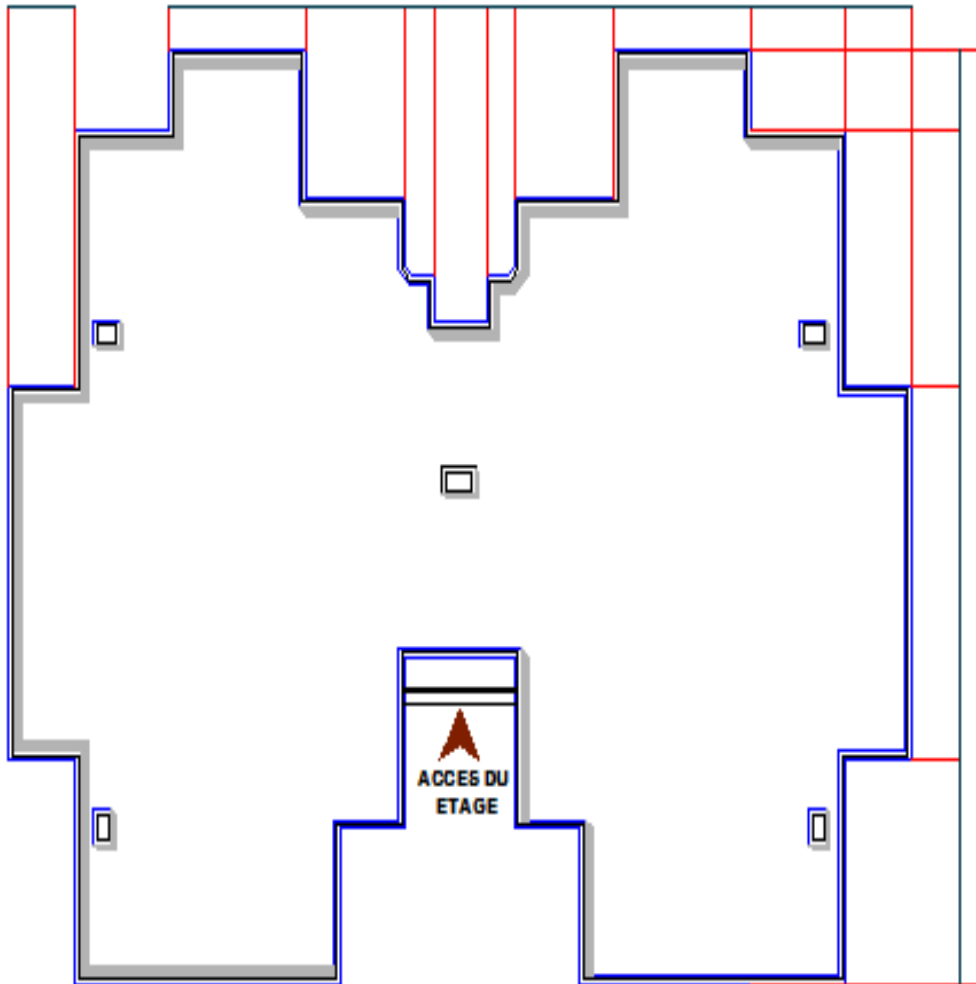
COUPE B-B



FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEUR



PLAN DE TERRASSE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITEE ahmed draya adrar
FACULTE DE SCIENCE ET technologie
DEPARTEMENT DE GEINIE CIVIL

**Projet de fin d'etude en vue de
l'obtention de diplome Master 2 en
genie civil option structure**

PROJET: Etude et adaptation d'un bâtiment (R+7) à usage
d'habitation promotionnel dans un site urbain

TITRES:

DOSIER GENIE CIVIL

OBSERVATION

.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....
.....

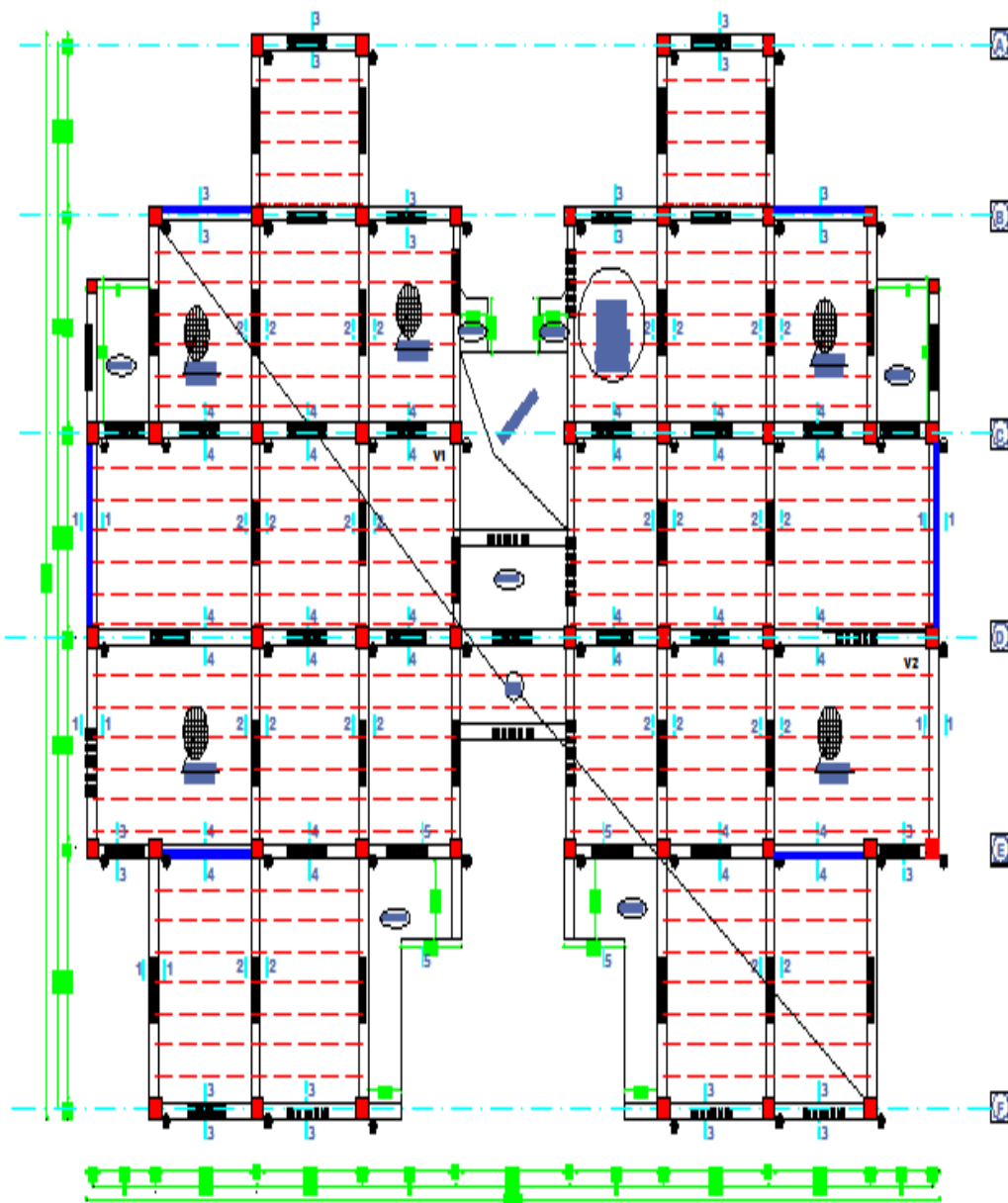
ENCADRE PAR:

-Dr: *BALGHE.B*

PRESENTE PAR :

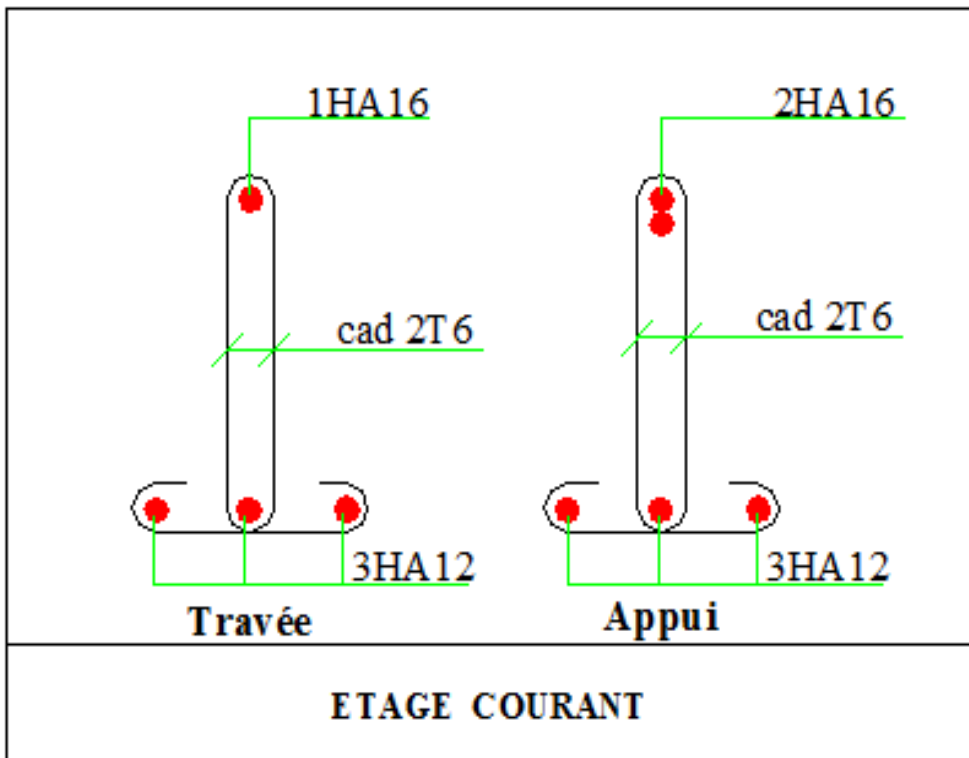
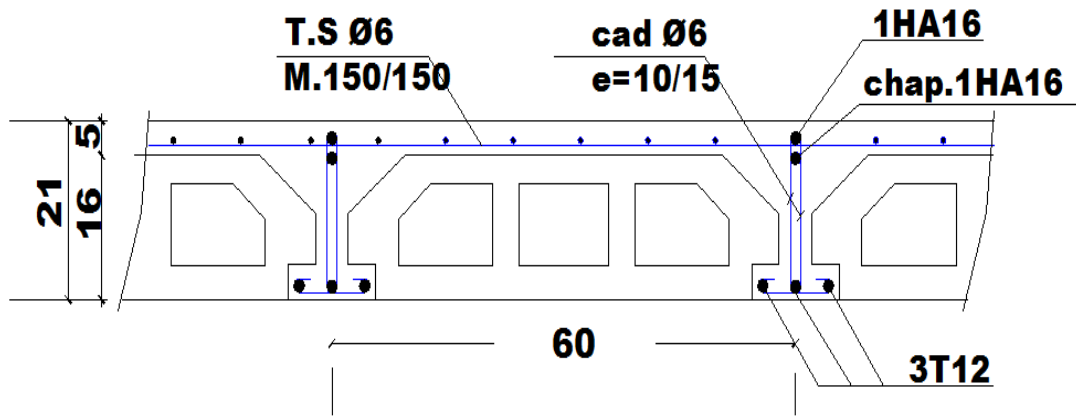
**-BEJAAFRI Mohamed
-SARHANI Souleymane**

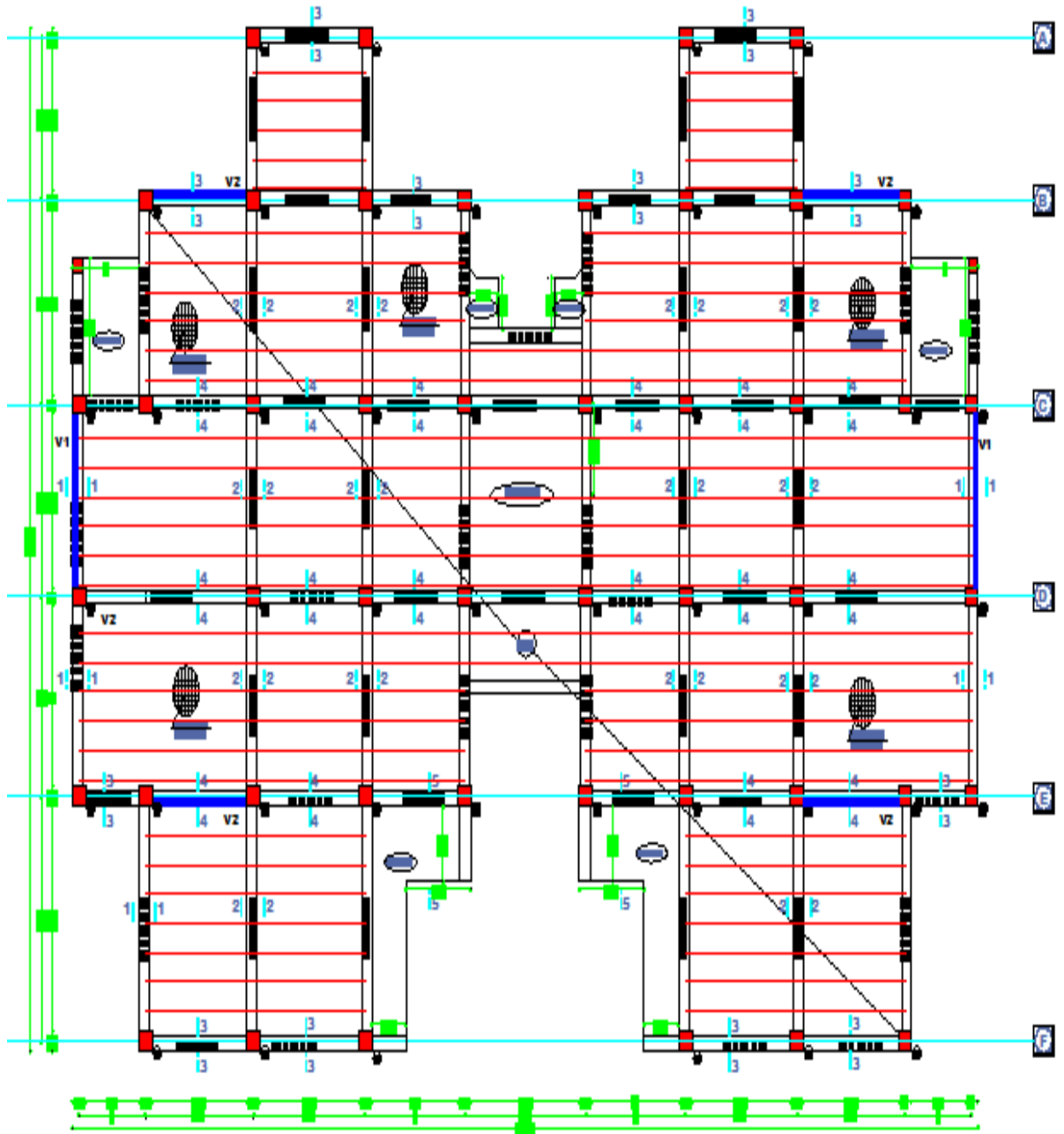
PROMOTION:2018/2019



PLAN DU PLANCHER NIV: 3.06m 6.12m 9.18m 12.24m 15.30m 18.36m 21.42m ech:1/50

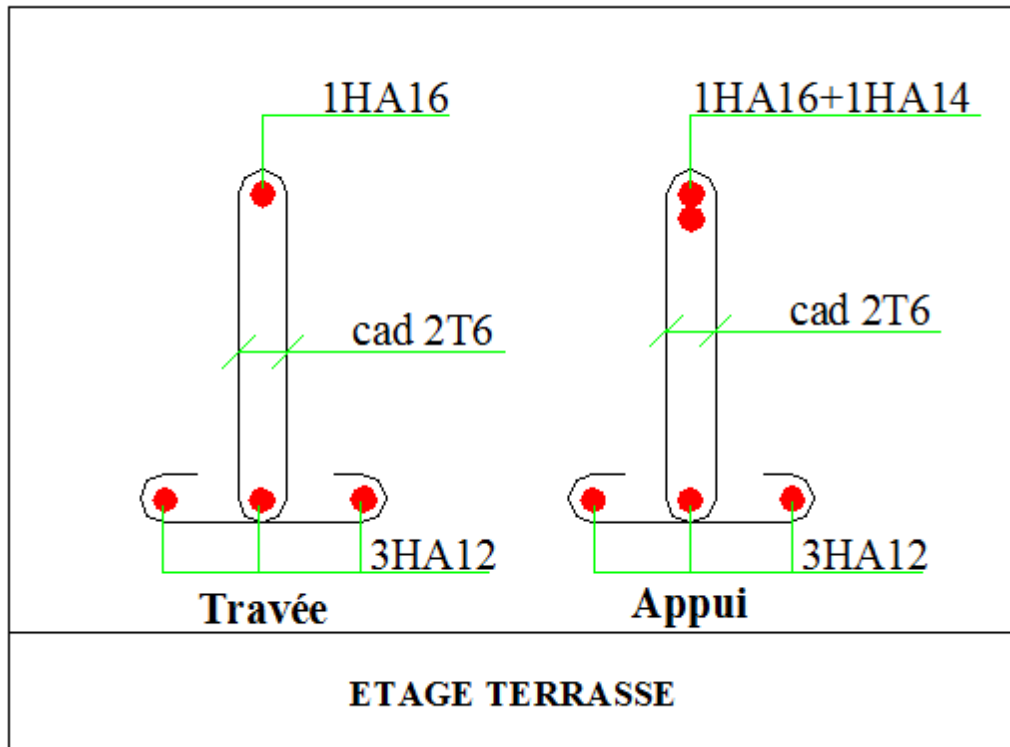
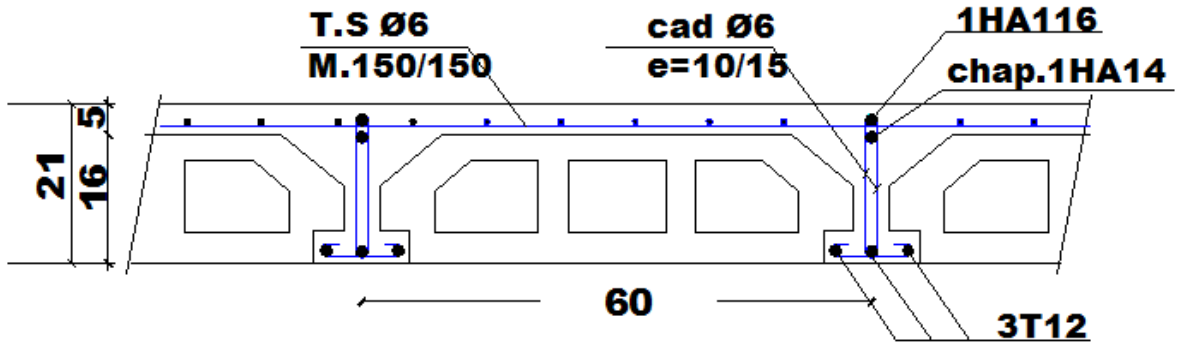
COUPE SUR POUTRELLES

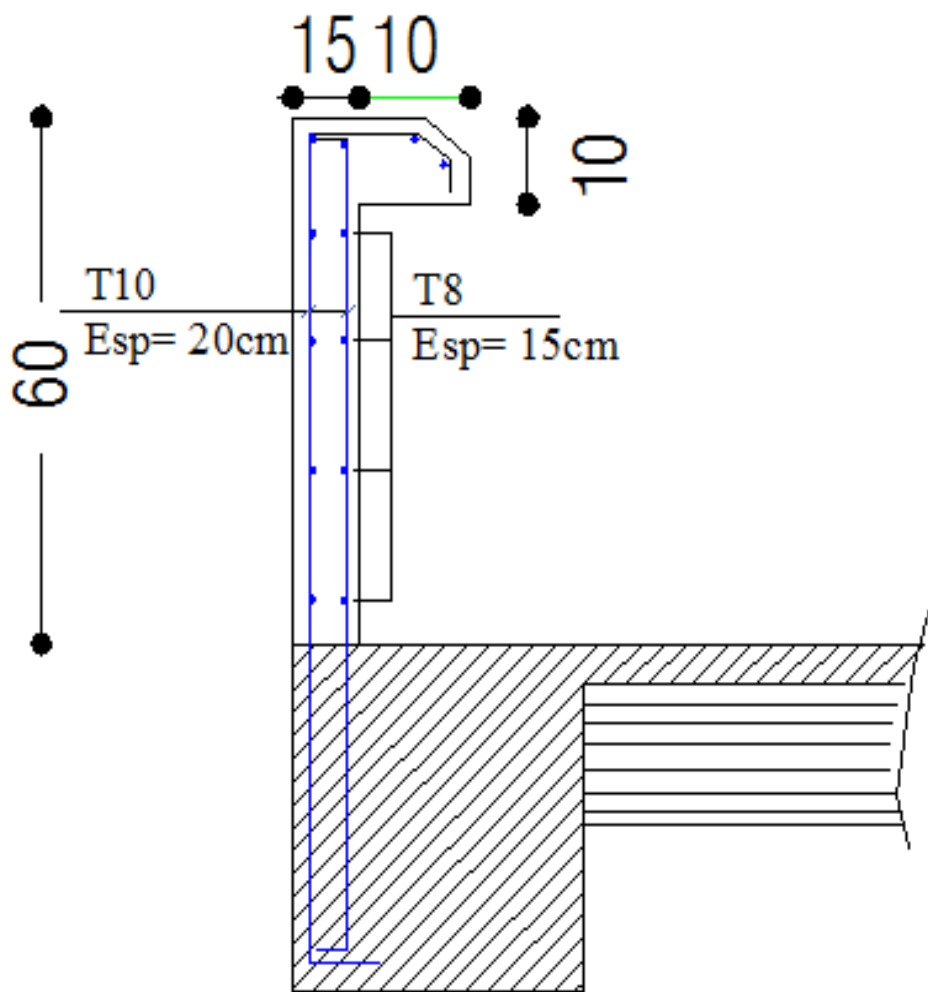




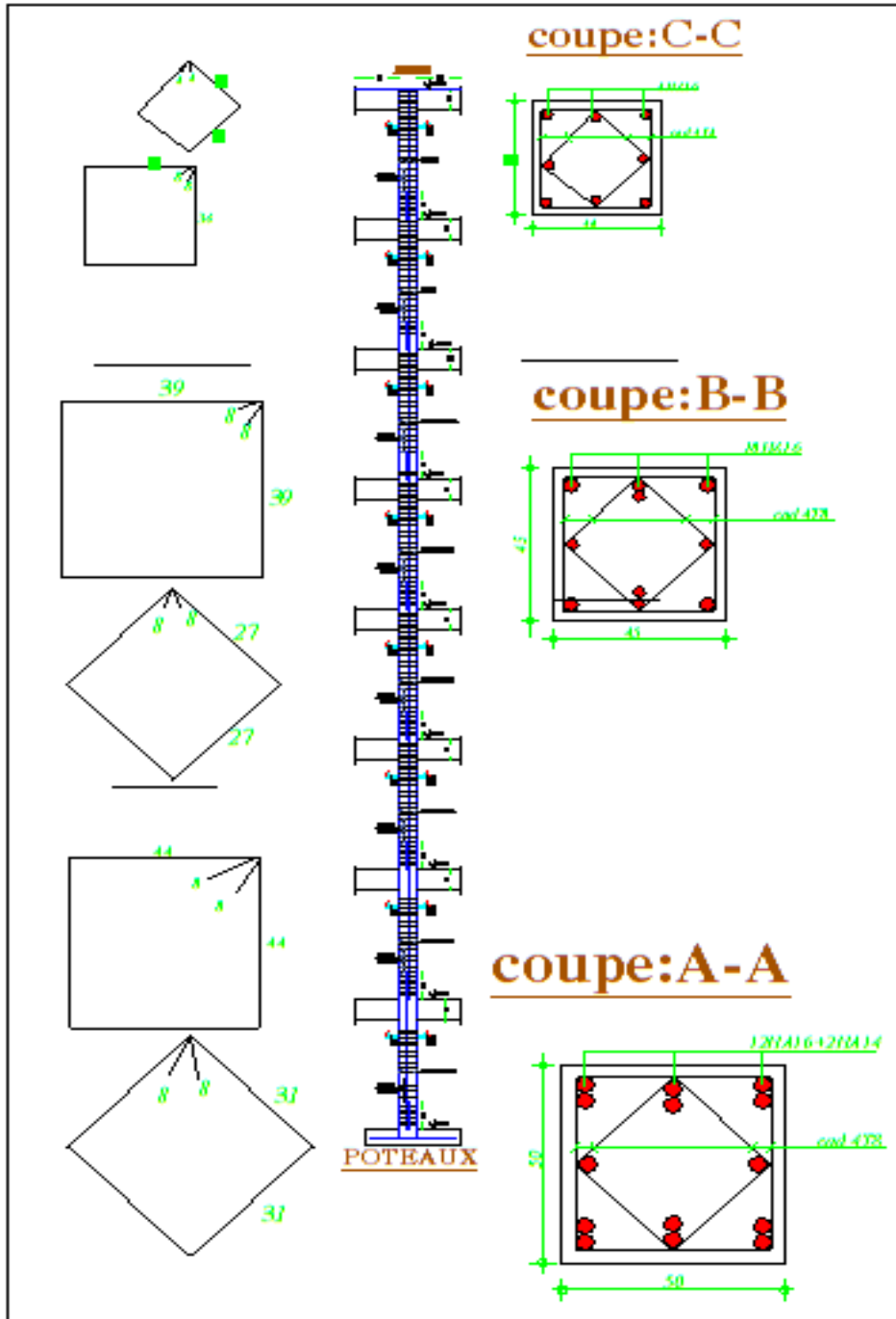
PLAN DU PLANCHER NIV.: 24.48m ech:1/50

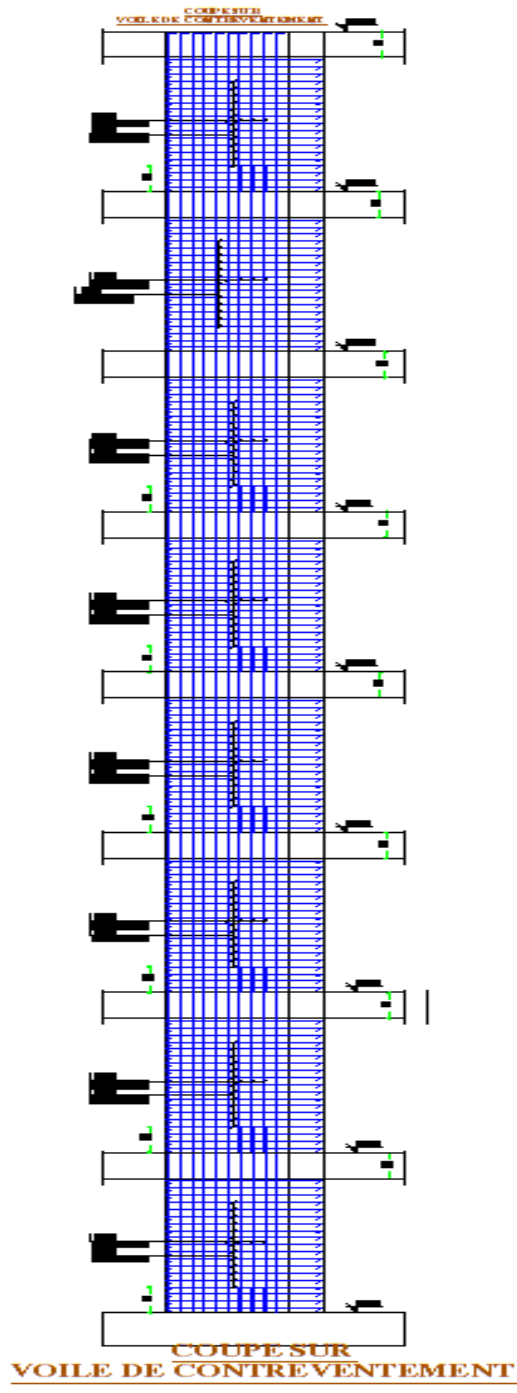
COUPE SUR POUTRELLES

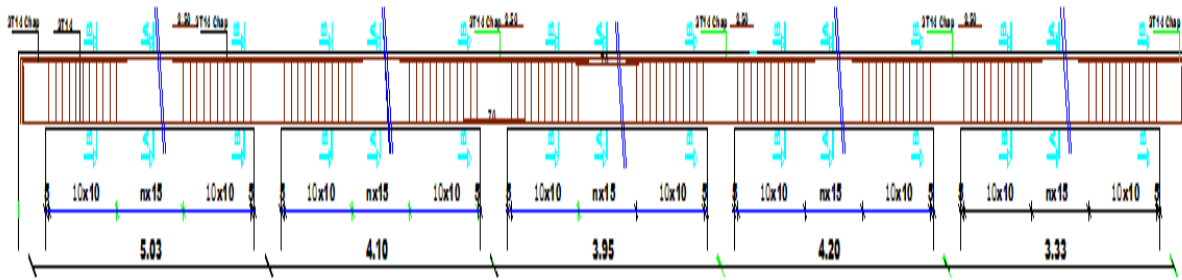




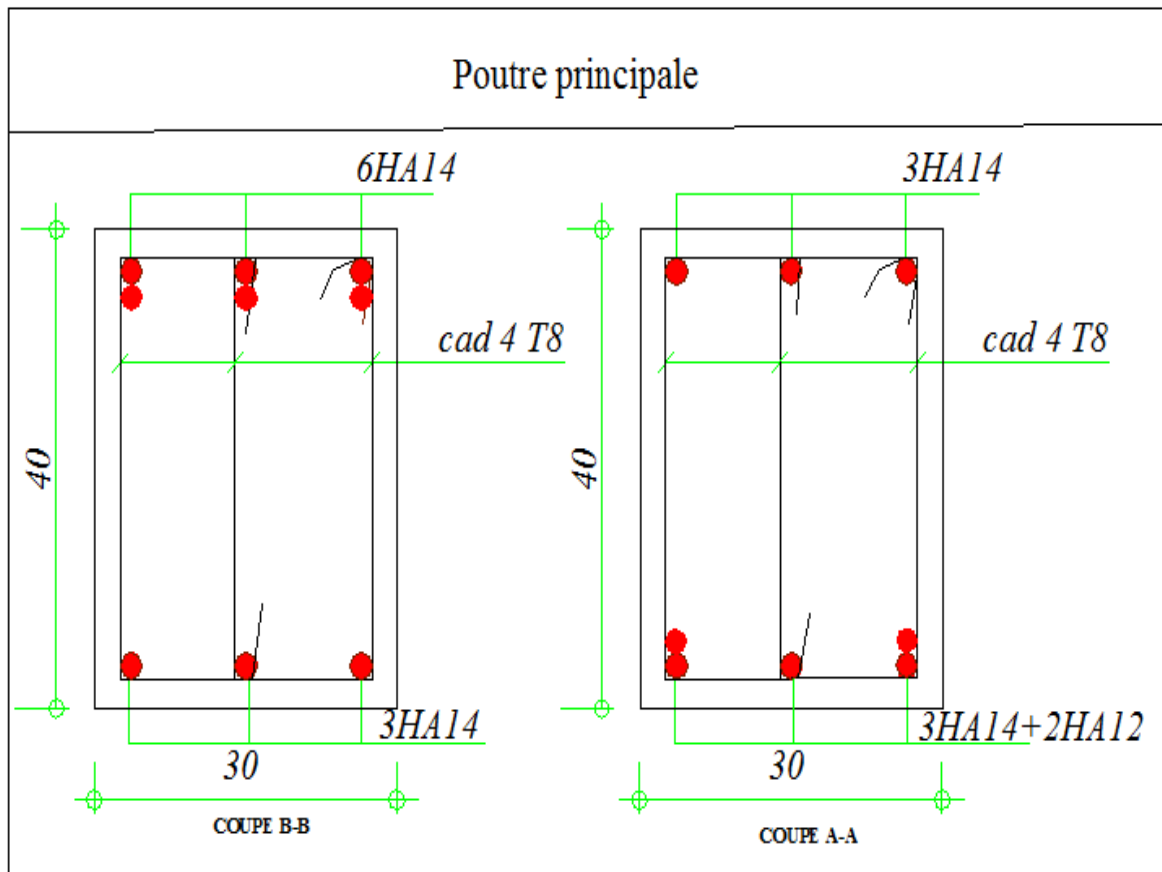
COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

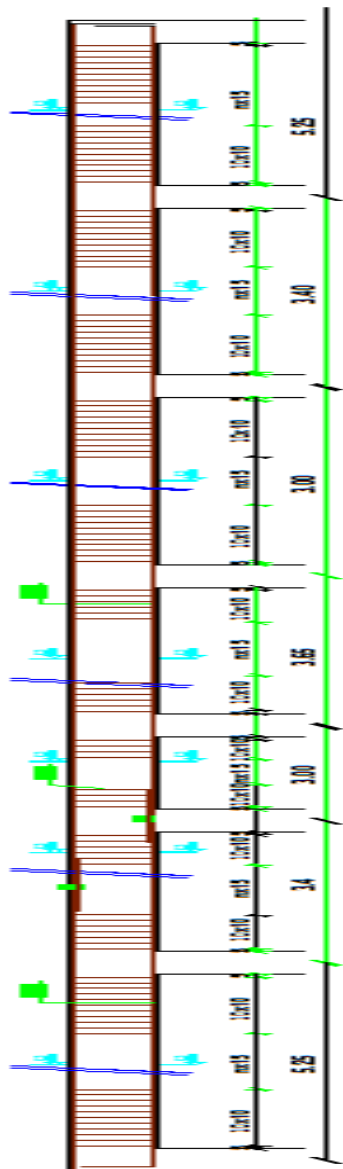






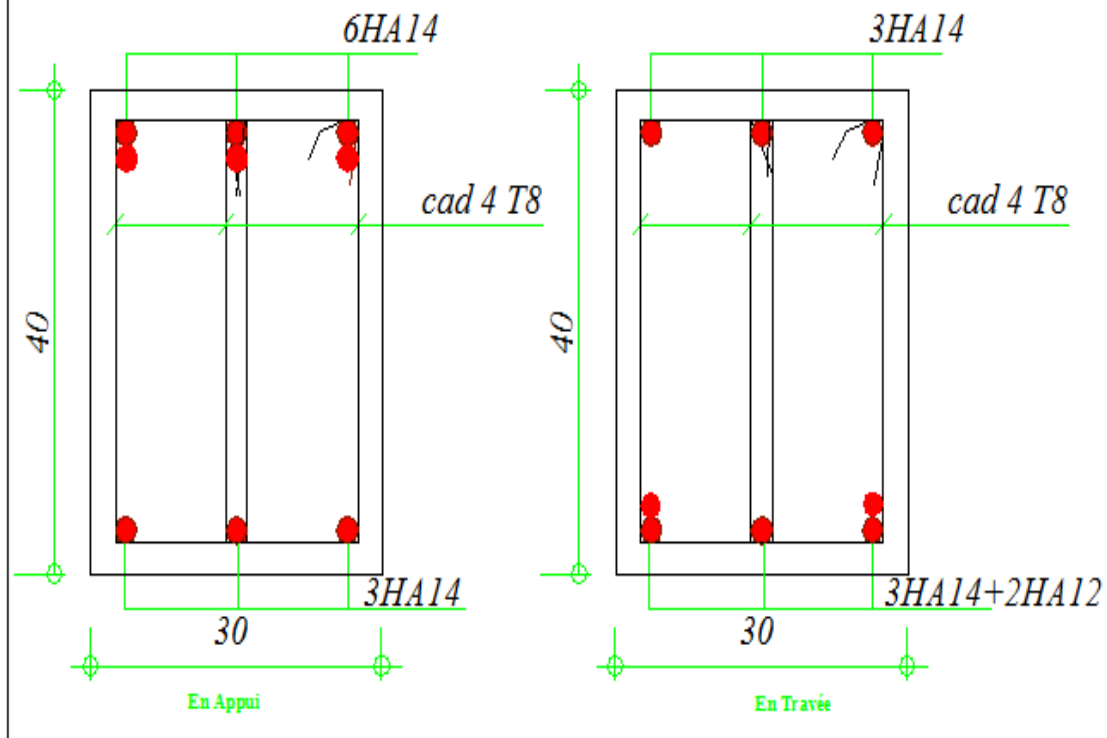
Poutre principale

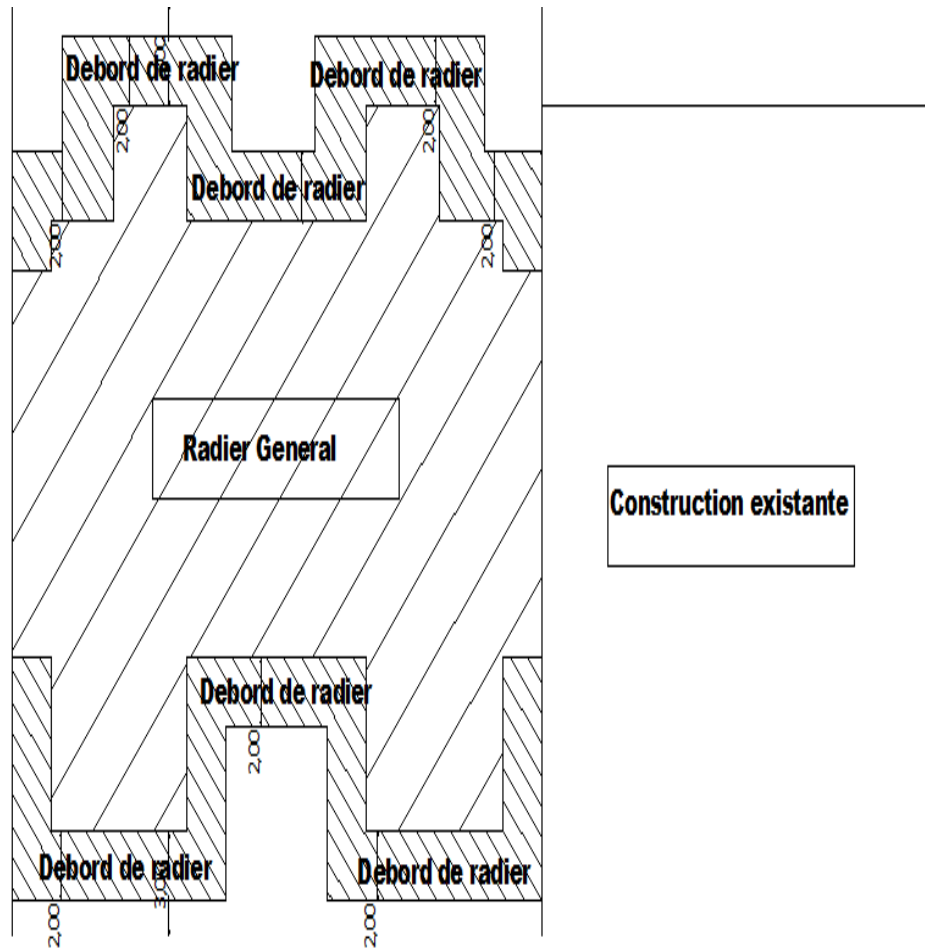




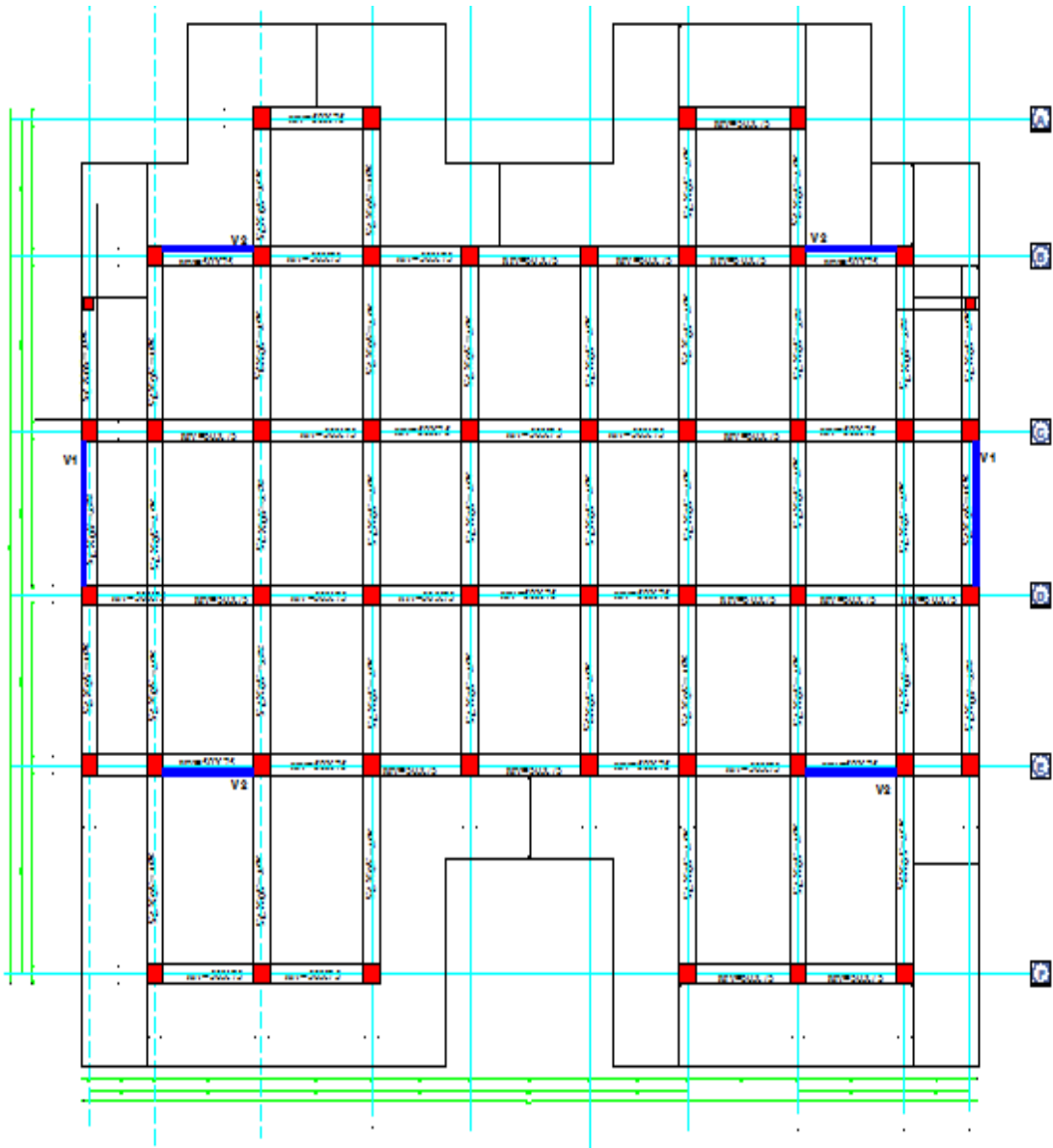
Poutre secondaire

Poutre secondaire

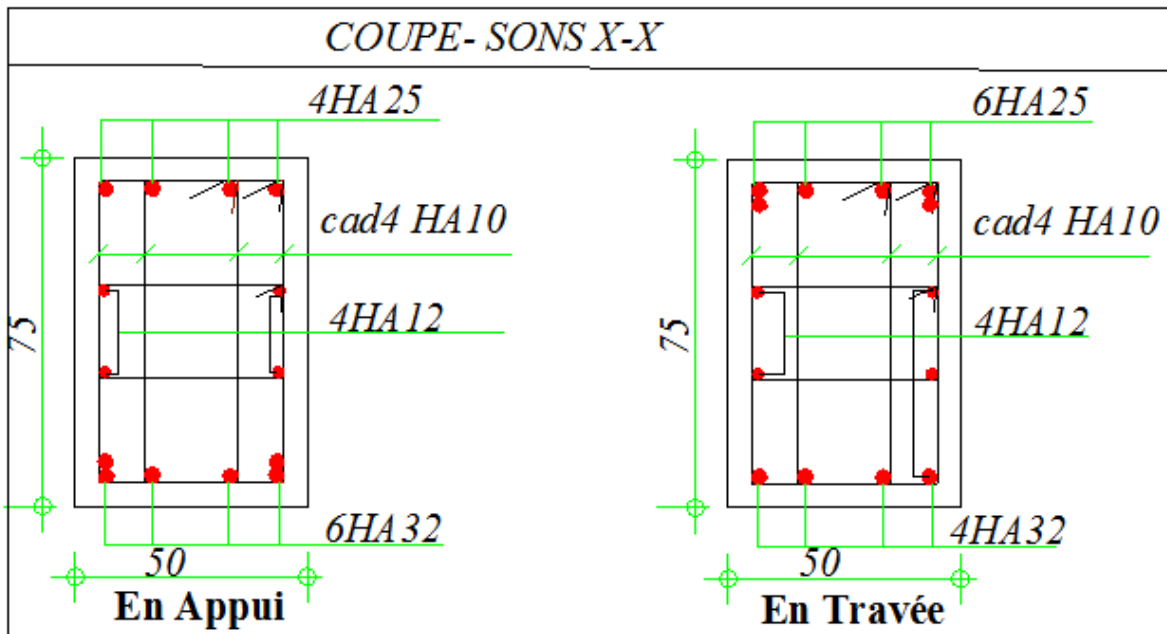
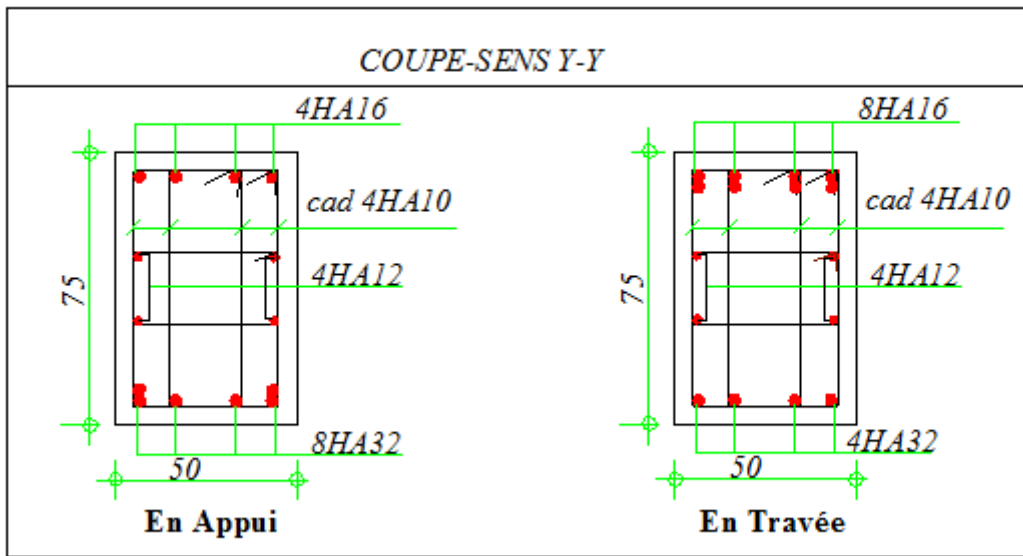


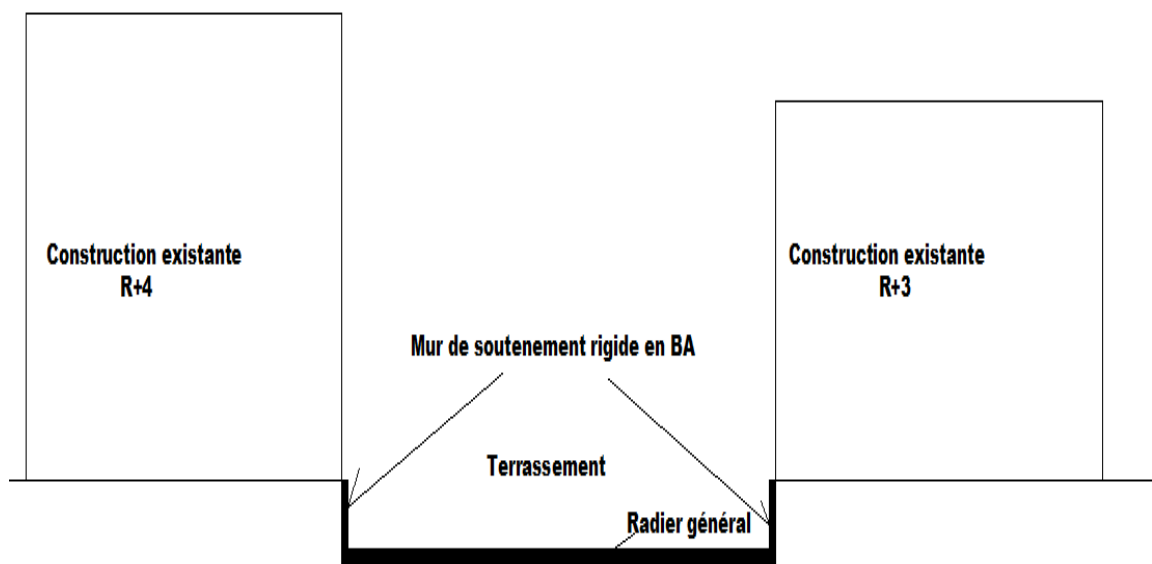


vue sur fondation en radier



Radier general





Plan de Terrassement