

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE AHMED DRAIA D'ADRAR
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE



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

OPTION : STRUCTURES





Thème :

**Etude d'un bâtiment d'habitation R+3 implanté
sur un sol gonflant à Adrar**

Présenté par : GANOUNE Abdelkrim

Soutenu le : 20 / 10 / 2020

Devant le jury composé de :

	Dr. BENNACER Lyacine	Univ. D'ADRAR	Examineur 1
	Dr. BALEGH Benamar	Univ. D'ADRAR	Examineur 2
	Pr. SEMCHA Abdelaziz	Univ. D'ADRAR	Encadreur
	Pr. MEKERTA Belkacem	Univ. D'ADRAR	Co-Encadreur

Année Universitaire : 2019 / 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي يُضَوِّبُ الْمَوْتَى
إِنَّ رَبَّهُ لَسَدِيدٌ
إِلَىٰ عَرْشِهِ الرَّحِيمُ
الَّذِي يُرْسِلُ الرِّيَّاحَ
تُضَوِّبُ السَّحَابَ الْمَوْبِقَ
الَّذِي يُرْسِلُ السَّمَكَ
الْمَوْبِقَ وَهُوَ الْعَلِيمُ
الْحَكِيمُ الَّذِي يُخَوِّضُ
الْبُلُوكَ فِي الْبَحْرِ الْمَوْجِ
وَهُوَ السَّمِيعُ الْبَصِيرُ
اللَّهُمَّ صَلِّ عَلَىٰ مُحَمَّدٍ
وَعَلَىٰ آلِ مُحَمَّدٍ
وَبَارِكْ وَسَلِّمْ

dedicas

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

- ❖ Après de grands efforts, je remercie Dieu le tout-puissant et le loue pour sa grande grâce pour m'avoir fait aboutir cet humble travail,
- ❖ Je remercie également mes chers parents qui m'ont guidé tout au long de mes études, par leur amour et leur patience. Que Dieu les aide et guide leurs pas dans leur vie, et fasse du paradis leur confort,
- ❖ À toutes les personnes qui m'ont aidé à terminer ce travail et poursuivre mon apprentissage,
- ❖ À mes chères sœurs et mes chers frères ainsi qu'à toute ma famille sans exception,
- ❖ Pour toute ma promotion de Master 2 de Génie Civil,
- ❖ À ceux qui ont collaboré à la réalisation de cette thèse.
- ❖ Enfin, à tous ceux qui me sont chers.

GANOUNE ABDELKRIM

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Le Bon Dieu de nous garder en bonne santé pour la mise en œuvre de ce projet de fin d'études,

Je remercie également ma famille pour les sacrifices consentis pour que je puisse terminer mes études.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon coach le Pr. SEMCHA Abdelaziz ainsi qu'au Pr. MEKERTA Belkacem, qui m'ont donné confiance et assistance scientifique ainsi que leur expérience.

Resume

Le travail présenté dans ce mémoire est une note de calcul relative à un bâtiment à usage d'habitation implanté à Adrar, zone classée non sismique dans le règlement parasismique algérien.

Après description sommaire du bâtiment nous avons procédé aux descentes des charges pour les différents planchers. Les planchers sont en corps creux et les ossatures en portiques (Poteaux & Poutres).

Les éléments non structuraux ont aussi été calculés selon les règles de l'art en vigueur, après quoi nous avons calculé les fondations conformément à la contrainte admissible du sol donnée par rapport géotechnique et vu que le sol est gonflant, nous avons opté pour un radier général.

Le contreventement a été calculé avec le logiciel "SAP 2000", qui nous a fourni les paramètres de calcul des différentes structures.

Les ferrailages ont été calculés suivant les directives du règlement "BAEL".

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé BAEL, SAP2000, Règlement Parasismique Algérien, sol gonflant.

ABSTRACT :

The study presented in This memory is a calculation sheet relative to a building for habitation usage located in ADRAR, zone classified non seismic in the paraseismic rule of Algeria.

After a summary description of the building we have proceeded to reduce of charges for the different floors. The floors are in crotched bodies and the structure of resistance is in porticus (posts and beams).

The non structural elements were also calculated of art ingeneerofter which we've calculated the foundations as general raft on blowing up soil as given by geotechnic report.

The structure of résistance was calculated via software ‘SAP2000’ and ‘ROBOT’ which we've been provider by the paramètres of the différent scrapayes calculation.

The reinforced iron were calculated with the roule BAEL.

Key words :

Building, Reinforced Concrète, SAP2000, paraseismic rule of Algeria., blowing up soil.

ملخص

العمل في هذه المذكرة هو عبارة عن إجراء حساب متعلق ببنائية سكنية بإدرار و التي تصنف ضمن المناطق اللازلالية في قانون RPA .
بعد الوصف المجمال للبنائية قمنا بحساب قانون تراجع الحمولات لمختلف الأسقف التي تحتوي الجسم المجوف للبنائية المقاومة للدعامة عمود - عارضة .
العناصر اللاهيكالية وضعت حسب قوانين الهندسة المنتظمة بعد ذلك قمنا بحساب الاساساة علا شكل حصيرة عامة وفق إجهاد التربة المسموح به المعطى من طرف التقرير الجيوتقني .

البنية المقاومة تم حسابها باستعمال (sap2000) اللذان يسمحان بمعرفة مختلف مميزات الحديد المستعمل في التسليح المحسوب باستخدام BAEL

الكلمات المفتاحية:

العمارة، الخرسانة المسلحة، الشرعة، تأثير، تغير، SAP2000.

Table des matières

Introduction générale

I-2-Présentation de l'ouvrage

I.1) Introduction.....	4
I.2) Présentation de l'ouvrage.....	4
I.3) Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	5
I.4) Caractéristiques géotechniques du sol	6
I. 5) Conception de la structure.....	7
I. 6)Type de coffrage utilisé	8
I.7) Caractéristiques mécaniques des matériaux	8
I.8) Les règlements utilisés	11
I.9) Les logiciels utilisés	11

II-Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction	13
II.2. Pré dimensionnement du plancher.....	13
II.2.1 Planchers à corps creux	13
II .3. Pré dimensionnement des poutres.....	14
II.4. Pré dimensionnement les poutrelles	15
II.5. Pré dimensionnement escaliers	16
II .6.Pré dimensionnement L'acrotère.....	18
II.7.Descente des charges.....	18
II.8. Pré dimensionnement des poteaux.....	22

III-Etude des planchers

III.1) Introduction	32
III.2) Etudes des poutrelles	32
III.3.Méthode des trois moments	32
III.3.1.Evaluation des charges.....	33
III.4. Détermination du ferrailage	40
III.5. Vérification des flèches	44
III.6) Etude de la table de compression	50

IV-Etude des éléments non structuraux

IV.1.Introduction	50
IV.2.Acrotère	50
IV.3) Calcul de Ferrailage	52
IV.4.Étude des escaliers.....	58

Table des matières

IV.4.1. calcul de ferrailage de la volée	62
IV.4.2.Vérification de l'effort tranchant.....	64
IV.5. Calcul de la poutre palière.....	65
IV.5.1. Pré dimensionnement	65
IV.6.Calcul du Ferrailage	67
V-Ferrailage des portiques	
V.1) Introduction	71
V.2.Étude des poteaux	71
V.2.1.Méthode de calcul.....	72
V.2.2.Détermination de la zone nodale	73
V.3.Ferrailage des poteaux	74
V.3.1.Vérification de l'effet tranchant.....	75
V.4.Ferrailage des poutres.....	77
V.4.1.Calcul du ferrailage.....	77
V.4.2.Vérification de l'effort tranchant.....	79
V.3.3 Vérification des armatures selon le RPA99	80
VI-Etude de l'infrastructure	
VI-1- Introduction	85
VI-2- _Caractéristiques géométriques du sol	85
VI.2.1 Les fondations isolées	86
VI.2.2 Les fondations filantes	86
VI.2.3 Les radiers	86
VI .3. Etude de radier	87
VI.3.1 Définition.....	87
VI.3.2.Calcul du radier	87
VI.3.3.Les sollicitations	88
VI.3.4 : Combinaisons d'actions	90
VI.3.5. Vérification des contraintes sous radier	91
VI.3.6 Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	92
VI.4 Ferrailage du radier	92
VI.4.1 Ferrailage des dalles	92
VI.4.2 Exemple de calcul.....	93
VI.4.3. Ferrailage des poutres apparentes.....	95
Conclusion générale	101

Liste des figures

Chapitre I: présentation du projet

Fig.I.1 : Vue le plan de bâtiment	5
Fig. I.1 Diagramme Contrainte déformations du béton.....	9
Fig. I.3 Diagramme contrainte déformation.....	10

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

Fig(II.1) : Dalle à corps creux	14
Fig(II.2) : Coupe transversale d'une poutre principale.....	14
Fig (II.3) : Coupe transversale d'une poutre secondaire.....	15
Fig. (II.4) : pré dimensionnement des poutrelles.....	15
Fig. (II-05) : Schéma d'escalier.....	17
Fig. :(II.6) L'Acrotère.....	18
Fig.(II.7): Coupe du plancher terrasse inaccessible (corps creux).....	19
Fig_(II.8) : Coupe du plancher étage courant (corps creux).....	20
Fig. II.9:schéma statique représentant la hauteur libre d'un étage.....	23
Fig. II.10:La surface afférente de chaque poteau.....	25

Chapitre III: Etude des planchers

Fig. (III.1) : Calcul des trois moments	32
Fig. III.2: types de poutrelles.....	34
Fig. III.3.Vues en plan les différents type poutrelles.....	34
Fig. (III-4) : Section de calcul en travée.....	41
Fig. (III.5) : Section de poutrelle.....	46
Fig. (III-8) : Schéma de ferrailage.....	50

Chapitre IV: Etude des éléments non structuraux

Fig. (IV-1) : Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique.....	52
Fig. IV.2.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	56
Fig. IV.3. Schéma de l'escalier à 2volées.....	58
Fig. IV.4. Schéma statique de l'escalier.....	58
Fig. IV-5 Diagrammes des sollicitations des escaliers.....	59
Fig. IV. 6 Diagramme des moments retenus.....	60
Fig. IV-7 Diagrammes des sollicitations.....	61
Fig. IV. 8 Diagramme des moments retenus.....	62
Fig.IV.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	65
Fig.IV.10.Schéma de la poutre palière.....	65
Fig. IV.11 : section de calcul.....	67

Liste des figures

Fig. IV.12: Coupé de la poutre pilier	69
V-Ferraillage des portiques	
Fig.V.1 Les moments fléchissant.....	71
Fig.V.3 : Diagramme l'effort tranchant.....	72
Fig.V.4 : Diagramme l'effort normal.....	72
Fig.V.5 Délimitation de la Zone nodale.....	73
Fig. V.6 : Sollicitations sur les poteaux.....	74
Fig. V.7: Section réduite du béton	74
Fig. V.8 : Disposition de la zone.....	76
Fig. V.9 : Disposition des armatures.....	77
Fig. V.10. : Section de calcul.....	78
Fig. V.11. : Disposition des armatures.....	82
Fig. V.12 : Disposition des armatures de la Poutre secondaire.....	83
VI-Etude de l'infrastructure	
Fig. VI-1 : type de fondation superficielle.....	85
Fig.VI-2 : Semelle isolée	86
Fig.VI.3 Schéma du Radier	87
Fig. VI .4 Cheema de portée le plus grand.....	93
Fig. VI.5 : Répartition des charges sur les poutres principales.....	95
Fig. VI.6. : Répartition des charges sur les poutres secondaires.....	95
Fig. VI.7 : Dimension de la nervure.....	96
Fig. VI.8 : Ferraillage de la poutre principale.....	97
Fig.VI.9 : Ferraillage de la poutre secondaire.....	97
Fig. VI.10 schéma statique de débord.....	98

Liste de Tableau

Chapitre II: Prédimensionnement des éléments

Tableau (II.1): charge de plancher terrasse accessible.....	19
Tableau (II-2):charge de plancher terrasse inaccessible.....	19
Tableau (II.3):charge de plancher étage courant et RDC	20
Tableau (II.4):charge de Mur extérieur.....	21
Tableau (II-5) : Mur intérieur.....	21
Tableau (II.6) : Evaluation des charges du palier.....	21
Tableau (II.7) : Evaluation des charges permanentes de la volée.....	21
Tableau (II.8) : Section du poteau central les plus sollicité.....	26
Tableau. (II.9) : Vérification de Condition de flambement.....	26
Tableau. (II. 10) : Section des poteaux d'angle.....	28
Tableau.(II.11) : Vérification des Conditions de flambement.....	28
Tableau. (II.12): Section des poteaux Rive.....	29
Tableau.(II.13) : Vérification de Condition de flambement.....	30

Chapitre III: Etude des planchers

Tableau (III-1) : évaluation des charges sur les poutrelles.....	33
Tableau :(III.2). Sollicitation de calcul des poutrelles type 1.....	37
Tableau :(III.3).Sollicitation de calcul des poutrelles type 2.....	38
Tableau :(III.4).Sollicitation de calcul des poutrelles type 3.....	39
Tableau :(III.5).Sollicitation de calcul des poutrelles type 4.....	40
Tableau : III.6 : résumé le ferrailage des autres types de poutrelles	43
Tableau III.7.Ferrailage des poutrelles.....	49

Chapitre IV: Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U) des escaliers.....	60
Tableau .IV.2 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S).....	62
Tableau IV.3. Ferrailage de l'escalier.....	63

Chapitre V-Ferrailage des portiques

Tableau .V.1: Moments fléchissant et Efforts normaux.....	73
Tableau : V.2. Récapitulatif de ferrailage des poteaux	76
Tableau V.3: Sollicitations des poutres.....	78
Tableau V-4 : récapitulatif du ferrailage des poutres.....	81
Tableau V.5 : Disposition des armatures.....	82
Tableau V.6 : Disposition des armatures des Poutres secondaires.....	83

Liste de Tableau

Chapitre VI- Etude de l'infrastructure

Table VI.1. Somme des réactions pour différentes combinaisons d'action.....	88
Table VI.2. Dimensionnement des nervures.....	96
Tableau VI.3. Ferrailage des poutres principales.....	96
Tableau VI.4. Ferrailage des poutres secondaire.....	97

Liste des Notations

Mser : Moment de calcul de service

N : Effort normal

Nu : Effort normal de service

Nser : Effort normal en service

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU)

PP : poutre principale

PS : Poutre secondaire

Q : Action ou charge variable

S : Section

T : Effort tranchant

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section

d : Hauteur utile

e : Excentricité, épaisseur, Enrobage

Fe : Limite d'élasticité de l'acier

Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

Ftj : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour

fc28 : Résistance à la compression du béton calculé à 28 jours

ft28 : Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton

H : Hauteur totale d'une section de béton armé.

I : Rayon de giration d'une section

J : Nombre de jours

K : Coefficient en général

L : Longueur ou porté

L_f : Longueur de flambement

L_s : Longueur de scellement

N : Coefficient d'équivalence acier-béton

St : Espacement.

λ : Elancement.

E : Epaisseur, Indice des vides.

F : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

Liste des Notations

Lf : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

D : Hauteur utile.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime.

Mser : Moment à l'état limite de service.

Mt : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv : Flèche due aux charges de longue durée.

Ifi : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

Ifv : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

Eij : Module d'élasticité instantané.

Evj : Module d'élasticité différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Introduction générale

Le travail que nous présentons dans le cadre du projet de fin d'études pour une maîtrise en génie civil option construction civile consiste à étudier un immeuble résidentiel social de 3 étages. Le choix de ce sujet était la raison pour laquelle nous devons combiner nos connaissances sur la conception de structures résistantes aux contraintes de manière économique et répondant aux exigences des règles en vigueur, pour un bâtiment à usage d'habitation. Le choix des styles et des matériaux utilisés est conforme aux règles de l'art appliquées dans notre pays. Les calculs sont présentés de façon détaillée en fonction des plans d'architecture fournis, permettant de schématiser les ferraillements à produire dans les plans d'exécution.

Le travail présenté est ordonné en six chapitres :

Le premier chapitre : présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux

Dans Le deuxième chapitre : dimensionnement des éléments structuraux

Le troisième chapitre : étude des planchers

Dans le quatrième chapitre : étude des éléments non structurels

Le cinquième chapitre: calcul du ferraillement des portiques

Dans le sixième et dernier chapitre : étude des infrastructures et des fondations

Le projet est situé dans "La Wilaya d'Adrar, exactement Bordj Badji Moukhtar", qui est classée (zone zéro 0) sur la carte sismique R.P.A 99.

Tous les calculs pour ce projet sont effectués selon les règles du B.A.E.L 91 et du `` R.P.A 99 Algérien Arth quaker Régulation "".

Chapitre I

Présentation du projet

I.1) Introduction :

En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite les connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la stabilité, et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le facteur « économie », qui doit être pris en compte.

L'étude de bâtiment fait appel en plus des connaissances sur les règles de calcul du béton armé, des notions de résistance des matériaux, de géotechniques et des règles de l'art de l'acte de bâtir. En effet, cette étude englobe les connaissances sur la majorité des matières de la spécialité génie-civil. Ce travail constitue donc un intérêt particulier pour les jeunes ingénieurs et leur offre une opportunité à rassembler l'ensemble des connaissances acquises durant les cinq années de formation.

I.2) Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage étudié est un bâtiment (R + 3) à usage habitation, situé à Adrar (zone 0) classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 addenda 2003).

Le bâtiment est constitué de :

- ✓ Un rez-de-chaussée (RDC), reposant directement sur un sol préparé à cet effet (hérissonnée). Le RDC est destiné à un usage d'habitation.
- ✓ Trois étages d'habitation portés par une structure en poutres et poteaux en béton armé.
- ✓ Une terrasse accessible aux usagers de l'habitation, servant à des tâches accessoires (petits regroupements, lingerie...)
- ✓ Un système de fondations adapté à la nature du sol d'assise. Il est nécessaire de bien étudier le sol vu que nous avons un sol argileux gonflant qui pose des problèmes à la structure.
- ✓ Les structures secondaires (escaliers, acrotères, ...) seront aussi prises en considération.

I.3) Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Le projet a une forme rectangulaire avec un décrochement. Les dimensions sont les suivantes :

Dimension en plan..... 25,73x 12,95 (m²)

Hauteur totale15,81 m

Hauteur du RDC3,57 m

Hauteur des étages courants..... 3,06 m

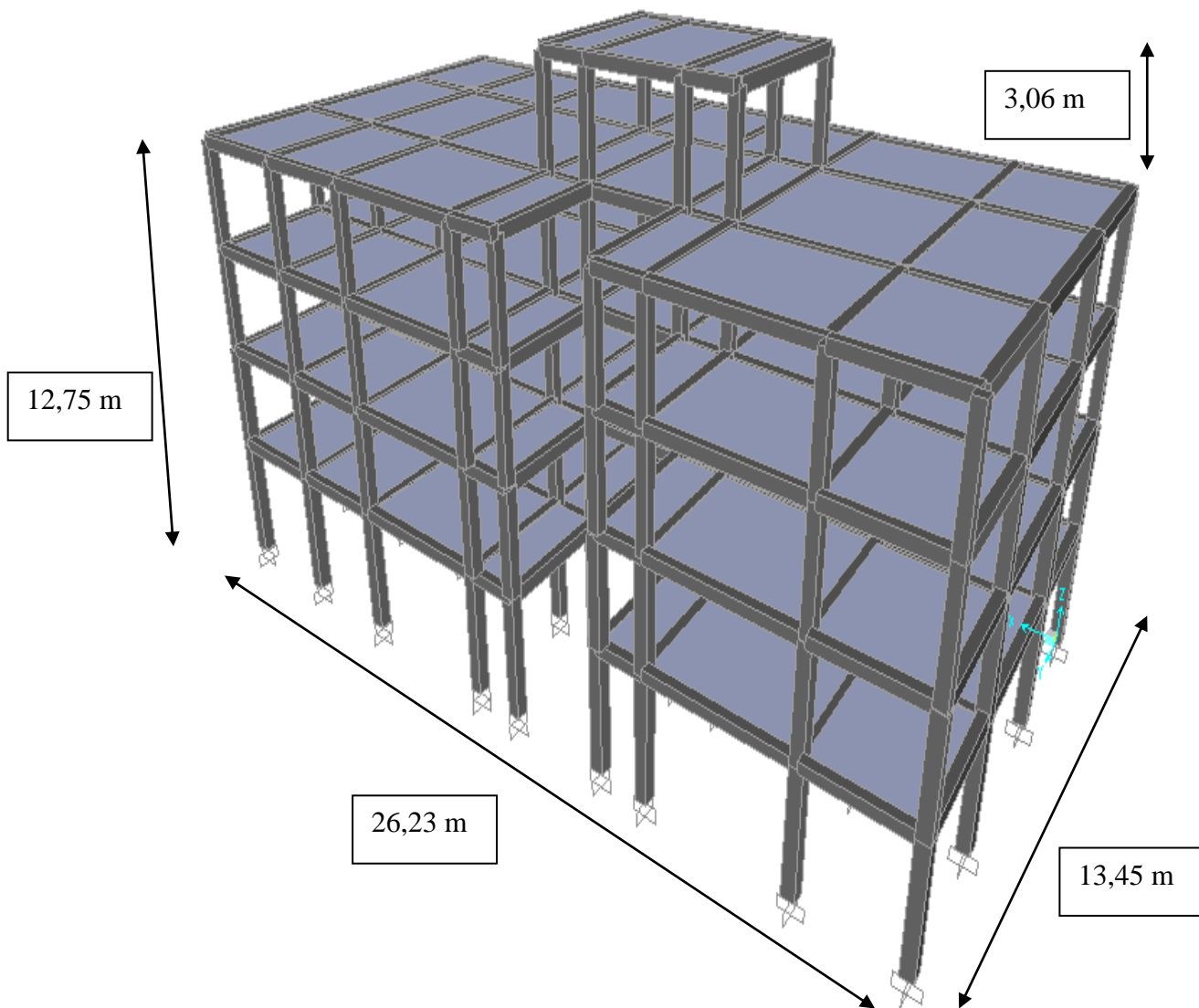


Fig.I.1 : Vue le plan de bâtiment

I.4) Caractéristiques géotechniques du sol :

- ❖ Le sol d'assise de la construction est un sol gonflant d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols,
- ❖ La contrainte admissible de sol est $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$.
- ❖ Pour Profondeur d'ancrage $D = 1,30 \text{ m}$. Il y a lieu de dépasser toute épaisseur de remblai éventuel.

Le sol est frottement agressif vis-à-vis du béton ordinaire, le pourcentage de sulfates atteint la valeur 1,359%, donc il faut utiliser un ciment résistant aux sulfates type HTS / CRS pour tous les ouvrages en contact avec le sol.

Le sol renferme des marnes très plastiques. A cet effet il est recommandé de prendre toutes les dispositions nécessaires qui s'imposent dans ce cas :

- ↳ Canalisation étanches,
- ↳ Eviter toute stagnation d'eau,
- ↳ Traitement des VRD (trottoirs, regards, écoulement vers le collecteur principal,
- ↳ Drainage périphérique autour des blocs (caniveaux).

❖ Les éléments de la construction :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures et les murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : escaliers.

❖ Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques » :

- Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.
- Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou les équipements stockés. Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de chocs.

I. 5) Conception de la structure :**❖ Planchers :**

Nous avons utilisé un seul type de plancher; plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse muni d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

❖ Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telles que le vent. En utilisant pour cela :

- Des portiques constitués par des poteaux et des poutres.

❖ Les Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticale des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

❖ Maçonnerie :

Elle se compose d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit :

-Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.

-Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

❖ Terrasse :

La terrasse du bâtiment est accessible, et la toiture sur escaliers est inaccessible.

❖ Revêtement :

-Enduit en ciment pour les murs et les plafonds.

-Carrelage granito pour les planchers et les escaliers.

❖ Fondations :

L'infrastructure, composée d'éléments structuraux, et le système de fondation doivent former une unité solide, de sorte que cette unité doit être capable de transmettre les charges horizontales vers le sol, en plus des charges principales, afin de réduire le nivellement différentiel. Le système de fondation doit être homogène et doit s'adapter à la nature du sol.

Dans ce cas, le sol de fondation est classé comme « sol gonflant », nous optons pour des fondations en radier général.

I.6) Type de coffrage utilisé :

Les éléments structuraux « Poteaux, Poutres » sont réalisés par un coffrage métallique ou en bois. Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.7) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**❖ Le Béton :**

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

❖ **Composition du béton :**

- 350 kg/m³ de ciment de classe CPA325.
- 400 litres de sable de diamètre 0/5.
- Ajouter les fractions 3/8 et 8/15
- 800 litres de gravier de diamètre 15/25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

❖ **Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance à la compression est égale à la rupture par compression à « j » jours sur un cylindre de 200 cm² de section.

- Compression : $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$ « pour j = 28 jours ».
- Traction : $f_{T28} = 0,6 + 0,06 f_{C28} = 2,1 \text{ MPa}$.

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

- Module instantané : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Module différé : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,9 \text{ Mpa}$.

❖ **Contrainte de calcul de béton comprimé :**

☀ **Etat limite ultime de résistance « E.L.U.R »**

La déformation du béton à la compression.

Si : $\zeta_{bc} \quad 0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]}$ I.7.

La courbe est sous forme d'une parabole.

Si : $2\text{‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ I.8.

La courbe est sous forme d'un rectangle.

Avec : $\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t < 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$ I.9.

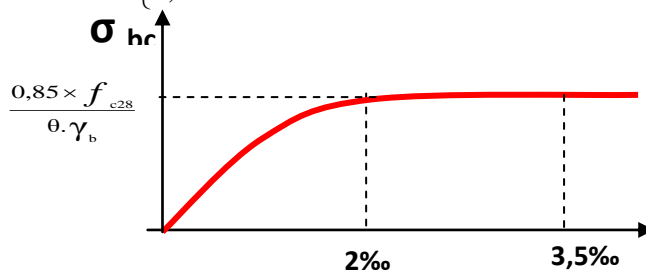


Fig. I.1 Diagramme Contrainte déformations du béton

☀ **Etat Limite Service « E.L.S » :**

La contrainte admissible du béton à la comparé : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

❖ **Les Armatures en acier :**

Les armatures en acier ont pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections de pièces comprimées. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées. Les armatures d'acier utilisées dans le béton armé sont fabriquées en barres laminées à chaud et en fils étirés à froids.

❖ **Type d'acier utilisé :**

- Barres lisses \Longrightarrow Fée 235
- Barres à haute adhérence \Longrightarrow FeE400
- Treillis soudé de diamètre 6 à haute adhérence \Longrightarrow FeE520

❖ **Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont dégagées de façon empirique avec des essais de traction, en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ζ .

❖ **Etat Limite Ultime « E.L.U » :**

F_e : Limite d'élasticité de l'acier : $F_e = 400 \text{ Mpa.}$

✓ γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15.$ $\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1,15 \times 2 \times 10^5} = 1,739 \text{ ‰.}$

✓ $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle

E_s : Module d'élasticité de l'acier $E_s = 2 \times 10^5$

Si : $\zeta_s < \zeta_L \Rightarrow \sigma_s = \zeta_s \times E_s.$ $\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668 \text{ Mpa.}$

$\Rightarrow \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa.}$ $\mu_L = 0,8 * \alpha_L (1 - 0,4 \alpha_L) = 0,392.$

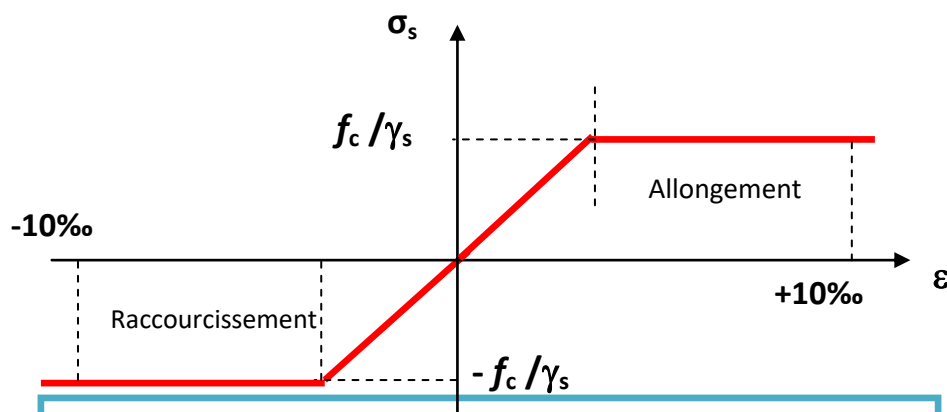


Fig. I.3 Diagramme contrainte déformation

❖ Combinaisons de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « **E.L.U.R** » sont :

1. Pour les situations durables : $P1 = 1,35 G + 1,5 Q$.

❖ Les combinaisons de calcul à l'état limite de service: $P2 = G + Q$.

Avec : G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

I.8) Les règlements utilisés :

- R.P.A 99.
- B.A.E.L 91 Modifié 99.
- R.P.A 99 Version 2003.
- C.B.A 93.
- D.T.R.

I.9) Les logiciels utilisés :

➤ **SAP2000 (Version 14)** : c'est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau, ponts, tunnels, barrages ...).

AUTOCAD 2014: c'est un logiciel permet de dessin ou de conception des plans des ouvrages de génie civil et des travaux publics

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments structuraux

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1.Introduction :

La présente partie est consacrée au pré dimensionnement des éléments de la structure tels que les poutres principales, les poutres secondaires, l'épaisseur du plancher en satisfaisant la condition de flèche. La section transversale des poteaux fait partie de ce chapitre. Le contreventement de l'ouvrage est assuré par un système de portiques auto-stables. Les dimensions telles que l'épaisseur est prédéfinie par le règlement parasismique algérien. Donc le dimensionnement de la totalité des éléments répond aux :

- Les règles BAEL 91.
- Les règles de RPA 99 version 2003.
- les règles CBA 93.

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

❖ Définition :

Les planchers sont des surfaces horizontales supportant des charges verticales également réparties ou concentrées, permanentes (poids des éléments) ou d'exploitation (surcharges). Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

On va utiliser des planchers à corps creux pour tous les étages de l'habitation.

II.2.1 Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué des poutrelles installées entre corps creux de longueur 55cm. Ces deux éléments sont couverts par une chape de béton constituant la dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad (C, B, A93)$$

Avec : h_t : est l'épaisseur totale de ce plancher

l : est la plus grande portée entre nus d'appuis

Dans notre cas, on a :

$$ht \geq \frac{474 - 30}{22,5} = \frac{440}{22,5} = 19,55cm$$

Soit un plancher d'épaisseur (16 + 4) cm tel que :

$$\begin{cases} h = 16 \text{ cm} : \text{est l'épaisseur du corps creux.} \\ h_0 = 4 \text{ cm} : \text{est l'épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

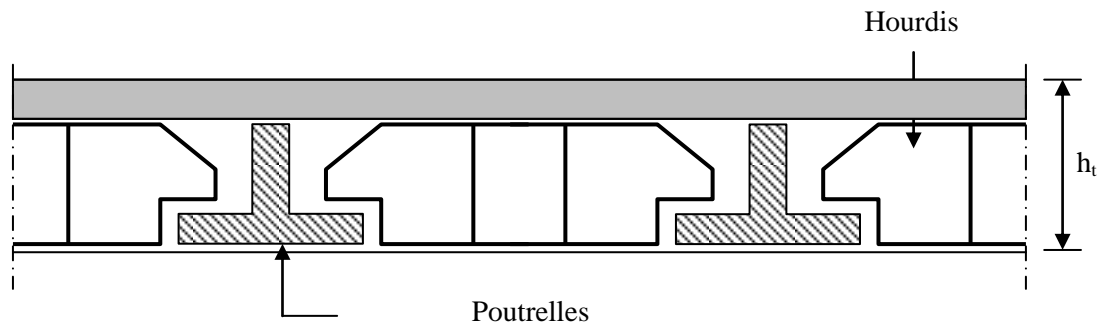


Fig. (II.1) : Dalle à corps creux

II.3. Prédimensionnement des poutres:

❖ **Définition :**

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre doit vérifier la condition de la flèche suivante:

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

h_p : Hauteur de la poutre.

L : la longueur de poutre (prise entre axes des poteaux).

Il est recommandé que la hauteur doit vérifier les rapports suivants exigés par le RPA 99 version 2003, à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Art 7.5.1 (RPA 99 version 2003)}$$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} b: \text{Largeur de la poutre.} \\ h: \text{hauteur de la poutre.} \end{array} \right.$

❖ **Poutres principales:** L=505cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{505}{15} \leq h_p \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.36 \leq h_p \leq 50,5 \\ 0,4h \leq b \leq 0,8 h \quad \longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 32 \end{array} \right.$$

On adopte : $h_p = 40cm$ On adopte : $b=30cm$

Selon RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} 40 \geq 30cm \\ 30 \geq 20cm \\ 1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

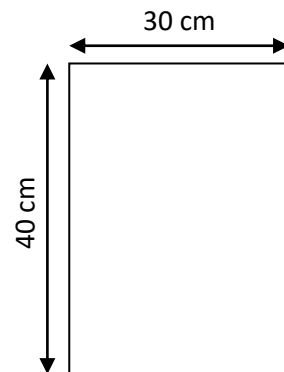


Fig. II.2 : Coupe transversale d'une poutre principale

❖ **Poutres secondaires :** $L=425\text{cm}$ $\frac{474}{15} \leq h_p \leq \frac{474}{10} \Rightarrow 31,6 \leq h_p \leq 47$

On adopte : $h_p = 35\text{cm}$

Selon RPA 99 version 2003 : On adopte : $b = 30\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} 35 \geq 30\text{cm} \\ 30 \geq 20\text{cm} \\ 1,16 \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc les sections des poutres principales et secondaires sont:

Poutres principales : $(40 \times 30) \text{ cm}^2$

poutre secondaires : $(35 \times 30) \text{ cm}^2$

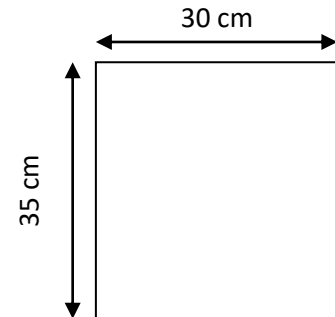


Fig. II.3 : Coupe transversale d'une poutre secondaire

II.4. Pré dimensionnement des poutrelles :

❖ **Définition :**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

❖ **Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis)

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

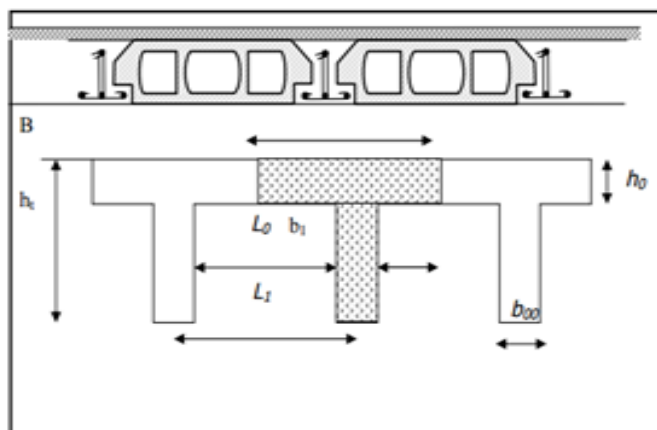


Fig. (II.4) : pré dimensionnement des poutrelles.

- h_t : La hauteur de la nervure
- h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

- b_0 : Le largueur de la nervure

D'après le prédimensionnement on a un plancher (16 + 4) cm

D'après les règles BAEL 83(Art .A.4.1.3) la largeur de la table de compression est calculé à partir de la plus faible des valeurs de (b_1) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (L_n - b_0)/2 \\ b_1 \leq L/10 \\ 0,3d \leq b_0 \leq 0,5d \end{array} \right.$$

Avec :

- L : la portée entre nus d'appuis de la travée considéré.
- L_n : la distance entre axe des nervures.

Suivant les normes algériennes (DTC.B.C.22) la distance L_n est prise généralement égale : a 60 cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 h_t \leq b_0 \leq 0,8 h_t \\ 6,4 \leq b_0 \leq 12,8 \quad \text{donc } b_0 = 12 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min \left(\frac{L_{\max}}{10}; \frac{L_1}{2} \right) = (44 ; 30) \quad \text{on suppos } L_1 = 60 \text{ cm entre deux axes :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = \min \left(\frac{L_1 - b_0}{10}; \frac{L_1}{2} \right); \quad 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \\ b_1 = \min (24; 44 ; \quad 24 \leq b_1 \leq 32) \quad \text{donc } b_1 = 24 \text{ cm} \quad / \quad b = 2 (24) + b_0 = 60 \end{array} \right.$$

II.5. Prédimensionnement escaliers :

❖ Définition :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Ils sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- a). Rapidité d'exécution.
- b). Utilisation immédiate de l'escalier

❖ Dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier la présence des conditions suivantes :

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

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

a) Pour le RDC : ($h = 3,57$ m) :

❖ la Caractéristiques techniques

Hauteur de l'étage : $H = 3,57$ m.

Giron : $g = 30$ cm.

D'après la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: $h = 17$ cm

$n = H/h = 357 / 17 = 20$ cm contremarches par étage, et 10 par volées.

$n - 1$ marche donc $10 - 1 = 9$ marche dans un seul volée, $L = (n - 1) \cdot g = 2,70$ m

- l'angle d'inclinaison α : $\text{tg}(\alpha) = H_0/L_0 = 1.785 / 2.7 = 0.66 \rightarrow \alpha = 34,47^\circ$

- l'épaisseur de la paillasse : $\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20}$ Avec $L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,7}{0,83} = 3,23$ m

$$\frac{3,23}{30} \leq e_v \leq \frac{3,23}{20} \Rightarrow 0,107 \leq e_v \leq 0,16 \rightarrow \text{On prend une épaisseur } e_v = 15 \text{ cm}$$

- l'épaisseur du palier : $é_p = 10 \div 15$ cm \rightarrow On prend une épaisseur $é_p = 15$ cm

❖ Condition de dégagement rapide des escaliers :

$1,5 \text{ m} \leq 1$ l'embranchement ≤ 2 m pour le bâtiment public escaliers a deux quartiers en paliers

b) Pour le étages ($h = 3,06$ m) :

- ❖ la Caractéristiques techniques
- ❖ Hauteur de l'étage : $H = 3,06$ m.

Giron : $g = 30$ cm.

D'après la formule de **BLONDEL** :

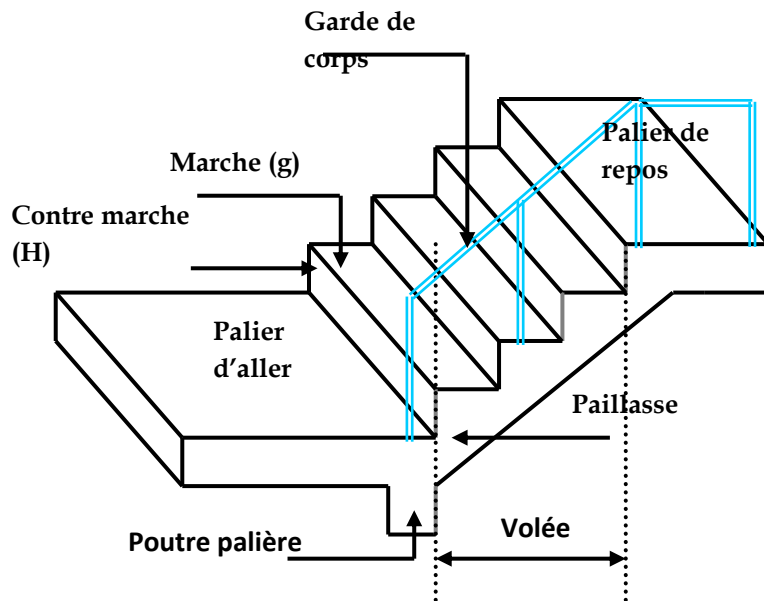


Fig. (II-05) : Schéma d'escalier

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$\text{On a: } 59 < 2h+g < 66 \Rightarrow 14,5 < h < 18. \quad \left\{ \begin{array}{l} h : \text{varié de 14 cm à 20 cm} \\ g : \text{varié de 22 cm à 33 cm} \end{array} \right.$$

Pour: $h=17$ cm

$n=H/h=306/17=18$ contre marches par étage, et 9 par volées, $L=(n-1).g=2,40$ m

• l'angle d'inclinaison α : $\text{tg}(\alpha) = H_0/L_0 = 1.53/2.4 = 0.63$; $\alpha = 32.51^\circ$

• l'épaisseur de la paillasse : $\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20}$

$$\text{Avec } L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,4}{0,84} = 2,84 \text{ m}$$

$$\frac{2,84}{30} \leq e_v \leq \frac{2,84}{20} \Rightarrow 0,09 \leq e_v \leq 0,142 \rightarrow \text{On prend une}$$

épaisseur $e_v=14$ cm

• l'épaisseur du palier : $e_p=10 \div 15$ cm \rightarrow On prend une épaisseur $e_p=15$ cm

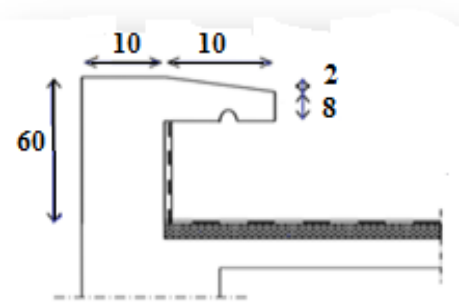


Fig. :(II.6) L'Acrotère

II.6. Pré dimensionnement L'acrotère :

❖ Section transversale :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + ((0.02 \times 0.2)/2) \Rightarrow S = 0.069 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids propre} = 0.069 \times 2500 = 172,5 \text{ kg/ml.}$$

Revêtement en enduit de ciment :

$$0.02 \times 2000 [0.6 + 0.2 + 0.08 + 0.1 + 0.5] = 59.2 \text{ Kg/ml}$$

$$G = 172.5 + 59.2 = 231.7 \text{ Kg/m l} = 2,317 \text{ KN / ml}$$

II.7. Descente des charges : (DTR B.C.2.2)

❖ Introduction :

La descente de charge a pour objectif d'étudier la distribution des charges dans une structure. Lors de cette étude, on détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments porteurs de la structure cela nous permet des les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure

Il existe quatre familles d'éléments porteurs :

- ✓ Les porteurs horizontaux (plancher ou dalle poutre) situé dans un plan horizontal.
- ✓ Les porteurs verticaux (poteaux, murs) situé dans un plan vertical.
- ✓ Les fondations.

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

- Rôle de descente des charges :
 - ✓ Evaluation des charges (G et Q) revenant aux poteaux, etc.
 - ✓ Vérification de la section des éléments porteurs.

❖ Les charges appliquées sur le bâtiment :

- ❖ Plancher terrasse (accessible):

Tableau (II.1): charge de plancher terrasse accessible.

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,44
3	Mortier pose	0,02	20	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	forme de pente	0.10	22	2,20
6	Isolation thermique en liège	0.04	4	0,16
7	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,80
8	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge total				G = 6,68 kN/m²

- La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{terrasse} = 6.68 \text{ KN/ m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimé à
- $Q_{terrasse} = 1.5 \text{ KN/ m}^2$

- ❖ Plancher terrasse (inaccessible):

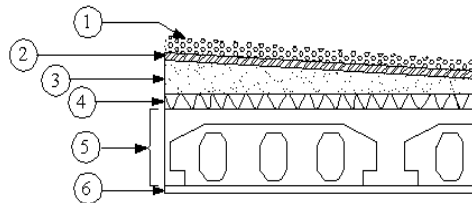


Fig.II.7: Coupe du plancher terrasse inaccessible (corps creux).

Tableau (II-2): charge de plancher terrasse inaccessible.

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	1700	85
2	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
3	forme de pente	0.04	2200	220
4	Isolation thermique en liège	0.04	400	16
5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	280
6	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
Charge total				G = 633 kg/m²

➤ $Q_{\text{terrasse inaccessible}} = 1 \text{ kN/m}^2$

❖ **Plancher étage courant et RDC (Habitation) :**

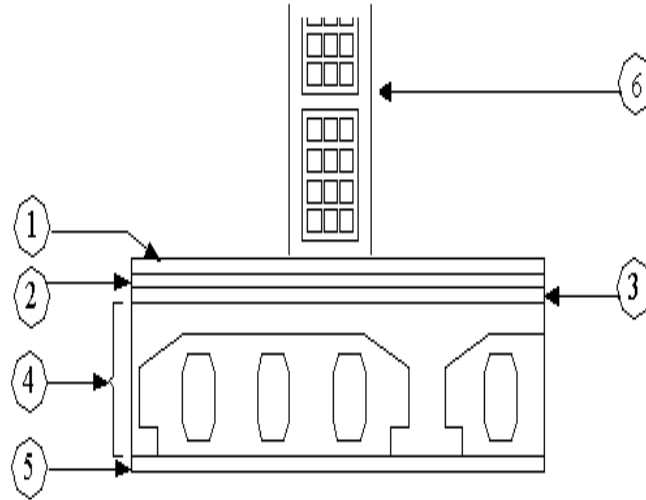


Fig. II.8 : Coupe du plancher étage courant (corps creux).

Tableau (II.3): charge de plancher étage courant et RDC

N°	Composants de plancher corps creux	e (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	13	0,26
6	Cloisons légères	0,1	10	1
Charge total				G = 5,26 kN/m²

- La charge permanente totale qu'on obtient est $G_{\text{étage}} = 5,26 \text{ kN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse accessible est estimé à $Q_{\text{étage}} = 1,5 \text{ kN/m}^2$.

❖ **Maçonnerie :**

a). **Murs extérieurs :** Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau (II.4):charge de Mur extérieur

	Composants de plancher corps creux	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creuse	0,15	9	1,35
3	Brique creuse	0.10	9	0,9
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0,20
Charge total				G = 2.81 kN/m²

Tableau (II-5) : Mur intérieur

1	Enduit extérieure en ciment(ep = 2cm) ; (0,18×2)	0,36KN/m ²
2	Brique creuse(ep = 10cm)	0,9KN/ m ²
3	vide d'air (ep = 5cm)	0KN/ m ²
4	Brique creuse (ep = 10cm)	0,9KN/ m ²
5	Enduit intérieur en plâtre (ep = 2cm); (0,1×2)	0,2KN/ m ²
Charge permanente		G = 2,36KN/ m²

❖ Descente des charges du Palier :

Tableau (II.6) : Evaluation des charges du palier

Matériaux	Epaisseur (m)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0,02	2200	44
Mortier de pose	0,02	2000	40
Lit de sable	0,02	1800	36
Dalle en BA	0,15	2500	375
Enduit ciment	0,02	2000	40

$G = 535 \text{ kg/m}^2$ $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

❖ Volée :

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

Matériaux	Epaisseur (m)	p (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Carrelage	0,02	2200	44
Mortier de pose	0,02	2000	40
Lit de sable	0,02	1800	36
Marche	0,17	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	0,12	2500	$(2500 \times 0,12) / \cos 32,52 = 356$
Enduit ciment	0,02	2000	40
Gardes corps	/	/	90

$G = 793 \text{ kg/m}^2$ $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.8. Prédimensionnement des poteaux:

Pour le Prédimensionnement des poteaux de notre structure, on utilise un calcul basé sur la descente de charge 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**.
- ♦ La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99** (Article : 7.4.1).

❖ Critère de résistance :

- ♦ Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule ci-dessous.
- ♦ D'après le B.A.E.L 91 (critère de résistance) :

$$Br \geq \theta \cdot \frac{k \cdot \beta \cdot Nu}{\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} \quad \dots\dots\dots (I)$$

$$(I) \Rightarrow Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \dots\dots\dots (II)$$

$$\text{Avec : } A = \frac{Br}{100} \quad ; \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad , \quad \text{et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1.2} = 0.71 \Rightarrow Nu \leq 0.71 \left[\frac{Br \cdot 25}{0.9 \cdot \gamma_b} \right] + Br \cdot \frac{400}{100 \cdot 1.15}$$

$$\Rightarrow Nu \leq Br \cdot 15.61 \Rightarrow Br \geq 0.064 \cdot Nu .$$

Tel que :

- ❖ Br : Section du poteau (en cm²).
- ❖ A : Section d'acier comprime prise en compte dans le calcul.
- ❖ f_{c28} : Resistance a la comprime de béton.
- ❖ f_e : limite d'élasticités de l'acier utilise
- ❖ γ_b : 1,5 Cas durable , γ_s : 1,15 cas accidentel

α : Coefficient dépendant de élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda / 35)^2) \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 (50 / \lambda)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

On suppose que $A = 0$ (cas le plus défavorable). D'où : $Br \geq 0.064.Nu$

❖ Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

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

$$Q = Q \times S_{aff} \quad , \quad G = N.S_{aff} + [(PP_p + PP_s).n]$$

- N : charge permanente cumulée a un niveau donne.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- PP_p : poids propre des poutres principales.
- PP_s : poids propre des poutres secondaires.
- n: Nombre d'étage supporte par chaque poteau.
- L aff pp : Longueur afférente de la poutre principale.
- L aff ps : Longueur afférente de la poutre secondaire.

❖ Surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est à usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$: Terrasse accessible. Et Terrasse inaccessible $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$: Etage Courent

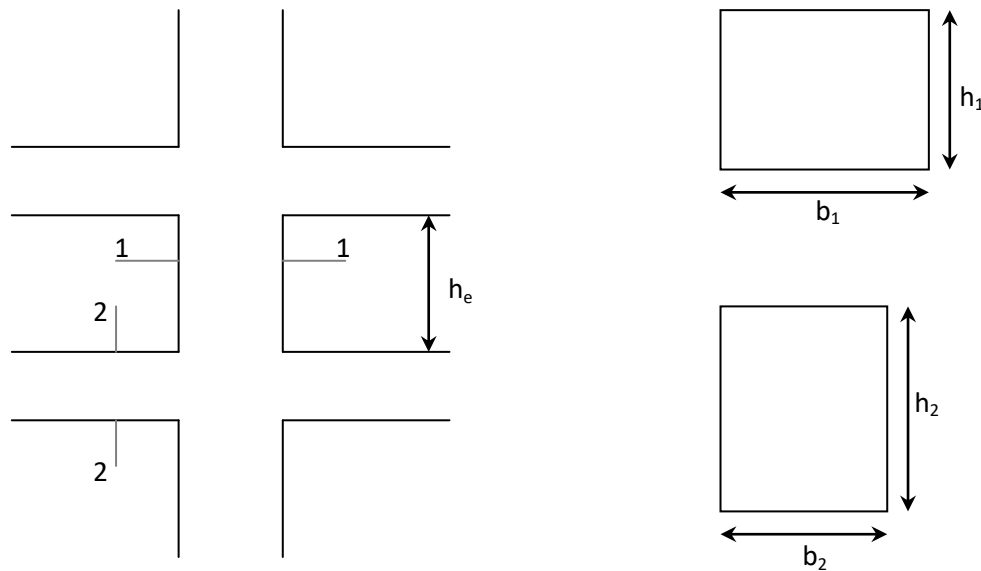


Fig. II.9:schéma statique représentant la hauteur libre d'un étage

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

❖ Remarque:

☞ Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation et les charges permanentes sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

☞ $\lambda=35$ (choix du BAEL : pour que toutes les armatures participent à la résistance, et pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93).

a) .Condition de flambement :

- Longueur de flambement L_f

Le règlement CBA93(2) définit la longueur de flambement L_f comment suit $0,7 \times L_0$

Si le poteau encastre à ses extrémités :

- ❖ Soit encasté dans un massif de fondation.
- ❖ Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans les sens considérés et le traversant de part en part.

L_0 : dans les autres cas :

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 l_0$ (poteau avec des extrémités encastres jusqu'à fondation)

☞ RDC : $L_f = 0,7 \times 3,57 = 2,499\text{m}$.

☞ Etage Courant : $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m}$.

b). condition de stabilité de forme :

Pour éviter le flambement du poteau **BAEL .91(2)**.

On sait que :

- $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec $i = \sqrt{I/B}$
- I : Moment d'inertie de la section du poteau
- B : section du béton

- λ : l'élanement $\frac{L_f}{bi}$
- $i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0,7 \times L_0$.

➤ Pour une section rectangulaire : $i = \frac{a}{2\sqrt{3}}$ donc $\lambda = 2\sqrt{3} \frac{L_f}{a}$

C). Conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone IIa : on a

- $\min (h_1, b_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min (h_1, b_1) = h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$; Avec h_e : la hauteur libre d'étage.

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

- Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau rectangulaires :

Nous avons trois types de poteaux on prend le poteau le plus sollicité pour chaque type :

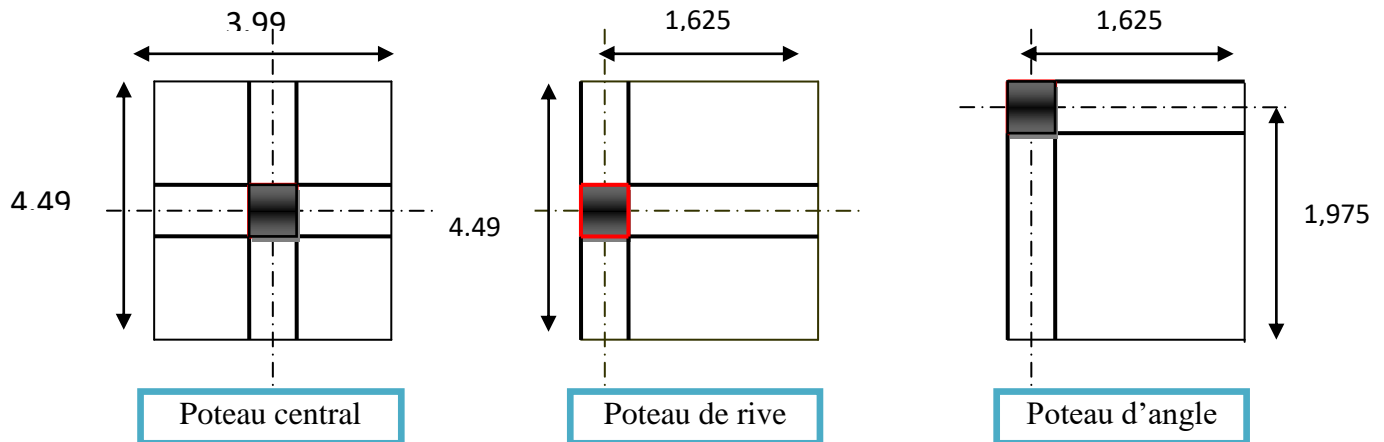


Fig. II.10: La surface afférente de chaque poteau

- ❖ Exemple de calcul de poteau le plus sollicité :

- ❖ types de Poteau central :

$$S_{aff} = (4,5) \times (3,995) = 17,97 m^2$$

$$L_{aff-pp} = 5,05/2 + 3,95/2 = 4,49 m$$

$$L_{aff-ps} = 3,25/2 + 4,74/2 = 3,99 m$$

- a)- Condition de Resistance de Terrasse :

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

$$Q = Q \times S_{aff} \quad , \quad G = N \cdot S_{aff} + [(PP_p + PP_s) \cdot n]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} PP_p = P \text{ béton} \times V_{Pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,49 = 13,47 \text{ KN} \\ PP_s = P \text{ béton} \times V_{aps} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 3,99 = 10,47 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$N \times S_{aff} = 6,68 \times 17,97 = 120,039 \text{ KN}$$

$$Q \times S_{aff} = 1,5 \times 17,97 = 26,95 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1,35 (N \times S_{aff} + (PP_p + PP_s)) + 1,5 Q = 234,79 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times q_u = 270,02 \text{ KN} \quad \text{donc} \quad Br \geq 172,81 cm^2$$

- ❖ D'où $Br = 172,81 cm^2$ $Br = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = b = \sqrt{Br} + 2$

$$a = 15,14 cm$$

$$\text{On adopte } (35 \times 35) cm^2.$$

- b) Condition de flambement:

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{L_f}{a} \quad * \quad L_f = 0,7 \times 3,06 = 214,2 cm \quad * \quad \alpha = \frac{0,85}{1,2} = 0,71$$

$$\text{donc :} \quad \lambda = 3,46 L_f / 35 = 21,17 \leq 35 \dots\dots cv$$

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

❖ **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:**

❖ Vérification pour un poteau carrée (35×35):

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow b \text{ et } h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq \left[\frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \right] \dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[\frac{35}{35} = 1 \right] < 4 \dots\dots \text{C.V}$

Donc, un poteau de $(35 \times 35) \text{ cm}^2$ est bien convenable

Tableau (II.8) : section du poteau central le plus sollicité

Niveau	Q	G	Ppp (KN)	Pps KN	Saff cm^2	N	Nu (KN)	Br cm^2	a (cm^2)	B (cm^2)
Terrasse	1,5	6,68	13,47	10,47	17,97	/	270,02	172,81	15,14	35×35
2	3	11,94	13,47	10,47	17,97	2	500,43	320,27	19,89	35×35
1	4,5	17,2	13,47	10,47	17,97	3	730,84	467,74	23,62	40×40
RDC	6	22,46	13,47	10,47	17,97	4	961,25	615,20	26,80	40×40

❖ **Vérification de Condition de flambement:**

Tableau. (II.9) : Vérification de Condition de flambement:

Niveau	b×h cm^2	B (cm^2)	L0 (cm)	Lf (cm)	i (cm)	λ	Vérification
Terrasse	35×35	1225	357	249,9	11,78	24,70	CV
2	35×35	1225	357	249,9	11,78	24,70	CV
1et RDC	40×40	1600	306	214,2	11,54	18,52	CV

❖ **Vérification de condition R.P.A .99 . V2003 :**

❖ de poteaux carrés (40× 40):

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow b \text{ et } h = 40 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq \left[\frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \right] \dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[\frac{40}{40} = 1 \right] < 4 \dots\dots \text{C.V}$

✓ Donc, un poteau de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ est bien convenable

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

❖ Pour les poteaux carré (35×35) :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow b \text{ et } = 35 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq \left[\frac{357}{20} = 17,85 \text{ cm} \right] \dots\dots \text{C.V}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[\frac{35}{35} = 1 \right] < 4 \dots\dots \text{C.V}$

❖ Donc, un poteau de (35×35) cm^2 est bien convenable

❖ **Type de poteau d'angle :**

Poteaux sous plancher toiture :

$$S_{\text{aff}} = (1,625) \times (2,525) = 4,103 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{aff-pp}} = (5,05/2) = 2,525 \text{ m}$$

$$L_{\text{aff-ps}} = 3,25/2 = 1,625 \text{ m}$$

➤ **Charges permanentes :**

- Poutres principales : $G_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 2,525 = 7,575 \text{ KN}$
- Poutres secondaire : $G_{\text{ps}} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,625 = 4,265 \text{ KN}$
- Poids de l'acrotère : $G_{\text{acr}} = G_{\text{ac}} \times (L_0/2 + L_1/2) = 2,317 \times (4,15) = 9,615 \text{ KN}$.
- Plancher terrasse : $G = 6,33 \times 4,103 = 25,97 \text{ KN}$.
- Murs extérieurs : $G = [G \times L_0 \times (h_e - h_{\text{pp}})] + [G \times L_1 \times (h_e - h_{\text{ps}})] = 31,24 \text{ KN}$

$$\mathbf{G = 66,82 \text{ KN}}$$

➤ **Surcharge d'exploitation : Q = 1KN.**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(78,66) + 1,5(1 \times 4,103) = 112,34 \text{ KN}$$

$$N_u = q_u \times 1,15 = 129,19 \text{ KN}$$

❖ $B_r \geq 0,0064 \times 129,19 = 82,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = b = \sqrt{B_r} + 2 = 11,09 \text{ cm}^2$

❖ **Poteaux sous plancher terrasse :**

$$L_{\text{aff-pp}} = 3,95/2 = 1,975 \text{ m}$$

$$L_{\text{aff-ps}} = 3,25/2 = 1,625 \text{ m}$$

$$S_{\text{aff}} = (1,625) \times (1,975) = 3,20 \text{ m}^2$$

➤ **Charges permanentes :**

- Poutres principales : $G_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 1,975 = 5,925 \text{ KN}$
- Poutres secondaire : $G_{\text{ps}} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,625 = 4,265 \text{ KN}$
- Poids de l'acrotère : $G_{\text{acr}} = G_{\text{ac}} \times (L_0/2 + L_1/2) = 2,317 \times (3,6) = 8,314 \text{ KN}$.
- Plancher terrasse : $G = 6,68 \times 3,20 = 21,38 \text{ KN}$.
- Murs extérieurs : $G = [G \times L_0 \times (h_e - h_{\text{pp}})] + [G \times L_1 \times (h_e - h_{\text{ps}})] = 27,13 \text{ KN}$

$$\mathbf{G_T = 56,82 \text{ KN}}$$

➤ **Surcharge d'exploitation : Q = 1,5KN.**

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35\{(123,64) + (5,925 + 4,26) \times 2\} + 1,5\{(2,5) \times 3,20\} = 206,60 \text{ KN}$$

$$N_u = q_u \times 1,15 = 237,60 \text{ KN}$$

$$\diamond B_r \geq 0,0064 \times 237,60 = 152,067 \text{ cm}^2 \Rightarrow a = b = \sqrt{B_r} + 2 = 14,33 \text{ cm}^2$$

Tableau. (II. 10) : section des poteaux d'angle

Niveau	Q	G	Ppp (KN)	Pps KN	Saff cm ²	N	Nu (KN)	Br cm ²	a (cm ²)	B (cm ²)
Toiture	1	66,82	7,575	4,265	4,103	/	129,19	82,68	11,09	35×35
Terrasse	2,5	123,64	5,925	4,265	3,20	2	237,60	152,067	14,33	35×35
2	4	128,9	5,925	4,265	3,20	3	269,65	172,58	15,13	35×35
1	5,5	134,16	5,925	4,265	3,20	4	301,92	193,23	15,90	40×40
RDC	7,5	139,42	5,925	4,265	3,20	5	336,94	215,64	16,68	40×40

Tableau. (II.11) : Vérification des Conditions de flambement

Niveau	b×h cm ²	B (cm ²)	L ⁰ (cm)	L ^f (cm)	i (cm)	λ	Vérification
Toiture et Terrasse	35×35	1225	357	249,9	11,78	24,70	CV
2	35×35	1225	357	249,9	11,78	24,70	CV
1 et RDC	40×40	1600	306	214,2	11,54	18,52	CV

❖ **Vérification de condition R.P.A .99 . V2003 :**

❖ de poteaux carrés (40× 40):

- Min (b, h) ≥ 25cm ⇒ b et h = 40 ≥ 25cm..... C.V
- Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq \left[\frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \right]$ C.V
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[\frac{40}{40} = 1 \right] < 4$ C.V

✓ Donc, un poteau de (40×40)cm² est bien convenable

❖ Pour les poteaux carré (35×35) :

- Min (b, h) ≥ 25cm ⇒ b et h = 35 ≥ 25cm..... C.V
- Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq \left[\frac{357}{20} = 17,85 \text{ cm} \right]$ C.V

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[\frac{35}{35} = 1 \right] < 4 \dots \text{C.V}$

✓ Donc, un poteau de $(35 \times 35) \text{cm}^2$ est bien convenable .

❖ Type de poteau de Rive :

Poteaux sous plancher terrasse

$$S_{aff} = (1,625) \times (4,5) = 7,31 \text{m}^2$$

$$L_{\text{aff-pp}} = 3,95/2 + 5,05/2 = 4,5 \text{ m}$$

$$L_{\text{aff-ps}} = 3,25/2 = 1,625 \text{ m}$$

➤ Charges permanentes :

Poutres principales : $G_{pp} = 25 \times 0,30 \times 0,40 \times 4,5 = 13,5 \text{ KN}$

Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,30 \times 0,35 \times 25 \times 1,625 = 4,26 \text{ KN}$

Poids de l'acrotère : $G_{acr} = G_{ac} \times (L_0/2 + L_1/2) = 2,317 \times (4,5) = 10,42 \text{ KN}$

Planter terrasse: $G = 6,68 \times 7,31 = 48,83 \text{ KN}$.

Murs: $G = [G \times L_0 \times (h_e - h_{pp})] + [G \times L_1 \times (h_e - h_{ps})] = 40,24 \text{ KN}$

$$G_T = 48,83 + 10,42 + 40,24 = 99,49 \text{ KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN}$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(99,49 + 17,76) + 1,5(1,5 \times 7,31) = 174,73 \text{ KN}$$

$$N_u = q_u \times 1,15 = 200,94 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,0064 \times 133,66 = 128,60 \text{cm}^2 \Rightarrow a = b = \sqrt{B_r} + 2 = 13,34 \text{cm}^2$$

Tableau. (II.12): section des poteaux Rive

Niveau	Q	G	Ppp (KN)	Pps KN	Saff cm^2	N	Nu (KN)	Br cm^2	a cm^2	B cm^2
Terrasse	1,5	99,49	13,5	4,26	7,31	/	200,94	128,60	13,34	35×35
2	3	104,75	13,5	4,26	7,31	2	255,59	163,58	14,78	35×35
1	4,5	110,01	13,5	4,26	7,31	3	310,39	198,64	16,09	40×40
RDC	6	115,27	13,5	4,26	7,31	4	364,90	233,53	17,28	40×40

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau.(II.13) : Vérification de Condition de flambement:

Niveau	b×h cm ²	B (cm ²)	L ₀ (cm)	L _f (cm)	i (cm)	λ	Vérification
Terrasse	35×35	1225	357	249,9	11,78	24,70	CV
2	35×35	1225	357	249,9	11,78	24,70	CV
1 et RDC	40×40	1600	306	214,2	11,54	18,52	CV

❖ Vérification de condition R.P.A .99 . V2003 :

❖ de poteaux carrés (40× 40):

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow b \text{ et } h = 40 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
 - $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} \geq \left[\frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \right] \dots\dots \text{C.V}$
 - $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[\frac{40}{40} = 1 \right] < 4 \dots\dots \text{C.V}$
- ✓ Donc, un poteau de (40×40)cm²est bien convenable

❖ Pour les poteaux carre (35×35) :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow b \text{ et } = 35 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
 - $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq \left[\frac{357}{20} = 17,85 \text{ cm} \right] \dots\dots \text{C.V}$
 - $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \left[\frac{35}{35} = 1 \right] < 4 \dots\dots \text{C.V}$
- ✓ Donc, un poteau de (35×35)cm²est bien convenable .

Conclusion:

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en satisfaisant les règles de RPA99/version2003 et les différents critères. Le pré dimensionnement des éléments ainsi effectué permettra dans ce qui suit les calculs définitifs des éléments qui pourront être modifiés en cas de besoin.

Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers corps creux.

Chapitre III

Etude des planchers

III.1) Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue parmi plusieurs structures le plancher à corps creux.

La structure étudiée dans ce cas est le plancher a corps creux.

❖ **Description du plancher (CC 16+4) :**

Ce type de plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16*20*60) cm³, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.2) Etudes des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est celui d'une poutre continue sur plusieurs appuis, semi encastrée aux poutres de rives.

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe trois méthodes de calcul :

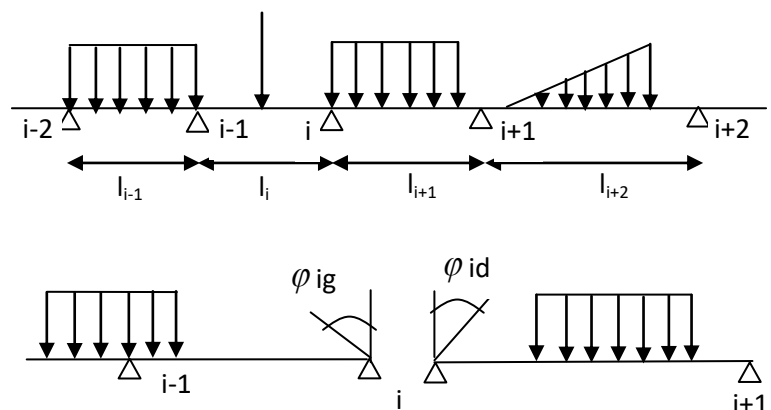
- ❖ La méthode forfaitaire
- ❖ La méthode des trois moments

Remarque :

La méthode forfaitaire est n'est pas applicable pour ce type des poutrelles car la condition $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas vérifiée, donc on va utiliser «la méthode des trois moments ».

III.3.Méthode des trois moments :

Soit une poutre continue quelconque on considère l'appui (i) ou on cherche le moment d'appui M_i



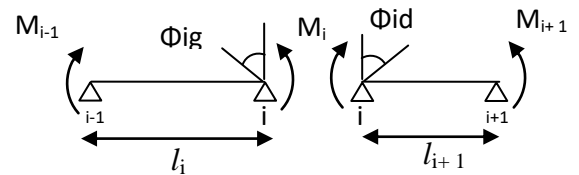
On décompose l'appui (i).

- ❖ φ_{ig} : Rotation en (i) à gauche
- ❖ φ_{id} : Rotation en (i) à droite

Fig. III.1 : Calcul des trois moments

Les rotations sont dues aux chargements extérieurs sachant que dans les appuis intermédiaires il existe des moments intérieurs, donc on peut décomposer l'appui en deux côtés.

$$\begin{cases} M1L1 + 2M2(L1 + L2) + M3L2 = -6EI(\theta^d_2 + \theta^g_2) \\ M1L2 + 2M3(L2 + L3) + M4L3 = -6EI(\theta^d_3 + \theta^g_3) \\ M3L3 + 2M3(L3 + L4) + M5L4 = -6EI(\theta^d_4 + \theta^g_4) \end{cases}$$



$$\theta^g_2 = q \cdot L_1^3 / (24EI) \quad ; \theta^d_2 = -q \cdot L_2^3 / (24EI) \quad ; \theta^d_3 = -q \cdot L_3^3 / (24EI)$$

$$\theta^g_3 = q \cdot L_2^3 / (24EI) \quad ; \theta^g_4 = q \cdot L_3^3 / (24EI) \quad ; \theta^d_4 = -q \cdot L_4^3 / (24EI)$$

Calcul des efforts tranchants :

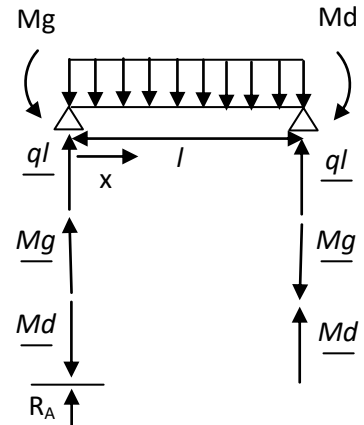
➤ **Aspect théorique**

$$R_a = \frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l}$$

$$R_a + R_b = q.l$$

$$T_x = R_a - qx$$

$$M_t^{max} = R_a \cdot x - \frac{qx^2}{2} - Mg$$



On applique ainsi la méthode des trois moments.

III.3.1. Evaluation des charges :

Les charges sont récapitulées dans le tableau suivant :

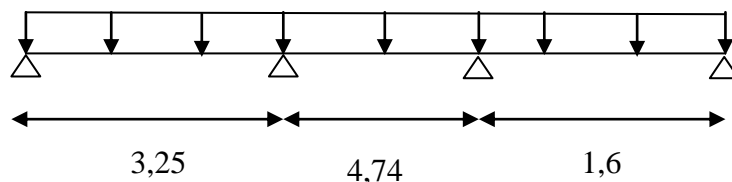
Tableau (III-1) : évaluation des charges sur les poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Nu=(1,35G+1,5Q)0,6	Ns = (G+Q)0,6
Toitures	6,33	1	6,02	4,39
Plancher terrasse	6,68	1,5	6,76	4,90
Plancher étage courant	5,25	1,5	5,59	4,05

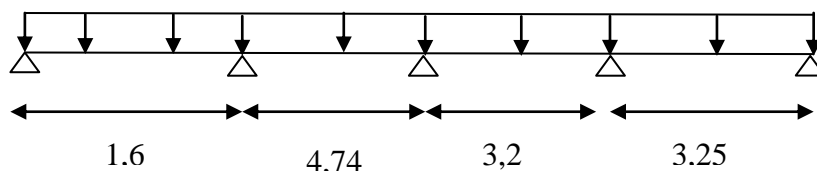
❖ **Plancher terrasse:**

Les différents types de poutrelles:

❖ **Type 01:**



❖ **Type 02:**



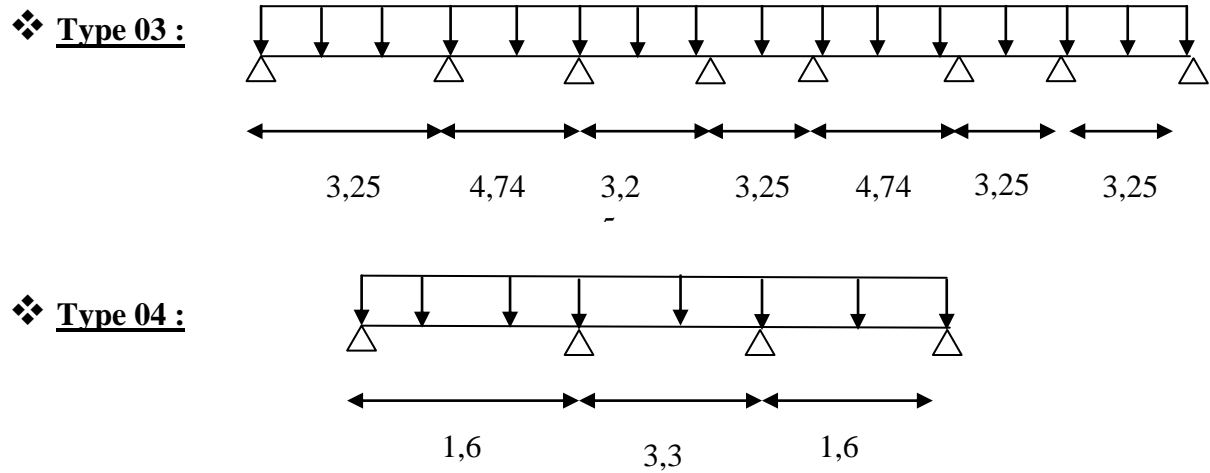


Fig. III.2: types de poutrelles

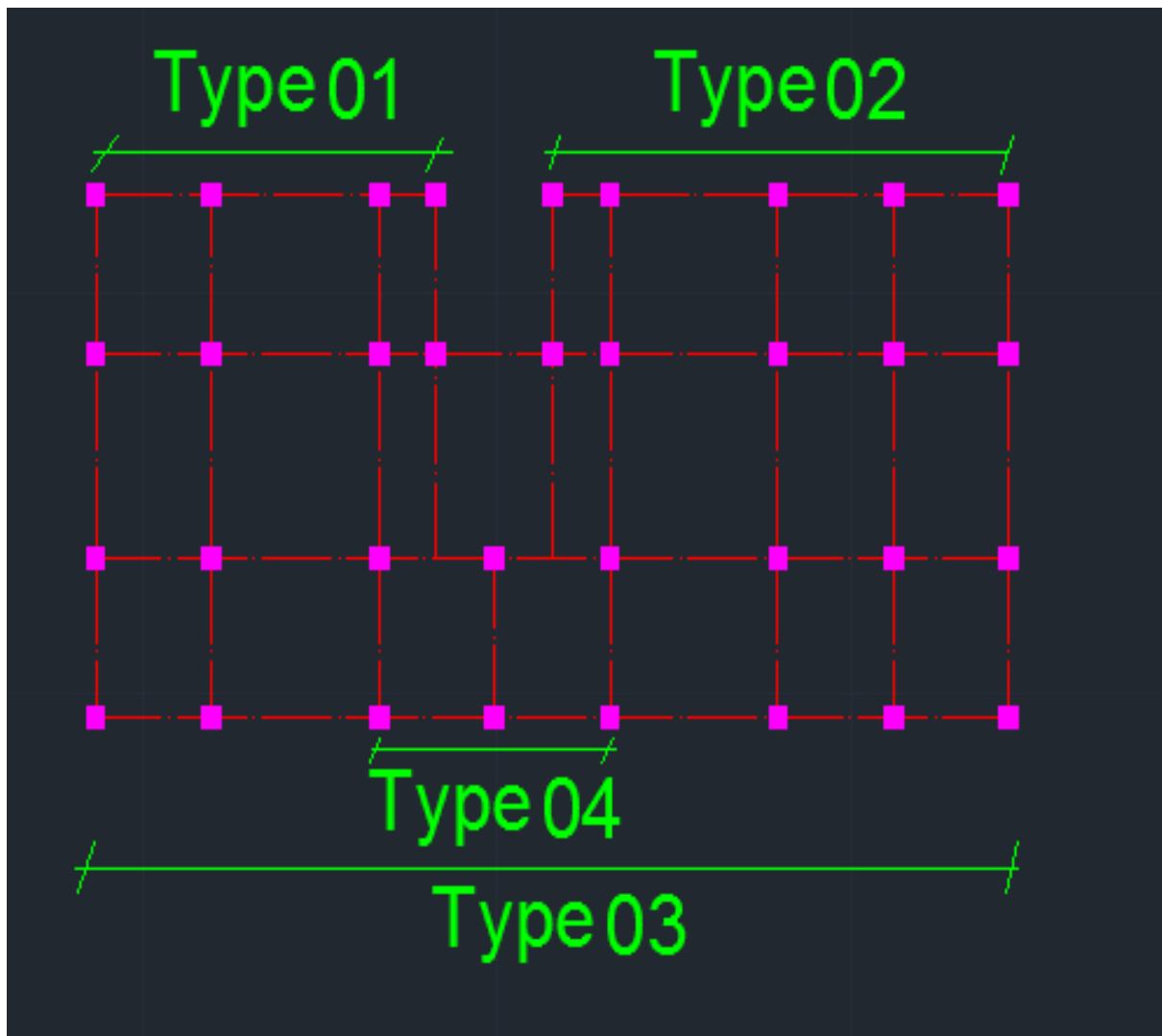


Fig. III.3. Vues en plan les différents type poutrelles

Exemple de calcul :

a).Type 1 en ELU :

A partir de l'application de la méthode des trois moments on trouve :

$$\begin{cases} M_1 L_1 + 2M_2(L_1 + L_2) + M_3 L_2 = -6EI(\theta_2^g + \theta_2^d) \dots\dots\dots 1 \\ M_2 L_2 + 2M_3(L_2 + L_3) + M_4 L_3 = -6EI(\theta_3^g + \theta_3^d) \dots\dots\dots 2 \end{cases}$$

On soit que:

$$L_1 = 3,25m. \quad , \quad L_2 = 4,74m. \quad L_3 = 1,6m. \quad M_1 = 0,2M_0 \quad M_4 = 0,2M_0 \quad M_0 = ql^2/8$$

θ_i^g et θ_i^d sont dues aux charges extérieures.

$$\theta_i^g = q \cdot L_{i+1}^3 / (24EI) \quad , \quad \theta_i^d = q \cdot L_i^3 / (24EI)$$

$$\theta_2^g = q \cdot L_1^3 / (24EI) \quad \theta_2^d = \theta_3^g = q \cdot L_2^3 / (24EI) \quad , \quad \theta_3^d = q \cdot L_3^3 / (24EI)$$

$$\begin{cases} 0,2 \times \frac{q(3,25)^2}{8} \times 3,25 + 2 \times (4,74 + 3,25)M_2 + (4,74)M_3 = -6EI \cdot \frac{(q \cdot (3,25)^3 + q \cdot (4,74)^3)}{24EI} \\ (4,74)M_2 + 2 \times (3,25 + 1,6)M_3 + 0,2 \times \frac{q(1,6)^2}{8} \times 1,6 = -6EI \cdot \frac{(q \cdot (4,74)^3 + q \cdot (1,6)^3)}{24EI} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 15,98M_2 + 4,74 M_3 = -35,05q \dots\dots\dots(1) \\ 4,74 M_2 + 12,68M_3 = -27,75q \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

Diapre (1) : $M_2 = -2,25q - 0,29 M_3 \dots\dots\dots(a)$

En remplacé (a) dans le (2) : $4,74 * [-2,25q - 0,29 M_3] + 12,68M_3 = -27,75q$

Donc $11,30M_3 = -17,08q \longrightarrow M_3 = -1,51q$

Donc:

❖ Les Moments en appuis:

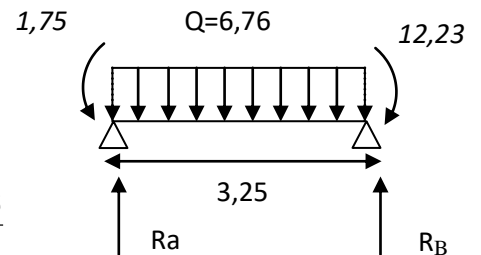
$$M_1 = -0,2 \times \frac{ql^2}{8} = -0,2 \times \frac{q(3,25)^2}{8} = -0,26q \quad , \quad M_2 = -1,81q \quad , \quad M_3 = -1,51q \quad , \quad M_4 = -0,064q$$

❖ Calcul des moments de la travée et de l'effort tranchants :

a).la travée AB : $Q_1 = 6,76kN/ml$

$$R_a = \frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \longrightarrow R_a = \frac{6,76 \times 3,25}{2} + \frac{1,75 - 12,23}{3,25}$$

$$R_B = -\frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \longrightarrow R_B = -\frac{6,76 \times 3,25}{2} + \frac{1,75 - 12,23}{3,25}$$



Donc : $R_a = 7,76 KN$ et $R_B = 14,21 KN$

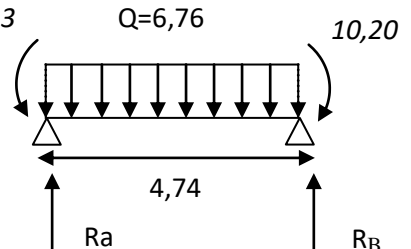
❖ $T = R_B - qx$: $T = 7,76 - (6,76) \cdot x \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 0,87m$

❖ $M_{tAB} = R_a \cdot x - \frac{qx^2}{2} - Mg$: $M_{tAB} = 7,76 \cdot (0,87) - \frac{6,76}{2} \cdot (0,87)^2 - 1,75$

$M_{tAB} = 2,44 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des moments de la travée BC et de l'effort tranchants:

$$R_a = \frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \longrightarrow R_a = \frac{6,76 \times 4,74}{2} + \frac{12,23 - 10,20}{4,74}$$

$$R_B = -\frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \longrightarrow R_B = -\frac{6,76 \times 4,74}{2} + \frac{12,23 - 10,20}{4,74}$$


Donc : $R_a = 16,44 \text{ KN}$ et $R_B = 15,60 \text{ KN}$

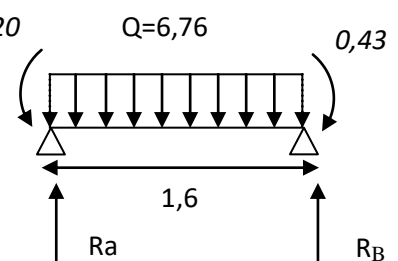
❖ $T = R_B - qx$: $T = 16,44 - (6,76) \cdot x \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,43m$

❖ $M_{tAB} = R_a \cdot x - \frac{qx^2}{2} - Mg$: $M_{tAB} = 16,44 \cdot (2,43) - \frac{6,76}{2} \cdot (2,43)^2 - 12,23$

$M_{tAB} = 7,76 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des moments de la travée CD et de l'effort tranchants :

$$R_a = \frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \longrightarrow R_a = \frac{6,76 \times 1,6}{2} + \frac{10,20 - 0,43}{1,6}$$

$$R_B = -\frac{ql}{2} + \frac{Mg - Md}{l} \longrightarrow R_B = -\frac{6,76 \times 1,6}{2} + \frac{10,20 - 0,43}{1,6}$$


Donc : $R_a = 11,51 \text{ KN}$ et $R_B = 0,69 \text{ KN}$

❖ $T = R_B - qx$: $T = 11,51 - (6,76) \cdot x \longrightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,70m$

❖ $M_{tAB} = R_a \cdot x - \frac{qx^2}{2} - Mg$: $M_{tAB} = 11,51 \cdot (1,70) - \frac{6,76}{2} \cdot (1,70)^2 - 10,20$

$M_{tAB} = 0,40 \text{ KN.m}$

❖ Les résultats des moments et des efforts tranchants de RDC et Terrasse :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau :(III.2). Sollicitation de calcul des poutrelles type 1

Type	sollicitation		Valeur Max	Diagrammes	
Type 01	Trasse	E	Moment d'appuis (KN.m)	8,80	
		L	Moment en travée (KN.m)	5,58	
		S			
		E	Moment d'appuis (KN.m)	12,23	
		L	Moment en travée (KN.m)	7,76	
		U	Effort Tranchant (KN)	16,44	
	RDC	E	Moment d'appuis (KN.m)	7,27	
		L	Moment en travée (KN.m)	4,60	
		S			
		E	Moment d'appuis (KN.m)	10,11	
		L	Moment en travée (KN.m)	6,39	
		U	Effort Tranchant (KN)	15,57	

Tableau :(III.3).Sollicitation de calcul des poutrelles type 2

Type		Sollicitation	Valeur Max	Diagrammes
Type 02	Trasse	E	Moment d'appuis (KN.m)	7,83
		L	Moment en travée (KN.m)	6,03
		E	Moment d'appuis (KN.m)	10,88
		L	Moment en travée (KN.m)	8,38
		U	Effort Tranchant (KN)	16,44
		E	Moment d'appuis (KN.m)	6,47
	RDC	L	Moment en travée (KN.m)	5,01
		E	Moment d'appuis (KN.m)	8,99
		L	Moment en travée (KN.m)	6,97
		U	Effort Tranchant (KN)	13,35
		E	Moment d'appuis (KN.m)	8,99
		L	Moment en travée (KN.m)	6,97

Diagrammes	0,31	7,83	7,39	4,82	1,28
Trasse E	0,24	6,03	0,37	3,50	
Trasse L	0,43	10,88	10,27	6,69	1,78
Trasse U	0,33	8,38	0,52	4,86	
RDC E	1,12	16,14	12,08	12,49	
RDC L	0,25	6,47	6,11	3,98	1,05
RDC U	0,19	5,01	0,29	2,87	
RDC E	0,35	8,99	8,49	5,53	1,47
RDC L	0,27	6,97	0,41	3,99	
RDC U	-0,93	13,35	9,99	10,32	
RDC U	9,87	13,14	9,04	7,83	

Tableau :(III.4).Sollicitation de calcul des poutrelles

Type		sollicitation	Valeur Max	Diagrammes	
Type 03	Trasse	E	Moment d'appuis (KN.m)	8,75	1.26 8.75 7.54 2.53 7.97 7.50 4.18 1.26
			L	Moment en travée (KN.m)	5,92
		U		Moment d'appuis (KN.m)	12,16
			L	Moment en travée (KN.m)	8,23
		U		Effort Tranchant (KN)	16,37
			14,19 15,67 8,91 13,32 15,88 9,57 9,74		
	RDC	E	Moment d'appuis (KN.m)	7,24	1.04 7.24 6.23 2.08 6.60 6.19 3.46 1.04
			L	Moment en travée (KN.m)	4,87
		U		Moment d'appuis (KN.m)	10,06
			L	Moment en travée (KN.m)	6,77
		U		Effort Tranchant (KN)	13,54
			11,73 12,95 7,31 11,01 13,13 7,91 8,04		

Remarque :

Tant que la charge est la même sur toutes les travées de poutre, ce qui est le cas, les grandeurs calculées sont proportionnelles a cette charge ; pour obtenir la valeur a L'ELS, il suffit donc de multiplier les résultats du calcul a l'ELU par le coefficient q_{ser}/q_u (ici égal a 0,7) .donc la méthode pour les autre étages a l'ELS et ELU

$$\frac{q_{ser}}{q_u} = 0,72 \text{ (Selon BEL ; 91)}$$

Tableau:(III.5).Sollicitations de calcul des poutrelles

Type	sollicitation		Valeur Max	Diagrammes	
Type de toiture	Type 04	ELS	M d'appuis (KN.m)	3,55	
			M d' travée (KN.m)	2,34	
		ELU	M d'appuis (KN.m)	4,93	
			M d' travée (KN.m)	3,26	
		Effort Tranchant (KN)	9,95		

III.4. Détermination du ferrailage :

➤ En travée: ELU (Terrasse) :

$$M_{tu} = 8,38 \text{ KN.m} = 0,00838 \text{ MN.m}$$

Calcul des moments de la table:

$$M_o = \sigma_b \cdot b \cdot h_o \cdot (d - h_o / 2) = 14,2 \cdot 0,60 \cdot 0,04 \cdot (0,18 - 0,04/2) = 0,054 \text{ KN.m}$$

$M < M_o \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve dans la table et la section de calcul sera un rectangle de

Dimension $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

➤ On calcule le moment réduit : μ (BAEL P1é 19)

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \times d^2 \times b} = \frac{0,00838}{14,2 \cdot 0,18^2 \cdot 0,6} = 0,030$$

$\mu = 0,030 < \mu_l = 0,186 \longrightarrow$ Section sans armatures comprimées :

$\Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_l$

et $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 0,038$; $\beta = 0,98$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{0,0038}{348 \cdot 0,98 \cdot 0,18} = 1,36 \text{ cm}^2$$

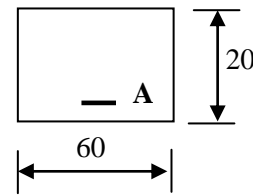


Fig. (III-4) : Section de calcul en travée

❖ Vérification de la condition de non fragilité : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$\text{➤ } \frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \therefore A_{\min} \geq \frac{60 \cdot 18 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL P119)}$$

$A_s = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1,36 \text{ cm}^2$ Choix : 3T10 $\Rightarrow A = 2,35 \text{ cm}^2$

ELS :

Fissuration peu nuisible ($\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$)

Flexion simple

Section rectangulaire

FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{si } \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28} \\ \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,38}{6,03} = 1,389 \end{array} \right\}$$

$$\alpha = 0,03 < \frac{1,389-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent.

➤ **En appuis : ELU :**

$M_{au}=12,23 \text{ KN.m}$

Comme la table se trouve dans la partie tendue \Rightarrow la section de calcul sera donc un rectangle de dimension $(b \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_b \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,01223}{14.2 \times 0,18^2 \times 0,12} = 0.22$$

$\mu = 0,22 < \mu_{AB} = 0,186$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 0.31 \quad ; \quad Z = 0,876$

$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{0,012}{348 \cdot 0,876 \cdot 0,18} = 2,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$\frac{A_{\min}}{b_0 d} \geq \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa.} \quad A_{\min} \geq \frac{12 \cdot 18 \cdot 0,23 \cdot 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$

$A_s = \max (A_{cal} , A_{min}) = 2,23 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : 2T12} \quad \Rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2$

ELS:

Fissuration peu nuisible ($\sigma_s \leq \sigma_s$)

Flexion simple

Section rectangulaire

FeE400

si $\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible } (\sigma_s \leq \sigma_s) \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28}$

$\alpha = 0.03 < \frac{1,389-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent

Tableau : III.6 : résumé le ferrailage des autres types de poutrelles

Niveau	Position	Section adoptée cm ²	Choix
Toiture	Travées	0,52	2T10
	Appuis	0,79	3T10
Terrasse	Travées	1,36	3T10
	Appuis	2,23	2T12
Etage courant	Travées	1,30	3T10
	Appuis	1,78	2T12

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Vérification des armatures transversales [2] (BAEL91 art A .5 .1, 211)

❖ Ferrailage transversal :

$$T_{u \max} = 16,44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16,44 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,76 \text{ MPa} ;$$

$$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,76 < \bar{\tau} \Rightarrow$ les armatures tranches sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\phi_6 \geq \min \left(\phi_l^{\max}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = 0,57 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

❖ Ecartement des armatures transversales :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{c28})} = \frac{0,56 \times 0,9 \times 235}{10,1 \times 15 \times (0,76 - 0,3 \times 25)} = -1,52 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = 37,2 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

➤ Vérification des conditions d'appuis :

Appuis de rive :

- Vérification des armatures longitudinales

$$T_u^{\max} \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 129762 \text{ N} \quad , \quad a = 0,9.d$$

$$16440 \text{ N} < 129762 \text{ N} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Appuis intermédiaire :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0 \Rightarrow 16440 - \frac{8380}{0,9,0,18} = -35288,39 < 0 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales.

III.5. Vérification des flèches :

L'article (B-6-8-4-24) des règles BAEL 91 ; nous montre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_{tser}}{M_{aser}} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

M_{tser} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

M_{aser} : Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

❖ Vérification des conditions :

$$a). \frac{h}{L} = \frac{20}{474} = 0,042 \leq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow C.N.V$$

$$b). \frac{h}{L} = \frac{20}{474} = 0,042 \leq \frac{1}{15} \cdot \frac{6,03}{8,80} = 0,045 \rightarrow C.V$$

$$c). \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,0072 \geq \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow C.V$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire. (**Article B .6.5.2 BAEL91**)

G : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale (P = G + charge d'exploitation).

J : charge permanente avant mise en place des cloisons (j = g-75 kg/m²).

➤ Calcul de la flèche :

On a : $g = g' \cdot b$ avec: b = 0,6cm.

$$g = 525 \cdot 0,6 = 315 \text{ kg/ml}$$

$$P = (525+150) \cdot 0,6 = 405 \text{ kg/ml}$$

$$j = (525-75) \cdot 0,6 = 270 \text{ kg/ml}$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0,75 \times \frac{g \cdot L^2}{8} = 0,75 \times \frac{3150 \times 4,74^2}{8} = 6634,963 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0,75 \times \frac{p \cdot L^2}{8} = 0,75 \times \frac{4500 \times 4,74^2}{8} = 9478,518 \text{ N.m}$$

$$M_j = 0,75 \times \frac{j \cdot L^2}{8} = 0,75 \times \frac{2700 \times 4,74^2}{8} = 5687,111 \text{ N.m}$$

➤ Module de déformation longitudinale:

$$\begin{cases} E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,19 \text{ Mpa} \\ E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{ Mpa} \end{cases}$$

E_i : le module de déformation instantanée du béton pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

E_v : le module de déformation différée du béton pour les charges de longue durée d'application.

Calcul du moment d'inertie I_0 :

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$B = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A$$

$$B = 12 \times 20 + (60 - 12) \cdot 4 + 15 \cdot 1.57$$

$$B = 455.55 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d \right] = 7,04 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.04 = 12,96 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - C_1)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,04^3 + 12,96^3) + (60 - 12) \times 4 \left[\frac{16}{12} + (7,04 - 2)^2 \right] + 15 \times 1.57 (12,96 - 2)^2$$

$$I_0 = 18064,75 \text{ cm}^4$$

Ou bien :

$$V_1 = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

$$V_1 = \frac{(60 \times 4 \times 2) + (16 \times 12 \times 12) + (15 \times 2.36 \times 18)}{(60 \times 4) + (16 \times 12) + (15 \times 2.36)} = 6.58 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 12,96 \text{ cm}$$

$$I_0 = I_b + I_a$$

$$I_b = I_1 + I_2 + I_3$$

$$I_1 = \frac{60 \times (7,04)^3}{3} = 6978,27 \text{ cm}^4$$

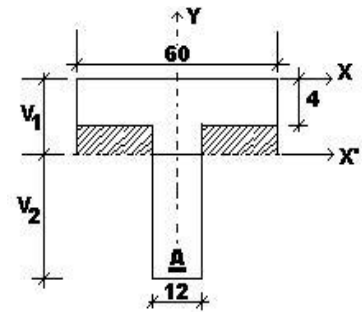


Fig. (III.5) : Section de poutrelle

$$I_2 = \frac{(60 - 12) \times (7,04 - 4)^3}{3} = 449,511 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{12 \times (12,96)^3}{3} = 8707,129 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 15 \times 1,22 \times (12,96 - 2)^2 = 2198,225 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = I_b + I_a = 6978,27 - 449,511 + 8707,129 + 2198,225 = 18333,135 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = \frac{M}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

➤ **Le pourcentage des armatures (ρ):**

$$\rho = \frac{A}{b_o \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,0109 \quad \text{D'après le BAEL91 [1]:}$$

$$\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1,09 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,856$$

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_{sg} = \frac{Mg}{A \beta_1 d} = \frac{6634,963}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 182,465 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp}{A \beta_1 d} = \frac{9478,518}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 260,664 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{Mj}{A \beta_1 d} = \frac{5687,111}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 156,398 \text{ MPa}$$

Calcul μ_g , μ_p et μ_j :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 182,465 + 2,1} = 0,634$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 260,664 + 2,1} = 0,727$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 156,398 + 2,1} = 0,587$$

Calcul des moments d'inerties fictifs (I_f) :

$$I_f = 1,1 I_0 / (1 + \lambda \cdot \mu)$$

$$\lambda_i = \frac{0,056 ft_{28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,056 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \times 0,0109}, \lambda_i = 3,71$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 ft_{28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i, \lambda_v = 1,48$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 18333,135}{(1 + 1,48 \times 0,634)} = 10404,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 18333,135}{(1 + 3,71 \times 0,634)} = 6015,99 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \times 18333,135}{(1 + 3,71 \times 0,727)} = 5454,56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \times 18333,135}{(1 + 3,71 \times 0,587)} = 6346,10 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches :

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = \frac{6634,963 \times (474)^2}{10 \times 10818,86 \times 10404,08} = 0,32 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = \frac{6634,963 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 6015,99} = 0,77 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^p} = \frac{9478,518 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 5454,56} = 1,21 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^j} = \frac{5687,111 \times (474)^2}{10 \times 32164,19 \times 5779,329} = 0,68 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (0,32 - 0,68) + (1,21 - 0,77) = 0,08 \text{ cm}$$

- la flèche maximale admissible : (article B6.5.3 B.A.E.L91)

Si la portée L est au plus égale à 5m

Si $L \leq 5m \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{474}{500} = 0.948cm$

$\Delta f_t = 0.08cm < \Delta f_{\max} = 0.948cm \Rightarrow$ la flèche est vérifiée.²

Tableau III.7.Ferraillage des poutrelles

Niveau		En travée	En appui
Plancher terrasse	1		
	2		
	3		
Plancher étage et RDC	1		
	2		
	3		
Plancher Toiture	4		

III.6) Etude de la table de compression :

La table de compression sera ferrillée d'un quadrillage de barres appelées treillis dont les dimensions de maillage ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20cm (5ps.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- ✓ 33cm (3ps.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ La section d'armature perpendiculaire aux nervures doit être :

$$A \geq \frac{4xL}{f_c} = \frac{4x60}{500} = 0.48\text{cm}^2 \Rightarrow A = 1.4\text{cm}^2 > 0.48\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{C.V}$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre φ6

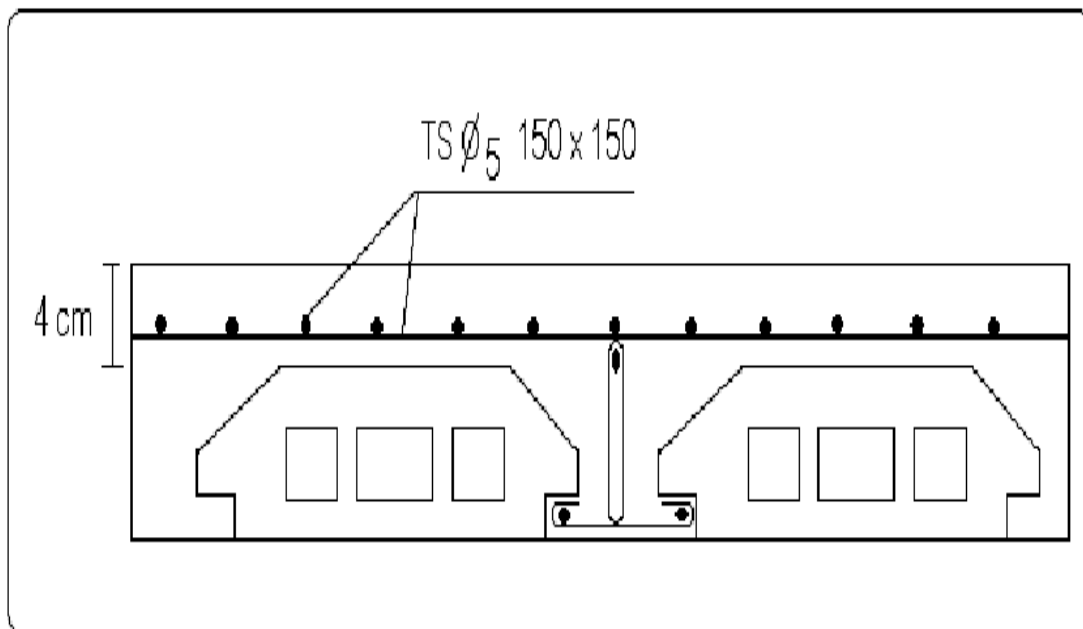


Fig. (III-8) : Schéma de ferrailage

CHAPITRE IV :
Etudes des Eléments
Non structuraux

IV.1.Introduction :

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires du bâtiment (acrotère, escaliers) vis-à-vis des effets des actions verticales (permanente et exploitation) par une bonne modélisation, suivies d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

IV.2.Acrotère :

a-Définition :

L'acrotère est un élément coulé sur place, dont le rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

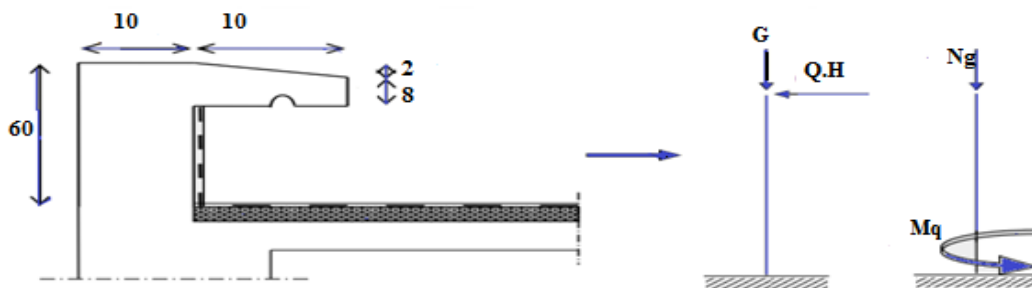


Fig. (IV-1) : Les dimensions de l'acrotère et le schéma statique

❖ Evaluation des charges et Surcharges :

a-Poids propre de l'acrotère :

$$G = \{0,6 \times 0,1 + \left[\frac{0,1 \times 0,02}{2} + 0,08 \times 0,1 \right]\} \times 2500 = 172,5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Revêtement en enduit de ciment} = 0,02 \times 2000 \times [0,6 + 0,2 + 0,08 + 0,1 + 0,5] = 59,2 \text{ kg/ml}$$

$$G = 172,5 + 59,2 = 231,7 \text{ Kg/ml}$$

$$W_p = 231,7 \text{ kg/ml} = 2,317 \text{ KN /ml}$$

b-Surcharge d'exploitation :

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

La détermination des paramètres de l'acrotère :

➤ La détermination de l'angle α : $\text{tg} \alpha = \frac{2}{10} = 0,2 \quad \alpha = 11,31$

➤ Le calcul du périmètre : $P = 60 + 10 + 50 + 10 + 8 + \frac{2}{\sin 11,31} + 10 = 1,58 \text{ m}$

❖ Calcul de la force horizontale

- Exigences des règles Formule 6-3 RPA99 :

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone : $A = 0,15$ « zone 0; groupe d'usage 2 ».

C_p : facteur de force horizontal : $C_p = 0,8$ (élément en console). Tableau 6.1

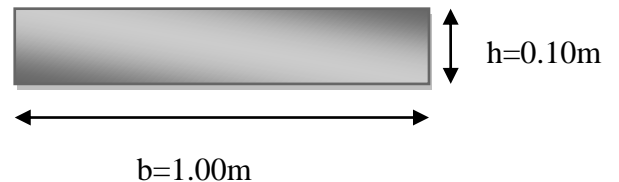
W_p = poids des éléments considéré: $W_p = G_1 + G_2 = 172 \cdot 5 + 59 \cdot 2 = 2,317 \text{ KN/ml}$

F_p : force statique équivalente :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,317 = 1,112 \text{ KN/ml}$$

➤ Calcul des sollicitations :

- A l'état limite ultime (E.L.U).
- $N_u = 1,35 W_p = 1,35 \times 2,317 = 3,127 \text{ KN}$
- $M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h = 1,5 \times 1,112 \times 0,6 = 1,00 \text{ KN.m}$



➤ Excentricité du premier ordre :

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{100}{250} \right)$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{1,00}{3,127} + 0,02 = 0,339 \text{ m}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'état limite ultime

- Sollicitations corrigées pour le flambement.

Puisque $N_u > 0$ —→ on a une compression.

- Elancement géométrique :

$$L_f = 2 \cdot L_0$$

$$L_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12 < \max \left(15, \frac{20 e_1}{h} \right), \quad = 14 < \max \left(15, \frac{20 \times 0,339}{0,1} \right) = 67,8$$

- Excentricité du second ordre :

$$\alpha = \frac{Mg}{Mg + Mg} = \frac{Wp}{Wp + Fp} = \frac{2,317}{2,327 + 1,112} = 0,221$$

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} (2\alpha \cdot \Phi), \quad e_2 = \frac{3 \cdot (1,2)^2}{10^4 \cdot 0,1} \cdot (2 + 0,221 \cdot 2) = 0,01 \text{ m} \quad \rightarrow \text{(tel que } \Phi=2)$$

- Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 3,127 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u(e_{1+} + e_2) = 3,127 (0,349) = 1,09 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_{1+} + e_2 = 0,339 + 0,01 = 0,349 \text{ m}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_a = e_0 + (d - \frac{h}{2}) = 0,349 + (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 0,379 \text{ m}$$

$$M_{ua} = N_u \cdot e_a = 3,127 \cdot 0,379 = 1,185 \text{ KN.m}$$

A l'état limite de service (E.L.S) :

$$N_{ser} = Wp = 2,317 \text{ KN}$$

$$M_{serG0} = Fp \cdot h = 1,112 \cdot 0,6 = 0,667 \text{ KN.m}$$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,667}{2,317} = 0,287 \text{ m}$$

❖ Remarque

La valeur d' e_0 à l'état limite ultime diffère de celle d' e_0 à l'état limite de service.

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_a = e_0 + (d - \frac{h}{2}) = 0,287 + (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 0,317 \text{ m}$$

$$M_{sera} = N_{ser} \cdot e_a = 2,317 \cdot 0,317 = \mathbf{0,734 \text{ KN. M}}$$

$$\mu_{be} = 0,8 \cdot \frac{h}{d} (1 - 0,4 \frac{h}{d}) \Rightarrow \tau_u = 0,203 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 25}{1,15} = 3,26 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,203 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

• Vérification des contraintes

- **En appui** Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Avec :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,03)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,038$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,68 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,59. \quad \left(\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{26.08}{15.45} = 1,68 \right).$$

On a donc : $\alpha = 0,038 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,59$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée** Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

Avec :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,08)})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,104$$

On a donc : $\alpha = 0,104 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,59$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$M = 0,8 \cdot \frac{10}{8} (1 - 0,4 \frac{10}{8}) = 0,5$$

IV.3) Calcul de Ferrailage :

• **Moment réduit agissant**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,187 \cdot 10^3}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,2} = 0,013$$

$\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{bc} = 0,5 \Rightarrow$ section partiellement tendue.

• **Calcul des aciers en flexion simple**

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = \frac{1,187}{0,734} = 1,61$$

$$f_{bu} = 14,2 \quad , \quad f_{ed} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots\dots\dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1,5 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,371$$

$$\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,371 \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.} \\ \alpha = 1.25(1 - (\sqrt{1 - 2\mu})) = 0,016 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 1 - 0,4(0,016) = 0,993 \\ A = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{1,187 \cdot 10^3}{0,993 \cdot 8 \cdot 348} = 0,429 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

❖ Armatures en flexion composée

$$A' = 0 \quad , \quad A = A_{ST} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,429 - \frac{3,127}{348} = 0,420 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Section minimale

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{périmètre}(m)} \\ \frac{0,2B}{100} \end{array} \right. \quad , \quad A_{\min} = 2,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{choix des armatures : } \mathbf{6T8 = 3,02 \text{ cm}^2}.$$

❖ Espacement : On adopte un espacement **st = 15 cm**

❖ Les armatures de répartitions A_r

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,755 \text{ cm}^2. \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit : } \mathbf{4T6 = 1,13 \text{ cm}^2}$$

Espacement = 12 cm.

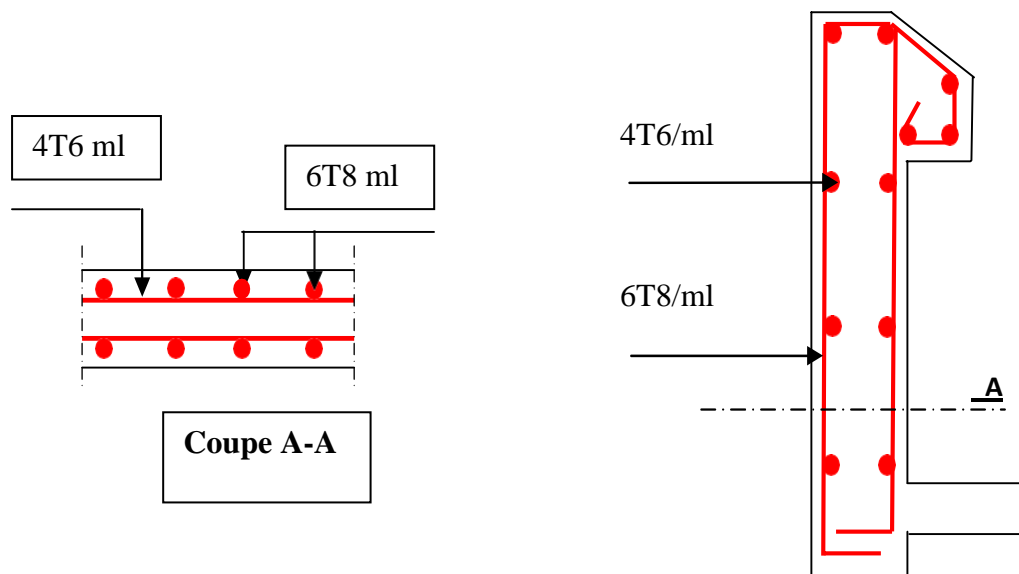


Fig. IV.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

❖ Vérification des contraintes : Fissuration préjudiciable :

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

Avec $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) = 0,016$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sera}} = \frac{1,187}{0,734} = 1,61$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,61 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,555$$

On a donc : $\alpha = 0,016 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,55 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$

$$\sigma_s \pi \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 266,66 MPa. \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 240 MPa. \\ 110 \times \sqrt{1,6 \times f_{t28}} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 240 MPa. \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1).$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,734 \times 10^{-3}}{\frac{100 \times 10^3}{12} \times 10^{-8}} = 8,808 MN.m^3$$

$$Y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \times 2,531}{100} = 0,379$$

$$F = \frac{30 \times A \times d}{b} = \frac{30 \times 2,531 \times 8}{100} = 6,07$$

$$Y_1 = -0,379 + \sqrt{0,379^2 + 6,07} = 2,11 cm$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 8,808 \times (0,08 - 0,0211) = 7,78 MPa.$$

$$\sigma_s = 7,78 MPa \pi \overline{\sigma_s} = 240 MPa \longrightarrow CV.$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{max} = F_p = 1,112 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{1,112 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,013 MPa. \quad \overline{\tau_u} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 MPa. \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\tau_u} \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 MPa. \\ 5 MPa. \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 MPa. \quad \text{On a donc : } \tau_u = 0,013 MPa < \overline{\tau_u} = 3,33 MPa \longrightarrow C.V$$

IV.4. Étude des escaliers :

Les escaliers sont calculés à la flexion simple en considérant la section à ferriller comme une section rectangulaire de largeur 1m et de hauteur h.

❖ **Calcul de l'escalier :**

1. Les chargements

On a - Palier : $G_p = 5.35 \text{ KN/m}^2$

- Volée : $G_v = 7.93 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

2. Combinaison de charges

Pour la volée

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 14,45 \text{ KN / m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 10,43 \text{ KN / m} \end{array} \right.$$

Pour le palier

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 10,97 \text{ KN / m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 7,85 \text{ KN / m} \end{array} \right.$$

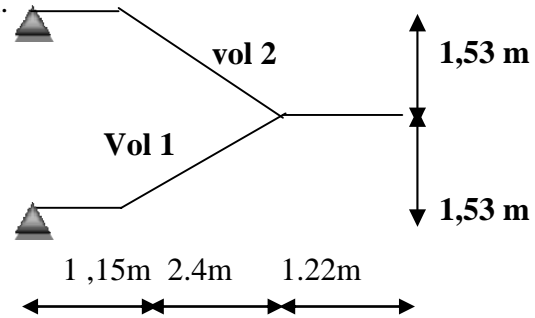


Fig. IV.3. Schéma de l'escalier à 2 volées

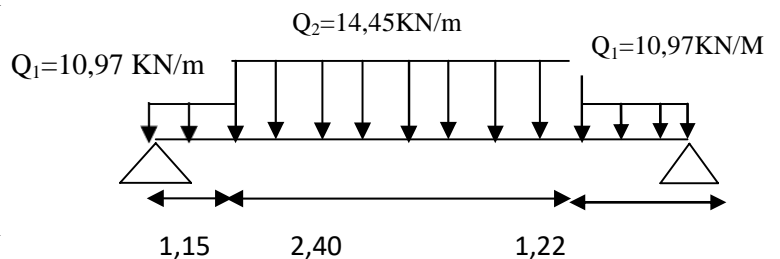


Fig. IV.4. Schéma statique de l'escalier

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

a. E.L.U Pour la volé :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_1 \times 1,15) + (q_2 \times 2,40) + (q_1 \times 1,22) \Rightarrow R_A + R_B = 60,67 \text{ KN}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[+ \frac{(1,22)^2}{2} q_2 + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 1,22 \right) q_1 + 1,15 \left(\frac{(1,15)}{2} + 2,40 + 1,22 \right) q_2 \right] / 4,77$$

$$\Rightarrow R_A = 30,22 \text{ KN}$$

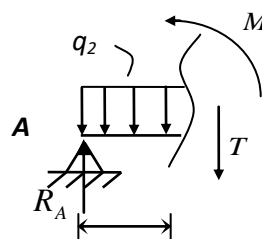
$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,15)^2}{2} q_2 + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 1,15 \right) q_1 + 1,22 \left(\frac{(1,22)}{2} + 2,40 + 1,15 \right) q_2 \right] / 4,77$$

$$\Rightarrow R_B = 30,34 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

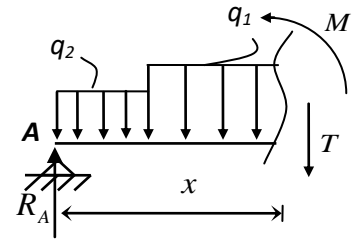
- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



$1.15 \leq x \leq 3.55$

- $$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15q_2 - q_1(x - 1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.22$

- $$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

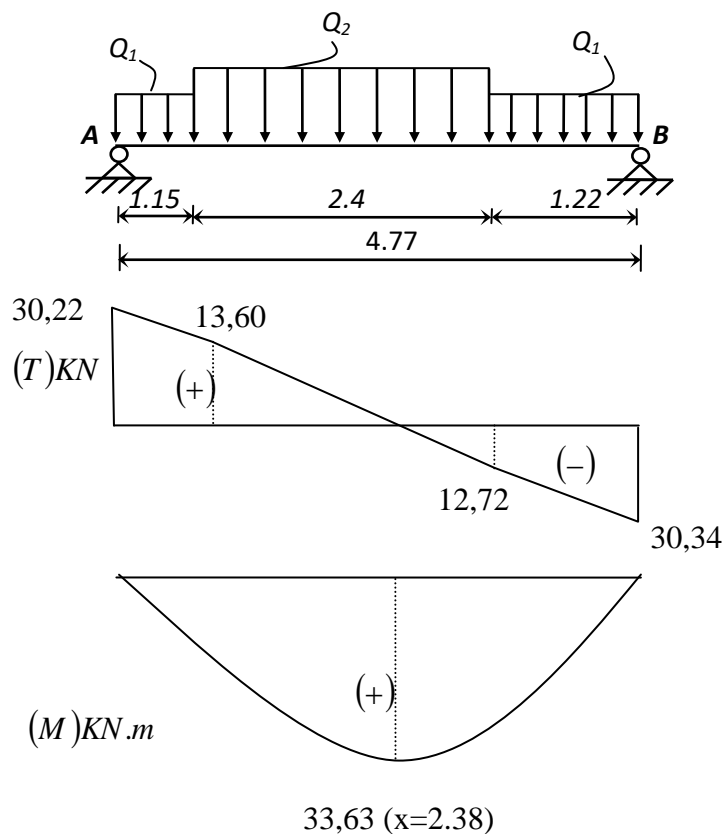
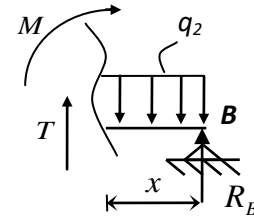


Fig. IV-5 Diagrammes des sollicitations des escaliers

Tableau IV.1 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U) des escaliers

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.4M _{max})	Moment en travée (M _t =0.8M _{max})
0	30,22	30,22	0	30,34	33,63	13,45	26,90
1.15	-	13,60	25,19				
2.38	-	0	33,63				
3.55	-	-12,72	26,26				
4.77	30,34	-30,34	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.4M_{max}$ qui conduit a un

moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_{max}$

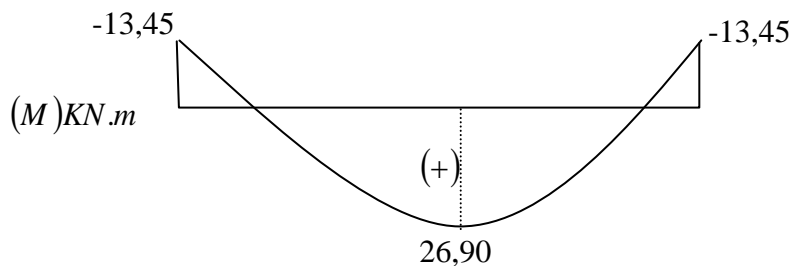


Fig. IV. 6 Diagramme des moments retenus

a. E.L.S

Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,15) + (q_1 \times 2,40) + (q_2 \times 1,22)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 43,55 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{(1,22)^2}{2} q_2 + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 1,22 \right) q_1 + 1,15 \left(\frac{(1,15)}{2} + 2,40 + 1,22 \right) q_2 \right] / 4,77$$

$$\Rightarrow R_A = 21,73 \text{ KN}$$

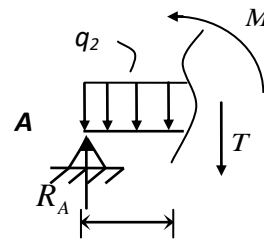
$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1,15)^2}{2} q_2 + 2,40 \left(\frac{(2,40)}{2} + 1,15 \right) q_1 + 1,22 \left(\frac{(1,22)}{2} + 2,40 + 1,15 \right) q_2 \right] / 4,77$$

$$\Rightarrow R_B = 21,82 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant :

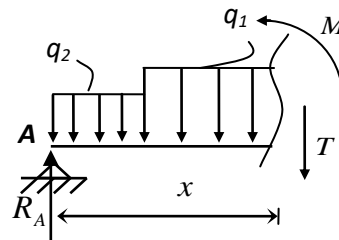
- $0 \leq x \leq 1.15$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



- $1.15 \leq x \leq 3.55$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.15q_2 - q_1(x - 1.15) \\ M(x) = R_A x - 1.15 \left(x - \frac{1.15}{2}\right) q_2 - \frac{(x - 1.15)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.22$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

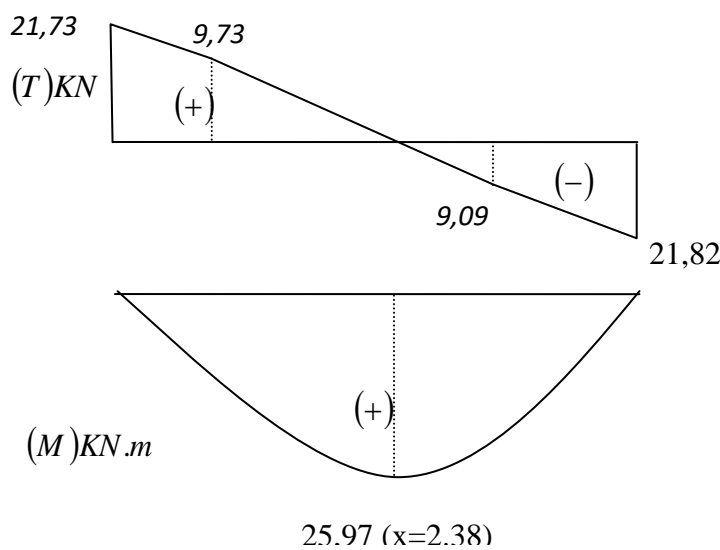
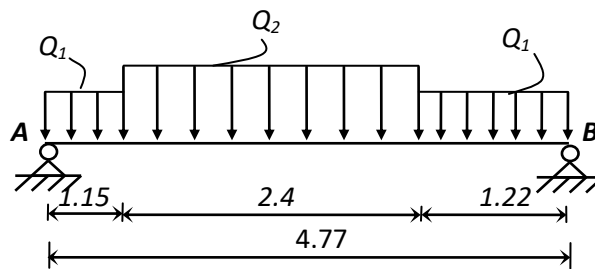
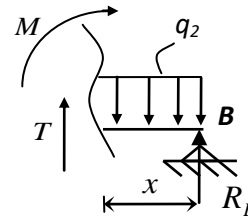


Fig. IV-7 Diagrammes des sollicitations

Tableau .IV.2 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =0.4M _{max})	Moment en travée (M _t =0.8M _{max})
0	21,73	21,73	0	21,82	25,97	10,38	20,77
1.15	-	9,73	18,09				
2.38	-	0	25,97				
3.55	-	-9,10	18,85				
4.77	21,82	-21,82	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.4M_{max}$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_{max}$

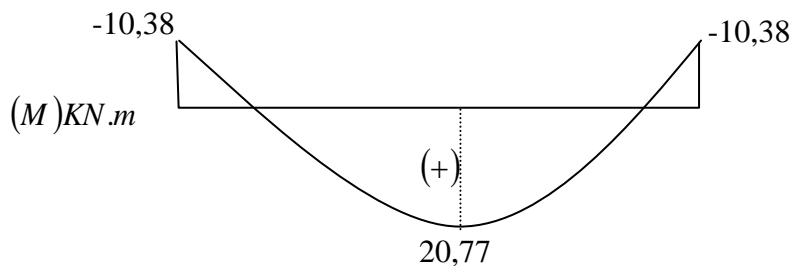


Fig. IV. 8 Diagramme des moments retenus

Conclusion :

(E.L.U) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 26,90 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 13,45 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 30,34 \text{ kN} \end{array} \right.$$

(E.L.S) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 20,77 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 10,38 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 21,82 \text{ kN} \end{array} \right.$$

IV.4.1. calcul de ferrailage de la volée :

❖ E.L.U

a.1 En travée

Calcul d'une section rectangulaire $(15 \times 100) \text{ cm}^2$ à la flexion

$$\mu = \frac{26,90 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_l = 0,186 \text{ (acier FeE400) } \quad b = 1\text{m} \quad \text{donc } \textit{PivotA}$$

$d=0.9 \cdot E=0.135m$, $b = 1m$

Donc (A') n'existe pas.

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,137$

$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,94$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$

$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,90 \times 10}{0,94 \times 0,135 \times 348} = 6,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

➤ **Vérification :**

Condition de non fragilité :

On a: $A_{\min}=0,23 \cdot b \cdot d (f_{t28}/f_e)$

$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$

$A_s \geq A_{\min}$ Condition vérifiée

$A_s = \max (A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max (1.63, 6, 09) \rightarrow A_s = 6,09 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Le choix : 6T12 = 6,78cm²/ml. A_r: 4T8 =2,02cm²/ml esp=20cm.

Tableau IV.3. Ferrailage de l'escalier

Position	M (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A cal (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A opt (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	26,90	0.104	0.137	12,69	6,09	1.63	6HA12=6,78	20
En appuis	13,45	0.052	0.066	13.13	2,94	1.63	5HA10=3.93	20

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

En travée :

$A_{\text{répartition}} \geq \frac{A}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$; soit 4HA8=2,01 cm² espace $\frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$A \text{ répartition} \geq \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,982 \text{ cm}^2 \quad ; \text{ soit } 4\text{HA}7 = 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{espace } \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures longitudinales : } S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \Rightarrow 33 \text{ cm} \\ \text{Armatures transversales : } S_t \leq \min(4h, 45) \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée

IV.4.2.Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 30,34 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{30,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,224 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 25}{1,15} = 3,26 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,224 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification des contraintes**

- **En appui** Il faut que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,104)} \right)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,137$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,29 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,39. \quad \left(\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33,63}{25,97} = 1,29 \right).$$

On a donc : $\alpha = 0,137 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$$
Condition vérifiée

- **En travée** Il faut que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,052)} \right)$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,066$$

n a donc : $\alpha = 0,066 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,59$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition Vérifiée.

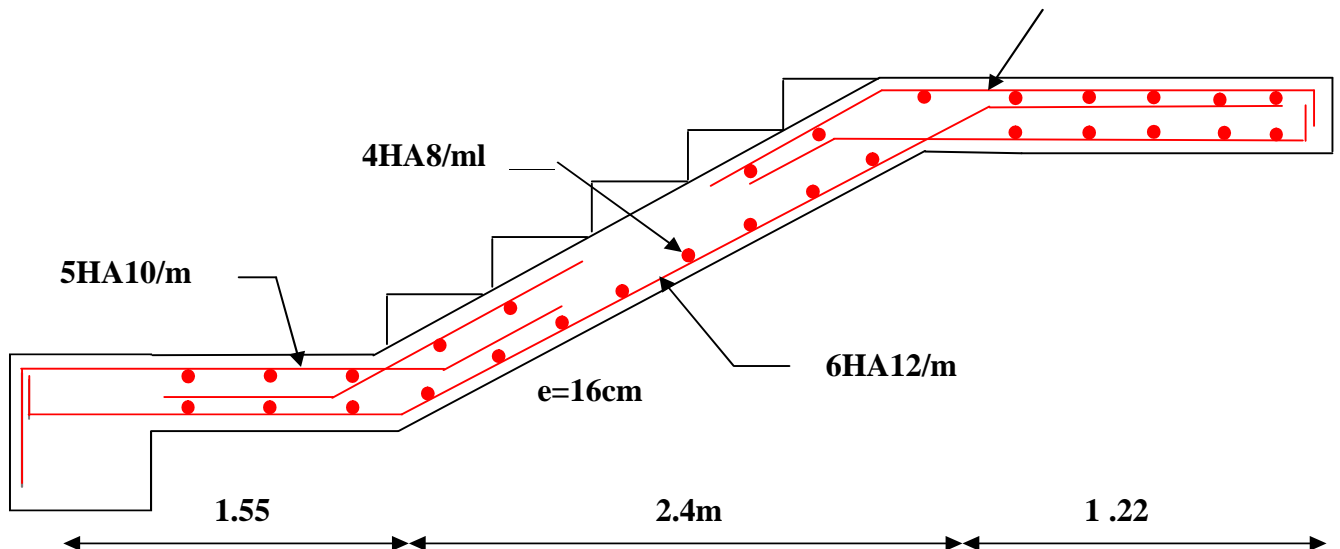


Fig.IV.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier

IV.5. Calcul de la poutre palière :

IV.5.1. Pré dimensionnement :

D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

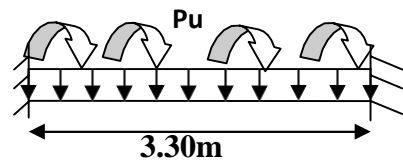


Fig.IV.10.Schéma de la poutre palière.

Avec:

L: la portée maximale entre axes des appuis.

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \quad \text{avec} \quad L=330 \text{ cm}$$

$$22 \leq h_t \leq 33$$

on prend $h_t = 30 \text{ cm}$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 25 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre est $b > \frac{h}{2} \Rightarrow b=25 \text{ cm}$

❖ **Vérification selon RPA99/version 2003 (article 7.5.1) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots C.V \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots C.V \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} \Rightarrow 30/25 = 1,2 < 3 \dots\dots\dots C.V \end{array} \right.$$

❖ **Evaluation des charges :**

- Poids propre de la poutre palier : $G_1 = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$

- Réaction : $G_2 = R_b / (L/2) = 18,38 \text{ kN/ml}$

- Revêtement : $G_3 = 1,5 \text{ kN/ml}$

- Poids de mur : $G_4 = 2,81 \times 1,485 = 4,17 \text{ kN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$$

$$G = 1.875 + 18.38 + 1,5 + 4,17 = 25,92 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/ml.}$$

Combinaison d'action :

- à l'ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 25.92) + (1.5 \times 2.5) = 38.74 \text{ kN/m}$

- à l'ELS : $q_s = G + Q = 25.92 + 2.5 = 28.42 \text{ kN/m}$

- Le moment à L'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{38,74 \times (3.30)^2}{8} = 52.73 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 52.73 = 44.82 \text{ kN.m}$$

$$M_A = M_B = 0.4M_0 = 0.4 \times 52.73 = 21.09 \text{ kN.m}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \Rightarrow \quad M_A - M_B + R_A L - \frac{q_u L^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow \quad R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{38.74 \times 3.30}{2} = 63.92 \text{ kN}$$

-Le moment à L'ELS :

$$M_0 = \frac{p_s L^2}{8} = \frac{28.42 \times (3.30)^2}{8} = 38.68 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 38.68 = 32.88 \text{ kN.m}$$

$$M_A = M_B = 0.4M_0 = 0.4 \times 38.68 = 15.47 \text{ kN.m}$$

$$\sum M/B = 0 \quad \Rightarrow \quad M_A - M_B + R_A L - \frac{q_s L^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{28.42 \times 3.30}{2} = 46.89 \text{ kN}$$

IV.6. Calcul du Ferrailage :

En travée :

ELU :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{44.82 \times 10^3}{14,17 \times 25 \times (27)^2} = 0,173$$

$\mu = 0,173 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ la section est simple armature,

l'armature de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.173}) = 0.23$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - (0.4 \times 0.23)) = 0.90$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4482 \times 10}{348 \times 27 \times 0.90} = 5.30 \text{ cm}^2$$

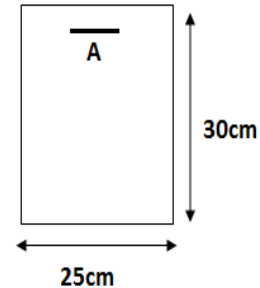


Fig. IV.11 : section de calcul

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 5.30 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4T14** de section **6.15 cm²**

ELS:

$$M_s = 32.88 \text{ kN.m}$$

Fissuration non préjudiciable ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

Flexion simple

Section rectangulaire

FeE400

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44.82}{32.88} = 1,36$$

$$\alpha = 0,23 < \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,437 \dots \dots \dots C.V$$

$$\Rightarrow \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent

En appuis :

ELU :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21.09 \times 10^3}{14,17 \times 25 \times (27)^2} = 0,081$$

$\mu = 0,081 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simple armature, l'armature de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.081}) = 0.106$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - (0.4 \times 0.106)) = 0.95m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.09 \times 10^4}{348 \times 0.95 \times 27} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = \max(A_{cal}; A_{min}) = 2.36 \text{ cm}^2 ; \text{ On choisit : } \mathbf{2T14} \text{ de section } \mathbf{3.08 \text{ cm}^2}$$

ELS:

$$M_s = 15.47 \text{ kN.m}$$

Fissuration non préjudiciable ($\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$)

Flexion simple

Section rectangulaire

FeE400

$$\Rightarrow \text{si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21.09}{15.47} = 1,36$$

$$\alpha = 0,106 < \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,437 \dots \dots \dots C.V$$

Donc les armatures calculées à L'ELUR conviennent

❖ **Armatures transversales :**

$$T_u = q_u \times L = 38.74 \times 3.30 = 127.84 \text{ kN}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires a la ligne moyenne

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d \cdot 100} = \frac{127840}{25 \cdot 27 \cdot 100} = 1.893 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4MaP) = \min(3.33; 4MaP) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.893 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MaP} \Rightarrow$ les armatures transes sol sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l^{\max}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$

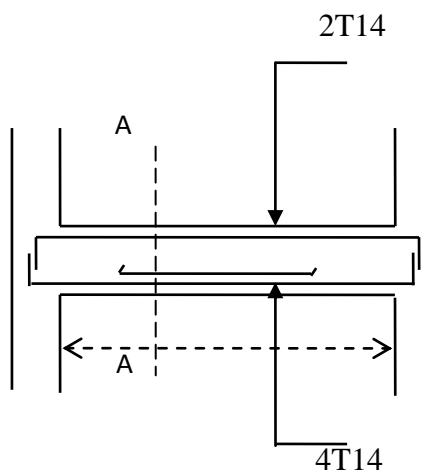
$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l^{\max}; \frac{300}{35}; \frac{250}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(14; 8.57; 25) = 8.57 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

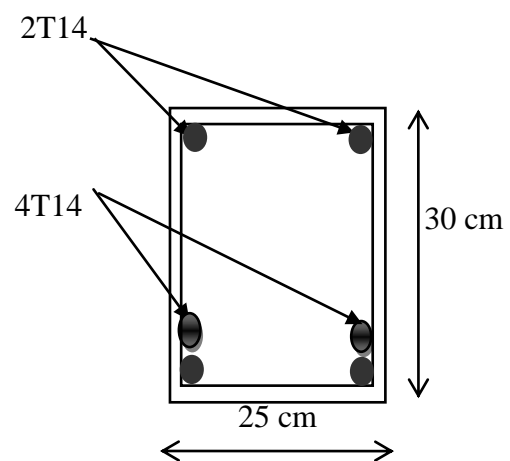
$$A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

-Calcul de l'espacement_t: Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\delta_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 40.4 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 2.55 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ . Soit } \delta_t = 15 \text{ cm}.$$



-Poutre palière-

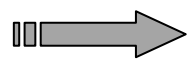


-Coupe A-A-

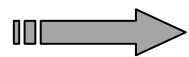
Fig. IV.12: Coupé de la poutre palière

CHAPITRE V:

Etude et ferrailage des portiques



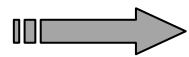
Introduction



Etude des portiques



Ferrailage des Poteaux



Ferrailage des Poutres

(PP et PS)

V.1) Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) , ces élément sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2.Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 P \\ G + P \end{array} \right.$$

- Les sollicitations M, N et T dans les poteaux et les poutres sont donnés par le logiciel « SAP 2000 »

❖ **Présentation du logiciel du calcul (SAP2000) :**

Le SAP 2000 est un logiciel d'analyse des structures par la méthode des éléments finis qui a beaucoup évalué par rapport à sa première version SAP 4 puis SAP80,SAP90,SAPIN et enfin SAP 2000 v.14 .

❖ **Modélisation** : Les dimensions géométriques de base dans la structure prévoient la création des nœuds qui sont définis par un système de numérotation et leur localisation dans l'espace grâce à leurs coordonnées dans un repère global tridimensionnelles.

❖ **Options d'analyse** : D'après la modalisation de la structure et application des charges et surchargé, les résultats suivants sont présentés par « spa 2000 »,

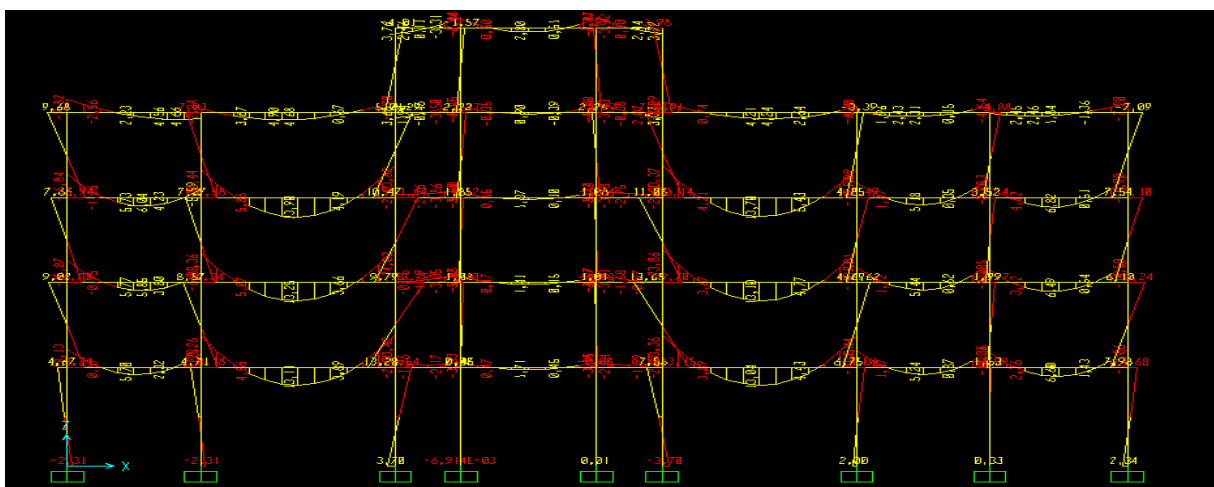


Fig.V.1 Les moments fléchissant

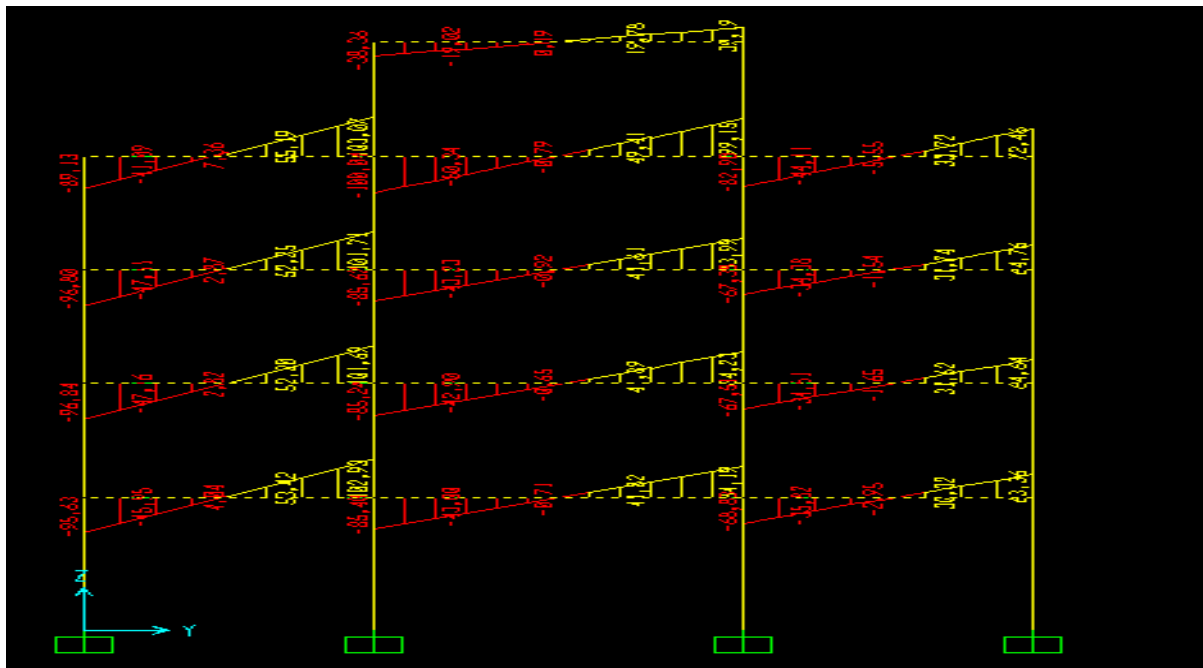


Fig.V.3 : Diagramme de l'effort tranchant

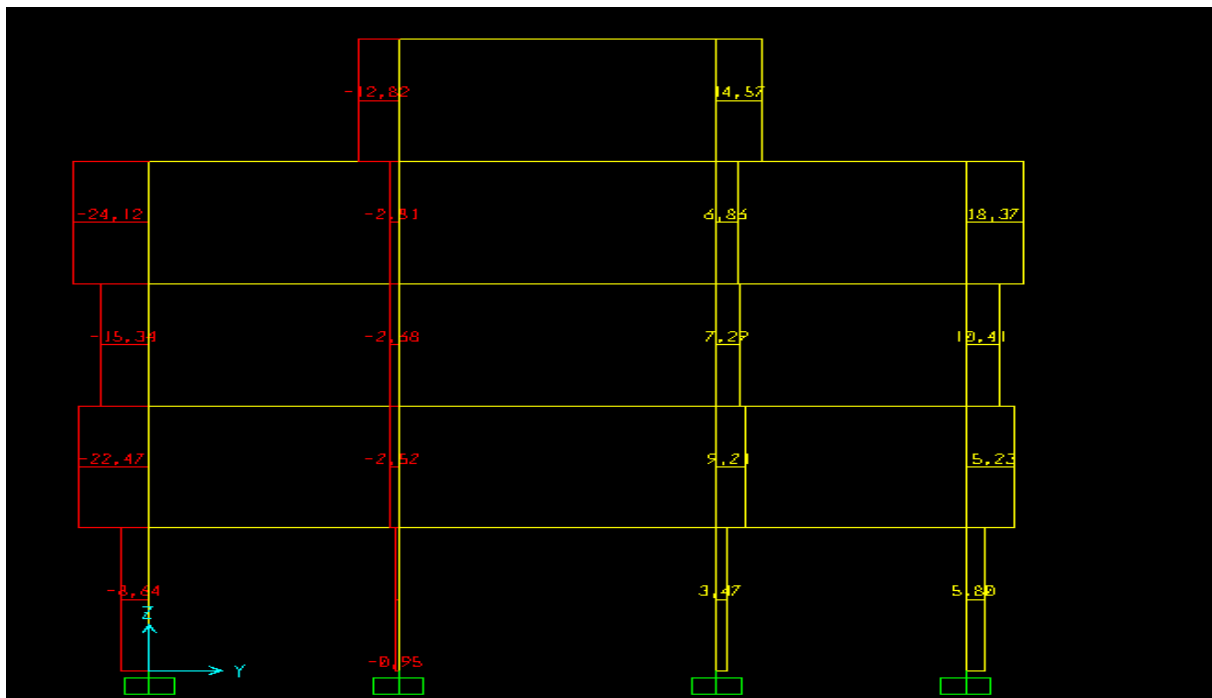


Fig.V.4 : Diagramme de l'effort normal

V.2.1.Méthode de calcul :

Le poteau est un élément porteur qu'est soumis à un effort normal de compression et un effort tranchant, il a des moments de flexion à sa tête et à sa base. Donc le poteau est soumis à la flexion composée et on a 4 types de poteaux à étudier :

- Type 1 ⇒ (40 × 40) cm²
- Type 2 ⇒ (35 × 35) cm²

❖ . Armatures minimales imposés par BAEL : $A_{min} = \max (0,2. b .h/100 ; 4 \text{ cm}^2)$

V.2.2.Détermination de la zone nodale :

A) La zone nodale est constituée par le nœud poutre – poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

B) Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure :

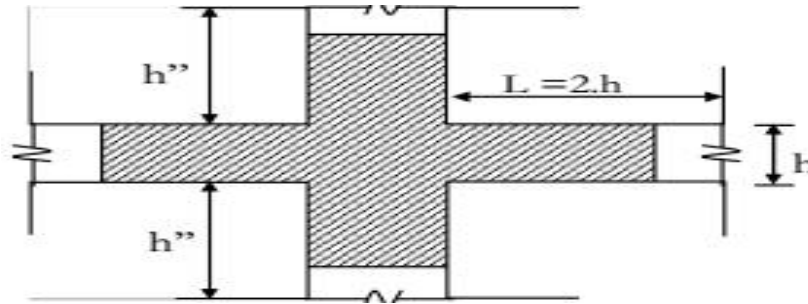


Fig.V.5 Délimitation de la Zone nodale

$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$
 $h' = \max (357/6 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm})$
 $h' = 60 \text{ cm} , L' = 2 h' \text{ poutre} = 80 \text{ cm}$

Tableau .V.1: Moments fléchissant et Efforts normaux.

Type de poteau		RDC et 1 ^{er}	Toiture, 2, 3 ^{ème} étage
		01 (40 × 40)	02 (35 × 35)
Combinaisons 1,35G + 1,5 P 1^{er} cas	N_{Max.}	1150,31	548,966
	M_{22 corr.}	5,533	13,853
	M_{33 corr.}	2,074	5,025
	T_{max}	4,727	9,471

❖ **Exemple de calcul**

❖ **Poteau (RDC) :** $S = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

On calcul le ferraillage par rapport à l’axe 2 – 2 et l’axe 3 – 3 car il existe deux moments M22 et M33. Ou ferraillage totale symétrique par rapport à ces deux axes.

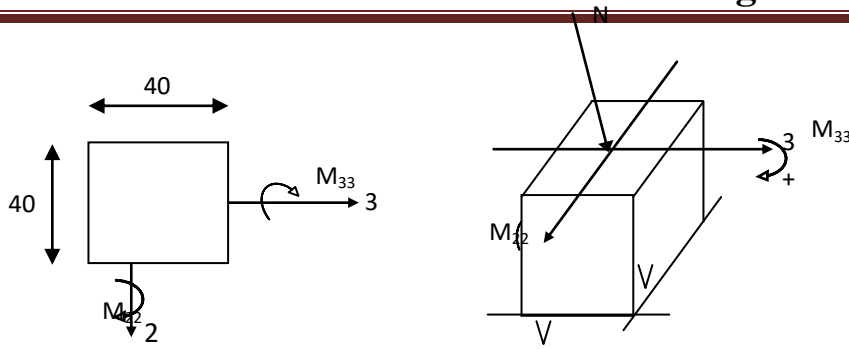


Fig. V.6 : Sollicitations sur les poteaux

V.3.Ferrailage des poteaux :

❖ 1^{er} cas : poteaux

ELUR : (1,35 G + 1,5 P)

Les sollicitations prises en compte

$$N_{\max} = 1150,31 \text{ KN}$$

$$M_{33} = 2,074 \text{ KN.m}$$

$$M_{22} = 5,533 \text{ KN.m}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} = \frac{2,074}{1150,31} = 0,18 \text{ cm}$$

$$e_{G22} = \frac{M_{22}}{N} = \frac{5,533}{1150,31} = 0,48 \text{ cm}$$

Etant donné que les deux excentricités sont inférieures à la moitié de la hauteur du noyau

centrale ($\frac{k}{12} = 4,17 \text{ cm}$) on a donc, une compression centrée ce qui indique que la section

sera calculée à la compression simple.

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$A_1' = \frac{N' - 100 \sigma_b \times B'}{\sigma_s \times 100} = \frac{1150,31 \times 10^3 - 100 \times 14,2 \times 40^2}{348 \times 100}$$

$$A_1' = -32,09 < 0 \Rightarrow A_1' = 0 \text{ cm}^2$$

ELSF:

$$\lambda = 3,46 - \frac{Lf}{b} = 3,46 - \frac{0,7 \times 357}{40} = 21,61$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,25 \left(\frac{21,61}{35} \right)^2}$$

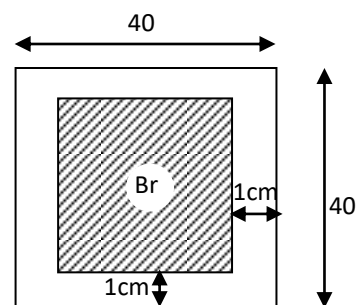


Fig. V.7: Section réduite du béton

$$A_2' = \frac{\gamma_s}{fe} \left[\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right] , \quad \alpha = 0,78$$

$$Br = (h - 2)(b - 2) = (40 - 2)(40 - 2) = 1444 \text{ cm}^2$$

$$A_2' = \frac{1,15}{400} \left[\frac{1150,31 \times 10^3}{0,78} - \frac{1444 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1}{100}$$

$$A_2' = -34,48 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_2' = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures minimales :**

1. Suivant les règles **BAEL 91 :**

$$A_{1 \min} = \max (0,2 \times b \times h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max (3,2 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1 \min} = 4 \text{ cm}^2$$

2. Suivant **RPA :**

$$A_{2 \min} = 0,80 \% \times b \times h \Rightarrow A_{2 \min} = 0,80 \% \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\max} = \max (A_1; A_2; A_{1\min}; A_{2\min}) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max (0; 0; 4; 12,8) , \quad A_{\max} = 12,8 \text{ cm}^2$$

Donc la section des armatures adoptée pour les poteaux (40 × 40) cm², RDC :

$$A = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T20 + 4T12 \rightarrow A = 17,08 \text{ cm}^2$$

V.3.1.Vérification de l'effet tranchant :

$$T_u \text{ máx.} = 4,727 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{4,727 \times 10^3}{40 \times 36 \times 100} , \quad \tau_u = 0,033 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \overline{\tau_u} < \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ d'après le calcul de l'effort tranchant la condition de cisaillement est vérifiée.

❖ **Détermination des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \geq \varnothing_{\max} \Rightarrow \varnothing_t \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6,67 \text{ mm} \text{ on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

1. Suivant les règles **BAEL 91 :**

$$St = \min (15 \varnothing_{\min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm}) = \min (15 \times 1,2 ; 15 \text{ cm})$$

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

Dans la zone courante : $St \leq 15 \varnothing_{L_{min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$

$St = 15 \text{ cm\%}$

Détermination de la zone nodale :

Selon RPA99 article 7.5.22. **RPA 99**

$L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$

$$h' = \max \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{357}{6} ; 40 ; 40 ; 60 \right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = 60 \text{ cm} \\ L' = 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

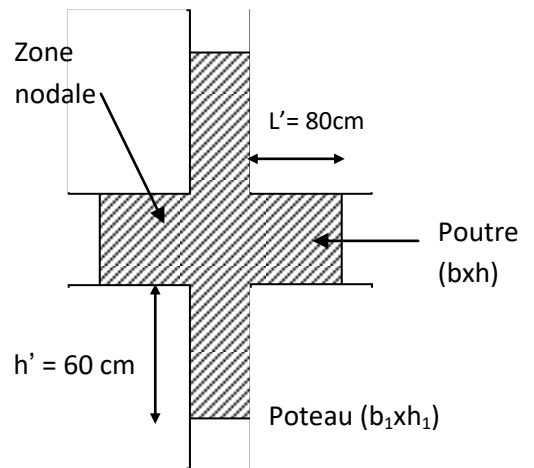


Fig. V.8 : Disposition de la zone

❖ **Recouvrement les barres longitudinales :**

$L_R = 40 \varnothing_{max} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

On prend $L_R = 80 \text{ cm}$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que précédemment.

Tableau : V.2. Récapitulatif de ferrailage des poteaux

Type	Niveau	Sections des poteaux	A _{adop} (cm ²)	Le sbarres choisies	Section corresp. (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
01	RDC	(40 × 40)	12,8	4T20 + 4T12	17,08	80
	1 ^{er} étage					
02	2 ^{er} étage	(35 × 35)	9,8	4T14 + 4T12	10,67	60
	3 ^{ème} étage					
	toiture					

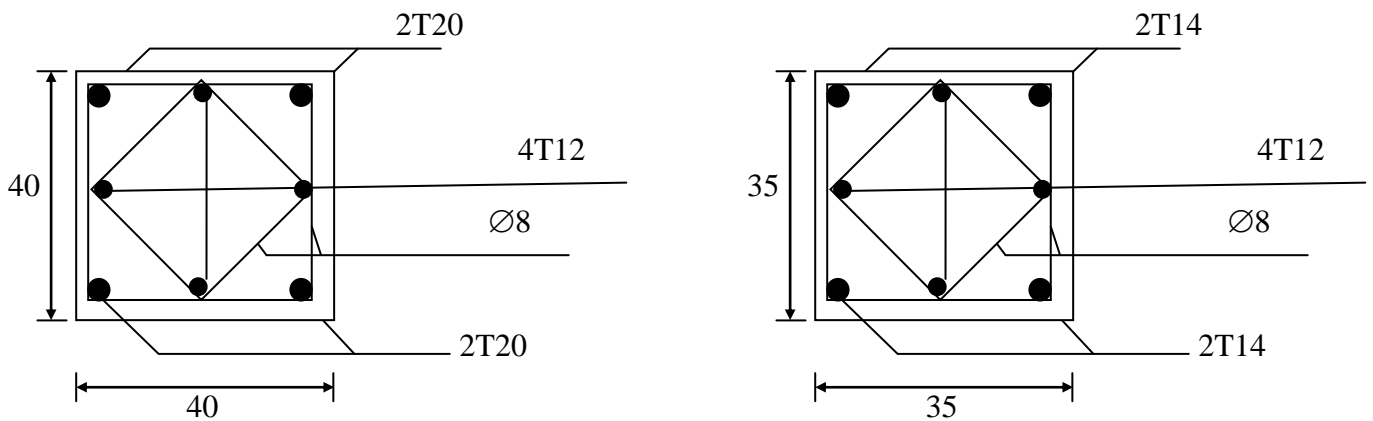


Fig. V.9 : Disposition des armatures

V.4.Ferraillage des poutres :

On a 2 types de poutres à étudier :

- Poutre principale (40 × 30)
- Poutre secondaire (35 × 30)

Pour le ferraillage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d’acier donné par le RPA99.

1. Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en section.
2. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement

Vu que les efforts normaux sont nuls, les poutres seront calculées en flexion simple.

V.4.1.Calcul du ferraillage :

❖ Détermination des efforts :

Les combinaisons prises en compte :

❖ Situation durable et transaction :

$$\begin{matrix} \text{ELUR:} \\ \text{ELS:} \end{matrix} \left\{ \begin{matrix} 1, 35 G + 1, 5 P \\ G + P \end{matrix} \right.$$

A l’aide du fichier des résultants donnée par le SAP 2000 portant le nom EFL SBD on aura les résultants suivants :

Tableau V.3: Sollicitations des poutres

Type	Niveau	ELU		ELS		Effort tranchant
		Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
Poutre principale	RDC et 1 ^{er} étage	56,82	103,29	41,35	75,16	127,01
	2,3 étages et toiture	58,12	102,73	42,30	74,75	127,30
Poutre secondaire	RDC et 1 ^{er} étage	14,99	26,03	11,11	19,29	34,69
	2,3 étages et toiture	15,65	25,50	11,58	18,90	34,74

❖ Exemple de calcul : poutre (40 × 30) cm² du 1^{er} étage et RDC

➤ En travée :

ELUR : M_{tu} = 56,82KN.m

Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{56820}{14,2 \times 30 \times 40^2} = 0,08 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,104; \beta = 0,958$$

$$A = \frac{56820}{348 \times 0,958 \times 36} = 4,73\text{cm}^2$$

ELS : M_{tser} = 41,35KN.m

Fissuration peu nuisible ⇒ il n'est pas nécessaire

De vérifier le contrainte de l'acier (σs)

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{56,82}{41,35} = 1,37$$

Vérification de σ_b

$$\alpha = 0,104 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

Condition de non fragilité

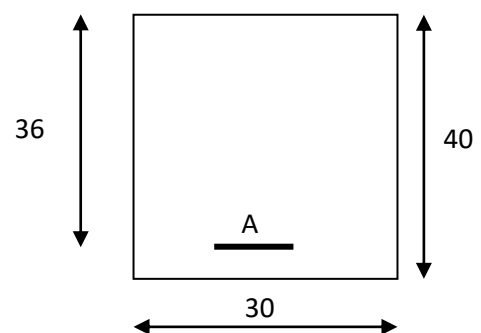


Fig. V.10. : Section de calcul

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 30 \times 36 = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{dop}} = \max (4,73 ; 1,30 ; 5,4) = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T14 \rightarrow A = 6,15 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\text{ELUR : } M_{au} = 103,29 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{103290}{14,2 \times 30 \times 40^2} = 0,151 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \exists \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,20 \qquad \beta = 0,92$$

$$A_{FS} = \frac{103290}{348 \times 0,92 \times 36} = 8,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{ELS : } M_{a \text{ sera}} = 75,16 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifiée la contrainte de l'acier σ_s ,

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{a \text{ sera}}} = \frac{103,29}{75,16} = 1,37$$

$$\text{Vérification de } \sigma_b : \alpha = 0,20 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{CV}$$

\Rightarrow il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton σ_b

Donc les armatures calculées à l'ELU sont retenues

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91)}$$

$$A_{\min} = 0,5 \% \times b \times d = 0,005 \times 30 \times 36 = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 99)}$$

$$A_{\text{dop}} = \max (8,96 ; 1,30 ; 5,4) = 8,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T14+3T14 \rightarrow A = 9,24 \text{ cm}^2$$

V.4.2.Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\alpha \text{ max}} = 127,01 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d} = \frac{127010}{30 \times 36 \times 100} = 1,17 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min (0,13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc les armatures sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

❖ **Détermination des armatures transversales :**

$$\varnothing_t \leq \min (\varnothing_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}) = \min (12 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10})$$

$$\varnothing_t \leq \min (12 ; 11,43 ; 30) \text{ mm}$$

$$\varnothing_t \leq 11,43 \text{ mm} \quad \text{on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 4\varnothing_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

$$\delta_{11} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 400}{30 \cdot 1,5 (1,17 - 0,3 \times 2,1)} = 29,77 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 36 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99 :

1. En zone nodale : $S_t \leq \min (\frac{h}{4} ; 12\varnothing) = (\frac{40}{4} ; 12 \times 08) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

2. En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

V.3.3.Vérification des armatures selon le RPA99 : $A_t = 0,003 S_t \times b$

1. En zone nodale : $A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

2. en zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Longueur de recouvrement : $L_R = 40 \varnothing_{\max} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

On prend $L_R = 60 \text{ cm}$

Remarque :

De la même façon on obtient le ferraillage pour les autres types de poutres, le ferraillage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-4 : récapitulatif du ferraillage des poutres

Type	Niveau		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Barres choisis	$A_{corresp}$	Longueur de recouvrement (cm)
Poutre principale	RDC et 1 ^{er} étage	Travée	4,73	5,4	5,4	3T14 + 3T12	8,01	60
		Appuis	8,96	5,4	8,96	3T14+3T14	9,24	60
	2,3 étages et toiture	Travée	4,84	5,4	5,4	3T14 + 3T12	8,01	60
		Appuis	8,91	5,4	8,91	3T14 + 3T14	9,24	60
Poutre secondaire	RDC et 1 ^{er} étage	Travée	1,40	4,73	4,73	3T14 + 3T12	8,01	60
		Appuis	2,43	4,73	4,73	3T14 + 3T12	8,01	60
	2,3 étages et toiture	Travée	1,45	4,73	4,73	3T14 + 3T12	8,01	60
		Appuis	2,38	4,73	4,73	3T14 + 3T12	8,01	60

❖ Tableau de ferraillage :

Tableau V.5 : Disposition des armatures

Poutre Principale	
En travée	En appui

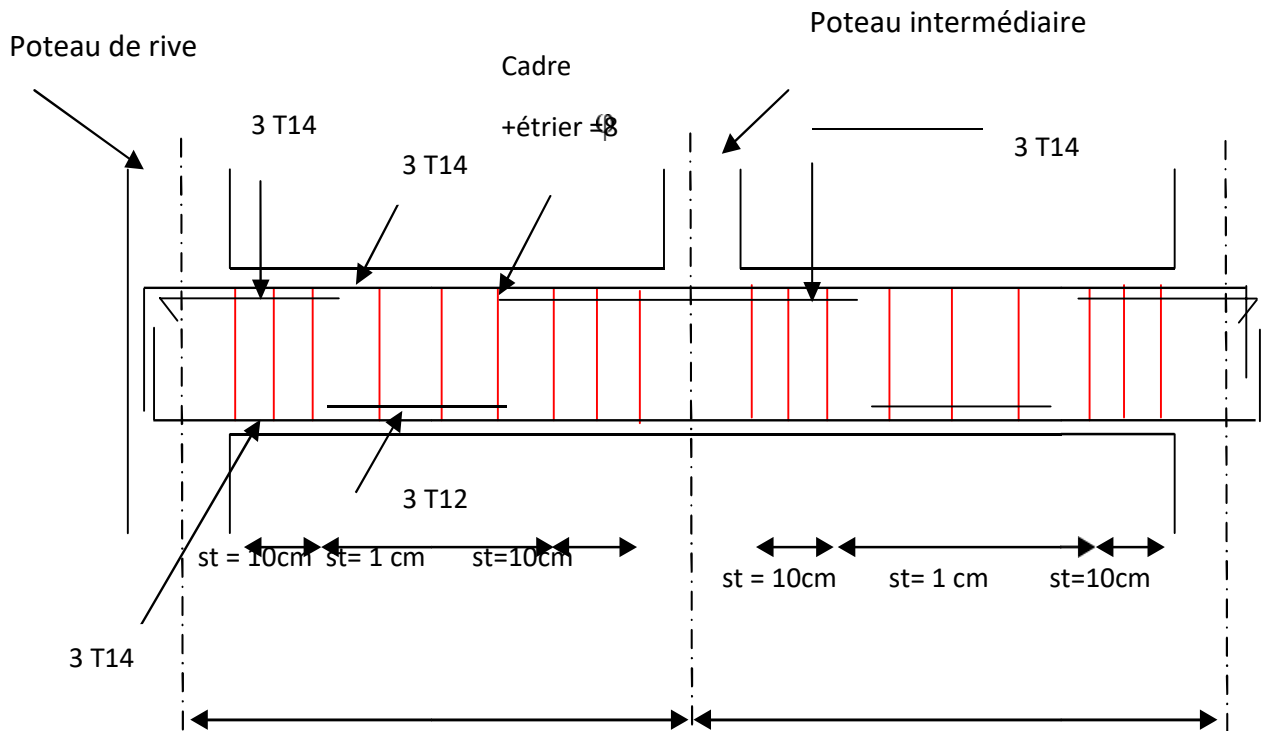


Fig. V.11. : Disposition des armatures

Tableau V.6 : Disposition des armatures des Poutres secondaires

Ferraillage de la Poutre secondaire	
En travée	En appui

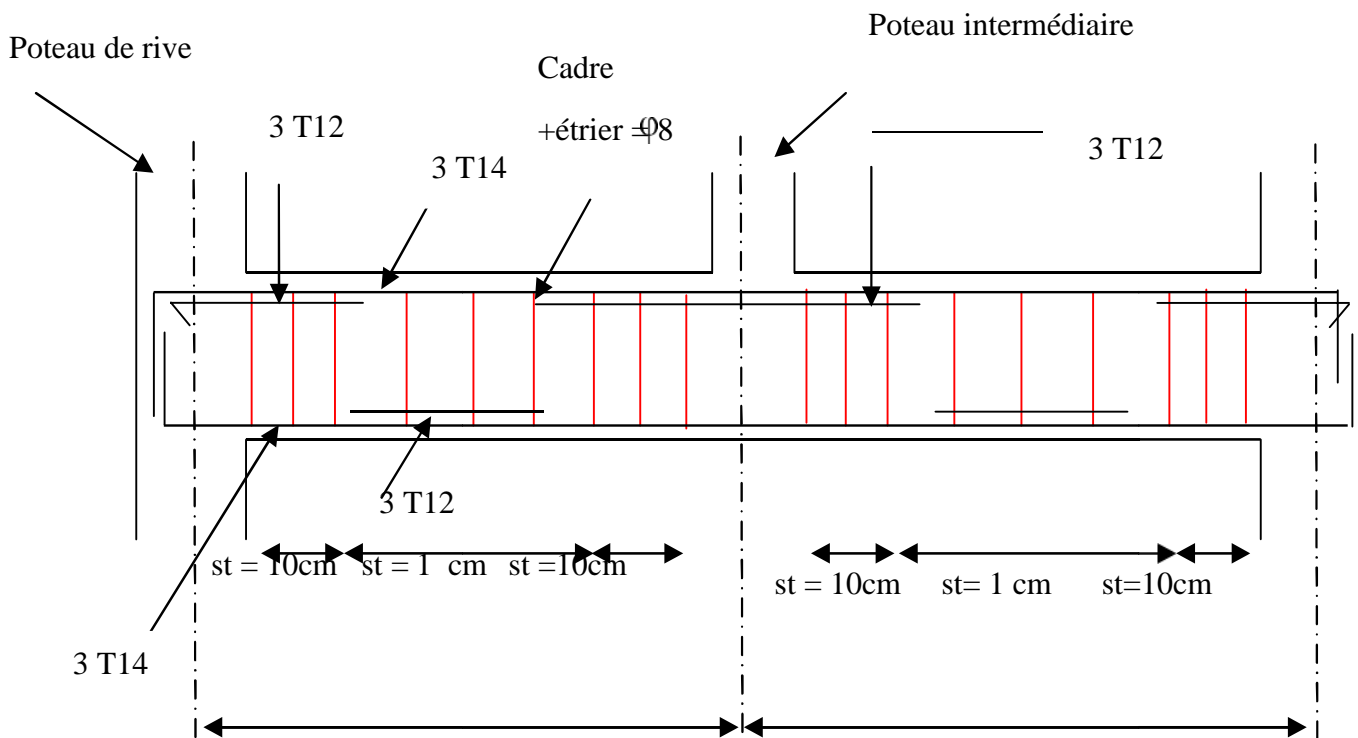


Fig. V.12 : Disposition des armatures de la Poutre secondaire

Chapitre VI
Etude des fondations
sur sol gonflant

VI.1 Introduction :

Les premières publications traitant des méthodes de calcul des fondations sur sols gonflants étaient empiriques et portaient des travaux de Rigby et Dekena (1951), Salas et Serratos (1957) et Dawson (1953, 1959).

La fondation est représentée sous la forme d'une poutre à une seule travée, appuyée sur deux appuis dans le cas du gonflement des sols de fondation sous les bords de la fondation, et sous forme d'une poutre en console si le gonflement du sol se produit sous le centre de la fondation. Dans les deux cas, la réaction du sol est supposée uniformément répartie sur la surface de contact du sol et de la poutre, qui ne représente qu'une partie de la surface totale de la semelle de la fondation

- Le choix de type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

VI.2. Caractéristiques géométriques du sol : Le sol de site est un terrain gonflant et la contrainte admissible du sol est égale 2 bars.

-Différents types de fondations :

- ❖ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ❖ Semi profondes (les puits)
- ❖ Profondes (les pieux)
- ❖ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

- Isolées
- Filantes
- Radiers

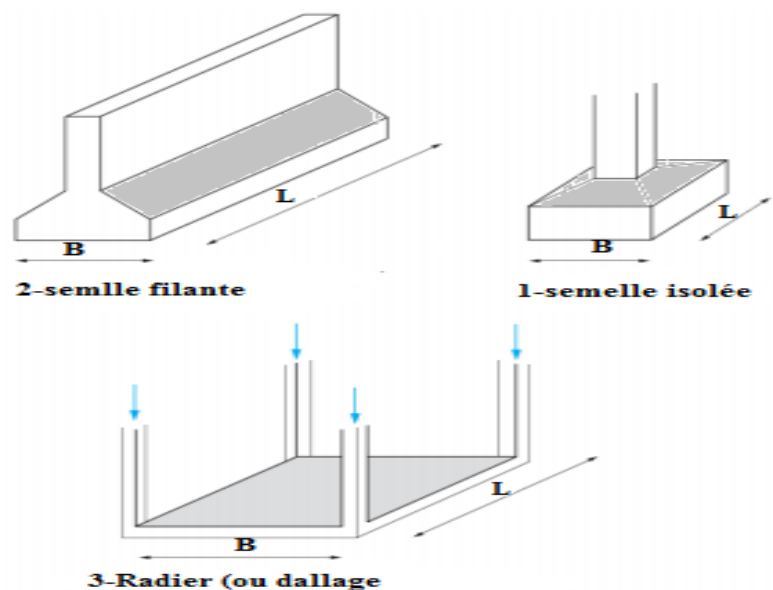


Fig. VI-1 : type de fondation superficielle

VI.2.1 Les fondations isolées :

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

VI.2.2 Les fondations filantes :

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'ouvrage fondé.

VI.2.3 Les radiers :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

L'étude des fondations se fait sous la combinaison suivante :

- 1). 1.35G+1.5Q
- 2). G+Q

❖ **Calcul des semelles isolées :**

❖ **Pré dimensionnement Semelle S₁ (semelle d'angle) :**

- Pour $\sigma_{sol}=2 \text{ bar}$.

$$- N = 359,429 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} M_{YY} = 6,16 \text{ kN.m} \\ M_{XX} = 2,56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \begin{cases} A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

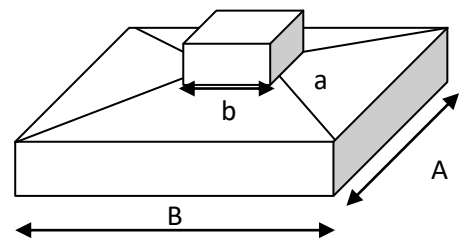


Fig.VI-2 : Semelle isolée

On a : a = b = 40 cm donc A = B

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{359,429 \times 10^{-2}}{2}} = 1,34 \text{ cm}$$

⇒ B ≥ 134 cm ; On prend B = 135 cm

Semelle S₂ : (semelle de rive)

$$N = 667,774 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} M_{y\text{corr}} = 3,734 \text{ KN.m} \\ M_{x\text{corr}} = 2,336 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Rightarrow A = B \geq 1,83 \text{ cm}$

On prend $A = B = 190 \text{ cm}$

Semelle S₃ : (semelle de centre)

$$N = 1150,31 \text{ KN} \rightarrow \begin{cases} M_{y\text{corr}} = 5,533 \text{ KN.m} \\ M_{x\text{corr}} = 2,075 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Rightarrow A = B \geq 2,398 \text{ cm}$

On prend $A = B = 240 \text{ cm}$

Conclusion :

Les semelles isolées Il y a des chevauchements dans les deux directions, et pour cela, le choix d'un radier général sous notre construction s'impose.

VI.3. Etude de radier :

VI.3.1 Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

VI.3.2 Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \cong poids total de la structure).

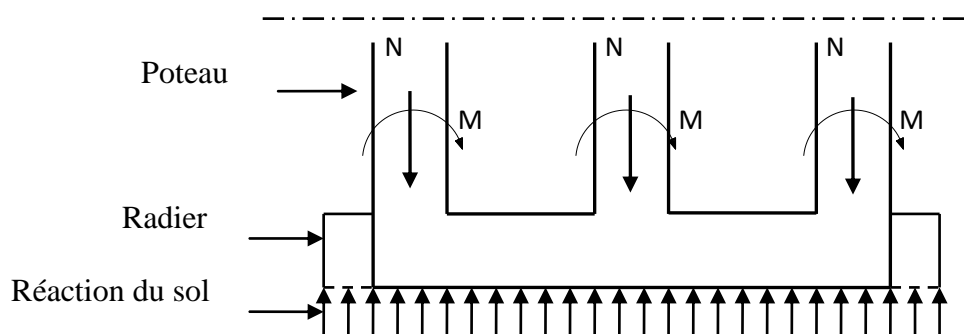


Fig.VI.3 Schéma du Radier

VI.3.3. Les sollicitations :

Après analyse de la structure par le logiciel Sap2000, nous obtenons pour chaque combinaison d'action, la somme des réactions verticales N et les composantes Mx et My de la somme des moments par rapport à O qui coïncide avec l'origine des axes.

Les valeurs obtenues sont résumées dans le tableau suivant :

Table VI.1. Somme des réactions pour différentes combinaisons d'action

Combinaisons	N (KN)	Mx (kN. m ²)	My (kN. m ²)
1, 35 G+1,5Q	23879,618	5,533	2, 0749
G+Q	17470, 65	4,0261	1, 5347

❖ **Pré dimensionnement du radier :**

1. Combinaison d'actions

E.L.U: $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 23879,618 \text{ KN}$

E.L.S: $N_{ser} = G_T + Q_T = 17470,65 \text{ KN}$

N_{ser} La somme algébrique de toutes les réactions sur le radier

2. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$N = N_{ser} = 17470,65 \text{ KN.}$

$S \geq N/\sigma_{sol} = 87,353\text{m}^2$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 127,619 \text{ m}^2$.

3. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ere} condition :

$\tau_u = V_u / b.d. \leq 0,06 f_{c28}$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 5,05 \text{ m}$

$Q_u = N_u / S_{red} = 23879,618 / 127,619 = 187,116 \text{ KN/m}^2$.

Par ml: $Q_u = 187,116 \cdot 1\text{ml} = 187,116 \text{ KN/ml}$.

$V_u = 187,116 \times 5,05 / 2 = 472,469 \text{ KN}$

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{472,469 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,31 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 5,05 \text{ m}$$

$$0,20 \leq d \leq 0,25 \text{ m}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 35 \text{ cm} ; d = 30 \text{ cm}$$

4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \quad \Leftrightarrow 56 \text{ cm} \leq h \leq 84 \text{ cm}$$

On prend : d=72 cm ; h = 80 cm ; b = 45 cm.

5. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[(0,35 \times 127,619) + (0,80 \times 0,45 \times 218,22)] = 308,064 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 308,064 + 17470,65 = 17778,714 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{17778,714}{127,619} = 139,310 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Caractéristiques géométriques du radier:

La forme du radier de notre projet est rectangulaire (26,23×13,45) m² avec un débordement de 1,0 m, on doit déterminer le centre de gravité et les moments d'inertie du radier

$$X_G = 13,11 \text{ m} \quad I_{xx} = \frac{26,23 \times 13,45^3}{12} = 5318,43 \text{ cm}^4$$

$$Y_G = 6,725 \text{ m} \quad I_{yy} = \frac{13,45 \times 26,23^3}{12} = 20227,206 \text{ cm}^4$$

La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,45 \times (0,80)^3/12 = 0,0192 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 32164200 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b=0,45\text{m}$.

K: capacité portante d'un sol moyen. $K= 410,4 \text{ KN/ m}^2$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,0192}{410,4 \times 0,45}} = 6,047\text{m}$$

$$L_{\max} = 4.60\text{m} < \frac{\pi}{2} .L_e = 9,494\text{m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Pour satisfaire les (04) quatre conditions cité précédemment soit donc $h = 90 \text{ cm}$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{②}$$

U_c = périmètre du contour

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = a + h \end{cases}$$

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (40 + 40 + 160) \times 2 = 4,80 \text{ m}$$

$$\text{②} \Rightarrow 0,045 \times 4,80 \times h \times f_{c28} - N_u \geq 0$$

N_u : Charge de calcul a l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($N_u = 1150,31 \text{ kN}$)

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 4,80 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 2880\text{kN} > 1150,31 \text{ kN}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.3.4 : Combinaisons d'actions :

-Situations durable et transitoire :

ELU:

$$N_u = 23879,618 \text{ kN}$$

$$M_x = 5,533 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 2,0749 \text{ KN.m}$$

M_x, M_y : La somme de tous les moments dans la direction considérée.

ELS :

$$(G + P) + (Pr + Q)$$

$$N_{\text{ser}} = 17479,65 \text{ kN}$$

$$M_x = 4,0261 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1,5347 \text{ KN.m}$$

VI.3.5. Vérification des contraintes sous radier :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens longitudinal et transversal:

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{\text{Rad}}} + \frac{M}{I}V \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

σ_{max} et σ_{min} contraintes maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N: l'effort normal du aux charges verticales

S_{rad} : Surface du radier

❖ On prend : Caractéristiques géométriques du radier:

: d = 72 cm ; h = 80 cm ; b = 45 cm.

ELU :

$$\sigma_{1.2} = \frac{Nu}{S} \pm \frac{M}{I}D \quad ; \quad D = \frac{H}{2} = 40 \text{ cm} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Sens x – x :

$$\sigma_{1.2} = \frac{23879,618}{127,619} \pm \frac{5,433}{5318,43} \times 45 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,870 \text{ bars} < 2 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,871 \text{ bars} > 0 \text{ bars} \end{cases}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,870 \text{ bars}$$

Sens y – y :

$$\sigma_{1.2} = \frac{23879,618}{127,619} \pm \frac{2,0749}{5318,43} \times 45 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,8713 \text{ bars} < 2 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,8709 \text{ bars} > 0 \text{ bars} \end{cases}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,8712 \text{ bars}$$

ELS :

Sens x – x :

$$\sigma_{1.2} = \frac{17479,65}{127,619} \pm \frac{4,0261}{5318,43} \times 45 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,370 \text{ bars} < 2 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,369 \text{ bars} > 0 \text{ bars} \end{cases}$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,369 \text{ bars}$$

Sens $y - y$:

$$\sigma_{1,2} = \frac{17479,65}{127,619} \pm \frac{1,5347}{5318,43} \times 45 \Rightarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,3698 \text{ bars} < 2 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1,3695 \text{ bars} > 0 \text{ bars} \end{array} \right.$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,3697 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} > \max(\sigma_1; \sigma_2; \sigma_m) = 0.289 \text{ bars}$$

❖ **Vérification de l'effort de sous pression**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$p \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot z = 1.5 \times 10 \times 127,619 \times 1,30 = 2488,5705 \text{ kN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement **α = 1.5**

γ_w : Poids volumique de l'eau (**γ_w: 10KN/m²**)

Z : Ancrage du bâtiment (**Z = 1,30 m**)

$p = N_{ser} = 17470,65 \text{ kN} \geq 2488,57 \text{ kN} \Rightarrow$ Pas de risque de soulèvement de la structure. **C.V**

VI.3.6 Evaluation des charges pour le calcul du radier

❖ **Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{rad} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{rad} = 187,116 - 0,875 = 186,259 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge par « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 186,259 \text{ KN/m}^2.$$

VI.4 Ferrailage du radier :

VI.4.1 Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Moment en travée :

$M_t = 0,85M_o$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_o$panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

$M_a = 0,35M_o$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_o$ appuis intermédiaire.

2^{ème} cas :

Si: $\alpha = l_x/L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

VI.4.2 Exemple de calcul :

$\alpha = l_x/L_y = 4,29/4,60 = 0,93 > 0,4$

La dalle porte dans les deux sens.

$\rho = 0,93 \Rightarrow \mu_x = 0,0428 ; \mu_y = 0,841.$

$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$

$M_{0x} = 0,0428 \times 186,259 \times (4,29)^2 = 146,71 \text{KN.m}$

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

$M_{0y} = 0,841 \times 146,71 = 123,38 \text{KN.m}$

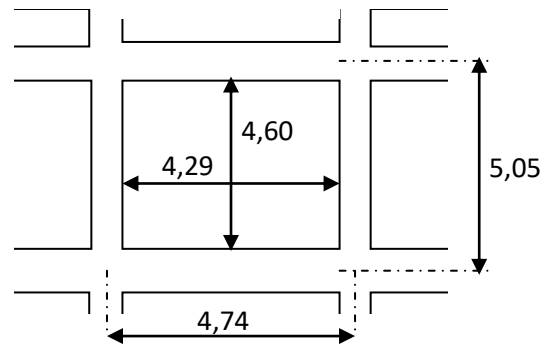


Fig. VI .4 Schéma de portée la plus grande

En travée :

Sens x :

$b = 1,00 \text{ m} ; h = 0,8 \text{ m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,72 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$M_{tx} = 124,70 \text{ KN.m}$

$\mu = 0,0169 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot A} , A' = 0$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,020 \quad \beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,99$

$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{124,70 \times 10}{348 \times 0,99 \times 0,72} = 5,130 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 72 \cdot \frac{2,1}{400} = 8,694 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max(A_t ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 8,69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad / \text{ On prend : } A = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des barres : 6HA14/ml=9,23cm²/ml

Sens-y :

$$M_{ly} = 123,38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0167 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,23. \quad Z = 0,980 \text{ cm} \quad A = 5,024 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{123,38 \times 10}{348 \times 0,99 \times 0,72} = 5,024 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 * 100 * 72 * \frac{2,1}{400} = 8,694 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 8,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix des barres : } 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-En appuis :

Sens x:

$$M_{ax} = 51,348 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0069 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0 ; \quad \alpha = 0,0087. \quad Z = 0,99 \text{ cm} \quad A = 2,070 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\text{T}10 \quad \text{Donc } A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}, \quad S_t = 3,14 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{51,348 \times 10}{348 \times 0,99 \times 0,72} = 2,070 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 * 100 * 72 * \frac{2,1}{400} = 8,694 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 8,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad / \quad \text{Choix des barres : } 6\text{HA}14/\text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens-y:

$$M_{ay} = 61,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,0083 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0 ; \quad \alpha = 0,011. \quad Z = 0,99 \text{ cm} \quad A = 2,486 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 4\text{T}10 \dots A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}, S_t = 3,14 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{61,69 \times 10}{348 \times 0,99 \times 0,72} = 2,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 * 100 * 72 * \frac{2,1}{400} = 8,694 \text{ cm}^2$$

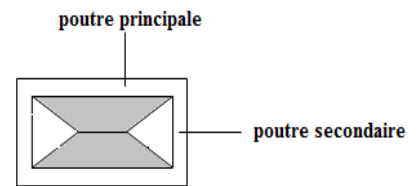
$$\text{Donc : } A = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 8,69 \text{ cm}^2$$

On prend : $A = 9,23 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$; Choix des barres : 6HA14/ml=9,23cm²/ml

VI.4.3. Ferrailage des poutres apparentes :

On distingue deux types des poutres apparentes :

- { Poutres principales supportant des charges trapézoïdales
- { Poutres secondaires supportant des charges triangulaires



❖ **Poutres principales :**

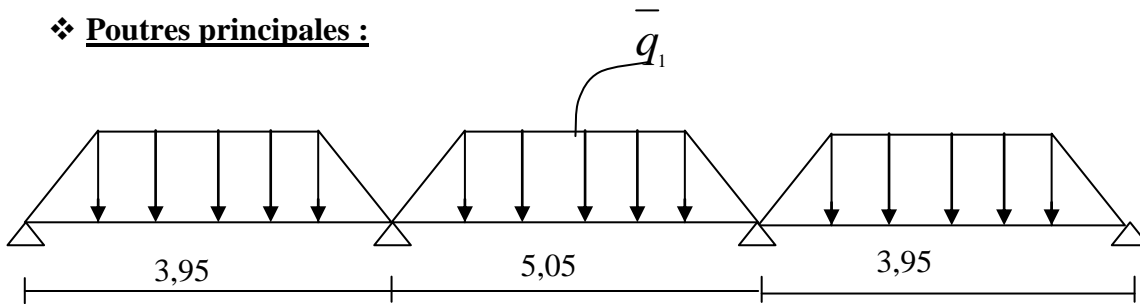


Fig. VI.5 : Répartition des charges sur les poutres principales

Poutres secondaires :

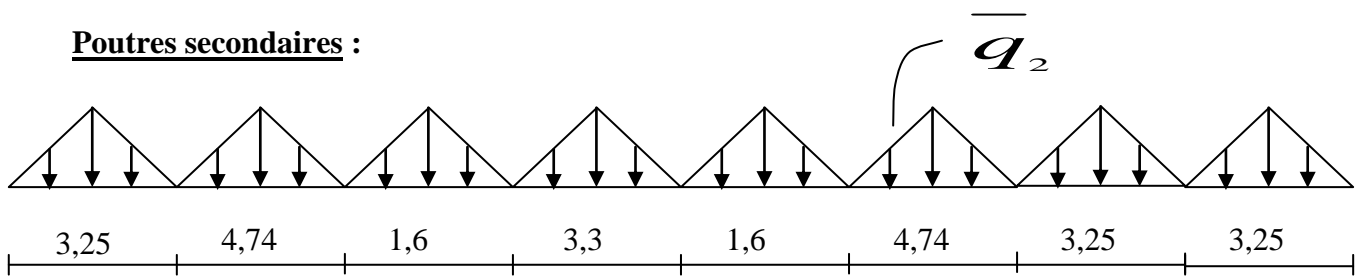


Fig. VI.6. : Répartition des charges sur les poutres secondaires

➤ **Poutres principales :**

Charge équivalente :

Calcul de Q': Charge équivalente :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$\text{❖ } q_1 = \left[\bar{q}_u \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L} ; q_1 = \left[186,259 \times \frac{4,1 + 0,4}{2} \right] \times \frac{2}{4,1}$$

❖ $\Rightarrow q_1 = 197,69 \text{KN/ml}$

❖ A partir de l'application de la méthode des trois moments on trouve :

$M_{t \max} = 648,10 \text{ KN.m}$

$M_{a \max} = 421,07 \text{ KN.m}$

$T_{\max} = 506,21 \text{ KN.m}$

➤ **Poutres secondaires :**

Charges équivalentes :

$$q_2 = \left[\mathbf{Q}_2 \times \frac{4,74}{2} \right] \times \frac{2}{4,74} = 186,259 \text{ kN.ml}$$

A partir de l'application de la méthode des trois moments, on trouve :

$$M_{t \text{ max}} = 334,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ max}} = 335,266 \text{ kN.m}$$

$$T_{\text{max}} = 452,82 \text{ kN.m}$$

a. Pré dimensionnement des nervure :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left(\frac{L}{2}, \frac{Lt}{10} \right)$$

Hauteur des nervures :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{5,05}{10} = 50,5 \text{ cm} \quad h = 60 \text{ cm} ; \text{ On prend les nervures de dimensions } (b_0, h) = (50, 60) \text{ cm}^2$$

Epaisseur de la dalle :

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{505}{20} = 25,25 \text{ cm} \quad \Rightarrow e = 30 \text{ cm}$$

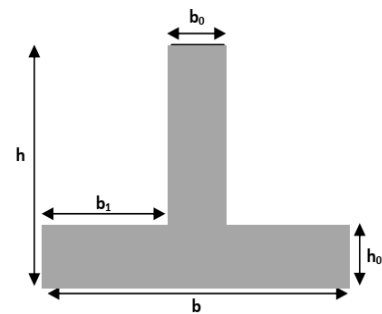


Fig. VI.7 : Dimension de la nervure

Tableau VI.2. Dimensionnement des nervures

	Poutres principales	Poutres secondaires
h_0 (cm)	30	30
h_t (cm)	90	80
b_0 (cm)	50	50
b (cm)	150	144
b_1 (cm)	50	47

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Ferrailage de la poutre principale

		M_t (kN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Armatures	A_{adopt} (cm ²)
Sens Y-Y	Travée	648,10	23,55	14,67	8HA20	25,13
	Appui	421,07	8,19	14,67	4T20 + 2T16	16,58

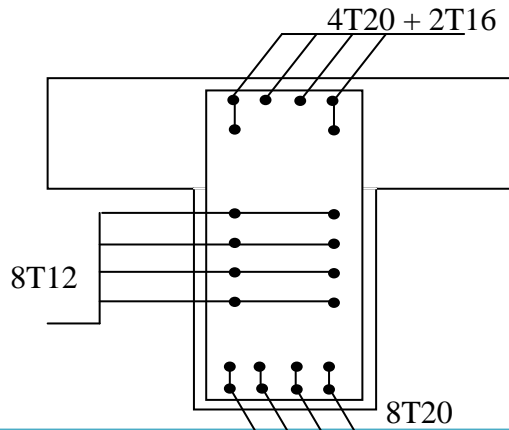


Fig. VI.8 : Ferrailage de la poutre principale

Tableau VI.4. Ferrailage des poutres secondaire

		M_t (kN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	armatures	A_{adopt} (cm ²)
Sens Y-Y	Travée	334,75	6,78	12,51	4HA14+4HA16	14,19
	Appui	335,266Kn	13,59	12,51	3HA20+3HA14	14,04

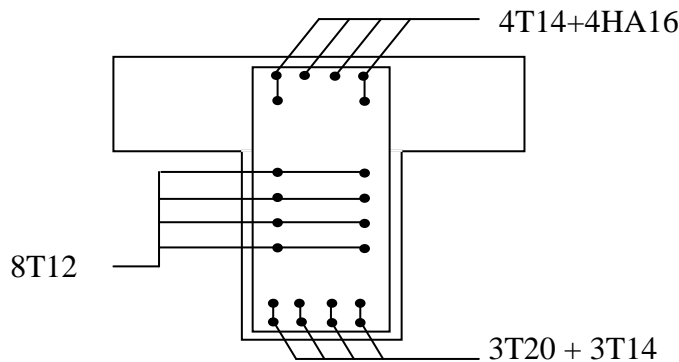


Fig.VI.9 : Ferrailage de la poutre secondaire

❖ Vérification à l'ELU :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \quad \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{506,21}{0,5 \times 0,81} = 1,249 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 1,249 \leq 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots C.V$

Calcul diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_{Lmax}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = \text{Min} \left(16; \frac{800}{35}; \frac{450}{10} \right)$$

$$\text{Min} (16; 22,9; 45) \Rightarrow \phi_t \leq 16 \text{ mm.}$$

en prendre $\phi_t = 10 \text{ mm.}$

➤ Espacement des aciers transverse :

$$S_t \leq \text{Min} \left(\phi_{L\text{min}} ; \frac{h}{4} ; 12 \right) \Rightarrow S_t = \text{Min} \left(14 ; \frac{80}{4} ; 12 \right) = \text{Min} (14; 20; 12) \Rightarrow S_t \leq 12 \text{ cm.}$$

❖ **Calcul du débord :**

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0.6\text{m}$ et d'épaisseur $h = 35\text{cm}$

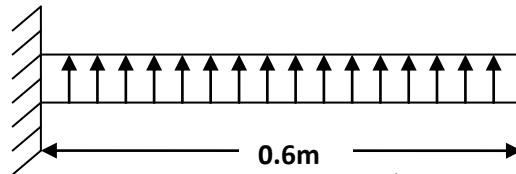


Fig. VI.10 schéma statique de débord

➤ **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} \rightarrow q_u = \frac{N}{S} \times 1 \rightarrow M_u = 13.26 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul de ferrailage à l'ELU :**

➤ **Ferrailage suivant Lx :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d \cdot d^2} = \frac{13,26 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,35^2} = 0,0076 < \mu_{AB} = 0,017 \rightarrow$$

pivot A

$$\text{At} = 0, \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,0095$$

$$\beta = (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,99 \quad , \quad A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{13,26 \times 10}{348 \times 0,914 \times 0,35} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Vérification de Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = 0,23 * 100 * 35 * \frac{2,1}{400} = 4,226 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A_u; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_u = 4,226 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : $A = \frac{4,52 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$ Choix des barres : (4HA12/ml = 4,52 cm²/ml)

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4,22}{4} = 1,056 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On prend : } A = 2.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres : 5HA10 /ml = 3,93 cm²/ml

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer les connaissances théoriques acquises lors de notre formation pour analyser, étudier et contrôler un vrai projet de construction. Nous savons à quel point il est important d'analyser la structure bien avant son calcul basé sur l'étude du sol, qui est la base la plus importante avant de poser une quelconque base pour chaque intervalle, et à travers notre étude que nous avons faite dans cette thèse nous nous sommes principalement appuyés sur le positionnement et l'ancrage de la base de la construction sur un sol caractérisé par un gonflement.

Dans le domaine du génie civil, le phénomène de gonflement et de tassement différentiel est à l'origine de nombreuses perturbations tant pour les structures en toiture (bâtiments, fondations de toiture, soutènement, remblais, etc.) que pour les ouvrages souterrains (tunnels, pieux, etc.) fondations profondes, etc.).

Les exemples de troubles associés à la présence de boue gonflée sont nombreux et variés. Elle a des conséquences néfastes sur les structures, telles que des fissures dans les murs résultant d'événements descendants du bâtiment, incitant ainsi les chercheurs et ingénieurs à porter une attention particulière à l'objectif de fixation du sol en développant et en proposant des solutions à ces étages qui se trouvent à Adrar, afin de pouvoir construire un bâtiment stable. Et en pensant proposer des traitements et des solutions aux causes des dommages causés par ce phénomène, nous avons choisi de nous appuyer sur un radier de fondation général qui garantit à la fois résistance et économie avec une bonne conception à moindre coût.

Nous recommandons fortement que cette recherche se poursuive: la mise en place d'un dispositif de mesure de la pression de gonflage, en particulier un dispositif permettant de contrôler la pression interstitielle et le degré de saturation de l'échantillon lors des tests. Généralisation de modèles prédictifs de pression de gonflement pour l'argile d'Adrar. Effectuer des mesures sur place sur plusieurs années pour vérifier les modèles.

Tout cela, bien sûr, passer en revue la protection de la vie humaine et la garantie de stabilité des ouvrages. Au cours de cette étude, nous avons essayé d'utiliser des programmes techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous ont pas permis de résoudre tous les problèmes que nous avons rencontrés, il a fallu du bon sens et de la logique pour trouver des arrangements pour les éléments structurels qui avaient plus de sens pour l'ingénieur.

Notons que c'est finalement ce projet qui constitue pour nous une première expérience et qui nous a été très bénéfique à l'aide d'un outil informatique, mais le maîtriser reste une étape très importante qui nécessite la connaissance de quelques notions de base du Master II Sciences, en adoptant la conception optimale qui répond aux exigences architecturales et de sécurité.

Enfin, le travail que nous avons présenté est l'aboutissement de cinq années d'études. Cela nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées au cours de notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettre d'appliquer ces connaissances dans la vie pratique.

Références Bibliographiques

Règlements:

- 📖 D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- 📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.

Les mémoires de fin d'étude :

📖 Etude d'un bâtiment d'habitation (R+ 4) implanté à Adrar (2014 / 2015). par Auteurs :

☞ *BOUKARI Hanane - FHOUDI El alia*

📖 Etude d'un Bâtiment (R+10) +S-SOL à usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte (2016/2017). Universités ADRAR par Auteurs :

☞ *BrikaMebarka - BelbaliTouria*

Etude d'un Bâtiment (R+10) à usage d'habitation, Universités Malay Tahar-Saida 2009 /2010.

☞ *M. FETATI Souleymane - M. FETATI Tawfik*

📖 L'influence de la disposition des voiles de contreventement sur le comportement sismique d'une structure en béton armé (2020 / 2019)

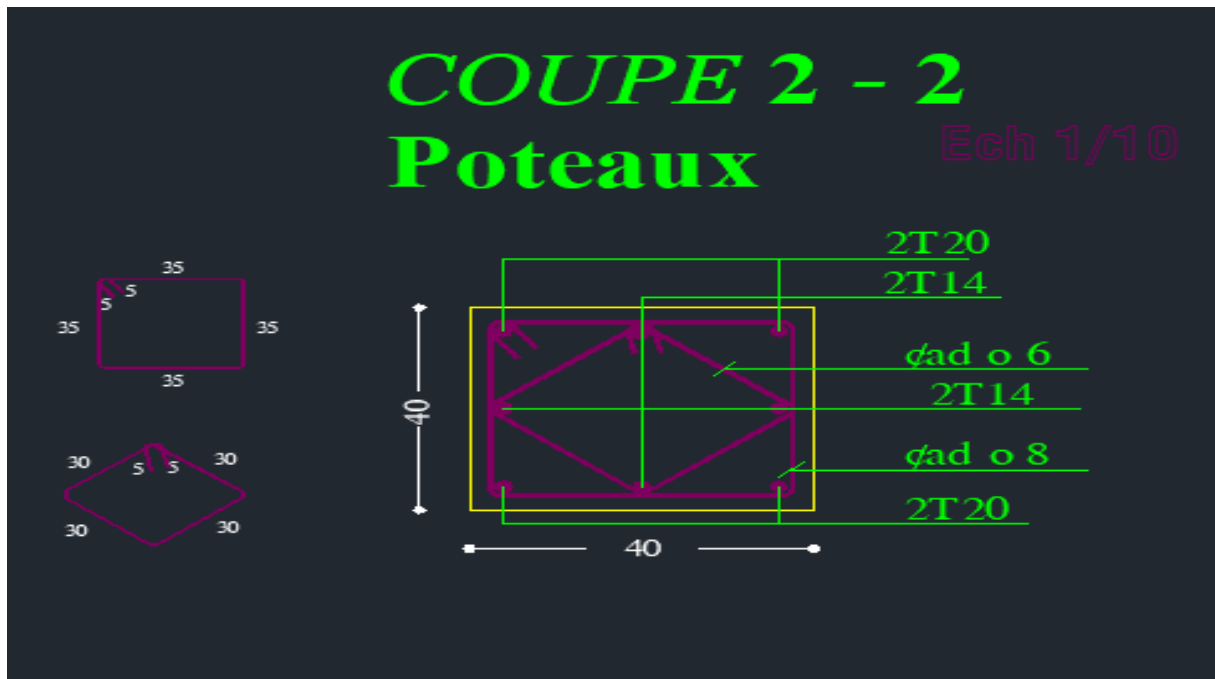
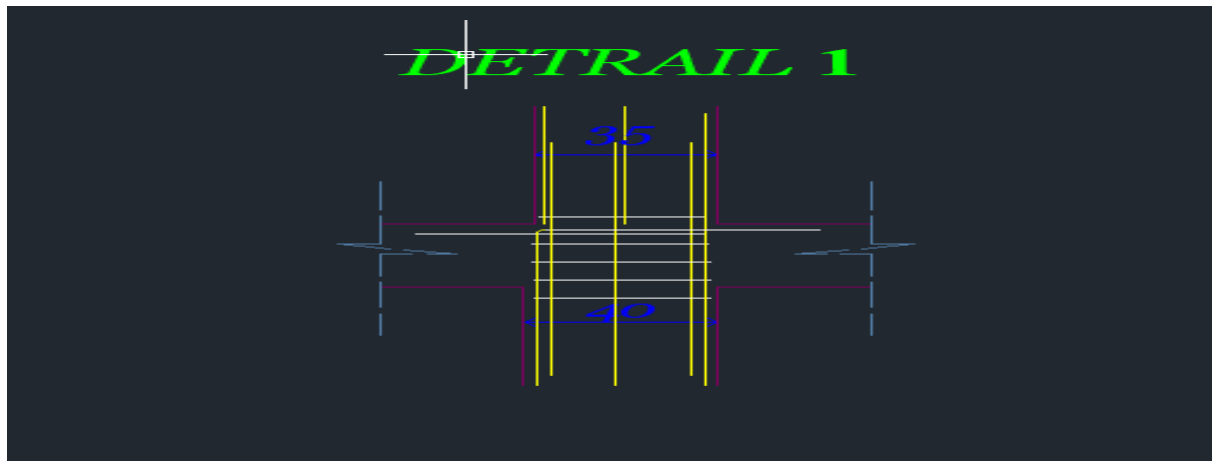
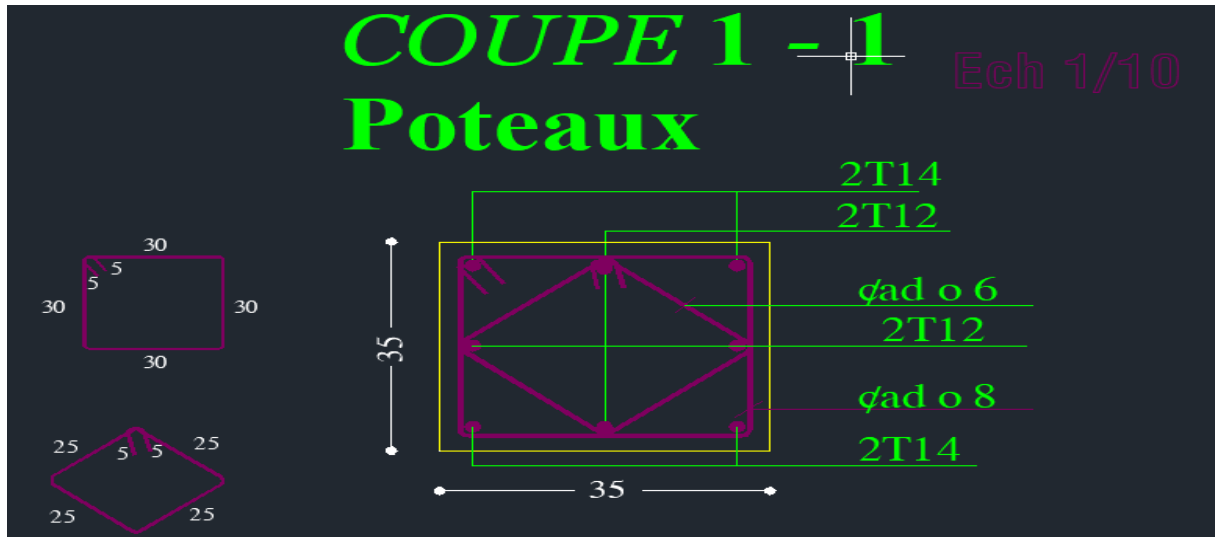
☞ *Ghaitaoui Abdelaali - Hamdi Ayyoub*

📖 Calcul des fondations et évaluation des tassements d'un sol potentiellement gonflant abritant un ensemble immobilier (2017 /2016)

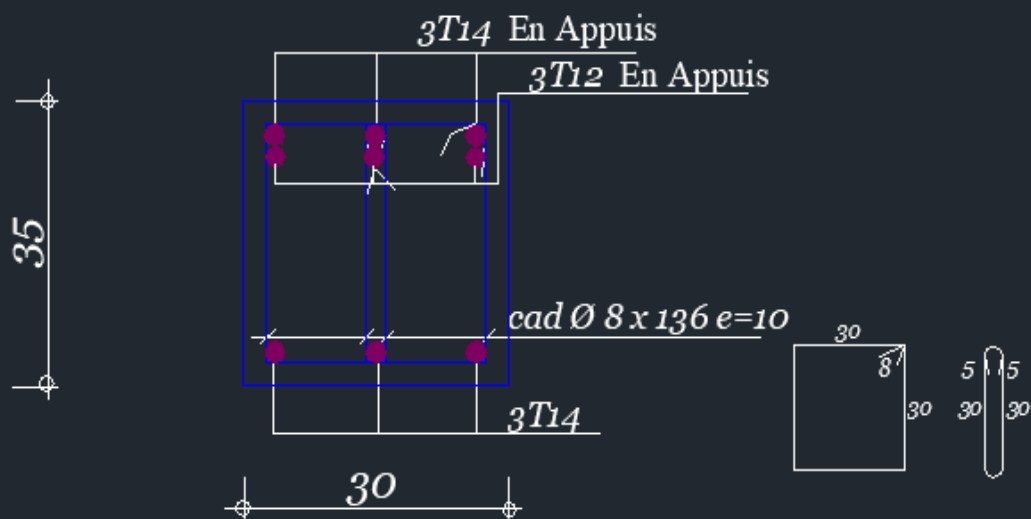
☞ *BELAKROUF Walid - ZEMMOURI Mohamed Lamine*

Outils informatiques

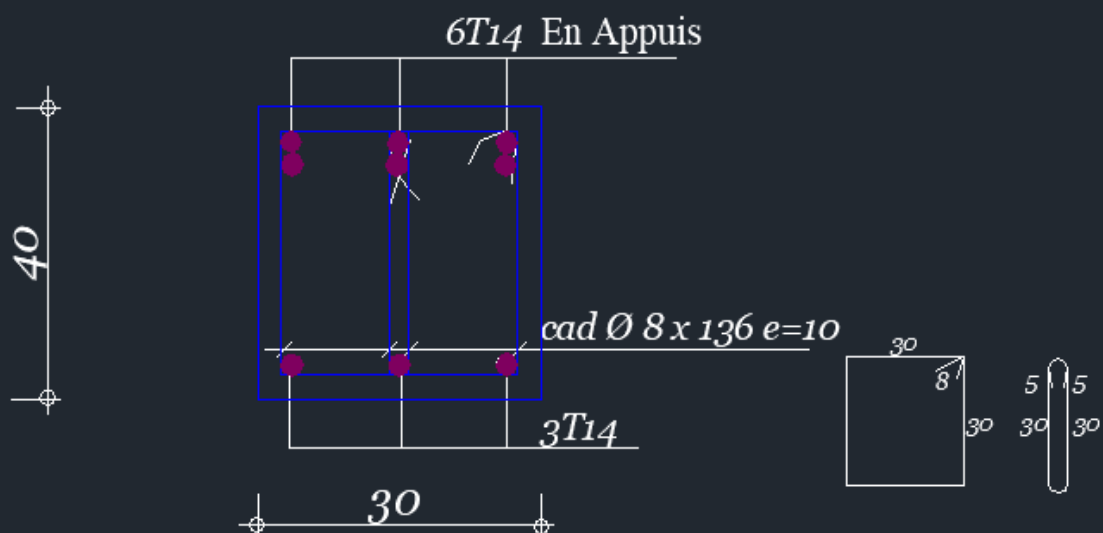
- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel SAP 2000
- Logiciel EXCEL



Coup 2 de poutre secondaire

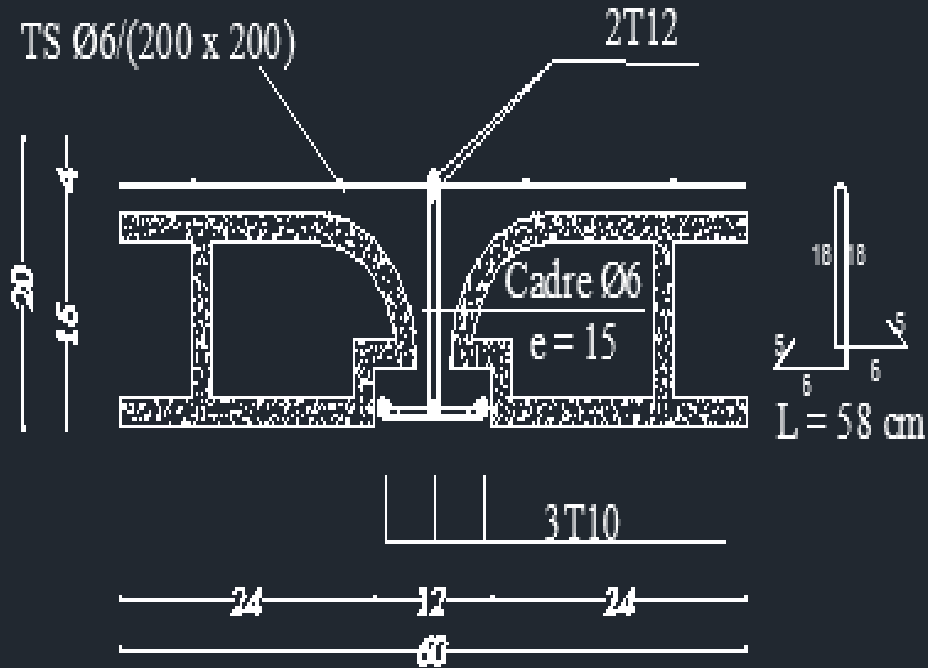


Coup 2 de poutre principale

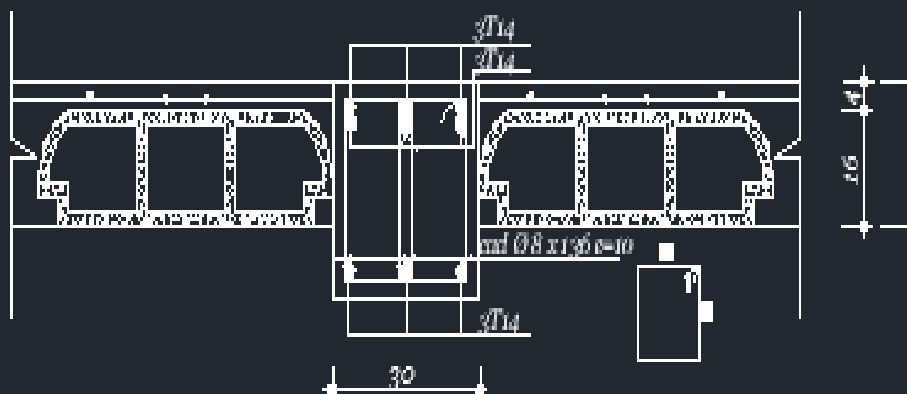


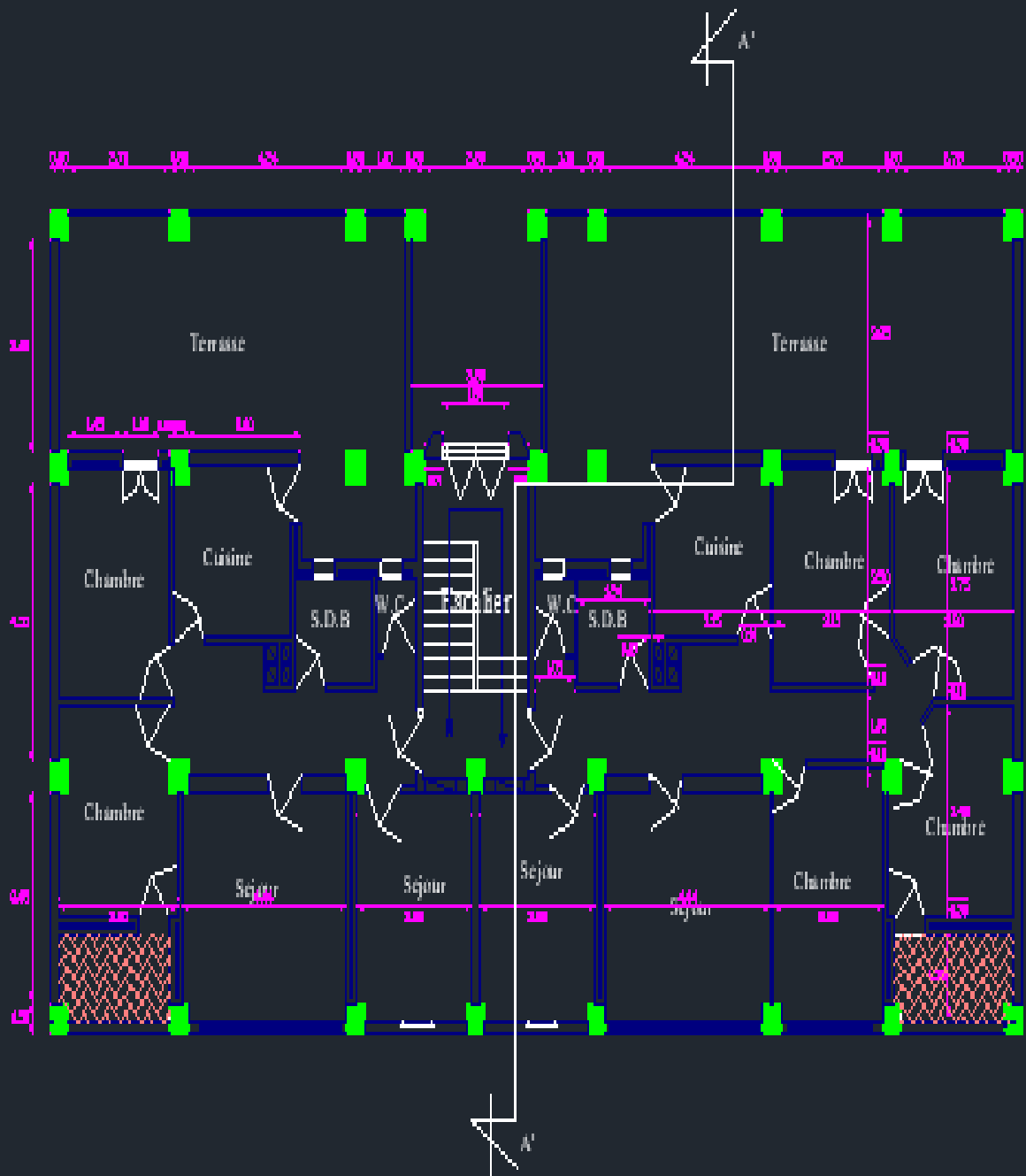
DETAIL DE LA POUTRELLE

ECH.: 1/5

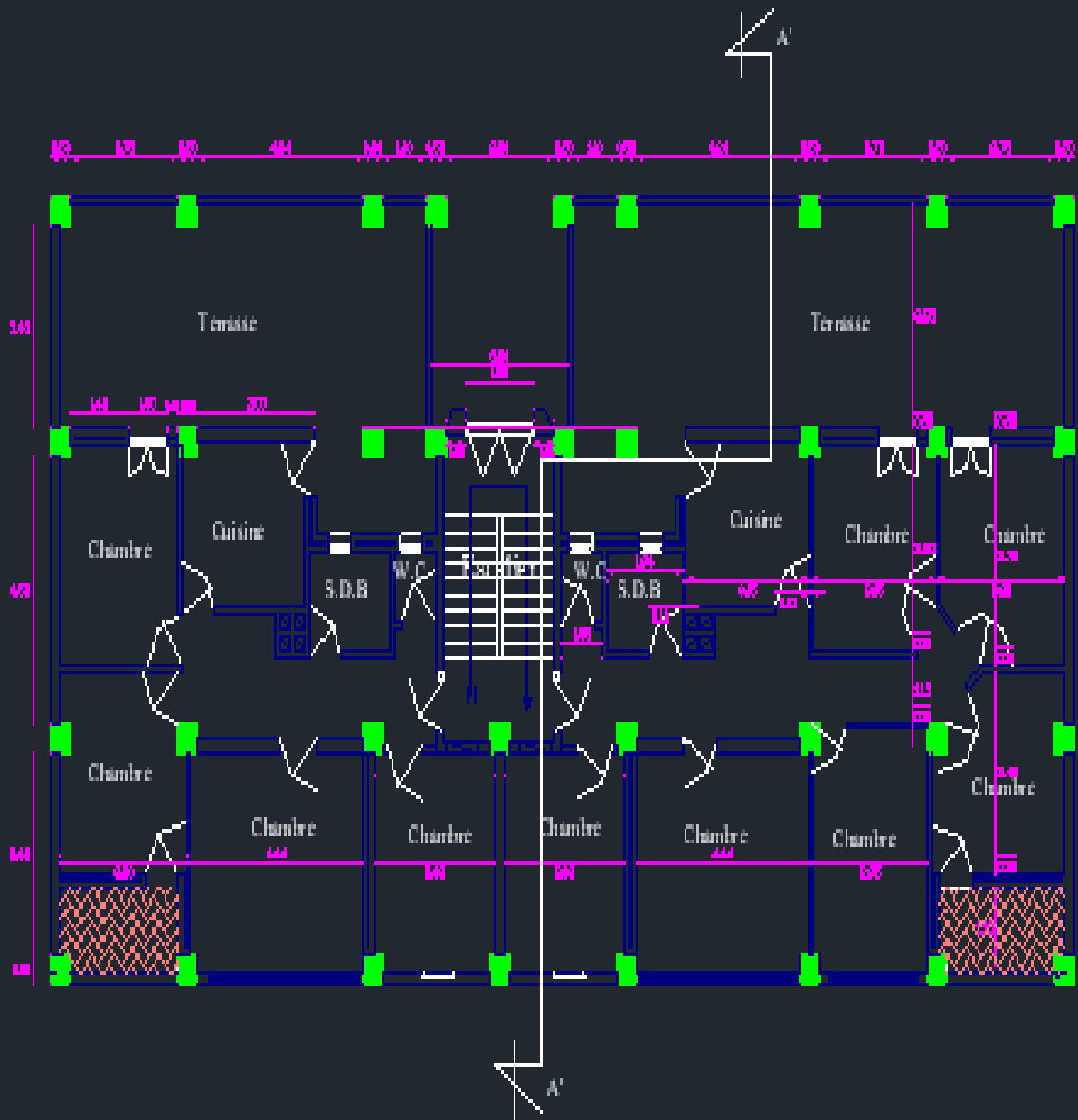


Coupe : A-A

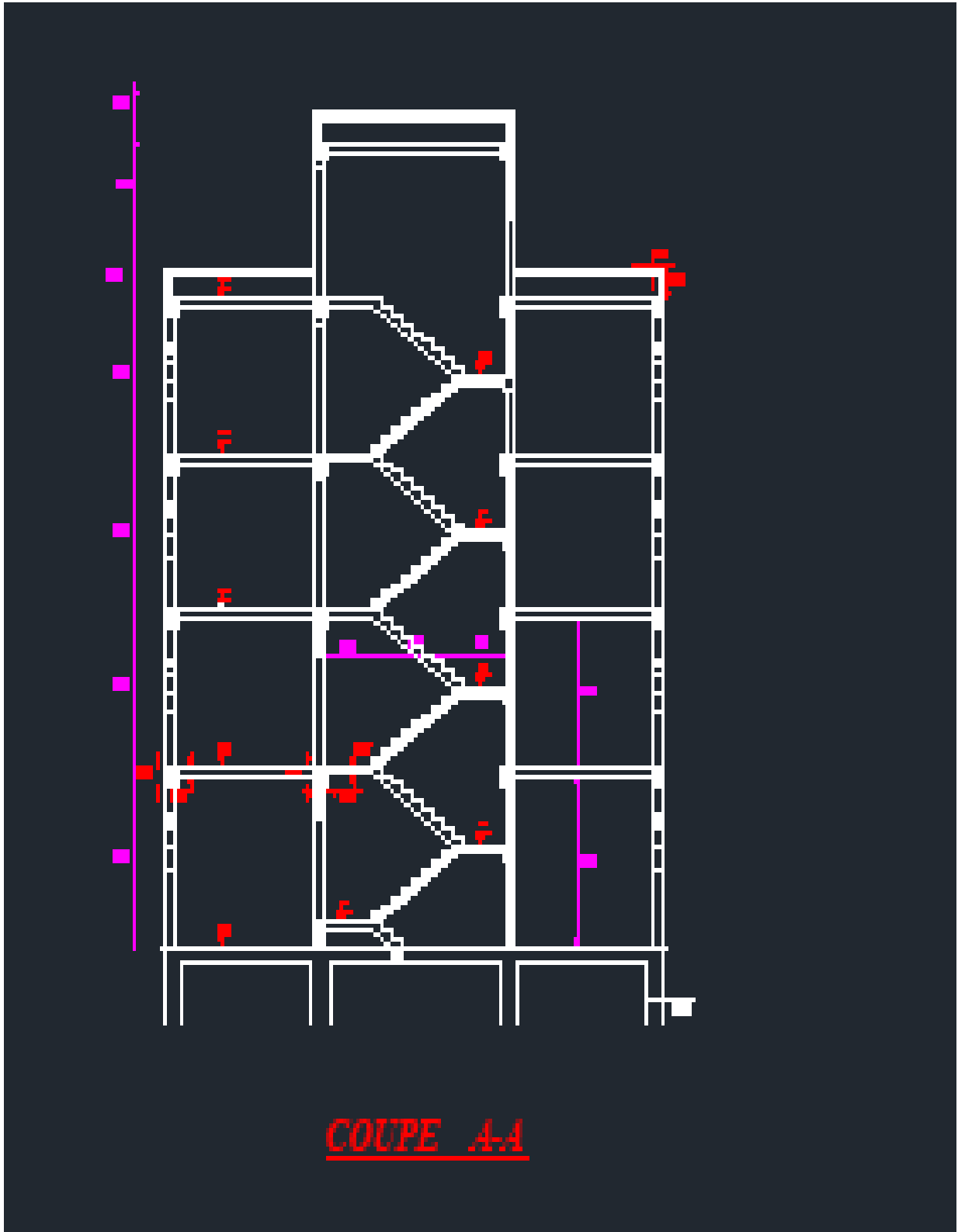




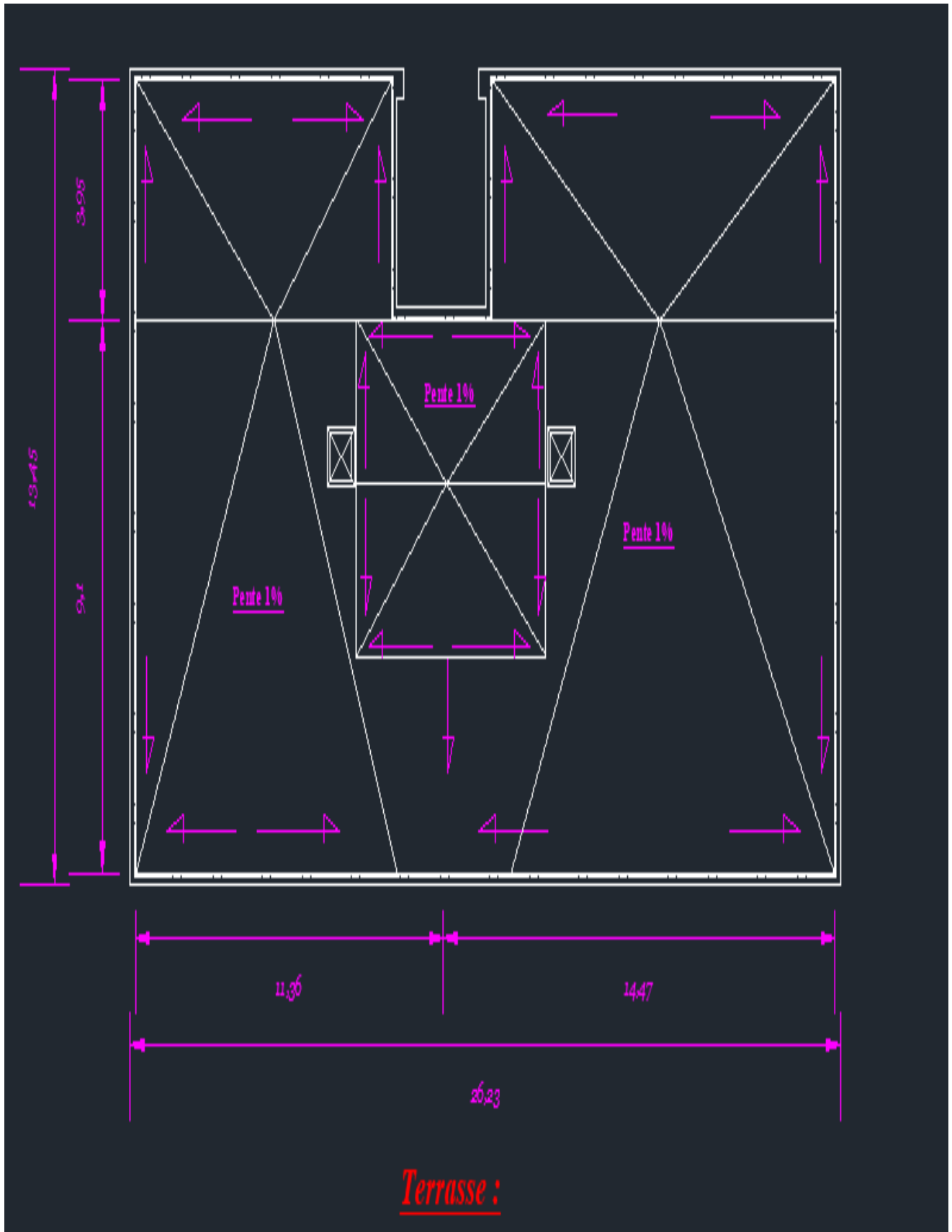
PLAN ARCHITECTURE :
VUE EN PLAN
RDC

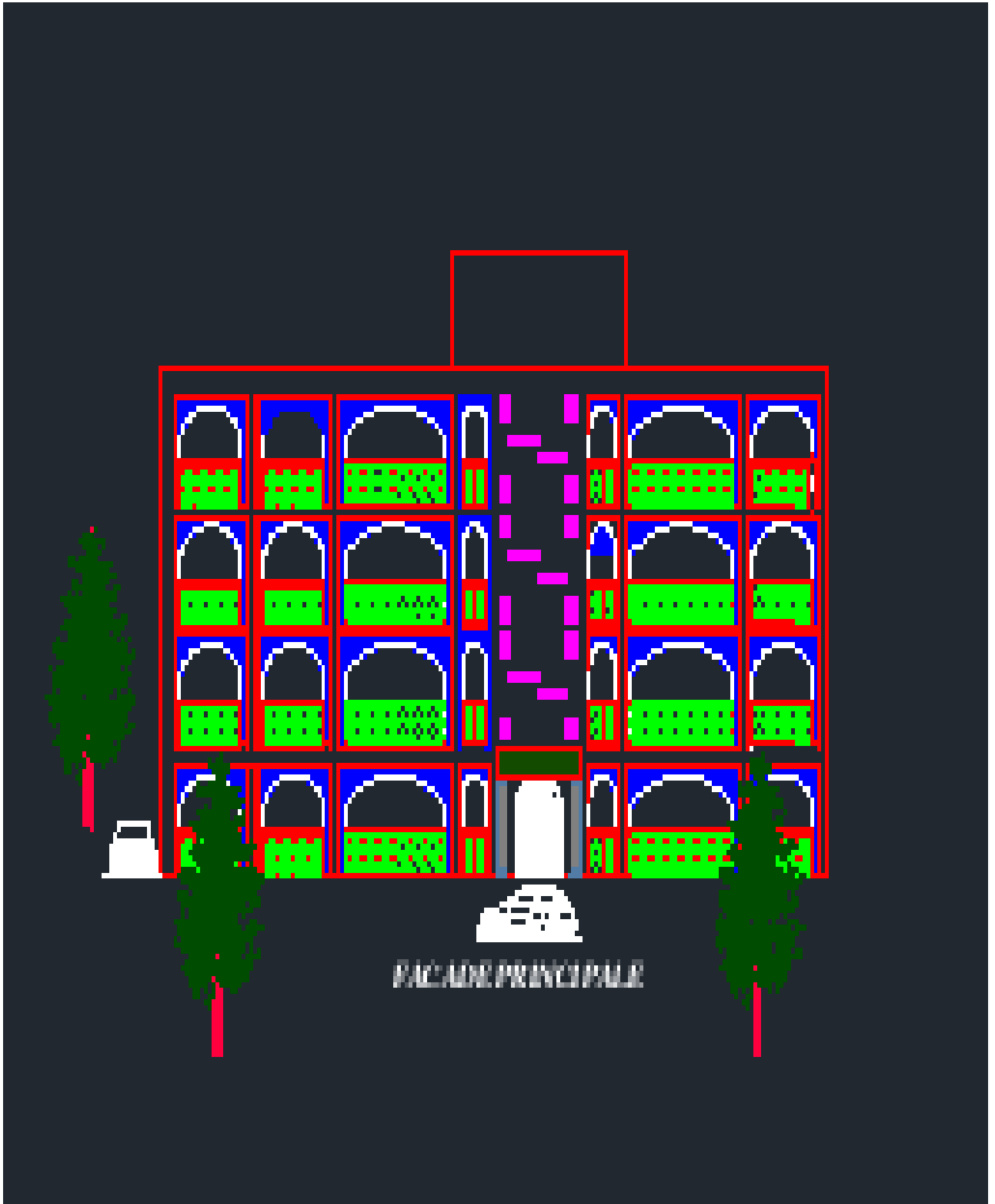


PLAN ARCHITECTURE :
VUE EN PLAN
Pour Tout les Niveaux

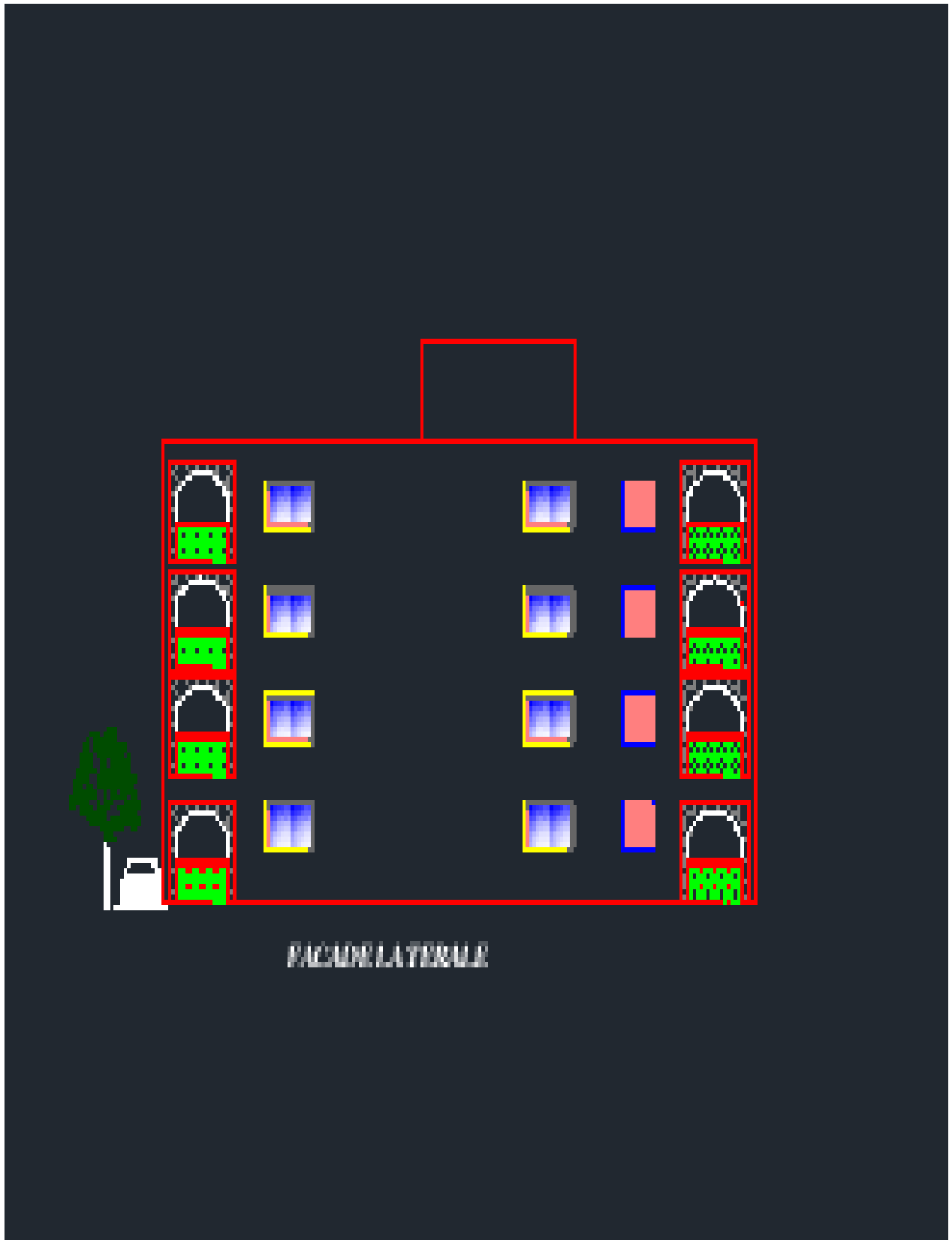


Annexe

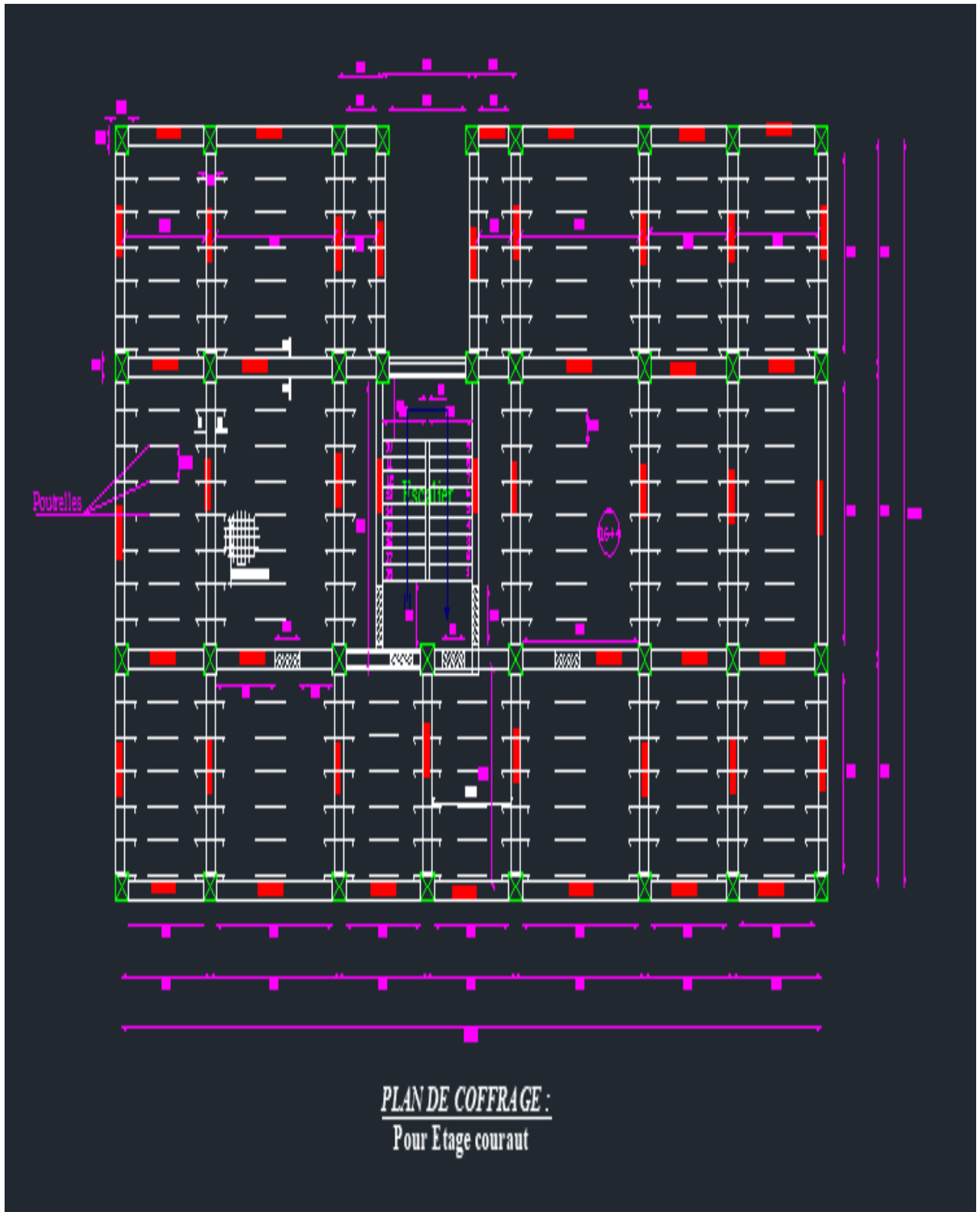


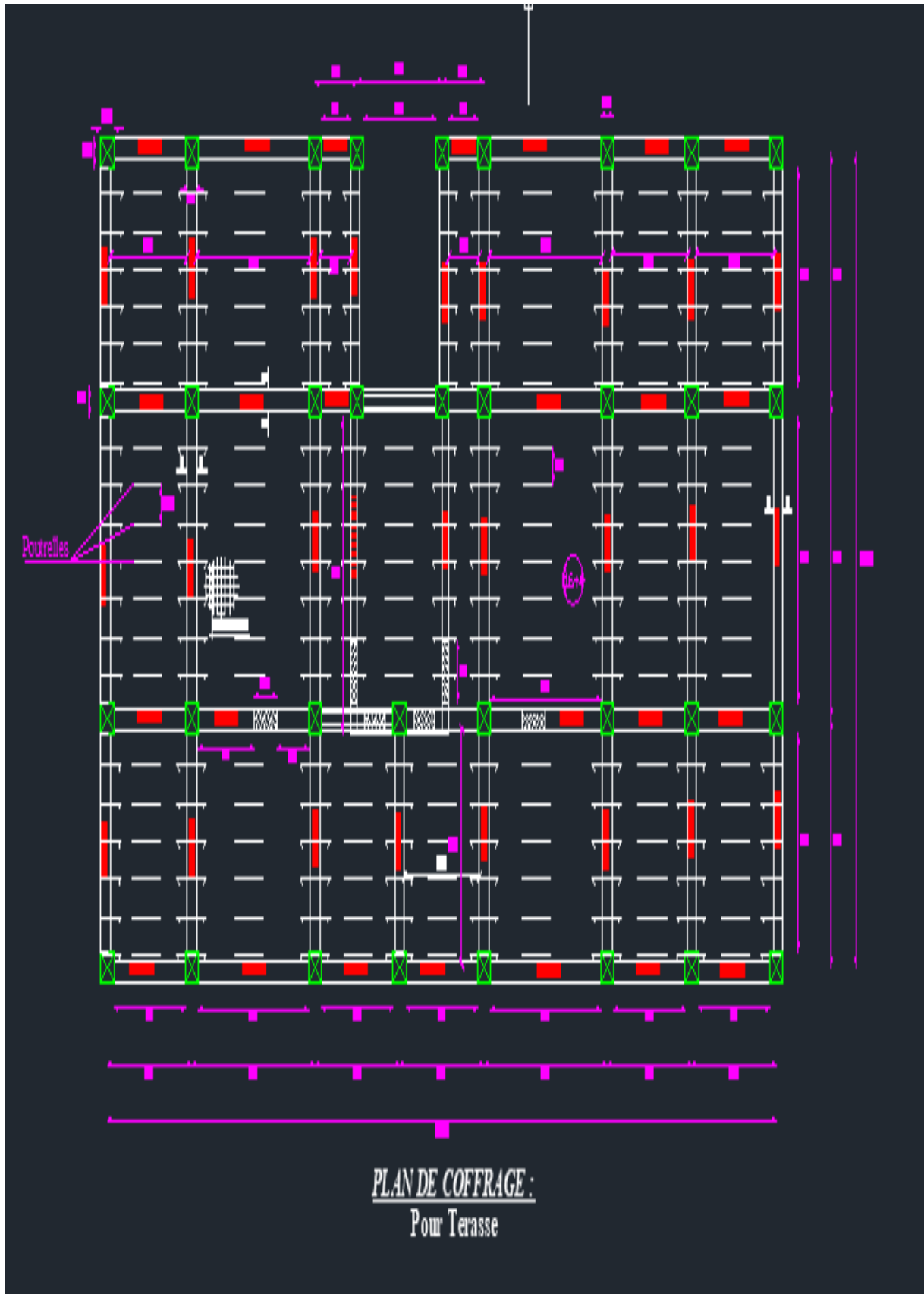


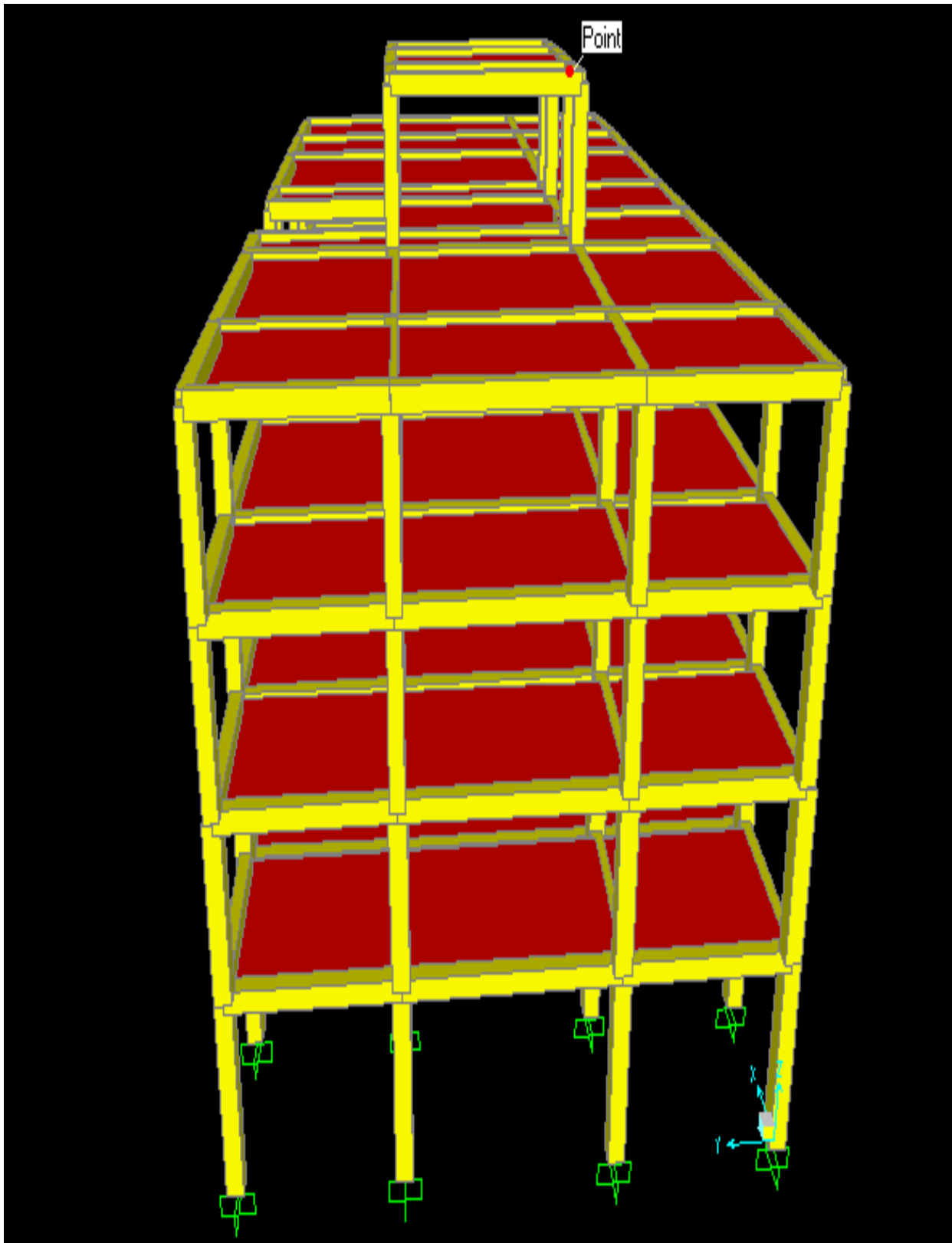
Plan de façade principale



Plan de façade ARRIERE







Plan 3D DE BATIMENT

Annexe

Source: www.alnohandi.ss.com

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport l_x/l_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho =$ l_x/l_y	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.83	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

2/ abaques de Pigeaud :

Ces abaques permettent de déterminer les moments maximaux suivant la petite portée pour les plaques rectangulaires, simplement appuyées sur leur porteur soumises aux charges suivantes.

- charge uniformément répartie sur toute la surface de la plaque

Source: www.alnohandi.ss.com