

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil

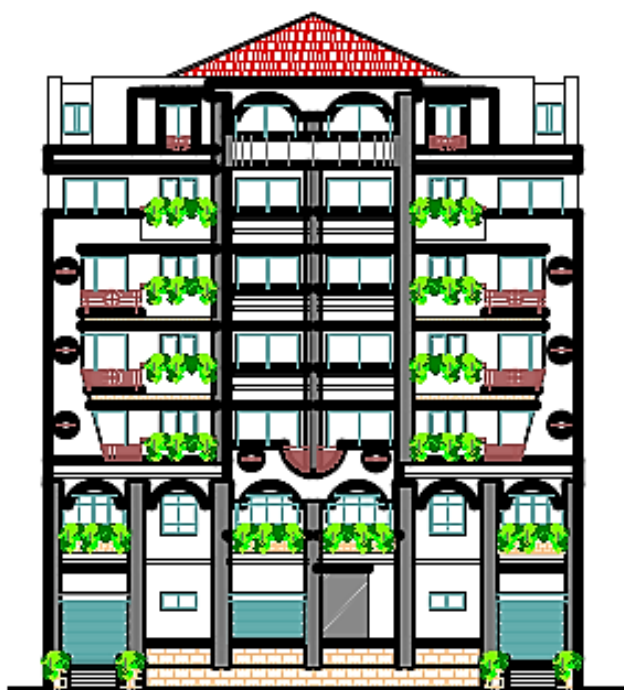
Option : Construction Civile et Industrielle

Etude d'un bâtiment RDC+5+

Entresol, sous-sol et charpente en bois.

A usage multiple «habitation, commercial et service »

Contreventé par des voiles porteurs.



Dirigée par :
M^{me} .KHELOUI.F

Etudié par :
M^{lle} .SADLI THAMILA
Mr.IBERSIENE YACINE

Remerciements

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience
Jusqu'à l'aboutissement de nos études.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements tout particulièrement à **Mme**
. KHELOUI pour le vif intérêt qu'elle a témoigné à l'égard de notre travail
Et d'avoir accepté de diriger ce modeste travail.

Nous remercions également, les membres du jury qui nous feront l'honneur
De juger notre travail.

Nous ne pourrions clôturer ces quelques lignes sans témoigner nos plus vifs
Remerciements et notre profonde reconnaissance à nos parents qui ont tant
Sacrifié dans leurs vies, pour nous garantir une éducation et un avenir.

Sommaire

Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage	2
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments.....	11
CHAPITRE III : Calcul des éléments	
❖ Acrotère	22
❖ Escalier.....	43
❖ Poutres palière.....	73
❖ Planchers.....	87
❖ Toiture.....	121
❖ Dalle salle machine.....	130
❖ Balcons	140
CHAPITRE IV : Modélisation et vérification des exigences de l'RPA	141
CHAPITRE V : Ferrailage des éléments structuraux	154
❖ V.1.Poteaux.....	154
❖ V.2.Poutres	165
❖ V.3.Voiles	175
CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure.....	189
Conclusion générale	
Bibliographie	

Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+5+S/sol+E-sol+charpente en bois) , en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS V 9.7.0

Notion et symboles

Symboles	Notations
A	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	Air d'une section de béton
E_s	Module de young de l'acier
E_{ij}	Module de yound instantanée à l'âge de j jours
E_{vj}	Module de young diffère à l'âge de j jours
F	Force ou action en général
I_1	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	Moment fléchissant de calcul de service
M_u	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	Effort normal de calcul de service
N_u	Effort normal de calcul ultime
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
a	Largeur d'un poteau ou d'un voile
B	Largeur d'une poutre ou poteau
b_0	Largeur de l'âme d'une poutre
d_1 et d_2	Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section
E	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jour
g	Charge permanente unitaire
h	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	Hauteur du talon d'une poutre
j	Nombre de jours de maturité du béton
L	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	Longueur de flambement.
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
St	Espacement des armatures transversales
Y_1	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
Y_u	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
Z ou Z_b	Bras de levier du couple de flexion.
α_u	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU.
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma).
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
$\epsilon_{bc}max$	Déformations maximale du béton comprime (epsilon).
ϵ_{st}	Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	Déformations des armatures comprimées.
η	Coefficient de fissuration relatif a une armature (eta)
λ	Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)
μ_{ser}	Moment ultime réduit a l'ELS (mu).
μ_u	Moment ultime réduit a l'ELU (mu).
ν	Coefficient de poisson (nu).
ρ	Rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho).
σ	Contrainte normale (sigma).
σ_{bc}	Contrainte maximale du béton comprime
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle

τ_s	Contrainte d'adhérence.
τ_{se}	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ	Coefficient de fluage (phi).
Φ_l	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t	Diamètre d'une armature transversale
ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature (psi)

Listes des figures :

Fig I.1 : Schéma descriptif du mur extérieur.....	2
Fig I.2 : Schéma descriptif de la toiture	3
Fig I.3 : diagramme contraint déformation du béton à ELU.....	5
Fig I.4 : diagramme contraint déformation du béton à ELS	5
Fig I.5 : diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU	9
Fig II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	11
Fig II.2 : Position du poteau le plus sollicité.....	17
Fig II.3 : Schéma de la toiture reposant sur le poteau le plus sollicité.....	18
Fig II.4 : Coupe vertical du plancher d'étage courant.....	20
Fig II.5 : Coupe verticale de la dalle pleine	20
Fig II.6 : Coupe vertical d'un mur extérieur	21
Fig II.7 : Coupe vertical d'un mur intérieur.....	22
Fig II.8 : Surface du plancher revenant au poteau	26
Fig III.1.1 : Coupe schématique de l'acrotère.....	32
Fig III.1.2 : Diagrammes des efforts internes	33
Fig III.1.3 : Section rectangulaires soumise à une flexion composée.....	34
Fig III.1.4 : Schéma statique de la section de l'acrotère	35
Fig III.1.5 : Ferrailage de l'acrotère.....	40
Fig III.1.6 : Ferrailage de l'acrotère coupe A-A	40
Fig III.2.1 : Coupe verticale de l'escalier(1).....	41
Fig III.2.2 : Coupe verticale de l'escalier(2).....	41
Fig III.2.3 : Schéma statique type1	42
Fig III.2.4 : Schéma statique volée (1 et 3).....	44
Fig III.2.5: Schéma statique volée 2	44
Fig III.2.6: Schéma statique de l'escalier ELU	46
Fig III.2.7: Diagramme des efforts internes ELU	48
Fig III.2.8: Schéma statique de l'escalier ELS.....	52
Fig III.2.9: Diagramme des efforts internes ELS.....	54
Fig III.2.10 : Schéma statique de l'escalier.....	59

Fig III.2.11: Diagramme des efforts internes ELU	61
Fig III.2.12: Schéma statique de l'escalier ELS.....	65
Fig III.2.13: Diagramme des efforts internes ELS	67
Fig III.2.14 : Ferrailage des escaliers	70
Fig III.3.1 : Schéma statique de l'escalier ELU	72
Fig III.3.2: Diagramme des efforts internes à l'ELU	75
Fig III.3.3: Schéma statique de l'escalier ELS.....	79
Fig III.3.4: Diagramme des efforts internes ELS	81
Fig III.3.5 : Ferrailage de la poutre brisée.....	84
Fig III.4.1 : Schéma statique du ferrailage dalle de compression	86
Fig III.4.2: Caractéristique géométriques de la section en T	87
Fig III.4.3 : Schéma statique de la poutrelle	88
Fig III.4.4 : Diagramme des moments	91
Fig III.4.5 : Schéma statique poutrelle I.....	92
Fig III.4.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	94
Fig III.4.7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	96
Fig III.4.8 : Schéma statique poutrelle II	96
Fig III.4.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	97
Fig III.4.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	98
Fig III.4.11 : Schéma statique poutrelle III.....	98
Fig III.4.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	99
Fig III.4.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	100
Fig III.4.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS I.....	102
Fig III.4.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS I.....	103
Fig III.4.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS II	104
Fig III.4.17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS II	105
Fig III.4.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS III	106
Fig III.4.19: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS III.....	107
Fig III.4.20: Section de la poutre en T 1	108
Fig III.4.21: Section de la poutre en T 21	116
Fig III.4.22 : Ferrailage du plancher	118

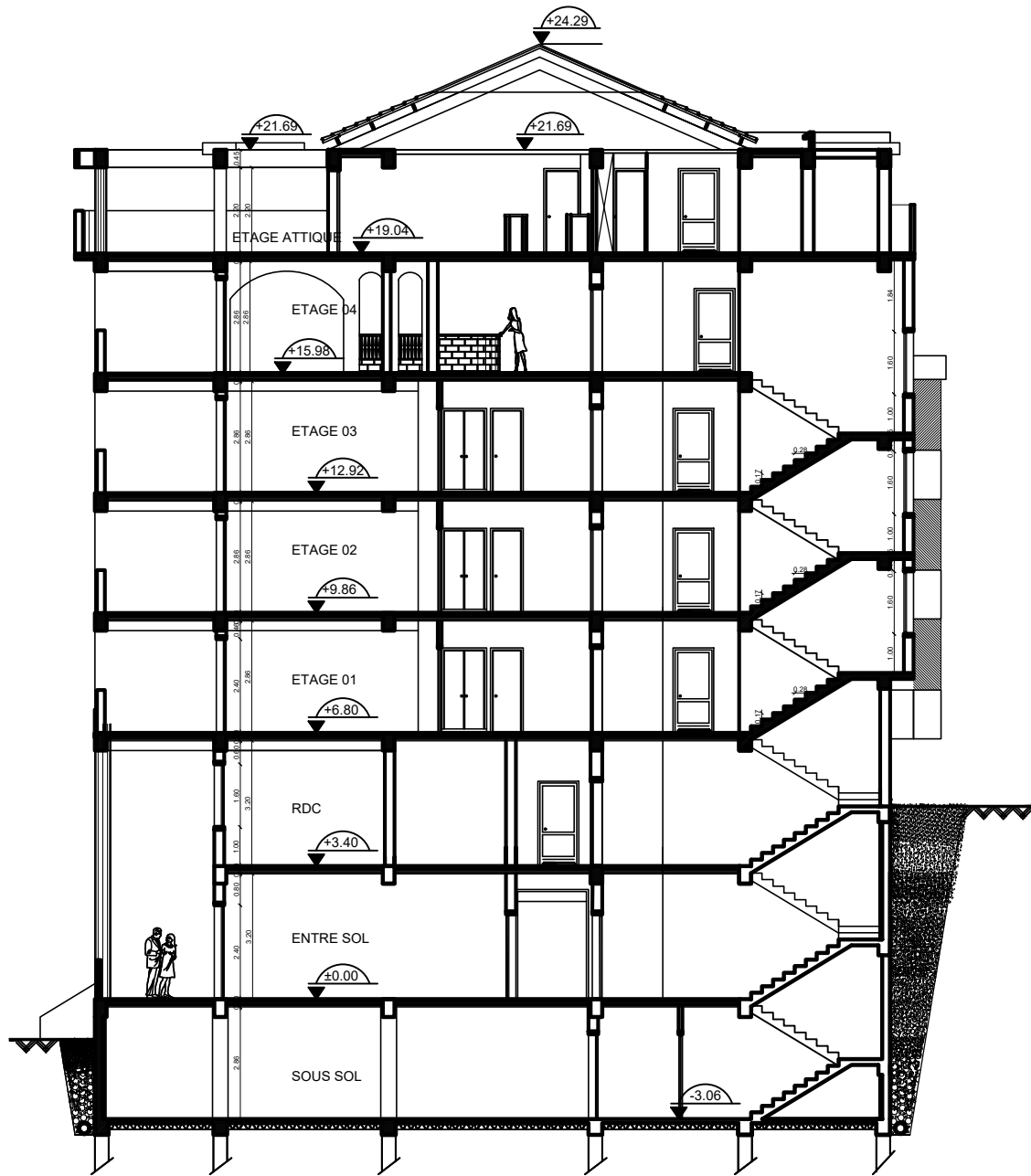
Fig III.5.1 : Schéma statique de la panne	120
Fig III.5.2 : Schéma statique des projections sur les axes de la panne.....	121
Fig III.5.3 : Disposition des chevrons sur les pannes.....	123
Fig III.5.4 : Disposition des liteaux sur les chevrons	125
Fig III.5.5 : Disposition des différents éléments de la toiture	129
Fig III.6.1 : Schéma de diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.....	129
Fig III.6.2 : Ferrailage de la dalle salle machine	139
Fig III.7.1 : Schéma statique du balcon	140
Fig III.7.2 : Coupe verticale détaillant la liaison balcon-poutre de rive.....	140
Fig III.7.3 : Ferrailage des balcons	146
Fig V.1 : Application de l'effort normal	163
Fig V.1.4 : Ferrailage des poteaux (50X50).....	173
Fig V.1.5 : Ferrailage des poteaux (45X45).....	173
Fig V.1.6 : Ferrailage des poteaux (40X40).....	173
Fig V.1.7 : Ferrailage des poteaux (Ø30)	174
Fig V.1.8 : Ferrailage des poteaux (Ø40).....	174
Fig V.1.9 : Ferrailage des poteaux (Ø50)	174
Fig V.2 : Ferrailage des poutres.....	184
FigV.3.1 : Schéma Section entièrement comprimé.....	186
Fig V.3.2 : Schéma Section entièrement tendue	186
Fig V.3.3 : Schéma Section partiellement comprimée.....	186
Fig V.3.4 : Coupe du voile longitudinale.....	188
Fig VI.1 : Semelle isolée.....	199
Fig VI.2 : Diagramme des moments sur appuis et en travées	205

Liste des tableaux

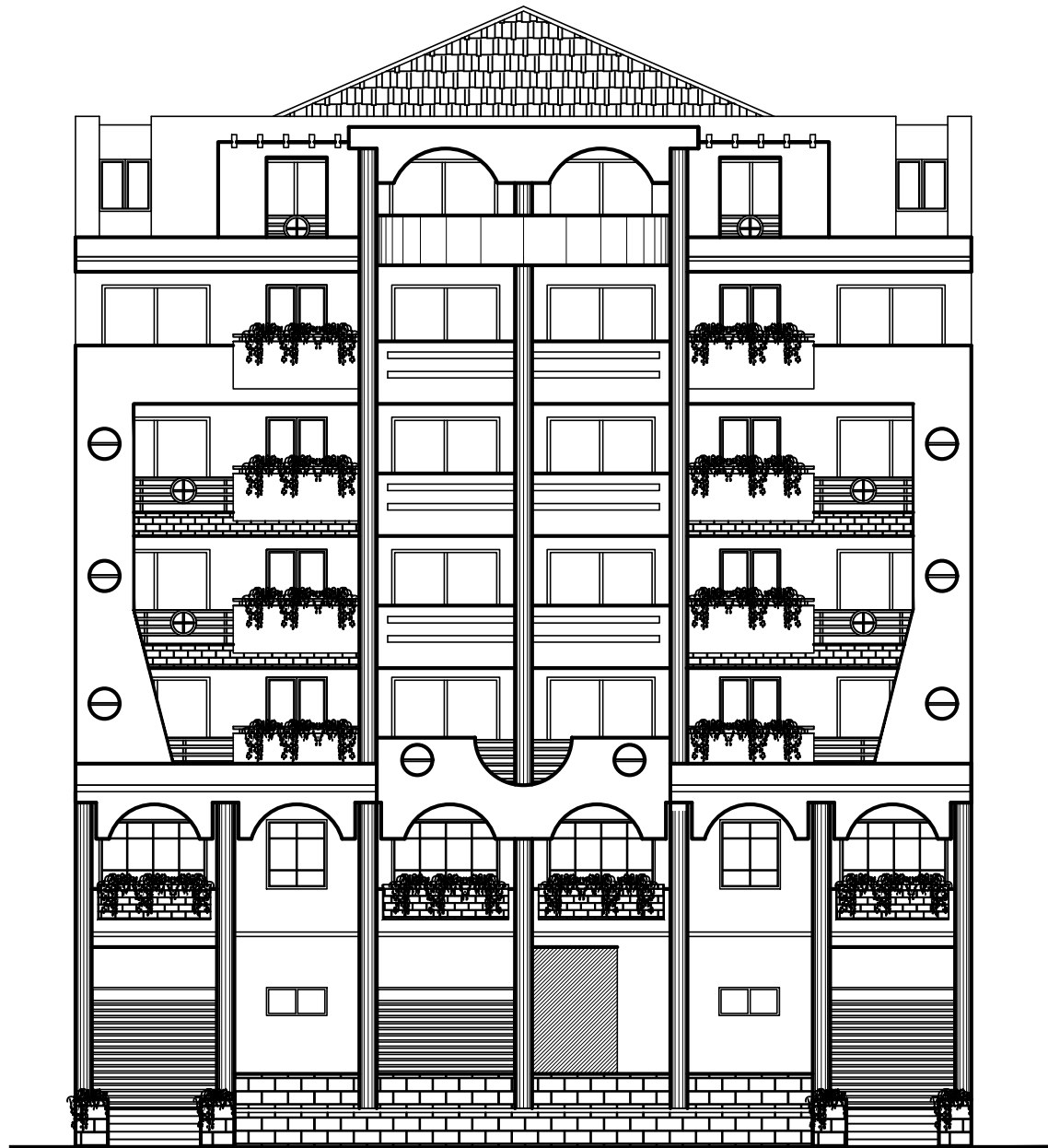
Tab II.1 : Charges permanentes de la toiture	19
Tab II.2 : Charges permanentes des éléments de la terrasse inaccessible	19
Tab II.3: Charge permanentes du plancher sous toiture.....	19
Tab II.4 : Charges permanentes des éléments du plancher étages courant	20
Tab II.5 : Charge permanentes des éléments de la dalle pleine	21
Tab II.6 : Charge permanentes du mur extérieur	21
Tab II.7: Charge permanentes du mur intérieur	22
Tab II.8: Poids propre des éléments.....	23
Tab II.9: Surcharge d'exploitation	23
Tab II.10 : Coefficients de dégression des surcharges intérieur	24
Tab II.11: Sections des poteaux rectangulaires.....	25
Tab II.12: Poids propre des éléments.....	26
Tab II.13: Surcharges d'exploitations	27
Tab II.14: Coefficients de dégression des surcharges	27
Tab II.15: Sections des poteaux circulaires.....	27
Tab II.16: Vérifications des conditions du RPA 2003	28
Tab II.17: vérifications du flambement des poteaux.....	29
Tab III.2.1 : Charge permanente agissante sur le palier volée (1 ET 3).....	45
Tab III.2.2 : Charge agissant sur la paillasse volée (1 ET 3)	45
Tab III.2.3 : Valeur de l'Effort tranchant. ELU	47
Tab III.2.4 : Valeur du moment fléchissant ELU.....	47
Tab III.2.5 : Valeur de l'Effort tranchant. ELS.....	53
Tab III.2.6 : Valeur du moment fléchissant ELS	53
Tab III.2.7 : Charge permanente agissante sur le palier volée (2)	58
Tab III.2.8 : Charge agissant sur la paillasse volée (2)	58
Tab III.2.9 : Valeur de l'Effort tranchant. ELU	60
Tab III.2.10 : Valeur du moment fléchissant ELU	60
Tab III.2.11 : Valeur de l'Effort tranchant. ELS.....	66
Tab III.2.12 : Valeur du moment fléchissant ELS	66

Tab III.3.1 : Valeur du moment fléchissant ELU.....	74
Tab III.3.2 : Valeur de l'Effort tranchant. ELU	74
Tab III.3.3 : Valeur du moment fléchissant ELS	80
Tab III.3.4 : Valeur de l'Effort tranchant. ELS.....	80
Tab III.6.1 : Résultats finaux	141
Tab IV.1. Nombres de modes	152
Tab IV.2. Vérification de la force sismique statique et dynamique.....	154
Tab IV.3 : vérifications de l'effort normal des poteaux rectangulaire	155
Tab IV.4 : Vérifications de l'effort normal des poteaux circulaires	155
Tab IV.5 : vérifications de l'excentricité	156
Tab IV.6 : vérifications des déplacements inter-étage dans le sens X-X et Y-Y	157
Tab IV.1. Vérifications de l'effet (P- Δ) sens X-X et Y-Y	158
Tab V.1.1 : Sections minimale et maximale dans les poteaux.....	164
Tab V.1.2 : Résultats de ferrailages à l'ELU pour les poteaux rectangulaire.....	167
Tab V.1.3 : Résultats de ferrailages à l'ELU pour les poteaux circulaires	168
Tab V.1.4 : Vérifications de la qualité d'armature transversales	169
Tab V.1.5 : Vérifications de la quantité d'armatures transversales	170
Tab V.1.6 : Vérification de la zone nodale	170
Tab V.1.7 : Vérification au cisaillement poteaux rectangulaires	171
Tab V.1.8 : Vérification au cisaillement circulaires	171
Tab V.1.9 : Vérification de la contrainte du béton.....	172
Tab V.2.1: Section des armatures longitudinales.....	175
Tab V.2.2 : Différentes caractéristique du béton et de l'acier	176
Tab V.2.3 : Ferrailages des poutres principales	177
Tab V.2.4 : Ferrailages des poutres secondaires liées aux voiles	178
Tab V.2.5 : Ferrailages des poutres secondaires non liées aux voiles	178
Tab V.2.6 ; Condition de non fragilité	179
Tab V.2.7 : Vérifications aux cisaillements	179
Tab V.2.8 Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	180
Tab V.2.9: Vérifications des contraintes à l'ELS	183
Tab V.3.1 : Ferrailages des voiles.....	193

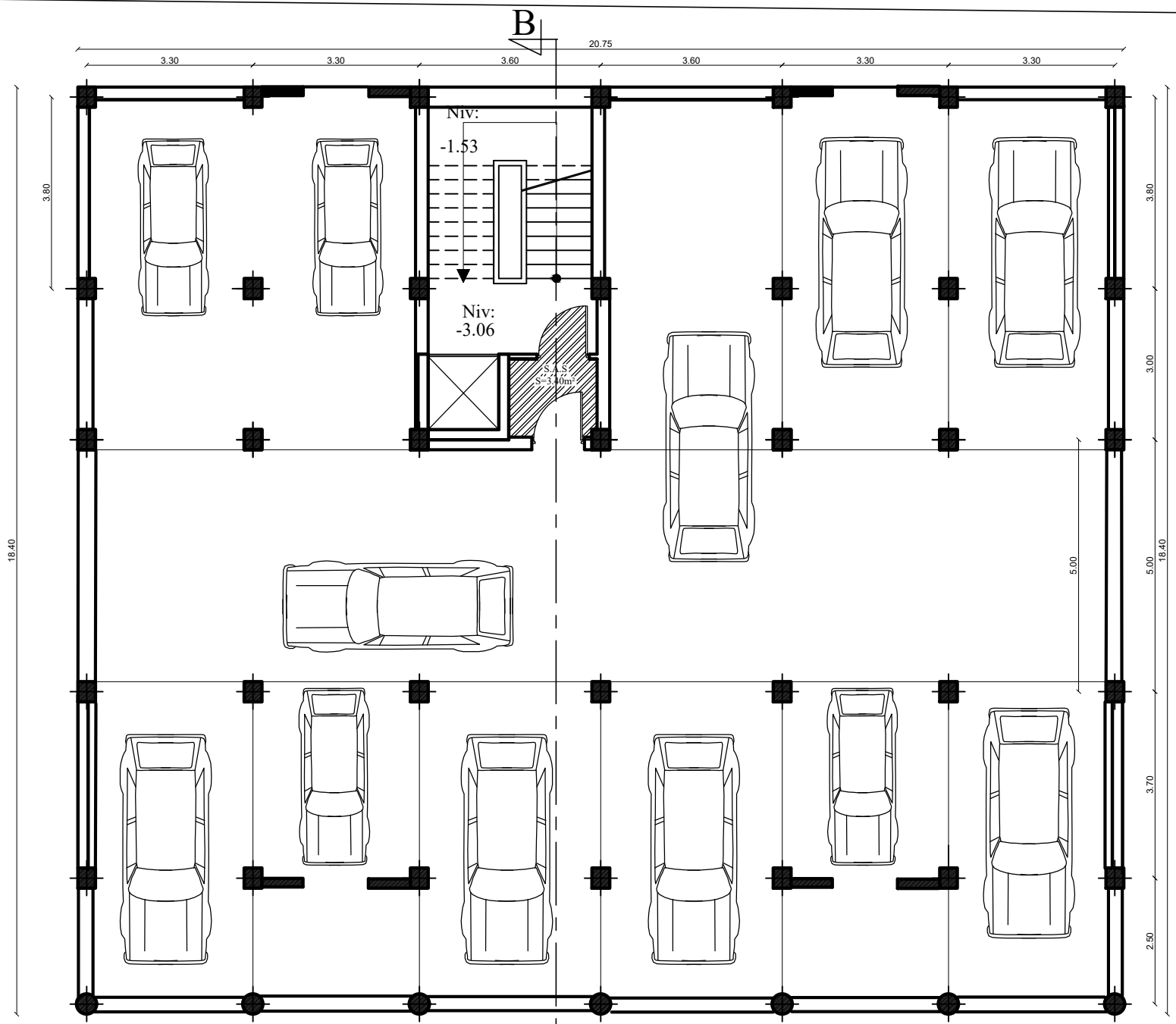
Tab VI.1 : Surface de semelles filantes sous voiles deux sens	199
Tab VI.2 Surface de semelles filantes sous poteaux	200
Tab VI.3 : Calcul de l'excentricité.....	203
Tab VI.4 : Sections d'armatures aux appuis	205
Tab VI.5 : Sections d'armatures en travée	205



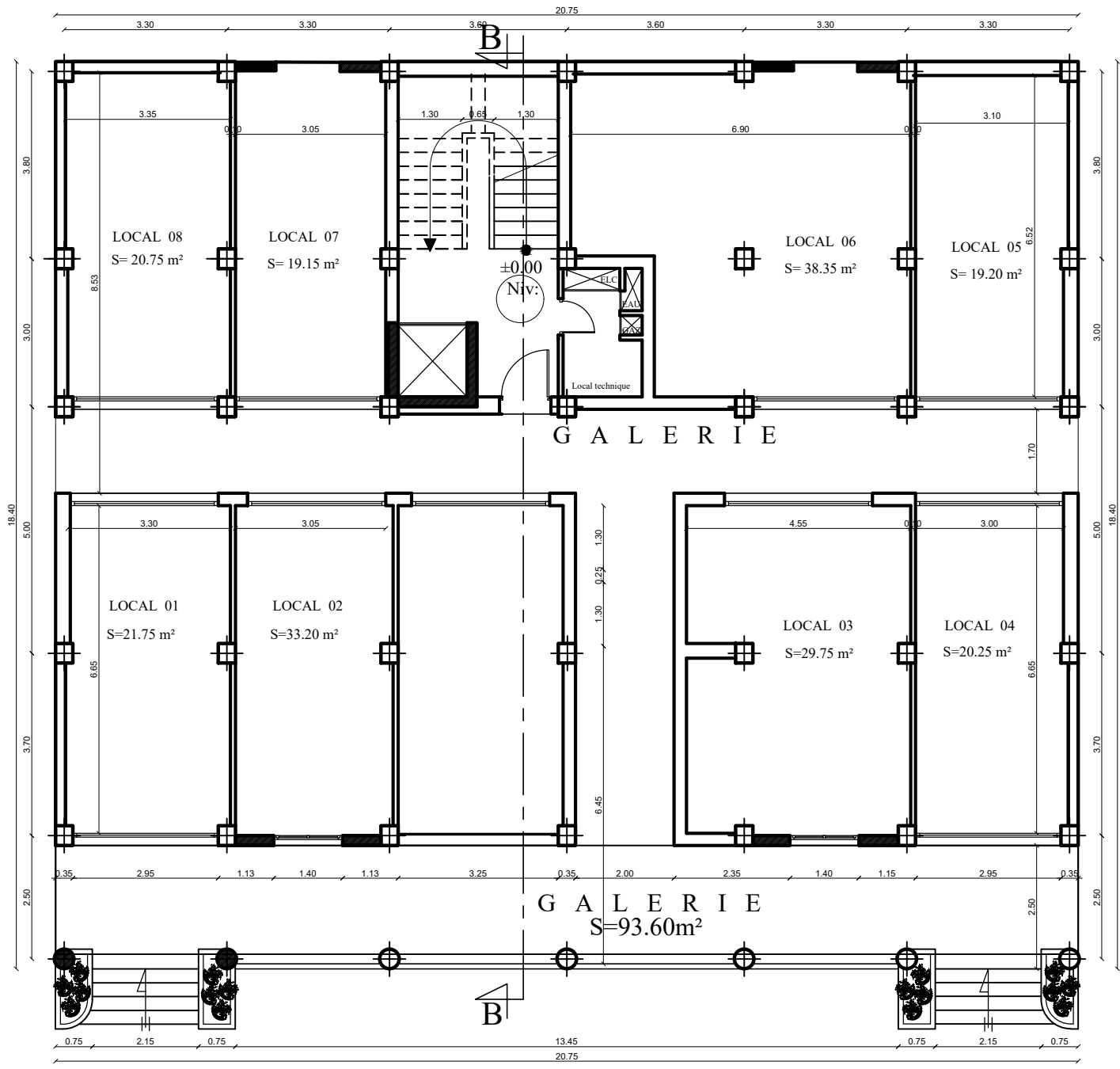
C O U P E B - B



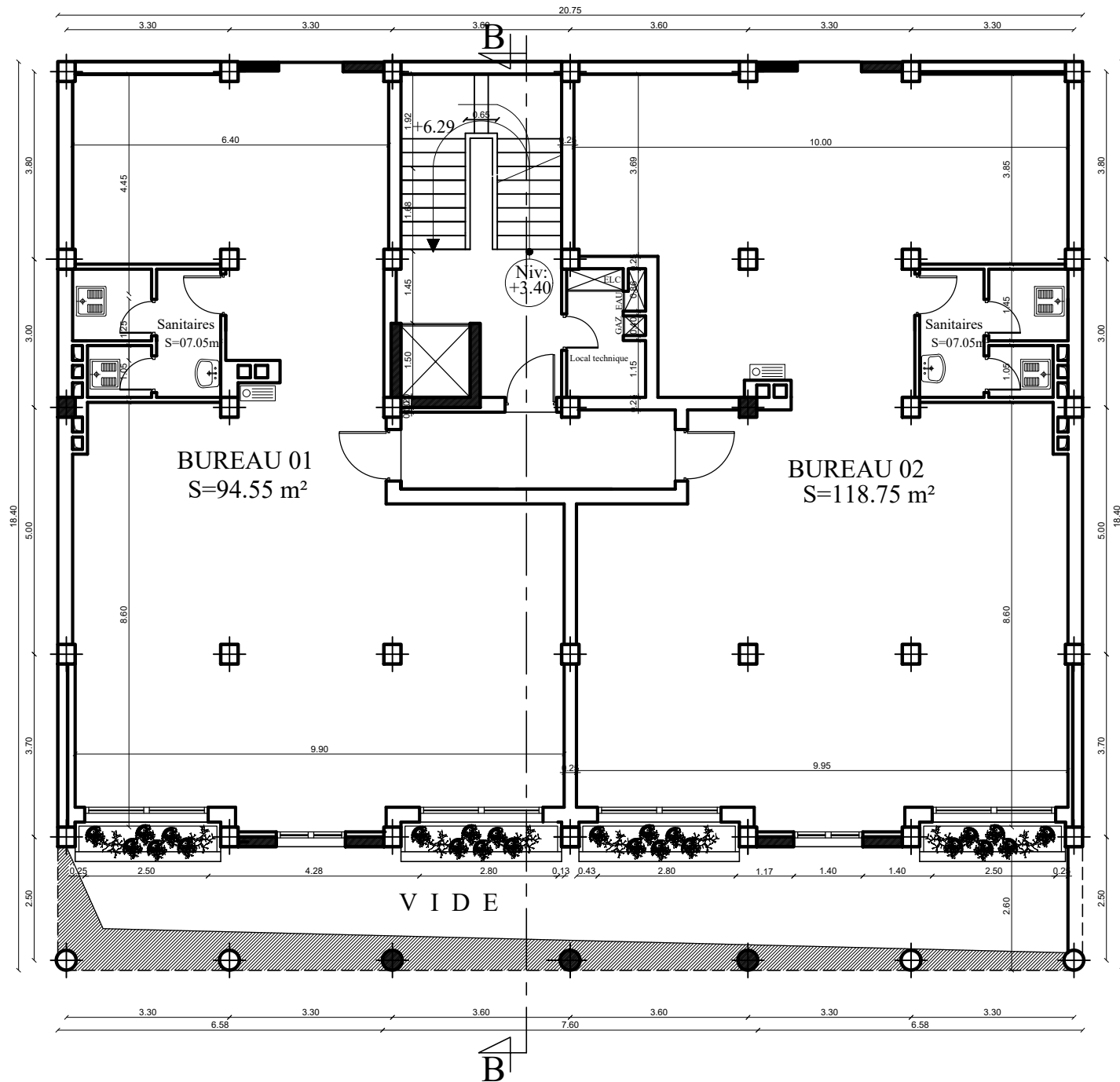
FACADE PRINCIPALE



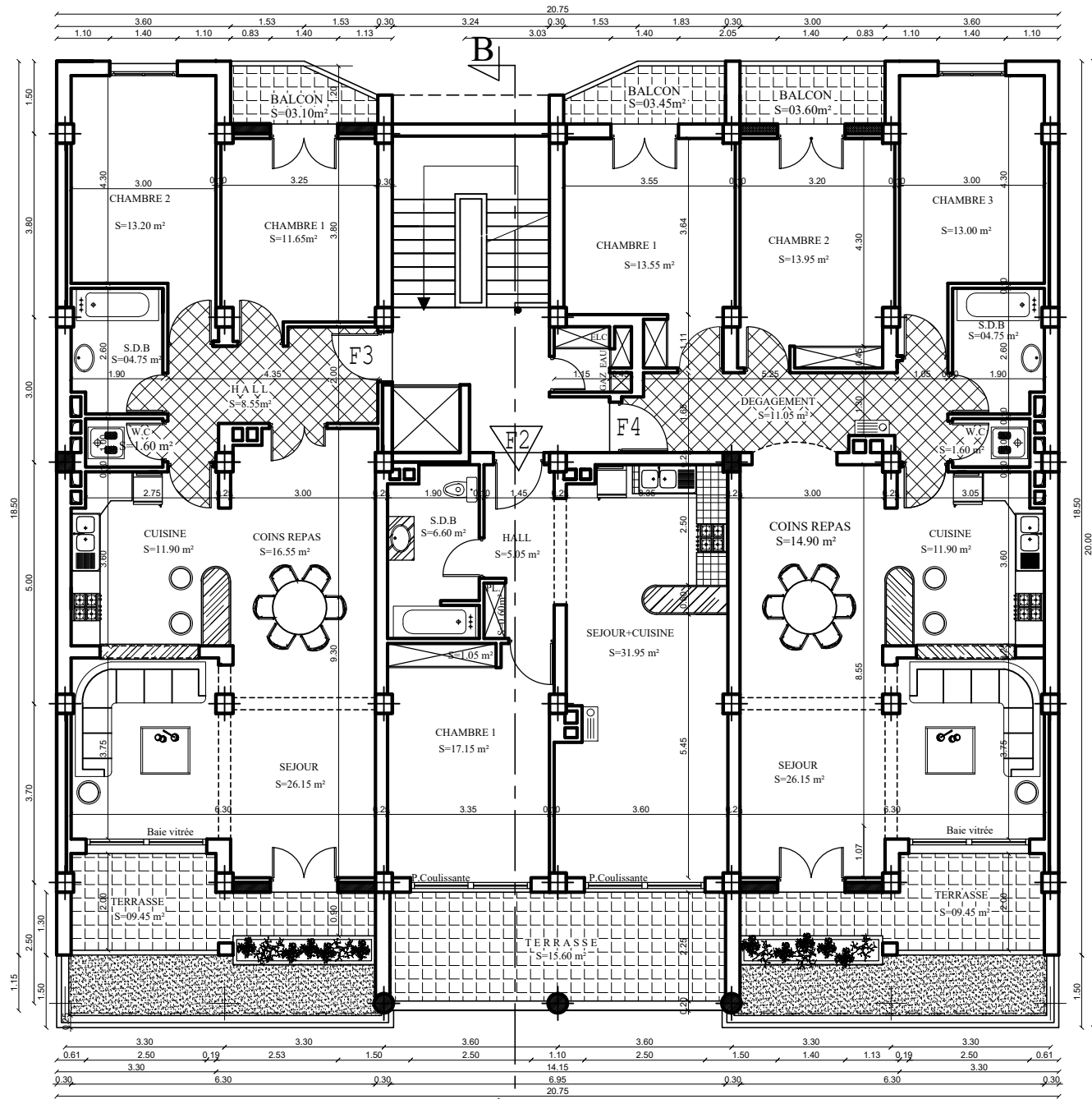
PLAN DU SOUS-SOL



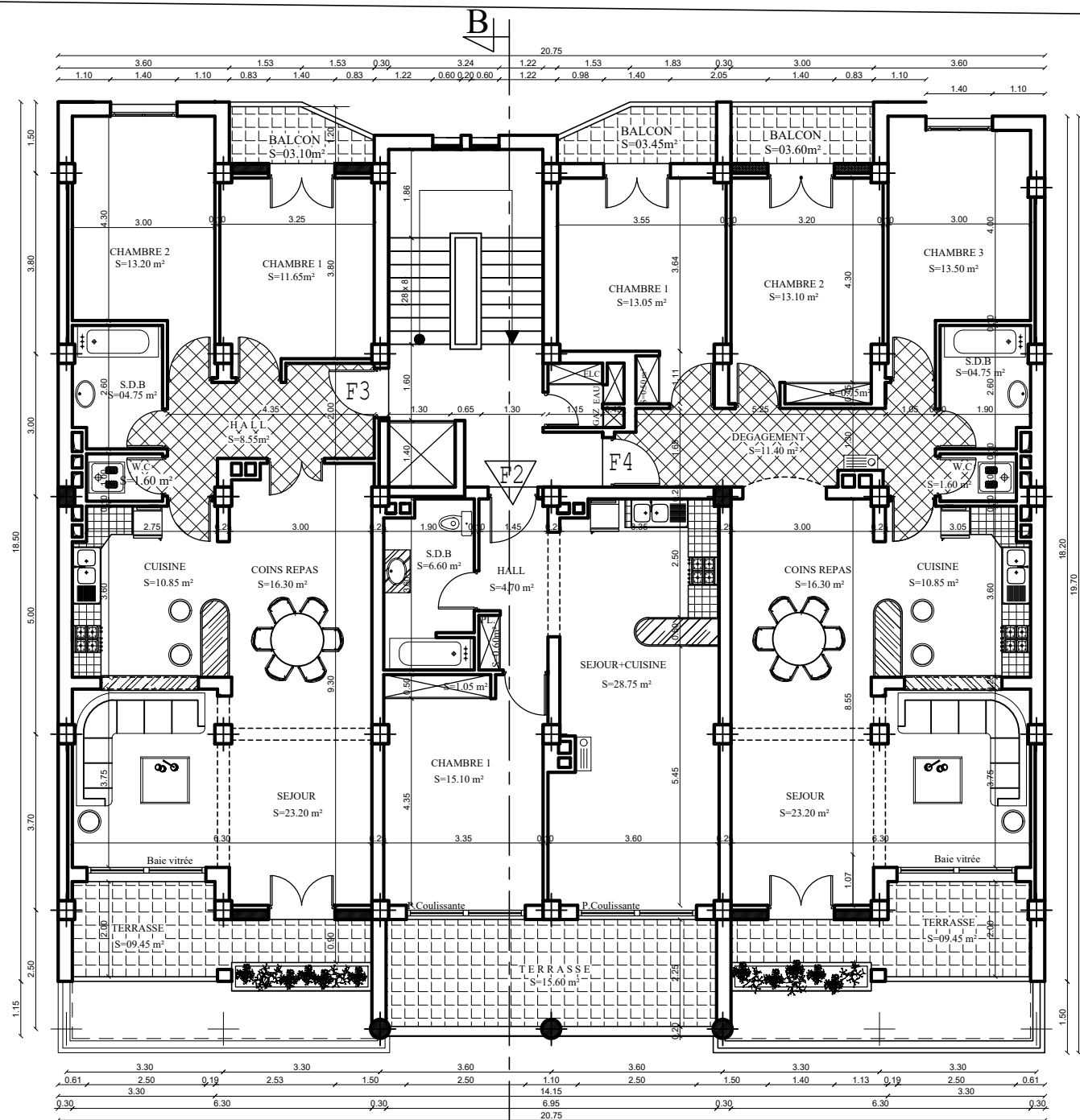
PLAN DE RDC



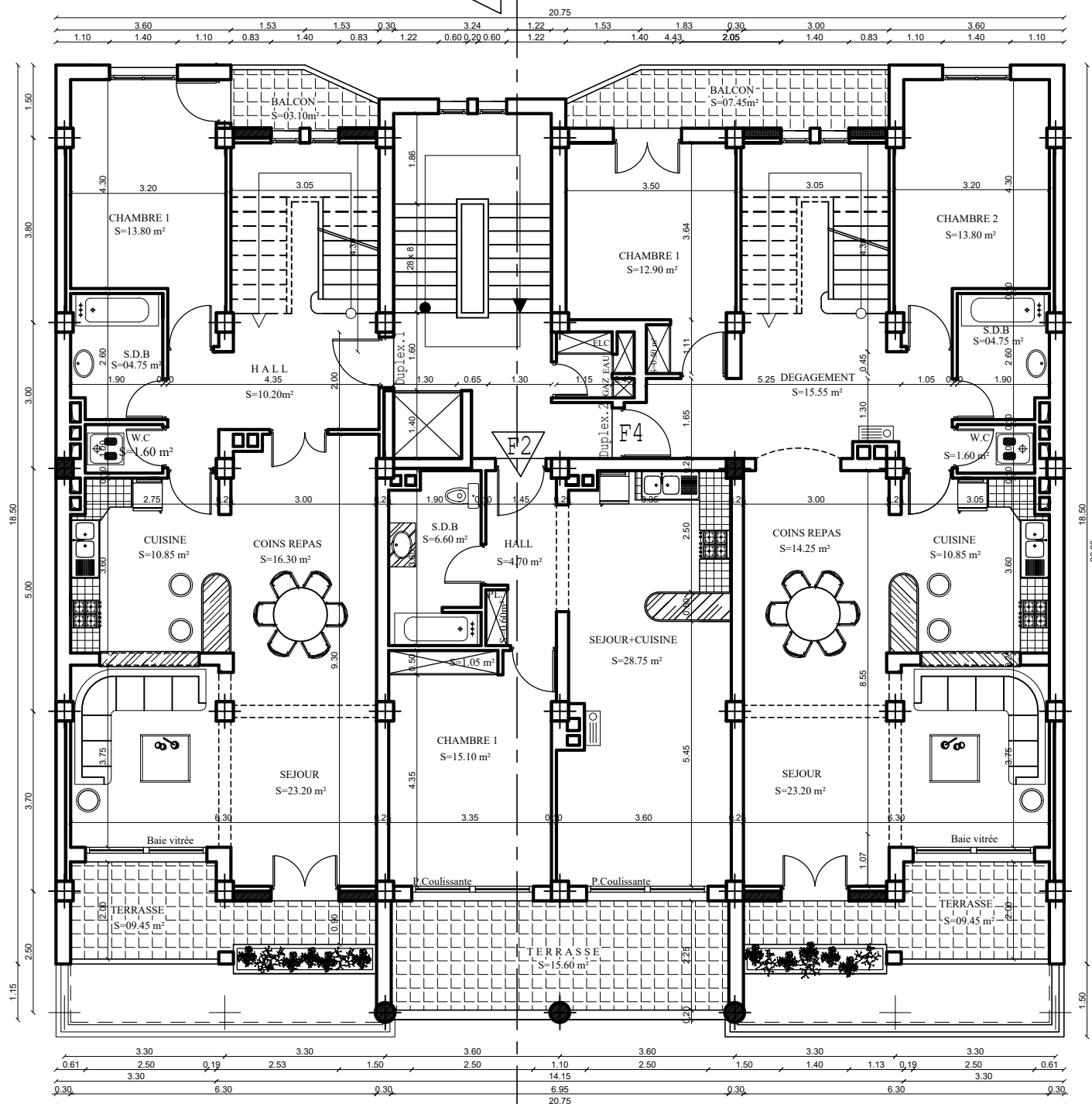
PLAN De l'ENTRESOL



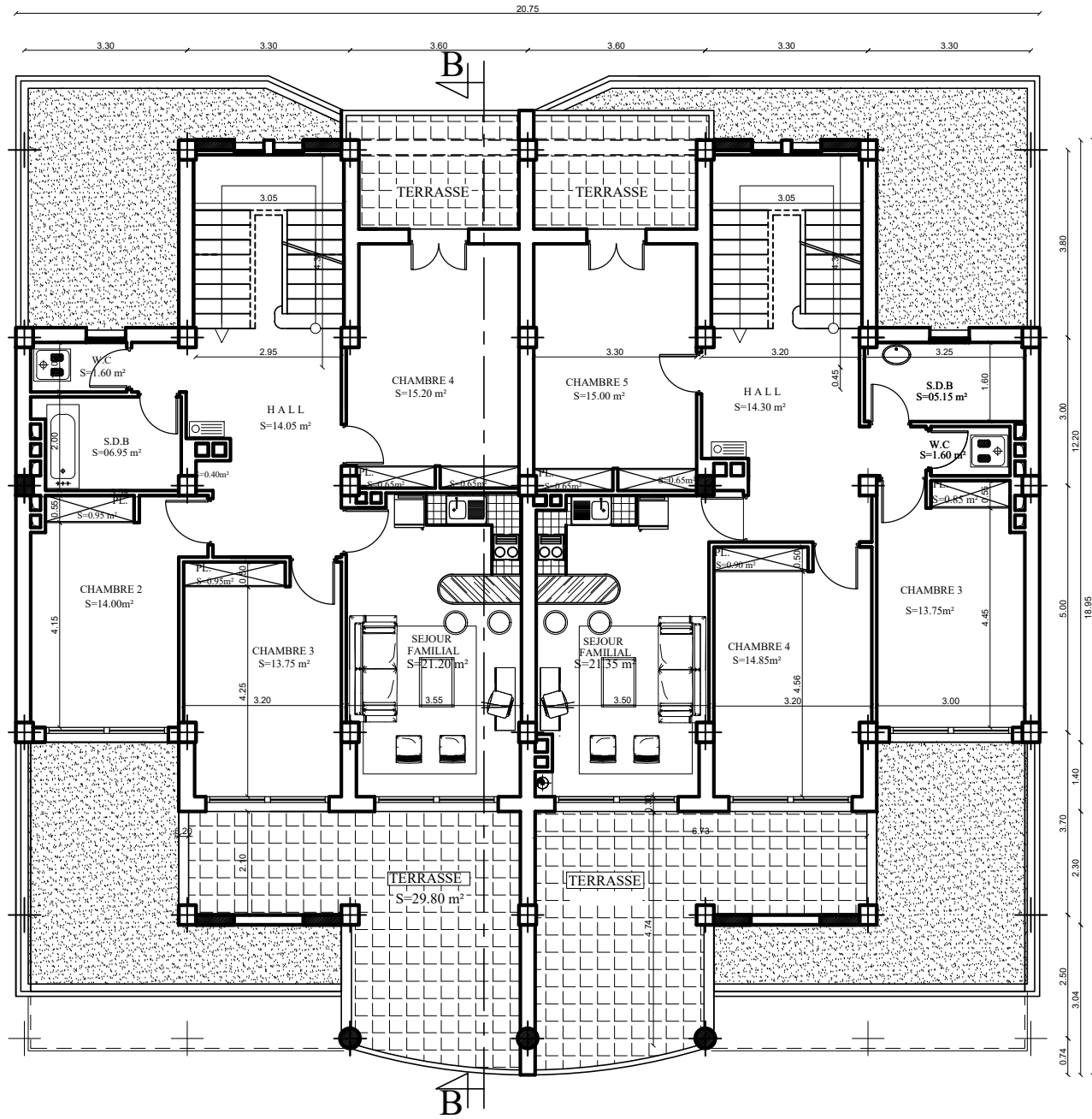
PLAN DE L'ETAGE 01



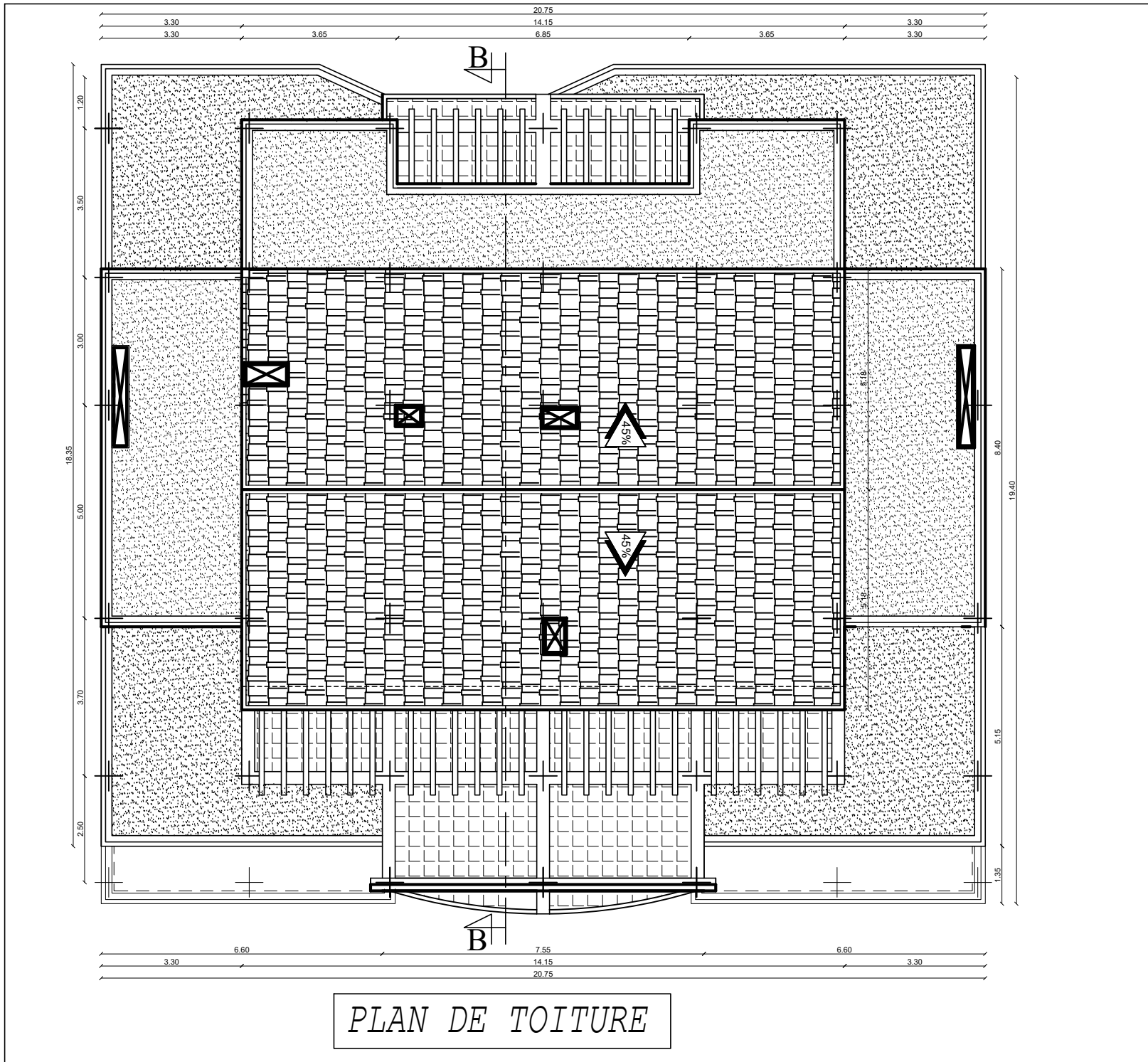
PLAN DE L'ETAGE 02 & 03



B PLAN DE L'ETAGE 04



PLAN DE L'ETAGE ATTIQUE



PLAN DE TOITURE

**CHAPITRE
I**

**CHAPITRE I
PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

I.1- Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+6+1S/Sol+charpente), ce bâtiment sera implanté à AZZEFOUN wilaya de TIZI OUZOU qui est une région à moyenne sismicité, groupe d'usage 2 (zone IIa), selon le RPA 99 modifié en 2003 (Règlement parasismique algérien).

Le bâtiment comporte :

- Un sous-sol pour le parking.
- Un ré-de chaussée et un étage à usage commercial, et 5 étages à usage d'habitations
- une cage d'escalier
- Une charpente en bois
- un ascenseur.

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur du bloc : $L = 18,40\text{m}$
- Largeur de bloc : $l = 20,75\text{m}$
- Hauteur d'étage courant : $h = 3,06\text{m}$
- Hauteur du RDC/entresol : $h = 3,40\text{m}$
- Hauteur du sous-sol : $h = 3,06\text{m}$
- Hauteur l'étage attique : $h = 2,65\text{m}$
- Hauteur de la charpente $h = 2,60\text{m}$
- Hauteur total du bloc : $h = 27,35\text{m}$.

I.1.2. Caractéristiques géométriques du sol d'assise :

Le dossier géométrique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : 2.2 bar.
- Le site est considéré comme : meuble (S3).

I-1-3. Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

1) **L'ossature** : Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,...etc.)

2) **Les planchers** : Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveau successif de bâtiment.

-Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique). -Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux : qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine: coulée sur place, pour les portes à faux.

3) Les escaliers : L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment.

- Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.
- Nous avons deux types d'escaliers, un à deux volées et l'autre à trois volées.

4) Le remplissage (maçonnerie) :

- **a) murs extérieurs :** Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

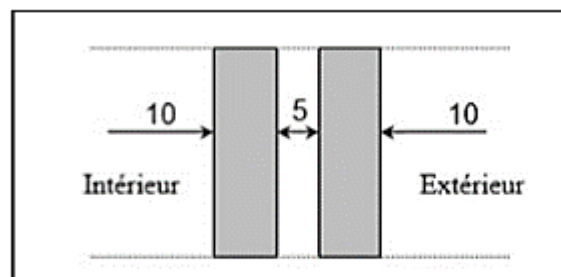


Fig I.1 : schéma descriptif du mur extérieur.

- **b) murs intérieurs :** Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

5) Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

6) Les Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armée, appelés couramment refends composition de l'ouvrage. Leur rôle principale est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et du vent.

7) La Toiture en bois :

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

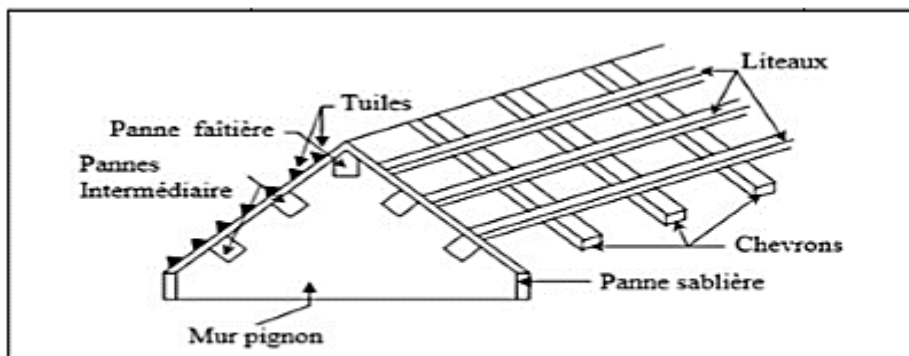


Fig I.2 : schéma descriptif de la toiture

I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.2.1. Le béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l' courant, le béton utilisé est dosé à 350Kg/m³ de ciment portland (C P J)

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Pour l'établissement des projets, dans la majorité des cas, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Celle-ci dites « valeur caractéristique » et notée « f_{c28} ». Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ($j < 28$ jours), sa résistance à la compression est calculée comme suit : (Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99).

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Dans notre étude, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- **Résistance caractéristique à la traction** :(Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99).

La résistance caractéristique du béton à la traction notée F_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour des valeurs $F_{tj} \leq 60$ Mpa. A $t=28$ jours, $F_{t28}=2,1$ Mpa

- **Etats limites** :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle, un élément ou un ensemble d'éléments de la structure, n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu ; on distingue deux catégories d'états limites :

- Etat limite ultime.
- Etat limite service.

1- Etat limite ultime (ELU) :

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

- **Contraintes limite à la compression** : (Art A.4.3.41 BAEL 91 modifiées 99).

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.
- $\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.
- $\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: si la durée d'application est $< à 1$ heure.

$j = 28j \Rightarrow \tau_{bc} = 14.2$ [MPa].

- ❖ γ_B : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :
- ❖ $\gamma_B = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.
- ❖ $\gamma_B = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

- **Diagramme des contraintes : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5‰ :

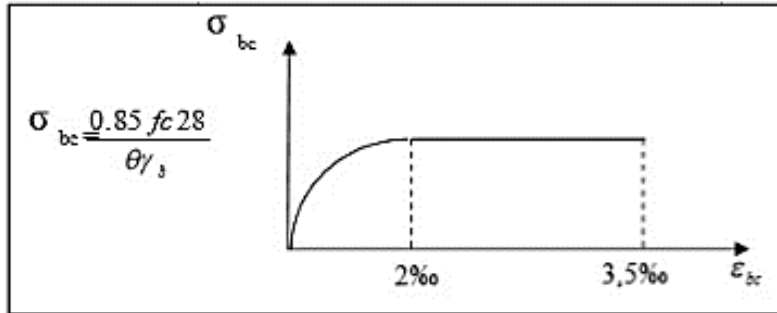


Fig I-3 : diagramme contrainte déformation du béton à ELU.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

Pour $\epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$; On applique la loi de Hooke définie par :

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$$

E_b : module de Young.

2- Etat limite de service (ELS) : (Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99).

C'est l'état au- delà duquel, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

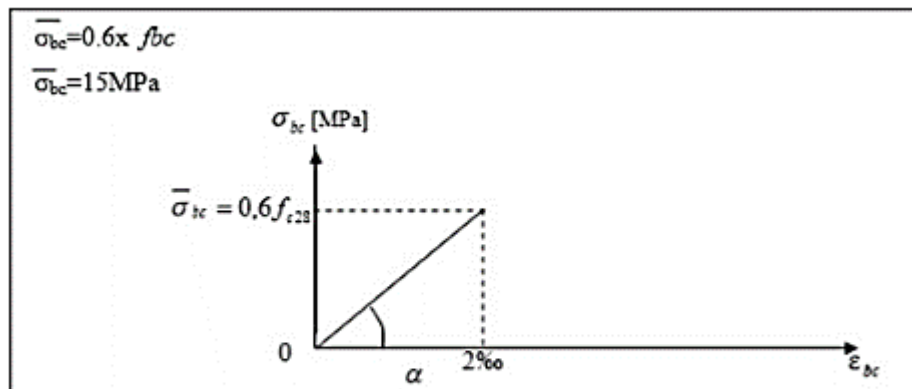


Fig I-4 : diagramme contrainte déformation du béton à ELS.

Contrainte limite ultime de cisaillement : (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99).

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

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

- V_u : Effort tranchant à l'E.L. U dans la section.
- b_0 : Largeur de l'âme.
- $d = 0,9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min [0,2 f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}]$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min [0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}]$

- **Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant de rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules.

d-1- Module de déformation instantanée: (Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées 99).

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où :

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

d-2- Module de déformation différée: (Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99).

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en MPa}$$

D'où : $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : Module de YOUNG.

ν : coefficient de POISSON ; c'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, tel que :

- $\nu = 0$ (cas des états limites ultimes).
- $\nu = 0,2$ (cas des états limites de services).

I.2.2. Les aciers :

L'acier est un matériau de constructions qui présente contrairement à béton une très bonne résistance à la traction, qui est distingué par sa nuance et son état de surface :

- Acier à haute adhérence (**HA**).
- Treillis soudé de (**TS**).

1- Module d'élasticité longitudinale de l'acier : (Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99).

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.}$$

- Le coefficient de poisson des aciers est pris égale à : $\nu = 0,3$

2- Les contraintes limites

1.ELU (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1 \quad \text{En situation accidentelle}$$

- Pour le présent projet ; en situation courante, on obtient les valeurs suivantes :
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ Pour les aciers HA (feE400).
- $\sigma_s = 452,17 \text{ Mpa}$ Pour les treillis soudés TL520.

2. ELS (Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91 (modifiées 99), on distingue trois cas de fissurations :

- Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer. $\sigma_{st} \leq \sigma_s$

- Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 32 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0.5 f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}]\right]$$

Avec :

- σ_s : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.
- f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés.
- f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à «j » jours.
- η : coefficient de fissuration tel que :
 - $\eta=1,6$ Pour les aciers hauts adhérences.
 - $\eta=1.3$pour les treillis soudés.

- Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99).

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins,...).

$$\sigma_{st} \leq 0,8 \sigma_s$$

$$\sigma_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0.5 f_e; 110 \sqrt{nf_{tj}}]\right]$$

3- Diagrammes des contraintes déformation de l'acier : (Art A.2.2.2 BAEL 91 modifiées 99).

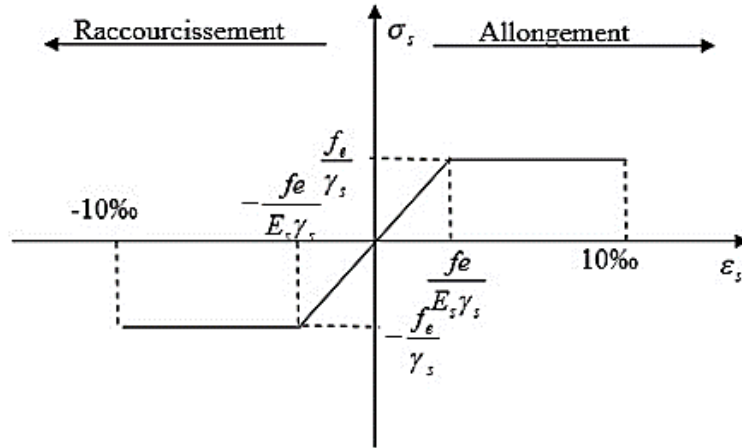


Fig I-5 :Diagramme (contraintes-déformations) de l'acier à l'ELU.

L'allongement et le raccourcissement sont limités à 10

4- Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :

- **c ≥ 5cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans un local couvert et qui ne sont pas exposées aux condensations.

**CHAPITRE
II**

**CHAPITRE II
PRE-DIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS**

Introduction :

Après avoir défini les différentes caractéristiques de notre ouvrage, ainsi que les divers matériaux le constituant. Nous allons passer au pré-dimensionnement des éléments structuraux tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles afin d'assurer une bonne résistance. Ce pré dimensionnement ce fera suivant les règles de calcul et de conception des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003), ainsi que les règles technique de conception et de calcul suivant la méthode des états limites BAEL91 modifié 99).

II.1.Pré dimensionnement des planchers :

Comme il a été précédemment défini dans **le chapitre I**, les planchers sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils s'appuient sur les éléments porteurs. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- La résistance à l'incendie.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans horizontaux.

a- Plancher en corps creux :

Ce plancher ce compose de : (voir la figure ci-dessous)

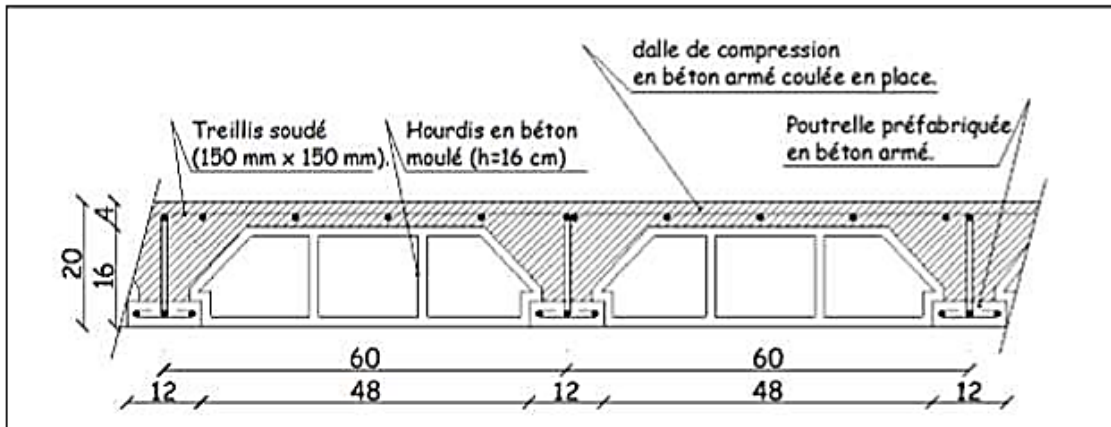


Fig.II.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22,5} \quad (\text{Art B6.8.424/ BAEL91})$$

Avec:

- **l_{max}** : Portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.
- **h** : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{360}{22,5}$$

$$h_t \geq 16$$

- ❖ Epaisseur adoptée : plancher de 20 cm (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

b- Plancher en dalle pleine :

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

❖ Condition de résistance à la flexion :

- **Si:** $\alpha \leq 0,4$ $e_p \geq \frac{l_x}{25}$
- **Si:** $0,4 \leq \alpha \leq 1$ $e_p \geq \frac{l_x}{30}$

Avec: $\alpha = \frac{l_x}{l_y}$

- l_x : Petit côté du panneau de dalle considéré.
- l_y : Grand coté du panneau de dalle considéré.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{150}{330} = 0,45 \quad \text{d'où} \quad e_p \geq \frac{150}{30} = 5 \text{ cm.}$$

On adopte : $e_p = 10 \text{ cm.}$

❖ Cage d'escaliers :

$$\alpha = \frac{lx}{ly} = \frac{216}{360} = 0,6 \text{ d'où } e_p \geq \frac{216}{30} = 7,2 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 10 \text{ cm}$

❖ Résistance au feu :

- e=7 cm : pour une heure de coupe-feu.
 e=11 cm : pour deux heures de coupe-feu.
 e=17,5 cm : pour quatre heures de coupe-feu.

On opte pour un plancher qui devrait résister largement plus de deux heures.

D'où : $e_p = 15 \text{ cm}$.

❖ Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2.$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2.$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m². D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e_p = \frac{M}{P} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons : $e_p = 15 \text{ cm}$.

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par (l'article A.4.14 du BAEL 91).

- h : Hauteur comprise entre : $\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$
- b : Largeur comprise entre : $0,4h \leq h \leq 0,7h$
- l_{max} : Longueur libre entre nus d'appuis

a- Poutres principales :

Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens des YY).

$$\text{Avec : } L_{max} = 460 \text{ cm} \quad \text{D'où } \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}$$

$$31 \leq h \leq 46 \quad \text{On opte pour : } h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } 16 \leq b \leq 28 \quad \text{On opte pour : } b = 30 \text{ cm}$$

b- Poutre secondaire :

Disposées parallèlement aux poutrelles (sens XX).

$$\text{Avec : } L_{max} = 320 \text{ cm} \quad \text{D'où : } \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$22 \leq h \leq 32 \quad \text{On opte pour : } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } 14 \leq b \leq 25 \quad \text{On opte pour : } b = 30 \text{ cm}$$

c- Vérifications relatives aux exigences du RPA : (Art 7.5.1 du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots 30 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h_{pp} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots 40 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- $h/b \leq 4 \dots \dots \dots 40/30 = 1,33 \leq 4$ condition Vérifiée.

d- Conclusion :

Les sections à adopter sont :

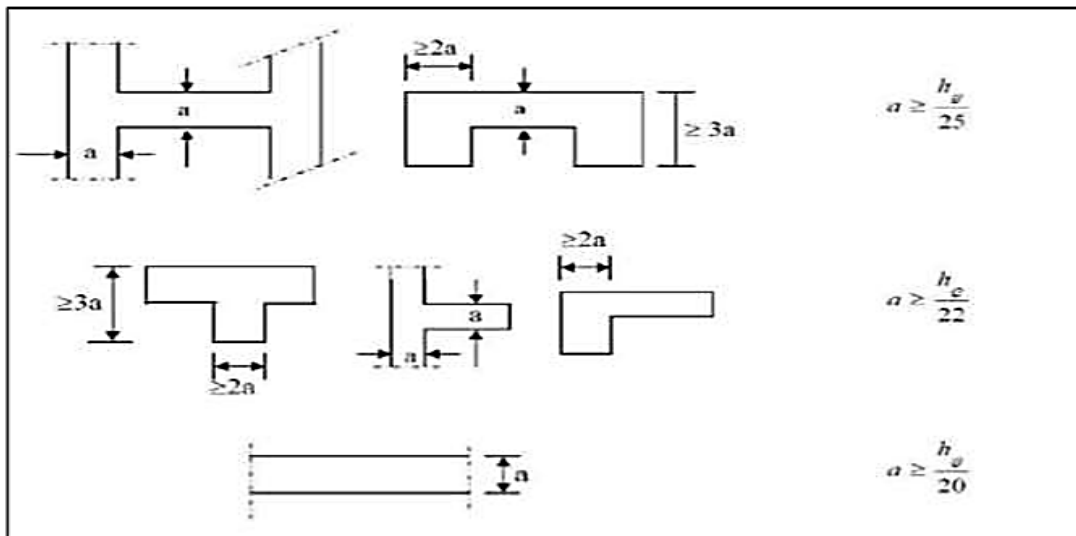
- **Poutres principales (30x40) .**
- **Poutres secondaires (30x35) .**

II.3. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'une part et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

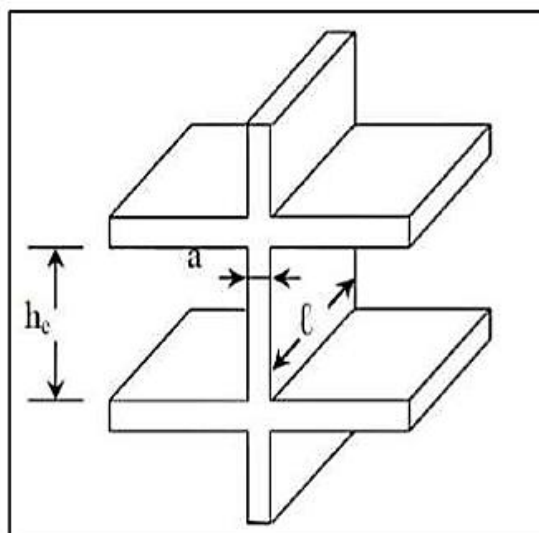
Selon le RPA 99 - 2003, (Art 7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$l_{min} \geq 4 a$$



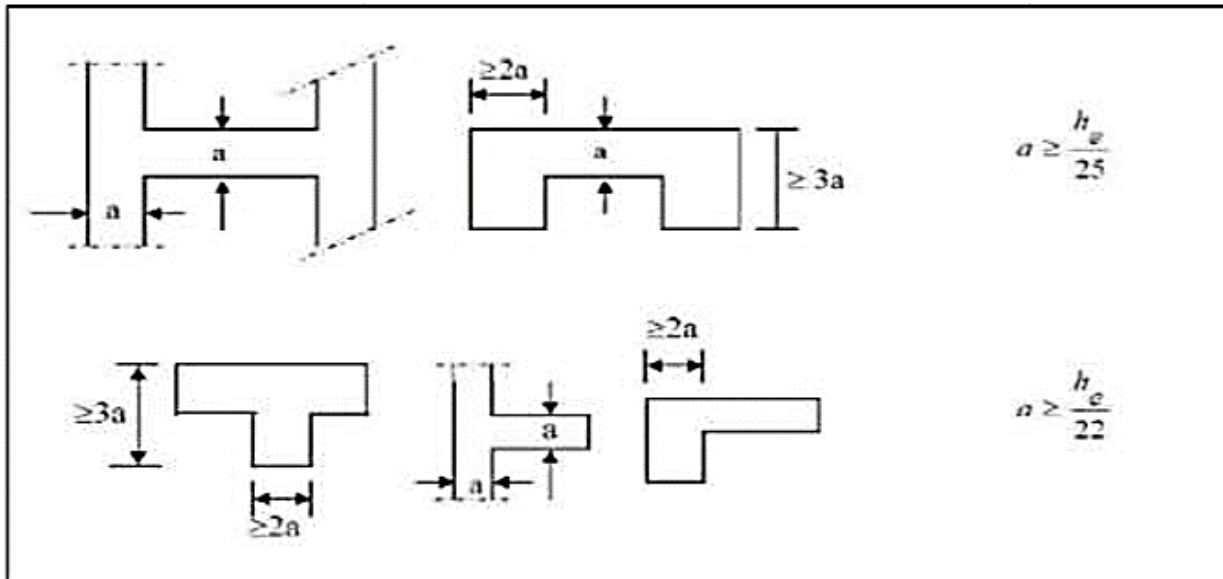
Avec :

- l_{min} : Longueur minimale des voiles.
- a : Epaisseur des voiles.
- L'épaisseur minimale est de 15 cm.



L'épaisseur (a) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

Dans notre cas, nous disposons des types de voile suivant :



$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right)$$

- Pour : (RDC ; ENTRE/SOL) :

$$\alpha \geq \max \left(\frac{320}{22}; \frac{320}{25} \right)$$

$$\alpha \geq \max (14,54 ; 12,8)$$

- Pour : (SOUS SOL ; ETAGE COURANT) :

$$\alpha \geq \max \left(\frac{286}{22}; \frac{286}{25} \right)$$

$$\alpha \geq \max (13 ; 11,44)$$

- Pour : (ETAGE ATTIQUE) :

$$\alpha \geq \max \left(\frac{245}{22}; \frac{245}{25} \right)$$

$$\alpha \geq \max (11,13 ; 9,8)$$

On opte pour : **a= 20 cm.**

❖ -Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (article A.7.7-1) :

$$l_{\min} \geq 4 a$$

- 1,13m \geq 4 (0.2)
- 1,13 m \geq 0.8 m

condition vérifiée

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d’armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d’appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d’étage en étage puis aux fondations. Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon l’article (b8.4.1) de CBA93, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone II, on a :

- $\min (b1, h1) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\min (b1, h1) \geq h_e / 20\text{cm.}$ (Avec h_e = hauteur d’étage)
- $1/4 \leq b1/h1 \leq 4$
- ❖ La section transversale du poteau le plus sollicité est donné par :

$$S = \frac{N}{6bc}$$

Avec :

- N : effort de compression déterminé par la décente des charges.
 - $N = G+Q$
- G : charge permanente.
- Q : charge d’exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.
- σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression telle que :
 - $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$
- S : section transversale du poteau :
 - Poteaux rectangulaire : $S = b \times h$
 - Poteaux circulaire : $S = \pi R^2$

II.4.1- Localisation du poteau rectangulaire le plus sollicité :

En fonction de la surface d’influence de chaque poteau, on constate qu’est le plus sollicitée vis-à-vis de la descente de charge.

Remarque : on considère en premier lieu, pour notre calcul la section du poteau (30x30) selon Le Minimum exigé par le RPA qui est de (25X25) cm².

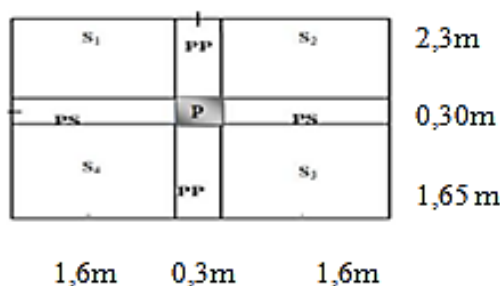


Fig II.2 : position du poteau le plus sollicité.

II.4.1.1- Décence de charges :

- **la surface revenant au poteau :**

$$S_t = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = S2 = (2,3 \times 1,6) = 3,68 \text{ m}^2$$

$$S3 = S4 = (1,65 \times 1,6) = 2,64 \text{ m}^2$$

$$S_t = 2 \times (3,68) + 2 \times (2,64)$$

$$\mathbf{S_t = 12,64 \text{ m}^2}$$

$$S_{brute} = 4,25 \times 3,5$$

$$\mathbf{S_{brute} = 14,87 \text{ m}^2}$$

- **Surface inclinée (toiture) revenante au poteau St' :**

On a :

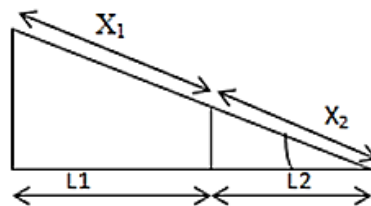


Fig II.3 : schéma de la toiture reposant sur le poteau le plus sollicité.

Avec :

$$L1 = 3,85\text{m} ; L2 = 1,55\text{m} ; L = 5,4 \text{ m} ; h = 2,35\text{m}$$

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{h}{L} = \frac{2,35}{5,4} = 24^\circ$$

$$X2 = \frac{L2}{\cos \alpha} = 1,69 \text{ m} \quad \text{et} \quad X1 = \frac{L1}{\cos \alpha} = 4,21 \text{ m}$$

$$X = X1 + X2 = 5,9\text{m}$$

$$S1 = S1+S2+S3+S4$$

$$S1 = S2 = 4,21 \times 1,75 = 7,367\text{m}^2$$

$$S3 = S4 = 1,69 \times 1,75 = 2,957\text{m}^2$$

$$St' = 2(3,5) + 2(5,9)$$

$$\mathbf{St' = 20,65 \text{ m}^2}$$

A- Détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanentes (G) :

- Toiture :

N°	Nature de la couche	Pente °	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanent G (KN/m ²)
1	Couverture tuile mécanique (linteaux compris)	45	0,45	0,45
2	Pannes+cheveront+fixation	45	0,15	0,15
3	Isolation thermique en liège	45	0.16	0.16
Charge permanent totale Gt				0,76

Tab II.1-Charge permanents de la toiture

- Plancher en corps creux de la terrasse inaccessible :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique	Charge permanent
1	Couche de gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Papier kraft	2 feuilles	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	14	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total Gt				5,68

Tab II.2-charges permanentes des différents éléments constituant le plancher d'une terrasse Inaccessible

- Plancher sous toiture:

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanent G (KN/m ²)
Plancher en corps creux (16+4)	0,20	14	2,80
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Murs de separation	0,10	09	0,9
Charge permanente total Gt			3,90

Tab II.3-charges permanentes du plancher sous toiture

- Plancher étage courant:

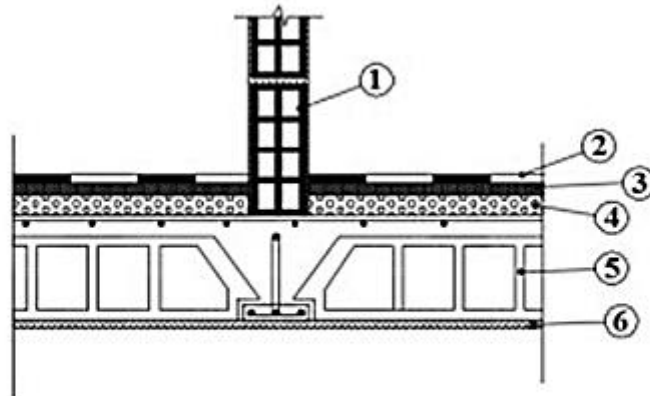


Fig II.4- Coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaissir (m)	Poids volumique (KN/	Charge permanent G
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,2	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Maçonnerie en brique creuse + enduit ciment	0,14	9	1,26
Charge permanente total Gt				5,5

Tab II.4-charges permanentes des différents éléments constituant le plancher d'étages courant

- Plancher dalle pleine :

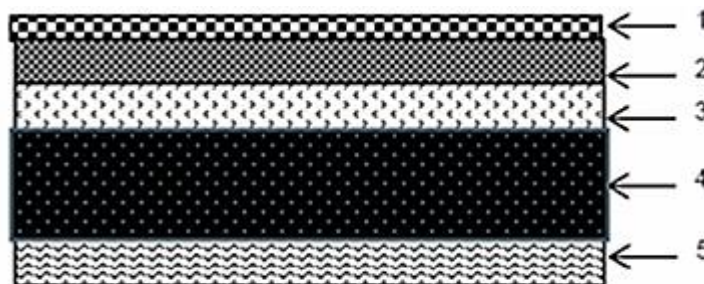


Fig II.5- : Coupe verticale de la dalle pleine

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton arme	0,15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6	Garde corps en brique creuse	0,10	9	0,90
Charge permanente totale				6,09

Tab II.5-charges permanentes des différents éléments constituant de la dalle plein

- **Maconnerie :**

Il y a deux types de murs, murs extérieur et murs intérieurs :

1- Murs extérieurs :

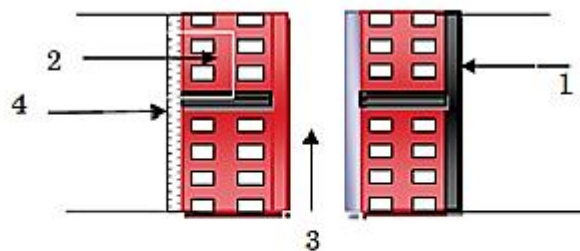


Fig II.6-coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Élément	Épaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	20	0,4
2	Brique creuse	2x0, 10	09	1,8
3	Lame d'air	0,05	/	0
4	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale				2,40

Tab II.6-Charges permanentes du mur extérieur

2- Murs intérieurs:

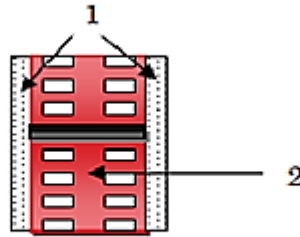


Fig II.7- coupe vertical d'un mur intérieurs

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2x0,02	10	0,4
2	Brique creuse	0,1	9	0,9
Charge permanente totale				1,30

Tab II.7-Charges permanents du mur intérieur.

b- Surcharge d'exploitations (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C.22:

- Toiture = 1 KN/m²
- Plancher sous la toiture (comble) = 1 KN/m²
- Plancher étage courant et attique à usage d'habitation = 1,5 KN/m²
- Plancher du 1er étage à usage de service = 3,5 KN/m²
- Plancher étage rez de chaussée à usage commercial = 3,5 KN/m²
- Escalier = 2,5 KN/m²
- Balcon = 3,5 KN/m²
- Sous-sol à usage commercial = 2,5 KN/m²

B- Poids propre des elements:

Elément		Opération	Poids [KN]
Toiture		1,66×20,65	34,279
Planchers	Dernier étage (comble)	3,90×14,78	57,642
	Etage courant	5,5×14,78	81,29
Poutres	Principales (30x40)	(1,65+2,3)x0,30x0,4x25	11,85
	Secondaires (30x35)	(1,6+1,6)x0,3x0,35x25	8,4
	Toiture (inclinées) (30x35)	{(5,90/2)x0,3x0,35x25}xcos24	7,07
Poteaux	Etage attique	0,30x0,30x25x2,65	5,9625
	RDC + entresol	0,30x0,30x25x3,40	7,65
	Sous-sol+étages courant	0,30x0,30x25x3,06	6,885

Tab II.8-Poids propre des elements.

- Surcharge d’exploitations (Q) :

Elements	Opération	Surcharge [KN]
Toiture	$Q_0 = 1 \times 20,65$	20,65
Plancher sous la toiture (comble)	$Q_1 = 1 \times 14,78$	14,78
Plancher étage attique, courant	$Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 1,5 \times 14,78$	22,17
Plancher RDC, étage de services	$Q_7 = Q_8 = 3,5 \times 14,78$	51,73
Plancher de sous sol	$Q_9 = 2,5 \times 14,78$	36,95

Tableau II.9- Surcharges exploitation.

C- Loi de dégression des surcharges :

Le document technique réglementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d’exploitation, afin de tenir compte de la non-simultanéité de l’application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

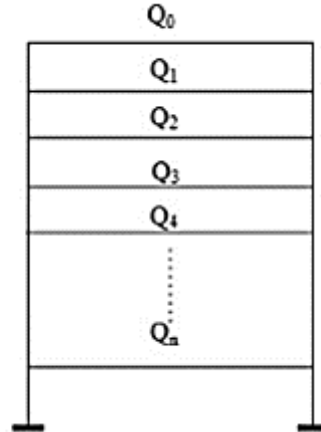
(Q0) étant la charge d’exploitation sur la toiture couvrant le bâtiment.

(Q1, Q2 , Q3..... Qn) sont les charges d’exploitation respectives des planchers des étages (1,2,3,.....n) numérotées à partir de sommet du bâtiment.

- ✓ Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de 5niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

- Dans notre cas:
les surcharges exploitations sont réduites aux proportions suivantes :

$$\begin{aligned} \Sigma 0 &= Q_0 \\ \Sigma 1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma 2 &= Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2) \\ &\dots \\ &\dots \\ &\dots \\ \Sigma n &= Q_0 + 0.5(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \end{aligned}$$



1- Coefficient de dégression des surcharges :

Niveau	Toiture	Sous toiture	5	4	3	2	1	Entresol	RDC	Sous-sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0.714	0.688	0.667

Tab II.10- Coefficients de dégression des surcharges.

2- Les surcharges cumulées :

- Toiture : $\Sigma 0 = Q_0$
- Sous toiture : $\Sigma 1 = Q_1 = Q_0 + Q_1$
- 5ème étage : $\Sigma 2 = Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- 4ème étage : $\Sigma 3 = Q_3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- 3ème étage : $\Sigma 4 = Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- 2ème étage : $\Sigma 5 = Q_5 = Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- 1ère étage : $\Sigma 6 = Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- NivEntresol : $\Sigma 7 = Q_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- RDC : $\Sigma 8 = Q_8 = Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- NivSous-sol : $\Sigma 9 = Q_9 = Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

- Calcul des surcharges cumulées :

Toiture : $\sum_0 = 20,65 \text{ KN}$

Sous toiture : $\sum_1 = Q_1 = 20,65 + 14,78 = 35,43 \text{ KN}$

5ème étage : $\sum_2 = Q_2 = 20,65 + 0,95 (14,78 + 22,17) = 55,75 \text{ KN}$

4ème étage : $\sum_3 = Q_3 = 20,65 + 0,9 (14,78 + 22,17 + 22,17) = 73,85 \text{ KN}$

3ème étage : $\sum_4 = Q_4 = 20,65 + 0,85 (14,78 + 22,17 + 22,17 + 22,17) = 89,74 \text{ KN}$

2ème étage : $\sum_5 = Q_5 = 20,65 + 0,8 (14,78 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17) = 103,42 \text{ KN}$

1ère étage : $\sum_6 = Q_6 = 20,65 + 0,75 (14,78 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17) = 114,87 \text{ KN}$

NivEntresol : $\sum_7 = Q_7 = 20,65 + 0,714 (14,78 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 51,73) = 147,28 \text{ KN}$

RDC : $\sum_8 = Q_8 = 20,65 + 0,688 (14,78 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 51,73 + 51,73) = 178,26 \text{ KN}$

Sous-sol : $\sum_9 = Q_9 = 20,65 + 0,667 (14,78 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 22,17 + 51,73 + 51,73 + 36,95) = 198,1 \text{ KN}$

3- Dimensionnement des sections des poteaux :

Niveau	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Effort normal [KN]	Section des poteaux [cm ²] $S \geq \frac{N_s}{0,6f_{c28}}$	
	G _{plancher}	G _{Poteaux}	G _{Poutres}	G _{Total}	G _{Cumulé}	Q _i	Q _{Cumulé}	N _s =G+Q	Section trouvée	Section adoptée
Toiture	34,279	/	7,07	41,35	41,35	20,65	20,65	62	41,33	/
Sous toiture	57,642	/	20,25	77,9	119,25	14,78	35,43	154,68	103,12	40x40
5 ^{ème}	81,29	5,9625	20,25	107,5	226,75	22,17	57,6	284,35	189,56	40x40
4 ^{ème}	81,29	6,885	20,25	108,43	335,18	22,17	79,77	414,95	276,63	40x40
3 ^{ème}	81,29	6,885	20,25	108,43	443,61	22,17	101,94	545,55	363,7	45x45
2 ^{ème}	81,29	6,885	20,25	108,43	552,04	22,17	124,11	676,15	450,76	45x45
1 ^{ère}	81,29	6,885	20,25	108,43	660,47	22,17	146,28	806,75	537,83	45x45
Entre Sol	81,29	7,65	20,25	109,2	769,67	51,73	198,01	967,68	645,12	50x50
RDC	81,29	7,65	20,25	109,2	878,87	51,73	249,74	1128,61	752,41	50x50
Sous-sol	81,29	6,885	20,25	108,43	987,3	36,95	286,69	1273,99	849,33	50x50

Tab II.11-Sections des poteaux rectangulaires.

II.4.2- Localisation du poteau circulaire le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau, dont la surface d'influence est représentée par la figure suivante :

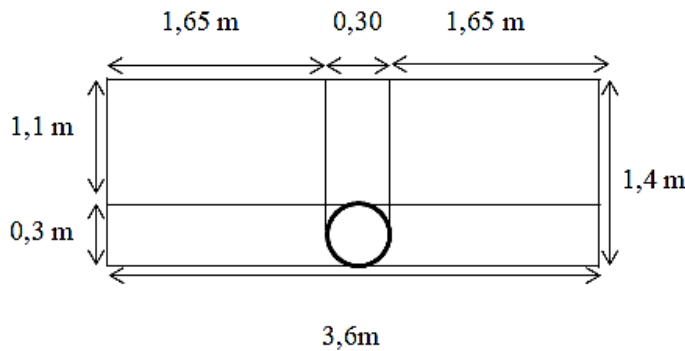


Fig II.8- Surface du plancher revenant au poteau.

II.4.2.1- Surface d'influence :

- **Surface nette :**

$$S_n = S_1 + S_2$$

$$S_n = 2 (1,65 \times 1,1)$$

$$S_n = 3,63 \text{ m}^2$$

- **Surface brute :**

$$S_b = 3,6 \times 1,4$$

$$S_b = 5,04 \text{ m}^2$$

II.4.2.2- Poids des différents éléments supportés par le poteau circulaire :

Elément		Opération	Poids [KN]
Planchers: - Galerie - terrasse	- L'entresol -Sous/sol, etage 1,2,3,4 et attique.	5,5 x 3,63	19,96
Poutres	Principales (30x40)	(1,1x0,30x0,4)x25	3,3
	Secondaires (30x35)	[2x(1,65x0,3x0,35)]x25	8,66
Poteaux	Etage attique	(3,14x0,15 ² x2,65)x25	4,68
	RDC -- entresol	(3,14x0,15 ² x3,4)x25	6
	Sous-sol+étages courant	(3,14x0,15 ² x3,06)x25	5,40

Tableau II.12- Poids propre des éléments.

- Surcharge d'exploitations (Q) :

Elements	Operation	Surcharge [KN]
Plancher des terrasse étage attique et courant	$Q_0=Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=3,5 \times 3,63$	12,70
Plancher de la Galerie de l'entresol/soussol	$Q_5=Q_6=2,5 \times 3,63$	9,07

Tab II.13- Surcharges exploitation

- Coefficient de dégression des surcharges :

Niveau	5	4	3	2	1	Entresol	Sous-sol
Coeff	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0.714	0.688

Tab II.14- Coefficients de dégression des surcharges.

- Calcul des surcharges cumulées :

5ème étage : $\sum_0 = 12,70 \times 0,95 = 12,06$ KN

4ème étage : $\sum_1 = 12,06 + 0,90(12,06) = 22,91$ KN

3ème étage : $\sum_2 = 12,06 + 0,85(12,70 + 12,70) = 33,65$ KN

2ème étage : $\sum_3 = 12,70 + 0,80(12,70 + 12,70 + 12,70) = 43,18$ KN

1ère étage : $\sum_4 = 12,70 + 0,75(12,70 + 12,70 + 12,70 + 12,70) = 50,8$ KN

NivEntresol : $\sum_5 = 12,70 + 0,714(12,70 + 12,70 + 12,70 + 12,70 + 9,07) = 55,45$ KN

Sous-sol: $\sum_6 = 12,70 + 0,688(12,70 + 12,70 + 12,70 + 12,70 + 9,07 + 9,07) = 60,13$ KN

Niveau	Charges permanentes [KN]					Charges d'exploitations [KN]		Effort normal [KN] $N_s = G + Q$	Section des poteaux [cm ²] $S \geq \frac{N_s}{0,6 f_c 28}$	
	G _{plancher}	G _{Poteaux}	G _{Poutres}	G _{Total}	G _{Cumulé}	Q _i	Q _{Cumulé}		S trouvée cm ²	Diamètre adopté cm
5ème	19,96	4,68	11,96	36,6	36,6	12,70	12,70	49,3	32,8667	30Ø
4ème	19,96	5,40	11,96	37,32	73,92	12,70	25,4	99,32	66,2133	30Ø
3ème	19,96	5,40	11,96	37,32	111,24	12,70	38,1	149,34	99,56	30Ø
2ème	19,96	5,40	11,96	37,32	148,56	12,70	50,80	199,36	132,90	40Ø
1ère	19,96	5,40	11,96	37,32	185,88	12,70	63,5	249,38	166,253	40Ø
Entre Sol	19,96	6	11,96	37,92	223,8	9,07	72,57	296,37	197,58	50Ø
RDC	/	6	11,96	17,96	241,76	/	72,57	314,33	209,553	
Sous-sol	19,96	5,40	11,96	37,32	279,08	9,07	81,64	360,72	240,48	50Ø

Tab II.15-Sections des poteaux circulaires.

Remarque : Afin d'éviter le phénomène de flambement, on choisit un $\varnothing = 50$ cm pour le RDC jusqu'à l'entresol, car le poteau est trop élancé.

II.4.3. Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art7.4.1du RPA99)

- Pour les poteaux rectangulaires, en zone IIa, on doit vérifier :

- Min (b; h) \geq 25 cm.
- Min (b; h) \geq he/20.
- 1/4 < b/h < 4.

-Pour les poteaux circulaires, en zone IIa, on doit vérifier :
 $\varnothing \geq 30$ cm.

1-Verification des poteaux rectangulaire :

Conditions exigées par l'RPA	Niveaux	Section poteaux [cm ²]	Vérification des conditions	
Min (b; h) \geq 25 cm Min (b; h) \geq he/20 1/4 < b/h < 4	5 ^{ème} étage	40X40	Min(b; h)=40 cm	Vérifié
			he/20=265/20=13,25 cm	Vérifié
			0,25<1<4	Vérifié
	4 ^{ème} étage	40X40	Min(b; h)=40 cm	Vérifié
			he/20=306/20=15,30 cm	Vérifié
			0,25<1<4	Vérifié
	Du 1 ^{ère} au 3 ^{ème} étage	45X45	Min(b; h)=45 cm	Vérifié
			he/20=306/20=15,30 cm	Vérifié
			0,25<1<4	Vérifié
RDC et entre sol	50X50	Min(b; h)=50 cm	Vérifié	
		he/20=340/20=17 cm	Vérifié	
		0,25<40/40=1<4	Vérifié	
S-sol	50X50	Min(b; h)=40 cm	Vérifié	
		he/20=306/20=15,30 cm	Vérifié	
		0,25<1=1<4	Vérifié	

Tab II.16-Vérification des conditions du RPA 99/2003.

2-Vérification des poteaux circulaire:

- Poteaux du 4eme étage et attique : $\varnothing = 30 \geq 30$ cm Condition vérifiée.
- Poteaux du 3eme et 2eme étage : $\varnothing = 40 > 30$ cm Condition vérifiée.
- Poteaux du Sous/sol,entresol—RDC : $\varnothing = 50 > 30$ cm Condition vérifiée.

II.4.4. Vérification de la résistance des Poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures.

La vérification consiste à satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots\dots\dots (1)$$

- λ : L’élancement du Poteau
- L_f : Longueur de flambement. ($L_f=0.7l L_0$)(2)
- L_0 :Hauteur libre du poteau.
- i : Rayon de giration. $i = [I/A]^{1/2}$ (3)
- I : Moment d’inertie ($I= h^3b^3/12$)(4)
- S : Section du poteau ($S = hxb$)(5)

En remplaçant 2,3,4,5 dans 1
on aura:

$$\lambda = \frac{2.42L_0}{b}$$

1-Vérification des poteaux rectangulaires :

Niveaux	b [cm]	h [cm]	I [cm ⁴]	S [cm ²]	i [cm]	l_0 [cm]	L_f [cm]	λ	Condition
5 ^{ème}	40	40	213333,33	1600	11,55	245	171,5	14,84	condition vérifiée
4 ^{ème}	40	40	213333,33	1600	11,55	286	200,2	17,33	condition vérifiée
3 ^{ème}	45	45	314718,75	2025	12,46	286	200,2	16,07	condition vérifiée
2 ^{ème}	45	45	314718,75	2025	12,46	286	200,2	16,07	condition vérifiée
1 ^{er}	45	45	314718,75	2025	12,46	286	200,2	16,07	condition vérifiée
Entre sol	50	50	520833,33	2500	14,43	320	224	15,52	condition vérifiée
RDC	50	50	520833,33	2500	14,43	320	224	15,52	condition vérifiée
S-sol	50	50	520833,33	2500	14,43	286	200,2	13,87	condition vérifiée

Tab II.17- Vérification du flambement des poteaux.

2-Verification des poteaux circulaires :

Avec : $i_{\min} = 15 \text{ cm}$

-Poteaux de l'étage attique : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times 265}{15} = 12,36 < 50 \text{ cm}$

- Poteaux des étages courant et sous/sol : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times 286}{15} = 13,34 < 50 \text{ cm}$

-Poteaux de l'entresol—RDC : : $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \times 640}{15} = 29,86 < 50 \text{ cm}$

Condition vérifiée

Remarque :

Les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

II.5. Conclusion:➤ **Poutres :**

- Poutre principales : (bxh) = (30x40)
- Poutre secondaires : (bxh) = (30x35)

➤ **Poteaux rectangulaire:**

- Poteaux S/sol; RDC; Entre-sol: (bxh)= (50x50) .
- Poteaux étage 1;2;3 : (bxh)= (45x45) .
- Poteaux étage 4;5;toiture (bxh)= (40x40) .

➤ **Poteaux circulaire :**

- Poteaux S/sol, RDC, Entre-sol : $\varnothing = 50 \text{ cm}$
- Poteaux étage 1 et 2 : $\varnothing = 40 \text{ cm}$
- Poteaux étage 3 et 4 et attique : $\varnothing = 30 \text{ cm}$

➤ Voiles : épaisseur de 20 cm

➤ Plancher en corps creux : plancher de 20 cm (16+4) cm

➤ Plancher en dalle pleine : plancher d'épaisseur de 15cm.

**CHAPITRE
III**

**CHAPITRE III
CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES**

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91(modifié 99)** et le **RPA**.

III.1.Calcul de l’acrotère:

Définition :

Comme on a vu déjà dans le premier chapitre, l’acrotère est un élément secondaire sert à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant l’écoulement des eaux pluviales sur les murs de façade, il sera calculé comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Le calcul des armatures se fera à l’ELU et la vérification à l’ELS pour une bande de 1 mètre de largeur soumise à la flexion composée avec compression due au poids propre de l’acrotère(G) et d’une poussée latérale (Q=1KN/ml) due à la main courante qui engendre un moment de renversement (Mr) dans la section d’encastrement.

L’acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

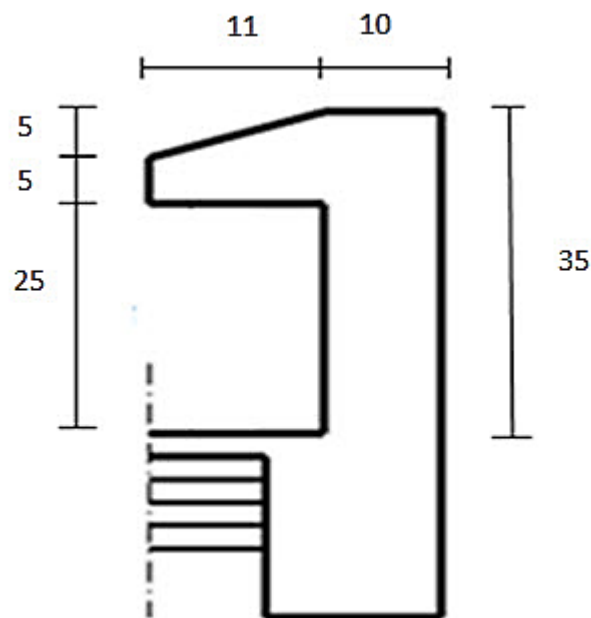


Figure III-1-1 coupe schématique de l’acrotère

III.1.1.Calcul à l’ELU :

- **Détermination des sollicitations pour une bande unitaire :**
- **Poids propre de l’acrotère (G) :**

$$G_{acro} = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

$$S = (0.25 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) + (0.11 \times 0.05) + \left(\frac{0.05 \times 0.11}{2} \right) = 0,04325 \text{ m}^2$$

D’où $G_{acro} = 25 \times 0,04325 \times 1 = 1,081 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{acro}}=1,081 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : poids volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation horizontale (Q) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Les efforts internes :

- L'effort normal dû au poids propre : $N_G = G \times 1\text{m} = 1,081 \times 1\text{m} = 1,081 \text{ KN}$

- L'effort tranchant : $T_Q = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$

- Le moment fléchissant dû à la charge Q : $M_Q = T_Q \times H = 1 \times 0,35 = 0,35 \text{ KN.m}$

Avec : $H = 0,35\text{m}$

➤ Diagrammes des efforts internes :

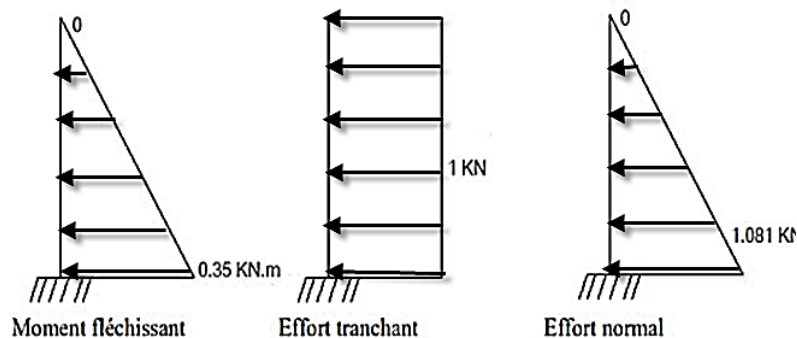


Figure III-1-2 : Diagrammes Des Efforts Internes.

➤ Combinaison de charges :

- A l'ELU : $1,35G + 1,5Q$

La combinaison de charges à considérer est (BAEL 91 révisées 99.A-3-3,2-1) :

$$N_U = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 1,081 = 1,46 \text{ KN}$$

$$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_U = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,35 = 0,525 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS : $G + Q$

$$N_s = N_G = 1.081 \text{ KN}$$

$$T_s = T_Q = 1.5 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = 0.35 \text{ KN.m}$$

III.1.2 : Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression (N) et un moment de flexion (M).

Il consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=1\text{m}$ soumise à la flexion composée. Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (M_f) afin de déterminer les armatures fictives (A_f) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A).

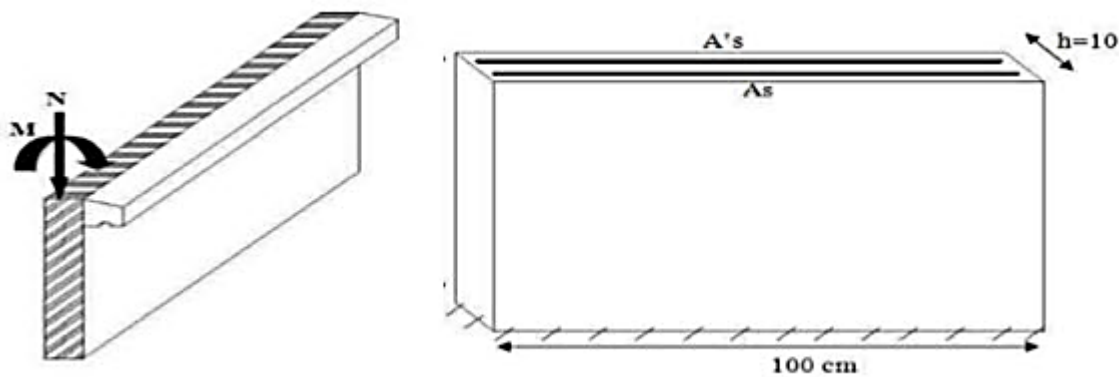


Figure III-1-3: Section rectangulaire soumise à une flexion composée.

h : Épaisseur de la section (10 cm)

b : largeur de la section (100 cm)

c et c' : Enrobage (2 cm)

$d = h - c$: Hauteur utile (8 cm)

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité (CDG) des armatures tendues.

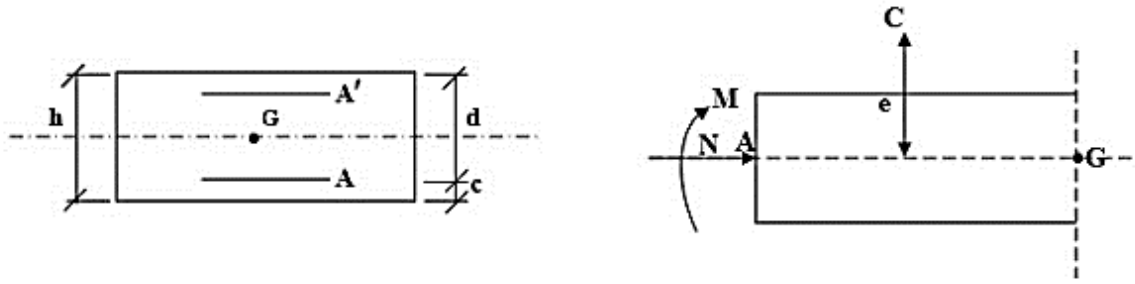


Figure III-1-4 : Schéma statique de la section de l’acrotère.

III.1.2.1. Calcul des armatures à L’ELU :

a- Calcul de l’excentricité:

$$e_U = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,525}{1,46} = 0,35 \text{ m} = 36 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$$

Avec :

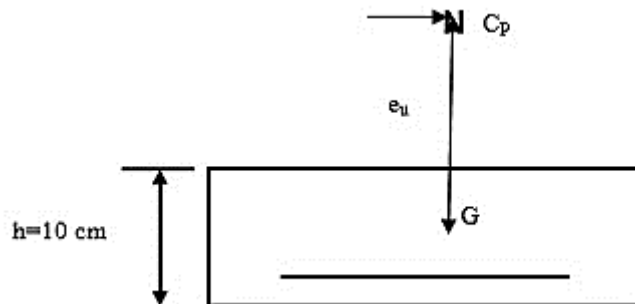
M_u: moment dus à un effort de compression

N_u: effort de compression.

e_u: l’excentricité.

h/2-c : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendue.

Le centre de pression se trouve à l’extérieur de la section limitée par les armatures d’où la section est partiellement comprimée. Donc l’acrotère sera calculé en flexion simple sous l’effet du moment fictif (**M_f**) puis en flexion composée où la section d’armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



b- Calcul des armatures en flexion simple:**- Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

g : Distance entre C_p et le centre de gravité des armatures inferieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 36 + 5 - 2 = 39 \text{ cm} = 0,39 \text{ m}$$

D'où : $M_f = N_u \times g = 1,46 \times 0,39 = 0,57 \text{ KN.m}$

- Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu_b = \frac{570}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0063 \quad \longrightarrow \quad \mu_b = 0,0063 < \mu_l = 0,392 \text{ Donc c'est une section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_b = 0,006 \quad \beta = 0,997$$

- Section des armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{570}{0,997 \times 8 \times 348} = 0,21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

c- Calcul des armatures en flexion composée :

La section réelle d'armatures : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$A = 0,21 - \frac{14,6}{348} = 0,168 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$ Avec un espacement $S_t = 12 \text{ cm}$.

III.1.3. Vérifications à l'ELU :**a- Condition de non fragilité : (BAEL99 / Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23 \frac{ft_{28}}{fe} \left[\frac{e_u - 0,455d}{e_u - 0,185d} \right] b.d = 0.23 \frac{2,1}{400} \left[\frac{36 - 0,455 \times 8}{36 - 0,185 \times 8} \right] \times 100 \times 8$$

$A_s = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.905 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Avec un espacement $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

b- Vérification au cisaillement : (BAEL99 / A.5.1,1)

Vérification de la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL99 / A.5.1,211})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 30} = 0.005 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.005 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

-Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

-les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c- Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91 modifié99/Art A.6.1, 3) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_{sx} f_{t28} \quad (\psi_{s}=1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \Sigma U_i}$$

ΣU_i = Somme des périmètres utiles des barres.

n = nombre de barres.

$$\Sigma U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \Sigma U_i} = \frac{1,5 \times 10^3}{0.9 \times 30 \times 125.6} = 0.44 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

-Donc pas de risque d'entraînement des barres.

d- Vérification de la longueur de scellement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6 .1.21) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,835 \text{ MPa}$

Pour $\phi = 0.8 \text{ cm}$ \longrightarrow $L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28.22 \text{ cm}$ On prend : **$L_s = 30 \text{ cm}$**

e- Longueur d'ancrage mesurée hors crochets (BAEL 91/ Art A.6.1,253) :

On remarque que L_s est égale à l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

f- Vérification des espacements des barres : (BAEL91/Art A.8.2,42):

- Armatures principales :

$$St < \min (3h ; 33\text{cm}) = (3 \times 10 ; 33\text{cm}) = 30\text{cm} \quad St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

- Armatures de répartitions :

$$St < \min (4h ; 35\text{cm}) = (4 \times 10 ; 45\text{cm}) = 40\text{cm} \quad St = 17\text{cm} \leq 30 \text{ cm}$$

III.1.4.Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Il faut vérifier les conditions suivantes :

-Dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

-Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

σ_{st} : la contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: la contrainte limite dans les aciers tendus.

σ_{bc} : la contrainte dans le béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: la contrainte limite dans le béton.

a- Vérification des contraintes :

➤ **Contrainte dans l'acier (BAEL 91/ Art A.4.5,33):**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers : HA : Ø ≥ 6mm et FeE400 ⇒ η = 1,6 (coefficient de fissuration).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 21} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 x d x A_{st}} \text{ avec : } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho_1$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b x d} = \frac{251}{100 \times 8} = 0,313$$

$$\rho_1 = 0,313 \quad k = 41,82 ; \beta_1 = 0,912 \text{ d'où :}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,35 \times 10^3}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 19,11 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 19,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Contrainte dans le béton :**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{23,66}{41,82} = 0,45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme (RPA 99. Art 6.2.3) :

Les forces horizontales de calcul Fp agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés, dans notre cas A = 0,15 (zone IIa et groupe d'usage 2).

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1), dans notre cas l'acrotère est une console donc le Cp = 0,8.

W_p : Poids de l'élément considéré = 1,081 KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,081 = 0.519 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml}$ Condition vérifiée.

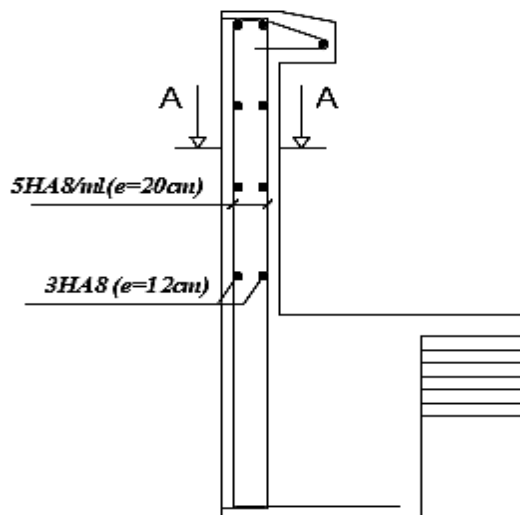
Conclusion :

L'acrotère sera ferraillé comme suit :

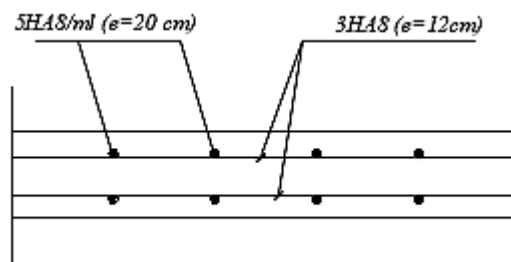
Armatures principales : **5HA8=2.51 cm²** avec **St = 20cm**.

Armatures de répartition : **3HA8=1,51 cm²** avec **St= 12cm**.

Les plans de ferrailage sont comme suit :



Ferraillage de l'acrotère



Coupe A-A

III.2.Les Escaliers

Introduction :

Ce chapitre se portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne font pas partie du système de contreventement); ces éléments ont une influence plus au moins directe sur la structure globale; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications conformément aux règles (BAEL 91) et le RPA.

III.2.1.Calcul des escaliers :

III.2.1- Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier.

III.2.1.1.Terminologie

Type 1 :

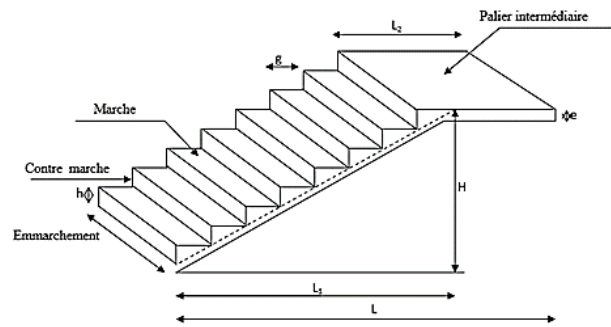


Fig III.2.1-Coupe verticale de l'escalier 1.

Type 2 :

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H: hauteur de la volée.
- l: portée de la paillasse.
- L2 : largeur du palier.
- L1:longueur de la paillasse projetée.
- L: longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

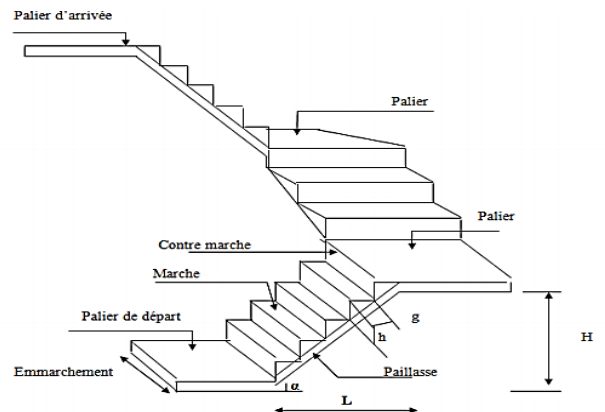


Fig III.2.2-Coupe verticale de l'escalier

III.2.1.2. Dimensions des escaliers :

- Pour les dimensions des marches (g) et (h) on utilise généralement la formule de blondel :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

- Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14 \text{ [cm]} \leq h \leq 17 \text{ [cm]} \quad \text{et} \quad 28 \text{ [cm]} \leq g \leq 36 \text{ [cm]}$$

- L'embranchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves: 1 m.
- Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre $n = H/h$ n'est pas en général, un nombre entier; On prendra l'entier n' immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur: H/n' .

III.1.2. Pré dimensionnement de l'escalier:

I. Type 1 [escalier a deux volées] :

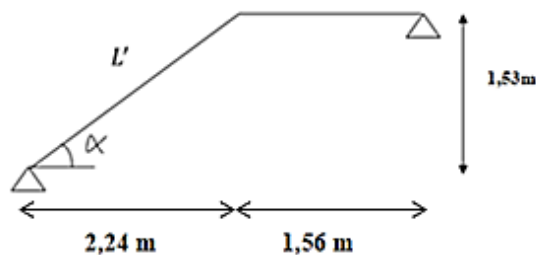


Fig III.2.3-Schéma statique 1.

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

1- Epaisseur de la paillasse (e) :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : L_0 : longueur projetée de la travée entre deux appuis de l'escalier.

$$L_0 = L' + 1,56$$

Et : L' : longueur de la volée en plan.

$$\tan^{-1} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{1,53}{2,24} \quad \text{d'où : } \alpha = 34,33^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \quad \text{d'où : } L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2,24}{\cos 34,33} = 2,71 \text{ m}$$

$$L_0 = 2,71 + 1,56 \quad \text{d'où : } L_0 = 4,27 \text{ m}$$

$$- \frac{427}{30} \leq e \leq \frac{427}{20}$$

$$- 14,23 \leq e \leq 21,35$$

On adopte : $e = 20 \text{ cm}$

2- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

- **Le nombre de contre marche (n) :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17}$$

$$n = 9 \quad \text{et} \quad m = n - 1 = 8$$

Avec :

m : nombre de marche.

3- Le giron (g) :

$$g = \frac{L_1}{m} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm}$$

4- Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (28 + 2 \times 17 = 62) \leq 66 \text{ cm} \quad \text{(Condition vérifiée)}$$

II. Type 2 [escalier a trois volées] du RDC et Entresol :

1- Calcule du nombre de marche et de contre marche :

Avec : $H=3,40m$

Et : $4cm \leq h \leq 17cm$; $28cm \leq g \leq 36 cm$

On prend : **$h=17cm$ et $g = 28cm$**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17}$$

$n = 20$ contre marche et $m = n-1 = 19$ marches

Avec

m : nombre de marche.

Les 19 contre marches seront réparties de la manière suivante :

- **Volée 1 et 3** : $n = 9$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 8$ marches.
- **Volée 2** : $n = 2$ contre marches ; donc : $m = n-1 = 1$ marche.

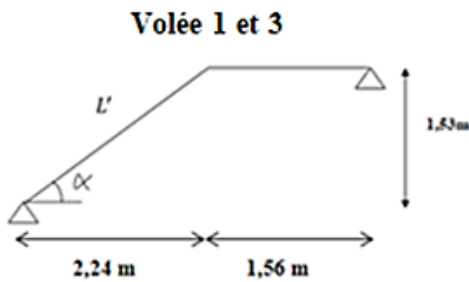


Fig III.2.4-Schéma statique volée 1 et 3.

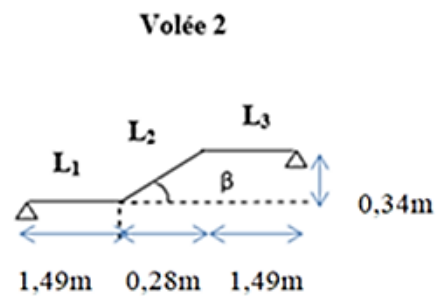


Fig III.2.5-Schéma statique volée 2.

1- Etude des volées 1 et 3 :

- L'épaisseur de la paillasse des volées 1e et 3 est égale à l'épaisseur de la paillasse du 1^{er} type d'escalier déjà étudié précédemment.

- $\frac{427}{30} \leq e \leq \frac{427}{20}$

- $14,23 \leq e \leq 21,35$

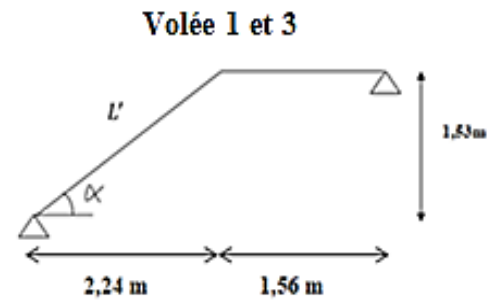
On adopte : **$e = 20cm$**

Nous adaptons la même épaisseur pour le tous les paliers

III.1.3.Détermination des sollicitations de calcul :

a- Etude de la 1^{er} et 3^{ème} volée :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d’embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.



- Détermination des charges et surcharges :

➤ Charge agissant sur le palier :

Désignation des éléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
Poids propre	0,2	25	5
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
L’enduit en ciment	0,02	22	0,44
Charge permanente totale du palier G _{palier}			6,6

Tab III.2.1-Charge agissant sur le palier.

➤ Charge agissant sur la paillasse :

Désignation des éléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
Poids des marches	0,17/2	25	2,13
Poids de la volée	0,2/cos34,33	25	6,05
Poids des revêtements (carrelage + mortier)	0,02+0,02 =0,04	20	0,80
Poids du lit de sable	0,02	18	0,36
Poids de l’enduit en ciment	0,02	22	0,44
Poids du garde-corps	0,2	10	0,20
Charge permanente totale de la paillasse G _{paillasse}			9,98

Tab III.2.2-Charge permanente de la paillasse.

➤ Surcharges d’exploitations :

La surcharge d’exploitation des escaliers est :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{KN/ml}$$

➤ **Combinaison des charges et surcharges :**

➤ **Etat limite ultime: (ELU)**

- Palier : $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,60 + 1,5 \times 2,5 = 12,66 \text{ KN/ml}$
- Paillasse: $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,98 + 1,5 \times 2,5 = 17,22 \text{ KN/ml}$

➤ **Etat limite de service: (ELS)**

- Palier : $= G + Q = 6,60 + 2,5 = 9,1 \text{ KN/ml}$
- Paillasse : $= G + Q = 9,98 + 2,5 = 12,48 \text{ KN/ml}$

III.2.4. Efforts internes :

III.2.4.1. Etat limite ultime et Etat limite de service :

A- Calcul des efforts internes ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

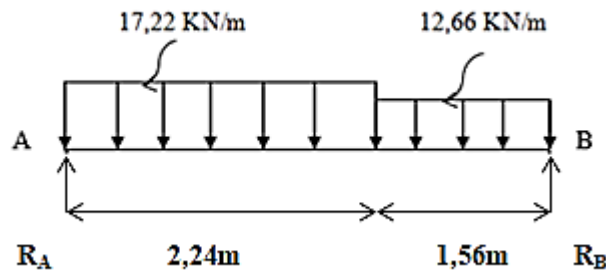


Fig III.2.6-Schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul des Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B - 17,22 \times (2,24) - 12,66 \times (1,56) = 0$$

$$R_A + R_B = 58,32 \text{KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A \times 3,8 - 17,22 \times 2,24 \times 2,68 - 12,66 \times 1,56 \times 0,78 = 0$$

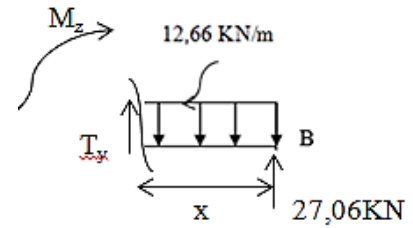
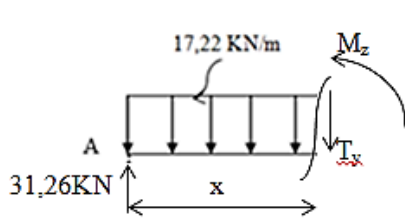
$$R_A = 31,26 \text{KN}$$

$$R_B = 27,06 \text{KN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,24$ m

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,56$



• Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2,24$ m (de gauche)	$31,26 - 17,22x$	0	31,26
		2,24	-7,31
$0 \leq x \leq 1,56$ m (de droite)	$-27,06 + 12,66x$	0	-27,06
		1,56	-7,31

Tab III.2.3-Effort tranchantl'escalier.

• Momentsfléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,24$ m (de gauche)	$31,26x - 8,61x^2$	0	0
		2,24	26,82
$0 \leq x \leq 1,56$ m (de droite)	$27,06x - 6,33x^2$	0	0
		1,56	26,82

Tab III.2.4-Moment fléchissant de l'escalier.

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \implies 31,26 - 17,22x = 0$$

$$X = 1,81 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{z \text{ max}} = 31,26 (1,81) - 8,61 (1,81)^2$$

$$M_{z \text{ max}} = 28,37 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- Aux Appuis :
 $M_{u_a} = -0,3M_{z_{max}} = -8,51 \text{ KN.m}$

- En travées :

$$M_{u_t} = 0,85M_{z_{max}} = 24,11 \text{ KN.m}$$

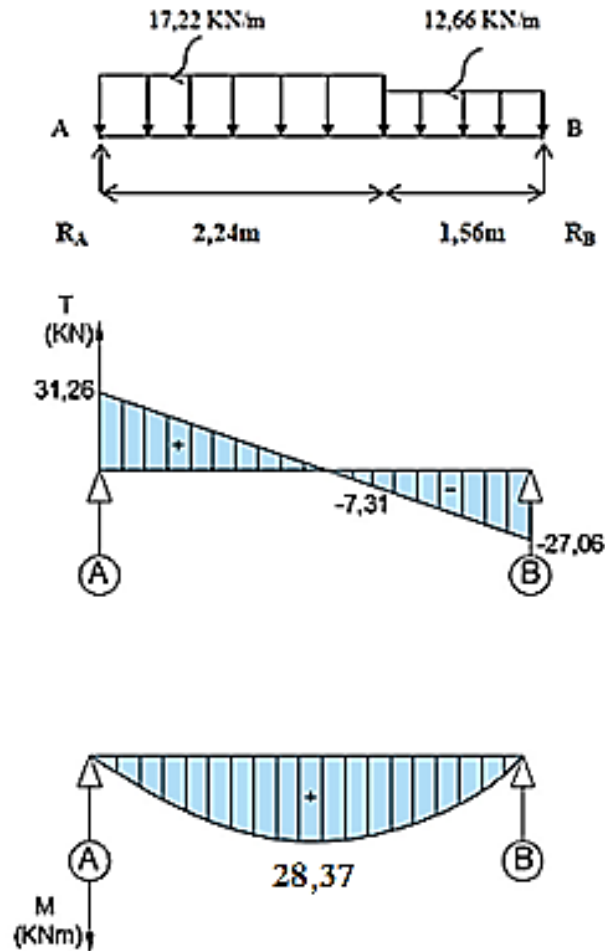
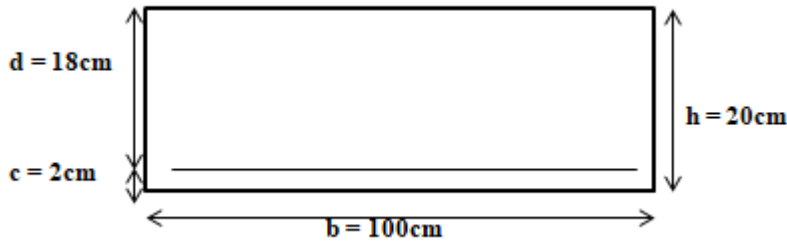


Fig III.2.7-Diagramme des efforts internes ELU.

➤ Calcule des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

Avec : volée 1et 3 : b= 100cm, h=20cm, c=2cm, d= 18cm



a- Aux appuis :

Nous avons : $Mu_a = 8,51 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,51 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,018$$

$\mu_a = 0,018 < \mu_{id} = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0,018 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,51 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12/ml** ($A_a = 6,78 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 17 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10** = $3,93 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b- En travée :

Nous avons : $Mu_t = 24,11 \text{ KN.m}$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,11 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,046$$

$\mu_t = 0,046 < \mu_{id} = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$\bullet \quad A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{24,11 \times 10^3}{0,976 \times 18 \times 348} = 3,94 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA12/ml** ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$). Avec $S_t = 17 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10** = $3,93 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité: [BEAL 91, Art. A.4.2.1]**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la condition : $A_s \geq A_s^{\min}$

$$\text{Avec : } A_s^{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Et : } f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).
- **En travées :** $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

- **Espacement des barres [Art A.8.2, 42 BAEL 91/ 99] :**

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

- Aux appuis : $S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$
- En travées : $S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

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

- Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$
- En travées : $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :**

Nous avons : $T_{u \max} = 31,26 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{31,26 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28}; 5 \text{MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art A 6.1, 3 BAEL 91 / 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$; coefficient scellement HA.

$\sum U_i$; Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,26 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant**

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1,312 BAEL 91/ 99)**

$$A_{s \min} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{(1,15 \times 31,26 \times 10)}{400} = 0,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 0,89 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99)**

$$T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 0,1}{1,5} \times (0,9 \times 18) \times 100 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u = 31,26 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures aux appuis (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99)**

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835}$$

$$L_s = 42,33 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles du **BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91)** n’admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA . $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

B- Etat limite de service ELS :

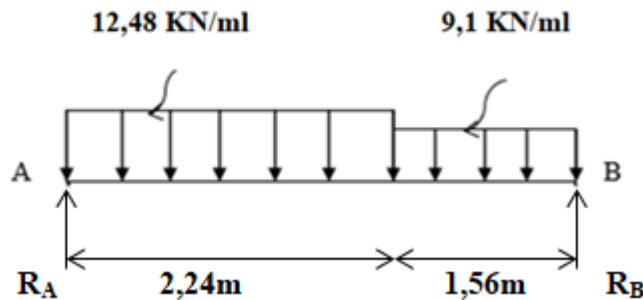


Fig III.2.8-Schéma statique de l’escalier.

➤ **Calcul des Réactions d’appuis :**

$$\sum F = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B - 12,48 \times (2,24) - 9,1 \times (1,56) = 0$$

$$R_A + R_B = 42,15 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A \times 3,8 - 12,48 \times 2,24 \times 2,68 - 9,1 \times 1,56 \times 0,78 = 0$$

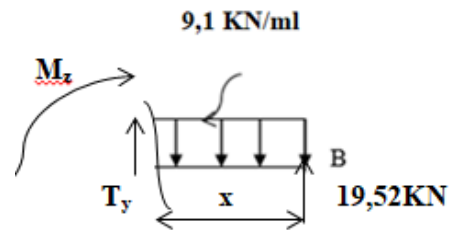
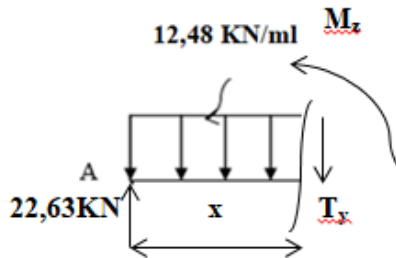
$$R_A = 22,63 \text{ KN}$$

$$R_B = 19,52 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,24$ m

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,56$ m



• Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 2,24$ m (de gauche)	$22,63 - 12,48x$	0	22,63
		2,24	-5,32
$0 \leq x \leq 1,56$ m (de droite)	$-19,52 + 9,1x$	0	-18,59
		1,56	-5,32

Tab III.2.5-Valeur de Effort tranchant

• Moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _z (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,24$ m (de gauche)	$22,63x - 6,24x^2$	0	0
		2,24	19,38
$0 \leq x \leq 1,56$ m (de droite)	$19,52x - 4,55x^2$	0	0
		1,56	19,38

Tab III.2.6-Valeur du moment fléchissant

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \implies 22,63 - 12,48x = 0$$

$$X = 1,81 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{z \max} = 22,63 (1,81) - 6,24 (1,81)^2$$

$$M_{z \max} = 20,52 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

• Aux Appuis :

$$M_{sa} = -0,3M_{z \max} = -6,16 \text{ KN.m}$$

• En travées :

$$M_{st} = 0,85M_{z \max} = 17,44 \text{ KN.m}$$

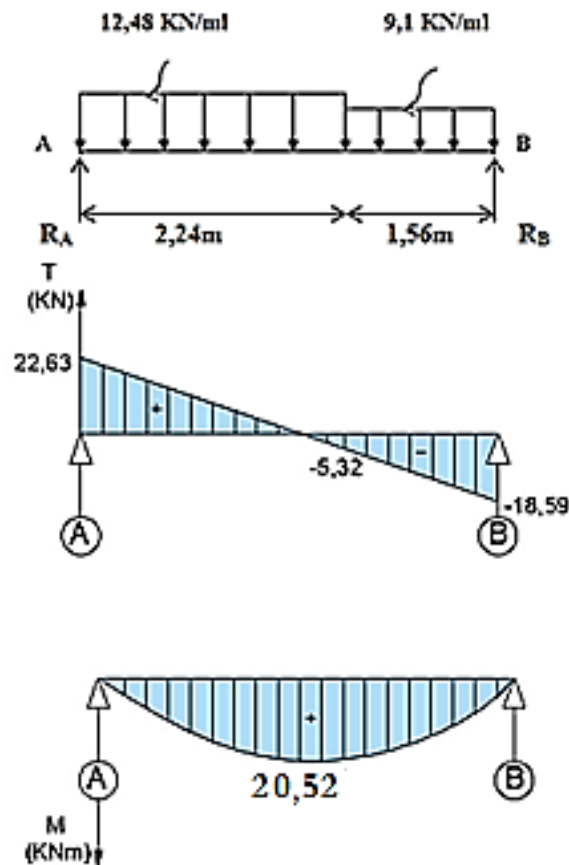


Fig III.2.9-Diagramme des efforts internes à l'ELS.

➤ **Vérification à ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispose de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

• **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2 BAEL 91/99)**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est : **6HA12/ml** ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$). Et $M_{st} = 17,44 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,905 ; \alpha_1 = 0,285 ; K_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{17,44 \times 1000000}{678 \times 180 \times 0,905} = 157,90 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = 0,026 \times 157,90 = 4,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est : **6HA12/ml** ($A_a = 6,78 \text{ cm}^2$). $M_{sa} = -6,16 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,905 ; \alpha_1 = 0,285 ; K_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{6,16 \times 10.6}{678 \times 180 \times 0,905} = 55,77 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = 0,026 \times 55,77 = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

-Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser de vérifier l'état limite de déformation (la flèche) si les 3 conditions suivantes sont satisfaites :

• **Vérification de la flèche (Art B.6.5,2 BAEL 91/99) :**

1/- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{20}{380} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0,062$ **condition non vérifiée.**

2/- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \implies 0,052 < \frac{15,58}{10 \times 18,33} = 0,084$ **condition non vérifiée.**

$$3/- \quad \frac{At}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

La 1ere condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche :**

$$[f_v = \frac{Mt^2}{10 E_v I_{fv}} \text{ et } f_i = \frac{Mt^2}{10 E_i I_{fi}}] \leq f = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ cm} = 7,6\text{mm}$$

Avec :

- $E_v = 3700 \sqrt[3]{F_c 28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$. Module de déformation différé du béton.
- $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$ Module de déformation instantanée.
- $l = 380 \text{ cm}$, longueur de la poutre.
- $I_o = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$ Moment d'inertie totale de la section homogène.

- $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$ Avec : **S_{xx} : Moment statique.**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 18 = 21830,6 \text{ cm}^3$$

$$B_o = b \times h + 15 A_t = 100 \times 20 + 15(6,78) = 2101,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 10,38 \text{ cm.}$$

- $V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38$

$$V_2 = 9,62 \text{ cm.}$$

- $I_o = \frac{100}{3} (10,38^3 + 9,62^3) + 15 \times 6,78 (9,62 - 2)^2 = 72860,61 \text{ cm}^4$

- I_f : Moment d'inertie fictif $I_{fv} = 1,1 \frac{I_o}{1 + \lambda \mu}$

Avec :

- $P = \frac{At}{b \times d} = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0037$

- $\lambda_i = \frac{0,05 f t 28}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00376 (2 + \frac{3(100)}{100})} = 5,58$

- $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5,58 = 2,232$

- $\mu = 1 - \frac{1,75 f t 28}{4 \rho \sigma_s + f t 28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00376 \times 157,90 + 2,1} = 0,178$

- $I_{fi} = 1,1 \frac{72860,61}{1 + 5,58 \times 0,178} = 40209,24 \text{ cm}^4$

- $I_{fv} = 1,1 \frac{72860,61}{1+2,232 \times 0,178} = 57358,40 \text{ cm}^4$

D'où :

$$f_v = \frac{Mt l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{17,44 \times 10^6 \times (3800)^2}{10 \times 10818,86 \times 57358,40 \times 10^4} = 8,06 \text{ mm} < \frac{l}{500} = 7,21 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{Mt l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{17,44 \times 10^6 \times (3800)^2}{10 \times 32164,2 \times 40209,24 \times 10^4} = 1,95 \text{ mm} < \frac{l}{500} = 7,21 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

a- Etude de la 2^{eme} volée :

- L'épaisseur de la paillasse et du palier (e) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

Avec : L' : longueur projetée de la travée entre deux appuis de l'escalier.

$$L' = L1 + L2 + L3$$

Et : L' : longueur de la volée en plan.

$$\tan^{-1} \beta = \frac{H}{L} = \frac{0,34}{0,28} \quad \text{d'où : } \beta = 50,53^\circ$$

$$\cos \beta = \frac{L}{L2} \quad \text{d'où : } L2 = \frac{L}{\cos \beta} = \frac{0,28}{\cos 50,53^\circ} = 0,44\text{m} = 44 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } L' = 149 + 44 + 149 = 342 \text{ cm}$$

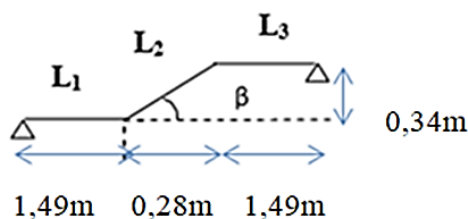
- $\frac{342}{30} \leq e \leq \frac{342}{20}$

- $11,4 \leq e \leq 17,1$

On adopte : **e = 16cm**

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier e= 20cm

Volée 2



III.2.3..Détermination des sollicitations de calcul

- Détermination des charges et surcharges :

➤ Charge permanentes :

Désignation des éléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
Poids propre	0,2	25	5
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
L'enduit en ciment	0,02	22	0,44
Charge permanente totale du palier G _{palier}			6,6

Tab III.2.7-Charge permanente du palier.

Désignation des éléments	Epaisseur	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G(KN/m ²)
Poids des marches	0,17/2	25	2,13
Poids de la volée	0,2/cos50,53°	25	7,86
Poids des revêtements (carrelage + mortier)	0,02+0,02 =0,04	20	0,80
Poids du lit de sable	0,02	18	0,36
Poids de l'enduit en ciment	0,02	22	0,44
Poids du garde-corps	0,2	10	0,20
Charge permanente totale de la paillasse G _{paillasse}			11,78

Tab III.2.8-Charge permanente de la paillasse.

➤ Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers est :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{KN/ml}$$

➤ Combinaison des charges et surcharges :

➤ Etat limite ultime: (ELU)

- Palier : $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6.60 + 1,5 \times 2,5 = 12,66 \text{ KN/ml}$
- Paillasse: $q_{u2} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 11,78 + 1,5 \times 2,5 = 19,65 \text{ KN/ml}$

➤ Etat limite de service: (ELS)

- Palier : $= G + Q = 6.60 + 2,5 = 9,1 \text{ KN/ml}$
- Paillasse : $= G + Q = 11,78 + 2,5 = 14,28 \text{ KN/ml}$

III.2.1 Efforts internes :

III.2.1.1. Etat limite ultime et Etat limite de service :

a- Calcul des efforts internes ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

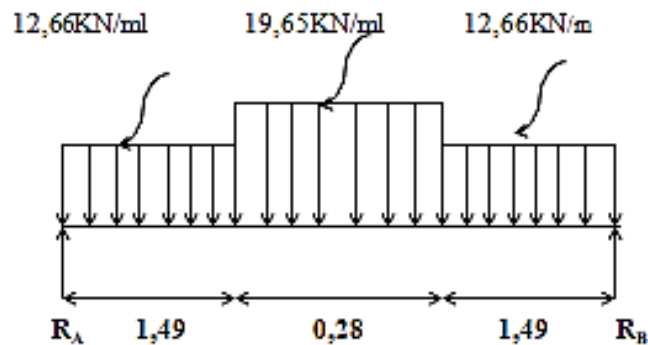


Fig III.2.10-Schéma statique de l'escalier.

➤ Calcule des Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B - 12,66 \times (1,49) - 12,66 \times (1,49) - 19,65 \times (0,28) = 0$$

$$R_A + R_B = 43,22KN \dots\dots\dots (1)$$

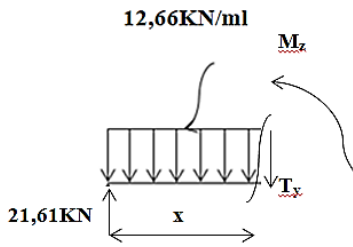
$$\sum M / B = 0 \implies R_A \times 3,26 - 12,66 \times (1,49) \times (2,515) - 19,65 \times (0,28) \times (1,63) - 12,66 \times (1,49) \times (0,745) = 0$$

$$R_A = 21,61KN$$

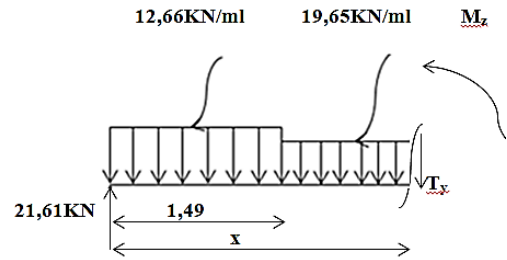
$$R_B = 21,61K$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

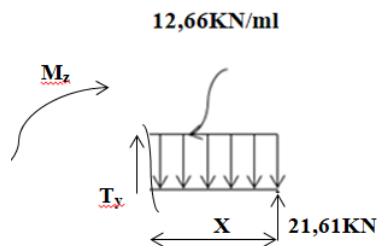
1^{er} tronçon (de gauche) : $0 \leq x \leq 1,49 \text{ m}$
 $\leq 1,77$



2^{eme} tronçon (de gauche): $1,49 \leq x$



3^{eme} tronçon (de droite) : $0 \leq x \leq 1,49 \text{ m}$



- Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 1,49\text{m}$ (de gauche)	$21,61 - 12,66x$	0	21,61
		1,49	2,75
$1,49 \leq x \leq 1,77\text{m}$ (de gauche)	$32,03 - 19,65x$	1,49	2,75
		1,77	-2,75
$0 \leq x \leq 1,49\text{m}$ (de droite)	$-21,61 + 12,66x$	0	-21,61
		1,49	-2,75.

Tab III.2.9.Valeur de l'effort tranchant.

- Moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	Mz (KN)
$0 \leq x \leq 1,49\text{m}$ (de gauche)	$-6,33x^2 + 21,61x$	0	0
		1,49	18,15
$1,49 \leq x \leq 1,77\text{m}$ (de gauche)	$-9,825x^2 + 32,03x - 7,76$	1,49	18,15
		1,77	18,15
$0 \leq x \leq 1,49\text{m}$ (de droite)	$-6,33x^2 + 21,61x$	0	0
		1,49	18,15.

Tab III.210. Valeur du -Moment fléchissant

Le moment Mz est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \implies 32,03 - 19,65x = 0$$

$$X = 1,63\text{m}$$

Donc : $M_{z \max} = -9,825(1,63)^2 + 32,03(1,63) - 7,76$

$M_{z \max} = 18,34 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- Aux Appuis :

$M_{\text{ua}} = -0,3M_{z \max} = -5,50 \text{ KN.m}$

- En travées :

$M_{\text{ut}} = 0,85M_{z \max} = 15,59 \text{ KN.m}$

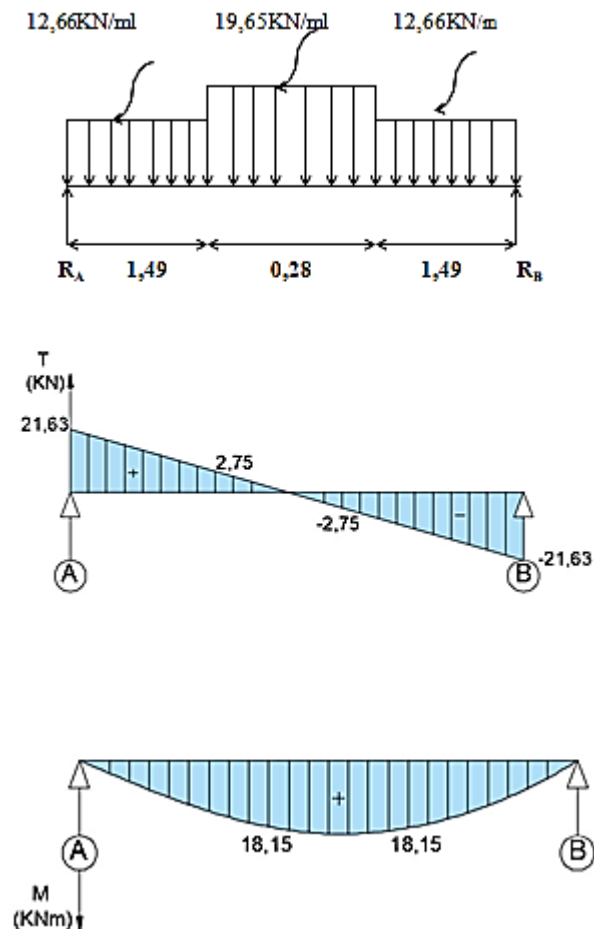
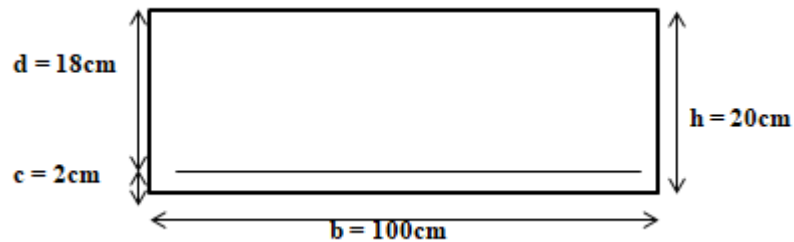


Fig III.2.11-Diagramme des efforts internes à l'ELU.

➤ Calcule des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

Avec : volée 1et 3 : $b= 100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $c=2\text{cm}$, $d= 18\text{cm}$



6 Aux appuis :

Nous avons : $Mu_a = 5,50 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

- $\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,50 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,012$

$\mu_a = 0,012 < \mu_{id} = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_a = 0,012 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,994$

- $A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,50 \times 10^3}{0,994 \times 18 \times 348} = 0,88 \text{ cm}^2$

On opte pour : **6HA12/ml** ($A_a = 6,78 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 17 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$

On opte pour : **5HA10** = $3,93 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20\text{cm}$.

7 En travée :

Nous avons : $Mu_t = 15,59 \text{ KN.m}$

- Armatures principales :

- $\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15,59 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034$

$\mu_t = 0,034 < \mu_{id} = 0,392 \implies$ **La section est simplement armée (S.S.A)**

$\mu_t = 0,046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,983$

- $A_t = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,59 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 2,53 \text{ cm}^2$

On opte pour : **6HA12/ml** ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$). Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10** = $3,93 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité: [BEAL 91, Art. A.4.2.1]**

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la condition : $A_s \geq A_s^{\min}$

Avec : $A_s^{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

Et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ MPa}$

$$A_s^{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis : $A_a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).**
- **En travées : $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).**

- **Espacement des barres [Art A.8.2, 42 BAEL 91/ 99] :**

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

- Aux appuis : $S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$
- En travées : $S_t = 17 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

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

- Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$
- En travées : $S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Condition vérifiée.

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :**

Nous avons : $T_{u \max} = 21,61 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{21,61 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,12 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28}; 5 \text{MPa}] = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification d'adhérence et d'entrainement des barres (Art A 6.1, 3 BAEL 91 / 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$; coefficient scellement HA.

$\sum U_i$; Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,61 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 0,59 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0,59 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant**

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1,312 BAEL 91/ 99)**

$$A_{s \min} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{(1,15 \times 21,61 \times 10)}{400} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 0,62 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99)**

$$T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 d \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 0,1}{1,5} \times (0,9 \times 18) \times 100 = 1080 \text{ KN}$$

$$T_u = 21,61 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures aux appuis (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99)**

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_s} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835}$$

$$L_s = 42,33 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles du **BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91)** n’admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0.4Ls pour les aciers HA . $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

C- Etat limite de service ELS :

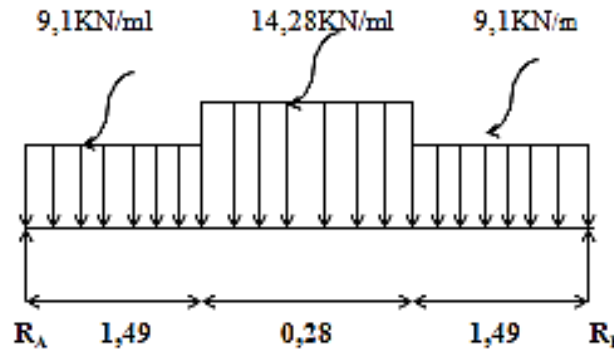


Fig III.2.12-Schéma statique de l’escalier.

- **Calcule des Réactions d’appuis :**

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B - 9,1 \times (1,49) - 9,1 \times (1,49) - 14,28 \times (0,28) = 0$$

$$R_A + R_B = 31,12 \text{KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M_{/B} = 0 \implies R_A \times 3,26 - 9,1 \times (1,49) \times (2,515) - 14,28 \times (0,28) \times (1,63) - 9,1 \times (1,49) \times (0,745) = 0$$

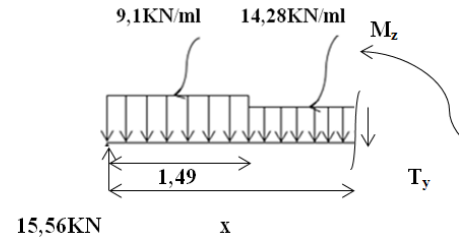
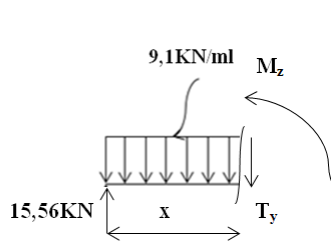
$$R_A = 15,56 \text{KN}$$

$$R_B = 15,56 \text{KN}$$

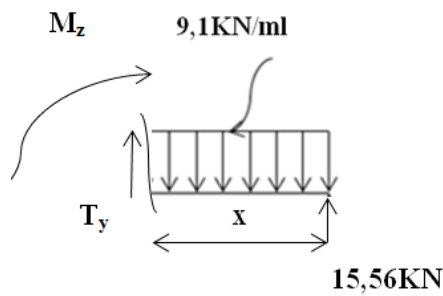
- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

1^{er} tronçon (de gauche) : $0 \leq x \leq 1,49$ m

2^{eme} tronçon (de gauche): $1,49 \leq x \leq 1,77$



3^{eme} tronçon (de droite) : $0 \leq x \leq 1,49$ m



- Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 1,49$ m (de gauche)	$15,56 - 9,1x$	0	15,56
		1,49	2
$1,49 \leq x \leq 1,77$ m (de gauche)	$23,19 - 14,28x$	1,49	2
		1,77	-2
$0 \leq x \leq 1,49$ m (de droite)	$-15,56 + 9,1x$	0	-15,56
		1,49	-2

Tab III.2.11-Valeur de Effort tranchant

- Moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	Mz (KN)
$0 \leq x \leq 1,49$ m (de gauche)	$-4,55x^2 + 15,56x$	0	0
		1,49	13,08
$1,49 \leq x \leq 1,77$ m (de gauche)	$-7,14x^2 + 23,28x - 5,75$	1,49	13,08
		1,77	13,08
$0 \leq x \leq 1,49$ m (de droite)	$-4,55x^2 + 15,56x$	0	0
		1,49	13,08

Tab III.2.12-Valeur du Moment flechissant.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \implies 23,19 - 14,28x = 0$$

$$X = 1,63 \text{ m}$$

Donc : $M_{z \max} = -7,14(1,63)^2 + 23,28(1,63) - 5,75$

$$M_{z \max} = 13,23 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- Aux Appuis :

$$M_{sa} = -0,3M_{z \max} = -4 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_{st} = 0,85M_{z \max} = 11,24 \text{ KN.m}$$

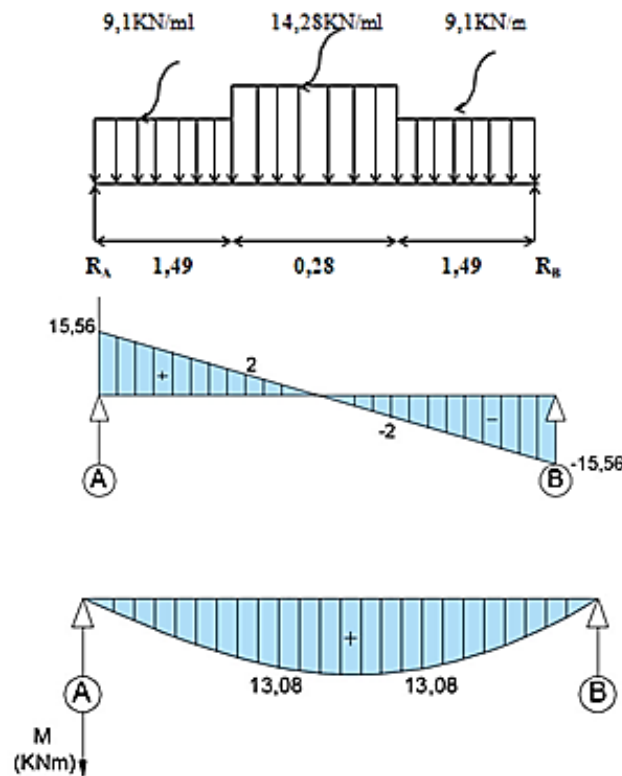


Fig III.2.13-Diagramme des efforts internes à l'ELS.

➤ **Vérification à ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispose de vérifier l'états limite d'ouverture des fissures.

• **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2 BAEL 91/99)**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est : **6HA12/ml ($A_t = 6,78 \text{ cm}^2$). Et $M_{st} = 11,24 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,905 ; \alpha_1 = 0,285 ; K_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{11,24 \times 10^6}{678 \times 180 \times 0,905} = 102 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = 0,026 \times 101,77 = 2,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est : **6HA12/ml ($A_a = 6,78 \text{ cm}^2$). $M_{sa} = 4 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,905 ; \alpha_1 = 0,285 ; K_1 = 37,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{4 \times 10^6}{678 \times 180 \times 0,905} = 36,22 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37,63} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = 0,026 \times 36,22 = 0,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,94 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

-Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser de vérifier l'état limite de déformation (la flèche) si les 3 conditions suivantes sont satisfaites :

• **Vérification de la flèche (Art B.6.5,2 BAEL 91/99) :**

$$1/- \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \implies \frac{20}{326} = 0,061 < \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$2/- \quad \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10.Mo} \quad \implies 0,061 < \frac{11,24}{10 \times 13,23} = 0,085 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$3/- \quad \frac{At}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \quad \implies \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0037 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

La 1ere condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche :**

$$[f_v = \frac{Mt^2}{10 E_v I_{fv}} \text{ et } f_i = \frac{Mt^2}{10 E_i I_{fi}}] \leq f = \frac{l}{500} = \frac{326}{500} = 0,65 \text{ cm} = 6,5 \text{ mm}$$

Avec :

- $E_v = 3700 \sqrt[3]{F_c 28} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$. Module de déformation différé du béton.
- $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$ Module de déformation instantanée.
- $l = 326 \text{ cm}$, longueur de la poutre.
- $I_o = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$ Moment d'inertie totale de la section homogène.

• $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$ Avec : S_{xx} : **Moment statique.**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 18 = 21830,6 \text{ cm}^3$$

$$B_o = b \times h + 15 A_t = 100 \times 20 + 15(6,78) = 2101,7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 10,38 \text{ cm.}$$

• $V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38$

$$V_2 = 9,62 \text{ cm.}$$

• $I_o = \frac{100}{3} (10,38^3 + 9,62^3) + 15 \times 6,78 (9,62 - 2)^2 = 72860,61 \text{ cm}^4$

- I_f : Moment d'inertie fictif $I_{fv} = 1,1 \frac{I_o}{1+\lambda\mu}$

Avec :

- $P = \frac{At}{b \times d} = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0037$
- $\lambda_i = \frac{0,05ft28}{\rho(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00376(2+\frac{3(100)}{100})} = 5,58$
- $\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 5,58 = 2,232$
- $\mu = 1 - \frac{1,75 ft28}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{st} + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00376 \times 102 + 2,1} = -0,011$
- $I_{fi} = 1,1 \frac{72860,61}{1+5,58 \times (-0,011)} = 85387,77 \text{ cm}^4$.
- $I_{fv} = 1,1 \frac{72860,61}{1+2,232 \times (-0,011)} = 82163,96 \text{ cm}^4$

D'où :

$$f_v = \frac{Mt l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{11,24 \times 10^6 \times (3260)^2}{10 \times 10818,86 \times 10^4} = 1,34 \text{ mm} < \frac{l}{500} = 6,5 \text{ mm}$$

$$f_i = \frac{Mt l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{11,24 \times 10^6 \times (3260)^2}{10 \times 32164,2 \times 85387,77 \times 10^4} = 0,43 \text{ mm} < \frac{l}{500} = 6,5 \text{ mm}$$

Condition vérifié

III.2.4.Ferailage des escaliers :

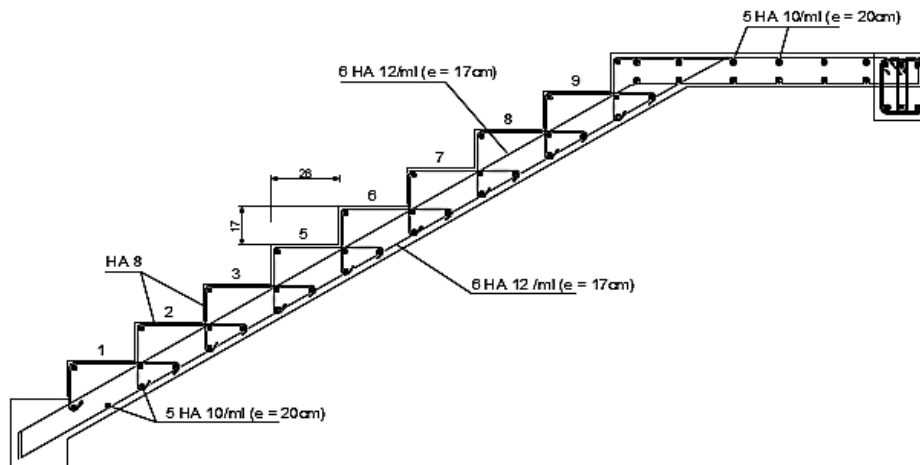


Fig III.2.14-Ferailage des escaliers.

III.3. Calcul de la poutre palière du RDC et de l’entre sol

Etant donné que l’escalier à 02 paliers de repos, la poutre palière sera brisée, partiellement encastrée dans les poteaux.

III.3.1. Pré dimensionnement de la poutre brisée

• **Hauteur**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : Longueur libre de la poutre entre nus d’appuis.}$$

$$L = 3,26 \text{ m} \quad \frac{326}{15} \leq h_t \leq \frac{326}{10}$$

Donc : $21,73 \text{ cm} \leq h_t \leq 32,6 \text{ cm}$

On opte pour : **h_t = 30 cm**

• **Largeur**

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

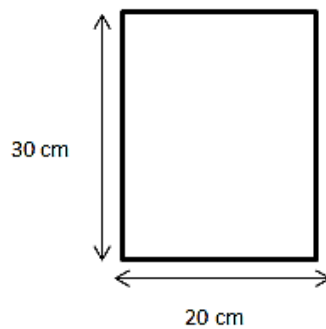
$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

D’où : $12\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

On opte pour : **b = 20 cm**

➤ **Vérification aux exigences de RPA (Art7.5.1.RPA 99) :**

- $b \geq 20\text{cm}$ $20 \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ $30 \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.
- $h/b \leq 4\text{cm}$ $30/20 = 1,5 < 4\text{cm}$ Condition vérifiée.



III.3.2 Détermination des charges et surcharges revenant à la poutre

Elle est soumise à son poids propre, et aux réactions du palier et au poids du mur extérieur.

- Poids propre de la poutre

Partie A et C : $G_1 = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Partie B : $G_2 = 25 \times 0,20 \times 0,30 \times \frac{1}{\cos 50,53} = 2,36 \text{ KN/ml}$

- Chargement du aux réactions du palier

- Réaction du palier à l'ELU : $R_B = 21,61 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_B = 15,56 \text{ KN}$

- Les combinaisons de charge :

ELU : $q_{u1} = 1,35G_1 + R_{Bu} = 1,35 \times 1,5 + 21,61 = 23,63 \text{ KN/ml}$
 $q_{u2} = 1,35G_2 = 1,35 \times 2,36 = 3,19 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{s1} = G_1 + R_{Bs} = 1,5 + 15,56 = 17,06 \text{ KN/ml}$
 $q_{s2} = G_2 = 2,36 \text{ KN/ml}$

III.3.3. Calcul des efforts internes à l'ELU :

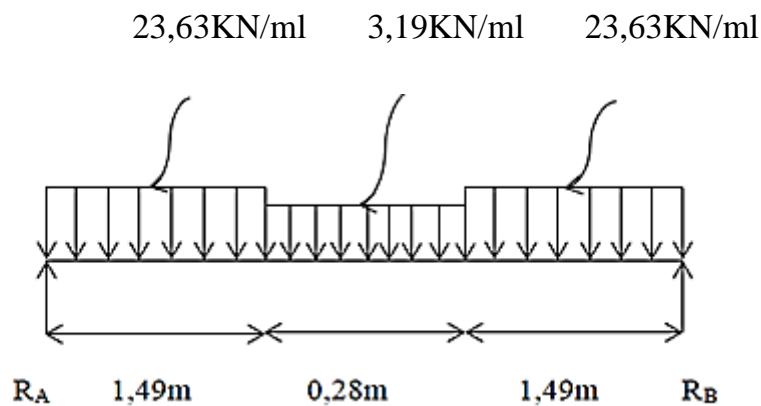


Fig III.3.1-Schéma statique de l'escalier.

➤ **Calcul des Réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B - 23,63 \times (1,49) - 23,63 \times (1,49) - 3,19 \times (0,28) = 0$$

$$R_A + R_B = 71,30KN \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M / B = 0 \implies R_A \times 3,26 - 23,63 \times (1,49) \times (2,515) - 3,19 \times (0,28) \times (1,63) - 23,63 \times (1,49) \times (0,745) = 0$$

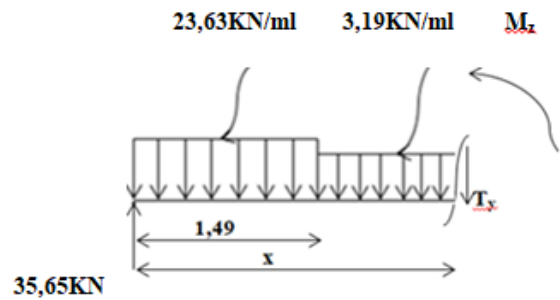
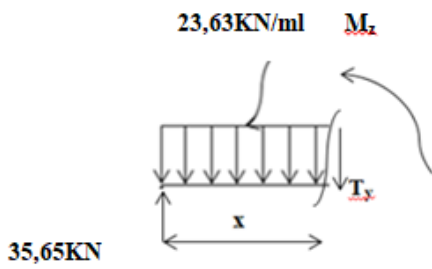
$$R_A = 35,65KN$$

$$R_B = 35,65KN$$

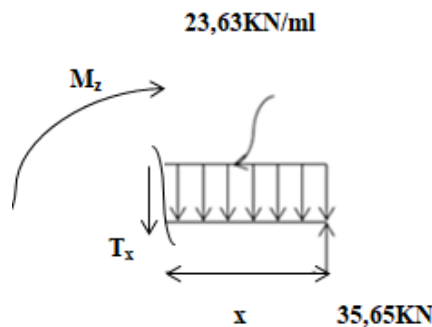
➤ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

1^{er} tronçon (de gauche) : $0 \leq x \leq 1,49$ m
 $\leq 1,77$

2^{eme} tronçon (de gauche): $1,49 \leq x$



3^{eme} tronçon (de droite) : $0 \leq x \leq 1,49$ m



- Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
0 ≤ x ≤ 1,49m (de gauche)	35,65 – 23,63x	0	35,65
		1,49	0,44
1,49 ≤ x ≤ 1,77m (de gauche)	5,19 – 3,19x	1,49	0,44
		1,77	-0,44
0 ≤ x ≤ 1,49m (de droite)	-35,65 + 23,63x	0	-35,65
		1,49	-0,44

Tab III.3.1-Valeur de l'effort tranchant.

- Moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _z (KN)
0 ≤ x ≤ 1,49m (de gauche)	-11,81x ² + 35,65x	0	0
		1,49	26,90
1,49 ≤ x ≤ 1,77m (de gauche)	-1,6x ² + 5,21x +22,68	1,49	26,90
		1,77	26,90
0 ≤ x ≤ 1,49m (de droite)	-11,81x ² + 35,65x	0	0
		1,49	26,90

Tab III.3.2-Valeur du moment flechissant .

Le moment M_z est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \implies 5,19 - 3,19x = 0$$

$$X = 1,63 \text{ m}$$

Donc : $M_{z \max} = -1,6(1,63)^2 + 5,21(1,63) + 22,68$

$$M_{z \max} = 26,92 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- Aux Appuis :

$$M_{s_a} = -0,3M_{z \max} = 8,08 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_{s_t} = 0,85M_{z \max} = 22,88 \text{ KN.m}$$

➤ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :

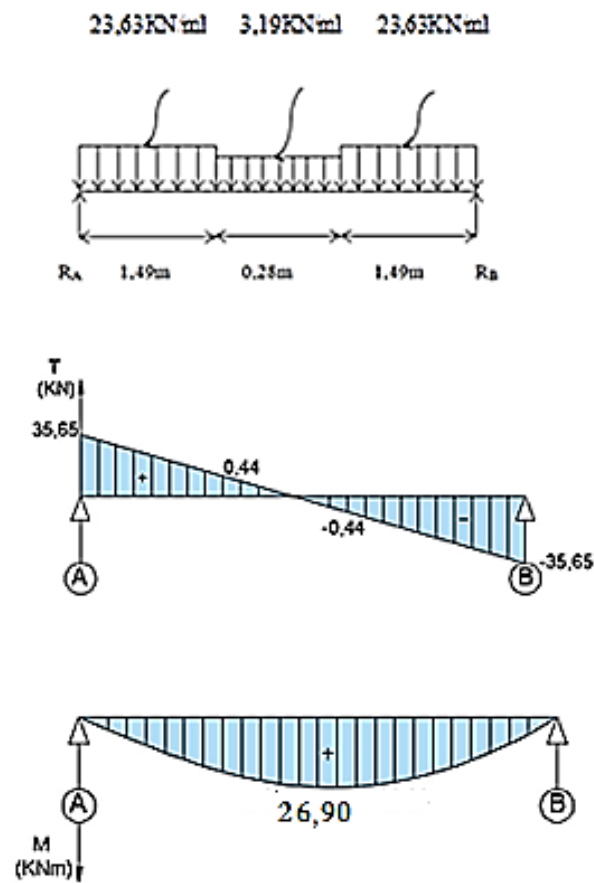


Fig III.3.2-Diagramme des efforts internes à l'ELU.

➤ Calcule des armatures :

Avec : $b=20\text{cm}$, $h=30\text{cm}$, $c=c'=2,5\text{cm}$, $d=27,5\text{cm}$

8 Aux appuis :

Nous avons : $Mu_a = -8,08 \text{ KN.m}$

• **Armatures principales :**

• $\mu_a = \frac{Mua}{b.d^2.fbc} = \frac{8,08 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,038$

$\mu_a = 0,038 < \mu_{id} = 0,392 \implies$ **La section est simplement armée (S.S.A)**

$\mu_a = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$

• $A_a = \frac{Mua}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8,08 \times 10^3}{0,981 \times 27,5 \times 348} = 0,86 \text{ cm}^2$

On opte pour : **3HA12/ml** ($A_a = 3,39 \text{ cm}^2$)

9 En travée :

Nous avons : $Mu_t = 22,88 \text{ KN.m}$

• **Armatures principales :**

• $\mu_t = \frac{Mut}{b.d^2.fbc} = \frac{22,88 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,106$

$\mu_t = 0,106 < \mu_{id} = 0,392 \implies$ **La section est simplement armée (S.S.A)**

$\mu_t = 0,106 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,944$

• $A_t = \frac{Mut}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{22,88 \times 10^3}{0,944 \times 27,5 \times 348} = 2,53 \text{ cm}^2$

On opte pour : **3HA12/ml** ($A_t = 3,39 \text{ cm}^2$).

• **Calcul des armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset < \min \left[\frac{H}{35}; \emptyset_L; \frac{B}{10} \right]$$

$$\emptyset = [8,5 ; 12 ; 20] = 7\text{mm}$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8** avec $A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$.

➤ Vérification à l'ELU :

- Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux [Art 7.5.2.1 RPA 99/2003] :

$$A_s = 3HA12 + 3HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$0,5\% \text{ en toute section} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Condition de non fragilité du béton [BEAL 91, Art. A.4.2,1] :

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \times 20 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_s^{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).
- En travées : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée).

- Vérification au cisaillement (Art A.5.1,1 BAEL 91/ 99) :

Nous avons : $T_{u \max} = 35,65 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 d} = \frac{35,65 \times 10^3}{200 \times 275} = 0,65 \text{ MPA}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = 3,33 \text{ MPA} \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0,65 \text{ MPA} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1, 3 BAEL 91 / 99)

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se} \quad \text{Avec :} \quad \overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\text{Et :} \quad \tau_{se} = \frac{T_{u \max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$; coefficient scellement HA.

$\sum U_i$; Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 12 = 113 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{35,65 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 113} = 1,27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,27 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence de l'effort tranchant

- Influence sur les aciers (Art A.5.1,312 BAEL 91/ 99)

$$A_{s \min} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{(1,15 \times 35,65 \times 10)}{400} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 1,02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99)

$$T_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 0,1}{1,5} \times (0,9 \times 27,5) \times 20 = 330 \text{ KN}$$

$$T_u = 35,65 \text{ KN} \leq 330 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Ancrage des armatures aux appuis (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99)

$$L_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_s} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835}$$

$$L_s = 42,33 \text{ cm} \quad \text{On opte pour } L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règles du BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA . $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$.

- Armatures transversales [RPA Art 7.5.2.2]

- Quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot s \cdot b$$

$$D'où : S = \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 20} = 33,5 \text{ m}^2$$

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

$$- \text{ En la zone nodale : } \min \left[\frac{h}{4} ; 12\varnothing \right] = \min [7,5 ; 9,6] = 7 \text{ cm}$$

- En zone courante : $S \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$

Remarque :

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

D- Etat limite de service ELS :

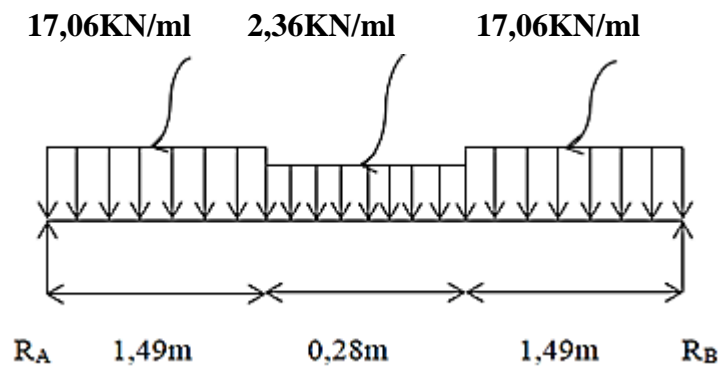


Fig III.3.3-Schéma statique de l'escalier.

➤ Calcule des Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \implies R_A + R_B - 17,06 \times (1,49) - 17,06 \times (1,49) - 2,36 \times (0,28) = 0$$

$$R_A + R_B = 51,50 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum M_{/B} = 0 \implies R_A \times 3,26 - 17,06 \times (1,49) \times (2,515) - 2,36 \times (0,28) \times (1,63) - 17,06 \times (1,49) \times (0,745) = 0$$

$$63,94 - 1,53 - 18,94$$

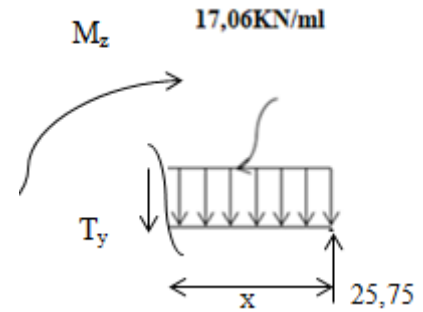
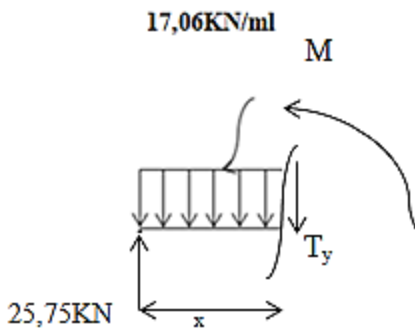
$$R_A = 25,75 \text{ KN}$$

$$R_B = 25,75 \text{ KN}$$

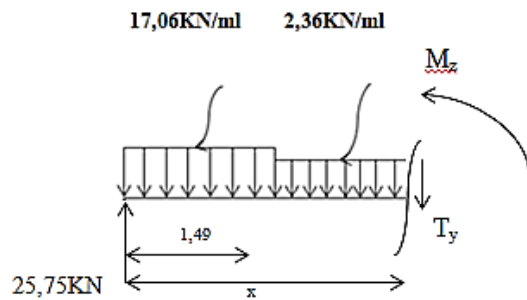
➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon (de gauche) : $0 \leq x \leq 1,49$ m

2^{eme} tronçon (de gauche): $1,49 \leq x \leq 1,7$



3^{eme} tronçon (de droite) : $0 \leq x \leq 1,49$ m



• Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X (m)	T _y (KN)
$0 \leq x \leq 1,49$ (de gauche)	$25,75 - 17,06x$	0	25,75
		1,49	0,33
$1,49 \leq x \leq 1,77$ (de gauche)	$- 2,36x + 3,85$	1,49	0,33
		1,77	-0,33
$0 \leq x \leq 1,49$ (de droite)	$-25,75 + 17,06x$	0	-25,75
		1,49	-0,33

Tab III.3.3-Valeur du l'effort trnchant ELS.

• Moment fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	M _z (KN)
$0 \leq x \leq 1,49$ (de gauche)	$-8,53x^2 + 25,75x$	0	0
		1,49	19,43
$1,49 \leq x \leq 1,77$ (de gauche)	$-1,18x^2 + 3,85x + 16,32$	1,49	19,43
		1,77	19,43
$0 \leq x \leq 1,49$ (de droite)	$-8,53x^2 + 25,75x$	0	0
		1,49	19,43

Tab III.3.4-Valeur du moment flechissant ELS.

Le moment Mz est maximal pour T_y = 0

$$T_y = 0 \implies -2,36x + 3,85 = 0$$

$$X = 1,63 \text{ m}$$

Donc : $M_{z \max} = -1,18(1,63)^2 + 3,85(1,63) + 16,32$

$$M_{z \max} = 19,46 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

- Aux Appuis :

$$M_{sa} = -0,3M_{z \max} = -5,84 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_{st} = 0,85M_{z \max} = 16,54 \text{ KN.m}$$

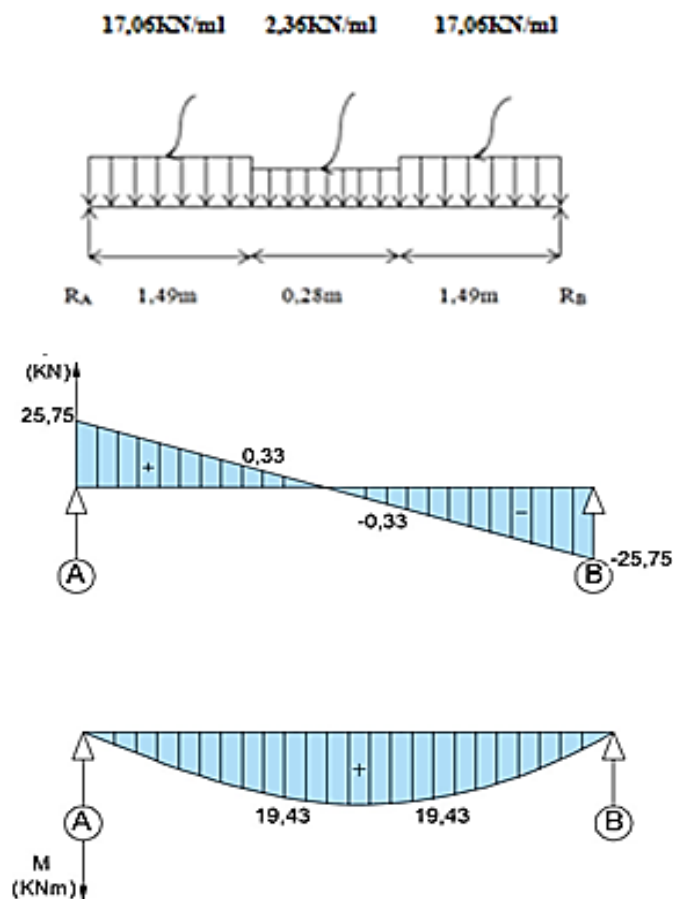


Fig III.3.4-Diagramme des efforts internes à l'ELS.

➤ Vérification à ELS :

• **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispose de vérifier l'états limite d'ouverture des fissures.

• **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2 BAEL 91/99)**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

• **En travée :**

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

La section adoptée à l'ELU en travée est : **3HA12/ml ($A_t = 3,39 \text{ cm}$). Et $M_{st} = 16,54 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 27,5} = 0,616$$

$$\rho_1 = 0,616 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,884 ; K_1 = 28,19$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{16,54 \times 10^6}{339 \times 275 \times 0,884} = 200,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 200,70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,19} = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 200,70 = 7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

La section adoptée à l'ELU aux appuis est : **3HA12/ml** ($A_a = 3,39 \text{ cm}^2$). $M_{sa} = 5,84 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 27,5} = 0,616$$

$$\underline{\rho_1} = 0,616 \quad \text{par interpolation à partir du tableau} \rightarrow \beta_1 = 0,884 ; K_1 = 28,19.$$

$$\underline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{5,84 \times 10^6}{339 \times 275 \times 0,884} = 70,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 70,86 \text{ MPa} < \underline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,19} = 0,035$$

$$\sigma_{bc} = 0,035 \times 70,86 = 2,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,48 \text{ MPa} < \underline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche (Art B.6.5,2 BAEL 91/99) :**

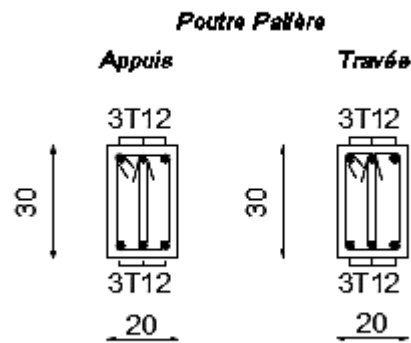
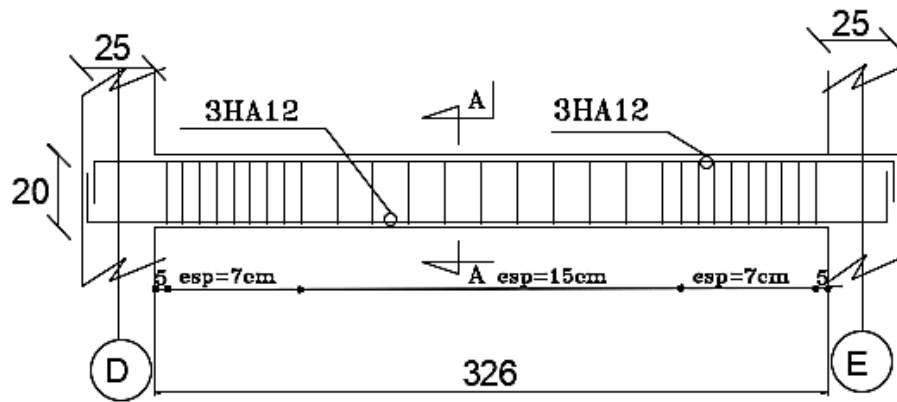
$$1/- \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad \frac{30}{326} = 0,092 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$2/- \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_o} \quad \Longrightarrow \quad 0,092 > \frac{16,54}{10 \times 19,46} = 0,085 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$3/- \quad \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad \frac{3,39}{20 \times 27,5} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

- Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.3.4.Ferailage de la poutre brisée :



III.4 : Calcul des planchers

Plancher RDC en corps creux (16+4) :

III.4.1 Introduction :

Notre projet comporte des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées dans le sens de la petite portée; selon le sens longitudinal (YY). Le plancher en corps creux est composé de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant thermique et phonique, d'épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

III.4.2 Etude de la dalle de compression : (BAEL91mod99. Art. B.6.8,423) :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm coulée sur place et sur l'ensemble du plancher, elle est armée d'un quadrillage d'armatures de nuance (*fe520*) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- **33 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le calcul sera effectué pour le plancher le plus sollicité qui est le plancher (RDC).

III.4.3 Calcul des Armatures :

a- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 L}{f_e}$$

Avec

A_{\perp} : section d'armatures (cm² /ml)

$L = 65 \text{ cm}$: Entre axes des poutrelles égal à 65 cm

$f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit : } 5\text{T6} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } e = 20 \text{ cm.}$$

b- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $5\text{T6} = 1.41 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$.

Conclusion :

On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé *TLE520* de (20x20).

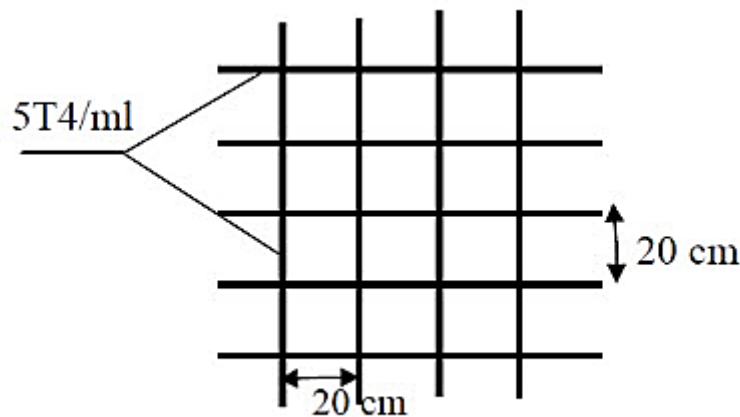


Figure III-4-1 : Schéma statique du ferrailage de la dalle de compression.

III.4.3 Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

III.4.3.1 Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- Critère de la continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens de plus grand nombre d'appuis.

III.4.3.2 Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles travaillent comme une section en Té, la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une poutrelle sera déterminer à partir du (BAEL91/ art A

4.1.3)
$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

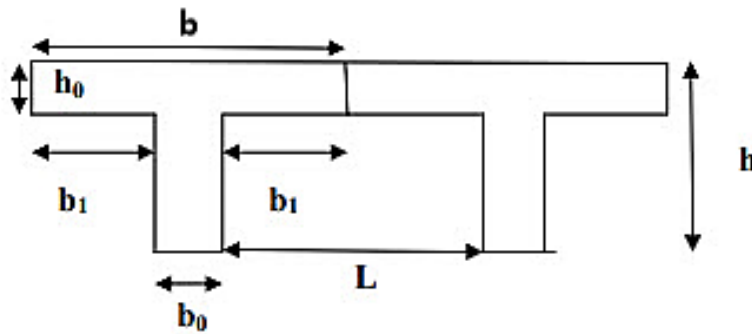


Figure III-4-2 : caractéristique géométrique de la section en T

Avec :

b_0 : Largeur de la poutrelle $b_0 = 12 \text{ cm}$.

b : Distance entre axes des poutrelles $b = 2b_1 + b_0$

L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.

h : hauteur totale de la poutrelle $h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

L_1 : Portée de la plus grande travée $L_1 = 3,60 \text{ m}$

➤ Détermination de b_1 :

$b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$

$b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$

$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{360}{2} = 120 \text{ cm}$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times (26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

III.4.3.3 Calcul des poutrelles :

a- Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple et soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $G_c = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

➤ Ferrailage à l'état limite ultime (E L U) :

- Combinaison des charges à l'E L U :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

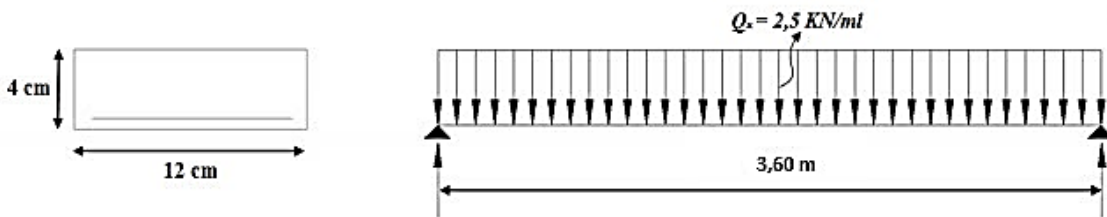


Figure III-4-3 : Schéma statique de la poutrelle.

- Moment maximal en travée :

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,6)^2}{8} = 4,05 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant maximal aux appuis :

$$T = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,6}{2} = 4,5 \text{ KN}$$

- Calcul des Armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,941 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{La section est doublement armée (SDA)}$$

Remarque :

Comme la section de la poutrelle est faible (12×4) cm², on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

- **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :**

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^{-6} = 0.267 \text{ KN}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,9243 \text{ m}$$

Remarque :

- Pour les travées de 360 cm on prévoit $(360 / 92,43) = 4$ distances entre étais, donc on place 3 pieds droits.
- Pour les travées de 405 cm on prévoit $(330 / 92,43) = 4$ distances entre étais, donc on place 3 pieds droits.

b- Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- **Poids des planchers :**

Le plancher qui présente le cas le plus défavorable dans notre cas est le plancher du RDC.

- Poids du plancher : $G = 5,5 \times 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN /ml}$

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

1. Méthode forfaitaire :

1.1. Vérification des conditions d'application de la méthode (BAEL 91/99/Art B.6.2.210):

La valeur de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m :

$$Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m})$$

$$Q = 2,275 \text{ KN/ml} \leq \min(2 \times 3,575 ; 5 \text{ KN/ml}) = 5 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : Q = 2,275 \text{ KN/ml} < 5 \text{ KN/ml}$$

Condition vérifiée.

➤ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
Condition vérifiée.

➤ La fissuration est considérée comme non préjudiciable **Condition vérifiée.**

➤ Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

Travée	Longueur L_i (m)	Longueur L_i / L_{i+1}	Conclusion
A-B	3,30	/	Condition vérifiée
B-C	3,30	1	
C-D	3,60	0,91	
D-E	3,60	1	
E-F	3,30	1,09	
F-G	3,30	1	

Conclusion :

Les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

1.2. Principe de la méthode forfaitaire (BAEL 91/ 99 / Art B.6.2.211) :

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis par des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante, de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

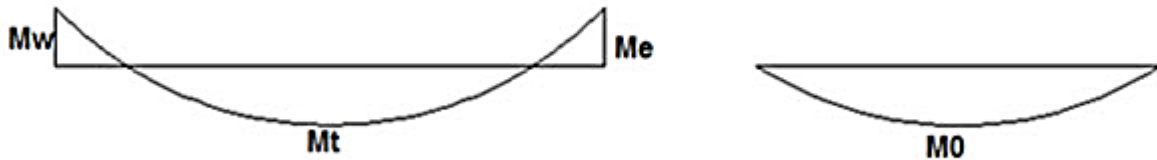


Figure III-4-4 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

1.3. Exposé de la méthode :

Soit :

- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée l que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges q ;

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ (pour une portée } l, \text{ charge uniformément répartie).}$$

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment max en travée de la travée considérée en tenant compte de la continuité.

- α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des surcharges d'exploitation ($\alpha = \frac{Q}{G+Q}$)
- Pour $Q = 0 \Rightarrow \alpha = 0$
- Pour $Q = 2G \Rightarrow \alpha = 2/3$
- l : la portée de poutrelle

Les valeurs de M_w, M_e, M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

a- **Moment en travées** : $M_t \geq \max \{ 1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$

b- **Moment en travées intermédiaires** : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

c- **Moment en travées de rives** : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- **0.6M₀** dans le cas d'une poutre à deux travées.
- **0.5M₀** pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4M₀** pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- **0.3M₀** pour les appuis de rive semi encastrés.

1.4. Application de la méthode forfaitaire :

a) Les charges :

- Charge permanente : **G = 5,5 X 0,65 = 3,575 KN/ml**
- Charge d'exploitation : **Q = 3,5 X 0,65 = 2,275 KN/ml**

b) Les combinaisons de charges :

- **ELU : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 X 3. 575) + (1.5 X 2.275) = 8.23 KN/ml**
- **ELS : q_s = G + Q = 3.575 + 2.275 = 5.85 KN/ml**

c) Rapport des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

$$\alpha = \frac{2,275}{2,275+3,575} = 0,388$$

- **1 + 0,3α = 1 + 0,3(0,388) = 1,116**
- $\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3(0,388)}{2} = 0,558$
- $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3(0,388)}{2} = 0,658$

d) Choix de poutrelles à étudier :

➤ **A l'ELU :**

- **Poutrelle I :**

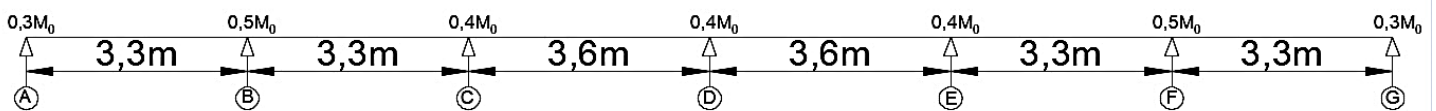


Figure III-4-5 : Schéma statique Poutrelle I .

- **Calcul des moments isostatique à l'ELU :**

$$\text{Travée AB : } M_{01} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,30)^2/8) = \mathbf{11,20 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,30)^2/8) = \mathbf{11,20 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée CD : } M_{03} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,60)^2/8) = \mathbf{13,33 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée DE : } M_{04} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,60)^2/8) = \mathbf{13,33 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée EF : } M_{05} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,30)^2/8) = \mathbf{11,20 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée FG : } M_{06} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,30)^2/8) = \mathbf{11,20 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

o **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 11,20 = \mathbf{3,36 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 11,20 = \mathbf{5,6 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 13,33 = \mathbf{5,33 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 13,33 = \mathbf{5,33 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 13,33 = \mathbf{5,33 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 11,20 = \mathbf{5,6 \text{ KN.m}}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 0,3 \times 11,20 = \mathbf{3,36 \text{ KN.m}}$$

o **Les moments en travées :**

- **Travée de rive :** $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{Mw + Me}{2}$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

- **Travée de rive AB et FG :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,116 \times 11,20 - \frac{3,36+5,6}{2} = \mathbf{8,02 \text{ KN.m}}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,658 \times 11,20 = \mathbf{7,37 \text{ kN.m}}$$

On prend : $M_{AB}^t = M_{FG}^t = \mathbf{8,02 \text{ KN.m}}$

- **Travées intermédiaires :** $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{Mw + Me}{2}$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

- *Travée intermédiaires BC et EF :*

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,116 \times 11,20 - \frac{5,6 + 5,33}{2} = \mathbf{7,03 \text{ KN.m}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,558 \times 11,20 = \mathbf{6,25 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{BC}^t = M_{EF}^t = \mathbf{7,03 \text{ KN.m}}$

- *Travée intermédiaires CD et DE:*

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,116 \times 13,33 - \frac{5,33 + 5,33}{2} = \mathbf{9,55 \text{ KN.m}}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,558 \times 13,33 = \mathbf{7,44 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{CD}^t = M_{DE}^t = \mathbf{9,55 \text{ KN.m}}$

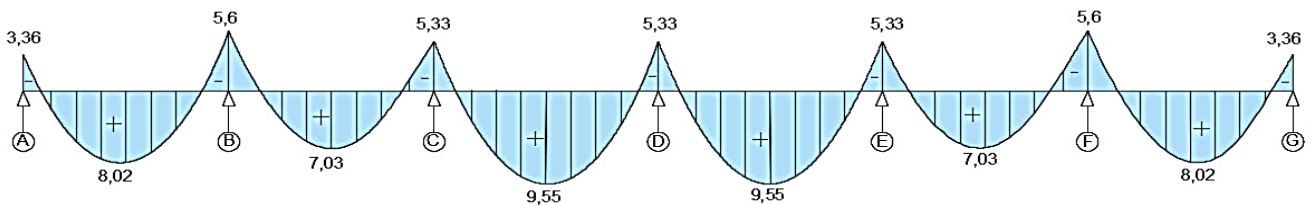


Figure III-4-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m).

- **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant est calculé par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

- *Travée AB :*

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{5,6 - 3,36}{3,30} = \mathbf{14,26 \text{ KN}}$$

$$T_B = - \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = - 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{5,6 - 3,36}{3,30} = \mathbf{-12,9 \text{ KN}}$$

- *Travée BC :*

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{5,33 - 5,6}{3,30} = \mathbf{13,5 \text{ KN}}$$

$$T_C = - \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = - 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{5,33 - 5,6}{3,30} = \mathbf{- 13,66 \text{ KN}}$$

- *Travée CD :*

$$T_C = \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = 8,23 \times \frac{3,60}{2} + \frac{5,33 - 5,33}{3,60} = \mathbf{14,81 \text{ KN}}$$

$$T_D = - \frac{q_u \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = - 8,23 \times \frac{3,60}{2} + \frac{5,33 - 5,33}{3,60} = \mathbf{- 14,81 \text{ KN}}$$

- *Travée DE :*

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 8,23 \times \frac{3,60}{2} + \frac{5,33 - 5,33}{3,60} = \mathbf{14,81 \text{ KN}}$$

$$T_E = - \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = - 8,23 \times \frac{3,60}{2} + \frac{5,33 - 5,33}{3,60} = \mathbf{- 14,81 \text{ KN}}$$

- *Travée EF :*

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{5,6 - 5,33}{3,30} = \mathbf{13,66 \text{ KN}}$$

$$T_F = - \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = - 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{5,6 - 5,33}{3,30} = \mathbf{- 13,5 \text{ KN}}$$

- *Travée FG :*

$$T_F = \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,36 - 5,6}{3,30} = \mathbf{12,9 \text{ KN}}$$

$$T_G = - \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = - 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,36 - 5,6}{3,30} = \mathbf{- 14,26 \text{ KN}}$$

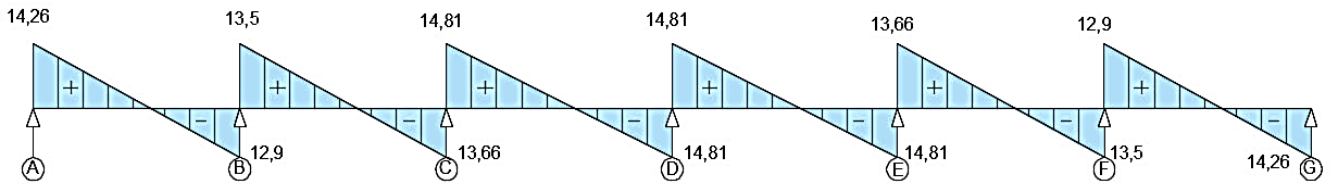


Figure III-4-7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (KN).

- *Poutrelle II :*



Figure III-4-8 : Schéma statique Poutrelle II .

- **Calcul des moments isostatique à l'ELU :**

Travée DE : $M_{01} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,60)^2/ 8) = 13,33 \text{ KN.m}$

Travée EF : $M_{02} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,30)^2/ 8) = 11,20 \text{ KN.m}$

Travée FG : $M_{03} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,30)^2/ 8) = 11,20 \text{ KN.m}$

- **Calcul des moments fléchissant :**

o **Les moments aux appuis :**

$M_D = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 13,33 = 4 \text{ KN.m}$

$M_E = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 13,33 = 6,67 \text{ KN.m}$

$M_F = 0,5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,5 \times 11,20 = 5,6 \text{ KN.m}$

$M_G = 0,3 M_{03} = 0,3 \times 11,20 = 3,36 \text{ KN.m}$

o **Les moments en travées :**

• **Travée de rive :** $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

- *Travée de rive DE :*

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{MD + ME}{2} = 1,116 \times 13,33 - \frac{4 + 6,67}{2} = \mathbf{9,54 \text{ KN.m}}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,658 \times 13,33 = \mathbf{8,77 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{DE}^t = \mathbf{9,54 \text{ KN.m}}$

- *Travée de rive FG :*

$$M_{FG}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} - \frac{MF + MG}{2} = 1,116 \times 11,20 - \frac{5,6 + 3,36}{2} = \mathbf{8,02 \text{ KN.m}}$$

$$M_{FG}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,658 \times 11,20 = \mathbf{7,37 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{FG}^t = \mathbf{8,02 \text{ KN.m}}$

- *Travée intermédiaires EF:*

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{ME + MF}{2} = 1,116 \times 11,20 - \frac{6,67 + 5,6}{2} = \mathbf{6,36 \text{ KN.m}}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,558 \times 11,20 = \mathbf{6,25 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{EF}^t = \mathbf{6,36 \text{ KN.m}}$

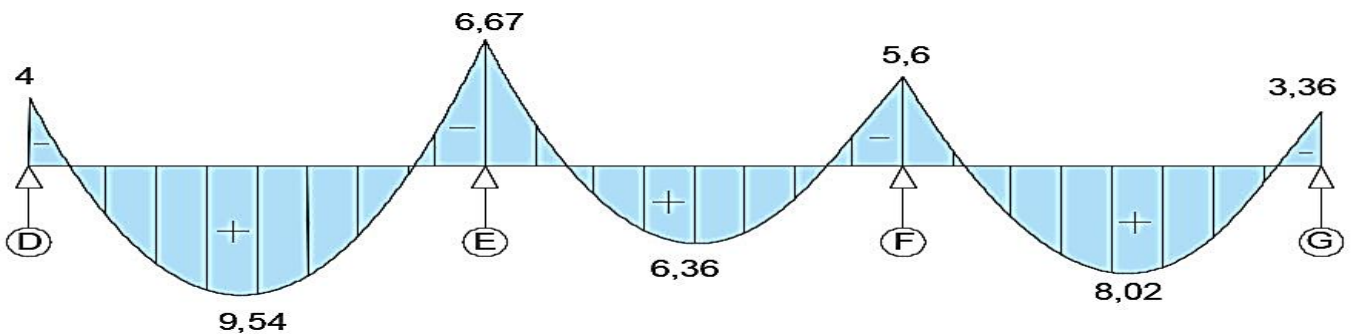


Figure III-4-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m).

- Calcul des efforts tranchants :

- *Travée DE :*

$$T_D = \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 8,23 \times \frac{3,60}{2} + \frac{6,67 - 4}{3,60} = \mathbf{15,55 \text{ KN}}$$

$$T_E = - \frac{q_u \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = - 8,23 \times \frac{3,60}{2} + \frac{6,67 - 4}{3,60} = \mathbf{- 14,07 \text{ KN}}$$

- *Travée EF :*

$$T_E = \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{5,6 - 6,67}{3,30} = 13,25 \text{ KN}$$

$$T_F = - \frac{q_u \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = - 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{5,6 - 6,67}{3,30} = - 13,9 \text{ KN}$$

- *Travée FG :*

$$T_F = \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,36 - 5,6}{3,30} = 12,9 \text{ KN}$$

$$T_G = - \frac{q_u \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = - 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,36 - 5,6}{3,30} = - 14,26 \text{ KN}$$

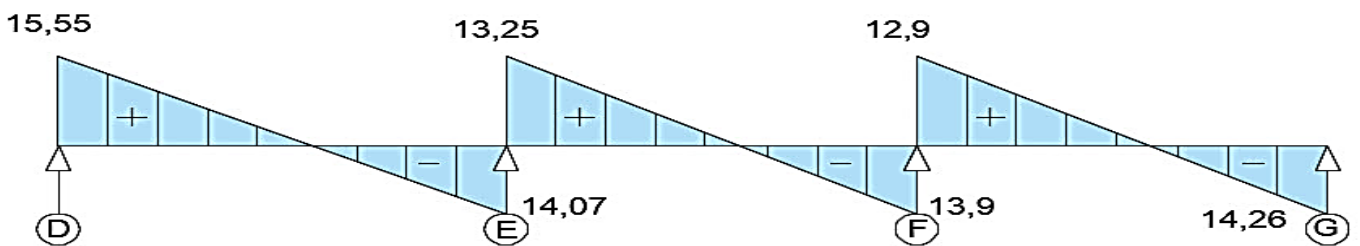


Figure III-4-10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (KN).

- *Poutrelle III :*

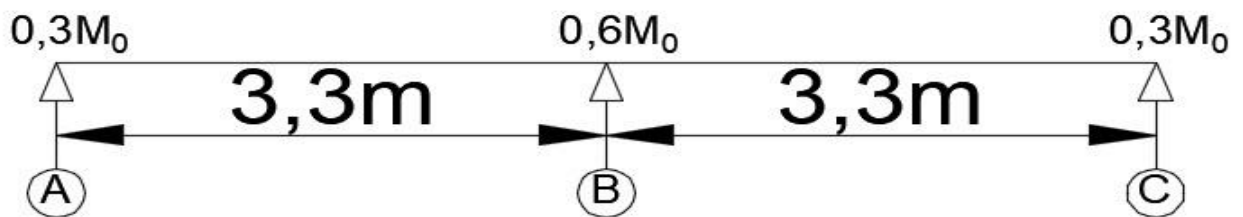


Figure III-4-11 : Schéma statique Poutrelle III .

- **Calcul des moments isostatique à l'ELU :**

Travée AB : $M_{01} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,30)^2/8) = 11,20 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{02} = q_u \times (l^2/8) = 8,23 \times ((3,30)^2/8) = 11,20 \text{ KN.m}$

- Calcul des moments fléchissant :

o Les moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 11,20 = 3,36 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 11,20 = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 11,20 = 3,36 \text{ KN.m}$$

o Les moments en travées :

• Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

• Travée de rive AB:

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,116 \times 11,20 - \frac{3,36+6,72}{2} = 7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,658 \times 11,20 = 7,37 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 7,46 \text{ KN.m}$

• Travée de rive BC:

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,116 \times 11,20 - \frac{6,72+3,36}{2} = 7,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,658 \times 11,20 = 7,37 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{BC}^t = 7,46 \text{ KN.m}$

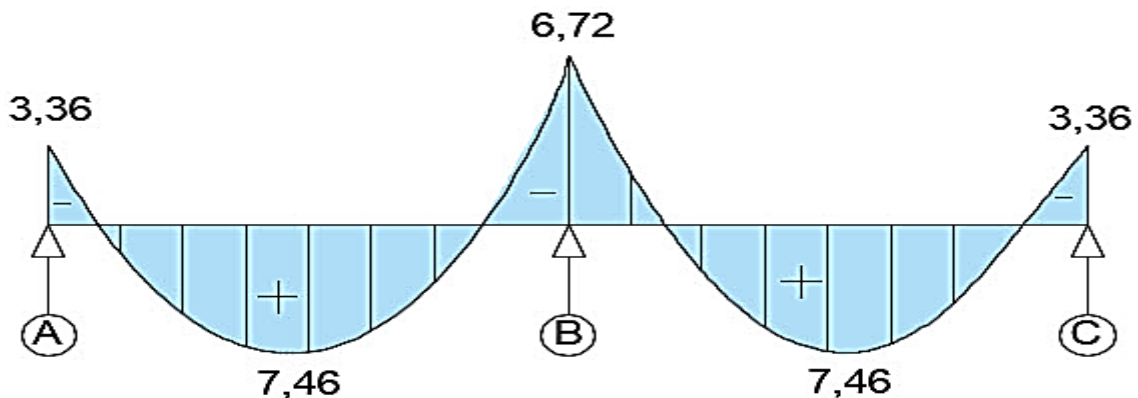


Figure III-4-12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m).

- Calcul des efforts tranchants :

• Travée AB :

$$T_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{6,72 - 3,36}{3,30} = \mathbf{14,6 \text{ KN}}$$

$$T_B = - \frac{q_u \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = - 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{6,72 - 3,36}{3,30} = \mathbf{-12,56 \text{ KN}}$$

• Travée BC :

$$T_B = \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,36 - 6,72}{3,30} = \mathbf{12,56 \text{ KN}}$$

$$T_C = - \frac{q_u \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = - 8,23 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,36 - 6,72}{3,30} = \mathbf{- 14,6 \text{ KN}}$$

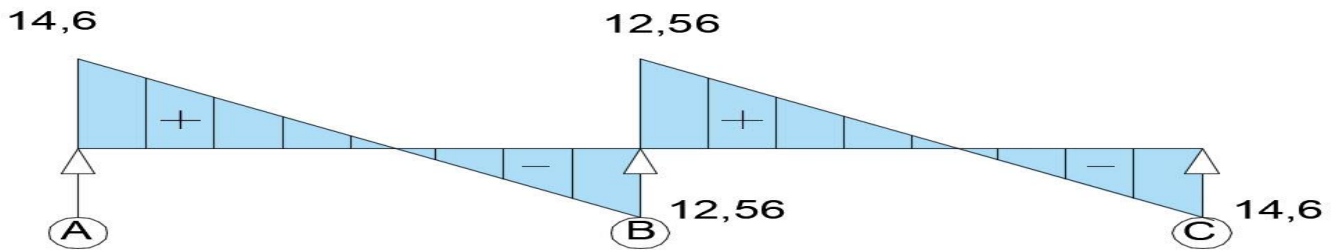


Figure III-4-13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

○ A l'ELS :

- Poutrelle I :

- Calcul des moments isostatique à l'ELS :

Travée AB : $M_{01} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,30)^2/8) = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$

Travée BC : $M_{02} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,30)^2/8) = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$

Travée CD : $M_{03} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,60)^2/8) = \mathbf{9,5 \text{ KN.m}}$

Travée DE : $M_{04} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,60)^2/8) = \mathbf{9,5 \text{ KN.m}}$

Travée EF : $M_{05} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,30)^2/8) = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$

Travée FG : $M_{06} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,30)^2/8) = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$

- Calcul des moments fléchissant :

○ Les moments aux appuis :

$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,96 = \mathbf{2,4 \text{ KN.m}}$

$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7,96 = \mathbf{3,4 \text{ KN.m}}$

$$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 9,5 = \mathbf{3,8 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 9,5 = \mathbf{3,8 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 9,5 = \mathbf{3,8 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 7,96 = \mathbf{3,4 \text{ KN.m}}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 0,3 \times 7,96 = \mathbf{2,4 \text{ KN.m}}$$

○ **Les moments en travées :**

- **Travée de rive :** $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

- **Travée de rive AB et FG :**

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,116 \times 7,96 - \frac{2,4+3,4}{2} = \mathbf{5,98 \text{ KN.m}}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,658 \times 7,96 = \mathbf{5,24 \text{ kN.m}}$$

On prend : $M_{AB}^t = M_{FG}^t = \mathbf{5,98 \text{ KN.m}}$

- **Travées intermédiaires :** $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

- **Travée intermédiaires BC et EF :**

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,116 \times 7,96 - \frac{3,4+3,8}{2} = \mathbf{5,3 \text{ KN.m}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,558 \times 7,96 = \mathbf{4,44 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{BC}^t = M_{EF}^t = \mathbf{5,3 \text{ KN.m}}$

- **Travée intermédiaires CD et DE:**

$$M_{CD}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,116 \times 9,5 - \frac{3,8+3,8}{2} = \mathbf{6,8 \text{ KN.m}}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,558 \times 9,5 = \mathbf{5,3 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{CD}^t = M_{DE}^t = 6,8 \text{ KN.m}$

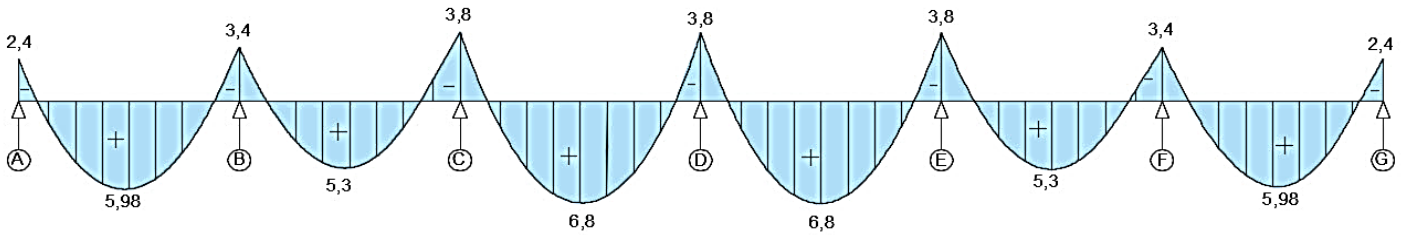


Figure III-4-14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m).

- Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant est calculé par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \frac{q_u \times l_i}{2}$$

• Travée AB :

$$T_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,4 - 2,4}{3,30} = 9,96 \text{ KN}$$

$$T_B = - \frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = - 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,4 - 2,4}{3,30} = -9,35 \text{ KN}$$

• Travée BC

$$T_B = \frac{q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,8 - 3,4}{3,30} = 9,77 \text{ KN}$$

$$T_C = - \frac{q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = - 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,8 - 3,4}{3,30} = - 9,53 \text{ KN}$$

• Travée CD :

$$T_C = \frac{q_s \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = 5,85 \times \frac{3,60}{2} + \frac{3,8 - 3,8}{3,60} = 10,53 \text{ KN}$$

$$T_D = - \frac{q_s \times l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = - 5,85 \times \frac{3,60}{2} + \frac{3,8 - 3,8}{3,60} = - 10,53 \text{ KN}$$

- *Travée DE :*

$$T_D = \frac{q_s \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 5,85 \times \frac{3,60}{2} + \frac{3,8 - 3,8}{3,60} = \mathbf{10,53 \text{ KN}}$$

$$T_E = - \frac{q_s \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = - 5,85 \times \frac{3,60}{2} + \frac{3,8 - 3,8}{3,60} = \mathbf{- 10,53 \text{ KN}}$$

- *Travée EF :*

$$T_E = \frac{q_s \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,4 - 3,8}{3,30} = \mathbf{9,53 \text{ KN}}$$

$$T_F = - \frac{q_s \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = - 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,4 - 3,8}{3,30} = \mathbf{- 9,77 \text{ KN}}$$

- *Travée FG :*

$$T_F = \frac{q_s \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{2,4 - 3,4}{3,30} = \mathbf{9,35 \text{ KN}}$$

$$T_G = - \frac{q_s \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = - 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{2,4 - 3,4}{3,30} = \mathbf{- 9,96 \text{ KN}}$$

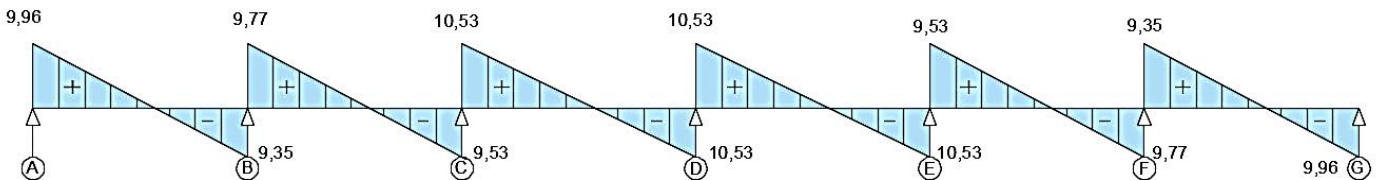


Figure III-4-15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (KN).

- *Poutrelle II :*

- **Calcul des moments isostatique à l'ELS :**

$$\text{Travée DE : } M_{01} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,60)^2/ 8) = \mathbf{9,5 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée EF : } M_{02} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,30)^2/ 8) = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée FG : } M_{03} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,30)^2/ 8) = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- o **Les moments aux appuis :**

$$M_D = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,5 = \mathbf{2,85 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 9,5 = 4,75 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,5 \times 7,96 = 3,98 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,3 M_{03} = 0,3 \times 7,96 = 2,4 \text{ KN.m}$$

○ Les moments en travées :

- Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

- Travée de rive DE :

$$M_{DE}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{MD + ME}{2} = 1,116 \times 9,5 - \frac{2,85+4,75}{2} = 6,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,658 \times 9,5 = 6,3 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{DE}^t = 6,8 \text{ KN.m}$

- Travée de rive FG :

$$M_{FG}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{03} - \frac{MF + MG}{2} = 1,116 \times 7,96 - \frac{3,98+2,4}{2} = 5,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{FG}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,658 \times 7,96 = 5,24 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{FG}^t = 5,7 \text{ KN.m}$

- Travée intermédiaires EF:

$$M_{EF}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{ME + MF}{2} = 1,116 \times 7,96 - \frac{4,75+3,98}{2} = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,558 \times 7,96 = 4,44 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{EF}^t = 4,52 \text{ KN.m}$

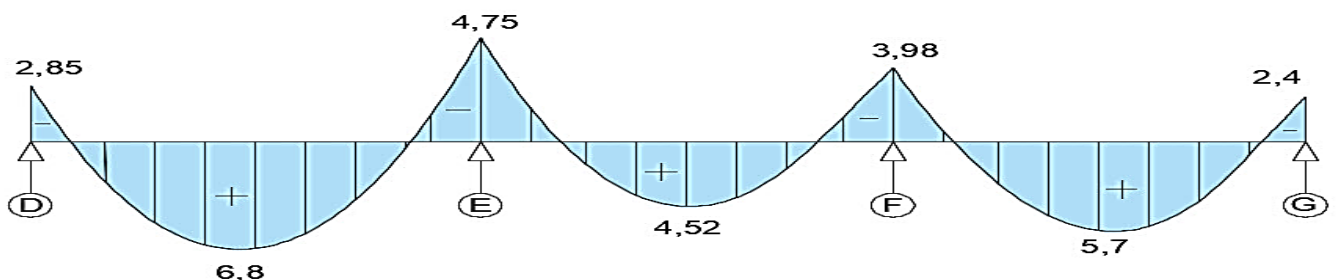


Figure III-4-16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m).

- Calcul des efforts tranchants :

• Travée DE :

$$T_D = \frac{q_s \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = 5,85 \times \frac{3,60}{2} + \frac{4,75 - 2,85}{3,60} = \mathbf{11,06 \text{ KN}}$$

$$T_E = - \frac{q_s \times l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = - 5,85 \times \frac{3,60}{2} + \frac{4,75 - 2,85}{3,60} = \mathbf{- 10 \text{ KN}}$$

• Travée EF :

$$T_E = \frac{q_s \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,98 - 4,75}{3,30} = \mathbf{9,42 \text{ KN}}$$

$$T_F = - \frac{q_s \times l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = - 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{3,98 - 4,75}{3,30} = \mathbf{- 9,89 \text{ KN}}$$

• Travée FG :

$$T_F = \frac{q_s \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{2,4 - 3,98}{3,30} = \mathbf{9,2 \text{ KN}}$$

$$T_G = - \frac{q_s \times l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = - 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{2,4 - 3,98}{3,30} = \mathbf{- 10,13 \text{ KN}}$$

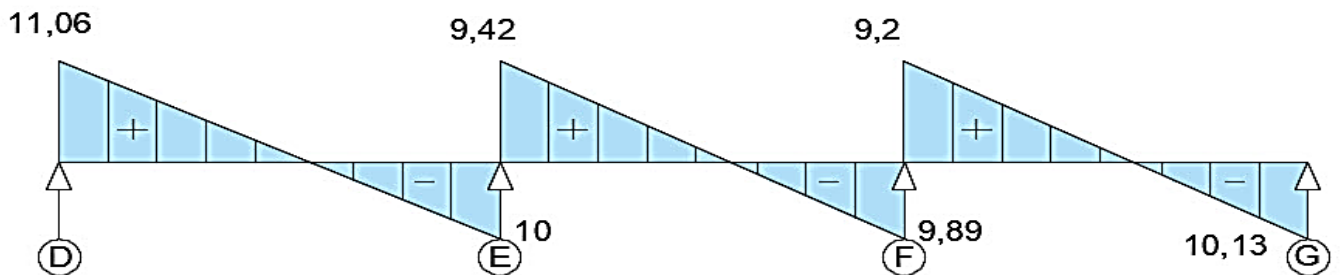


Figure III-4-17 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (KN).

- Poutrelle III :

- Calcul des moments isostatique à l'ELU :

Travée AB : $M_{01} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,30)^2/ 8) = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$

Travée BC : $M_{02} = q_s \times (l^2/8) = 5,85 \times ((3,30)^2/ 8) = \mathbf{7,96 \text{ KN.m}}$

- Calcul des moments fléchissant :

o Les moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,96 = 2,4 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 7,96 = 4,78 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 7,96 = 2,4 \text{ KN.m}$$

o Les moments en travées :

• Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{Mw + Me}{2}$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

• Travée de rive AB:

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,116 \times 7,96 - \frac{2,4+4,78}{2} = 5,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,658 \times 7,96 = 5,24 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 5,3 \text{ KN.m}$

• Travée de rive BC:

$$M_{BC}^t \geq (1 + 0,3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,116 \times 7,96 - \frac{4,78+2,4}{2} = 5,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,658 \times 7,96 = 5,24 \text{ kN.m}$$

On prend : $M_{BC}^t = 5,3 \text{ KN.m}$

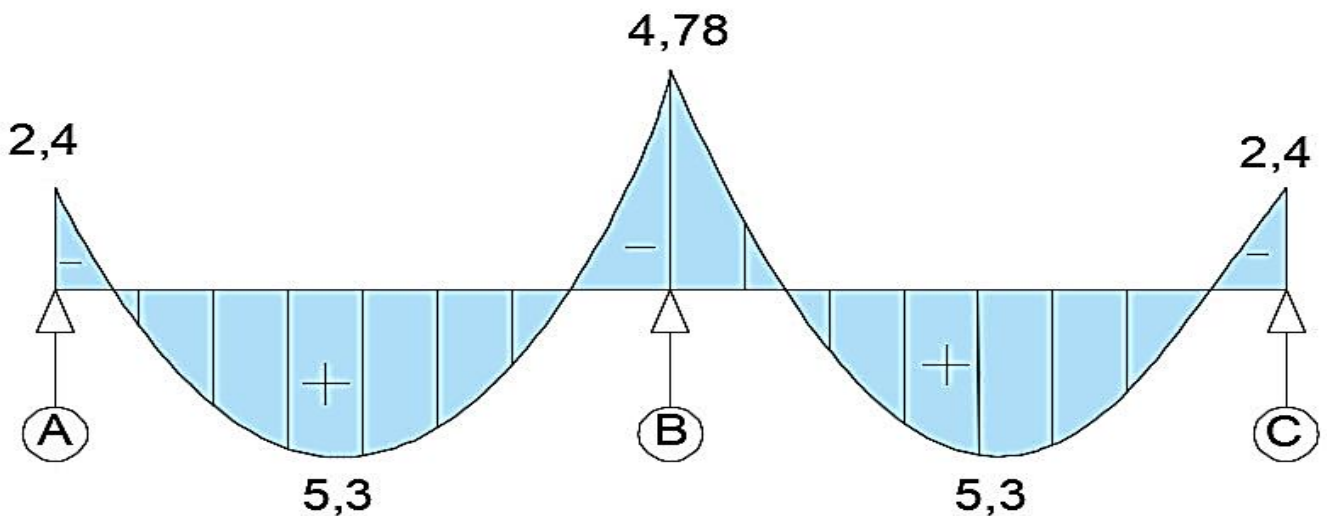


Figure III-4-18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m).

- Calcul des efforts tranchants :

• *Travée AB :*

$$T_A = \frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{4,78 - 2,4}{3,30} = \mathbf{10,4 \text{ KN}}$$

$$T_B = - \frac{q_s \times l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = - 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{4,78 - 2,4}{3,30} = \mathbf{- 8,93 \text{ KN}}$$

• *Travée BC :*

$$T_B = \frac{q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{2,4 - 4,78}{3,30} = \mathbf{8,93 \text{ KN}}$$

$$T_C = - \frac{q_s \times l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = - 5,85 \times \frac{3,30}{2} + \frac{2,4 - 4,78}{3,30} = \mathbf{- 10,4 \text{ KN}}$$

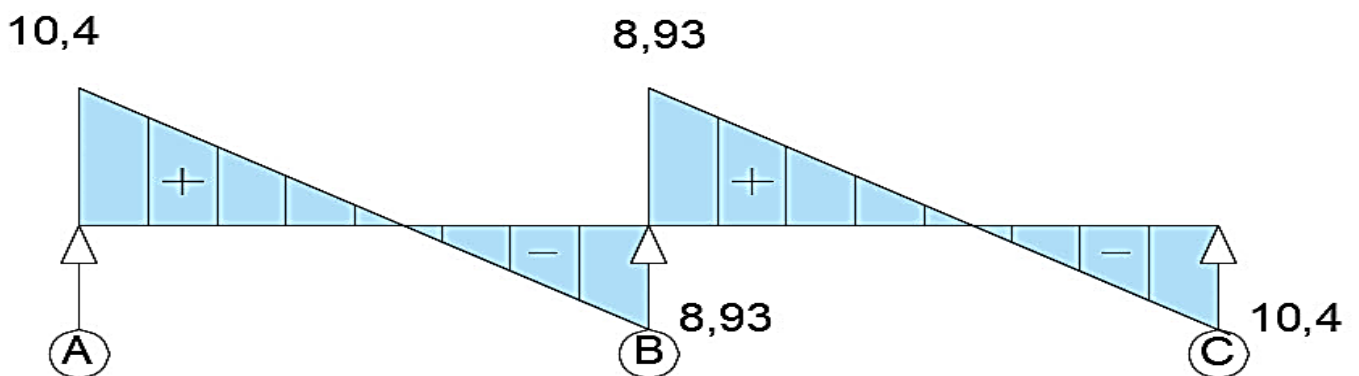


Figure III-4-19 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (KN).

1.5. Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis trouvé dans les différentes cas de poutrelles :

$$M^T_{\max} = 9,55 \text{ KN.m}$$

$$M^A_{\max} = 6,72 \text{ KN.m}$$

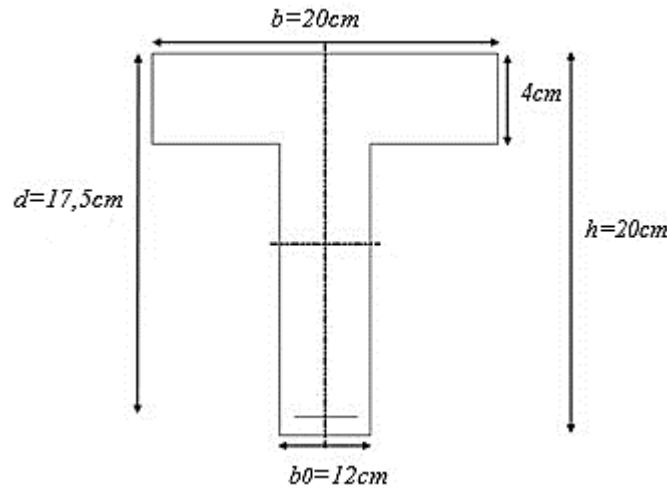


Figure III-4-20 : Section de la poutre en T

Avec :

$$b = 65 \text{ cm} , \quad h = 20 \text{ cm} , \quad d = h - c = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} , \quad h_0 = 4 \text{ cm}$$

a) Calcul des Armatures longitudinales :

- Position de l'axe neutre :

- Si $M_T > M_0$ L'axe neutre est dans la nervure.
- Si $M_T < M_0$ L'axe neutre est dans la table de compression.

• En travée :

Soit M_0 le moment équilibré par la table de compression donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,175 - \frac{0,04}{2} \right) 14,2 \times 10^3 = 57,226 \text{ KN.m}$$

$M_{max}^T = 9,55 \text{ KN.m} < M_0 = 57,226 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, donc la section en T se calcule comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h" ($b \times h = (65 \times 20) \text{ cm}^2$).

$\mu_b = \frac{M_{max}^T}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,55 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,034 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.A.A), donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On a : $\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$

$A_{st} = \frac{M_{max}^T}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,55 \times 10^3}{0,983 \times 17,5 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

On opte pour une section d'armatures : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

$M_{max}^A = 6,72 \text{ KN.m}$

$\mu_b = \frac{M_{max}^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,72 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (S.A.A), donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

On a : $\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$

$A_{st} = \frac{M_{max}^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,72 \times 10^3}{0,988 \times 17,5 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

On opte pour une section d'armatures : $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

b) Calcul des Armatures Transversales (BAEL 91 /99 / Art A.7.2.2):

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right) = \min (5,7 ; 10 ; 12) = 5,7 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Avec :

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_{L \max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

h : Hauteur du plancher.

b_0 : Largeur de l'âme.

Soit : $A_{st} = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

- **Espacement des Armatures (BAEL 91/ 99 / Art A.5.1.22) :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0,9 \times 17,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales (BAEL 91/ 99 / Art A.5.1.22) :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

1.6. Vérification à l'ELU :

- o **Condition de non fragilité du béton (BAEL 91/ 99 / Art A.4.2.1) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- **En travée :** $A_{min} < A_{adoptée} = 2,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.
- **Aux appuis :** $A_{min} < A_{adoptée} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

- o **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91/99 / Art A.5.1.1) :**

on doit verifié que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_{max} = 15,55 \text{ KN}$.

- **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

Pour une fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

- **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{15,55 \times 10^3}{120 \times 175} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,74 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91/99 / Art A.5.1,313) :

On doit vérifier que : $T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec:

a = 0,9d: Longueur d'appui de la bielle

- Appui de rive :

$$T_{max} = 15,55 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,175 \times 0,12 \times 10^3 = 126 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appui intermédiaire :

$$T_{max} = 14,81 \text{ KN} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,175 \times 0,12 \times 10^3 = 126 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- Appui de rive (BAEL 91/99 / Art A.5.1,312) :

On doit prolonger au delà de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant ;

$$A_{st} \geq \frac{T_u^{max} \times \gamma_s}{f_e}$$

$$A_{st} \geq \frac{15,55 \times 10^3 \times 1,15}{400} = 0,045 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adoptée}} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq A_{st} = 0,045 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Appui intermédiaire (BAEL 91/99 / Art A.5.1,321) :

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à ($0,9T_u \cdot d$) on doit prolonger les armatures en travée au delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égale à :

$$T_{u \text{ max}} + \frac{M_{a \text{ max}}}{0,9d}$$

$$T_{u \text{ max}} = 15,55 \text{ KN} \quad M_{a \text{ max}} = 6,72 \text{ KN.m}$$

$$0,9 \times d \times T_{u \text{ max}} = 0,9 \times 0,175 \times 15,55 = 2,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{a \text{ max}} = 6,72 \text{ KN.m} > 0,9 \times d \times T_{u \text{ max}} = 2,45 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée.

Donc Les armatures adoptées sont suffisantes.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/99 / Art A.6.1,3) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les barres HA.

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{15,55 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 94,2} = \mathbf{1,05 MPa}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,05 MPa} < \overline{\tau_{se}} = \mathbf{3,15 MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Calcul de longueur du scellement droit (BAEL 91/99 / Art A.6.1,221) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = \mathbf{35,3 \text{ cm}}$$

On prend $L_s = 40 \text{ cm}$

- **Forfaitairement :** $L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

Donc on prends $L_s = \mathbf{40 \text{ cm}}$

Les règles du (BAEL 91/99 / Art A6.1,253) l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «Lc» est au moins égale à «0.4 × Ls» pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 40 = \mathbf{16 \text{ cm.}}$$

1.7. Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Dans notre cas, La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

○ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

La contrainte de compression du béton est limitée à **0,6 fcj** selon (BAEL 91/99 / Art A.4.5.2.).

- **En travée :**

La section d'armatures adoptées à l'ELU est : **A_{st} = 3HA10 = 2,35 cm²**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{M_{t \max}^s}{A_t \times \beta \times d}$$

Avec :

$$M_{t \max}^s = 6,8 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{235}{12 \times 17,5} = 1,119$$

β est en fonction de ρ donc par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS; $\beta = 0,854$ et $k =$

$$19,43. \sigma_s = \frac{6,8 \times 10^3}{2,35 \times 0,854 \times 17,5} = 193,62 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 193,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{193,62}{19,43} = 9,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- *Aux Appuis :*

La section d'armatures adoptées à l'ELU est : $A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

- Vérification de la contrainte dans les aciers : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{a \max}^s}{A_t \times \beta \times d}$$

Avec :

$$M_{a \max}^s = 4,78 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{157}{12 \times 17,5} = 0.748$$

β est en fonction de ρ donc par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS; $\beta = 0,875$ et $k = 25.00$.

$$\sigma_s = \frac{4,78 \times 10^3}{1,57 \times 0,875 \times 17,5} = 198.83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 198,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{183.83}{25.00} = 7,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- Vérification de l'état limite de déformation (BAEL 91/99 / Art B.6.5) :

- Vérification de la flèche (BAEL 91/99 / Art A.6.5.2) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/99 / Art B.6.8.424) :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$
- $\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$

$$- \frac{h}{l} \geq \frac{M_{t \max}}{15M_0}$$

Avec :

M_0 : moment max de la travée isostatique ($M_0 = 9,5 \text{ KN.m}$)

h : hauteur total du plancher (20cm) Avec : l : portée maximale entre nus d'appuis ($l = 3,30 \text{ m}$)

$M_{s_t \max}$: moment max a l'ELS ($M_{s_t \max} = 6,8 \text{ KN.m}$)

A_{st} : Section des armatures ($A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2$)

b_0 : largeur de la section ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

d : hauteur utile de la section droite ($d = 17,5 \text{ cm}$)

$$- \frac{h}{l} = \frac{20}{330} = 0,061 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$- \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 17,5} = 0,011 > \frac{3,6}{fe} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$- \frac{h}{l} = \frac{20}{330} = 0,061 \geq \frac{M_{t \max}}{15M_0} = \frac{6,8}{15 \times 9,5} = 0,047 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc on doit calculer la flèche.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que : $f_v < \bar{f}$

$$f_v = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (\text{BAEL 91/99 / Art B.6.5.3})$$

Avec :

M_{s_t} : moment max en travée à l'ELS ($5,58 \text{ KN.m}$).

L : longueur libre de la poutrelle ($L=3,30 \text{ m}$).

E_v : module de deformation longitudinale différé ($E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$)

I_{fv} : moment d’inertie fictif total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section ($I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \gamma_v)}$)

I_0 : moment d’inertie total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_t \times (y_2 - c)^2$$

Y_1 : position de l’axe neutre ($y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$)

S_{xx} : moment isostatique par rapport à l’axe passant par le CDG.

B_0 : surface de la section homogène.

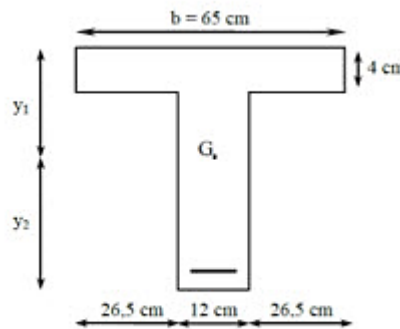


Figure III-4-21 : Section de la poutre en T

- Air de la section homogène :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_{st}$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12)4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/xx = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_{st}d$$

$$S/xx = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 17,5 = 3440,875 \text{ cm}^4$$

- Calcul de « y1 » et « y2 » :

$$y_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{3440,875}{487,25} = 7,06 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,06 = 12,94 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,06^3 + 12,94^3)}{3} + (60 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,06 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,94 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 19088,3796 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 17,5} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0,011} = 1,495$$

▪ La contrainte dans les aciers est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_{a\max}^s}{A_t \times \beta \times d} = \frac{6,8 \times 10^3}{2,35 \times 0,854 \times 17,5} = 193,62 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 193,62}; 0\right)$$

$$\mu = \max(0,569; 0) = 0,569$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \gamma_v)} = \frac{1,1 \times 19088,3796}{1 + (0,569 \times 1,495)} = 11345,83 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,8 \times 10^6 \times 3300^2}{10 \times 10818,865 \times 11345,83 \times 10^4} = 6,03 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3300}{500} = 6,6 \text{ mm}$$

$$f_v = 6,03 \text{ mm} < \bar{f} = 6,6 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage des poutrelles sera comme suivant :

✚ **Armatures longitudinales :**

➤ En travée : **3HA10**

➤ Aux appuis : **2HA10**

✚ **Armatures transversales :**

➤ Un étrier en : **Ø6**

✚ **Treillis soudé : TS Ø6 – 200 * 200**

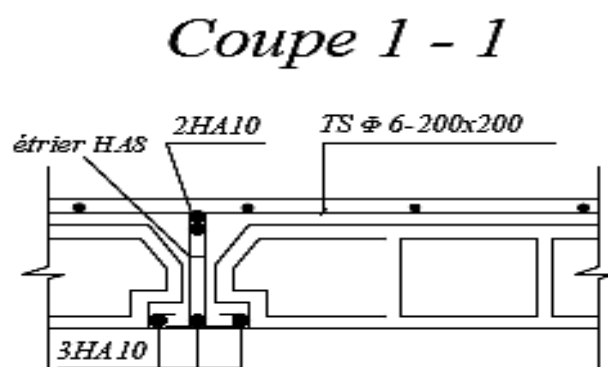


Figure III-4-22 : Coupe schématique du ferrailage du plancher.

III.5. Etude de la toiture

III.5.1. Introduction :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture en tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à 24° et reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque élément (pannes, chevrons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.

- **Les différents éléments de la charpente :**
 - tuiles
 - liteaux
 - chevrons
 - pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaire et pannes faîtière.
 - murs pignons.

III.5.2. Détermination des charges (DTR BC.2.2) :

- **Charges permanentes (G) :**
 - Poids des tuiles et des liteaux : $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$
 - Poids propre des pannes et des chevrons : $G_p = 0,10 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Donc : } G = G_t + G_p = 0,45 + 0,10 = 0,55 \text{ KN/m}^2$$

- **Charges d'exploitations(Q) :**
 - Poids de la neige : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison des charges :**
 - *A l'état limite ultime E.L.U :* $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,55 + 1,5 \times 1 = 2,243 \text{ KN/m}^2$$

- *A l'état limite de service E.L.S :* $q_s = G + Q$

$$q_s = G + Q = 0,55 + 1 = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

- **Choix des sections :**

Le choix des sections des éléments est conditionné par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées.

On adoptera pour les sections suivantes :

- Les pannes (120 x 250) mm²
- Les chevrons (40 x 60) mm²
- Les liteaux (30 x 30) mm²

III.5.3. Calcul des éléments de la toiture :

1. Calcul des pannes :

a- Définition :

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière
- Les pannes sablières
- Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

b- Efforts revenant aux pannes :

- Espacement des pannes :

$$ep = \frac{l}{n} \quad \text{et} \quad 0,8 \text{ m} \leq ep \leq 1,8 \text{ m}$$

donc : $n = \frac{ep}{l}$

Avec :

n : nombre d'espacement.

l : c'est la portée de la poutre inclinée.

$$l = \frac{5,40}{\cos(24)} = 5,9 \text{ m}$$

$$\frac{5,9}{1,8} < n < \frac{5,9}{0,8} \quad \Rightarrow \quad 3,3 \text{ m} < n < 7,4 \text{ m} \quad (\text{on prend } n=7)$$

$$ep = \frac{l}{n} = \frac{5,9}{7} = 0,84$$

On prend un espacement égal à **ep = 0,80 m**.

La portée des pannes est de **L=3,6 m**.

$$q_p = q_u \times ep = 2,243 \times 0,80 = 1,8 \text{ kN/ml}$$

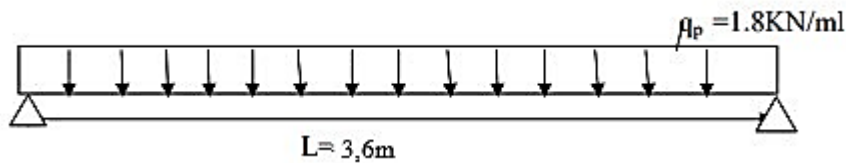


Figure III-5-1 : schéma statique de la panne.

c- Dimensionnement de la panne :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

c-1. Détermination de q_x , q_y :

Suivant (x-x) $q_p(x-x) = q_{pu} \times \sin\alpha = 1,8 \times \sin(24^\circ) = 0,73 \text{ KN/ml}$

Suivant (y-y) $q_p(y-y) = q_{pu} \times \cos\alpha = 1,8 \times \cos(24^\circ) = 1,64 \text{ KN/ml}$

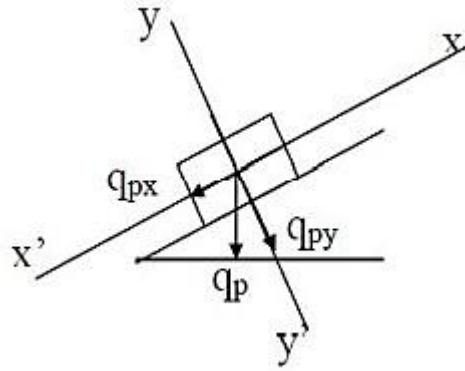


Figure III-5-2 : schéma statique des projections sur les axes de la panne.

c-2. Moments de flexion :

Suivant xx : $M_{fx} = q_x \frac{l_p^2}{8} = 0,73 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 1,2 \text{ KN.m}$

Suivant yy : $M_{fy} = q_y \frac{l_p^2}{8} = 1,64 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 2,7 \text{ KN.m}$

c-3. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_f < \bar{\sigma}_f$, Avec $\sigma_f = \frac{M_{fx}}{W_x} + \frac{M_{fy}}{W_y}$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles du **CB71** , la contrainte admissible est : $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

• **Module de résistance :**

$$W_x = \frac{I_x}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times (25)^2}{6} = 1250 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_y}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{25 \times (12)^2}{6} = 600 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{1,2 \times 10^4}{1250} + \frac{2,7 \times 10^4}{600} = 54,6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 54,6 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$$

Condition vérifiée.

Donc la section adoptée est admise.

c-4. Vérification de la flèche (Art 4.962 CB71) :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

$$q_p = q_s \times e_p = 1,55 \times 0,80 = \mathbf{1,24 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{Suivant (x-x)} \quad q_p(x-x) = q_{ps} \times \sin \alpha = 1,24 \times \sin(24^\circ) = \mathbf{0,5 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Suivant (y-y)} \quad q_p(y-y) = q_{ps} \times \cos \alpha = 1,24 \times \cos(24^\circ) = \mathbf{1,13 \text{ KN/ml}}$$

- **Moment de flexion:**

$$\text{Suivant xx : } M_{fx} = q_x \frac{l_p^2}{8} = 0,5 \times \frac{(3,6)^2}{8} = \mathbf{0,81 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Suivant yy : } M_{fy} = q_y \frac{l_p^2}{8} = 1,13 \times \frac{(3,6)^2}{8} = \mathbf{1,83 \text{ KN.m}}$$

- **La flèche admissible :**

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par:

$$\bar{f} = \frac{l_p}{300} = \frac{360}{300} = \mathbf{1,2 \text{ cm}} \quad \text{avec } l_p = 3,6 \text{ m}$$

- **La valeur de la flèche réelle est donnée par :**

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

E_f : est le module de déformation de la flèche.

$$\sigma_{fx} = \frac{M_{fx}}{W_x} = \frac{0,81 \times 10^4}{1250} = \mathbf{6,48 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\sigma_{fy} = \frac{M_{fy}}{W_y} = \frac{1,83 \times 10^4}{600} = \mathbf{30,5 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\sigma_{fx} = \sqrt{(\sigma_{fx})^2 + (\sigma_{fy})^2} = \sqrt{(6,48)^2 + (30,5)^2} = \mathbf{31,18 \text{ daN/cm}^2}$$

Alors on aura :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 31,18 \times 360^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{25}{2}} = \mathbf{0,26 \text{ cm}}$$

$$f = \mathbf{0,26 \text{ cm}} < \bar{f} = \mathbf{1,2 \text{ cm}}$$

Condition vérifiée.

Donc la section (120 x 250) des pannes est admissible.

2. Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a- Efforts revenant aux chevrons :

$$G_c = bh \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_c + G_{\text{lit}} = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + 0,45 \times 0,4 = 0,324 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 0,4 = 0,4 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,324 + 1,5 \times 0,4 \times 1 = 1,04 \text{ KN/ml}$$

b- Dimensionnement des chevrons :

- Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40 \text{ cm}$.
- La portée des chevrons est de $l = 1 \text{ m}$.

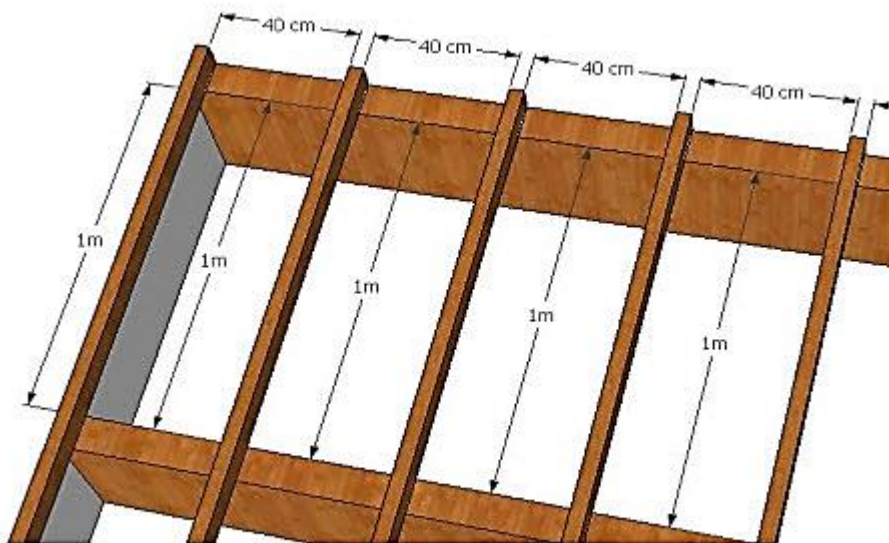


Figure III-5-3 : Disposition des chevrons sur les pannes.

c- Détermination des Moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_c l_c^2}{8} = \frac{1,04 \times 1^2}{8} = 0,13 \text{ KN.m}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

La valeur des moments aux appuis : $M_a = \frac{4}{5} M_0$

La valeur des moments en travées : $M_t = \frac{2}{3} M_0$

- Aux appuis : $M_{fa} = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,13 = 0,104 \text{ KN.m}$
- En travée : $M_{ft} = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,13 = 0,086 \text{ KN.m}$

d- Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_f < \bar{\sigma}_f$, Avec $\sigma_f = \frac{M_f}{W}$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

- Calcul du module de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{4 \times (6)^2}{6} = 24 \text{ cm}^3$$

- Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{M_{fa}}{W} = \frac{0,104 \times 10^4}{24} = 43,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{fa} = 43,33 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\sigma_{ft} = \frac{M_{ft}}{W} = \frac{0,086 \times 10^4}{24} = 35,83 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{ft} = 35,83 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e- Vérification de la flèche :

Selon les règlements du CB71 la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons.....) est :

- La flèche admissible des chevrons est :

$$\bar{f} = \frac{lc}{200} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm} \quad \text{avec } lc = 1 \text{ m}$$

- La flèche réelle est donnée par :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

$$E_f = 11000 \sqrt{\sigma_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

E_f : est le module de déformation de la flèche.

- Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_{fa} \times l_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 43,33 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f = 0,12 \text{ cm} < \bar{f} = 0,5 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

- En travée :

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_{ft} \times l_c^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 35,83 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,095 \text{ cm}$$

$$f = 0,095 \text{ cm} < \bar{f} = 0,5 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Donc la section (40 x 60) de chevron est admissible.

3. Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,53 \times 0,45 + 1,5 \times 1 = 2, \text{ KN/m}^2$

- ELS : $q_s = G + Q = 0,45 + 1 = 1, \text{ KN/m}^2$

a- Efforts revenant aux liteaux :

Espacement des liteaux est prise égal à $e_l = 32 \text{ cm}$.

La portée des liteaux est de $l = 40 \text{ cm}$.

$$q_l = q_u \times e_l = 2,10 \times 0,32 = 0,672 \text{ KN/m}^2$$

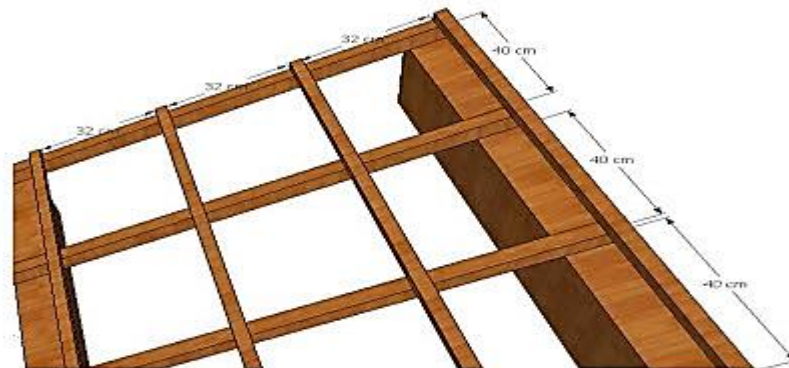


Figure III-5-4 : Disposition des liteaux sur les chevrons.

b- Détermination de q_x , q_y :

- Suivant l'axe xx : $q_{lx} = ql \sin \alpha = 0,672 \sin(24) = \mathbf{0, KN/m^2}$
- Suivant l'axe yy : $q_{ly} = ql \cos \alpha = 0,672 \cos(24) = \mathbf{0,614 KN/m^2}$

c- Moments de flexion :

- Suivant l'axe xx : $M_{fx} = q_{lx} \frac{l_l^2}{8} = 0,273 \times \frac{(0,4)^2}{8} = \mathbf{0,00546 KN.m}$
- Suivant l'axe yy : $M_{fy} = q_{ly} \frac{l_l^2}{8} = 0,614 \times \frac{(0,4)^2}{8} = \mathbf{0,01228 KN.m}$

d- Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_f < \bar{\sigma}_f$, Avec $\sigma_f = \frac{M_{fx}}{W_x} + \frac{M_{fy}}{W_y}$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = \mathbf{142 daN/cm^2}$

- **Calcul du module de résistance :**

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times (3)^2}{6} = \mathbf{4,5 cm^3}$$

$$\sigma_f = \frac{0,00546 \times 10^4}{4,5} + \frac{0,01228 \times 10^4}{4,5} = \mathbf{39,42 daN/cm^2} \rightarrow$$

$$\sigma_f = \mathbf{39,42 daN/cm^2} < \bar{\sigma}_f = \mathbf{142 daN/cm^2} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante G + Q :

- **La flèche admissible :**

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par:

$$\bar{f} = \frac{l_l}{200} = \frac{40}{200} = \mathbf{0,2 cm} \quad \text{avec } l_l = 0,4 m$$

- **La valeur de la flèche réelle est donnée par :**

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$$

Avec :

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 daN/cm^2$$

E_f : est le module de déformation de la flèche.

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times l_t^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 39,42 \times 40^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,033 \text{ cm}$$

$$f = 0,033 \text{ cm} < \bar{f} = 0,2 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Donc la section (30 x 30) du linteau est admissible.

III.5.4. Assemblage de la charpente :

Nous avons opté pour un assemblage cloué traditionnels (**règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/ Juin 84 Art 4,62.123**) vu l'importance de l'ouvrage et les charges importantes auxquelles il est soumis.

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contact bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être le plus faible possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)
Bois tendre et bois frais de Sciage	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{7}$
Bois durs et bois sec	$e \leq 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{9}$
	$e > 30 \text{ mm}$	$d \leq \frac{e}{11}$

Avec :

e : épaisseur du bois le plus mince a assemblé.

d: diamètre des clous.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargissent par dessiccation de bois.

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est :

$$d \leq \frac{e}{7} = \frac{30}{7} = 4,28 \text{ mm}$$

Remarque :

- L'évacuation des eaux sera assurée par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il ne faut pas utiliser des clous galvanisés.

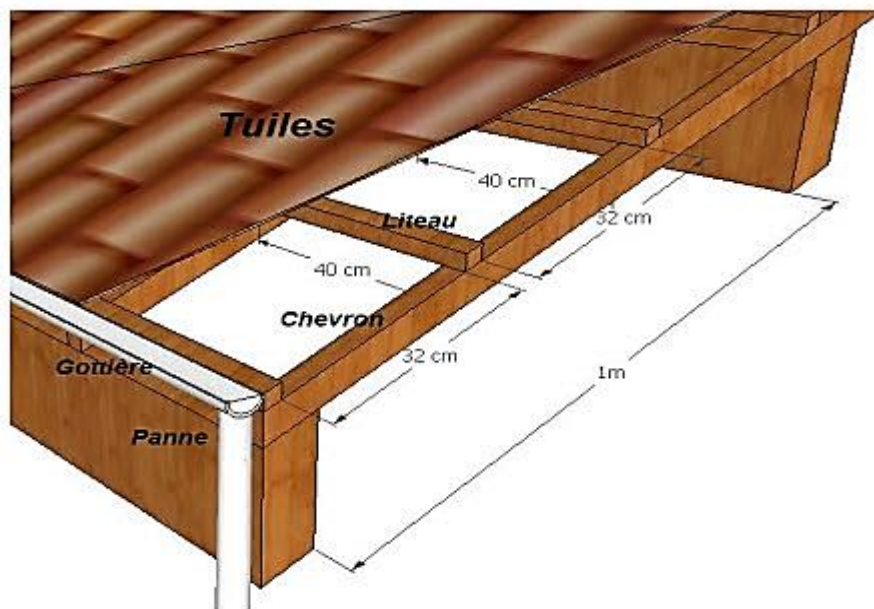


Figure III-5-5 : Disposition des différents éléments de la toiture.

III.6. Etude de la salle machine

III.6.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

L'ascenseur ou monte-charge sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contre poids.

Notre bâtiment dispose d'une cage d'ascenseur avec une dalle pleine de dimension (1,30x1,40), en plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau son poids est estimé à 9 tonnes ($P= 90 \text{ KN}$) répartie sur une surface de $(80 \times 80) \text{ cm}^2$ transmis par le système de levage de l'ascenseur.

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle :

- $(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle.
- $(U_0 \times V_0)$: surface de contact supposé parallèles respectivement à L_x et L_y .

Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se répartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément répartie.

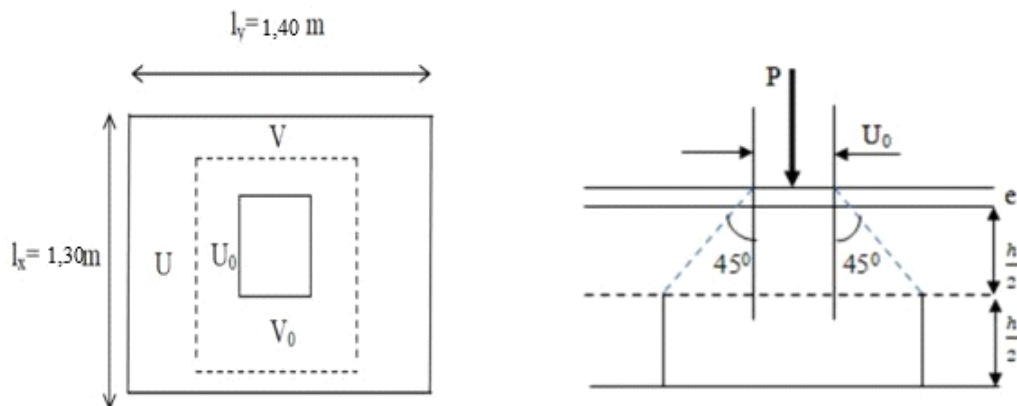


Figure III-6-1 : schéma de diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.

III.6.2. Dimensionnement

On a : $L_x = 1,40 \text{ m}$ $L_y = 1,50 \text{ m}$

On admet qu'elle travaille dans les deux directions l_x et l_y .

a- Epaisseur de la dalle

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante :

$$h_0 \geq \frac{L}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le (RPA 99/ version 2); donc on prend une épaisseur de 15 cm.

$$\text{On a : } U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$$

Avec : h_0 : Epaisseur de la dalle (15cm)

e : Epaisseur du revêtement (5cm)

ξ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton $\xi = 1$.

$$\text{D'où : } U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

b- Détermination des sollicitations

- A l'état limite ultime ELU :
 - Poids propre de la dalle $G = (0,15 \times 25) + (0,05 \times 22 \times 1) = 4,85 \text{ KN/ml}$
 - Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$
 - Charge concentrée du système de levage $P_u = 1,35P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$
 - Charge uniformément répartie $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ KN/ml}$
- A l'état limite de service ELS :
 - $P_s = P = 90 \text{ KN/ml}$
 - $q_s = G + Q = 8,04 + 1 = 9,04 \text{ KN/ml}$

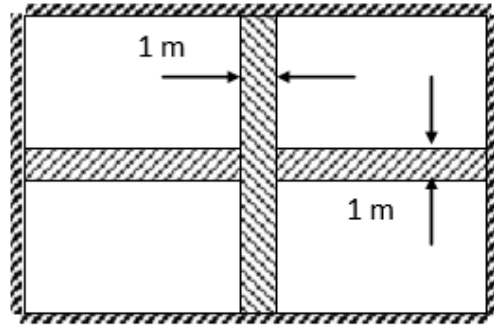
III.6.3. Evaluation des moments à l'ELU

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{150} = 0,93$$

On a : $0,4 \leq \rho_x \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Le calcul se fera en considérant deux bandes de largeur égales à unité dans les deux Directions en flexion simple à l'ELU.



a- Les moments M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = P (M1 + \nu M2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M1 + M2)$$

Avec : ν : Coefficient de Poisson $\rightarrow \begin{cases} ELU & \nu = 0 \\ ELS & \nu = 0,2 \end{cases}$

P : intensité de la charge centrée

$M1$ et $M2$: coefficients déterminés à partir des rapports $\left[\frac{U}{L_x}\right]$ et $\left[\frac{V}{L_y}\right]$ dans les abaques de PIGEAUD.

b- Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,9 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0,75 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{150} = 0,7 \end{array} \right. \xrightarrow{\text{Après interpolation}} \left\{ \begin{array}{l} M1 = 0,068 \\ M2 = 0,054 \end{array} \right.$$

1- A l'ELU , $\nu = 0$

$$M_{1x} = Pu (M1 + \nu M2) = Pu.M1 = 121,5 \times 0,068 = 8,262 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = Pu (\nu M1 + M2) = Pu.M2 = 121,5 \times 0,054 = 6,56 \text{ KN.m}$$

III.6.4. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

Pour : $\rho = 0,93$; $\mu_x = 0,0428$; $\mu_y = 0,841$

$$M_{x2} = 0,0428 \times 8,04 \times (1,4)^2 = 0,674 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,841 \times 0,674 = 0,566 \text{ KN.m}$$

III.6.5. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,262 + 0,674 = 8,93 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,56 + 0,566 = 7,126 \text{ KN.ml}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, les moments calculés seront de $M^t = 0,75 M$ en travée et $M^a = 0,5M$ aux appuis on aura :

- Moment en travée $M^t = 0,75M$:

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 8,93 = 6,70 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 6,56 = 4,92 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis $M^a = 0,5 M$:

$$M_x^a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 8,93 = 4,46 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 6,56 = 3,28 \text{ KN.m}$$

III.6.6. Ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU

-Sens x-x

- Aux appuis $M_a = 4,46 \text{ KN.m}$:

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,46 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,018 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,46 \cdot 10^6}{0,991 \times 130 \times 348} = 99,48 \text{ mm}^2 = 0,99 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA12 = 5.65 cm²

- En travée M_t = 6,70 KN.m :

$$\mu_b = \frac{6,70 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_l = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,028 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{6,70 \cdot 10^6}{0,986 \times 130 \times 348} = 150,20 \text{ mm}^2 = 1,502 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA12 = 5.65 cm²

- Sens y-y

- Aux appuis M_a = 3,28 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,28 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,28 \cdot 10^6}{0,993 \times 130 \times 348} = 73,01 \text{ mm}^2 = 0,73 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA10 = 3,93 cm²

- En travée M_t = 4,92 KN.m :

$$\mu_b = \frac{4,92 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_l = 0,392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{4,92 \cdot 10^6}{0,990 \times 130 \times 348} = 109,85 \text{ mm}^2 = 1,09 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA10 = 3,93 cm²

III.6.7. Vérifications à l'état limite ultime

- **Espacement des barres [Art A.8.2, 42 BAEL 91/ 99] :**

La fissuration est non préjudiciable l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

Direction la plus sollicitée: $S_t \leq \min (2h ; 25 \text{ cm}) = 25\text{cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

- **Diamètre minimale des barres [Art.A.7.2,1 BAEL 91/99] :**

$$\emptyset = 10\text{mm} \leq \emptyset_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

$$\emptyset = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$$

Condition vérifiée.

- **Condition de non fragilité [Art B.7.4 BAEL 91/99] :**

Les armatures tendues d'une section soumise à la flexion doivent présenter une section minimale correspondante aux taux d'armatures suivants :

- Armatures parallèles au petit côté sens x-x

$$A^{\min}_x \geq \rho_{xs} = \rho_0 \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2} \times b \times h_t$$

Avec :

- ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction $\rho_0 = 0.8\%$

$$A^{\min}_x \geq \frac{3-\frac{140}{150}}{2} \times 0008 \times 100 \times 15 = 0,290 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_a = 5.65\text{cm}^2 > A^{\min}_x = 0.290 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

-En travée :

$$A_t = 5.65\text{cm}^2 > A^{\min}_x = 0.290 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée.

- Armatures parallèles au grand coté sens-y-y

$$A^{\min}_y \geq \rho_0 \times b \times h_t$$

Avec :

$$A_{y}^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

-Aux appuis :

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{y}^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{y}^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{3x(V)} = \frac{121,5}{3x(1,05)} = 38,57 \text{ KN}$$

- Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{2x(U + V)} = \frac{121,5}{2x(1,05 + 1,05)} = 28,93 \text{ KN}$$

$$\zeta_u = \frac{38,57 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \zeta_u = 0,296 < 1,16 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Condition vérifiée.

- **Condition de non poinçonnement [Art A.5.242 BAEL 91]**

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$U_c = 2x(U+V) = 4,2 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \geq 121,5 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.6.8. Calcul à l'état limite de service

a- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

- $M_{x1} = P_s (M1 + \nu M2) = 90 \times (0,068 + (0,2 \times 0,054)) = 7,09 \text{ KN.m}$
- $M_{y1} = P_s (\nu M1 + M2) = 90 \times (0,2 \times 0,068) + 0,054 = 6,08 \text{ KN.m}$

b- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2}

$$q_s = 9,04 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2_x \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \quad \rho = 0,9 \text{ et } \nu = 0,2 ; \quad \mu_x = 0,0500 \quad ; \quad \mu_y = 0,891$$

$$M_{x2} = 0,0500 \times 9,04 \times (1,4)^2 = 0,885 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,891 \times 0,885 = 0,788 \text{ KN.m}$$

III.6.5. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,09 + 0,885 = 7,975 \text{ KN.ml}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,08 + 0,788 = 6,868 \text{ KN.ml}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, les moments calculés seront de $M^t = 0,75 M$ en travée et $M^a = 0,5M$ aux appuis on aura :

- Moment en travée $M^t = 0,75M$:

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 7,975 = 5,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 6,868 = 5,15 \text{ KN.m}$$

- Moment aux appuis $M^a = 0,5 M$:

$$M_x^a = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 7,975 = 3,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 6,868 = 3,43 \text{ KN.m}$$

III.6.9.Vérification à l'ELS

a- Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

b- Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2 BAEL 91/99)

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Sens X-X :

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,434$$

$$\rho_1 = 0,434 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,899 ; K_1 = 34,50$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{At \times \beta_1 \times d} = \frac{4,46 \times 10^6}{565 \times 130 \times 0,899} = 67,54 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,50} = 0,028$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 67,54 = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,24$$

$$\rho_1 = 0,24 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,921 ; K_1 = 48,29$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{At \times \beta_1 \times d} = \frac{6,70 \times 10^6}{5.65 \times 130 \times 0,921} = 178,21 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{48,29} = 0,020$$

$$\sigma_{bc} = 0,020 \times 178,21 = 3,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les conditions sont vérifiées aussi selon le sens Y-Y.

- Sens Y-Y :

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{b d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$\rho_1 = 0,302 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,913 ; K_1 = 42,37$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{At \times \beta_1 \times d} = \frac{3,28 \times 10^6}{393 \times 130 \times 0,913} = 70,32 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{42,37} = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 70,32 = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{b d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$\rho_1 = 0,302 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,913 ; K_1 = 42,37$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{At \times \beta_1 \times d} = \frac{4,92 \times 10^6}{393 \times 130 \times 0,913} = 105,50 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{42,37} = 0,023$$

$$\sigma_{bc} = 0,023 \times 105,50 = 2,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c- Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser de vérifier l'état limite de déformation (la flèche) si les 3 conditions suivantes sont satisfaites :

d- Vérification de la flèche (Art B.6.5,2 BAEL 91/99) :

1/- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,062$ **condition vérifiée.**

2/- $\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{10.M_x} \implies 0,107 > \frac{6,70}{10 \times 7,975} = 0,084$ **condition vérifiée.**

3/- $\frac{At}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \implies \frac{6,70}{100 \times 13} = 0,0051 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ **condition vérifiée**

Conclusion :

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	M _u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	6,70	0,018	0,991	0,99	5.65	5HA12
	Y-Y	4,92	0,013	0,993	0,73	5.65	5HA12
En travée	X-X	4,46	0,028	0,986	1,502	3,93	5HA10
	Y-Y	3,28	0,020	0,990	1,09	3,93	5HA10

Tab III.6.1-Résultats finaux.

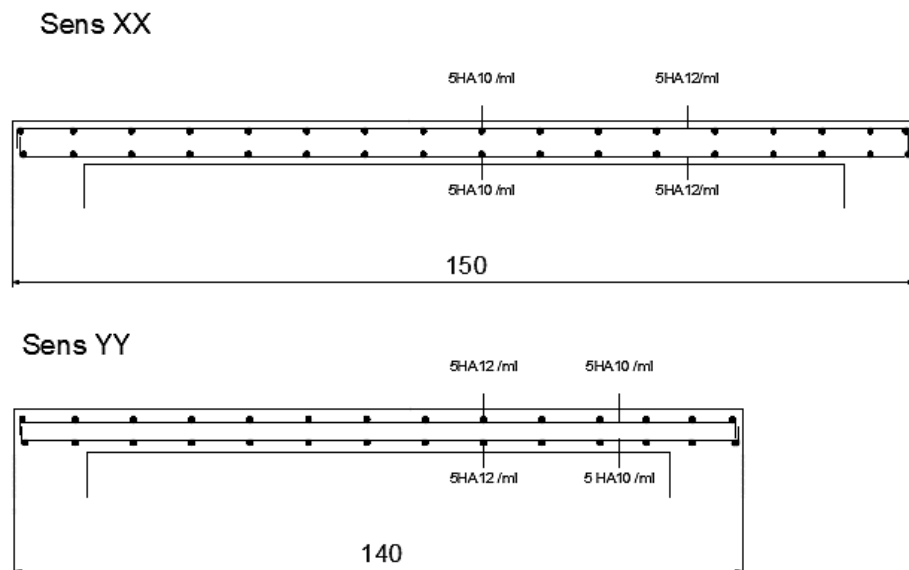


Fig III.6.2-Ferailage de la dalle salle machine.

III.7.Balcons

III.7.1.Introduction :

Un balcon est un élément de structure qui va subir des charges et surcharges. Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher et sera calculé comme une console encastrée dans la poutre de rive.

III.7.2.Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

Avec :

- Largeur $l = 1,20\text{m}$.
 - Epaisseur de balcon (dalle pleine) : $e = 15\text{cm}$ [Déjà déterminé dans le chapitre II]
- $$e \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$
- On prend une épaisseur $e = 15\text{cm}$

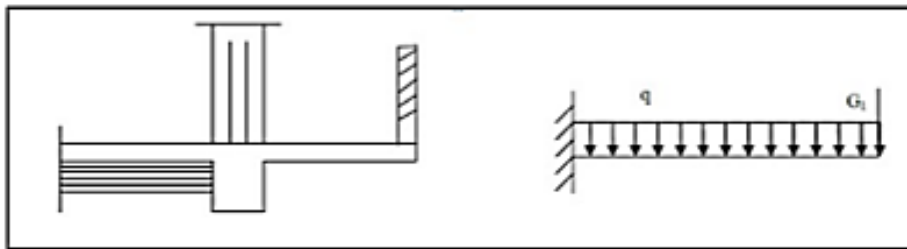


Fig III.7.1. schéma statique du balcon.

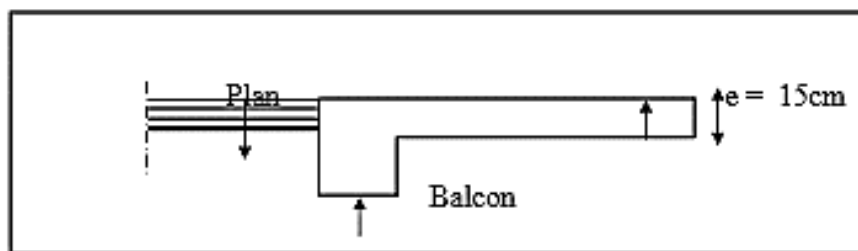


Fig III.7.2. coupe verticale détaillant la liaison balcon- poutre de rive.

III.7.3. Détermination des charges

a) Charges permanentes :

- Charge permanente de la dalle pleine : $G = 5,19 \text{ KN/m}^2$
- Charge de concentration due au poids du garde-corps :
Mur en briques creuses + enduit en mortier de ciment : $G_c = 1,62 \text{ KN/m}^2$
Donc la charge linéaire est : $g = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN/ml}$

b) Surcharges d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge dû à la main courante $q = 1 \text{ KN/m}$
 $Q_T = Q + q = 3,5 + 1 = 4,5 \text{ KN/ml}$

III.7.4. Combinaisons des charges

a- Combinaison de la charge à l'ELU (balcon est calculé en flexion simple) :

- **Pour la dalle :** $q_u = 1,35G + 1,5Q$
 $q_u = (1,35 \times 1,62) + (1,5 \times 1,62) \times 1 \text{ m} = 12,26 \text{ KN/ml}$
- **Pour le garde-corps :** $q_{ug} = (1,35 \times 1,62) + (1,5 \times 1) = 3,69 \text{ KN/ml}$

b- Combinaison de charge à l'ELS :

- **Pour la dalle :** $q_s = G + Q$
 $q_s = (5,19 + 3,5) \times 1 \text{ m} = 8,69 \text{ KN/ml}$
- **Pour le garde-corps :** $q_{sg} = 1,62 \times 1 \text{ m} = 1,62 \text{ KN/ml}$

III.7.5. Calcul des moments fléchissant

a- A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + q_{ug} l = \frac{12,26 \times 1,20^2}{2} + 3,69 (1,20)$$

$$M_u = 13,25 \text{ KN.m}$$

b- A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + q_{s} l = \frac{8,69 \times 1,20^2}{2} + 1,62 (1,20)$$

$$M_u = 8,20 \text{ KN.m}$$

III.7.6. Calcul des armatures

- A l'ELU
- Armatures principales :

On étudiera une section rectangulaire de largeur $b=100\text{cm}$ et d'hauteur $h=15\text{cm}$ soumise à la flexion simple, avec un enrobage $c=3\text{cm}$ (car l'élément est exposé aux intempéries)

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,25 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,064$$

$$\mu_u = 0,064 < \mu_{id} = 0,392 \implies \text{La section est simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu_u = 0,064 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,967$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,25 \times 10^3}{0,967 \times 12 \times 348} = 3,28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ($A_u = 5.65 \text{ cm}^2$) avec $S_t = 25\text{cm}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 = 3.93 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité: [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la condition : $A_s \geq A_s^{min}$

$$\text{Avec : } A_s^{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Et : } f_{t28} = 0,6 + 0,06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_s^{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_s^{min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

- Espacement des barres [Art A.8.2, 42 BAEL 91/ 99]

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

$$S_{t\text{adopté}} = 25 \text{ cm} = S_t = 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h ; 44 \text{ cm}) = 33\text{cm}$

$$S_{\text{adopté}} = 25 \text{ cm} = S_t = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée..

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :**

Nous avons : $T_{u \text{ max}} = q_u l + q_{ug}$

$$T_{u \text{ max}} = 12,26 \times 1,20 + 3,69$$

$$T_{u \text{ max}} = 18,40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{bd} = \frac{18,40 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,153 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [2,5F_{c28}; 4\text{MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,153 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1, 3 BAEL 91 / 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{T_{u \text{ max}}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$; coefficient scellement HA.

$\sum U_i$; Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,40 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,90 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui**

Il faut vérifier que :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

Avec : $a \leq 0,9d = 0,9 \times 12 = 10,80 \text{ cm}$

$$T_u = 0,267 \times 0,1080 \times 1 \times 25 \times 10^3 = 720,9 \text{ KN}$$

$$T_u = 18,40 \text{ KN} < 720,9 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ancrage des armatures aux appuis (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99)

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \tau_s} = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835}$$

$$L_s = 42,33 \text{ cm}$$

Les règles du **BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91)** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement $0.4L_s$ $L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 17 \text{ cm}$.

➤ Vérification à ELS :

En raison d'intempéries et d'infiltrations d'eau, on prend 'n = 1,6 : coefficient de fissurations préjudiciable pour HA'.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$: Les contraintes dans les aciers-

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$: Les contraintes dans le béton

- Dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (Art A.4.5,33 BAEL 91/99)

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \overline{K} \cdot \sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right]$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} [266,66; \text{Max} (200 ; 201,63)] = 201,63 \text{ MPa}$$

La section adaptée à l'ELU en travée est

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}12/\text{ml}$$

$$M_{st \text{ max}} = 8,69 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0,470$$

$$\rho_1 = 0,470 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,896 ; \quad K = 33.08$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta_1 \times d} = \frac{8,69 \times 10^6}{565 \times 120 \times 0,896} = 143.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{143.05}{33.08} = 4.32$$

$$\sigma_{bc} = 4.32 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche (Art B.6.5,2 BAEL 91/99) :

$$[f_v = \frac{M t l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{l}{250} = \frac{120}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

Avec :

- $E_v = 10818,86 \text{MPa.}$
- $l = 120\text{cm.}$
- $I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

- $\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0,0047$

$$y_1 = \frac{b \cdot \frac{h^2}{2} + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 A_{st}} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 12)}{(100 \times 15) + (15 \times 5.65)} = 7,61 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7,61 = 7,39 \text{ cm}$$

- $I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \cdot \frac{b}{3} + 15 \cdot A_{st} (y_2 - c)^2$
 $I_0 = (7,61^{23} + 7,39^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \times 35.65 (7,39 - 3)^2$
 $I_0 = 38448.90 \text{ cm}^4$

$$\lambda_v = 0,02 \cdot \frac{f_{t28}}{2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b} \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3) \cdot 0,0047} = 1.78$$

$$\mu = \max\{0; 1 - 1,75 \cdot \frac{f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}\}$$

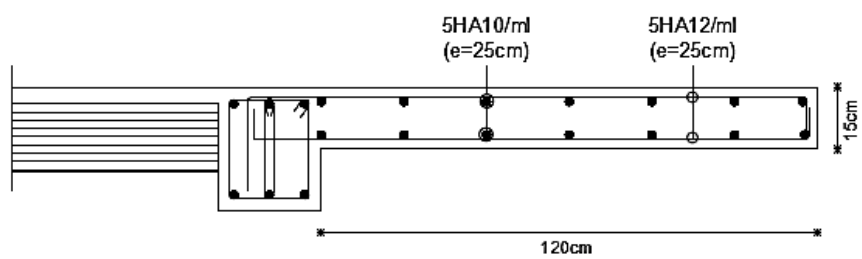
$$\mu = \max\left\{0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0047 \times 233,21 + 2,1}\right\} = 0,433$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v} = \frac{1,1 \times 38448.90}{1 + 0,433 \times 1.78} = 23884.81 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{8,69 \times 10^2 \times 120^2}{10 \times 10818,86 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \times 23884.81} = 0,048$$

Donc : $f = 0,048 \text{ cm} < \overline{f} = 0,48 \text{ cm}$ La flèche est admissible

Condition vérifiée.



III.7.3.Ferailage des balcons

**CHAPITRE
IV**

**CHAPITRE IV
MODELISATION ET VERIFICATION
SELON LES EXIGENCES DU RPA**

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons utilisé ETABS 9.7.4.

IV.1. Concept de base de la M.E.F (Méthode des éléments finis)

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour le cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone Sismique 02 groupe d'usage 02. Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale Spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (ETABS).

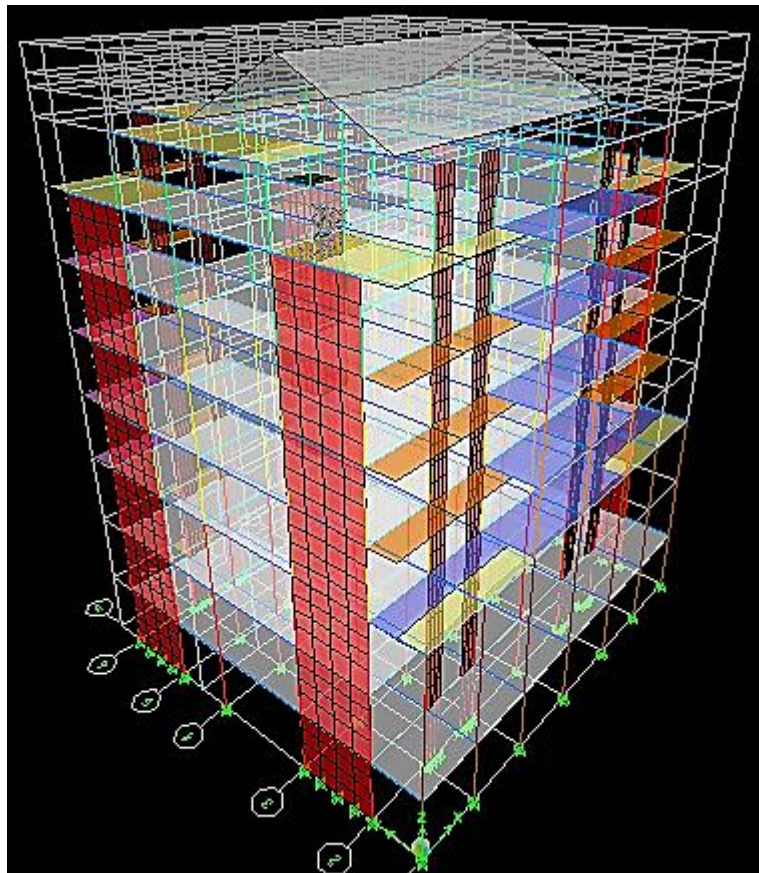
IV.2.1. Principe de la méthode

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

IV.3. Modélisation de la structure

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS** sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 8 niveaux (sous-sol+entresol+RDC+5étages+ charpente en bois) encasté à sa base. Les voiles sont disposées de telle sorte à renforcer les vides au niveau des plancher et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de **RPA2003**.

Dans ce modèle, on ne modélisera que la structure 'voile et portiques', les éléments non structuraux sont introduits comme charges 'escalier, balcon... '.



IV.3.1. Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/vers2003.
- 6- Définition de la charge sismique E.
- 7- Combinaison du BAEL :
 - $1,35G + 1,5Q$: ELU
 - $G + Q$: ELS
 - 8- Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 'Combinaisons accidentelles' :
 - $G+Q \pm E$
 - $0,8G \pm E$
 - 9- Spécification des conditions aux limites ' appuis, diaphragmes'.
- Les poteaux sont supposés encastrés dans les fondations.
- Diaphragme : supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse-source).
- Déroulement de l'analyse est visualisation des résultats.

IV.4. Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul

Définition : le spectre de réponse Est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un a un séisme passé ou futur.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante (**Article 4.3.3 – formule 4.13 de RPA**).

$$\frac{S_A}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{R} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T_2} \right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T > 3s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**).

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ: Pourcentage d'amortissement critique (**RPA99 tableau (4.3)**).

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA art 4.7**).

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,50 \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité (**RPA 99. Tableau4.4**).

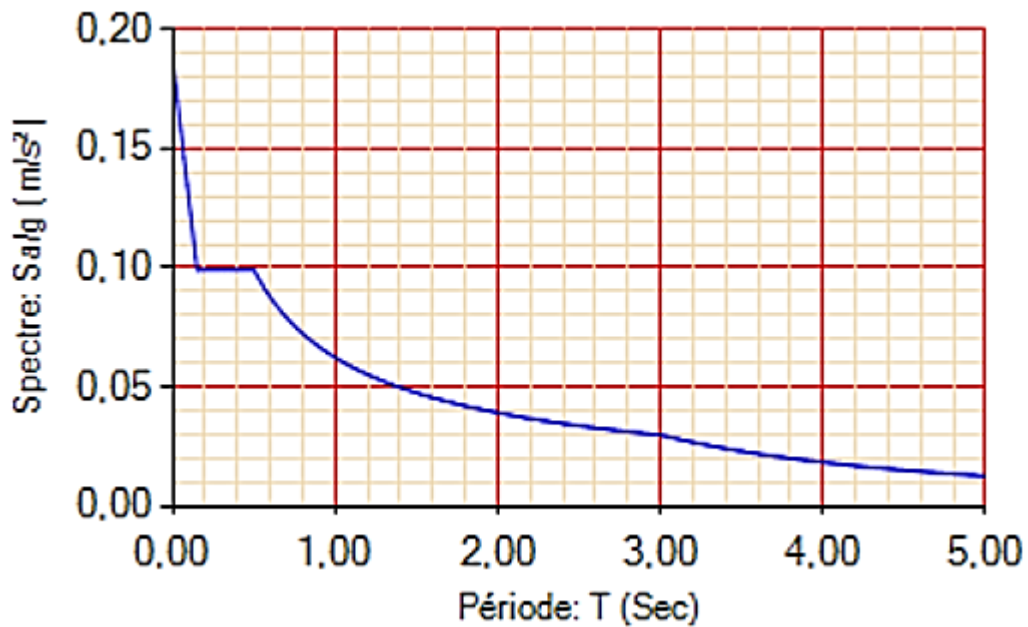
Critère	P _q	
	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	/	0.05
Régularité en élévation	/	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Obs	/
Contrôle de la qualité d'exécution	Obs	/
Q (totale)	1,2	

Tableau IV- 1: Facteur de qualité « Q »

- **Caractéristiques du spectre de réponse.**

Selon le rapport géotechnique de notre ouvrage et d'après la classification du sol du RPA, notre sol est un sol meuble (catégorie S_3).

- Zone sismique : Zone IIa «Azzefoun»
- Groupe d'usage : groupe 2 'article 3.2'
- Site : « meuble S_3 » les valeur de T_1 et T_2 sont respectivement 0,15et 0,5
- Remplissage : béton armé dense. 'Tableau 4.2'
- Système structurel : voiles-portiques.



I V.5. Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003

1- Nombre de modes à retenir (Art 4.3.4 RPA)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Periode	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,724585	74,9418	0,0129	74,9418	74,4757915
2	0,530861	0,0203	68,5224	74,9621	93,3818539
3	0,427815	0,0062	0,1144	74,9683	58,7902985
4	0,293056	0	0	74,9683	58,3453344
5	0,245052	0	0	74,9683	57,9501348
6	0,227213	4,2345	0,0001	79,2028	61,7864687
7	0,207365	8,4426	0,0002	87,6454	68,9842035
8	0,161502	0	1,0503	87,6455	67,4253998
9	0,129785	0	13,3772	87,6455	73,1920215
10	0,105144	3,8368	0,0019	91,4823	69,9436356
11	0,103847	1,2395	0,0026	92,7219	70,0163353
12	0,084796	0,0009	5,8871	92,7228	72,3134904
13	0,067415	3,2225	0,0004	95,9453	88,9695
14	0,059264	0,0088	0,0001	95,9541	88,9696
15	0,049016	1,9238	0	97,8778	88,9696
16	0,045661	0,0007	6,0621	97,8785	95,0317

Tableau IV- 2: Nombres de modes

Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,72$.
- Les deux premiers modes sont des modes de translation, le 3eme est un mode de rotation.
- On doit retenir les 16 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% selon le (RPA99).
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{\text{dyn}} < 1,3 T_{\text{RPA}}$.

2- . Vérification de la période (Art 4.2.4.42 RPA 99/2003)

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_t(h_N)^{\frac{3}{4}}$ **Formule**

Avec :

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

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

$$C_T = 0,050$$

La valeur de T calculée ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 0,05(27,35)^{\frac{3}{4}} = 0,60 \text{ s}$$

Après majoration de la période de 30%, on aura : $T = 0,60 \times 1,3 = 0,78 \text{ s}$

$$etabs = 0,72s < T_{calculée} (RPA) = 0,78s \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.

- Il faut vérifier que : $V_t \geq 0,80 V_{MSE}$ « Art 4.3.6 de RPA »

Avec :

V_t : Effort tranchant à la base de la structure « tirer des résultats de l'ETABS »

D'après les résultants de l'ETABS :

Les force en KN : $V_{xMSE} = 1832,6\text{KN}$, $V_{yMSE} = 2091,16\text{KN}$

ET :

V_{MSE} : effort donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad \text{« Art 4.2.3 »}$$

1- **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Donc : **A=0.15**

2- **W : Poids de la structure**, donné par l'ETABS :

$$W_t = 30\,273,17 \text{ KN}$$

3- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3s \end{cases}$$

- **T₂ : périodes caractéristiques** associées à la catégorie du site et donné par le **tableau 4.2**,

$$T_2 = 0,5 \text{ sec}$$

- Avec $\xi = 7\%$. On a : $\eta = \frac{\sqrt{7}}{\sqrt{(2+\xi)}} \geq 0,7$.

$$\eta = 0,76$$

$$T_2 = 0,50 \leq T = 0,78 \leq 3s$$

Donc :
$$D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,78}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,41$$

4- Force sismique à la base :

Sens X-X :
$$V_x = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{W}{R} = \frac{0,15 \times 1,41 \times 1,2}{2,5} \cdot 30273,17 = 2195,23 \text{ KN}$$

Sens Y-Y :
$$V_y = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{W}{R} = \frac{0,15 \cdot 1,41 \cdot 1,2}{2,5} \cdot 30273,17 = 2195,23 \text{ KN}$$

Sens	V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	0,8V _{statique} (KN)	0,8V _s < V _d
Sens X-X	2195,23	1832,6	1756,19	Condition vérifiée
Sens Y-Y	2195,23	2091,16	1756,19	Condition vérifiée

Tableau IV- 3: Vérification de la force sismique statique et dynamique

4- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante **Art 7.4.3.1 RPA 99/V2003**

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'air 'section brute' de la section de béton.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Exemple de calcul poteaux (50X50):

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1486,61}{50 \times 50 \times 2,5} = 0,23 \leq 0,3$$

Condition vérifiée.

Niveau	B_c (cm ²)	N (KN)	ν	Observation
I	50X50	1486,61	0,23	Condition vérifiée
II	45X45	781,65	0,15	Condition vérifiée
III	40X40	294,42	0,07	Condition vérifiée

TableauIV.4. Vérifications de l'effort normal aux niveaux des poteaux rectangulaires.

Niveau	B_c (cm ²)	N (KN)	ν	Observation
I	50	533,22	0,10	Condition vérifiée
II	40	338,94	0,10	Condition vérifiée
III	30	166,72	0,09	Condition vérifiée

TableauIV.5. Vérifications de l'effort normal aux niveaux des poteaux circulaires.

5-. Caractéristique géométriques de la structure

5.1-. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7.43 RPA 99/2003)

Story	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
S-sol	10,166	9,009	9,5257	10,018	0,64	/
E-sol	10,162	9,947	10,014	10,039	0,12	0,092
RDC	10,205	9,294	10,023	9,994	0,18	0,7
Etage 1	10,208	9,753	10,022	9,944	0,18	0,19
Etage 2	10,208	9,769	10,019	9,913	0,18	0,144
Etage 3	10,209	9,554	10,015	9,901	0,19	0,347
Etage 4	10,197	9,615	10,012	9,896	0,18	0,281
Etage -A	10,201	9,984	10,047	9,875	0,15	0,109

TableauIV.6. Vérifications de l'excentricité.

A- L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

A-1. Excentricité accidentelle : (Art 4.2.7 ; RPA 99/V2003)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times L_x = 1,0375 \text{ m}$ '

$$e_y = 0,05 \times L_y = 0,92 \text{ m}$$

A-2. Excentricité théorique :

$$e_x = XCR - XCM < 5\%L_x$$

Condition vérifiée.

$$e_y = YCR - YCM < 5\%L_y$$

Condition vérifiée.

6- Justification de la sécurité

V.7.1. Justification vis-à-vis des déformations

1- Calcul des déplacements 'Art 4.43 RPA 99/2003'

a- **Le déplacement horizontal** : à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad \text{'4.-18 RPA99 /2003'}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

b- **Déplacement relatif** : au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est donnée par :

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{'4.-19 RPA99/2003'}$$

Selon l'Art 5.10 RPA99/V2003, les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser le 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta K \leq \Delta k = 1\% h_e$$

- Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

- **Sens X-X et Sens Y-Y :**

Story	$\delta_{ek} \ x$	$\delta_{ek} \ y$	R	$\delta_k \ x$	$\delta_k \ y$	Δx	Δy	1%he	Observations
TOITURE	0,0011	0,0012	3,5	0,00385	0,0042	0,00105	0,00035	0,026	Condition vérifiée
ATTIQUE	0,0014	0,0013	3,5	0,0049	0,00455	0,00147	0,0021	0,0265	Condition vérifiée
ET4	0,00182	0,0019	3,5	0,00637	0,00665	0,00007	0,0007	0,0306	Condition vérifiée
ET3	0,0018	0,0021	3,5	0,0063	0,00735	0,00035	0,0007	0,0306	Condition vérifiée
ET2	0,0017	0,0023	3,5	0,00595	0,00805	0,00035	0,00035	0,0306	Condition vérifiée
ET1	0,0016	0,0024	3,5	0,0056	0,0084	0,00035	0,0007	0,0306	Condition vérifiée
E-SOL	0,0015	0,0026	3,5	0,00525	0,0091	0,0014	0,0014	0,034	Condition vérifiée
RDC	0,0011	0,0022	3,5	0,00385	0,0077	0,00245	0,00455	0,034	Condition vérifiée
S-SOL	0,0004	0,0009	3,5	0,0014	0,00315	0,0014	0,00315	0,0306	Condition vérifiée

Tableau IV-7: Vérification des déplacements inter-étage dans le sens X-X et Y-Y.

7- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

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

$$\theta_K = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K).

Tel que : $P_K = \sum_{i=K}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$

V_K : L'effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

h_K : Hauteur d'étage K.

- Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

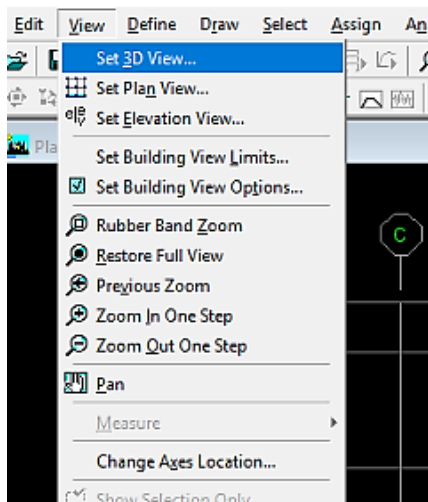
- Sens X-X et Sens Y-Y :

Story	P	VX	VY	hk	Δx	Δx	θKx	θKy	observations
TOITURE	64	5,64	7,61	2,6	0,00105	0,00035	0,0045	0,0011	Condition vérifiée
ATTIQUE	2710,51	324,52	419,08	2,65	0,00147	0,0021	0,0046	0,0051	Condition vérifiée
ET4	6412,11	674,53	841,59	3,06	0,00007	0,0007	0,0002	0,0017	Condition vérifiée
ET3	10320,98	986,08	1198,41	3,06	0,00035	0,0007	0,0011	0,0019	Condition vérifiée
ET2	14376,51	1260,57	1499,36	3,06	0,00035	0,00035	0,0013	0,0010	Condition vérifiée
ET1	18432,03	1482,37	1732,58	3,06	0,00035	0,0007	0,0014	0,0024	Condition vérifiée
E-SOL	23013,87	1665,6	1913,87	3,4	0,0014	0,0014	0,0056	0,0049	Condition vérifiée
RDC	27071,67	1773,15	2020,48	3,4	0,00245	0,00455	0,0110	0,0179	Condition vérifiée
S-SOL	31488,36	1832,6	2091,16	3,06	0,0014	0,00315	0,0078	0,01550	Condition vérifiée

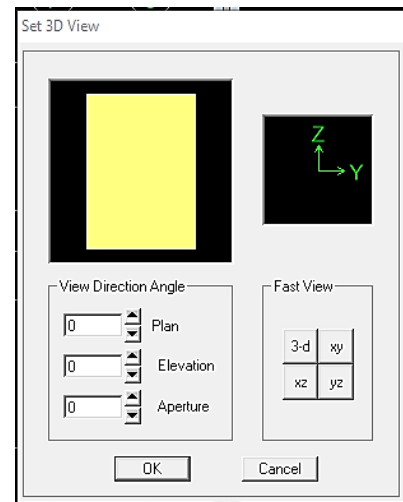
Tableau IV-8: Vérification de l'effet (P-Δ) sens X-X et Y-Y

V.6. Justification du système portiques contreventé par des voiles avec l'ETABS (Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques)

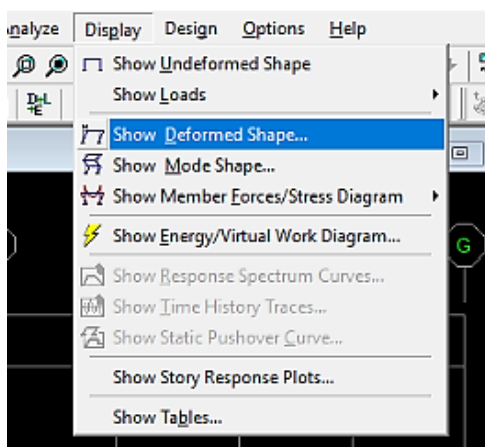
Cette étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement et leurs caractéristiques géométriques pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales (séisme). Dans un premier temps on a supposé la valeur du coefficient de comportement $R = 3,5$.



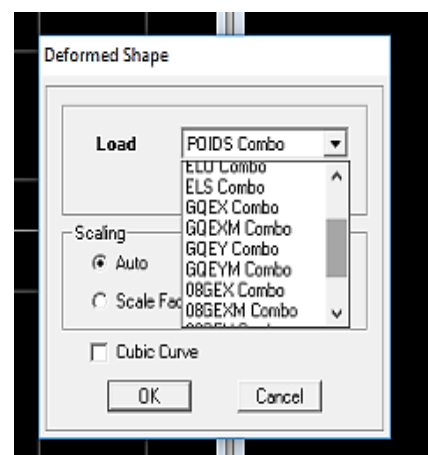
« 1 »



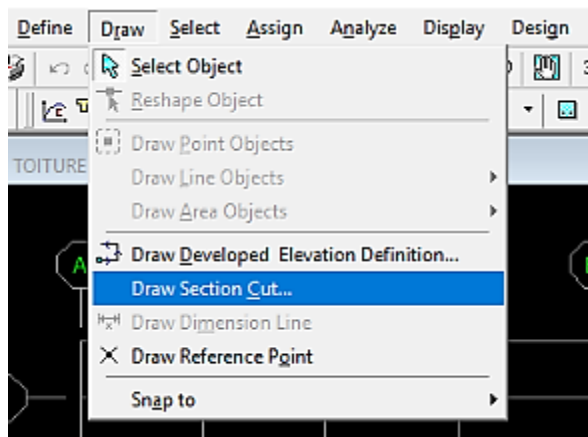
« 2 »



« 3 »



« 4 »



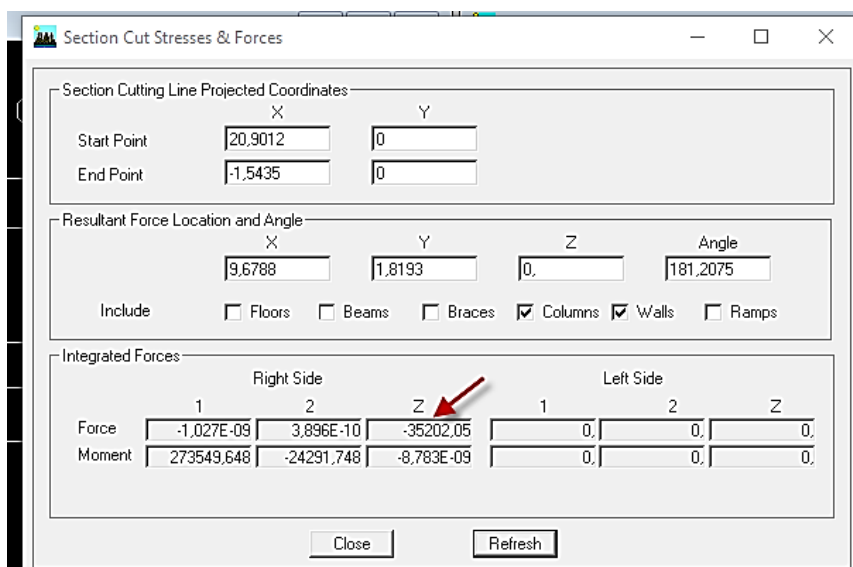
« 5 »



« 6 »

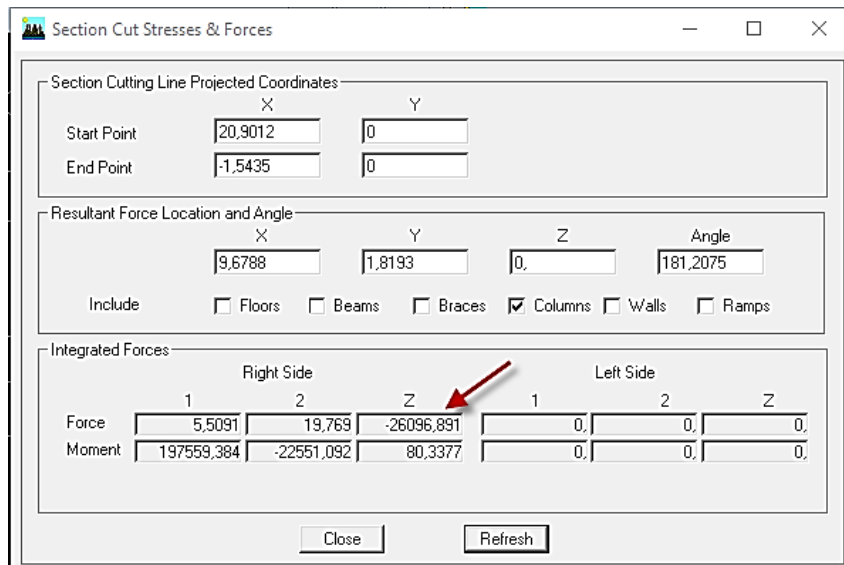
- Les charges verticales :

- Charges verticales totales **35202,05 KN** —————> **100%**



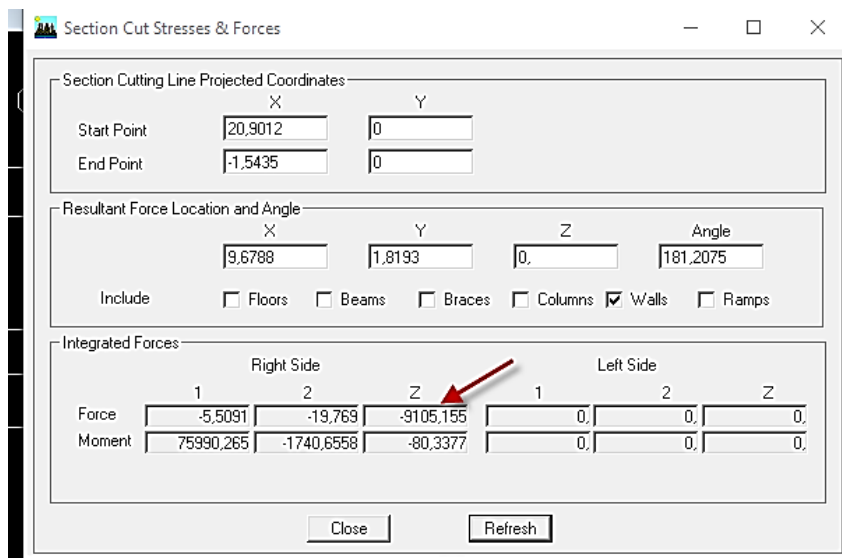
« 7 »

- Charges verticales reprises par les portiques **26096,891 KN** —————> **74%**



« 8 »

- Charges verticales reprises par les voiles **9105,155 KN** —————> **26%**



« 9 »

Analyse des résultats :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99/V2003). Ce qui implique que le coefficient de comportement de la structure est égal à 3,5 « **R= 3.5** ».

Conclusion

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- L'effet P- Δ est vérifié.
- Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

**CHAPITRE
V**

**CHAPITRE V
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX**

V.1.Ferraillage des poteaux

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section d'une quantité $e = \frac{M}{N}$

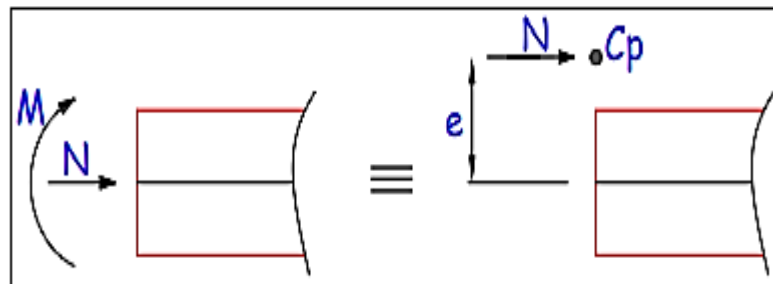


Figure V.1. Application de l'Effort normal.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme. Une section soumise à la flexion composée peut être entièrement tendue, partiellement comprimée et entièrement comprimée. Les sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- N maximale et M correspondant (N_{max} & M_{corr}).
- N minimale et M correspondant (N_{min} & M_{corr}).
- M maximale et N correspondant (N_{corr} & M_{max}).

Combinaisons de charges :

- Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

V.1.1. Les recommandations du RPA99 modifié 2003

A- Pour les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

Sections des poteaux	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	$A_{min}=0,8\% \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max}=0,04 \times b \times h$	Zone de recouvrement $A_{max}=0,06 \times b \times h$
50X50	20	100	150
45X45	16,20	81	121,5
40X40	12,80	64	96
50Ø	15,7	78,5	117,75
40Ø	10,05	50,24	75,36
30Ø	5,65	28,26	42,39

Tableau V.1. Sections minimale et maximale dans les poteaux.

B- Pour les armatures transversales (Art.7.4.2.2)

Selon le RPA99/V2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture.

Il est pris égal: $\rho_a = 2,5$ si ($\lambda_g \geq 5$).
 et $\rho_a = 3,75$ dans le cas contraire.

t : Espacement des armatures transversales donc la valeur est déterminée dans la formule (7-1) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la **zone nodale** : $t \leq \min(10\varnothing_1, 15\text{cm})$ en zone IIa

Dans la **zone courante** : $t \leq 15 \varnothing_1$ en zone Iia

Ou : \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

Avec : λ_g est l'élançement géométrique du poteau. $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

ET a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_1$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Etape de calcul en flexion composée à l'ELU

A- Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u > \left[\frac{h}{2} - c \right] \quad \text{Ou} \quad N_u(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c)bh f_{bu}$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c \right]$; M_f : moment fictif.

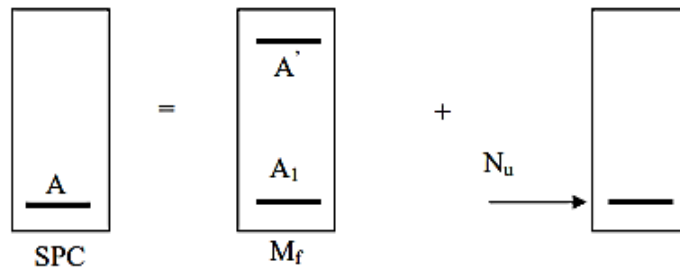


Figure V.2. Section d'un poteau à SPC

V.1.3. Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad ; \quad \text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$$

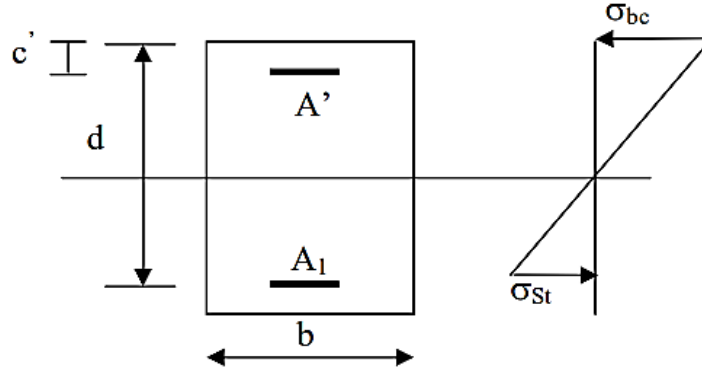
- (-) N : Effort de compression
- (+) N : Effort de traction

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392$ La section est doublement armée.

Et on calcul : $M_r = \mu b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Avec :

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

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b-Section entièrement comprimée (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left[\frac{h}{2} - c \right]$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left[0,337 - \frac{0,81c'}{h} \right] b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1- Si : $\left[0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bu} < N_u(d - c') - M_f < \left[0,5 - \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = N - \frac{100\Psi b h f_{bu}}{100\sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec : $\Psi = \frac{\left[0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b H^2 f_{bu}} \right]}{0,8571 - c'/H}$

2- Si : $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0,5 - \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle donc c'est une compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

Zo ne	Sec	N (KN)	M (KN.m)	C	d	e	h/2-c	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min}	Ch.arm	A _{adop} cm ²
1	50X50	-1780,9	-7.331	0,03	0,4 7	0,004 1	0,22	SE C	0	0	20	4HA20 + 4HA16	20,60
		893,02	9,811	0,03	0,4 7	0,010 9	0,22	SE C	0	0			
		-854,65	-76,022	0,03	0,4 7	0,088	0,22	SE C	0	0			
2	45X45	-1046,48	-15,094	0,03	0,4 2	0,014 4	0,19 5	SE C	0	0	16,2	4HA20 + 4HA16	20,60
		249,77	4,945	0,03	0,4 2	0,019 0	0,19 5	SE C	0	0			
		-513,82	-67,194	0,03	0,4 2	0,130	0,19 5	SE C	0	0			
3	40X40	-613,23	-18,063	0,03	0,3 7	0,013	0,16	SE C	0	0	12,8	4HA16 + 4HA14	14,02
		68,29	0,729	0,03	0,3 7	0,010 6	0,17	SE C	0	0			
		178,66	68,2	0,03	0,3 7	0,38	0,17	SP C		0			

Tableau V.1.2. Resultats de ferrillages à l'ELU pour les poteaux rectangulaire.

Remarque : Le ferrillage des poteaux se fait par zones tel que

ZONE 1 : Sous-sol, RDC et entresol

ZONE 2 : 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage

ZONE 3 : 4^{eme}, 5^{eme}, comble

Pour le calcul des poteaux circulaire on ferraille avec le logiciel SOCOTEC, le résultat est donné ci-dessous :

Zon e	Section	N (KN)	M (KN.m)	h/2-c	e	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{sup} (cm ²)	A _{min}	Ch.arm	A _{adop} cm ²
1	D=50	-585,35	-5,982	0,20	0,010	SEC	0	0	15,7	4HA20 + 4HA16	20,60
		25,9	47,64	0,20	1,83	SPC	/	0			
		17,64	49,815	0,20	2,82	SPC	/	0			
2	D=40	-364,52	-12,204	0,16	0,033	SEC	0	0	10,05	4HA16 + 4HA14	14,20
		-29,41	17,977	0,16	0,61	SPC	/	0			
		-202,47	-27,609	0,16	0,136	SEC	0	0			
3	D=30	-187,2	-6,584	0,12	0,035	SEC	0	0	5,65	4HA14 + 4HA12	10,68
		-2,52	5,195	0,12	2,06	SPC	/	0			
		-96,25	-13,409	0,12	0,139	SPC	/	0			

Tableau V.1.3. Résultats de ferrillages à l'ELU pour les poteaux circulaire.

Remarque : Le ferrillage des poteaux se fait par zones tel que

ZONE 1 : Sous-sol, RDC et entresol.

ZONE 2 : 1^{er}, 2^{eme} étage.

ZONE 3 : 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} étage.

V.1.2. Vérification à l'ELU

- Les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales (Art A.8.1,3 BAEL 91/ modifiée 99)

- **Pour les poteaux rectangulaire :**

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm.} \quad \text{Soit : } A_t = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 (Art A8.1,3)	Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2.)
$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ <p>Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux.</p> $S_t \leq \min\{15(1,4); 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq 21 \text{ cm soit : } S_t = 15\text{cm.}$	<p><u>En zone courante :</u></p> $s_t = \min\left[\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 15\phi_1^{\min}\right]$ $= \min\left[\frac{40}{2}; \frac{40}{2}; 15 \times 1,4\right]$ $S_t \leq 21 \text{ cm soit : } S_t = 15\text{cm}$ <p><u>En zone nodale :</u></p> $S_t \leq \min [15 \text{ cm}; 14\text{cm}]$ $s_t \leq 14\text{cm soit : } S_t = 10\text{cm}$

- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0.3 \% S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0.8 \% S_t \times b_1$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 L_0$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Pour les poteaux rectangulaires :

Poteaux	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{\min}[\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}}[\text{cm}^2]$	Observation
				Zone courante St=15 cm	Zone nodale St=10 cm		
50X50	306	2,142	5,35	2,25	1,5	3,14	Condition vérifiée
	340	2,38	5,95				
45X45	306	2,142	6,12	2,025	1,35	3,14	Condition vérifiée
40X40	306	2,142	7,14	1,8	1,2	3,14	Condition vérifiée
	265	1,855	6,18				

Tableau V.1.4. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

Pour les poteaux circulaires :

Poteaux	Hauteur	L _f	λ _g	A _t ^{min} [cm ²]		A _{adoptée} [cm ²]	Observation
				Zone courante St=15 cm	Zone nodale St=10 cm		
50	306	2,142	4,284	2,25	1,5	3,14	Condition vérifiée
	340	2,38	4,76				
40	306	2,142	5,35	1,8	1,2	3,14	Condition vérifiée
30	306	2,142	7,14	1,35	0,9	3,14	Condition vérifiée
	265	1,855	6,18				

Tableau V.1.5. Vérification de la quantité d'armatures transversales.

- Délimitation de la zone nodale (Art.7.4.2.1RPA 99/V2003)

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	H	h'
Poteau 50X50 Poteau D=50	3.06	h' = Max ($\frac{306-35}{6}$; 50; 50; 60) = 60cm h' = Max ($\frac{306-35}{6}$; 50; 50; 60) = 60cm
	3,40	h' = Max ($\frac{340-35}{6}$; 50; 50; 60) = 60cm h' = Max ($\frac{340-35}{6}$; 50; 50; 60) = 60cm
Poteau 45X45 Poteau D=40	3.06	h' = Max ($\frac{306-35}{6}$; 45; 45; 60) = 60cm h' = Max ($\frac{306-35}{6}$; 40; 40; 60) = 60cm
Poteau 40X40 Poteau D=30	3.06	h' = Max ($\frac{306-35}{6}$; 40; 40; 60) = 60 cm
	2,65	h' = Max ($\frac{265-35}{6}$; 30; 30; 60) = 60cm

Tableau V.1.6. Vérification de la zone nodale.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40Ø en zone IIa

Ø16 L_r = 40X1,6 = 64 CM

Ø14 $L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ CM}$

- Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003) :

$$\text{On doit verifier que : } \tau_{bu} = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

- Pour les poteaux rectangulaires

Poteau (cm ²)	h _e (m)	B=h (mm)	λ _g ≥ 5	d (mm)	T _u X10 ³ N	τ _b (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
50X50	3.06	50	5,35	470	7,82	0.033	1,875	Condition vérifiée
	3,40		5,95					
45X45	3.06	45	6,12	420	10,3	0,05	1,875	Condition vérifiée
40X40	3.06	40	7,14	370	12,38	0,08	1,875	Condition vérifiée
	2,65		6,18					

Tableau V.1.7. Vérification au cisaillement.

- Pour les poteaux circulaires :

Poteau (cm ²)	h _e (m)	B=h (mm)	λ _g ≥ 5	d (mm)	T _u X10 ³ N	τ _b (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
50	3.06	50	4,284	450	6,23	0,027	1	Condition vérifiée
	3,40		4,76				1	
40	3.06	40	5,35	360	8,08	0,056	1,875	Condition vérifiée
30	3.06	30	7,14	250	4,48	0,059	1,875	Condition vérifiée
	2,65		6,18					

Tableau V.1.8. Vérification au cisaillement.

V.1.3.Verification à l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans l'acier.

- **Vérification vis -à vis de l'état limite de service : Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul poteaux (50X50)

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{5,269}{1292,65} = 0,004 < \frac{h}{6} = \frac{0,50}{6} = 0,083 \quad \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$S = bh + 15(As + As') = 50 \times 50 + 15(20,6 \times 2) = 3118 \text{ cm}^2$$

$$X_G = \frac{A'_s(0,5h-d') - A_s(d-0,5h)}{S} = \frac{20,6(0,5(50)-47) - 20,6(47-0,5(50))}{3118} = -0,29 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + 15 [A'_s(0,5 h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0,5h - X_G)^2]$$

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} + 50 \times 50 \times (0,29)^2 + 15 [20,6(0,5 \times 50 - 47 + 0,29)^2 + 20,6(47 - 0,5 \times 50 + 0,29)^2] =$$

$$I = 820207,557 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \frac{1292,65 \times 10^3}{3118 \times 10^2} + \frac{1292,65 \times 10^3(0,004 + 2,9)(250 + 2,9)}{820207,557 \times 10^4}$$

$$\sigma_{sup} = 4,261 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \frac{1292,65 \times 10^3}{3118 \times 10^2} - \frac{1292,65 \times 10^3(0,004 + 2,9)(250 + 2,9)}{820207,557 \times 10^4}$$

$$\sigma_{inf} = 4,03 \text{ MPa}$$

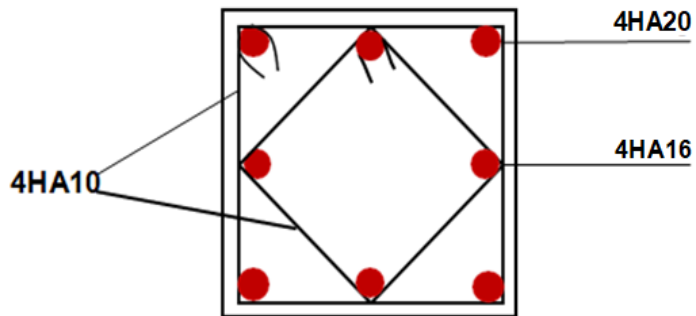
$$\sigma_{bc} = \max[\sigma_{sup}; \sigma_{inf}]$$

Zone	Section	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bc} \text{ max}$	σ_{bc}	Observation
1	50X50	-1292,65	-5,269	4,261	15	Condition vérifiée
		-200,95	1,804	0,66	15	Condition vérifiée
		-822,47	23,755	2,71	15	Condition vérifiée
2	45X45	-760,99	-10,967	3,02	15	Condition vérifiée
		-105,9	3,85	1,31	15	Condition vérifiée
		-440,84	21,222	1,75	15	Condition vérifiée
3	40X40	-445,77	-13,102	2,26	15	Condition vérifiée
		-11,22	-11,921	7,87	15	Condition vérifiée
		-41,57	-29,7	6,56	15	Condition vérifiée
1	D=50	-427,18	-4,309	1,79	15	Condition vérifiée
		-29,42	7,743	2,567	15	Condition vérifiée
		-57,5	14,094	1,09	15	Condition vérifiée
2	D=40	-266,03	-8,852	3,34	15	Condition vérifiée
		-123,89	5,97	1,75	15	Condition vérifiée
		-200,74	-10,675	2,85	15	Condition vérifiée
3	D=30	-136,67	-4,774	1,19	15	Condition vérifiée
		-10,97	2,951	0,987	15	Condition vérifiée
		-80,75	-5,556	1,34	15	Condition vérifiée

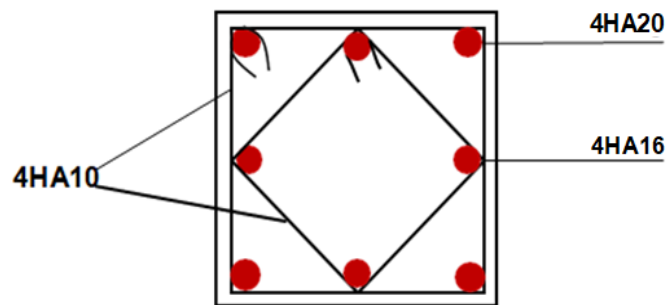
Tableau V.1.9.Verification de la contrainte du béton

Conclusion :

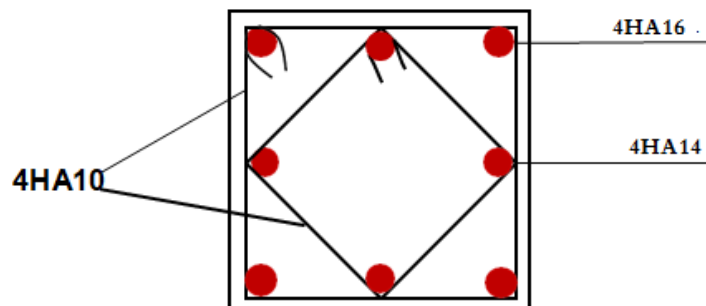
Schémas de ferrailage des poteaux rectangulaire :



FigV.1.4.Ferailage poteau 50X50.

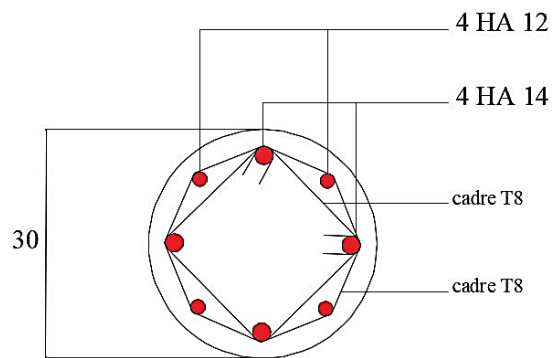


FigV.1.5.Ferailage poteau 45X45.

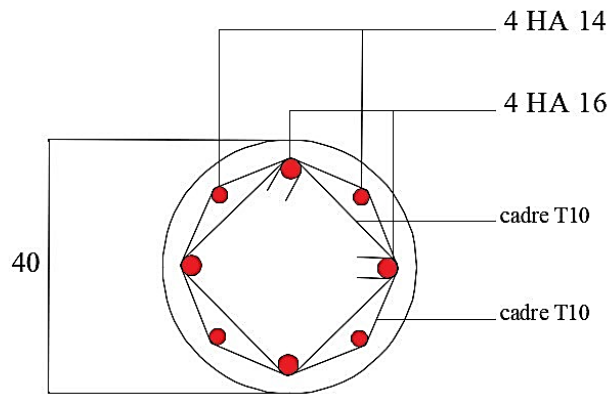


FigV.1.6.Ferailage poteau 40X40.

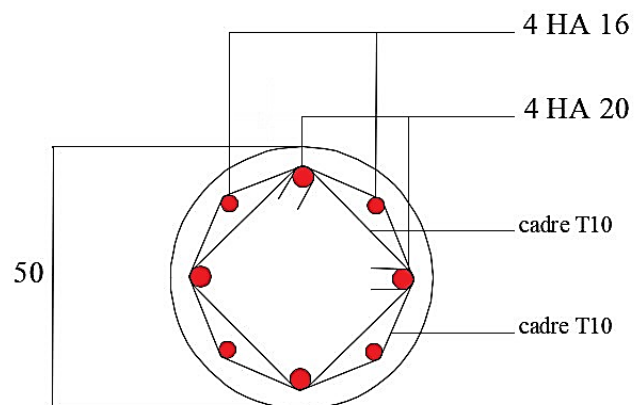
Schémas de ferrailage des poteaux circulaire :



FigV.1.7.Ferailage poteaux Ø30.



FigV.1.8.Ferailage poteaux Ø40.



FigV.1.9.Ferailage poteaux Ø50.

V.2.Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus Défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G+Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

V.2.1 : Recommandations du RPA99 version 2003

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section :

$$A_{\min} = 0,5\% (bxh)$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux
 $A_{\max} = 4\% (bxh)$: En zone courante.
 $A_{\max} = 6\% (bxh)$: En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	Pourcentage total minimum	Pourcentage total maximum	
	$A_{\min} = 0,5\% (bxh)$	Zone courante $A_{\max} = 4\% (bxh)$	En zone de recouvrement. $A_{\max} = 6\% (bxh)$
Poutre principale (30X40)	6	48	72
Poutre secondaires (30X35)	5,52	42	63

Tableau V.2.1.Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

a) Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

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

$$S_{tmax} = \text{Min} (h/4, 12\phi) \text{ en zone nodale et en travée.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

La valeur du diamètre(ϕ) des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2.Etape de calcul des armatures longitudinales

a- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bxd^2xf_{bu}} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85xf_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ cas accidentel.
- $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ cas durable.

Situation	béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPA)	F_{bu} (MPA)	γ_s	Fe (MPA)	σ_s (MPA)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

Tableau V.2.2. Différentes caractéristiques de béton et de l'acier

b- Moment réduit limite :

Avec : Fe400

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{on a : } \mu_l = 0,392$$

On distingue deux cas :

-Si $\mu < \mu_l = 0,392$ on a une section simplement armée SSA.

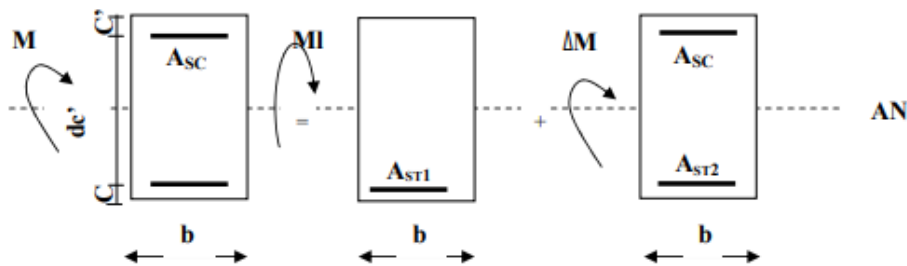
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire : $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{M}{\beta x d x \sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

-Si $\mu > \mu_l = 0,392$ on a une section doublement armée SDA

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta x d x \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_{st}}$$



1- Les poutres principales (30x40):

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{60,267 x 10^3}{30 x 37,5^2 x 14,2} = 0,101 < 0,392 \quad \dots \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,947 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{M}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{60,267 x 10^3}{0,947 x 37,5 x 348} = 4,87 \text{ m}^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{85,452 x 10^3}{30 x 37,5^2 x 14,2} = 0,142 < 0,392 \quad \dots \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,923 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{M_a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{85,452 x 10^3}{0,923 x 37,5 x 348} = 7,09 \text{ cm}^2$$

	$M_{\text{max}}(\text{KN.m})$	μ_b	observation	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
En travée	60,267	0,101	SSA	0,947	4,87	3HA16	6,03
Aux appuis	85,452	0,142	SSA	0,923	7,09	3HA16+2HA12	8,29

Tableau V.2.3.Ferrailage des poutres principales.

2- Les poutres secondaires proches liées aux voiles (30x35):

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{109,269 x 10^3}{30 x 32,5^2 x 14,2} = 0,242 < 0,392 \quad \dots \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,859 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{M}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{109,269 \times 10^3}{0,859 \times 32,5 \times 348} = 11,25 m^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{110,336 \times 10^3}{30 \times 32,5^2 \times 14,2} = 0,245 < 0,392 \quad \dots \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,856 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{M_a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{110,336 \times 10^3}{0,856 \times 32,5 \times 348} = 11,39 cm^2$$

	$M_{max} (kn.m)$	μ_b	observation	β	$A_{st} (cm^2)$	Ferraillage	$A_{adopté} (cm^2)$
En travée	109,269	0,242	SSA	0,859	11,25	3HA16+3HA16	12,06
Aux appuis	110,336	0,245	SSA	0,856	11,39	3HA16+3HA16	12,06

Tableau V.2.4.Ferraillage des poutres secondaires liées aux voiles.

3- Les poutres secondaires non liées aux voiles (30x35):

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{47,225 \times 10^3}{30 \times 32,5^2 \times 14,2} = 0,104 < 0,392 \quad \dots \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,945 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{M}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{47,225 \times 10^3}{0,945 \times 32,5 \times 348} = 4,42 m^2$$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{55,016 \times 10^3}{30 \times 32,5^2 \times 14,2} = 0,122 < 0,392 \quad \dots \quad \text{SSA}$$

$$\beta = 0,935 \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{M_a}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{55,016 \times 10^3}{0,935 \times 32,5 \times 348} = 5,20 cm^2$$

	$M_{max} (kn.m)$	μ_b	observation	β	$A_{st} (cm^2)$	Ferraillage	$A_{adopté} (cm^2)$
En travée	109,269	0,104	SSA	0,945	4,42	3HA16	6,03
Aux appuis	110,336	0,122	SSA	0,935	5,20	3HA16	6,03

Tableau V.2.4.Ferraillage des poutres secondaires non liées aux voiles.

V.2.3.Vérifications à l'ELU

a- Condition de non fragilité (Art A.4.2 BAEL 91 modifiée 99)

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 x b x d x f_{t28}}{f_e}$$

1- Poutres principales (30x40) :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 x b x d x f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 1,36 cm^2$$

2- Poutres secondaires (30x35) :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 x b x d x f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 1,18 cm^2$$

- Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poutres		A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Vérifications
Principales	En travée	6,03	1,36	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,29	1,36	Condition vérifiée
Secondaires liées aux voiles	En travée	12,06	1,18	Condition vérifiée
	Aux appuis	12,06	1,18	Condition vérifiée
Secondaires non liées aux voiles	En travée	4,62	1,18	Condition vérifiée
	Aux appuis	6,88	1,18	Condition vérifiée

Tableau V.2.5. Condition de non fragilité.

b- Vérifications aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad ; \quad T_u^{max} : \text{Effort tranchant maxim}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) ; \quad \bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poutres		Effort tranchant KN	b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
Principales		101,08	30	37,5	0,89	3,33	Condition vérifiée
Secondaire	Liée aux voiles	165,68	30	32,5	1,69		
	Non liées aux voiles						
		T_{max}	30	32,5	0,46	3,33	Condition vérifiée

Tableau V.2.6. Vérifications aux cisaillements.

c- Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Influence sur le béton : (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

Il faut vérifier que :

$$T_{umax} \leq T_u = 0,4x \frac{0,9xbxdx f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutre principale (30x40) :

$$T_{umax} \leq T_u = 0,4x \frac{0,9x0,30x0,375x25000}{1,5} = 675 \text{ KN}$$

- Poutre secondaire (30x35) :

$$T_{umax} \leq T_u = 0,4x \frac{0,9x0,30x0,325x25000}{1,5} = 585 \text{ KN}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Effort tranchant KN	b (cm)	d (cm)	FC28 (MPa)	\bar{T}_u (MPa)	Observations
Principales	101,08	30	37,5	25	675	Condition vérifiée
Secondaire Liées	T_{max}	165,68	30	25	585	Condition vérifiée
Non liées		45,07	30	32,5		

Tableau V.2.7. Influence de l'effort tranchant sur le béton.

d- Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} \quad \text{Avec:} \quad \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Et:} \quad \tau_{se} = \frac{T_{umax}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$; coefficient scellement HA.

$\sum U_i$; Somme des périmètres utiles des barres.

• Poutres principales (30x40)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 16 + 2 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{101,08 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 226,08} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,32 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Poutres secondaires non liées (30x35)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 16 + 2 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{45,07 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 226,08} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,68 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Poutres secondaires liées (30x35)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 16 + 2 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{165,68 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 226,08} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,5 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e- **Ancrage des barres**

- **Longueur de scellement (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99)**

$$L_s = \varnothing \frac{f}{4\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\Psi^2 f_{28} = 0,6x(1,5^2)x2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

- Pour les \varnothing_{16} : $L_s = \frac{1,6x400}{4x2,84} = 56,43 \text{ cm}$
 - Pour les \varnothing_{12} : $L_s = \frac{1,2x400}{4x2,84} = 16,93 \text{ cm}$
 - Pour les \varnothing_{14} : $L_s = \frac{1,4x400}{4x2,84} = 49,29 \text{ cm}$
- $L_s \text{ max} = 56,43$. On opte pour $L_s = 60 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 56,43(0,4) = 22,57 \text{ cm}$$

f- **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varnothing_l; \frac{b}{10}\right) = \min(1,14; 1,2; 3) = 1,14 \text{ cm}$$

\varnothing_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

On prend : $\varnothing = 8 \text{ mm}$ et on choisira un cadre + un étrier soit

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

g- **Espacement d'armatures et vérification des armatures transversales minimales :**- **Poutres principales (30X40) :****Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_l\right) \quad \dots \quad S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12x1,2\right)$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{ET : } A_{t\min} = 0,003xS_txb$$

$$A_{t\min} = 0,003x10x30 = 0,9 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \dots \quad S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

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

$$\text{ET : } A_{t\min} = 0,003x15x30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- **Poutres secondaire (30x35) :****Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \quad \dots \quad S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right)$$

$$\text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{ET : } A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.**Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \dots \quad S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

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

$$\text{ET : } A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.h- **Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1. RPA 99 v2003)**

$$L' = 2 \times h$$

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

$$h' = 60 \text{ cm}$$

$$\text{- Poutre principale : } L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{- Poutre secondaire : } L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

Avec : h : hauteur de la poutre.

b1 et h1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 [cm] au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.4. Vérifications à l'ELS**a- Vérification de la résistance du béton à la compression (Art A.4.5,2 BAEL 91/99)**On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \sqrt{f_{c28}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

 β_1 et K_1 en fonction de :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant :

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

		Moments à l'ELS (KN.m)	A_{st} (cm) ²	b (cm)	d	ρ	β_1	K1	σ_{st} (MPa)	σ_{BC} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	obse	
Poutre principales	En travée	42,3	6,03	30	37	0,536	0,890	30,45	210,18	6,90	15	Condition vérifiée	
	Aux appuis	56,976	8,29	30		,5	0,736	0,875	25	209,45	8,38	15	Condition vérifiée
Poutres secondaires	Liées aux voiles	t	29,959	12,06	32	1,236		0,849	18,11	90,03	4,98	15	Condition vérifiée
		a	43,165	12,06				,5			129,71	7,16	
	Non liées	t	16,195	4,62	30	32	0,473	0,895	32,62	121,03	3,72	15	Condition vérifiée
		a	24,644	6,88		,5	0,705	0,878	25,65	125,52	4,90		

Tableau V.2.8. Vérifications des contraintes à l'ELS.

b- Etat limite de déformation :

Vérification de la flèche (Art B.6.5.2. BAEL 91 modifiée 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « f ».

Valeurs limites de la flèche :

Pour : $L \leq 5m \dots f = \frac{L}{500}$ avec : L portée mesurée entre nus d'appuis.

- Poutres secondaires : ... $f = \frac{L}{500} = \frac{360}{500}$
- Poutres principales : ... $f = \frac{L}{500} = \frac{500}{500}$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

- Poutres secondaires : ... $f = 0,011 < 0,72$
- Poutres principales : ... $f = 0,077 < 1$

La flèche est vérifiée.

Disposition des armatures

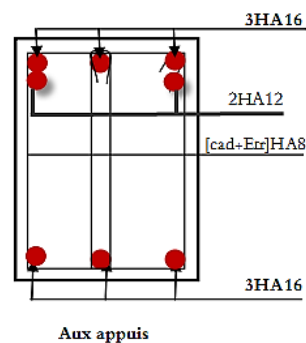
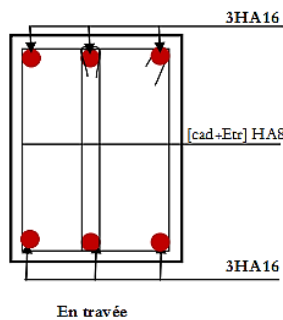
Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que être au moins égale à :

- 1/5 de la plus grande portée des deux t appui n'appartenant pas à une travée de rive
- 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

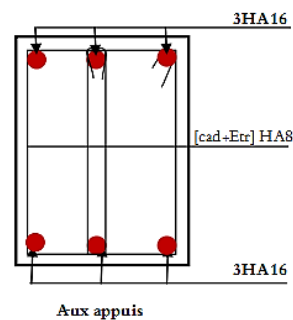
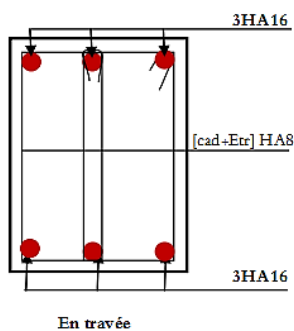
La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

V.2.5. Ferrailages des poutres :

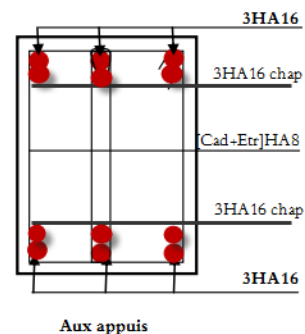
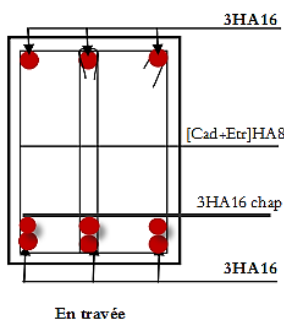
POUTRES PRINCIPALES (30X40)



POUTRES SECONDAIRE NON LIEES AUX VOILES (30X35)



POUTRES SECONDAIRE LIEES AUX VOILES (30X35)



V.3.Ferraillage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi les sollicitations horizontales dues aux séismes.

V.3.1.Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues au charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $1,35 G + 1,5 Q$
G+Q
- Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

V.3.2. Ferraillages des voiles pleins

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : Sous-sol ; étage courant

Zone II : RDC ; entresol

Zone III : étage attique ; comble.

V.3.3. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes, sous les sollicitations les plus défavorables.

a- Détermination des contraintes

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M V'}{I}$$

Avec :

N : effort normal

M : Moment fléchissant

B : Section transversale du voile

V et V' : Bras de levier, sachant que $V = v' = \frac{L_{voile}}{2}$

I : moment d'inertie

- Le calcul se fera pour des bandes de largeur « d », tel que :

$$d \leq \min \left[\frac{h_e}{2}; \frac{2l_c}{3} \right]$$

Avec :

L_c : Longueur de la zone comprimée. $L_c = [\sigma_{max} / \sigma_{max} + \sigma_{min}] \times L$

L_t : Longueur de la zone tendue. $L_t = L - L_c$

h_e : Hauteur d'étage.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

b) Calcul des efforts normaux :

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

e : épaisseur du voile

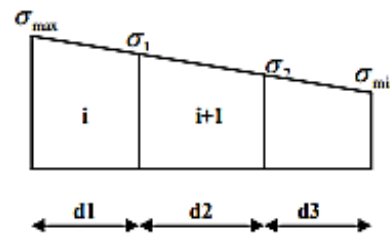


Fig.V -1 : Section entièrement comprimée

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

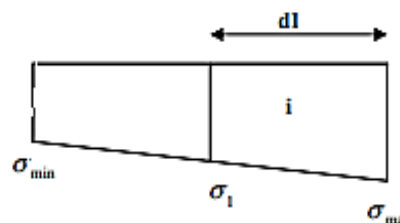


Fig.V -2 : Section entièrement tendue.

- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

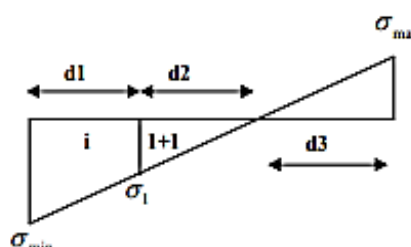


Fig. V -3 : Section partiellement comprimée.

C – Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = N_i + B_t \cdot \frac{f_{c28}}{\sigma_s}$$

B_t : section de la bande $B_t = d \cdot e$

$$A_{min} \geq 4\text{cm}^2 \text{ et } 0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec : B : section du béton comprimé.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{min} \geq \max\left[0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005 \cdot B\right]$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{min} \geq \max\left[\frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s}; B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right]$$

d – Armatures minimales RPA 99 :

$$A_{min} \geq 2\% (B^t) \quad \text{Avec : } B^t \text{ : section du béton tendu.}$$

e- Armatures horizontales (Art 7.7.4.2 RPA99/v2003)

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de 10Φ , la section des armatures doit être :

$$A_h \geq 0,15B \quad ; \quad B \text{ : section du voile}$$

$$A_h \geq \frac{A_{vt}}{4}$$

$$\text{D'où : } A_h \geq \max\left[\frac{A_{vt}}{4}; 0,15\%(B)\right]$$

- **Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.**

f- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures.

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4(V_u)$$

- **Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.**

g- Armatures transversal :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures et les empêchent du flambement. Ce sont généralement des épingles dont le nombre minimal est de 4 épingles par mètre carré.

h- Les Potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau La section d'armatures des potelets doit être supérieure au égale à **4HA10 (RPA 99/2003)**

8) Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 5.1 e$$

Avec : e : Epaisseur du voile

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

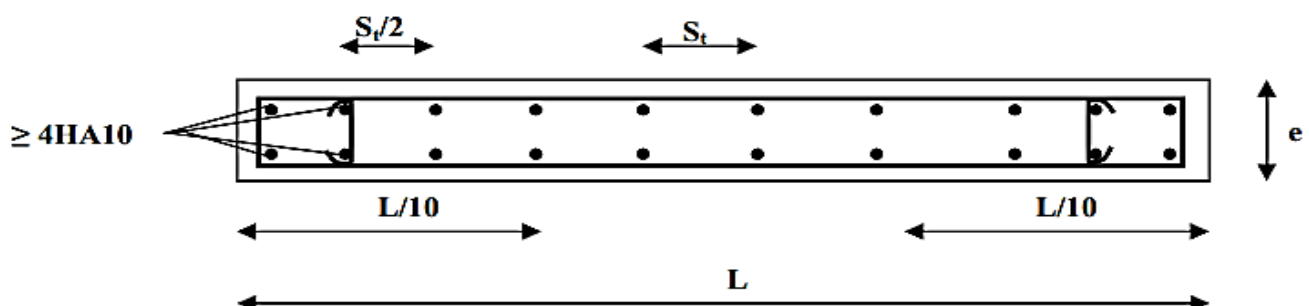
Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges. Chapitre VI Ferrailage des éléments structuraux 154

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



FigV.3.4.coupe du voile longitudinale.

V.3.3. Vérification à l'ELS :

1- Contrainte du béton à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A_v}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal de service,
 B : Section du béton comprimé,
 A_v : Section d'armatures verticales.

2 – Contrainte de cisaillement

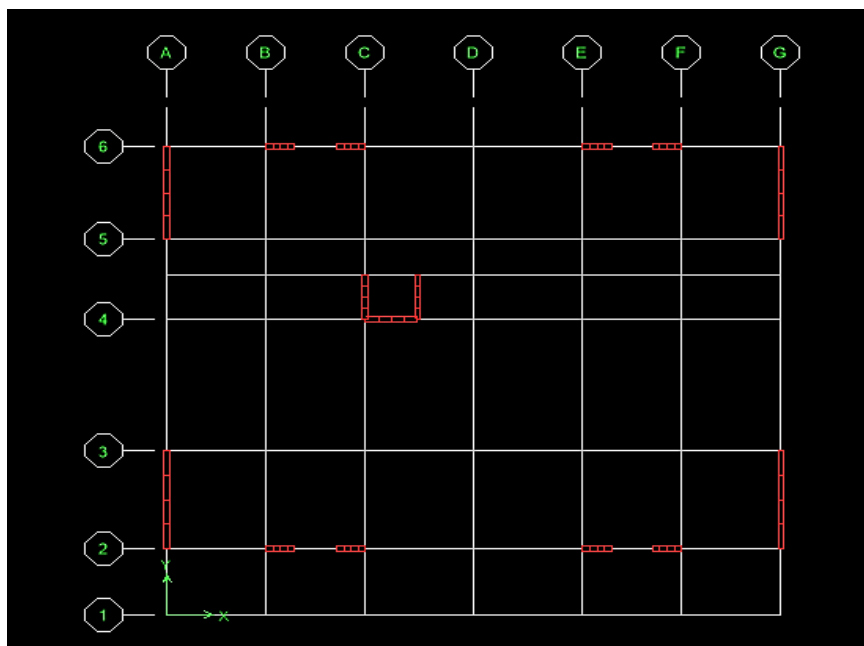
$$\tau_b \leq \tau_b = 0,2 f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = 1,4 \cdot \frac{T_k}{b_0 \times d}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du voile,
 d : Hauteur utile ($d = 0,9h$),
 h : Hauteur total de la section.

$$\tau_u \leq \tau_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{T_k}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } \tau_u \text{ : Contrainte de cisaillement}$$

$$\tau_u = \min \left[0,20 \frac{xf_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right]$$

- Dispositions des voiles



V.3.3.1.Exemple de calcul de voile zone I :

1- Caractéristiques géométriques

$$L = 3,50 \text{ m} ; \quad e = 0,20\text{m} ; \quad B=0,70 \text{ m}^2 ; \quad I = 0,71\text{m}^4$$

$$V = V' = \frac{3,50}{2} = 1,75 \text{ m}$$

2 – Sollicitation de calcul

Du logiciel ETABS on tire les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{tmax} = 3569,74\text{MPa} > 0$$

$$\sigma_{min} = -5763,31 < 0$$

On a **Section partiellement comprimée.**

3 – Calcul de la longueur tendu, comprimée et d :

$$\text{Avec : } L_c = \left(\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \right) \times L = \left(\frac{3569,74}{3569,74 + 5763,31} \right) \times 3,5 = 1,34 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3,5 - 1,34 = 2,16 \text{ m} \quad \text{et} \quad d \leq \min \left[\frac{h_e}{2} = \frac{3,06}{2} = 1,53 \text{ m}; \frac{2L_c}{3} = 0,90\text{m} \right]$$

$$d_1 = 0,90 \text{ m} \quad \text{et} \quad d_2 = 1,26\text{m}$$

5 – Calcul de la contrainte:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{5763,31(2,16 - 1,26)}{2,16} = 3361,90\text{KN/m}^2$$

6- Calcul des efforts normaux :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{5763,31 + 3361,90}{2} \cdot 0,90 \times 0,20 = 821,3\text{KN}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot 2 \cdot e = \frac{3361,90}{2} \cdot 0,90 \times 0,20 = 302,6 \text{ KN}$$

7- Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{er}} \text{ bande} : A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s} = \frac{821,3}{348} \times 10 = 23,60\text{cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande} : A_{v2} = \frac{302,6}{348} \times 10 = 8,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 1,4 \times T_u}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 434,76 \times 10}{400} = 16,73 \text{ cm}^2$$

8- Calcul des sections totales :

$$1^{\text{er}} \text{ bande} : A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 23,6 + 4,2 = 27,8 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande} : A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,7 + 4,2 = 12,9 \text{ cm}^2$$

- Pour une section partiellement comprimée :

$$A_{min} = \max\left(0,005B; \frac{0,23XBXF_{T_{28}}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = \max\left(0,002 \times 350 \times 20 = 14 \text{ cm}^2; \frac{0,23 \times 3500 \times 2,1}{400} = 4,22 \text{ cm}^2\right) = 14 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures:**

1^{er} bande : $A_1 = 27,8 \text{ cm}^2$, SOIT : $2(7\text{HA}16) = 28,14 \text{ cm}^2$ Avec $St = 12 \text{ cm}$

2^{eme} bande : $A_2 = 12,9 \text{ cm}^2$ SOIT : $2(6\text{HA}14) = 18,48 \text{ cm}^2$ Avec $St = 22 \text{ cm}$

8- Armatures horizontales :

Selon le RPA 99 : $A_h \geq 0,15 \frac{B}{100} = 0,15 \times \frac{350 \times 20}{100} = 10,5 \text{ cm}^2$

Selon le BAEL : $A_h \geq \frac{A_{vt}}{4} = \frac{42,21}{4} = 11,65 \text{ cm}^2$

$A_h = 11,65 \text{ cm}^2$ soit : $2(5\text{HA}12) = 11,31 \text{ cm}^2/\text{ML}$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

9-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré soit HA8 (4HA8).

10- Vérifications à ELS :

a- Espacement des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$E_{\text{spacement}} \leq \min[1,5 (e); 30 \text{ cm}] = 30$$

$$S_t = 15 \text{ cm et } 20 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

b- Contrainte du béton

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} = \frac{921,8 \times 10}{7000 + 15(42,21)} = 1,21 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 15 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée.

c- Vérification au cisaillement :**- RPA article A.7.7.2. :**

$$\tau_b = \frac{1,4 T_u}{bd} = \frac{1,4 \cdot 434,76 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3500} = 1 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPA}$$

Condition vérifiée.**- BAEL, article A.5.1.21 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{434,76 \times 10^3}{200 \times 3500} = 0,62 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = \min(2,5; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = 0,62 \leq \bar{\tau}_u = 2,5$$

Condition vérifiée

- Calcul des voiles de 3,5m en ZONE I,II et III :

Zone		1	2	3	
Caractéristiques géographiques	L (m)	3,50	3,50	3,50	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,70	0,70	0,70	
	V=V'=L/2	1,75	1,75	1,75	
	I	0,71	0,71	0,71	
Sollicitation de calcul	Ns (KN)	921,8	-593,85	-328,85	
	T (KN)	434,76	308,82	176,72	
	σ_{max} [KN/M ²] traction	3569,73	1169,53	216,35	
	σ_{min} [KN/M ²] comprim »	-5763,30	-2492,42	-903,92	
	Nature de lasection	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	1,34	1,12	0,70	
	Lt (m)	2,16	2,38	2,8	
	d ₁ (m)	0,90	0,75	0,50	
	d ₂ (m)	1,26	1,63	2,30	
	σ_1 (KN/m ²)	3388,62	1707	742,50	
	N ₁ (KN)	821,3	315	82,32	
	N ₂ (KN)	302,6	153,63	37,13	
	Av1 (cm ² /bande)	23,60	9,05	2,36	
	Av2 (cm ² /bande)	8,70	4,41	1,1	
Ferrailage	A _{1min} = max (0,2% B ;0,23BFt28/400)		14	14	14
	A _{vj} (cm ²)		16,73	11,88	6,80
	A ₁ = A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		27,8	12,02	4,06
	A ₂ = A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		12,9	7,38	2,8
	Choix adopté/nappe		28,14	21,56	15,84
			20,10	15,4	11,3
	Choix	Bande1	2(7HA16)	2(7HA14)	2(7HA12)
		Bande2	2(5HA16)	2(5HA14)	2(5HA12)
	Espacement	Bande1	15	15	15
		Bande2	20	20	20
	Ah=(A _{vt} /4) : cm ² /L		12,06	9,24	6,78
	Ah/ht : Choix par nappe/ml		6HA12=6,79	6HA12=6,79	6HA10=4,71
	Espacement		20	20	20
Armatures transversales		4Epingles de HA8			
Vérification	$\tau_b=5MPa$	τ_bMPa	1,10	0,78	0,51
	$\tau_u=3,33MPa$	τ_uMPa	0,78	0,50	0,32
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ_{bcMPa}	1,94	1,19	0,56

TableauV.3.1.Ferrailage du voile 3,5m

- Calcul des voiles de 3,70m en ZONE I, II et III :

Zone		1	2	3	
Caractéristiques géographiques	L' (m)	3,70	3,70	3,70	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,74	0,74	0,74	
	V=V'=L/2	1,85	1,85	1,85	
	I m 4	0,84	0,84	0,84	
Sollicitation de calcul	Ns (KN)	1027,51	645,53	358,91	
	T (KN)	471,82	308,33	139,03	
	σ_{max} [KN/M ²]	3667,28	1073,40	137,61	
	σ_{min} [KN/M ²]	-5673,73	-2712,92	-997,47	
	Nature de lasection	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	1,46	1,04	0,45	
	Lt (m)	2,24	2,66	3,25	
	d ₁ (m)	1,00	0,70	0,30	
	d ₂ (m)	1,24	1,95	2,95	
	σ_1 (KN/m ²)	3141	1989	902,32	
	N ₁ (KN)	881,45	329,14	57	
	N ₂ (KN)	314,1	139,23	27,06	
	Av1 (cm ² /bande)	25,32	9,45	1,64	
	Av2 (cm ² /bande)	9,02	4	1	
Ferrailage	A _{1 min} = max (0,2%B ; BFt28/400)		14,8	14,08	14,08
	A _{vj} (cm ²)		18,16	11,87	5,35
	A ₁ = A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		29,86	12,41	3
	A ₂ = A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		13,56	7	2,33
	Section adopté /nappe		16,08	12,32	9,05
			8,04	6,16	4,52
	Choix/nappe	Bande1	8HA16	8HA14	8HA12
		Bande2	4HA16	4HA14	4HA12
	Espacement	Bande1	15	15	15
		Bande2	22	22	22
	Ah=(A _{vt} /4) : cm ²		12,06	9,24	7,28
	Ah/ht : Choix par nappe/ml		6HA12=6,79	6HA12=6,79	6HA10=4,71
	Espacement		20	20	20
	Armatures transversales		4Epingles HA8/m ²		
Vérification	$\tau_b=5MPa$	τ_bMPa	1,07	0,78	0,35
	$\tau_u=3,33MPa$	τ_uMPa	0,77	0,56	0,25
	$\sigma_{bc}=15MPa$	σ_{bcMPa}	2,15	1,16	0,60

TableauV.3.1.Ferrailage du voile 3,7m.

- Calcul des voiles de 1m en ZONE I,II ET III :

Caractéristiques géographiques	Zone		1	2	3
	L' (m)		1	1	1
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,20	0,20	0,20
	V=V'=L/2		0,5	0,5	0,5
	I m ⁴		0,016	0,016	0,016
Sollicitation de calcul	Ns (KN)		482,05	336,06	204,76
	T (KN)		83,71	86,5	57,68
	σ_{max} [KN/M ²]		2974,325	1029,512	451,681
	σ_{min} [KN/M ²]		-6193,925	-4199,112	-2665,881
	Nature de lasection		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,32	0,20	0,15
	Lt (m)		0,68	0,80	0,85
	d ₁ (m)		0,21	0,14	0,10
	d ₂ (m)		0,47	0,66	0,75
	σ_1 (KN/m ²)		4281,10	3525,18	2352,1
	N ₁ (KN)		219,97	108,14	50,2
	N ₂ (KN)		90	50	23,52
	Av1 (cm ² /bande)		6,32	2,12	1,44
	Av2 (cm ² /bande)		2,58	1,44	0,70
Ferrailage	A _{1 min} = max (0,2%B ; 0,23Bft28/400)		4	4	4
	A _{vj} (cm ²)		3,22	3,33	2,22
	A ₁ = A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande		7,13	3	2
	A ₂ = A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]		3,40	2,3	1,26
	Section adopté pour les deux bandes cm ²		4,62	3,39	3,39
			3,39	3,39	3,39
	Choix/nappe	Bande1	3HA14	3HA12	3HA12
		Bande2	3HA14	3HA12	3HA12
	Espacement	Bande1	8	8	8
		Bande2	10	10	10
	Ah=(A _{vt} /4) : cm ²		4	3,39	3,36
	Ah/ht : Choix par nappe/ml		6HA10=6,79	6HA10=4,71	6HA10
	Espacement		20	20	20
Armatures transversales		4Epingles HA8/m ²			
Vérification	$\tau_b=5MPa$	τ_bMPa	0,19	0,22	0,15
	$\tau_u=3,33MPa$	τ_uMPa	0,14	0,16	0,11
	$\sigma_{bc}=15MPa$	σ_{bcMPa}	3,21	1,91	1,12

Tableau V.3.1.Ferrailage du voile 1m.

- Calcul des voiles de 1,65m en ZONE I, II et III :

Zone	1	2	3
	Caractéristiques géographiques		
L' (m)	1,65	1,65	1,65
e (m)	0,20	0,20	0,20
B (m ²)	0,33	0,33	0,33
V=V'=L/2	0,825	0,825	0,825
I m ⁴	0,075	0,075	0,075
Sollicitation de calcul			
Ns (KN)	622	396,35	228,7
T (KN)	93,5	95,86	92,03
σ_{max} [KN/M ²]	1565,70	249,46	383
σ_{min} [KN/M ²]	-3764	-2995,40	-1948,87
Nature de lasection	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	0,50	0,13	0,27
Lt (m)	1,15	1,52	1,38
d ₁ (m)	0,33	0,10	0,18
d ₂ (m)	0,82	1,42	1,2
σ_1 (KN/m ²)	2683,9	2798,33	1694,66
N ₁ (KN)	212,9	58	65,58
N ₂ (KN)	88,6	28	30
Av1 (cm ² /bande)	6,12	1,70	1,88
Av2 (cm ² /bande)	2,6	0,80	0,86
Ferraillage			
A _{1 min} = max (0,2%B ; 0,23BFt28/400)	6,6	6,6	6,6
A _{vj} (cm ²)	3,60	3,70	3,54
A ₁ = A _{v1} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]	7,02	2,62	2,77
A ₂ = A _{v2} + (A _{vj} /4) [cm ² /bande]	3,5	1,72	1,74
Section adopté /nappe cm ²	6,16	4,52	3,14
Choix	Bande1	4HA14	4HA12
	Bande2	4HA14	4HA12
Espacement	Bande1	10	10
	Bande2	15	15
Ah=(A _{vt} /4) : cm ²	6,16	4,52	3,14
Ah/ht : Choix par nappe/ml	6HA12=6,79	6HA10=4,71	6HA10=4,71
Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales	4Epingles HA8/m ²		
Vérification	$\tau_b=5MPa$	τ_bMPa	0,21
	$\tau_u=3,33MPa$	τ_uMPa	0,24
	$\sigma_{bc}=15MPa$	σ_{bcMPa}	0,15
			0,17
			2,46
			1,22
			0,99

Tableau V.3.1.Ferraillage du voile 1,65m.

- Calcul des voiles de 1,75 m en Zone I, II et III :

Caractéristiques géographiques	Zone		1	2	3
	L' (m)		1,75	1,75	1,75
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,35	0,35	0,35
	V=V'=L/2		0,875	0,875	0,875
	I m ⁴		0,09	0,09	0,09
Sollicitation de calcul	Ns (KN)		613,83	398,89	227,42
	T (KN)		387,92	202,86	157,38
	σ_{max} [KN/M ²]		3056,86	2411,11	799,17
	σ_{min} [KN/M ²]		-8501,83	-3016,03	-1192,22
	Nature de lasection		SPC	SPC	SPC
	Lc (m)		0,46	0,77	0,70
	Lt (m)		1,29	2,52	1,05
	d_1 (m)		0,32	0,50	0,47
	d_2 (m)		0,98	1,02	0,58
	σ_1 (KN/m ²)		6463,31	1220,77	658,55
	N_1 (KN)		463,91	211,8	70
	N_2 (KN)		200,36	61,03	30,95
	Av1 (cm ² /bande)		13,33	6,08	2,01
	Av2 (cm ² /bande)		5,75	1,75	0,88
Ferrailage	$A_{1min} = \max(0,2\%B ; 0,23Bft28/400)$		7	7	7
	A_{vj} (cm ²)		14,90	7,80	6,06
	$A_1 = A_{v1} + (A_{vj}/4)$ [cm ² /bande]		17,05	8,03	3,53
	$A_2 = A_{v2} + (A_{vj}/4)$ [cm ² /bande]		9,50	3,70	2,39
	Section adopté /nappe cm ²		10,05	7,70	5,65
			8,04	6,16	5,65
	Choix	Bande1	5HA16	5HA14	5HA12
		Bande2	4HA16	4HA14	4HA12
	Espacement	Bande1	10	10	10
		Bande2	14	14	14
	$Ah=(A_{vt}/4) : \text{cm}^2/L$		8,87	6,67	5,65
	Ah/ht : Choix par nappe/ml		6HA12=6,79	6HA12=6,79	6HA10=4,71
	Espacement		20	20	20
Armatures transversales		4Epingles HA8/m			
2Vérification	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b\text{MPa}$	0,88	0,51	0,40
	$\tau_u=3,33\text{MPa}$	$\tau_u\text{MPa}$	0,63	0,36	0,28
	$\sigma_{bc}=15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}\text{MPa}$	2,22	1,10	1,02

TableauV.3.1. Ferrailage du voile 1,75m.

CHAPITRE
VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

Les fondations sont des éléments enterrés de la structure, ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure en poids sur le sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII.1. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2,2 \text{ bars}$.

VIII.2. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VIII.2.1.Semelles isolées sous les poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

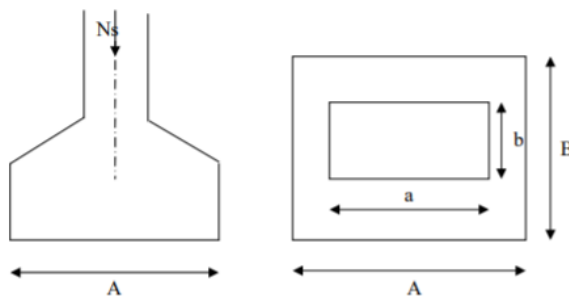
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 ; A = B \quad (\text{Poteau carré}) \quad \text{D'où : } B \geq \frac{\sqrt{N_s}}{\sigma_{sol}}$$

On a :

$$N_{ser} = 1648,5488 \text{ KN}$$

$$B_{ser} = 220 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \frac{\sqrt{1648,5488}}{220} = 2,73 \text{ m}$$



Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.2.2.Semelles filantes

A- Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

On détermine la largeur de la semelle **B** avec la formule :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} ; G + \frac{Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \quad \text{d'ou: } B \geq G + \frac{Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 0,22 \text{ MPA}$).

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

	Voiles	Longueur	N_s (KN)	Largeur B(m)	S = L X B (m ²)	Nombres	S_{totale} (m ²)
Voiles longitudinales	V1	1	675,07	3,38	3,38	4	13,50
	V2	1,75	608,66	1,74	3,04	1	3,04
Voiles transversal	V3	1,65	608,66	1,84	3,04	2	6,09
	V4	3,7	464,04	0,63	2,32	2	4,64
	V5	3,6	511,26	0,71	2,56	2	5,11
$\Sigma S = 32,38$							

Tableau VI-1- Surface de semelles filantes sous voiles sens longitudinal et transversal.

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

$$\Sigma S_i = 32,38 \text{ m}^2$$

B- Semelles filantes sous poteaux :

Hypothèse de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane, telles que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma N_i$
- détermination des coordonnées de la structure R

$$\text{Avec : } e = \frac{[\Sigma N_i e_i + \Sigma M_i]}{R}$$

- Détermination de la distribution par ml de semelle ;

$$e \leq \frac{L}{6} \quad : \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Application :

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	Nser (KN)	M(KN.m)	ei (m)	Nser x ei
A	427,18	-4,309	-10,725	-4581,51
B	906,48	-2,88	-6,475	-5869,46
C	1292,65	-5,269	-2,175	-2811,51
D	973,34	8,914	2,125	2068,35
E	877	0,825	6,425	5634,73
F	692,87	0,601	10,725	7431,63
Somme	R=5169,52	-2,118	/	1871,63

Tableau VI.2. Surface de semelles filantes sous poteaux.

On a :

$$e = \frac{[\sum N_i e_i + \sum M_i]}{R} = \frac{1871,63 - 2,118}{5169,52} = \mathbf{0,361 \text{ m}} < \frac{l}{6} = \frac{19,40}{6} = 3,23 \text{ m}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5169,52}{19,40} \left(1 + \frac{6(0,361)}{19,40} \right) = \mathbf{296,22 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5169,52}{19,40} \left(1 - \frac{6(0,361)}{19,40} \right) = \mathbf{236,72 \text{ KN/ml}}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5169,52}{19,40} \left(1 + \frac{3(0,361)}{19,40} \right) = \mathbf{281,35 \text{ KN/ml}}$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{281,35}{220} = 1,28 \text{ m} \quad \text{On prend } \mathbf{B = 1,30 \text{ m}}$$

La surface de la semelle filante sous poteau $S_p = B \times L = 1,30 \times 19,4 = \mathbf{25,22 \text{ m}^2}$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_{p\text{tot}} = B \times (2 \times 12,2 + 3 \times 19 + 17,35 + 19,4) = 1,30 \times 118,15 = \mathbf{153,6 \text{ m}^2}$$

- **La surface totale des semelles filantes est $S_{\text{tot}} \text{ semelle}$**

$$S_t = S_p^{\text{tot}} + S_v^{\text{tot}} = 153,6 + 32,38 = 185,98 \text{ m}^2$$

Surface totale de la structure : $S_t = 381,8 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{185,98}{381,8} = 0,48 \text{ (48\%)}$$

$S_t < 50\%$

Conclusion :

On remarque que la surface des semelles filantes est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation. 1

V.3. Calcul de la semelle :

V.3.1. Hauteur de la semelle :

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

hs = Hauteur de la semelle.

b : Largeur du poteau dans le sens x.

- Semelles filantes sous voiles :

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{130 - 20}{4} + 5 = \mathbf{32,5 \text{ cm}}$$

Avec

B = 130 cm

b = 20 cm (pour le voile)

- Semelles filantes sous poteaux :

La hauteur de la semelle

$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 = \frac{130 - 40}{4} + 5 = \mathbf{27,5 \text{ cm}}$$

Avec

B = 130 cm

b = 40 cm

Donc on optera pour un $h_s = 35 \text{ cm}$ comme hauteur de la semelle sur toute notre fondation.

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

B = 130 cm, hs = 35 cm, L = 19,4 m

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de Rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis.

1. Etude de la poutre de rigidité :

Dimensionnement :

- La hauteur : $\frac{L}{9} < hp < \frac{L}{6}$

Avec L : la plus grande portée dans le sens étudié L= 5m.

$$\frac{L}{9} \leq hp \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{500}{9} \leq hp \leq \frac{500}{6} \rightarrow 55,55 \text{ cm} \leq hp \leq 83,33 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de **hp = 80 cm**.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

• La largeur : $\frac{1}{3}hp \leq bp \leq \frac{2}{3}hp$

$$\frac{1}{3}hp \leq bp \leq \frac{2}{3}hp \rightarrow 26,66 \text{ cm} \leq bp \leq 53,333 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur de **bp = 55 cm**.

On adoptera donc les dimensions suivantes pour la poutre de rigidité :

$$hp = 80 \text{ cm}$$

$$bp = 55 \text{ cm}$$

2. Le ferrailage de la poutre (ELU) :

- Calcul des moments :

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur 6 appuis. Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, ou méthode des trois moments).

poteaux	Nser (KN)	M(KN.m)	ei (m)	Nser x ei	excentricité <i>e</i> (m)
A	427,18	-4,309	-10,725	-4581,51	0,361
B	906,48	-2,88	-6,475	-5869,46	
C	1292,65	-5,269	-2,175	-2811,51	
D	973,34	8,914	2,125	2068,35	
E	877	0,825	6,425	5634,73	
F	692,87	0,601	10,725	7431,63	
Somme	R=5169,52	-2,118	/	1871,63	

Tableau VI.3 Calcul de l'excentricité.

On a trouvé précédemment que la charge uniforme **qu = q($\frac{L}{4}$) = 281,35 KN/ml**.

➤ **Méthode forfaitaire :** (les conditions d'application de cette méthode sont vérifiées donc peut l'utiliser).

- Calcul des moments isostatiques : $M_0 = \frac{qu \times l^2}{8}$

$$M_{012} = \frac{qu \times l_1^2}{8} = \frac{281,35 \times (3,8)^2}{8} = 507,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = \frac{qu \times l_2^2}{8} = \frac{281,35 \times (3)^2}{8} = 316,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = \frac{qu \times l_3^2}{8} = \frac{281,35 \times (5)^2}{8} = 879,22 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = \frac{qu \times l_4^2}{8} = \frac{281,35 \times (3,7)^2}{8} = 481,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{056} = \frac{qu \times l_5^2}{8} = \frac{281,35 \times (2,5)^2}{8} = 219,81 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 507,84 = 152,4 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = 0,5 \times \max (M_{01} ; M_{02}) = 0,5 \times \max (507,84 ; 316,52) = 253,92 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = 0,4 \times \max (M_{02} ; M_{03}) = 0,4 \times \max (316,52 ; 879,22) = 351,7 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \times \max (M_{03} ; M_{04}) = 0,4 \times \max (879,22 ; 481,5) = 351,7 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \times \max (M_{04} ; M_{05}) = 0,5 \times \max (481,5 ; 219,81) = 385,2 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,3 \times M_{01} = 0,3 \times 219,81 = 45,71 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

▪ **Travée de rive :**

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

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5739,97}{30340,36+5739,97} = \mathbf{0,159}$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,05$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,624$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,524$$

- **Travée de rive 1-2 :**

$$M_{12}^t \geq 1,05M_{01} - \frac{M_1 + M_2}{2} = 1,05 \times 507,84 - \frac{152,4 + 253,92}{2} = \mathbf{330,1 \text{ KN.m}}$$

$$M_{12}^t \geq 0,624M_{01} = 0,624 \times 507,84 = \mathbf{316,9 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{12}^t = \mathbf{330,1 \text{ KN.m}}$

- **Travée de rive 5-6 :**

$$M_{56}^t \geq 1,05M_{05} - \frac{M_5 + M_6}{2} = 1,05 \times 219,81 - \frac{385,2 + 45,71}{2} = \mathbf{15,35 \text{ KN.m}}$$

$$M_{56}^t \geq 0,624M_{05} = 0,624 \times 219,81 = \mathbf{137,2 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{56}^t = \mathbf{137,2 \text{ KN.m}}$

- Travées intermédiaires :

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2}M_0$$

- Travées intermédiaires 2-3:

$$M_{23}^t \geq 1,05M_{23} - \frac{M_2 + M_3}{2} = 1,05 \times 316,52 - \frac{253,92 + 351,7}{2} = 29,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{23}^t \geq 0,524M_{23} = 0,524 \times 316,52 = 165,86 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{23}^t = 165,86 \text{ KN.m}$

- Travées intermédiaires 3-4:

$$M_{34}^t \geq 1,05M_{34} - \frac{M_3 + M_4}{2} = 1,05 \times 879,22 - \frac{351,7 + 351,7}{2} = 571,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{34}^t \geq 0,524M_{34} = 0,524 \times 879,22 = 460,71 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{34}^t = 571,5 \text{ KN.m}$

- Travées intermédiaires 4-5:

$$M_{45}^t \geq 1,05M_{45} - \frac{M_4 + M_5}{2} = 1,05 \times 481,5 - \frac{351,7 + 385,2}{2} = 137,125 \text{ KN.m}$$

$$M_{45}^t \geq 0,524M_{45} = 0,524 \times 481,5 = 252,31 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{45}^t = 252,31 \text{ KN.m}$

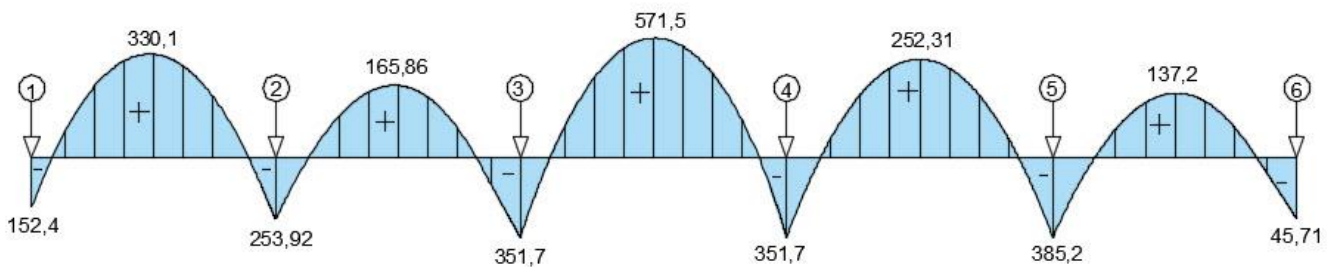


Figure VI.1 Moment sur appuis et en travées de poutre de rigidité.

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

- **Calcul des armatures :**

Le calcul se fera avec les moments max en travées et en appuis comme donnés ci-dessous :

$$M_t \text{ max} = 571,5 \text{ KN.m}$$

$$M_a \text{ max} = 385,2 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 77 \times \frac{2,1}{348} = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } d = h - c = 80 - 3 = 77 \text{ cm}$$

$$\text{Sachant que } \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{et} \quad A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

- **Aux appuis :**

Appui	M_u (KN.m)	μ	β	A_{st} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Obsevation	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
5	385,2	0,0915	0,951	15,12	5,34	$A_{st} > A_{\min}$	5HA16(filante)+5HA14(chapeaux)=17,75

Tableau VI.4 Sections d'armatures aux appuis.

- **En travée :**

Appui	M_u (KN.m)	μ	β	A_{st} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	Obsevation	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
5	571,5	0,136	0,927	23,01	5,34	$A_{st} > A_{\min}$	5HA20(filante)+5HA14(chapeaux)=23,41

Tableau VI.5 Sections d'armatures en travée.

- **Calcul d'armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L\max} \right\} = \min \left\{ \frac{800}{35}; \frac{500}{10}; 20 \right\} = \min \{ 22,9; 50; 20 \} = 20 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte 2 cadres et un étrier de HA10 } \rightarrow A_t = 6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

Vérification de la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL99 /A.5.1,211})$$

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{281,35 \times 5}{2} = 703,4 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} = \frac{703,4 \times 10^3}{500 \times 770} = 1,83 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Espacement des cadres :**

L'espacement entre les cadres doit être selon le **RPA 99 (corrigé en 2003)** :

En zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \right) \text{ cm} \rightarrow St \leq \min (20; 16,8; 30) \text{ cm}$$

$St < 16,8 \text{ cm}$ on prend **St = 15 cm**

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

On prend : **St = 20 cm**

▪ **Vérification des contraintes à l'ELS**

○ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

La contrainte de compression du béton est limitée à **0,6 fcj** selon (**BAEL 91/99 / Art A.4.5.2.**).

- **En travée :**

La section d'armatures adoptées à l'ELU est : **A_{st} = 5HA20 + 5HA14 = 23,41 cm²**

• **Vérification de la contrainte dans les aciers : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{M_{t \max}^s}{A_t \times \beta \times d}$$

Avec :

$$M_{t \max}^s = 571,5 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{2341}{50 \times 77} = 0,61$$

β est en fonction de ρ donc par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS; **$\beta = 0,958$ et $k = 104$.**

$$\sigma_s = \frac{571,5 \times 10^3}{23,41 \times 0,958 \times 77} = 330,95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 330,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

• **Vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{330,95}{104} = 3,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,2 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux Appuis :

La section d'armatures adoptées à l'ELU est : $A_{st} = 5\text{HA}16 + 5\text{HA}14 = 17,75 \text{ cm}^2$

• Vérification de la contrainte dans les aciers : $\sigma_s < \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{a\max}^s}{A_t \times \beta \times d}$$

Avec :

$$M_{a\max}^s = 385,2 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{1775}{50 \times 77} = 0,46$$

β est en fonction de ρ donc par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS; $\beta = 0,963$ et $k = 120,1$.

$$\sigma_s = \frac{385,2 \times 10^3}{17,75 \times 0,963 \times 77} = 292,7 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 292,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{292,7}{120,1} = 2,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Semelle :

- **Armatures parallèles à B :**

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles :

$$A_{st} = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_{st}} \times (B - b)$$

$$A_{st} = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_{st}} \times (B - b) = \frac{281,35}{8 \times 77 \times 34,8} \times (130 - 50) = 1,05 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA 14 = 6.16 cm²/ml** avec un espacement **e = 25 cm**.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5 \text{ HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2} \text{ avec } \mathbf{St = 20 \text{ cm}}$$

4. Ferrailage de la longrine :

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le RPA 99 (Art 10.1.1) sont :

- 25 cm x 30 cm : Site de catégorie S2 et S3.
- On adoptera pour notre cas une section de 25 x 30 cm.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq \mathbf{20 \text{ KN}}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

- **Armatures longitudinal :**

$$\alpha = 15 \text{ (Zone IIa ; Site 2)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{5169,52}{15} = 344,65 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma} = \frac{344,65}{34,8} = \mathbf{9,9 \text{ cm}^2}$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \times 25 \times 30 = \mathbf{4,5 \text{ cm}^2}$$

On opte pour **4 HA 12 = 4,52 cm²/ml**

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\max}} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{20}{10}; 12 \right\} = \min \{ 0,85; 2; 1,2 \}$$

On prend : **ϕt = 10 mm**

On adopte un cadre de **HA10**

- **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$St \leq \min (20, 15\phi l) \text{ cm.}$$

$$St \leq \min (20, 15) \text{ cm.}$$

On adoptera comme espacement des cadres **St =15cm**

Conclusion

L'étude de ce projet « **R+5+Entresol+Unsous-sol+charpente en bois** » à usage d'habitation et commercial « **contreventé par des voiles porteurs** », nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le **RPA2003** et le **BAEL91** ainsi que les **DTR**.

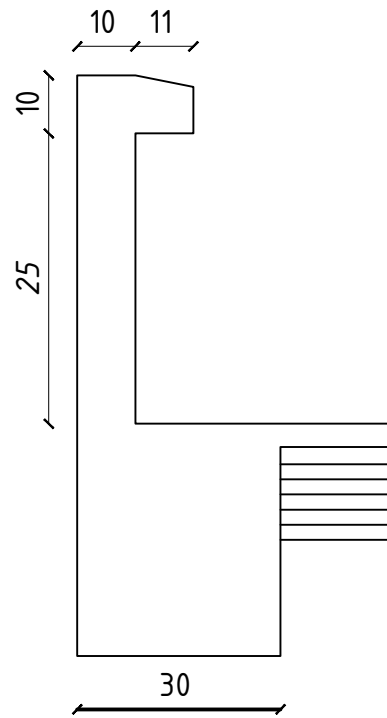
Afin d'apprécier le comportement dynamique de cette structure et d'avoir des résultats rapides et précis, nous avons utilisés le logiciel ETABS V9.7.4 adapté à ce type de structure et qui est baser sur la méthode Des éléments finis, celui-ci permet d'approcher le vrais comportement de la structure.

On a constaté que durant l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique afin d'atteindre les critères suivant : « **La résistance** » ; « **La durabilité** » et « **L'économie** ».

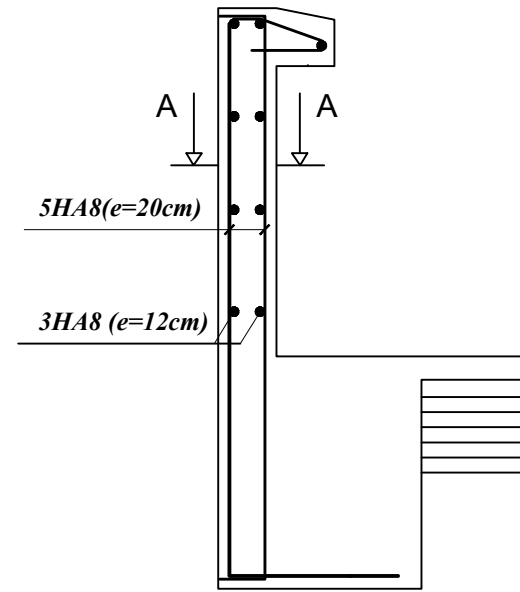
Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

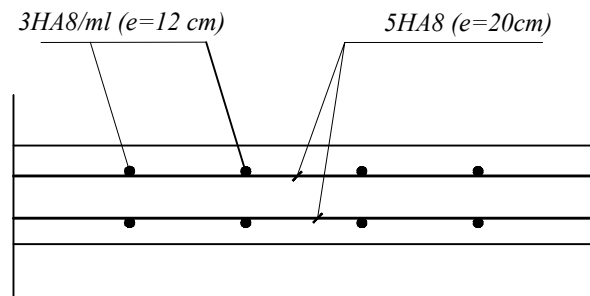
- ✓ Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.
- ✓ Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.
- ✓ Calcul des ouvrages en béton armé.
- ✓ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Département. G.C. U.M.M.T.O).
- ✓ Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).



Coffrage de l'acrotère



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculté du Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

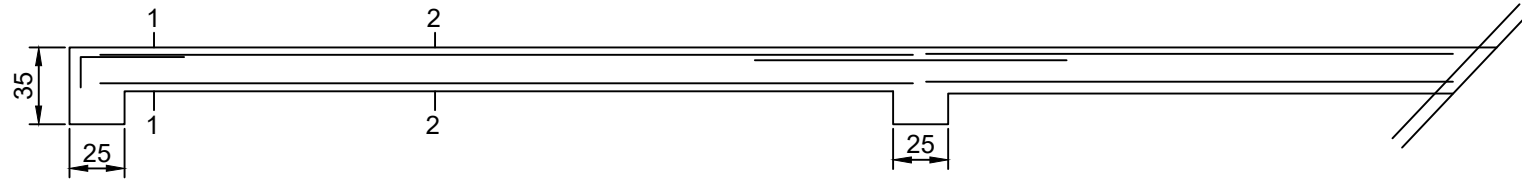
DIRIGE PAR :

Mme. KHELLOU . F

ETUDIE PAR :

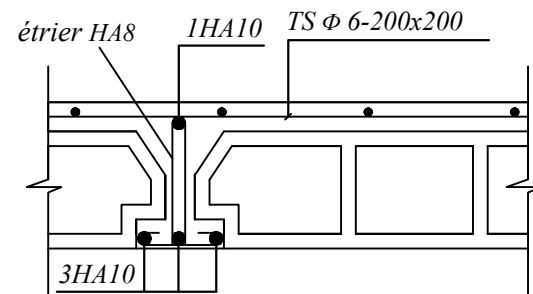
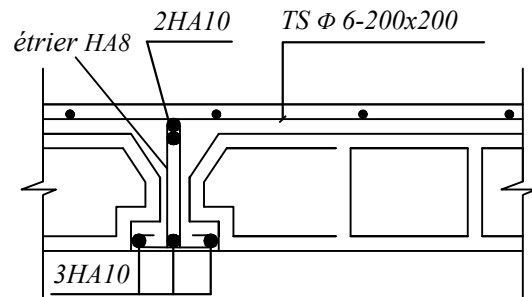
Mlle. SADEJ THAMLA

Ferrailages
 de L'AcrotÈre



Coupe 1 - 1

Coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

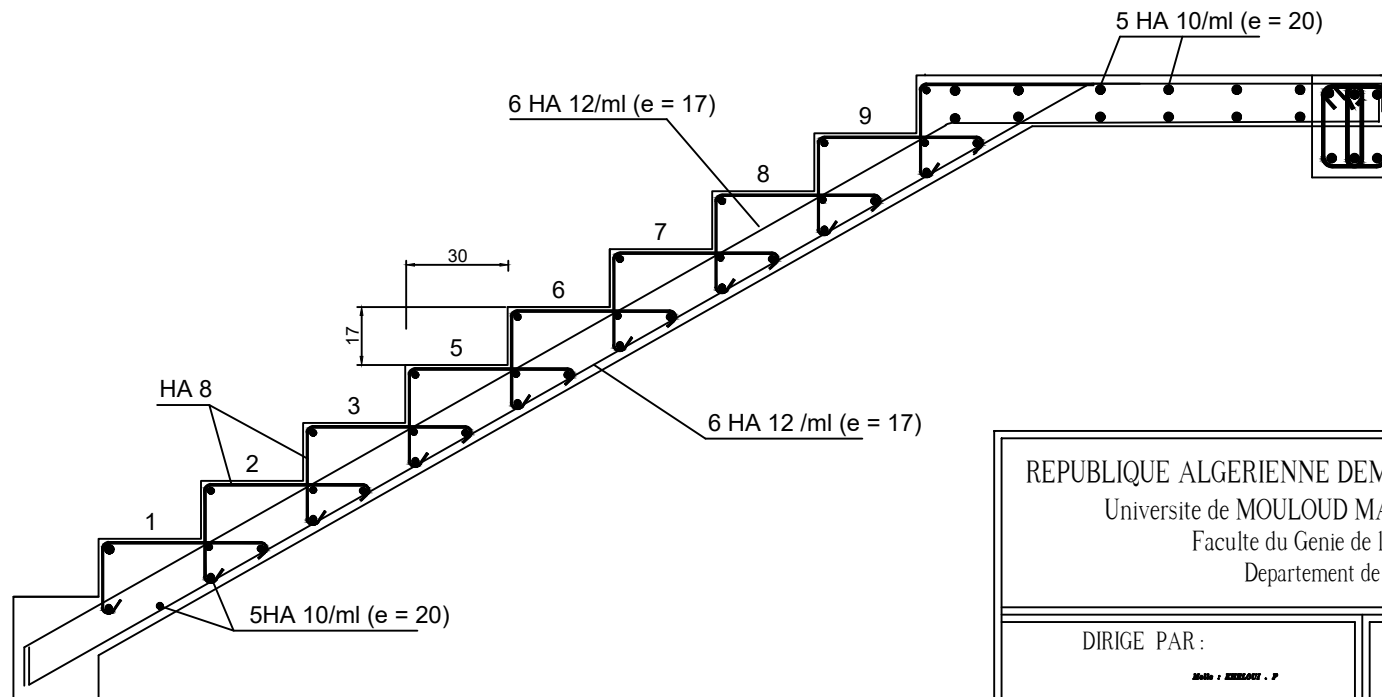
DIRIGE PAR :

Mme. KHELOUI.F

ETUDIE PAR :

Mlle. SADLI THAMILA

Ferraillages
 du Plancher



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou
 Faculte du Genie de la Construction
 Departement de Genie Civil

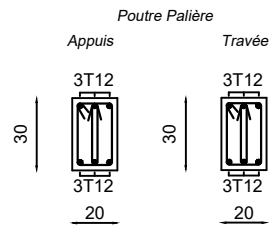
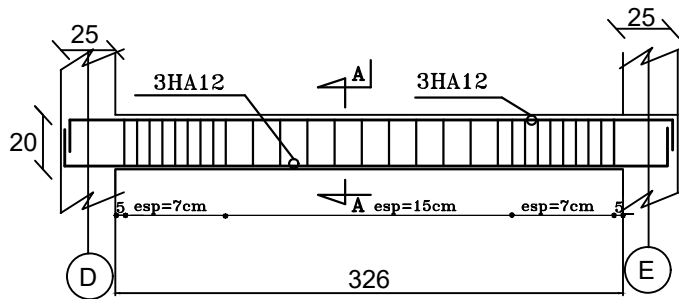
DIRIGE PAR :

Melle : KHEMLOU . P

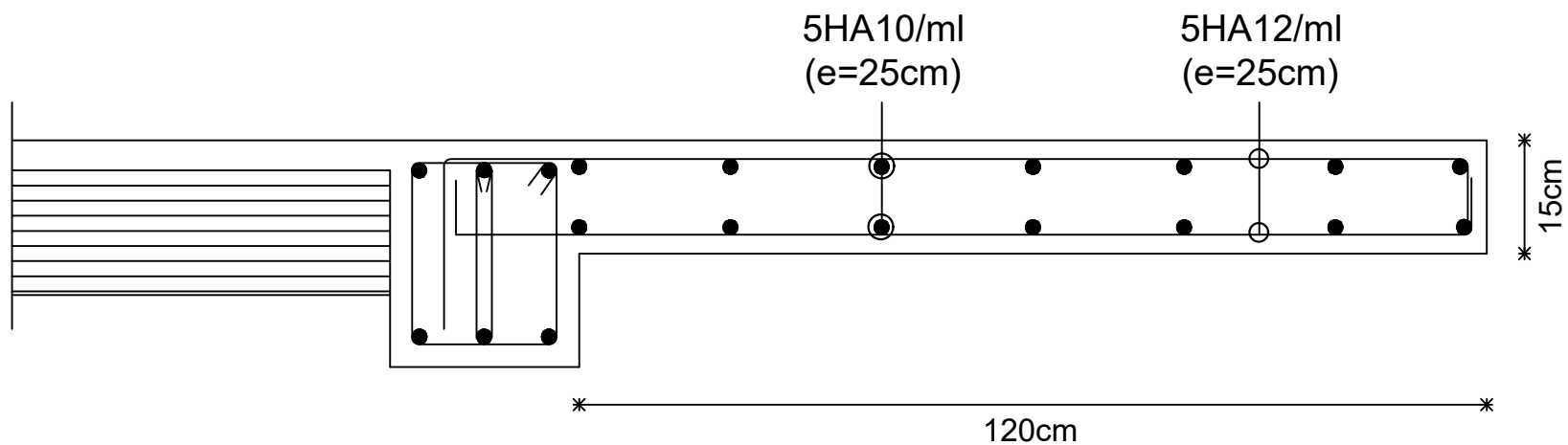
ETUDIER PAR :

SARAJ THAMERIA

Ferraillages
 des escaliers



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR : Mme. KHRELOUL P	Ferrailages de la poutres palière
ETUDIE PAR : MU. SADI THAMLA	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

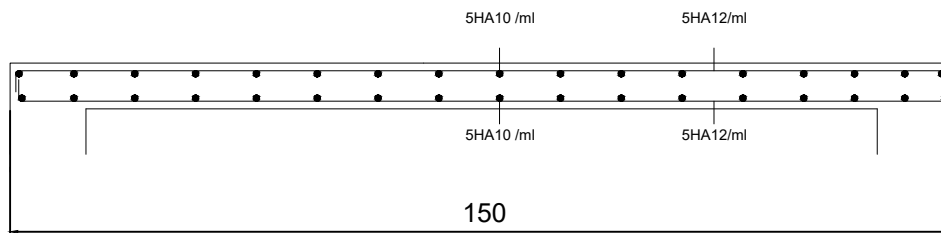
Mme.KHELOUI.F

ETUDIE PAR :

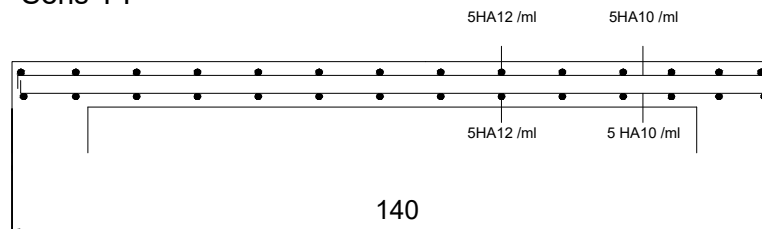
MUe.SADLI THAMILA

Ferrailages
des BALCONS

Sens XX



Sens YY



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

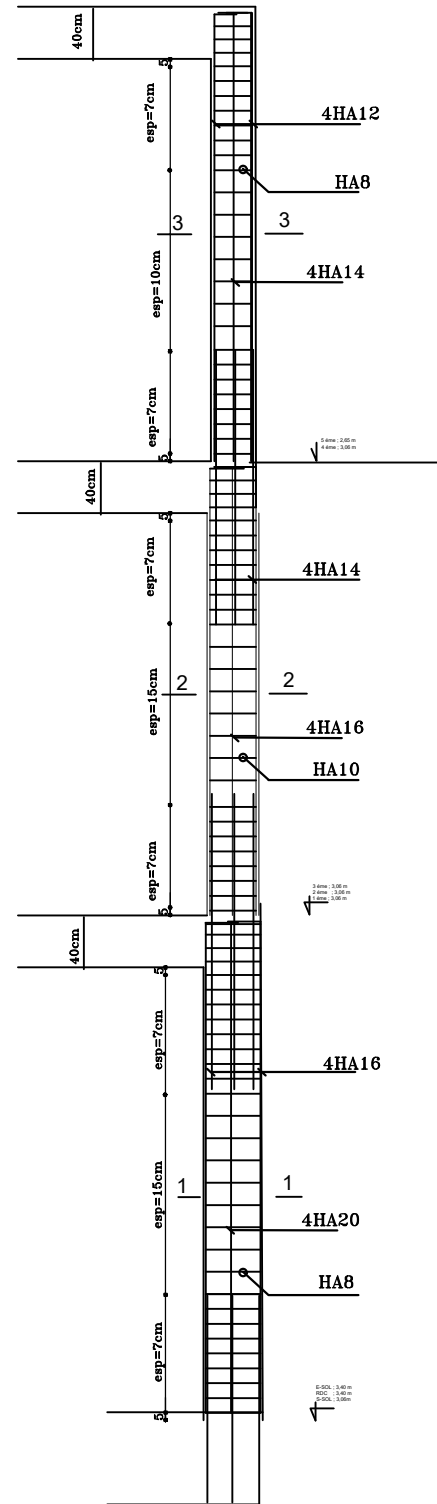
Mme.KHELOUI.F

ETUDIE PAR :

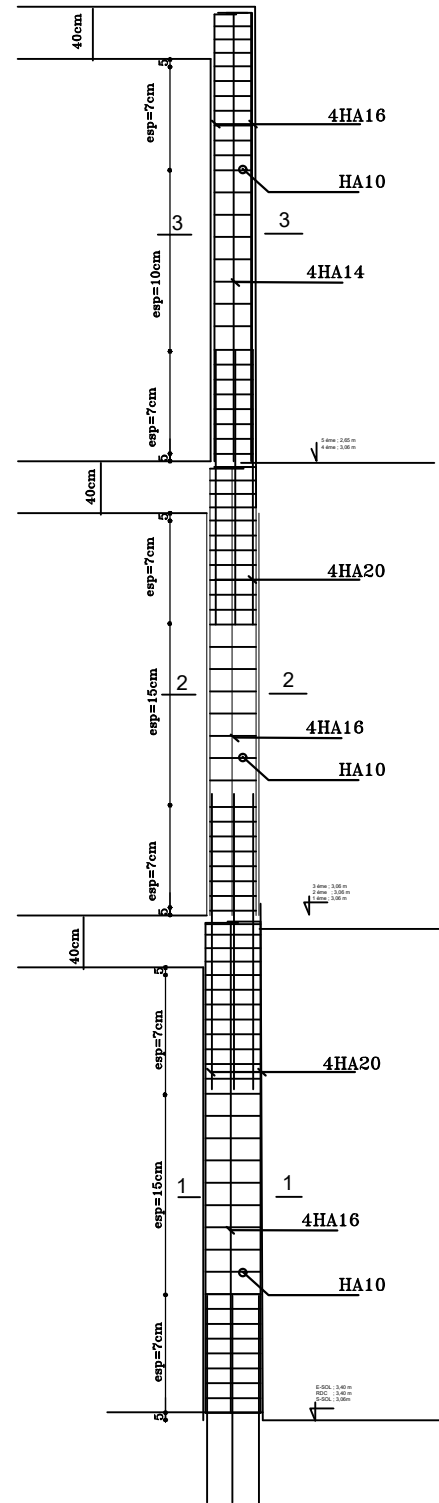
MUe.SADLI THAMILA

Ferrailages de la
salle machaine

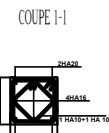
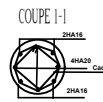
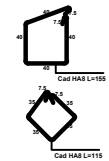
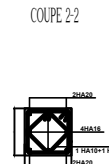
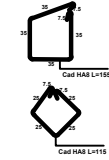
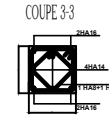
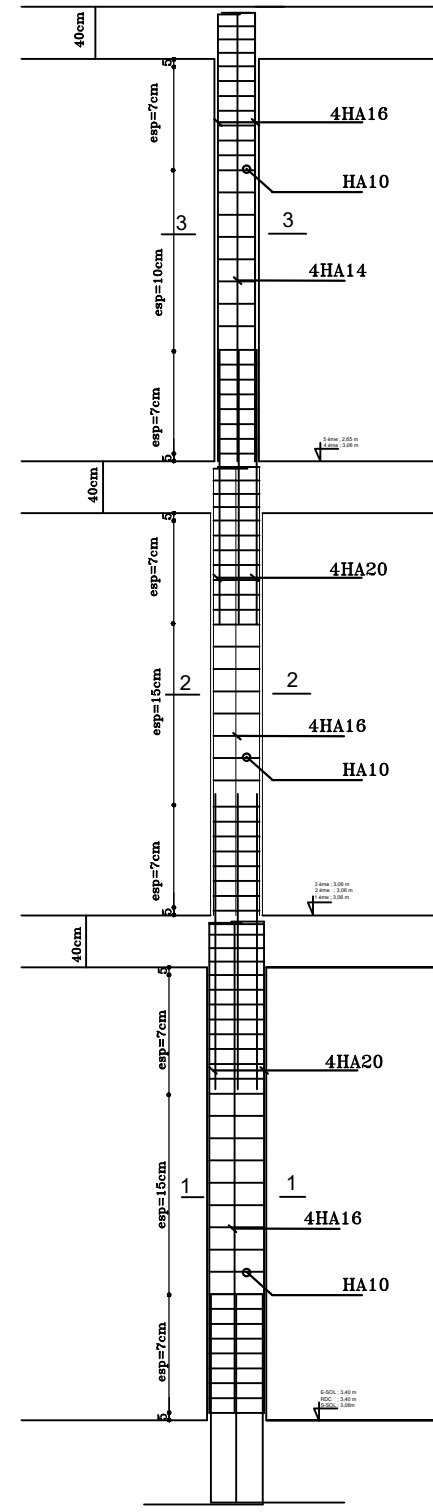
Plan poteaux circulaires



Plan poteaux rectangulaires de rive



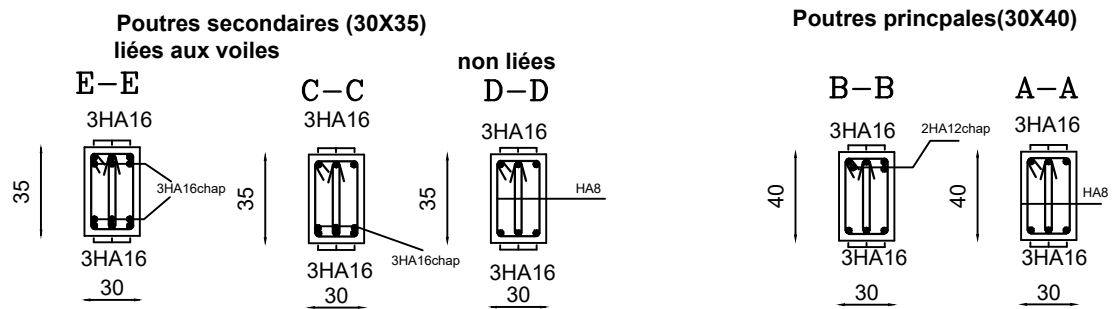
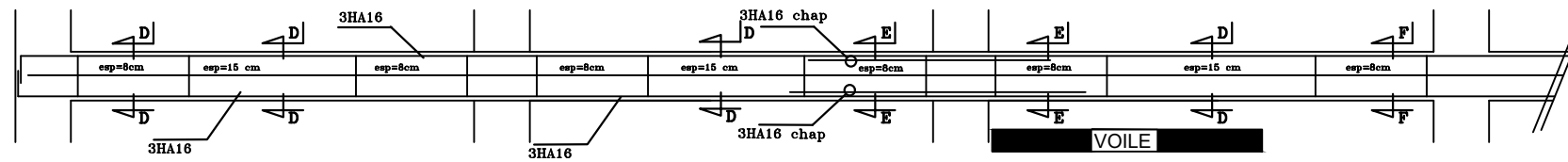
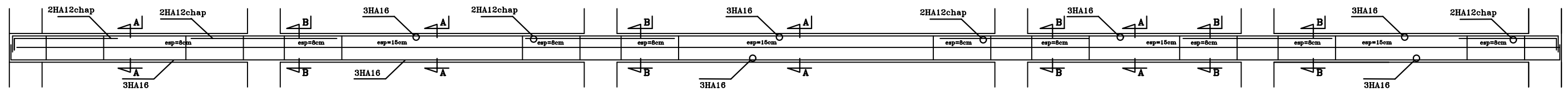
Plan poteaux rectangulaires centraux



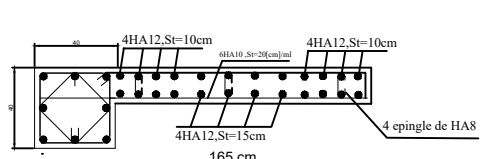
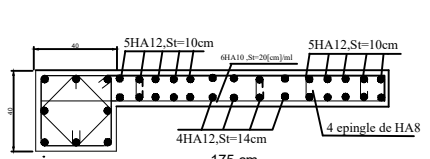
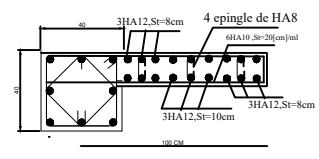
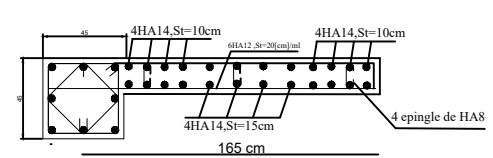
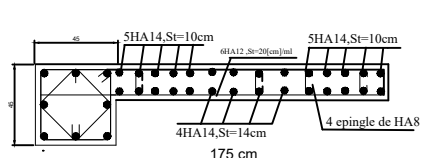
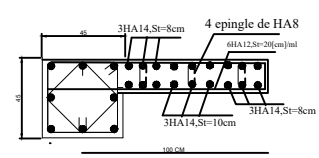
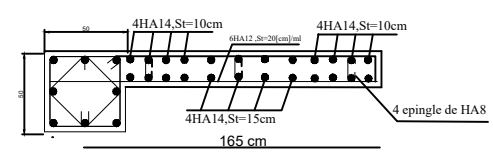
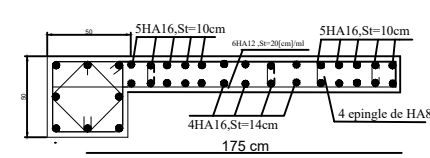
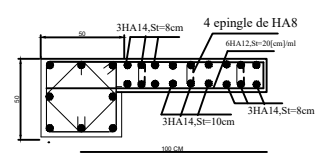
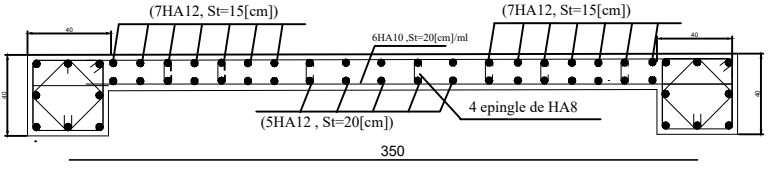
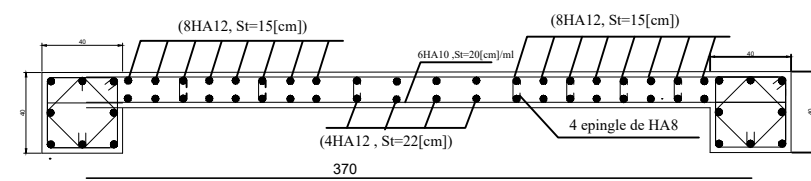
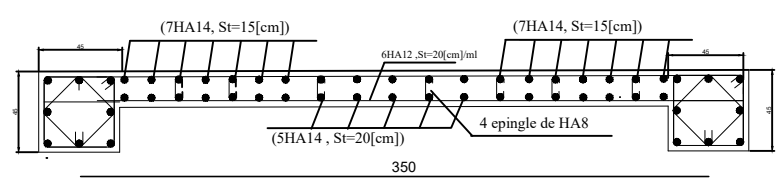
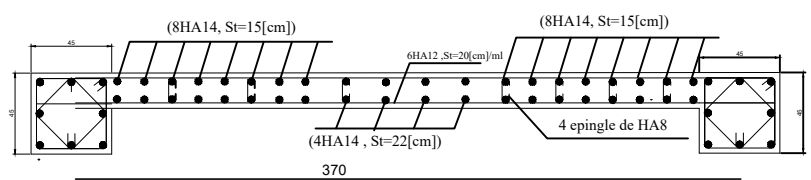
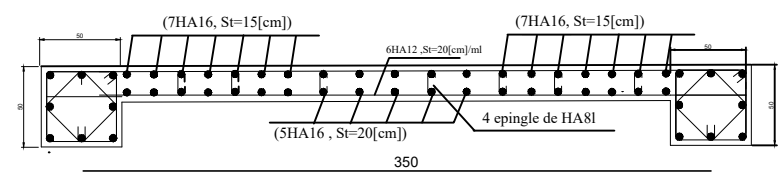
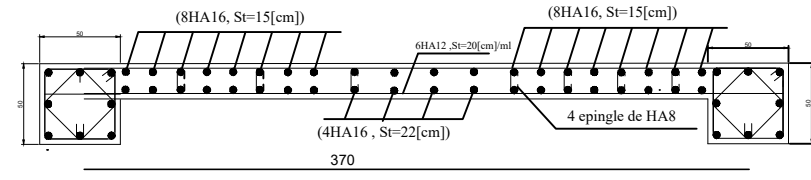
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR :
 Mme. KHELOUFI
 ETUDIE PAR :
 Mlle. SADI THAMLA

Ferrillages des
 Poteaux

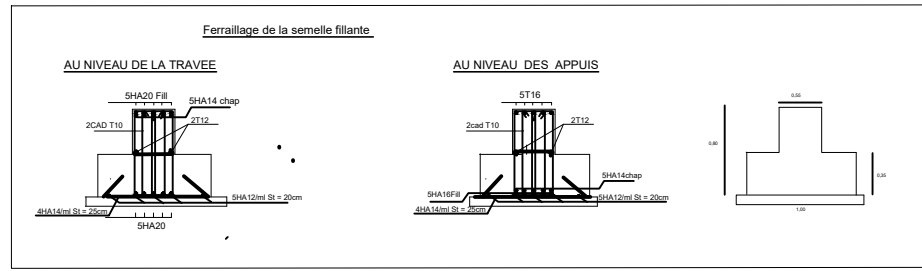
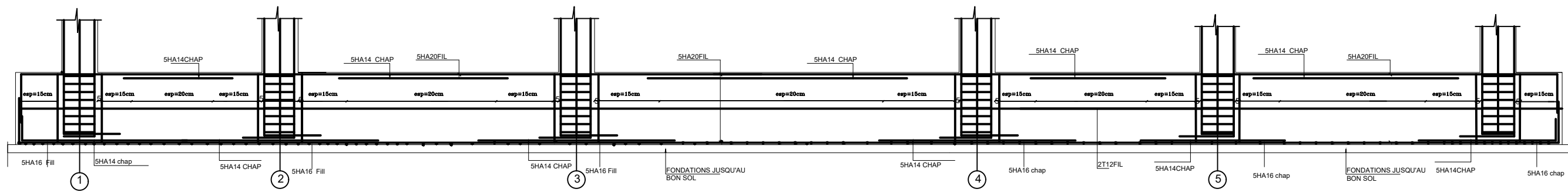


Ferrailages des Poutres



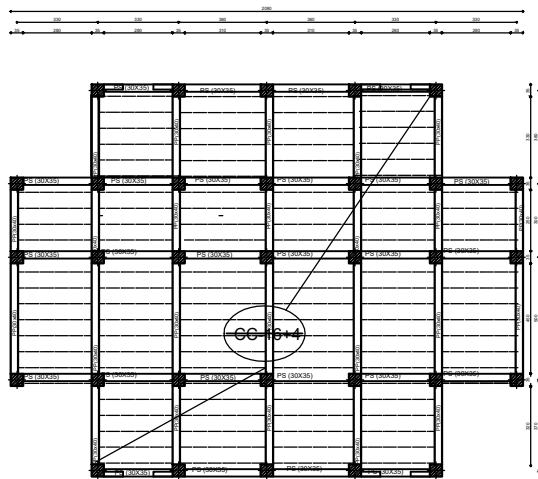
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI de TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
DIRIGE PAR : Mme.KHELOULF	FERRAILLAGE DES VOILES
ETUDE PAR : Mlle.SADJI THAMILA	

FERRAILLAGE SEMELLE FILLANTE

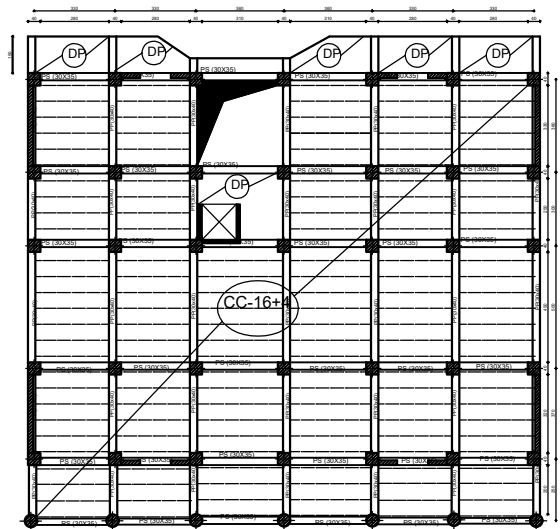


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : <p style="text-align: center;">Mme.KHELOUI . F</p>	<h2 style="margin: 0;">Ferrailages de la Semelles filantes</h2>
ETUDIE PAR : <p style="text-align: center;">Mlle.SADLI THAMILA</p>	

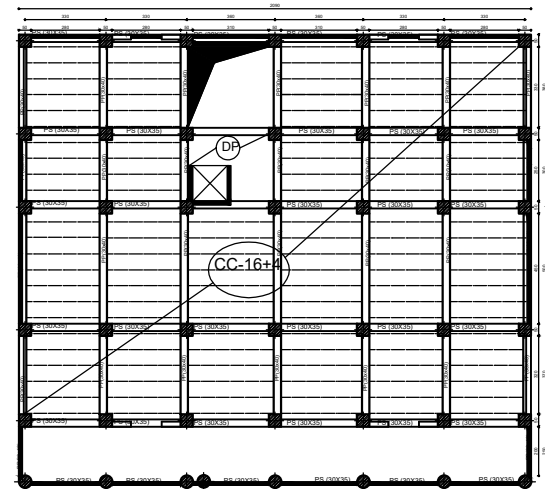
Plan Plancher sous toiture



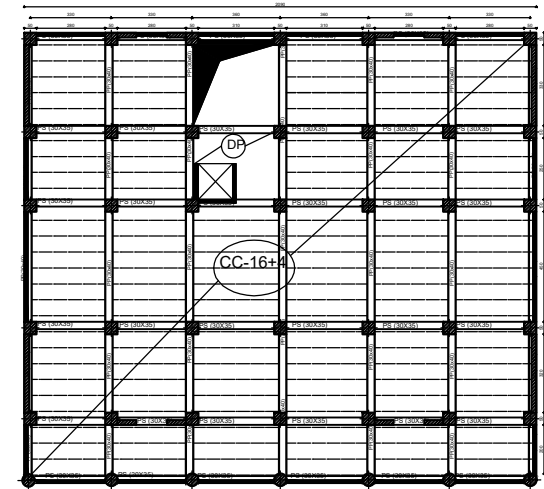
Plan Etage 1



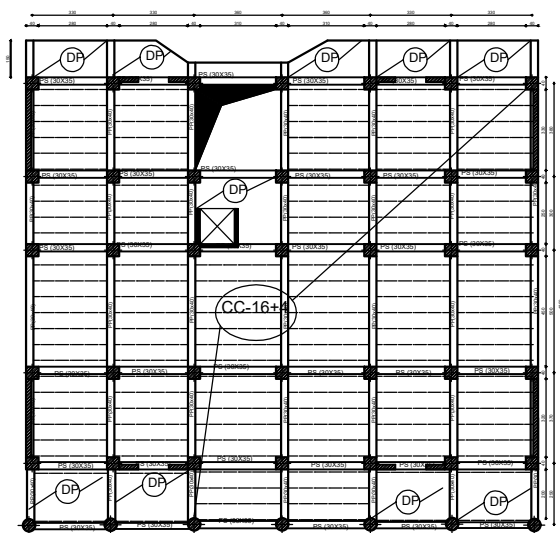
Plan de l'ENTRESOL



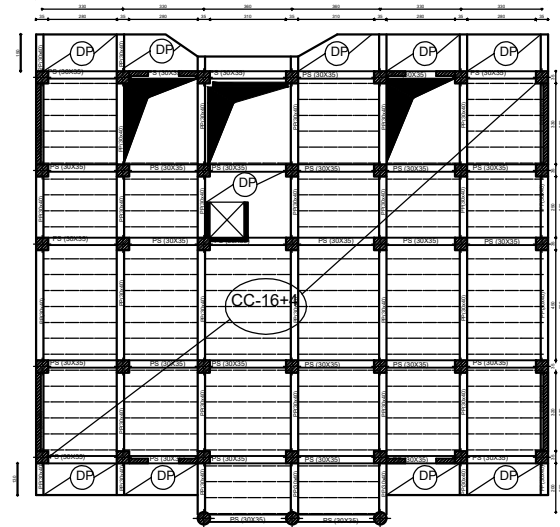
plan Sous-sol ; RDC



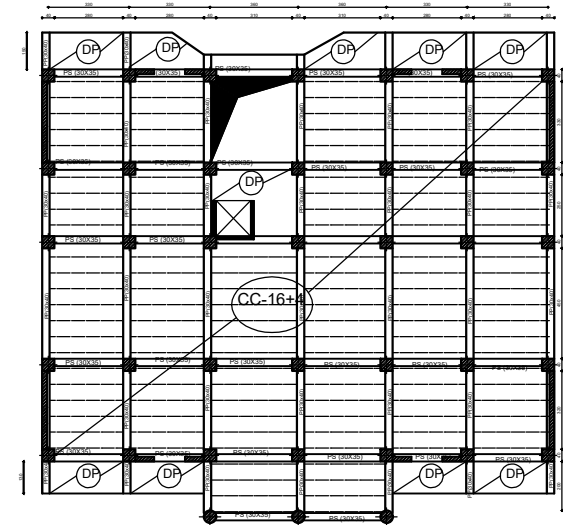
Plan Etage 1



Plan Etage 4



plan étage 2 ; 3



Plan coffrage de la fondation

