



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE UNIVERSITÉ «ABBÈS LAGHROUR»
DE KHENCHELA FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA
TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité: Génie civil

Option: Génie civil

**Analyse et dimensionnement d'un
bâtiment R+5 à usage d'habitation avec
un contreventement mixte**

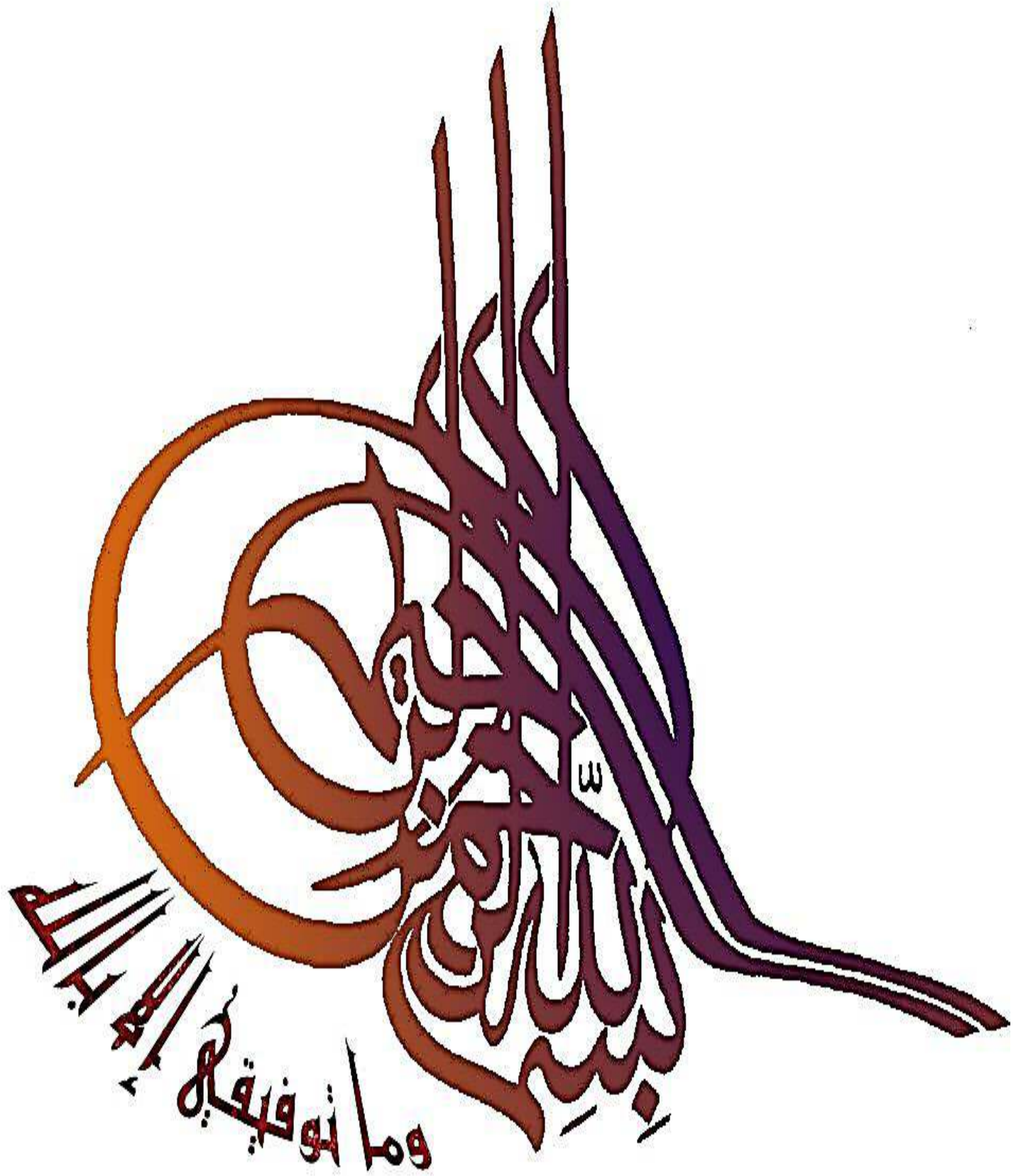
Réalisé par : -Redah Hania

- Hafsaoui Farida

Membres de jury :

Dirigé par : M. Mamen belgacem

Présenté : le 26/08/2020



Remerciements

*Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et
La volonté pour terminer ce travail.*

Un très grand merci à :

*Notre promoteur MAMEN.B pour nous avoir encadrés et orientés
Tout au long de cette recherche.*

Nous remercions chaleureusement nos parents et nos familles.

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département
De génie civil.*

*Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont
aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression
de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents,*

Nos familles et nos amis

Dédicace

Je dédie ce mémoire :

A celui qui a toujours garni mes chemins avec force et lumière.....

Mon très cher père.

A la plus belle perle du monde qui m'a éclairé mon chemin..

Ma tendre mère.

A mes chères sœurs,

Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral....

A mes chers frères,

Pour leur appui et leur encouragement...

Pour l'amour et le respect qu'ils m'ont toujours accordé...

A mes meilleurs amis

Pour l'amour et le soutien...

A mon amie Zinou

Pour la sœur agréable qu'elle était et qui restera pour moi.

A toute personne qui m'a aidé à franchir un horizon dans ma vie...

Hafsaoui Farida

Dédicace

Je dédie ce modeste de travail :

*Je dédie ce travail à mes très chers parents qui m'ont
Affectueusement soutenus tout le long de mes études sans jamais faillir*

*A ma chère et tendre mère, source d'affection de courage et
d'inspiration qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour. À
l'homme qui m'a toujours guidé vers le droit chemin avec son amour ses
sacrifices et encouragements son soutien moral, À mon cher Père.*

A tous mes frères zahiya soumia fatma baaziz

Et "

"A mes nièces et neveux "

A toute ma famille "redah "

A mon marié yazid

*A mon binôme "farida "et sa famille pour le quel je souhaite une vie
pleine de joie et de réussite.*

A toute la promo 2010, et à tous mes amies

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

Redah hania.

Tables des matières

Liste des figures :	
Liste des tableaux :	
Liste des symboles :	
Introduction générale :	1
Introduction :	2
I.1. Présentation de l'ouvrage :	3
I.2. Description de l'ouvrage :	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques :	3
I.2.2 conception architecturale :	3
I.3. Conception des éléments de l'ouvrage :	4
Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.....	5
I.4. Caractéristiques des matériaux :	6
Introduction :	6
I.5 Hypothèse de calcul:.....	10
I.6. Diagramme de déformation d'une section en béton armé: Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.4.3,3).....	11
Introduction:	14
II.1. Pré dimensionnement :	14
II .2. Pré dimensionnement Des portiques:.....	14
II .2.1. Pré dimensionnement des poutres:.....	14
II .2.1.1. Définition :	14
II.2.2. Pré dimensionnement des poteaux :	16
II .3. Pré dimensionnement des planchers:	17
II.6. Pré dimensionnement des Escaliers :	20
II.7 L'acrotère.....	22
II.8. Les charges :	22
II.8.1. Types des charges (actions) :	22
II.8.2. Combinaison d'actions :	23
II.8.3. Évaluation des charges et surcharges :	23
II.9. Descente de charges :	26
II.9.1 Loi de dégression :	26
Conclusion :	35
III.1 L'acrotère :	37
III.1.1 Ferrailages :	38
Ar = A4 = 2.014 = 0.503cm ²	40
III.1.2 Vérification de La contrainte de cisaillement :	40

III.1.3 Vérification à l'état limite de service :	40
III.1.4. Schéma de ferrailage:	41
III.2. L'escalier	41
III.2.3. Schéma de ferrailage d'escalier :	49
III.3. Etude de la poutre palière:	49
III.3.1 Pré dimensionnement :	49
III.3.2. Evaluations des charges:	49
➤ Combinaison de charge :	50
III.3.3 Ferrailages :	50
III.3.3.1 Vérification à l'ELS :	51
III.4.4. Ferrailage à la torsion :	53
III.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière:	54
III.6. Dalle pleine :	54
III.6.1. Introduction :	54
III.6.1.1. étape de calcul :	54
III.6.2. Ferrailage à l'ELU : BAEL 91 Révisé 99 (chap.12. partie 2)	55
III.6.3. Schéma de ferrailage de la dalle pleine :	63
III.6.3.1-Principe de la méthode forfaitaire:	64
III.6.3.2-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:	65
III.6.3.3-L'efforts tranchants:	65
Conclusion :	76
Introduction :	78
IV.1 Choix de la méthode de calcul :	78
IV.1.1 Régularité en plan :(RPA article 3.5.1) :	79
IV.1.2 Régularité en élévation :(RPA article 3.5.1) :	79
IV.1.3 Calcul de l'effort sismique totale à la base :	80
IV.1.4 Détermination des coefficients : (RPA 99 V- 2003 art 4.2.3)	80
IV.2 L'objectif de l'analyse modale spectrale :	83
IV.3. Caractéristiques géométrique de la structure :	85
IV.3.1. Centre de masse :	85
IV.3.3. Excentricités :	86
IV.3.3.a. Excentricité théorique (statique) :	86
IV.3.3.b. Excentricités accidentelles (additionnelles) (RPA 99/ V2003 Art 4.3.7) :	86
IV.4.1. Caractéristiques géométrique :	87
IV.4.1.a. Centre de masse et centre de torsion :	87
IV.4.1.b. Les excentricités :	87
IV.5. Vérification d'ensemble :	88
IV.5.1. Période :	88
IV.5.2. Classification du système de contreventement :	91

IV.6. Vérification de la stabilité au renversement(RPA99/V2003 Art 4.4.1):	93
IV.7. Vérification de l'effet P- Δ : RPA 99 V-2003 (5.9) :	97
Introduction :	100
V.1 Etude des voiles :	100
V.2. Principe de calcul :	100
V.2.1. Combinaison :	100
V.3 Exemple de calcul :	105
V.3.1. Ferrailage :	105
V.3.1.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :	109
V.3.2. Schéma de ferrailage :	111
V.4 ferrailage des poteaux :	114
V.4.1. Aspect réglementaire :	114
V.4.2. Les sollicitations :	116
V.4.3 Exemple de calcul :	117
V.5. Schéma de ferrailage :	123
V .6. Ferrailage des poutres :	123
V.6.1 Calcul réglementaire et vérification :	124
V.6.1.1-Exemple de calcul : (Poutre principale – terrasse)	125
V.6.2. Calcul récapitulatif des poutres :	129
V.7. Schéma de ferrailage :	130
Conclusion :	130
Introduction :	133
VI.1. Étude des longrines :	133
VI.1.1. Pré dimensionnement :	133
VI.1.2Ferrailage des longrines :	133
VI.2. Calcul des fondations :	135
VI.2.1. Choix de type de fondation :	135
VI.3. Calcul des semelles :	137
VI.4. Calcul du ferrailage :	140
VI.4.A. schéma de ferrailage :	142
VI.4.1 Détermination la largeur et la hauteur de la semelle filante :	144
VI.4.2 Calcul des sollicitations :	144
VI.5 Le ferrailage:	145
VI.6. Schéma de ferrailage :	146
Conclusion générale	149
Références bibliographiques	151

Liste des figures :	
CHAPITRE I :	
Fig(I.1) : Brique creuse	5
Fig(I.2): Diagramme Parabole-Rectangle des Contraintes Déformations du béton	8
Fig(I.3) : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	9
Fig(I. 4) : Diagramme contrainte déformation d'acier	10
CHAPITRE II :	
Fig(II.1) : Dalle à corps creux	17
Fig (II.2) : Caractéristique géométrique de la nervure	18
Fig(II.3) : Escalier a une seul volée	20
Fig (II.4) : dimensionnement et Schéma statique de l'acrotère	22
Fig (II.5) : Surface d'influence d'un poteau	26
Fig (II.6) : Poteau (D-3)	27
Fig (II.7) : Schéma des sections de calcul des poteaux (Coupe en élévation)	28
Fig(II.8) : Descente de charges du poteau (D-2)	31
CHAPITRE III :	
Fig(III. 1) : schéma statique de l'acrotère	37
Fig(III. 2) : section de calcul de l'acrotère	38
Fig(III.3) : Ferrailage de l'acrotère	41
Fig(III.4): schéma statique d'escalier	42
Fig(III.5): schéma statique équivalent	42
Fig (III.6) : calcul moment fléchissant	43
Fig(III.7) : schéma de ferrailage d'escalier	49
Fig(III.8) : schéma de ferrailage de la poutre palière sur appui	54
Fig(III.9) : schéma de ferrailage de la poutre palière en travée	63
Fig(III.10) : schéma de ferrailage de la dalle pleine (coupe)	63

Fig(III.11) : schéma de ferrailage de la dalle pleine (vue en plan)	67
Fig(III.12) : Géométrie de la nervure	71
Fig(III.13) : Schéma de ferrailage des nervures	75
CHAPITRE IV:	
Fig(IV.1) : Modélisation en 3D de la structure	84
Fig(IV.2) : Spectre de réponse de calcul (logiciel robot)	85
Fig (IV.3) : Disposition des voiles -Vue en plan	89
Fig(IV.4) : 1 ^{er} mode de déformation de la structure « Mode 1 Translation suivant x »	90
Fig(IV.5) : 2 ^{ème} mode de déformation 3D de la structure « Mode 2 : Translation suivant y »	91
Fig(IV.6) : 3 ^{ème} mode de déformation de la structure « mode 3 : torsion autour de z »	91
Fig(IV.7) : Distribution des forces sismiques	94
Fig(V.8) : Concentration des forces sismiques aux étages suivant x et y	95
CHAPITRE V:	
Fig(V.1) : Les voiles calculés	101
Fig(V.2) : exemple de calcul voile 2 zone 1 sens Y-Y	101
Fig(V.3) : Disposition des armatures verticales dans les voiles	103
Fig(V.4): méthode des contraintes	104
Fig(V.5) : diagramme d'une section partiellement comprimée	104
Fig(V.6) : ferrailage du voile	111
Fig (V.7) : Voile 2' zone 2 sens Y-Y	111
Fig (V.8) : Voile 1 zone 1 sens X-X	112
Fig(V.9) : ferrailage du poteau	123
Fig(V.10) : ferrailage de la poutre principale plancher terrasse	129
Fig.(V.11) : ferrailage de la poutre secondaire plancher terrasse	130
CHAPITRE VI	
Fig(VI.1) : ferrailage des longrines	134

Fig(VI.2) : Semelle isolé	135
Fig(VI.3) : types des fondations utilisées	136
Fig(VI.4) : disposition du voile et poteau les plus sollicités (calculé)	136
Fig(VI.5) : dimensionnement d'une semelle isolée	138
Fig(VI.6) : ferrailage de la semelle sous pot (D-3) sens X-X	141
Fig(VI.7) : ferrailage de la semelle sous pot (D-3) sens Y-Y	142
Fig(VI.8) : ferrailage d'une semelle filante sous voile	145

Liste des tableaux :	
CHAPITRE I :	
Tableau (I-1) : Caractéristique géométrique	3
CHAPITRE II :	
Tab (II-1) : Les dimensions des poutres	16
Tab (II-2) : Les dimensions des poteaux	17
Tab(II-3) : Les dimensions des plancher	18
Tab (II-4) : Les dimensions des poutrelles	19
Tab (II-5) : Récapulatif des dimenciens des escaliers	21
Tab(II-6) : Récapulatif des dimenciens	24
Tab (II-7) :Évaluation des charges permanentes d'un plancher terrasse	24
Tab (II-8) :Évaluation des charges permanentes du plancher etage courant	24
Tab (II-9) :Évaluation des charges permanentes du sechoir d étage courant	24
Tab(II-10) :Évaluation des charges permanentes dun étage courant	24
Tab(II-11) :Évaluation des charges permanentes du mur exterieure	25
Tab(II-12) :... Évaluation des charges permanentes du mur interieure	25
Tab(II-13) : Évaluation des charges permanentes de la pallaisse	25
Tab(II-14) : Évaluation des charges permanentes de la palier	26
Tabl(II.15) : <i>Tableau de la descente de charges du poteau (D.2)</i>	33
Tab(II-16) :Vérification de la section de poteau	33
Tab(II-17) : Vérification de la section de poteau	34
Tab(II.18) : <i>Vérification de la section de poteau</i>	34
CHAPITRE III :	
Tab (III-1) : récapitulatif des dimensions	43
Tab (III-2) : les moments sur appuis et en travée a ELU et ELS	46
Tab (III-3) : Réciptulatif ferallaige	46

Tab (III-4) : Calcul des armatures de répartition	47
Tab (III-5) : vérification de l'espacement	47
Tab (III-6) : Vérification à l'ELS	48
Tab(III.7) : Vérification de l'effort tranchant	49
Tab(III.8): les moments de la poutre palière	50
Tab(III.9) : ferrailage de la poutre palière en travée	55
Tab (III. 10): Formules des coefficients μ_x et μ_y	58
Tab(III.11) : Ferrailage de la dalle pleine	58
Tab(III.12): Vérification à ELS	62
Tab (III. 13) : Ferrailage de la dalle pleine	62
Tab(III.14) : Vérification à ELS	64
Tab(III.15):chargement sur les plancher	64
Tab(III.16): sollicitation des plancher terrasse a l ELU	66
Tab(III.17): Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS	66
Tab(III.18): <i>Sollicitations du plancher étage à l'ELU</i>	66
Tab(III.19) <i>Sollicitations du plancher étage à l'ELS</i>	67
Tab(III.20):les sollicitations de CALCUL	67
CHAPITRE IV:	
Tab(IV.1) : Valeurs de pénalités P.q	92
Tab(IV.2):Vérification de la résultante des forces sismique de calcul	93
Tab(IV.3) :Centre de masse et centre de torsion	87
Tab(IV.4) : Calcul de l'excentricité théorique	87
Tab(IV.5) : Calcul de l'excentricité accidentelle	88
Tab(IV.6) : Calcul de l'excentricité totale	88
Tab(IV. 7) : Résultats de l'analyse de la disposition des voiles	89
Tab (IV. 8): Vérification du déplacement inter-étages suivant x	93

Tab(IV.9): Vérification du déplacement inter-étages suivant y	93
Tab(V.10): Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	95
Tab(IV.11): les efforts tranchants résultants selon X et Y	96
Tab(IV.12): vérification de renversement sens longitudinal	96
Tab(IV.13): vérification de renversement de sens transversal	97
Tab(IV.14) : Vérification de l'effet P- Δ suivant x	98
Tab(IV.15): Vérification de l'effet P- Δ suivant y	98
CHAPITRE V:	
Tab(V.1) : récapitulatif des armatures verticales pour 2 types de voiles	113
Tab(V.2) :récapitulatif des armatures verticales pour 2 types de voiles	114
Tab V.3 : coefficient de sécurité et caractéristique mécanique	114
Tab V.4 : Les sollicitations des poteaux	117
Tab V.5 : Calcul et choix de section d'armatures	121
Tab V.6: Vérification des contraintes	122
Tab V.7 : les sollicitations des poutres	124
Tab (V.8) : Calcul et choix de section d'armatures	129
CHAPITRE VI:	
Tab (VI.1) : calcul de ferrailage de la longrine	133
Tab (VI.2) : Sollicitation de semelle isolé du poteau (D-3	137
Tab(VI.3) : Surface de semelle sous poteau plus sollicité (calculé)	137
Tab(VI.4) : Surface de semelle sous voile (calculé)	143

Liste des symboles :

G : Action permanente.

Q: Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte ultime admissible de cisaillement.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

σ_{st} : Contrainte d'acier.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{bc} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

f_{bc} : Résistance caractéristique a 28 jours.

A_{st} : Section d'armature.

A_r : Armature de répartition.

γ_b : Coefficient de sécurité béton.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

θ : Coefficient d'application.

η : Facteur de correction d'amortissement.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

μ_u : Moment ultime réduit.

α : Position relative de la fibre neutre.

Z: Bras de levier.

d: Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

C_p :Facteur de force horizontal.

B_r :Section réduite.

M: Moment fléchissant.

T: Effort tranchant.

N: Effort normal.

A: Coefficient d'accélération de zone.

D: Facteur d'amplification dynamique.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

Q: Facteur de qualité.

W: Poids total de la structure.

V: Force sismique total.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

C_t : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment R+5 usage d'habitation, un rez de chaussée + 5 étages, implanté dans la Wilaya de Sétif. Cette étude se compose de six parties.

- La première partie : est la description générale du projet avec une présentation de
- L'aspect architectural des éléments du bâtiment, et caractéristique des matériaux utilisés.
- La deuxième partie : le pré-dimensionnement de la Structure et enfin la descente des charges.
 - La troisième partie : été consacrée aux ferrailages des éléments secondaires (l'escalier poutrelles, Dalles pleines et l'acrotère, poutre palière).
- La quatrième partie : L'étude dynamique de la structure déterminer les différentes vérifications et calcul l'effort tranchant et la force sismique dans chaque étage et la force sismique global
- La cinquième partie comprend le ferrailage des différentes éléments résistants de la Structure (Voiles, poteaux, poutres).
- la sixième partie : comprend le ferrailage de fondation (semelle isolée sous poteau et semelle filante sous voile)

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

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة للمبنى السكني R + 5 ، والطابق الأرضي + 5 وحدات، الواقع في ولاية سطيفتتكون هذه الدراسة من ستة أجزاء.

- الجزء الأول: هو الوصف العام للمشروع مع عرض الجانب المعماري لعناصر البناء ، وخصائص المواد المستخدمة.
- الجزء الثاني: البعد المسبق للهيكل وأخيرا نزول الحمل.
- الجزء الثالث: تم تخصيصه لتعزيز العناصر الثانوية (عوارض الدرج والألواح الصلبة، شعاع الهبوط)
- الجزء الرابع: تحدد الدراسة الديناميكية للهيكل عمليات التحقق المختلفة وتحسب قوة القص والقوة الزلزالية في كل مرحلة والقوة الزلزالية العالمية.
- الجزء الخامس يشمل تعزيز العناصر المقاومة المختلفة لهيكل (الأشعة ، المشاركات ، الحزم).
- الجزء السادس: يشمل تعزيز الأساس (نعل معزول تحت آخر وتشغيل نعل تحت الشراع)

هذا مع الأخذ في الاعتبار توصيات **BAEL91**، المعدلة واللوائح الزلزالية الجزائرية **RPA99/2003**

Abstract:

This project presents a detailed study of a building R + 5 residential use, a ground floor + 5 étages, implanted in the Wilaya of SETIF. This study consists of six parts.

- -The first part: is the general description of the project with a presentation of
- The architectural aspect of the building elements, and characteristic of the materials used.
- -The second part: the pre-dimensioning of the Structure and finally the descent of the charges.
- - The third part: been devoted to reinforcement secondary elements (the staircase beams, solid slabs and the acroterion , landing beam).
- -The fourth part: The dynamic study of the structure determine the different verifications and calculates the shear force and the seismic force in each stage and the global seismic force
- -The fifth part includes the reinforcement of the different resistant elements of the Structure (Sails, posts, beams).
- -the sixth part: includes the foundation reinforcement (isolated insole under post and running insole under sail)

This, taking into- account the recommendations of **BAEL91**, modified99 and Algerian seismic regulations **RPA 99/2003**.

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale :

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la Seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles Techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, Surtout celle de grande hauteur qui offre une grande surface aux forces du vent et séisme.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours Construire plus haut pour des surfaces en plan réduites. La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la Stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques Spécifiques pour chaque zone sismique.



Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux utilisés

Introduction :

L'étude en génie civil est basée sur la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure, et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux utilisés

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003...) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de ce projet de fin d'études.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation.

Le lieu d'implantation est la wilaya de **SETIF**, qui est classée comme une zone de sismicité moyenne (**Zone IIa**), dans le site (**S2**) considéré comme site ferme selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

Vu la hauteur qui dépasse les 14 m et vu que la structure est implantée en (**Zone IIa**), le système de contreventement doit être mixte ou porteur pour satisfaire les exigences du (**RPA 99 version 2003**). Avec le RPA99 on a classifié notre structure dans le groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne).

I.2. Description de l'ouvrage :

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

En plan et en élévation:

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau suivant:

Dimensions	(m)
Surface	430.93
Hauteur totale	19.20
Hauteur du RDC	3.10
Hauteur des étages courants	3.10

Tab(I.1) :Caractéristiques géométriques.

I.2.2 conception architecturale :

D'après la lecture du plans architecture (les plan architecturaux montrer dans l'annexe) on trouve que ; le projet est un bâtiment d'usage d'habitation contient de :

Un bloc a un Rez de chaussée et cinq étages et une terrasse inaccessible.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux utilisés

Le rez de chaussée et les cinq étages contient de : deux appartements en face entre eux, et un vide (Dégagement) pour la circulation, Avec des escaliers droits Permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et palier de repos

- Pour chaque appartement de chaque étage on a: Séjour, deux chambres, cuisine, balcon, séchoir, hall, w.-c., salle de bain.
- Terrasse inaccessible on a : Acrotère avec hauteur 60 cm.

I.3. Conception des éléments de l'ouvrage :

A. Le contreventement :

D'après les conditions de **Règles RPA99mod2003 (Art A.2.4, 29)**, pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte ou porteur, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

B. Plancher :

Le plancher assure la transmission des forces agissant dans son plan. Pour notre structure nous avons opté :

- Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.
- Les planchers dalles pleines pour les séchoirs situés en décrochement
- Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

Le choix du plancher corps creux s'est fait pour des raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage par des éléments en bois récupérables).
- Assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.
- charge d'exploitation modérée $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

c. Fondation :

La fondation de l'ouvrage est assurée par des semelles (isolées ; filantes) reliées par des longrines comme prévu dans le plan architectural.

D. Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans l'ensemble de la structure, ils jouent un rôle très important dans le maintien de la stabilité de l'ouvrage et la transmission de toutes les charges et surcharges de la structure aux fondations.

E. Poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux, leur rôle est de transmettre toutes les charges (poids du plancher, revêtement.....) et les surcharges (d'exploitation, climatiques...) Aux poteaux sans se déformer, on distingue deux types de poutres :

- poutres principales recevant les poutrelles (nervures) du plancher, donc elles sont porteuses.
- poutres secondaires pour les chaînages.

F. Voiles :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

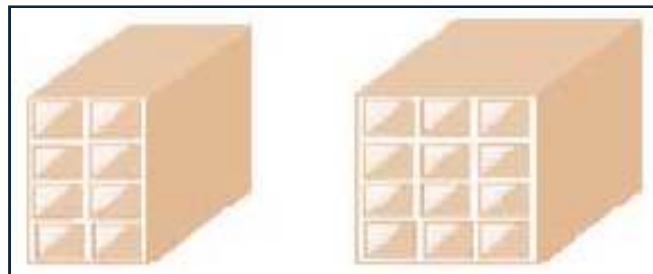
G. Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :** (Double paroi) :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses avec une lame d'air de 5 cm (10+5+15).

- **Murs intérieurs :** (Simple paroi) :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm.



Fig(I.5) :*Brique creuse.*

H. Revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I. Escaliers :

Les escaliers permettent le passage d'un niveau à l'autre. Ils peuvent être constitué d'un palier de repos et de paillasses, réalisés en béton armé.

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

F. Acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

Introduction :

L'objectif de cette partie est de présenter les caractéristiques principales des matériaux utilisés en Béton Armé.

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

A. Béton:

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenable

De Ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition

Ou adjuvant.

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

➤ Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a) Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant.

b) Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les graviers:

c) Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

d) Gravier :

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux utilisés

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

➤ Résistances mécaniques du béton :

a) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPJ / CEM II 32.5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 Mpa ($f_{c28} = 25$ Mpa).

D'après « Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 11) » on a :

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ Mpa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\}$$

b) Résistance à la traction : « Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 12) »

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{array} \right\} / \left[f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en (Mpa) ou } \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \right]$$

c) Déformations longitudinales du béton :

Déformations instantanées « E_{ij} » : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 21) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [\text{MPa}]: \text{ Pour le calcul sous charges de courte durée } (< 24\text{h}).$$

Déformations différées « E_{vj} » : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 22)

Si on exprime les résistances en MPa(ou N/mm²), ce module est donné par la formule :

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux utilisés

- $E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$ si $f_{c28} \leq 60$ MPa
- $E_{vj} = 4400^3 \sqrt{f_{cj}}$ si $f_{c28} > 60$ MPa sans fumée de silice.
- $E_{vj} = 6100^3 \sqrt{f_{cj}}$ si $f_{c28} > 60$ MPa avec fumée de silice.

d) Coefficient de poisson: Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 3) :

$\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$ (zéro) : Pour le calcul des sollicitations.

e) Diagrammes déformations –contraintes de béton : BAEL 91 (Art A.4.3, 4) :

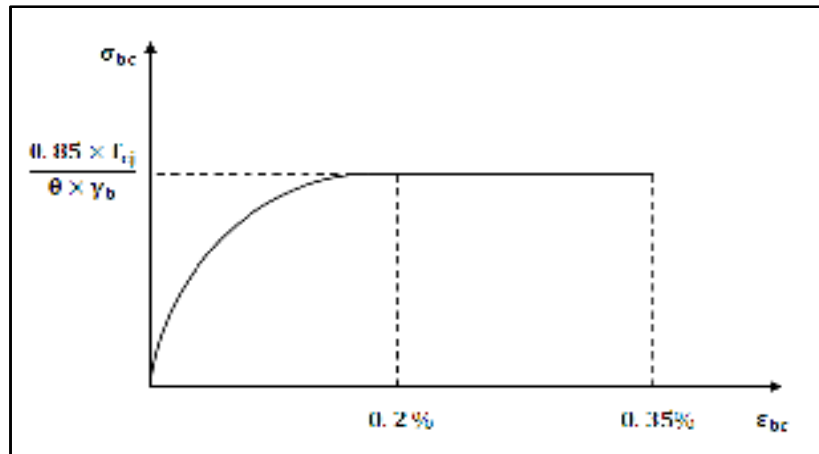
- État limite ultime (ELU) :

Contrainte ultime du béton :

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

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4.5 ; 0.025f_{cj})\text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$



Fig(I.6): Diagramme Parabole-Rectangle des Contraintes Déformations du béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b}$$

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux utilisés

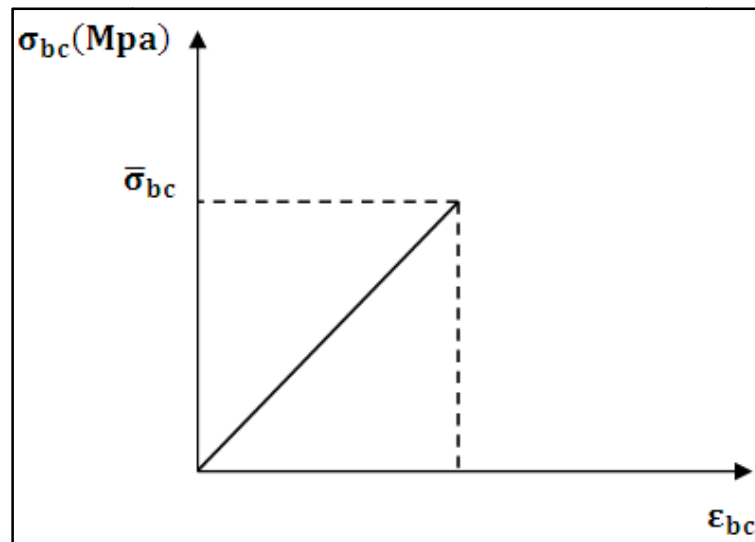
γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

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

- **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- **0.9** lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.
- **État limite de service (ELS) :**

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$$



Fig(I.7) : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

f) Contrainte limite de cisaillement : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.5.1, 21)

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ dans le cas de fissuration peut préjudiciable.}$$

$$= \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \text{ dans le cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

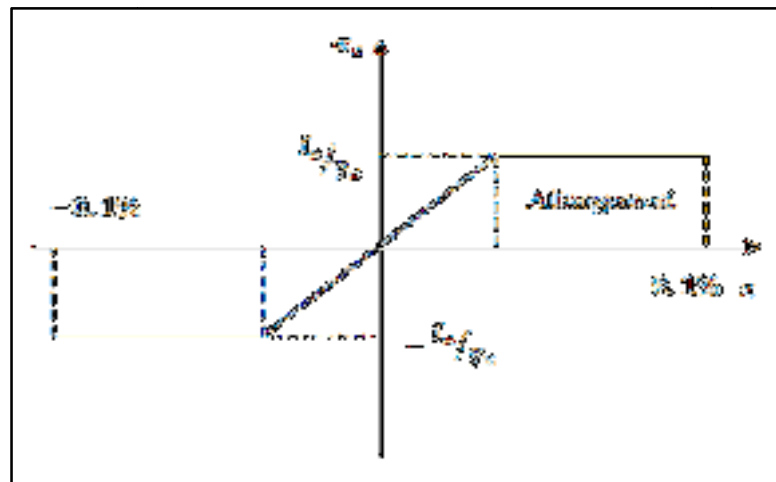
B. Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

➤ Contrainte limite :

- Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation de la figure suivante :



Fig(I. 8) : Diagramme contrainte déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

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

- Etat limite de service : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.4.5, 33)

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \xi = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$$

- Fissuration très préjudiciable : La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur $0,8 \xi$ (MPa).

η : Coefficient de fissuration ;

$\eta = 1$: Pour les ronds lisses (RL) ;

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

1.5 Hypothèse de calcul:

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

A. Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites.

➤ **Etats limites ultimes (ELU) :**

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

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

✓ **Hypothèses:**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- Le béton tendu est négligé dans les calculs ;
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 0.35‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 0.2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

➤ **Etats limites de service (ELS) :**

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

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

✓ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier ;
- Le béton tendu est négligé dans les calculs ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton ;
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_S = 15E_b$; $n = 15$).

I.6. Diagramme de déformation d'une section en béton armé: Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.4.3,3)

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation

Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois.

❖ **Le domaine 1 (pivot A) :**

Conditionné par l'allongement de l'acier, est celui de la flexion (simple ou composée) sans épuisement de la résistance du béton ; lorsque toute la section est située du côté des allongements, on est évidemment dans le cas de la traction de faible excentricité.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux utilisés

❖ Le domaine 2 (pivot B) :

Conditionné par le raccourcissement du béton, est celui de la flexion (simple ou composée) avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée ; les armatures voisines de la fibre opposée peuvent alors être soit tendues, soit comprimées avec une petite partie de béton tendu (diagramme voisin de B0).

❖ Le domaine 3 (pivot C) :

Est celui de la section entièrement comprimée.

Chapitre II :

Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

Introduction:

Le pré-dimensionnement c'est " le pré calcul " des éléments de la structure (plancher, Poutres, Poteaux) ; et en fait tous sa pour assurer une grande stabilité de l'ouvrage. Soient prés dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations Suivantes :

- Sollicitations verticales : concernant les charges et les surcharges.
- Sollicitations horizontales : concernant le séisme, le vent.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé selon les règles « B.A.E.L91 et RPA99version 2003 et le DTR ».

II.1. Pré dimensionnement :

II .2. Pré dimensionnement Des portiques:

Le système des portiques est constitué d'éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II .2.1. Pré dimensionnement des poutres:

II .2.1.1. Définition :

D'une manière générale en peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux .

On à deux types de poutres :

a) Poutre principale (transversal) :

Elles reçoivent les charges transmise par les solives (Poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- ✓ elles relient les poteaux.
- ✓ elles Supportent la dalle.

b) Les poutres secondaires (chinages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

c) Pré dimensionnement:

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on à :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0.3h_p < b < 0.8h_p$$

h_p : Hauteur totale de la poutre.

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

b: Largeur de la poutre.

L_{\max} : Longueur libre entre nus d'appuis

D'après le **R.P.A99 (Art 7.5.1)**, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

La hauteur h de la poutre doit être :

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

La largeur b de la poutre doit être :

$$b \geq 20\text{ cm}$$

Le rapport hauteur largeur doit être :

$$h/b \leq 4$$

c-1- poutres principales :

$$L_{\max} = 450\text{ cm}$$

Selon BAEL91

$$30\text{ cm} \leq h \leq 45\text{cm} \Rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 36 \Rightarrow b = 35\text{ cm}$$

On choisie une poutre de : $(b \times h) = (35 \times 40)\text{ cm}^2$

Vérification selon le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 35\text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ h / b = 1.14 < 4.00\text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

Condition de rigidité

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$40/450 = 0.08 > 0.06 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c-2- poutres secondaires : $L_{\max} = 385\text{ cm}$

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

Selon BAEL91

$$25.66\text{cm} \leq h \leq 38.5 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

On choisie une poutre de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

Vérification selon le RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ h / b = 1.33 < 4.00 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les trois conditions dictées par le RPA99 sont vérifiées.}$$

Condition de rigidité :

$$\text{On doit vérifier que : } \left(\frac{h}{L} \right) > \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow 35/385 = 0.09 > 0.06 \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

Poutre	L_{\max}	b	H	Vérification RPA
PP	450	35	40	Oui
PS	385	30	35	Oui

Tab(II .1):Les dimensions des poutres

II.2.2. Pré dimensionnement des poteaux :

.2. Pré dimensionnement des poteaux :

En considérant que les éléments agissants sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N perpendiculaire à la surface Set passant par le centre de gravité.

Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des raisons d'architecture :

$(35 \times 45) \text{ cm}^2$ pour les sections des poteaux.

Selon les prescriptions du RPA99 les dimensionnements des poteaux doivent vérifier les conditions : **RPA99 V2003 (art 7.4.1)**

On trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b,h) > 25 \text{ cm} \\ \min(b,h) > \frac{h_e}{20} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv} \\ 35 \text{ cm} > 15.5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

$$0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

$$0.25 \leq 0.77 \leq 4 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc pour tous les étages on a :

	He	B	H	Vérification RPA
Poteau	3.10	35	45	Oui

Tab(II .2):Les dimensions des poteaux.

II .3. Pré dimensionnement des planchers:

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur totale des planchers (h_t) doit satisfaire les conditions suivantes :

D'après le règlement B.A.E.L91 révisées 99 (condition de la flèche) Art : B.6.8, 424 :

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5}$$

Avec: L_{\max} : désigne la plus grande portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

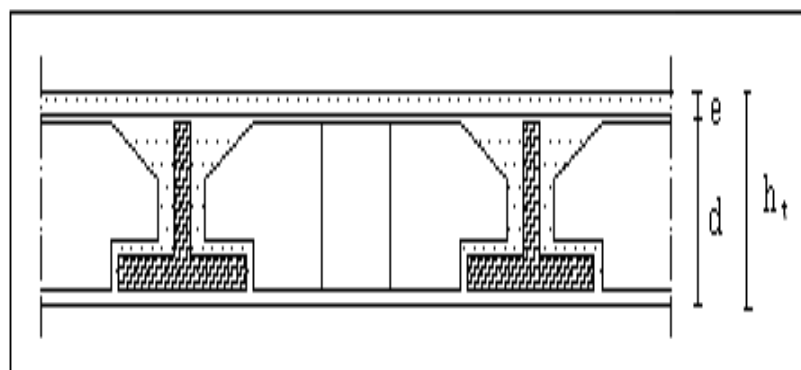
$$L = L(\text{entre axes}) - b = 425 - 30 = 395 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{395}{22.5} = 17.55 \text{ Cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20 \text{ cm}$

Soit un plancher (16+4) cm. Et l'on choisit des planchers à Corps-creux de type (16 + 4) cm constitués d'entre vous (Corps-creux) de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm de l'épaisseur.

$d = 16 \text{ cm}$ corps creux. , $e = 4 \text{ cm}$ dalle de compression.



Fig(II.1) : Dalle à corps creux.

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

	Ht	D	E
Plancher	20	16	4

Tab(II .3):Les dimensions du plancher

II.4. Pré dimensionnement des poutrelles :

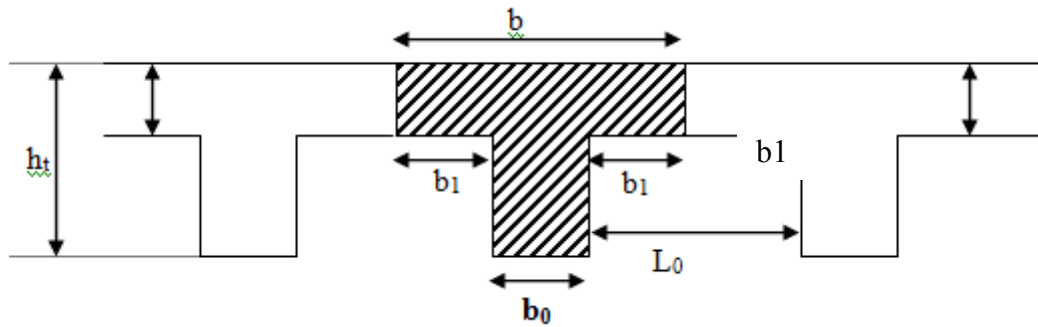


Fig (II.2) : Caractéristique géométrique de la nervure

Selon les règles BAEL : $0,3 h < b_0 < 0,8 h$

h : Épaisseur totale de la dalle = 20 cm

Donc $6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$. Pour des raisons constructives on prend $b_0 = 10\text{cm}$.

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 20cm et une longueur de 60 cm.

Détermination la largeur de la table de compression:

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression.

Avec : $b = 2b_1 + b_0$

Selon le BAEL 91:

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq (L - b_0) / 2 = 25\text{cm}. \\ b_1 \leq L_{\max} / 10 = 415 / 10 = 41.5\text{cm}. \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32. \end{cases}$$

L_{\max} = La plus grande portée de la poutrelle

L = la distance entre les faces voisines de deux nervures successives

$L=60\text{cm}$ selon DTR algériennes (DTR.C.B.2.2)

Donc on prend $b_1 = 25\text{cm}$

Donc : $b = 10 + 55 = 65\text{cm}$

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

Notre poutrelle a les Caractéristiques géométriques suivantes :

b_0	B
10	60

Tab(II .4):Les dimensions des poutrelles

II.5. Pré dimensionnement des dalles pleines (séchoir et balcon) :

La dalle pleine est dimensionnée à partir du maximum tiré de la condition suivante

Résistance à la flexion :

$$\frac{1}{35} \leq e \leq \frac{1}{30} \quad \text{Pour les dalles reposant sur deux appuis ;}$$

$$\frac{1}{50} \leq e \leq \frac{1}{40} \quad \text{Pour les dalles reposant sur trois appuis.}$$

Avec :

e : l'épaisseur de la dalle ;

L : la plus grande portée ,

Pour notre cas la dalle pleine est reposante sur trois appuis ; $L=3.85$

$$\text{On a: } \frac{1}{50} \leq e \leq \frac{1}{40} \Rightarrow 7.7 \leq e \leq 9.65$$

Donc on adopte $e=10\text{cm}$.

✓ **isolation phonique :**

La loi des masses exige pour un bon confort acoustique une épaisseur $e \geq 15\text{cm}$.

On adopte : $e = 15\text{cm}$

✓ **résistance au feu :**

Les normes des épaisseurs de l'ordre :

$e \geq 7\text{cm}$: Pour une heure de coupe feu ;

$e \geq 11\text{cm}$: Pour deux heures de coupe feu.

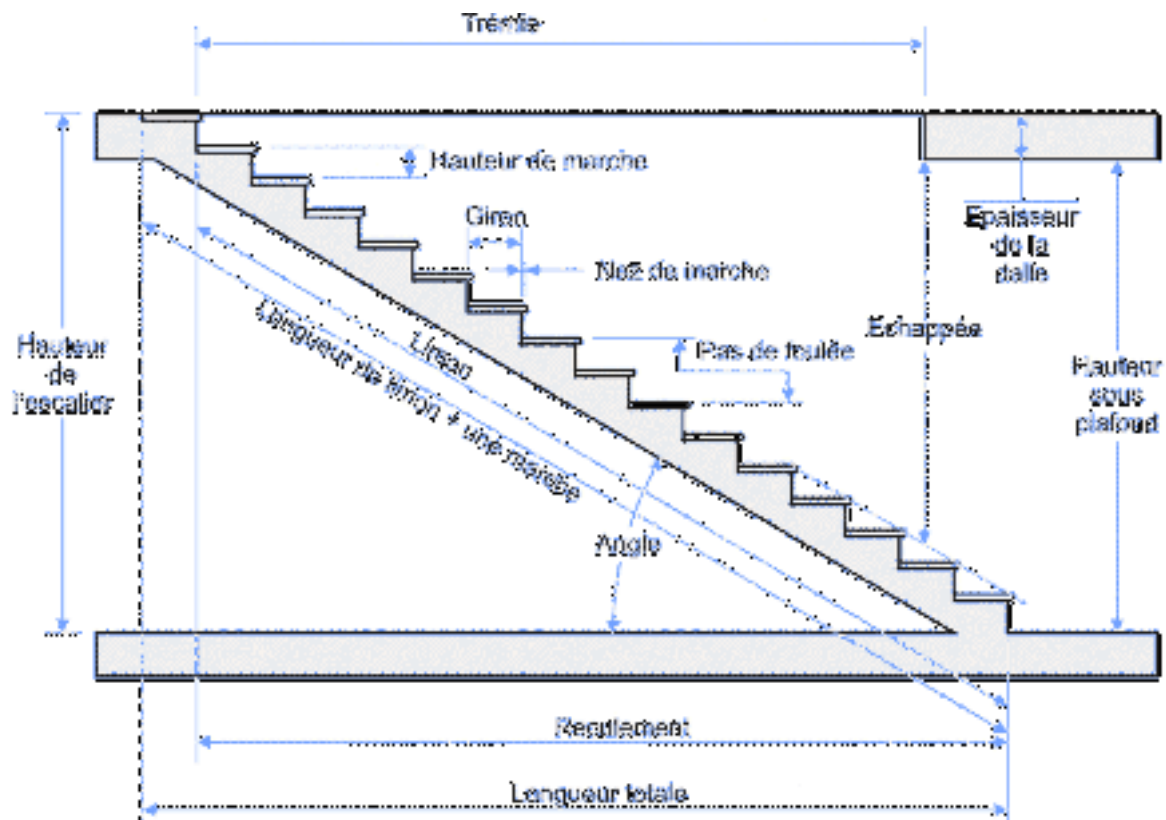
On adopte : $e = 11$

Alors : $e = \max(10, 15, 11) \rightarrow e=15$.

II.6. Pré dimensionnement des Escaliers :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marche. On appelle emmarchement la longueur de ces marches ; la largeur d'une marche g s'appelle le giron ; h est la hauteur d'une marche (contremarche).

Pour les dimensions des marches et contremarche on utilise généralement **la formule de BLONDEL** : $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$



Fig(II.3) : Escalier a une seul volée

Avec : g , est le giron varié de 22 cm à 33cm on le prendre égale à 30cm.

Donc la hauteur de la contre marche h selon la formule devient :

$$(59-30)/2 < h < (66-30)/2 \longrightarrow 14,5 < h < 18.00\text{cm.}$$

On prend $h=17\text{cm}$.

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm} \text{ Condition vérifiée}$$

• **Le nombre de contremarches est calculer par :**

$$n_c = H/h \longrightarrow n_c = (310/17) \approx 18 \text{ contre marches entre chaque étage.}$$

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

Avec H est la hauteur d'étage qui est de 290cm.

❖ Etage courant :

Hauteur d'étage	giron	Hauteur de volé
310cm	30cm	155cm

Tab(II.5) :récapitulatif des dimensions d'escalier.

Pour h=17cm on aura 9 marches par volée.

• La longueur de la ligne de foulée sera :

$$l = g (n-1) = 30 \times 8 = 240 \text{ cm} = 2.40\text{m}$$

• L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = 155/240 \quad \text{donc} \quad \alpha = 32.85^\circ.$$

• La longueur de la paillasse est :

$$L = 1,55/\sin\alpha = 2.87\text{m}.$$

• Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \quad \text{donc} \quad 9.66 < e < 15.12$$

On prend comme épaisseur : **e = 15.**

H (cm)	h (cm)	N	g (cm)	L ₀ (cm)	L _{p1} (cm)	E (cm)	L _{p2} (cm)
155	17	9	30	240	145	15	80

Tab(II.6) : récapitulatif des dimensions.

II.7 L'acrotère

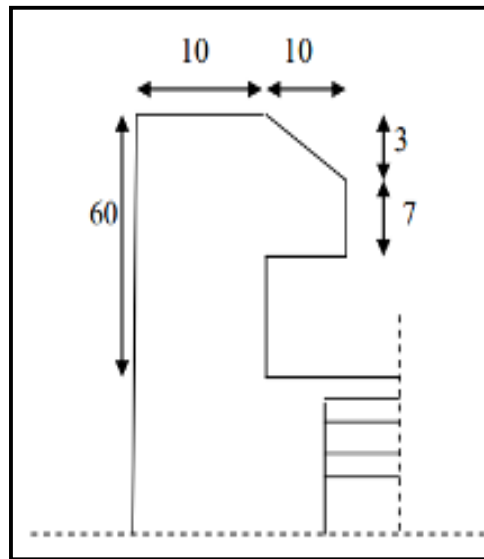


Fig (II.4) : dimensionnement et Schéma statique de l'acrotère.

Section transversale :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) = 0.0685\text{m}^2$$

$$\text{Poids propre} = G_1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/m}$$

Revêtement en enduit de ciment

$$G_2 = 0.02 \times 20[0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.07 + 0.1 + 0.5] = 0.588 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$G = 1.7125 + 0.588 = 2.301 \text{ KN/ml}$$

II.8. Les charges :

II.8.1. Types des charges (actions) :

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations Imposées. On distingue trois types d'actions :

- actions permanentes.
- actions variables (d'exploitations).
- actions accidentelles.

❖ Charges permanentes :

Ce sont des actions continues dans l'intensité est constante ou très peu variable Dans le temps.

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs. Elles sont déterminées à partir :

- Poids volumique des matériaux exprimé en KN/m^3 .
- Poids spécifique des éléments exprimé en KN/m^2 .

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

❖ Charge variable :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps, Elles sont désignées par la lettre Q.

On distingue deux familles principales :

- les charges d'exploitation.
- les charges climatiques.
- Effets thermiques

❖ Charges accidentelles (FA) :

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant rarement avec une Faible durée d'application. Exemple : Vent, séisme...

II.8.2. Combinaison d'actions :

➤ ELU:

La combinaison d'action courante à l'ELU est : $1.35G + G_{min} + 1.5Q_1 + \sum 1.3\chi_i \cdot Q_i$

- G_{max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable de base.
- Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient χ_i .

Généralement la combinaison s'écrit : $1,35G + 1,5Q$.

➤ ELS :

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante : $G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \chi_i Q_i$.

- G_{max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.
- G_{min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.
- Q_1 : action variable de base.
- Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient χ_i .

Généralement la combinaison s'écrit : $G + Q$.

II.8.3. Évaluation des charges et surcharges :

- Plancher à corps creux :

➤ Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse est inaccessible et réalisée en dalle pleine et en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales, **D'après le D.T.R.B.C.2.2 on a :**

N°	Désignation	e(m)	γ (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Isolation thermique	0.04	03	0.12
4	Béton de pente	0.1	22	02.2
5	Plancher à corps creux	16+4	-	02.85

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G=6.34 KN/m ²				
Q=1 KN/m ²				

Tab (II. 7) : *Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse (corps creux).*

➤ Plancher étage courant :

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher à corps creux	16+4	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
6	Mur intérieur (cloison)	-	-	1.3
G= 5.51 KN/m ²				
Q=1.5 KN/m ²				

Tab(II.8): *Évaluation des charges permanentes du plancher étage courant (corps creux).*

- Plancher dalle pleine :

➤ Les séchoirs :

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G=5.11 KN/m ²				
Q=3.5 KN/m ²				

Tab (II.9) : *Évaluation des charges permanentes d'un séchoir d'étage courant.*

Les balcons :

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de ciment	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G=5.11 KN/m ²				
Q=3.5 KN/m ²				

Tab (II.10) : *Évaluation des charges permanentes d'un balcon d'étage courant*

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

- Maçonnerie :

➤ Murs extérieurs :

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
2	Brique creuses	0.15	-	1.3
3	Brique creuses	0.10	-	0.9
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G = 2.8 KN/m²				

Tab (II.11) : *Évaluation des charges permanentes du mur extérieur.*

➤ Murs intérieurs :

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuses	0.10	-	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G = 1.3 KN/m²				

Tab (II. 12) : *Évaluation des charges permanentes du mur intérieur.*

- Les Escaliers :

➤ Paillasse :

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Poids propre	$0.15/\cos\alpha$	25	4.33
2	Poids de la marche	0.17/2	22	1.87
3	Carrelage	0.02	20	0.4
4	Mortier de pose	0.02	20	0.4
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G= 7.2KN/m²				
Q=2.5 KN/m²				

Tab (II.13) : *Évaluation des charges permanentes de la paillasse.*

➤ Palier de Repos + palier de départ:

N°	Désignation	e(m)	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Poids surfacique (kN/m^2)
1	Poids propre	0.15	25	3.75
2	Carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G= 4.75 KN/m²				

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

Tab (II.14) :Évaluation des charges permanentes du Palier.

II.9. Descente de charges :

Introduction :

La descente des charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Lors de cette étude, On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments de la structure cela nous permet dès les dimensionner jusqu'au sol qui est l'élément porteur de notre structure.

A. Rôle de descente des charges :

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

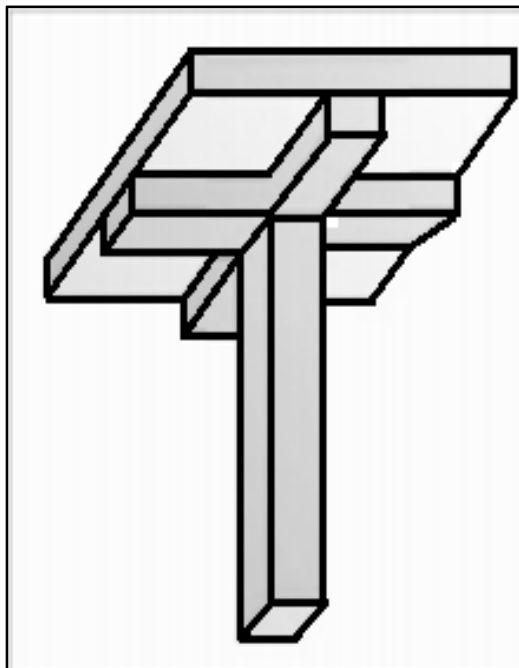


Fig (II.5) : Surface d'influence d'un poteau.

II.9.1 Loi de dégression :

Etant donné que nous avons plus de six niveaux. Nous appliquons la loi de dégression des charges.

Selon le **DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitations (Art 6.3).**

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

Donc la loi de dégression sera comme suit (DTR B.C 2.2 (6.3))

Niveau 0 : Q_0

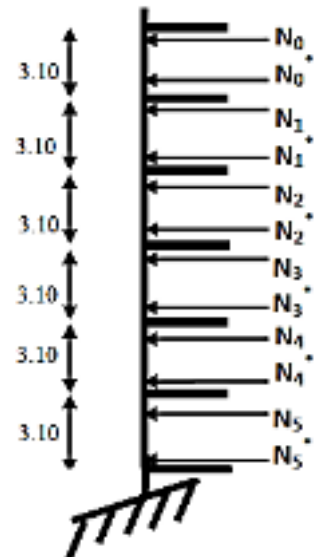
Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0.9 * Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q + 0.7 * Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0.9 * Q + 0.8 * Q + 0.7 * Q + 0.6 * Q$



B. Tableaux de descente des charges :

➤ Poteau central (D-3) :

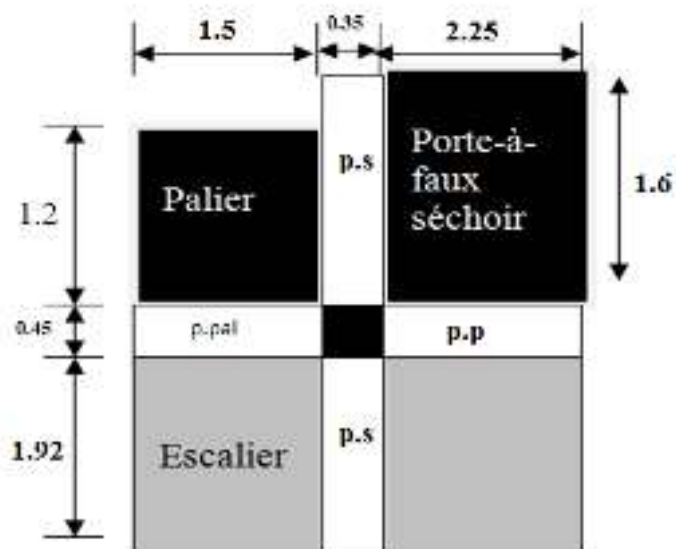


Fig (II.6) :Poteau (D-3).

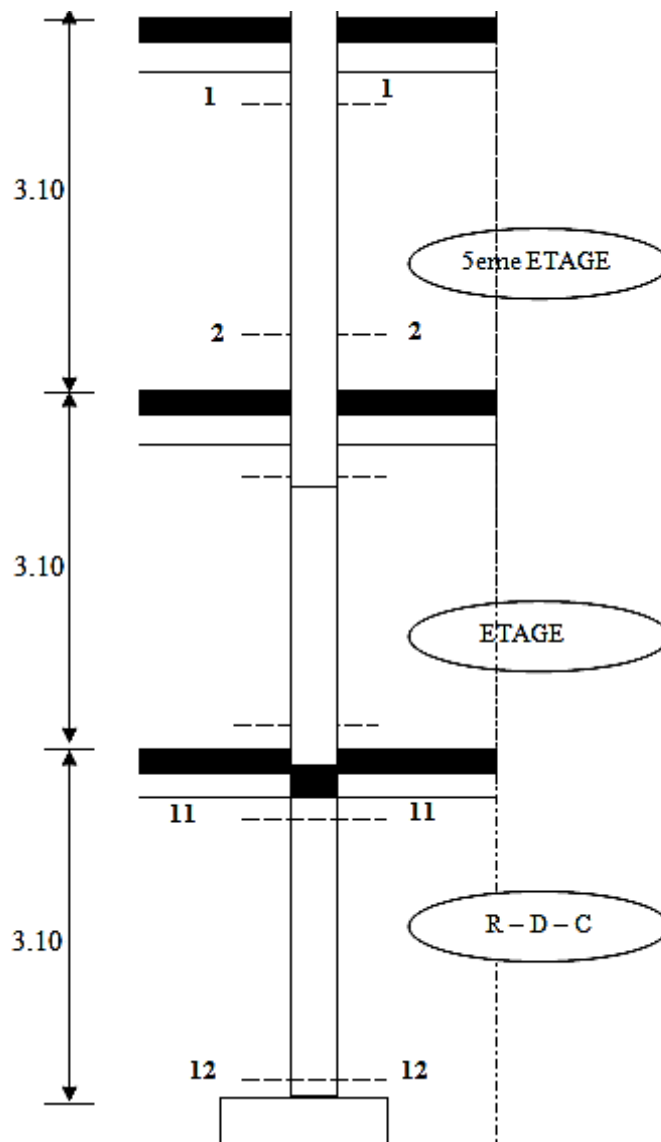


Fig (II.7) :Schéma des sections de calcul des poteaux (Coupe en élévation).

❖ Calcul des sections :

- Pour le poteau de section (35× 45) cm²
 - $S_{G1} = [(1.5 + 2.25)(1.4 + 1.92) - (1.5 * 0.4)]$
 - $S_{G1} = 11.85 \text{ m}^2$
 - $S_{G2} = [(1.92 \times 2.25)]$
 - $S_{G2} = 4.32 \text{ m}^2$
 - $S_{G3} = [(2.25 \times 1.4)]$
 - $S_{G3} = 3.15 \text{ m}^2$
 - $S_{Gp} = (1.5 \times 1)$
 - $S_{Gp} = 1.5 \text{ m}^2$
 - $S_{Gv} = \frac{1.92}{\cos(30.00)} \times 1.5$
 - $S_{Gv} = 3.32 \text{ m}^2$
 - $S_Q = [(2.25 + 0.35 + 1.5)(1.4 + 0.45 + 1.92) - (0.4 \times 1.5)]$
 - $S_Q = 14.85 \text{ m}^2$

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

- $S_{Q1} = S_Q - (0.35 \times 0.45) = 14.69m^2$

Etages	Section (niveau)	G (KN)	Q (KN)
5 ^{ème} étage	Section 1-1 -plancher terrasse : $S_{G1} \times G_t = 11.85 \times 6.31$ -poutre principale : $(0.35 \times 0.40 \times 25) \times (3.75)$ -Poutre secondaire : $(0.30 \times 0.35 \times 25) \times (3.32)$ -poids de l'acrotère : $2.301 \times (4.1)$	74.77 13.12 8.71 9.43	$S_Q \times Q_t =$ 14.85×1
	Σ	106.03	14.85
	Section 2-2 -poids venant de la section 1-1 -poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$ -poids de mur extérieur : $(3.3 \times 2.87) \times 2.8$	106.03 12.20 26.51	14.85
	Σ	144.74	14.85
4 ^{ème} étage	Section 3-3 -poids venant de la section 2-2 -plancher étage courant : $= 4.32 \times 5.51$ -poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.40 \times 25) \times (3.75)$ -Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.32)$ -poids de la dalle pleine : (3.15×5.11)	144.74 23.80 13.12 8.32 16.09	$14.85 +$ (3.15×3.5) $+(4.32 \times 1.5)$
	Σ	206.07	32.35
	Section 4-4 -poids venant de la section 3-3 -poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$ -poids du palier : (1.5×4.75) -poids du paillasse : (3.32×7.20) -poids de mur extérieur : 26.51 -poids de la poutre palière : $(0.35 \times 0.40 \times 25) \times (1.5)$	206.07 12.20 7.12 23.90 26.51 5.25	$32.35 + (2.5 \times 1.5)$ $+(2.5 \times 3.32)$
	Σ	281.05	44.4
3 ^{ème} étage	Section 5-5 poids venant de la section 4-4 -plancher étage courant : $= 4.32 \times 5.51$ -poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.4 \times 25) \times (3.75)$ -Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.32)$ -poids du dalle pleine : (3.15×5.11)	281.05 23.80 13.12 8.32 16.09	$44.4 + 0.9$ (4.32×1.5)
	Σ	342.38	50.23
	Section 6-6 -poids venant de la section 5-5 -poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$ -poids du palier : (1.5×4.75) -poids du paillasse : (3.32×7.20) -poids de mur extérieur : 26.51 -poids de la poutre palière : $(0.35 \times 0.40 \times 25) \times (1.5)$	342.38 12.20 7.12 23.90 26.51 5.25	$50.23 + 12.05$
	Σ	417.36	62.28
	Section 7-7		62.28+

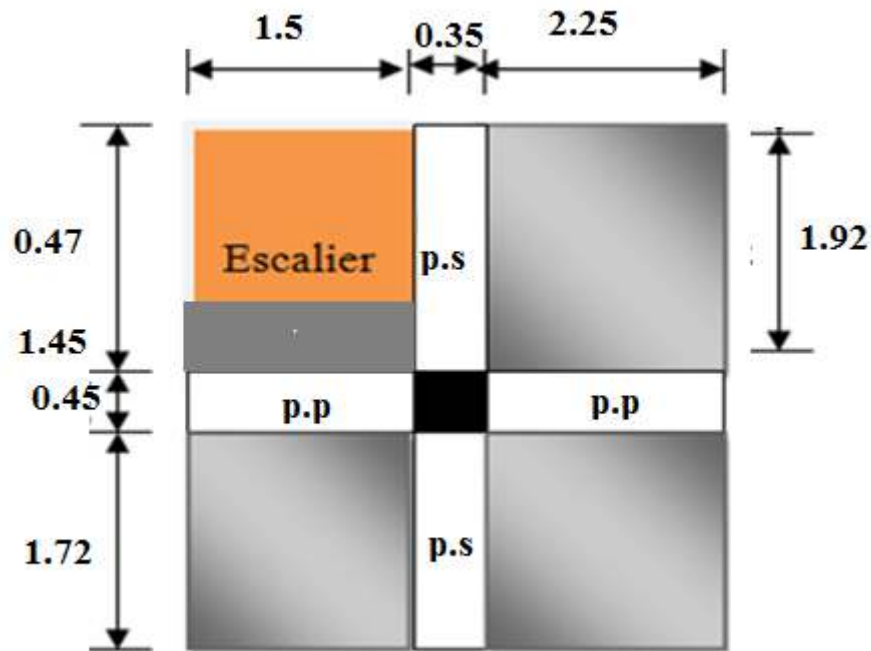
Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

2 ^{ème} étage	-poids venant de la section 6-6	417.36	0.8(6.48)
	-plancher étage courant : = 4.32×5.51	23.80	
	-poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.4 \times 25) \times (3.75)$	13.12	
	-Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.32)$	8.32	
	-poids du dalle pleine : (3.15×5.11)	16.09	
	Σ	478.69	67.46
	Section 8-8		
	-poids venant de la section 7-7	478.69	67.46+12.05
	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20	
	-poids du palier : (1.5×4.75)	7.12	
	-poids du paillasse : (3.32×7.20)	23.90	
	-poids de mur extérieur : 26.51	26.51	
	-poids de la poutre palière : $(0.35 \times 0.40 \times 25) \times (1.5)$	5.25	
	Σ	553.67	79.51
1 ^{er} étage	Section 9-9		
	-poids venant de la section 8-8	553.67	79.51 + 0.7(12.05)
	- poids du palier : (1.5×4.75)	7.12	
	-poids du paillasse : (3.32×7.20)	23.90	
	-poids de mur extérieur : 26.51	26.51	
	-poids de la poutre palière : $(0.35 \times 0.40 \times 25) \times (1.5)$	5.25	
	Σ	616.45	87.94
	Section 10-10		
	-poids venant de la section 9-9	616.45	87.94+12.05
	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20	
	- poids du palier : (1.5×4.75)	7.12	
	-poids du paillasse : (3.32×7.20)	23.90	
	-poids de mur extérieur : 26.51	26.51	
	-poids de la poutre palière : $(0.35 \times 0.40 \times 25) \times (1.5)$	5.25	
	Σ	691.43	99.99
RDC	Section 11-11		
	-poids venant de la section 10-10	691.43	99.99 + 0.6(12.05)
	- poids du palier : (1.5×4.75)	7.20	
	-poids du paillasse : (3.32×7.20)	23.90	
	-poids de mur extérieur : 26.51	26.51	
	-poids de la poutre palière : $(0.30 \times 0.45 \times 25) \times (1.5)$	5.25	
	Σ	754.29	107.22
	Section 12-12		
	-poids venant de la section 11-11	754.29	107.22+12.05
	-poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20	
	- poids du palier : (1.5×4.75)	7.20	
	-poids du paillasse : (3.32×7.20)	23.90	
	-poids de mur extérieur : 26.51	26.51	
	-poids de la poutre palière : $(0.30 \times 0.45 \times 25) \times (1.5)$	5.25	
	Σ	829.35	119.27
Infra	Section 13-13		
	-poids venant de la section 12-12	829.35	
	-poids de longrine : $(0.25 \times 0.3 \times 25) \times (3.9)$	8.78	

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

structure	Σ	838.13	
	Section 14-14		
	-poids venant de la section 13-13	838.13	
	-poids d'amorce poteau : $(35 \times 45 \times 25) \times 2$	7.8	
	Σ	845.93	

Tabl(II.12) :Descente de charges du poteau (D-3).



Fig(II.8) :Descente de charges du poteau (D-2).

- Pour le poteau de section $(35 \times 45) \text{ cm}^2$
 - Poids du mur extérieur : $[3.10 - h_{\text{poutre secondaire}}] \times [(1.72 + 1.92) - b_{\text{poteau}}] \times G_{\text{mur}}$
 - Poids du mur = 25.73
 - $S_{G1} = [(1.5 + 2.25) \times (1.72) + (2.25 + 1.5) \times 1.92]$
 - $S_{G1} = 11.58 \text{ m}^2$
 - $S_{G2} = 11.58 - (1.5 \times 0.47) = 10.87 \text{ m}^2$
 - $S_{Gv} = \frac{0.47}{\cos(30.00)} = 0.54 \text{ m}^2$
 - $S_{Gv} = 0.54 \times 1.5 = 0.81 \text{ m}^2$
 - $S_Q = [(1.5 + 0.35 + 2.25)(1.92 + 0.45 + 1.72)]$
 - $S_Q = 14.92 \text{ m}^2$
 - $S_{Q1} = S_Q - (0.35 \times 0.45) - (2.88) = 11.88 \text{ m}^2$

Etages	Section (niveau)	G (KN)	Q (KN)
5 ^{ème} étage	Section 1-1		$S_Q \times Q_t =$

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

	-plancher terrasse : $S_{G1} \times G_t = 11.58 \times 6.34$	73.41	14.92×1
	-poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.40 \times 25)(3.75)$	14.7	
	-Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.64)$	10.47	
	Σ	89.58	14.92
	Section 2-2		
-poids venant de la section 1-1	89.58	14.92	
-poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20		
-poids de mur extérieur :	25.73		
Σ	127.5	14.92	
4 ^{ème} étage	Section 3-3		
	-poids venant de la section 2-2	127.5	14.92 +
	-plancher étage courant : $S_{G2} \times G_E = 10.87 \times 7.64$	83.04	(11.8 × 1.5
	-poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.40 \times 25)(3.75)$	14.7	+ 3.32 × 2.5)
	-Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.64)$	10.47	
-poids du paillasse : 0.81×7.20	5.83		
Σ	241.54	40.92	
	Section 4-4		
	-poids venant de la section 3-3	241.54	40.92
	- poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20	
	-poids de mur extérieur :	25.73	
	Σ	279.47	40.92
3 ^{ème} étage	Section 5-5		
	poids venant de la section 4-4	279.47	40.92
	- plancher étage courant: $S_{G2} \times G_E = 10.87 \times 7.64$	83.04	+ 0.9(26)
	-poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.40 \times 25)(3.75)$	14.7	
	-Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.64)$	10.47	
-poids du paillasse : 0.81×7.20	5.83		
Σ	393.51	64.32	
	Section 6-6		
	-poids venant de la section 5-5	393.51	64.32
	- poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20	
	-poids de mur extérieur :	25.73	
	Σ	431.44	64.32
2 ^{ème} étage	Section 7-		
	-poids venant de la section 6-6	431.44	64.32 +
	-plancher étage courant: $S_{G2} \times G_E = 10.87 \times 7.64$	83.04	0.8(26)
	-poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.40 \times 25)(3.75)$	14.7	
	-Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.64)$	10.47	
-poids du paillasse : 0.81×7.20	5.83		
Σ	545.48	85.12	
	Section 8-8		
	-poids venant de la section 7-7	545.48	85.12
	- poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20	
	-poids de mur extérieur :	25.73	
	Σ	693.21	85.12
1 ^{ère} étage	Section 9-9		
-poids venant de la section 8-8	693.21	85.12+	
		0.7(26)	

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

	-plancher étage courant: $S_{G2} \times G_E = 10.87 \times 7.64$	83.04	
	-poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.40 \times 25)(3.75)$	14.7	
	-Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.64)$	10.47	
	-poids du paillasse : 0.81×7.20	5.83	
	Σ	807.25	103.32
	Section 10-10		
	-poids venant de la section 9-9	807.25	103.32
	poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20	
	-poids de mur extérieur :	25.73	
	Σ	845.15	103.32
RDC	Section 11-11		
	-poids venant de la section 10-10	845.15	103.32 + 0.6(26)
	étage courant : $S_{G2} \times G_E = 4.51 \times 7.64$	83.04	
	-poutre longitudinal : $(0.35 \times 0.4 \times 25) \times (4.2)$	14.7	
	-Poutre transversale : $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times (3.99)$	10.47	
-poids d'escalier : 3.32×7.20	5.83		
	Σ	898.35	118.92
	Section 12-12		
	-poids venant de la section 11-11	898.35	118.92
	poids de poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times (3.10)$	12.20	
	-poids de mur extérieur :	25.73	
	Σ	901.36	118.92
	Section 13-13		
	-poids venant de la section 12-12	901.36	
	-poids de longrine : $(0.25 \times 0.3 \times 25)(7.39)$	13.65	
	Σ	915.01	
	Section 14-14	915.01	
	-poids venant de la section 13-13	7.87	
	-poids d'amorce poteau : $(0.35 \times 0.45 \times 25) \times 2$		
	Σ	922.88	

Tabl(II.15) :Tableau de la descente de charges du poteau (D.2).

D'après la descente des charges, on distingue que le poteau le plus sollicité est le poteau (D-2). Donc on prend en compte ce dernier pour la vérification des sections des poteaux.

A. Vérification de la section de poteau : BAEL 91(B.8.4, 1) :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

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

➤ D'après RPA 99 V-2003(art 7.4.2.1) :

Chapitre II: Pré dimensionnement Et Descente Des Charges

La section des armatures minimales est : 0.8% (B_r) En zone (IIa)

$$A = 0.8\% \times (b_1 - 2)(h_1 - 2)$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

$$B_r = (h_1 - 2)(b_1 - 2)$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_e = 400 \text{ Mpa}$$

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = 0.79$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) \lambda_x = \sqrt{12} \left(\frac{L_f}{b}\right) \lambda_y = \sqrt{12} \left(\frac{L_f}{h}\right) = \max(21.47; 16.7)$$

Section (cm ²)	λ	B_r (cm ²)	A(cm ²)
35 × 45	21.47	1419	11.35

Tab (II.16) : Vérification de la section de poteau.

Section (cm ²)	\bar{N} (KN)	N_u (KN)	condition
35 × 45	23878.16	1320.91	vérifiée

Tab (II.17) : Vérification de la section de poteau.

B. Vérification vis-à-vis du RPA99 :

D'après RPA 99 V-2003(art 7.4.3.1) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : $N_d = G + Q$

Section (cm ²)	B_c (cm ²)	N_d (KN)	V (Mpa)	condition
35 × 45	1575	1041.8	0.024	vérifiée

Tab(II.18) : Vérification de la section de poteau.

Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : (35×40) cm².
- Poutres secondaires : (30×35) cm².
- poteau : (35×45) cm².
- épaisseur d'escalier : $e=15$ cm.
- épaisseur du plancher (dalle pleine-séchoir-) : $e =15$ cm.
- épaisseur du plancher (dalle en corps creux) : $(16+4) = 20$ cm.
- la hauteur de l'acrotère : 60cm.

Chapitre III :

Etude Des Eléments Secondaires

III.1 L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

$$F = \max (F_p, F_q)$$

Avec :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p \text{ (RPA 99 version 2003; art 6.2.3)}$$

$$F_q: \text{ La poussée horizontale } F_q = 1 \text{ KN/ml}$$

A: Coefficient d'accélération de la zone

$$\text{(RPA 99 tableau 4.1)} \Rightarrow \text{groupe 2 ; zone IIa} \Rightarrow A = 0.15$$

C_p : facteur de la force horizontale

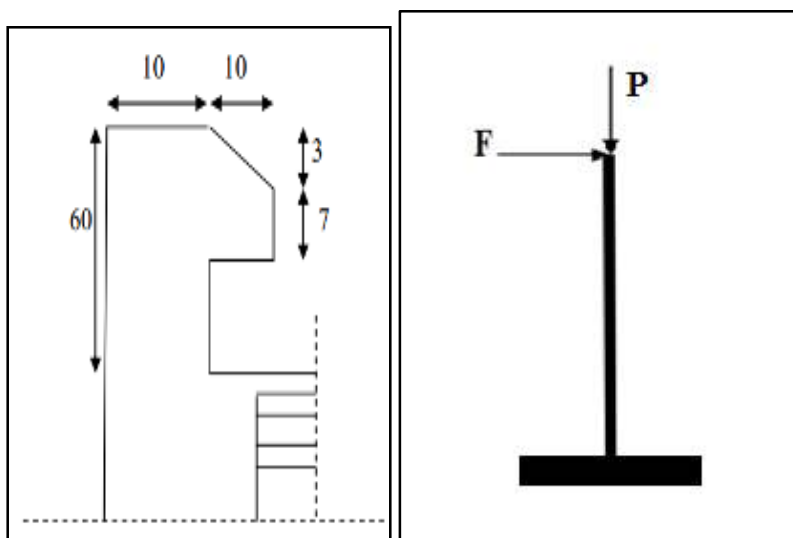
$$\text{(RPA 99 tableau 6.1)} \Rightarrow C_p = 0.8$$

w_p : Poids propre de l'acrotère

$$w_p = 2.301 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.301 = 1.1045 \text{ KN/ml}$$

$$F = \max(F_p, F_q) = \max(1.1045 ; 1) = 1.1045 \text{ KN/ml}$$



Fig(III. 3) :schéma statique de l'acrotère.

➤ Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

✓ **E.L.U :**

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q \quad \text{avec } Q = 0 \text{ KN/ml.}$$

$$N_u = 1.35 G = 1.35(2.301) = 3.1064 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.35M_p + 1.5M_F \quad \text{avec } M_p = P \times 0 = 0 \text{KN.m (bras de levier = 0)}$$

$$M_F = F \times L = 1.1045 \times 0.6 = 0.6627 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 1.5M_F = 1.5(0.6627) = 0.994 \text{ KN.m}$$

✓ E.L.S :

$$M_S = M_P + M_F \quad \text{avec } M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_S = M_F = 0.6627 \text{ KN.m}$$

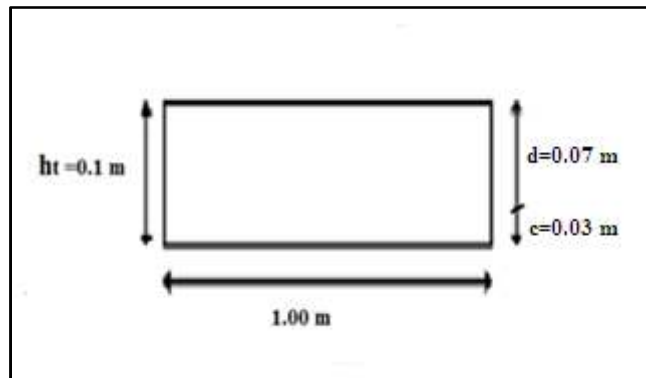
$$N_S = G + Q \quad \text{avec } Q = 0 \text{ KN/ml}$$

$$N_S = G = 2.301 \text{ KN}$$

III.1.1 Ferrillages :

A. Calcul de l'excentricité :

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



Fig(III. 4) : section de calcul de l'acrotère.

$$M_u = N_u \times e_u$$

$$\Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.994}{3.1064} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

$$e_u = 0.32 > e_0 = 0.0167$$

Alors:

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section et l'effort normale étant un effort de compression, donc la section étudié est **partiellement comprimé**. On le calculé à la flexion simple.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif.

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 0.10 = 0.09 \text{ m.} \quad \text{(BAEL91 (art A.4.2))}$$

$$\text{On prend: } d = 0.07 \text{ m}$$

$$d' = h_t - d = 0.03 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h_t}{2} \right)$$

e_a : La distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = 0.32 + \left(0.07 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.34 \text{ m.}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 3.1064 \times 0.34 = 1.056 \text{ KN.m.}$$

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

La hauteur utile, c'est-à-dire la distance du centre de gravité des armatures supérieures de section A au parement le plus comprimé. (**BAEL91 (art E. 6. 2, 1)**).

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}\right) = \left(\frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5}\right) = 14.2 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A. 4. 3, 41)})$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times (d)^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.056 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.015 < \mu_1 = 0.392$$

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

Alors :

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

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.992$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

B. La section fictive d'acier tendue :

On obtient une section fictive d'acier A_a puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.056 \times 10^3}{0.992 \times 9 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

C. La section d'acier tendue :

$$A_{s \text{ cal}} = A_a - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.34 - \frac{3106.4}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2$$

D. Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2) :

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ Mpa.} \quad (\text{BAEL91 (art A.2.1, 12)})$$

f_{c28}, f_{t28} : Résistances caractéristiques à la compression et à la traction du béton âgé de 28 jours.

$$f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

$$A_s \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s(\text{calculé}); A_s(\text{BAEL})) = 0.845 \text{ cm}^2.$$

Choix : 4HA8=2.01cm²

E. Armature de répartition BAEL (art A.8.2, 41):

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA8=2.01 cm²

III.1.2 Vérification de La contrainte de cisaillement :

BAEL 91 (art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

$$v_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5(1104) = 1656 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{1656}{1000 \times 70} = 0.0237 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \text{ BAEL91 (art A. 5. 1, 211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = \min(2.5; 4\text{Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0237 < \bar{\tau}_u = 2.5 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas alors nécessaires, néanmoins nous prévoyons des cadres pour relever les armatures principales.

III.1.3 Vérification à l'état limite de service :

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées :

A. État limite d'ouverture des fissures :

(Fissuration préjudiciable)

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

Avec:

$$\bar{\sigma}_{st} = \xi = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta * f_{tj}})\right) \text{ (BAEL91 (art A.4.5, 33))}$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ (Pour les armatures à haute adhérence)

$$\sigma_{st} = n M_{ser} \left(\frac{d-y}{I}\right)$$

$n = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier – béton (BAEL91 (art A.4.6, 12))

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

$$\frac{by^2}{2} + 15(A \times y) - 15(A \times d) = 0 \Rightarrow \frac{100 \times y^2}{2} + 15(2.01 \times y) - 15(2.01 \times 7)$$

$$50y^2 + 30.15y - 211.05 = 0$$

$$y = 1.775 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre.

$$I = \left(\frac{b}{3}\right)y^3 + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow \frac{100}{3} \times (1.775)^3 + 15 \times 2.01 \times (7 - 1.775)^2$$

$$I = 1009.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = \eta M_{ser} \left(\frac{d - y}{I}\right) = 15 \times 662.7 \times \left(\frac{7 - 1.775}{1009.53}\right) = 51.45 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5(400) ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right) = \min(266.67; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 51.45 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

B. Etat limite de compression du béton :

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

Avec:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \text{ (BAEL91 (art A.4.5, 2))}$$

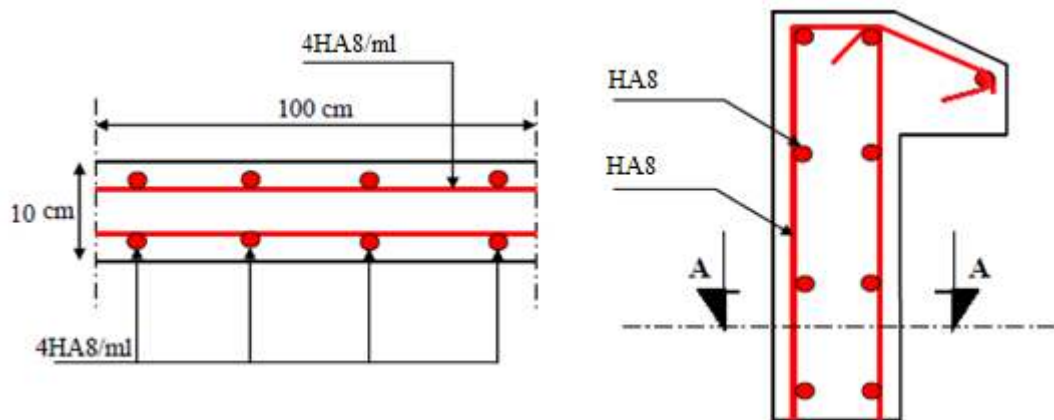
$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} = 662.7 \times \frac{1.775}{1009.53} = 1.17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.17 < \bar{\sigma}_b = 15 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les sections d'armatures choisies sont acceptables

III.1.4. Schéma de ferrailage:



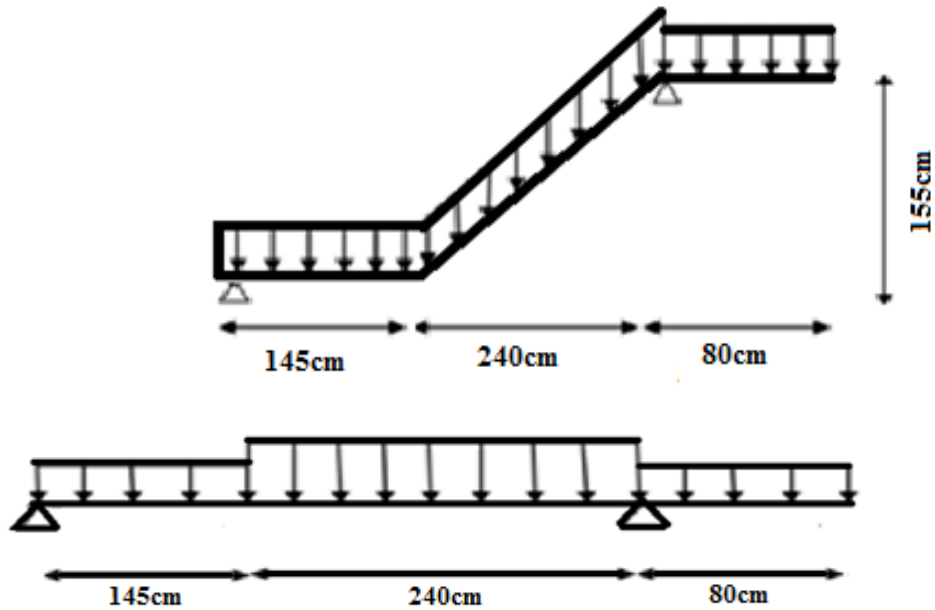
Fig(III.3) : Ferrailage de l'acrotère.

III.2. L'escalier

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier.

L'escalier est calculé à la flexion simple.

❖ Schéma statique



Fig(III.4): schéma statique d'escalier.

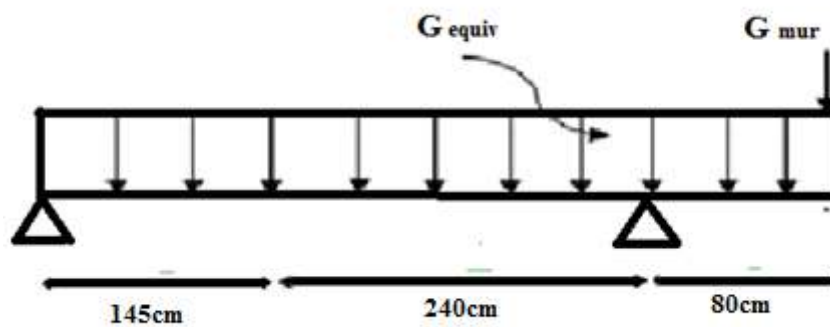
1) Combinaisons d'actions

$$q_u = 1,35G_{\text{equivalent}} + 1,5Q$$

$$q_s = G_{\text{equivalent}} + Q$$

➤ Sollicitation de calcul

Lacharge équivalente à ELU :



Fig(III.5): schéma statique équivalent.

✚ Lacharge équivalente à ELU :

$$G_{\text{equiv}} = \frac{G_{p1} \cdot l_{p1} + G_{p2} \cdot l_{p2} + G_{\text{mur}} + G_{ps1} \cdot l_{ps1}}{l_{p1} + l_{ps1} + l_{p2}}$$

❖ Paillasse :

$$Q_{uv} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (7,20) + 1,5 (2,5) = 13,47 \text{ KN}/m^2 = 13,47 \text{ KN/ml.}$$

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

❖ **Palier de départ :**

$$Q_{up} = 1,35G + 1,5Q = 1.35 (4.75) + 1.5 (2.5) = 10.16 \text{ KN/m}^2 = 10.16 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Palier de repos :**

$$Q_{up} = 1,35G + 1,5Q = 1.35 (4.75) + 1.5 (2.5) = 10.16 \text{ KN/m}^2 = 10.16 \text{ KN/ml}$$

❖ **Poids du mur :**

$$Q_{um} = 1.35[(3.10 - 0.4) \times 2.8] = 10.20 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ueqv} = (10.16 \times 1.45) + (13.47 \times 2.40) + (10.16 \times 0.8) / (3.85 + 0.8) = 11.86 \text{ KN/ml}$$

🚧 **Lacharge équivalente à ELS :**

❖ **Paillasse :**

$$Q_{sv} = G + Q = (7.2) + (2.5) = 9.7 \text{ KN/ml}$$

❖ **Palier de départ :**

$$Q_{sp} = G + Q = (4.75) + (2.5) = 7.25 \text{ KN /ml.}$$

❖ **Palier de repos :**

$$Q_{sp} = G + Q = (4.75) + (2.5) = 7.25 \text{ KN /ml.}$$

❖ **Poids du mur :**

$$Q_{um} = (3.10 - 0.4) \times 2.8 = 7.56 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{seqv} = (9.7 \times 2.4) + (7.25 \times 1.45) + (7.25 \times 0.8) / 4.65 = 8.51 \text{ KN/ml}$$

G_{u-equ} KN/ml	Q_{uvol} KN/ml	Q_{upal} KN/ml	Q_{umur} KN/ml	G_{s-equ} KN/ml	Q_{svol} KN/ml	Q_{spal} KN/ml	Q_{smur} KN/ml
11.86	13.47	10.16	10.20	8.51	9.70	7.25	7.56

Tab(III.1) : récapitulatif des dimensions

✓ **Calcul les moments fléchissant et efforts tranchant à (ELU):**

➤ **Les réactions:**

$$\Sigma M / A = 0 \Rightarrow -R_b(3.85) + 55.15(1.53) + 10.20(4.65) = 0$$

$$R_b = 34.23 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / B = 0 \Rightarrow -R_A \times 3.85 + 55.15 \times 1.53 + 10.20(0.8) = 0$$

$$R_A = 31.10 \text{ KN}$$

$$\Sigma F/x = 0$$

$$\Sigma F/x = R_A + R_B = 55.15 + 10.20 = 65.35 \text{ KN}$$

$$\Sigma F/x = 34.23 + 31.10 = 65.35 \text{ KN}$$

➤ **En Travée (BC) :**

Section 1-1 droite $0 \leq x \leq 0.8$

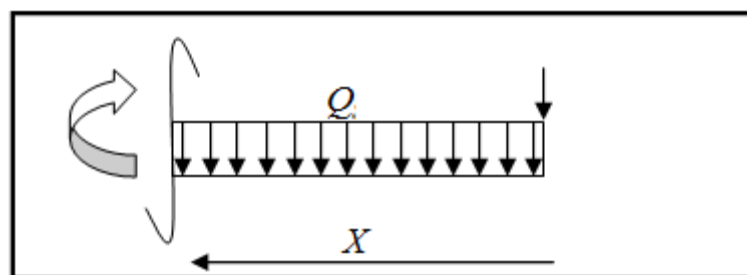


Fig (III.6) : calcul moment fléchissant.

$$M_{(x)} = -10.20(x) - 11.86(x^2/2)$$

$$X = 0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 0.8 \Rightarrow M = -11.95 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = -10.20 - 11.86 (X)$$

$$X = 0 \Rightarrow T = -10.20 \text{ KN}$$

$$X = 0.8 \Rightarrow T = -19.86 \text{ KN}$$

Moment max:

$$T_{(x)} = 0 \Rightarrow G_{mur} - Q_U(X) = 0 \Leftrightarrow X = \frac{10.20}{11.86} = 0.86 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -10.20 \times 0.86 - \frac{11.86 \times (0.86)^2}{2}$$

$$M_{\max} = -13.15 \text{ KN.m}$$

➤ En Travée (BA) :

Section 2-2 droite $0.8 \leq x \leq 4.65$

$$M_{(x)} = -R_B(X - 0.8) + \frac{Q_U(X)^2}{2} + 10.20x$$

$$X = 0.8 \Rightarrow M = -11.95 \text{ N.m}$$

$$X = 4.65 \Rightarrow M = 0 \text{ KN.m}$$

Moment max:

$$T_{(x)} = 0 \Rightarrow R_B - G_{mur} - Q_U(X) = 0 \Leftrightarrow X = 2.02$$

$$M_{\max} = 34.23(2.02) - \frac{11.86 \times (2.02)^2}{2} - 10.20(2.02)$$

$$M_{\max} = 24.35 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = 10.20 + 11.86 (X) - 34.23$$

$$X = 0.8 \Rightarrow T = -14.54 \text{ KN}$$

$$X = 4.65 \Rightarrow T = 31.11 \text{ KN}$$

2) **Les Armatures longitudinales :**

✓ **E.L.U :**

Les armatures sont déterminées à l' E.L.U, Pour une bande de 1m de largeur sollicitée en flexion simple.

🌈 **Sur appuis :**

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $c = 2 \text{ cm}$, $d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{11.95 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.17}$$

$$0.049 < 0.395 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \cdot \sigma_s} = \frac{11.95 \times 10^3}{0.946 \times 13 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

○ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{tj} b d}{f_e}$$
$$\frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 13}{400} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} Fe = 400 \text{ MPa} \\ Ftj = 2.1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{sa} = 2.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après tableau de ferrailage on a : $A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures répartition :

$$A_r = A_{sa} / 4 = 5.65 / 4 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après tableau de ferrailage on a : $A_r = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)**

a- Armatures longitudinal:

$$S_t \leq \min(3\emptyset; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 12; 33 \text{ cm}) = \min(36; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

b-Armatures transversal

$$S_t \leq \min(4 \emptyset; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 12; 33 \text{ cm}) = \min(48; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

✚ **Sur travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{24.35 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.17} = 0.056$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \cdot \sigma_s} = \frac{24.35 \times 10^3}{0.971 \times 13 \times 348} = 5.54 \text{ cm}^2$$

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}=1.56 \text{ cm}^2 < A_{st} = 5.54 \text{ cm}^2$$

D'après tableau de ferrailage on a : $A_{st}=5\text{HA}14= 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 7.70 / 4 = 1.92 \text{ cm}^2$$

D'après tableau de ferrailage on a : $A_r=3\text{HA}10= 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Espacement entre les armatures :BAEL91 (art A.8.2, 4.2)**

a- Armatures longitudinal :

$$S_t \leq \min (3\emptyset; 33 \text{ cm}) = \min (36 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

b-Armatures transversal :

$$S_t \leq \min (4\emptyset; 45 \text{ cm}) = \min (48; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

On résulte comme suit :

ELU		ELS	
M_{ut} (KN.m/ml)	M_{ua} (KN.m/ml)	M_{st} (KN.m/ml)	M_{sa} (KN.m/ml)
13.15	00.00	12.82	00.00
24.35	11.95	17.25	7.35

Tab(III.2) : les moments sur appuis et en travée à ELU.

Position	M_u (kN.m)	A_{\min}	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En travée	24.35	1.56	5.54	5HA14= 7.70
Sur appui	11.95	1.56	2.79	5HA12= 5.65

Tab(III.3):récapitulatif ferrailage.

Position	A_{rep} (cm ²)	Choix (cm ²)
----------	------------------------------	--------------------------

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

En travée	1.41	3HA10=2.36
Sur appui	1.98	3HA10=2.36

Tab (III.4) : Calcul des armatures de répartition

Position	Armature longi		Armature de rép		St ≤ S _t
	S _t	S _t	S _t	S _t	
En travée	25	33	25	33	Oui
Sur appui	25	33	25	33	Oui

Tab(III.5) : vérification de l'espacement.

✓ ELS :

Vérification à l'E.L.S :

★ En travée :

$$M_{t,s} = 17.25 \text{ KN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(7.70)y_{ser} - 15(7.70 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 115.5 y_{ser} - 1501.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 248.46$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 1.32 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 7527.23 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 3.02 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e, \max \left[110 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2} \right] \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 179.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 179.81 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

★ Sur appuis :

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

$$M_{a.s} = 7.35 \text{ kN.m}$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15 Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(5.65)y_{ser} - 15(5.65 \times 13) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 539.01$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 4.26 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 9656.7 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 3.24 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110 \sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 96.65 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$$

	En Travée	Sur appui
A (cm²)	7.7	5.65
Mser(kN.m/ml)	17.25	7.35
Y1 (cm)	1.32	4.26
I(cm⁴)	7527.23	9656.7
d (cm)	13	13
σbc(MPa)	3.02	3.24
σ_{bc}̄(MPa)	15	15
σbc ≤ σ_{bc}̄	Oui	Oui
σs(MPa)	179.81	96.65
σ_s̄(MPa)	201.63	201.63
σs ≤ σ_s̄	Oui	Oui

Tab(III.6) : Vérification à l'ELS.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{31.1 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.239 \text{ MPa}$$

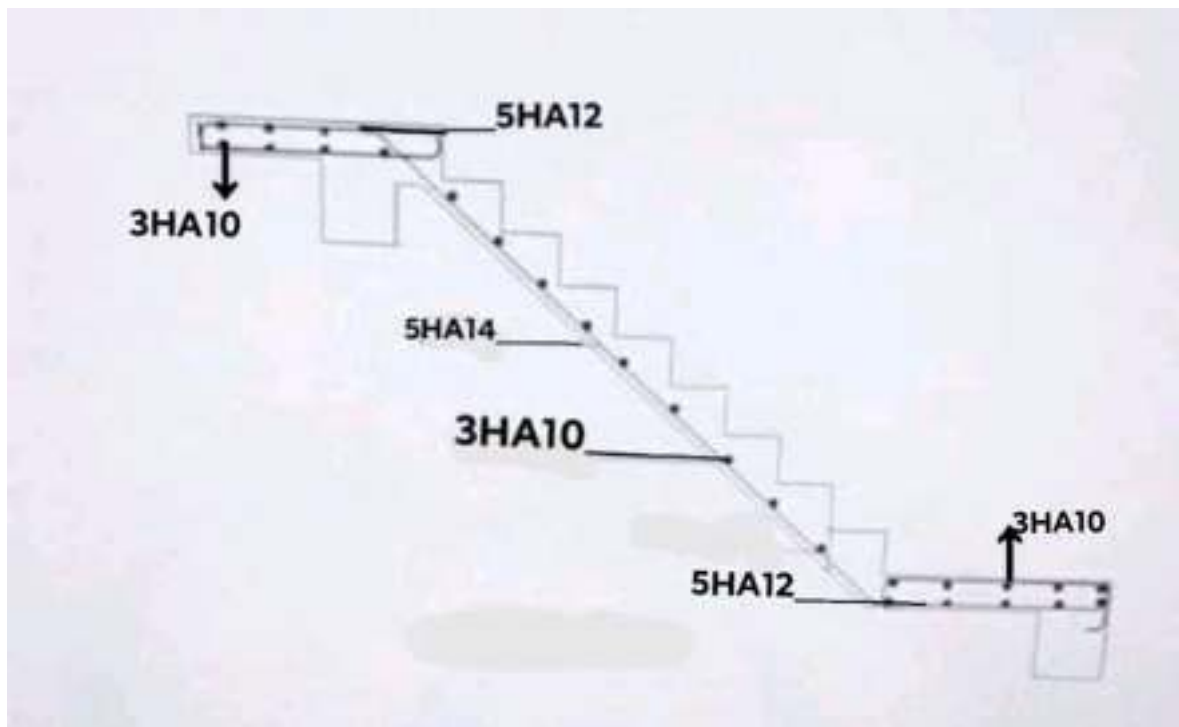
$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

V_u (kN)	τ_u (MPa)	τ_{lim} (MPa)	$\tau_u \leq \tau_{lim}$
31.1	0.239	2.5	oui

Tab(III.7) : Vérification de l'effort tranchant.

III.2.3. Schéma de ferrailage d'escalier :



Fig(III.7) : schéma de ferrailage d'escalier.

III.3. Etude de la poutre palière:

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

III.3.1 Pré dimensionnement :

On prend La section de la poutre palière comme la section de la poutre principale
Donc on choisie une section de la poutre palière ($\mathbf{b \times h = 30 \times 45}$) cm^2

III.3.2. Evaluations des charges:

Poids propre :

$$G_p = 0.30 \times 0.45 \times 25 = 3.375 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

Poids du mur :

$$G_{\text{mur}} = [h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre palière}}] \times G_{\text{mur ext}}/2$$

$$G_{\text{mur}} = [3.10 - 0.45] \times \frac{2.8}{2} = 3.71 \text{KN/ml}$$

Réaction d'appui provenant de l'escalier:

$$G_{\text{paillasse}} = q_u(\text{paillasse}) \times \frac{L_y(\text{paillasse})}{2} = 7.2 \times \frac{1.5}{2} = 5.4 \text{KN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = Q_{\text{palier}} \times b_{\text{p pal}}$$

$$Q_{\text{paillasse}} = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{KN/ml.}$$

$$G_{\text{palier}} = Q_{\text{palier}} \times L = 4.75 \times 0.8 = 3.8 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 0.8 = 2 \text{KN/ml.}$$

➤ Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35(G_p + G_{\text{mur}} + G_{\text{réac}}) + 1.5Q$$

$$= 1.35(5.4 + 3.71 + 3.8 + 3.375) + 1.5 \times (0.75 + 2) = 26.10 \text{KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = G_p + G_{\text{mur}} + G_{\text{réac}} + Q = 5.4 + 3.71 + 3.8 + 3.375 + 0.75 + 2 = 19.035 \text{KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8} = 29.36 \text{KN.m} \quad \text{avec} \quad L = 3.00 \text{m}$$

$$V = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

$$M_a = 0.3 \times M_0$$

➤ Calcul des moments et l'effort tranchants:

	M_0 (KN. m)	M_t (KN. m)	M_a (KN. m)
ELU	29.36	24.95	8.808
ELS	21.41	18.19	6.423

Tab(III.8): les moments de la poutre palière.

III.3.3 Ferrillages :

Le calcul de ferrailage se fait en flexion simple et la fissuration considéré comme peu préjudiciable.

$$h = 45 \text{ cm} \Rightarrow d = h - c = 43 \text{ cm} \Rightarrow c = 2 \text{ cm.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} , \sigma_s = 348 \text{ MPa} , f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

❖ Sur travée :

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{24.95 \times 10^3}{30 \times 43^2 \times 14.20} = 0.031$$

$$A_{sa} = \frac{Mt}{\beta_d \cdot \sigma_s} = \frac{24.95 \times 10^3}{0.998 \times 43 \times 348} = 1.67 \frac{cm^2}{ml}$$

On adopte: $A_{adopt} = 3 \text{ HA } 12/ml = 3.39 \text{ cm}^2 / ml$.

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{s \min} = 1.34 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_s = 1.67 \text{ cm}^2 / ml \geq A_{s \min} = 1.34 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_s \geq A_{s \min} \implies cv$$

❖ **Sur appui :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.808 \times 10^3}{30 \times (43)^2 \times 14,20} = 0.014$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_d \cdot \sigma_s} = \frac{8.808 \times 1000}{0.984 \times 43 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2/ml$$

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 1,34 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{s \min} = 1.34 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_s = 0.59 \text{ cm}^2 / ml < A_{s \min} = 1.34 \text{ cm}^2 / ml$$

On adopte: $A_{adop} = 3 \text{ HA } 12/ml = 3,39 \text{ cm}^2 / ml$

III.3.3.1 Vérification à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 15(3.39) y_{ser} - 15(3.39 \times 43) = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 50.85 y_{ser} - 2135.7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 361.56.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 10.55 \text{ cm.}$$

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 58617.34 \text{cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte maximale de compression de béton:**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 1.58 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.58 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110\sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201.63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 125.69 \text{MPa} < 201.66 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow$$

➤ **Sur appuis :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 15(3,39)y_{ser} - 15(3,39 \times 43) = 0$$

$$15 y_{ser}^2 + 50,85 y_{ser} - 2135,7 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 362,98.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 9,85 \text{cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 56651.98 \text{cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **Contrainte maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 3.18 \text{MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.15 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e, \max\left[110\sqrt{nf_{tj}}; \frac{F_e}{2}\right]\right] = 201,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 126.27 \text{MPa} < 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad 126.27 \text{MPa} < 201.63 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{300} = 0.15 > 0,0625 \quad \Rightarrow \text{y.}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0025 \text{ cm}^2 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ cm}^2 \Rightarrow C_v.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = 0,15 > 0,085 \quad \Rightarrow C_v$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.4.4. Ferrailage à la torsion :

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (45 - 5) = 1000 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (45 - 5)] = 130 \text{ cm}$$

Le couple de torsion :

$$V_u = V_A = -V_B = \frac{q_u \times L}{2}$$

Donc : $V_u = 26,10 \times 3 / 2 = 39,15 \text{ KN}$

$$C = V_u \times 0,15 = 39,15 \times 0,15 = 5,87 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion :

$$M_{\text{tor}} = C \times L / 2 = 5,87 \times 3 / 2 = 8,80 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{M_{t_{\text{max}}}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

Le moment de torsion est :

$$\tau_t = \frac{24,95}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 0,3} = 415,83 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \tau_t = 0,415 \text{ MPa.}$$

- **Les armatures longitudinales :**

$$A_{\text{tor}} = \frac{\mu \times M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{130 \times 8,80 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{\text{tor}} = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales : (BAEL91 Mod99 Art A.5.4,4)**

$$\frac{A_t}{U} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{8,80 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 348} = 0,012 \text{ cm}$$

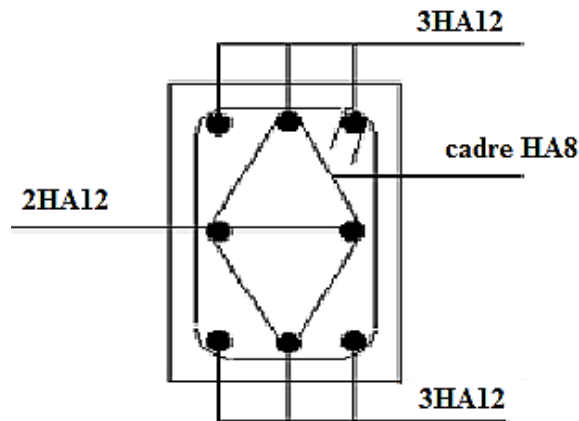
$$A_t = 0,012 \times 130 = 1,56 \text{ cm}^2$$

- Espacement :

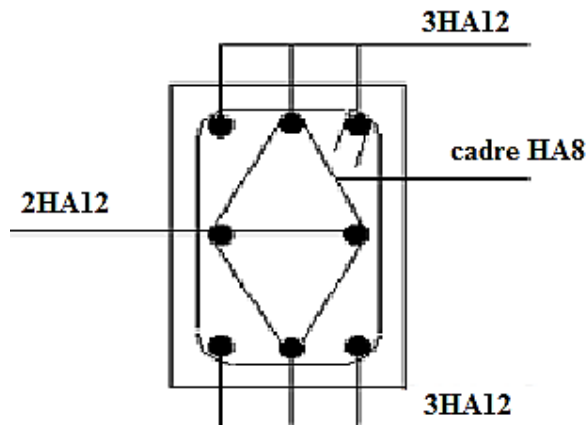
$$S_t = \leq \frac{h}{2} S_t \Rightarrow 15 \text{ cm} \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

On adopte $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

III.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière:



Fig(III.7) : schéma de ferrailage de la poutre palière sur appui.



Fig(III.8) : schéma de ferrailage de la poutre palière en travée.

III.6. Dalle pleine :

III.6.1. Introduction :

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a deux types de dalle :

- Dalles appuyées sur 1 seul côté.
- Dalles appuyées sur 2 côtés.

III.6.1.1. étape de calcul :

➤ 1^{er} étape :

Calcul des moments isostatiques :

- ✓ $\alpha < 0.4$ (dalle porte dans un seul sens L x)

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

$$M_x = q L_x / 8$$

$$M_y = 0$$

✓ $1 \geq \alpha \geq 0.4$ (dalle porte dans les deux sens)

D'après le BAEL 91(chap 13.art 2.1.2)

$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$: Moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: Moment dans le sens de la grande portée.

-Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y :

Calcul	μ_x	μ_y
Sollicitations à ELU et ELS	$1/8(1+2.4 \alpha^3)$	$\alpha^3 (1.9-0.9 \alpha) \geq 1/4$
Déformation à l'ELS	$1/8(1+2 \alpha^3)$	$\alpha^2 [1+3/2(1-\alpha)^2] \geq 1/4$

Tableau (III.10):Formules des coefficients μ_x et μ_y .

✓ 2^{ème} étape :BAEL91 révisé (art A.8.2.3.2)

Ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL91 on doit vérifier :

$$M_t + (M_w + M_e/2) \geq 1.25 M_0$$

Avec :

M_t : moment en travée.

M_0 : moment maximal calculé à la 1 ère étape.

M, M : Moments absolus à gauche et à droite de l'appui.

III.6.2. Ferrailage à l'ELU : BAEL 91 Révisé 99 (chap.12. partie 2)

✓ 1^{er} type :

$$L_x = 1.26\text{m} \quad L_y = 3.7\text{m}$$

$\alpha = 1.26 / 3.7 = 0.34 < 0.4$: cette dalle travail suivant un seul sens.

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

Poids propre : $G=5.11\text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 9.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G+Q=6.61\text{KN/ml}$$

D'où les moments pour les bandes de largeur unité :

$$M_0 = q_U \times L_x^2 / 8 = 9.15 \times 1.26^2 / 8 = 1.81 \text{ KN.m}$$

On fait le calcul pour une bande de 1m.

On prend :

$$\text{En travée : } M_t = 0.8M_0 = 0.8 \times 1.81 = 1.45 \text{ KN.m} = 1452.65 \text{ N.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_t = 0.5 \times 1.45 = 0.72 \text{ KN.m} = 720 \text{ N.m}$$

❖ **Calcul des sections d'acier :**

✚ **En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.086$$

$$0.086 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.1126$$

$$\beta = 0.955$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.45 \times 10^3}{0.955 \times 12 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.72 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$0.003 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0375$$

$$\beta = 0.9985$$

$$A_s = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.57 \times 10^3}{0.9985 \times 12 \times 348} = 0.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Section minimales d'armatures :

$$\checkmark A_{\min y} \begin{cases} 12h_0 : \text{rond lisses} \\ 8h_0 : F_{Ee400} \\ 6h_0 : F_{Ee500} \end{cases}$$

$$A_{\min y} = 8h_0 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{\min x} = (3 - \alpha / 2) A_{\min y}$$

$$A_{\min x} = (3 - 0.34/2) 0.8 = 1.064 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_t = 1.064 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 0.17 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{Ax} = 1.064 \text{ cm}^2$$

❖ Espacement :

$$\text{-Sans x-x : } ST \leq \min(3\phi ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Sans y-y : } ST \leq \min(4\phi ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$A_x/2 < A_y < A_x/4$$

$$0.4 < 1.064 < 0.2 \checkmark$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_t \geq 0.23 f_{tj} b d / f_e \text{ avec } f_{tj} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_t = 1.044 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ condition vérifier}$$

Les fissurations peu préjudiciables

$$\alpha \leq \alpha^- = (\gamma - 1/2) + f_{c28}/100 \text{ avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\alpha = 0.34$$

$$M_0 = q_U \times L_x^2 / 8 = 6.61 \times 1.26^2 / 8 = 1.31 \text{ KN.m}$$

On fait le calcul pour une bande de 1m.

Les moments a ELS :

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

En travée : $M_t = 0.8M_0 = 0.8 \times 1.31 = 1.04 \text{ KN.m}$

Sur appui : $M_{ax} = 0.5M_t = 0.5 \times 1.04 = 0.52 \text{ KN.m}$

➤ **Tableau récapitulatif :**

	Travée	Appui
$M_u(\text{KN.m})$	1.45	0.72
$A_s (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.36	0.17
A_{\min}	1.064	1.064
$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2/\text{ml})$	5HA8=2.51	5HA8=2.51
ST (cm)	20	20
ST (cm)	33	33

Tab(III.11) : Ferrailage de la dalle pleine.

✓ **Tableau récapitulatif :**

	Travée	appui
$M_u(\text{KN.m})$	1.45	0.72
$M_s(\text{KN.m})$	1.04	0.52
Γ	1.39	1.39
α^-	1.13	1.13
Condition	CV	CV

Tab(III.12): Vérification à ELS.

Pour une section rectangulaire soumise a la flexion simple et dont les aciers sont a la classe $F_e 400$; si la fissuration est peu nuisible et si $\alpha \leq \alpha^- = (\gamma-1/2) + f_{c28}/100$ avec : $\gamma = M_u / M_s$

Vérifier il n'y a aucune vérification a effectuer pour ELS.

• **les Vérifications :**

○ **A ELU :l'effort tranchant**

$$\tau_u < \gamma_b \frac{0.07}{f_{c28}}$$

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

$$V_u = \frac{qu \times lx}{2} \times 1 / (1 + (\alpha/2)) = 4.92 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{4.92}{1 \times 0.12} = 0.41 \text{Mpa} = 41.02 \text{KN/m}^2$$

$$\tau_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{MPa}$$

Donc: $\tau_u < \tau_u$ cv (pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **2emme type :**

$$L_x = 1.1 \text{m} \quad L_y = 2.80 \text{m}$$

$\alpha = 1.15 / 2.85 = 0.39 > 0.4$: cette dalle travail suivant un seul sens.

❖ **Calcul des moments fléchissant :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$\text{Poids propre : } G = 5.11 \text{KN/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

$$q_U = 1.35G + 1.5Q = 9.15 \text{KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6.61 \text{KN/ml}$$

D'où les moments pour les bandes de largeur unité :

$$M_0 = q_U \times L_x^2 / 8 = 9.15 \times 1.1^2 / 8 = 1.38 \text{KN.m}$$

On fait le calcul pour une bande de 1m.

On prend :

$$\text{En travée : } M_t = 0.8M_0 = 0.8 \times 1.38 = 1.107 \text{KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5M_t = 0.5 \times 1.107 = 0.55 \text{KN.m}$$

❖ Calcul des sections d'acier :

✚ En travée

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.006$$

$$0.006 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0075$$

$$\beta = 0.997$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.107 \times 10^3}{0.997 \times 12 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.55 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$0.002 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0025$$

$$\beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.55 \times 10^3}{0.999 \times 12 \times 348} = 0.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Section minimales d'armatures :

$$\checkmark A_{\min y} \left\{ \begin{array}{l} 12h_0 : \text{rond lisses} \\ 8h_0 : F_{Ee400} \end{array} \right.$$

$$6h_0 : F_{Ee500}$$

$$A_{\min y} = 8h_0 = 0.8 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark A_{\min x} = (3 - \alpha/2) A_{\min y}$$

$$A_{\min x} = (3 - 0.39/2) 0.8 = 1.045 \text{ cm}^2$$

On prend :

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

$$A_t = 1.045 \text{ cm}^2$$

$$A_{ax} = 0.13 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{Ax} = 1.045 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement :**

$$\text{-Sans x-x : } ST \leq \min (3\phi ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{-Sans y-y : } ST \leq \min (4\phi ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$A_x/2 < A_y < A_x/4$$

$$0.4 < 1.045 < 0.2 \checkmark$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq 0.23 f_{tj} b d / f_e \text{ avec } f_{tj} = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_t = 1.044 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots 1.045 > 1.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

Les fissurations peu préjudiciables

$$\alpha \leq \alpha^- = (\gamma - 1/2) + f_{c28}/100 \text{ avec : } \gamma = M_u / M_s$$

$$\alpha = 0.39$$

$$M_0 = q_U \times L_x^2 / 8 = 6.61 \times 1.1^2 / 8 = 0.99 \text{ KN.m}$$

On fait le calcul pour une bande de 1m.

Les moments a ELS :

$$\text{En travée : } M_t = 0.8 M_0 = 0.8 \times 0.99 = 0.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sur appui : } M_{ax} = 0.5 M_t = 0.5 \times 0.79 = 0.39 \text{ KN.m}$$

➤ **Tableau récapitulatif :**

	Travée	Appui
$M_u \text{ (KN.m)}$	1.107	0.55
$A_s \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$	0.26	0.13
A_{min}	1.045	1.045
$A_{adp} \text{ (cm}^2 \text{ /ml)}$	5HA8=2.51	5HA8=2.51

ST (cm)	20	20
ST (cm)	33	33

Tab(III.13) : Ferrailage de la dalle pleine.

✓ **Tableau récapitulatif :**

	Travée	Appui
M_u (KN.m)	1.107	0.55
M_s (KN.m)	0.79	0.39
Γ	1.41	1.41
α^-	1.16	1.16
Condition	CV	CV

Tab(III.14): Vérification à ELS.

Pour une section rectangulaire soumise a la flexion simple et dont les aciers sont a la classe F_e 400 ; si la fissuration est peu nuisible et si $\alpha \leq \alpha^- = (\gamma-1/2) + f_{c28}/100$ avec : $\gamma = M_u / M_s$

Vérifier il n'y a aucune vérification a effectuer pour ELS..

- **les Vérifications :**

- **A ELU : l'effort tranchant**

$$\tau_u < \gamma_b \frac{0.07}{f_{c28}}$$

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

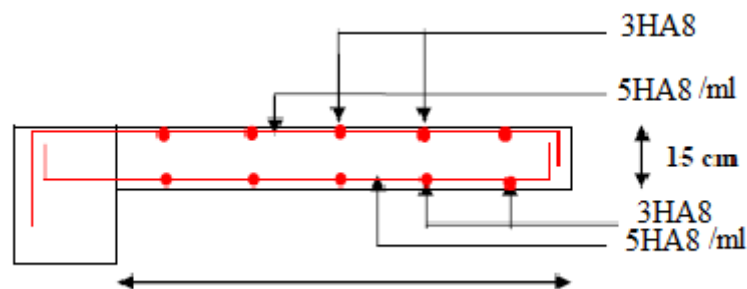
$$V_u = \frac{qu \times lx}{2} \times 1 / (1 + (\alpha/2)) = 4.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{4.2}{1 \times 0.12} = 0.35 \text{ Mpa} = 35.07 \text{ KN/m}^2$$

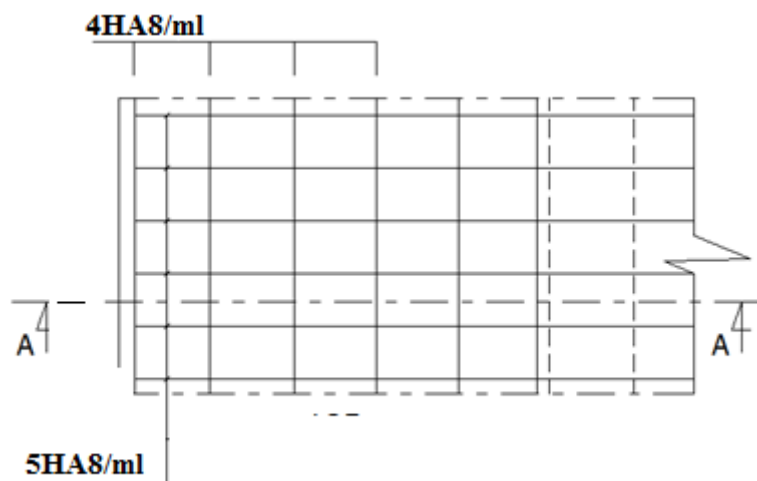
$$\tau_u = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.167 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u < \tau_u$ cv (pas de risque de rupture par cisaillement).

III.6.3. Schéma de ferrailage de la dalle pleine :



Fig(III.9) : schéma de ferrailage de la dalle pleine (coupe).



Fig(III.10) : schéma de ferrailage de la dalle pleine (vue en plan).

Les Planchers:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Dans notre étude, on a choisit des planchers en corps creux dont les entrevous s'appuient sur les poutrelles (nervures) les quelles reposent sur les poutres principales, l'ensemble est solidarisé par une dalle de 4 cm d'épaisseur et armée par du treillis soudé. Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont regroupées dans le tableau ci-après :

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$qu=0.65$ ($1.35G+1.5Q$)	$qs=0.65$ ($G+Q$)
Terrasse	6,34	1,00	6,67	4,87

<i>E.</i>	5,51	1,50	7,62	5,46
<i>courant</i>				

Tab III.15 : Chargement sur les planchers.

Méthode simplifiée de calcul des planchers:(méthode forfaitaire)

Domaine d'application :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q \leq 5000N / m^2$).

Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Fissuration est peu nuisible ;
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;
- Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;

Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

III.6.3.1-Principe de la méthode forfaitaire:

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées

M_t et des moments sur appuis M_e et M_w . Si on note par:

- **M_0** : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison c'est à dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux même charges ;)
- **M_w et M_e** : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.
- **M_t** le moment maximal en travée qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- α : le rapport entre les charges d'exploitations et la somme des charges permanentes et charges d'exploitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

On prend pour les appuis une valeur absolue du moment au moins égale à:

- $0.6 M_0$: dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à deux travées ;
- $0.5 M_0$: dans les cas des appuis voisins des rives d'une poutre à plus de trois travées ;
- M_0 : dans les cas des appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.

Et pour les moments en travée une valeur au moins égale à:

- $Mt \geq \frac{(1+0,3\alpha)M_0}{2}$ (dans une travée intermédiaire) ;
- $Mt \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)M_0}{2}$ (dans une travée rive) ;

Tout en respectant la condition suivante:

$$- \frac{M_t + \frac{MM_{wv}}{+MM_w}}{1,05 M_0} \geq \max \left[\frac{(1+0,3 \alpha) M_0}{2}, \frac{M_0}{1,05} \right]$$

III.6.3.2-Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

$$* Q \leq \max \left\{ 2G; 5000 N/m^2 \right\}, Q = 100 Kg/m^2 \leq \left\{ 2G = 1298 Kg/m^2; 5000 N/m^2 \right\} \square \text{ cv ;}$$

-Les moments d'inertie constante.....cv ;

-La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... cv ;

-Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25cv.

III.6.3.3-L'efforts tranchants:

La valeur des efforts tranchants pour l'appui de gauche (T_w) et pour l'appui de droite (T_D) est

$$T_w = T_0 - (M_w - M_e)/L$$

Donnée par les expressions suivantes

$$T_e = -T_0 + (M_w - M_e)/L$$

Avec : $T_0 = qL/2 \Rightarrow$ destine l'effort tranchant et L la longueur de la portée considérée.

Les différents types des nervures :

Pour chaque appui intermédiaire, on retient la plus grande des valeurs absolue des moments fléchissant de référence (M_R) calculée à gauche de l'appui concédé.

Calcul des sollicitations:

- Plancher terrasse :

ELU									
Type	Travée	L(m)	Mou (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type 3	A-B	4,55	17,26	0	8,63	13,81	15,17	5,23	-5,23
	B-C	4,80	19,20	9,6	9,6	15,36	16,00	3,33	-4,58
	C-D	1,65	2,26	1,13	0	1,80	5,50	2,65	-2,64

Tab III.16: Sollicitations des planchers terrasse à l'ELU

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

<i>E L S</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou (KN.m)</i>	<i>Mw (KN.m)</i>	<i>Me (KN.m)</i>	<i>Mt (KN.m)</i>	<i>To (KN)</i>	<i>Tw (KN)</i>	<i>Te (KN)</i>
<i>Type 3</i>	<i>A-B</i>	4.55	12,60	0	6,3	10,08	11,08	3,82	-3,82
	<i>B-C</i>	4.80	14,02	7,01	7,01	11,22	11,96	2,42	-2,4
	<i>C-D</i>	1,65	1,66	0,83	0	1,33	4,02	1,93	-2,94

Tableau III.17: Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS.

- **Plancher étage :**

<i>E L U</i>									
	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou (KN.m)</i>	<i>Mw (KN.m)</i>	<i>Me (KN.m)</i>	<i>Mt (KN.m)</i>	<i>To (KN)</i>	<i>Tw (KN)</i>	<i>Te (KN)</i>
<i>Type 3</i>	<i>A-B</i>	4.55	19,72	0	12,21	15;77	15,17	6,00	-0,65
	<i>B-C</i>	4.80	21,95	10,98	10,98	17;56	16,00	3,33	-3,33
	<i>C-D</i>	1,66	2,60	1,68	0	2,08	5,53	4,30	-4,30

Tableau III.18 : Sollicitations du plancher étage à l'ELU.

<i>E L S</i>									
	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mou (KN.m)</i>	<i>Mw (KN.m)</i>	<i>Me (KN.m)</i>	<i>Mt (KN.m)</i>	<i>To (KN)</i>	<i>Tw (KN)</i>	<i>Te (KN)</i>
	<i>A-B</i>	4.55	14,12	0	8,74	11,29	12,40	4,65	-0,7
	<i>B-C</i>	4.80	15,72	8,16	8,16	12,57	13,10	2,72	-2,72

Chapitre III: Etude Des Eléments Secondaires

Type 3	C-D	1,66	1,88	1,66	0	1,5	4,3	1,59	-3,6
--------	-----	------	------	------	---	-----	-----	------	------

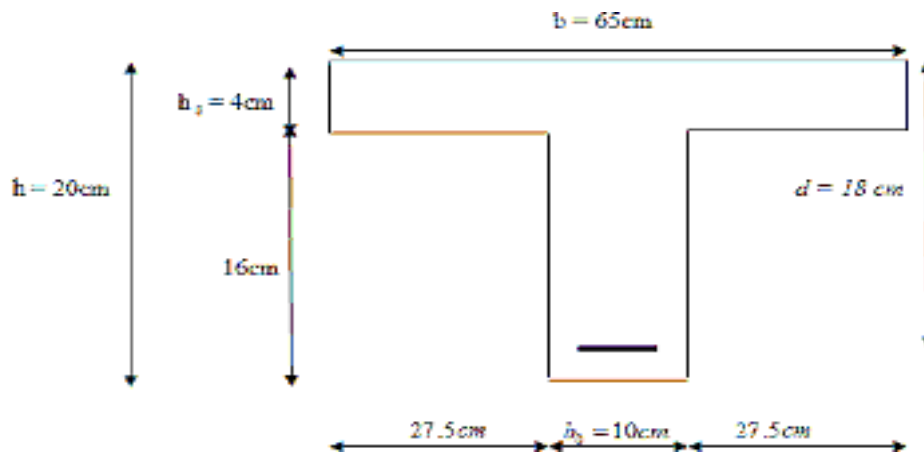
Tableau III.19 : Sollicitations du plancher étage à l'ELS.

- Les moments et les efforts du calcul:

Etage	type	E L U			E L S	
		Mappui (KN.m)	Mtravée (KN.m)	Vmax(KN)	Mappui(KN.m)	Mtravée(KN.m)
Sollicitations max Plancher terrasse		19,20	15,36	16,00	11,22	11,69
Sollicitations max Plancher étage		21,95	17,56	16,00	15,72	12,57

Tableau III.20 : Les sollicitations du calcul

Ferraillages des nervures:



FigIII.11 : Géométrie de la nervure.

Terrasse :

- Entravée:

EL U: $M_t = 15,36 \text{ kN.m}$

E LS: $M_t = 11,69 \text{ kN.m}$

Calcul du moment ultime dans la table

$$M_{is} = bh_0(d - h_0/2)f_{bc}$$

$$M = 65 \times 4 \times (18 - 4/2) \times 14,17$$

$$M_{is} = 589,472 \text{ KN.m}$$

$$M_{is} > M_{cr} = 15,36 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc la section sera considérée comme une section rectangulaire.

$$a = \frac{MM_{su}}{bh_0d^2f_{bc}} = 0,051$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 15}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{su}} = 1,31 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,395$$

$$0,051 < 0,395 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée}). \Rightarrow (A' = 0) \quad ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\alpha}) = 0,102$$

$$\frac{0,8 \sigma_s b d f_{bu}}{f_{ce} \gamma_s} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,93 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{ctk}}{k} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \max \left\{ \begin{array}{l} A_{min} \\ A_u \end{array} \right\} = 3,93 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

• Sur appui:

Les moments de calcul :

$$\text{E.L.U : } M_a = 21,95 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_s = 15,72 \text{ KN.m}$$

D'après le diagramme de ferrailage on a :

$$\mu_{bu} = \frac{MM_{su}}{bh_0d^2f_{bc}} = 0,072$$

$$\mu_{bu} = 0,395$$

$$\mu_u = 0,072 < \mu_s = 0,395 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée}). \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bc}}{f_{ct} / \gamma_c} = \frac{0.8 \times 0.502 \times 10 \times 18 \times 14.17}{400 / 1.15} = 1.94 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3 HA 10 = 2.36 cm²

- Condition de non fragilité:

$$A_{s, \text{max}} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{ct}^2}{f_{ct}^2} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_u = \max \left\{ \begin{matrix} A_{s, \text{max}} \\ A_s \end{matrix} \right\} = 1.94 \text{ cm}^2$

La section d'acier adoptée est : $A_u = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Vérifications a E.L.S:

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

a) En Travée:

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

$$\frac{b y_{snc}^2}{2} + 15(A' + A_s) y_{snc} - 15(A' c + A_s d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b y_{snc}^2}{2} + 15 A_s y_{snc} - 15 A_s d = 0$$

$$32.5 y_{snc}^2 + 15(4.62) y_{snc} - 15(4.62 \times 18) = 0$$

$$32.5 y_{snc}^2 + 69.3 y_{snc} - 1247.4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 408.61$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{snc} = 5.22 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15(A' d - y_1)^2 + A' (y_1 - d)^2 \Rightarrow I = 14400.80 \text{ cm}^4$$

• Contrainte maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} \cdot y_1 = 6.25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

• Contrainte maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M}{I} \cdot (d - y_1) = 229.50 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 229.50 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

b) Sur appui:

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

• Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$\frac{b y_{snc}^2}{2} + 15(A' + A_s) y_{snc} - 15(A' c + A_s d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b y_{snc}^2}{2} + 15 A_s y_{snc} - 15 A_s d = 0$$

$$5 y_{ser}^2 + 15(2,36) y_{ser} - 15(2,36 \times 18) = 0$$

$$5 y_{ser}^2 + 35,4 y_{ser} - 637,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 118,30,$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 8,29 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{1}{3} (15 \times 10^{-4} \text{ m}^4) y_1^3 + A' (y_1 d')^2 \Rightarrow I = 5237,39 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte maximale de compression de béton** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 12,71 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 12,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

• **Contrainte maximale de traction des aciers** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} (d - y) \Rightarrow \sigma_s = 299,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347,82 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.I.U):

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

$$\tau_a = \frac{V_u}{b_w d} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_w : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte τ_a doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,2 f_{ct} \dots \text{ MPa} \\ \tau_k \end{array} \right\}$$

Calcul de l'effort tranchant : $V_u = 18,28 \text{ KN}$

Donc : $\tau_a = 1,105 \text{ MPa} < \tau_a = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$

Vérification de la flèche:

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 \leq 0,062 \dots\dots\dots \text{cv.}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 \leq \frac{23,62}{10 \times 29,52} = 0,080 \dots\dots\dots \text{cv.}$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_c} ; \Rightarrow \frac{4,62}{65 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \text{ cv.}$$

• Diamètre des armatures d'âme [19] :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{20}, \phi' \right\}$$

$$\therefore \left\{ 35 \quad 10 \quad 1 \right\}$$

$$\phi_1 \leq \min \{ 0,57, 1, 1,4 \} \Rightarrow \phi_1 \leq 0,57 \text{ cm}$$

On choisit : $\phi_1 = 6 \text{ mm}$

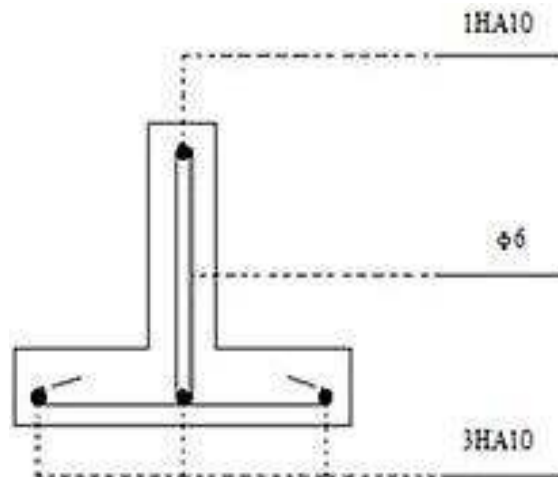
• Espacement des cours de cadres : [20]

$$S_r \leq \min \{ 0,9 d_s, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_r \leq \min \{ 16,2, 40 \text{ cm} \}$$

Donc : $S_r < 16,2 \text{ cm}$

On choisit : $S_r = 15 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage :



FigIII.12 : Schéma de ferrailage des nervures

Etage :

a) En travée:

E L U: $M_t = 28,31 \text{ kN.m}$

E L S: $M_t = 20,22 \text{ kN.m}$

Calcul du moment ultime dans la table :

$$M_{tu} = b h_0 (d - h_0/2) f_{bu}$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 4 \times (18 - 4/2) \times 14,17 = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{tu} > M_{tmax} = 28,31 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur b

$$\mu_{iw} = \frac{M_{wt}}{b d^2 f_{bx}} = \frac{28,31 \times 10}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,0009 \rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 15}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{355}} = 1,40 \Rightarrow \mu_{iw} = 0,395$$

$0,009 < 0,395 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimé). $\Rightarrow (A' = 0)$

$$\alpha_s = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,001$$

$$A_u = \frac{0,8 \cdot \alpha_s \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_{st} / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,001 \times 65 \times 18 \times 14,17}{400 / 1,15} = 4,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 3 \text{ HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

-Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{ct28}}{f_{st}} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_u = \max_{\min u} A, A' = 4,19 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_u = 3 \text{ HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

b) Sur appui:

Les moments de calcul :

E.L.U : $M_a = 16,68 \text{ KN.m}$

E.L.S : $M_a = 12,08 \text{ KN.m}$

D'après le diagramme de ferrailage on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{st}} = 0,003$$

$$\mu_b = 0,395$$

$\mu_a = 0,003 < \mu_b = 0,395 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimé). $\Rightarrow (A' = 0)$

$$\alpha_s = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,005$$

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha_s \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_{st} / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,005 \times 10 \times 18 \times 14,17}{400 / 1,15} = 2,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 3 \text{ HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

-Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{ct28}}{f_{st}} = 0,22 \text{ cm}^2$$

Donc: $A_u = \max_{\min u} A, A' = 2,17 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_u = 3 \text{ HA}10 = 2,39 \text{ cm}^2$

Vérifications à E.L.S: a)En

Travée:

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

$$\frac{bb}{2} y_{sar}^2 + 15(A' + A)y_{sar} - 15(A'c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{bb}{2} y_{sar}^2 + 15Ay_{sar} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{sar}^2 + 15(4,62)y_{sar} - 15(4,62 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{sar}^2 + 69,3 y_{sar} - 1247,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 408,61.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{sar} = 5,22 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot d \cdot y_1 + \left(\frac{b \cdot y_1^3}{3} + A' \cdot y_1 \cdot d' \right) \Rightarrow I = 14400,45 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} \cdot y_1 = MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 7,32 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{sr}}{I} \cdot (d - y_1) = MPa \Rightarrow \sigma_s = 269,17 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 347,82 MPa \dots \dots \dots \text{cv}$$

b) Sur appui:

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

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

$$\frac{bb}{2} y_{sar}^2 + 15(A' + A)y_{sar} - 15(A' \cdot e + A \cdot d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{bb}{2} y_{sar}^2 + 15A y_{sar} - 15Ad = 0$$

$$5 y_{sar}^2 + 15(3,39)y_{sar} - 15(3,39 \times 18) = 0$$

$$5 y_{sar}^2 + 50,85 y_{sar} - 915,3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 144,54.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{sar} = 9,37 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot d \cdot y_1 + \left(\frac{b \cdot y_1^3}{3} + A' \cdot y_1 \cdot d' \right) \Rightarrow I = 6530,22 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte maximale de compression de béton** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sr}}{I} \cdot y_1 = 1,73 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 1,73 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots \dots \dots \text{cv}$$

- **Contrainte maximale de traction des aciers** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{sr}}{I} \cdot (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 239,46 MPa \leq \bar{\sigma}_s = 347,82 MPa \dots \dots \dots \text{cv.}$$

Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U):

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

$$\tau_v = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : Largeur de l'âme [mm] ;
- d : Hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte τ doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs : $\left\{ \frac{10.2 f_{ctk}}{\gamma_s} \dots \text{MPa} \right\}$

- Calcul de l'effort tranchant : $V_u = 22,69KN$

Donc : $\tau_v = 1.94MPa < \tau_s = \dots \text{MPa} \dots cv$

Vérification de la flèche:

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 \leq 0.062 \dots \dots \dots cv.$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} ; \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 \leq \frac{28,31}{10 \times 16,88} = 0.170 \dots \dots \dots cv$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{42}{F_s} ; \Rightarrow \frac{4.62}{65 \times 18} = 0.0040 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots cv.$

Diamètre des armatures d'âme : [19]

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{v_0}{10}, \phi \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 0.57, 1, 1.2 \} \Rightarrow \phi_t \leq 0.57$$

On choisit : $\phi_t = 6mm$

• Espacement des cours de cadres ; [20]

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 18, 40 \text{ cm} \}$$

Donc : $S_t \leq 18 \text{ cm}$ on choisit $S_t = 15 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage:

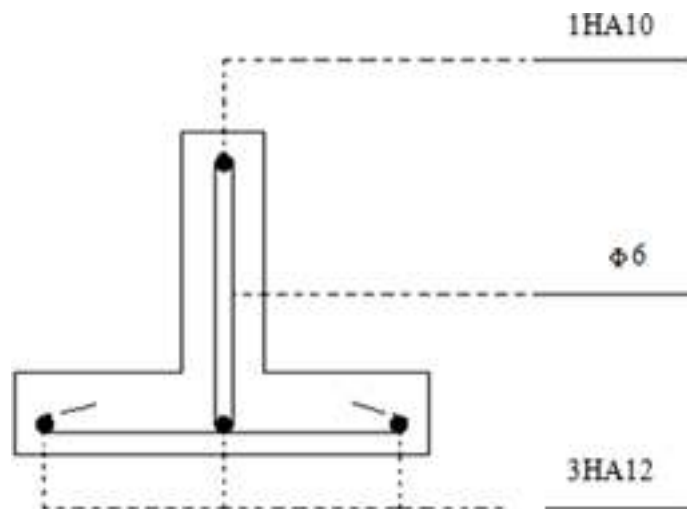


Fig III.13 : Schéma de ferrailage des nervures

Ferrailage de la dalle de compression : [21]

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm , elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaire aux nervures ;
- 33 cm : pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions définies ci-après :

- Si : $l \geq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_s > 200 / f_c \text{ (cm}^2\text{)}$;
- Si : $50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s > 4l / f_c \text{ (cm}^2\text{)}$.

L : Longueur entre l'axe des poutrelles (cm).

Dans notre cas 2: $f_c = 400 \text{ MPa}$; $l = 65 \text{ cm}$

$$50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s > (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres doit être :

$$\phi \leq h/10 = 4/10 = 0.4 \text{ cm}$$

On prend un diamètre $\phi = 6 \text{ cm}$ pour les deux sens. On prend $\phi 6$ de surface : $A_{s1} = 0.28 \text{ cm}^2$

avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \dots \dots \text{cv}$

Donc : pour 1 ml on prend $5\phi 6 / \text{ml}$ de surface $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$

Pour les armatures parallèles aux nervures, elles doivent vérifiées :

$$A_{s2} \leq A_{s1} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit $5 \phi 6$ Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc pour la dalle de compression, on adopte un triller soudé d'un quadrillage à maille de 20 cm suivant les deux sens.

Soit : Treillis à soudé avec des mailles de 20×20 [$Ts\phi 6 : 20 \times 20$]

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudiée, calculé, et ferrailé (le plancher à corps creux, dalle pleine –séchoir-, acrotère, escalier, poutre palière) ; Nous avons recensé 3 types de poutrelles.

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitué. L'étude des éléments non structuraux ou bien secondaires dans la structure a pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes.

Chapitre IV :

Étude Dynamique

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, où il engendre des secousses qui se propagent en forme d'ondes qui sont vulnérable aux différentes structures. Que ce soit en construction métallique ou en béton armé. Pour cela des études en génie civil ont été consacrées pour une étude bien spécifique, à l'étude dynamique des structures, qui est une étude à l'excitation et à la réponse sismique de la structure. Cette étude est faite afin de prévenir, éviter et limiter des dégâts matériels ou humains.

Vue que notre structure est implantée à ALGER, zone III selon le classement du RPA99, version 2003, une étude sismique s'avère obligatoire.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure. Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1 Choix de la méthode de calcul :

(RPA 99 V- 2003 ART 4.1) :

A. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

(RPA 99 V- 2003 ART 4.1.2) :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en Élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m

En zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant,

Outres les conditions de hauteur énoncées en a) les conditions complémentaires suivantes :

Zone I: tous groupes

Zone II :

- groupe d'usage 3
- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Chapitre IV: Étude Dynamique

- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable, on a recours à la méthode d'analyse modale spectrale. Avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure.

IV.1.1 Régularité en plan :(RPA article 3.5.1) :

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses → Non vérifiée
2. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 :

$$\frac{22.30}{9.6} = 2.32 < 4 \rightarrow \text{vérifiée}$$

3. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction :

Direction (x) :

$$\frac{\sum L_i}{L} = \frac{28.32}{22.30} = 1.27 > 0.25 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

Direction (y) :

$$\frac{\sum L_i}{L} = \frac{8.72}{9.60} = 0.90 > 0.25 \rightarrow \text{non vérifiée}$$

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier :

$$\frac{S_{\text{ouv}}}{S_{\text{tot}}} \approx 0 < 0.15 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Certaines des conditions imposées par le règlement dans l'article 3.5.1 ne sont pas satisfaites → la structure n'est pas régulière en plan.

IV.1.2 Régularité en élévation :(RPA article 3.5.1) :

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation ;

Chapitre IV: Étude Dynamique

2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux reste constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés.

Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

Ces conditions sont vérifiées, donc on dit que la structure est régulière en élévation.

IV.1.3 Calcul de l'effort sismique totale à la base :

La force sismique totale, appliquée à la base doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale. Son expression est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} \times W$$

A : C'est un coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen du site.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement.

W : Poids total de la structure.

IV.1.4 Détermination des coefficients : (RPA 99 V- 2003 art 4.2.3)

❖ Le coefficient (A) :

Notre ouvrage est implanté à SETIF, zone classé IIa selon le RPA99 version 2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne. (Bâtiment à usage d'habitation), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage 2.

Le coefficient A vaut donc : $A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99, version 2003).

❖ Le facteur (D) :

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

Pour un amortissement : $\zeta = 7\%$ (RPA 99 V- 2003 Tab 4.2)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \left[\frac{7}{2 + \zeta} \right] \geq 0.7$$

$$\eta = 1.83 > 0.7$$

Chapitre IV: Étude Dynamique

$$T_1=0.15 \text{ s.}$$

$$T_2=0.4 \text{ s.}$$

Valeurs de T1 et T2 (RPA 99V-2003 Tab4.7)

Estimation de la période fondamentale de la structure T : (RPA 99 V- 2003 art 4.2.4)

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 version 2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T (h_N)^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N=15.5\text{m}$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le (RPA99 Tab 4.6).

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T=0.05$.

$D_x = 22.50\text{m}$: La dimension du bâtiment selon le sens x.

$D_y = 9.6\text{m}$: La dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T = 0.05 \times 15.50^{3/4} = 0.39\text{s}$$

$$T_x = 0.09 \times 15.50 / \sqrt{22.5} = 0.33\text{s}$$

$$T_y = 0.09 \times 15.50 / \sqrt{9.6} = 0.38\text{s}$$

$$T_x = \min (T, T_x) = 0.30\text{s}$$

$$T_y = \min (T, T_y) = 0.38\text{s}$$

Calculé D_x , D_y :

$$D_x = 2.5\eta \quad 0 \leq T_x \leq T_2 \quad \longrightarrow D_x = 2.5(1.83) = 4.57$$

$$D_y = 2.5\eta \quad 0 \leq T_y \leq T_2 \quad \longrightarrow D_y = 2.5(1.83) = 4.57$$

Donc : $D_x=D_y$

❖ **Coefficient(R) :**

Le système de contreventement de notre structure étant mixte voiles-portiques avec interaction, $R = 3.5$ (RPA 99 Tab 4.3).

❖ **Le facteur de qualité (Q) :**

Chapitre IV: Étude Dynamique

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

➤ **Valeurs des pénalités P_q :**

Dans les deux sens (x et y) :

Critère « q »	P_q
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Non observé $P_q=0.05$
2. Redondance en plan	Non Observé $P_q=0.05$
3. Régularité en plan	Non observé $P_q=0.05$
4. Régularité en élévation	Observé $P_q=0$
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé $P_q=0.05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non Observé $P_q=0.1$

Tab (IV. 2) : Valeurs de pénalités $P.q.$

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow Q = 1.3$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Donc : $Q_x = Q_y = 1.3$

❖ **Poids total de la structure :**

Calcul du poids de la structure :

W : poids total de la structure,

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation.

$\beta=0.2$ (RPA99 Tab 4.5).

Chapitre IV: Étude Dynamique

Avec :

$$W_G=13929.94\text{KN}$$

$$W_Q=4934.02\text{KN}$$

$$\text{Alors : } W_i=14127.14\text{KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_x=V_y= \frac{0.15 \times 4.57 \times 1.3}{3.5} \times 14127.14 = 3596.97\text{KN}$$

	V (dynamique)	V (statique)	80% V (statique)	V (dynamique) > 80% V (statique)
x	4520.02	3596.97	2877.57	CV
y	4591.65	3596.97	2877.57	CV

Tab(IV.2): Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

❖ Nombre de modes à considérer : (RPA art 4.3.4)

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 l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure, où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K= 3 (N) / 2 \quad \text{et } T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

$$K=7 \text{ modes}$$

IV.2 L'objectif de l'analyse modale spectrale :

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

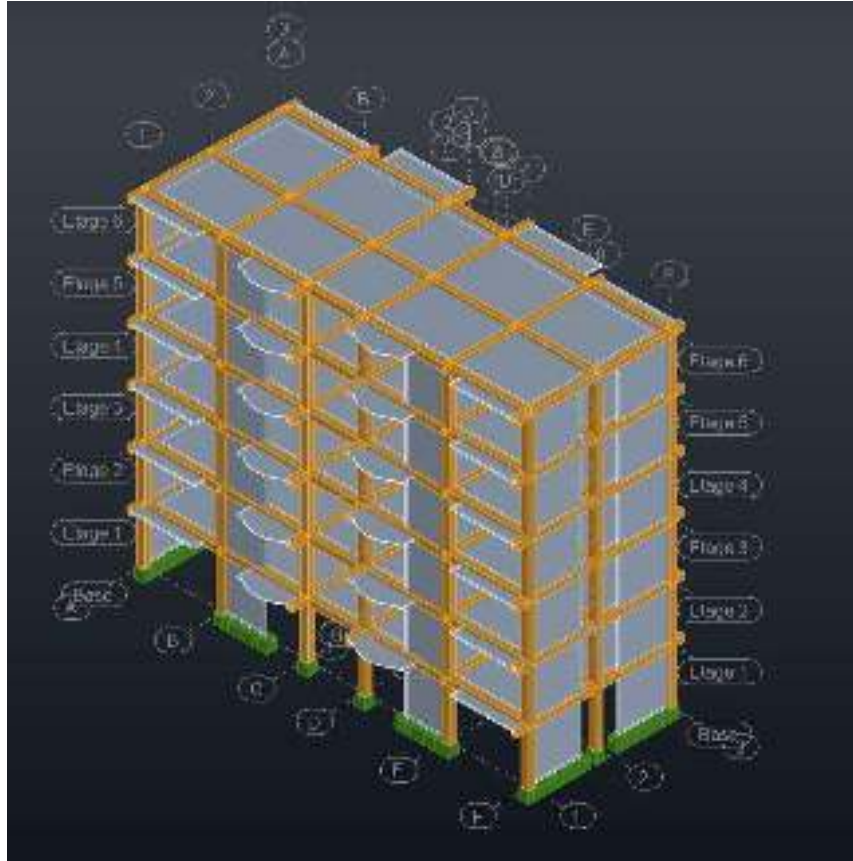
Description du logiciel AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONAL :

Est une application logicielle collaborative, polyvalente et rapide, conçue pour vous aider à rester compétitif dans l'économie mondiale. Conçu spécialement pour la modélisation des données du bâtiment, Auto desk Robot Structural Analysis Professional est capable de calculer les modèles les

Chapitre IV: Étude Dynamique

plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de codes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Le modèle adopté comporte 06 niveaux.



Fig(IV.1) :Modélisation en 3D de la structure.

➤ **Combinaisons d'actions :**

Selon le BAEL91 révisée 99 :

- ELU : $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ELS : $G + Q$

Selon le RPA 99 / version 2003 : article 5.2) :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

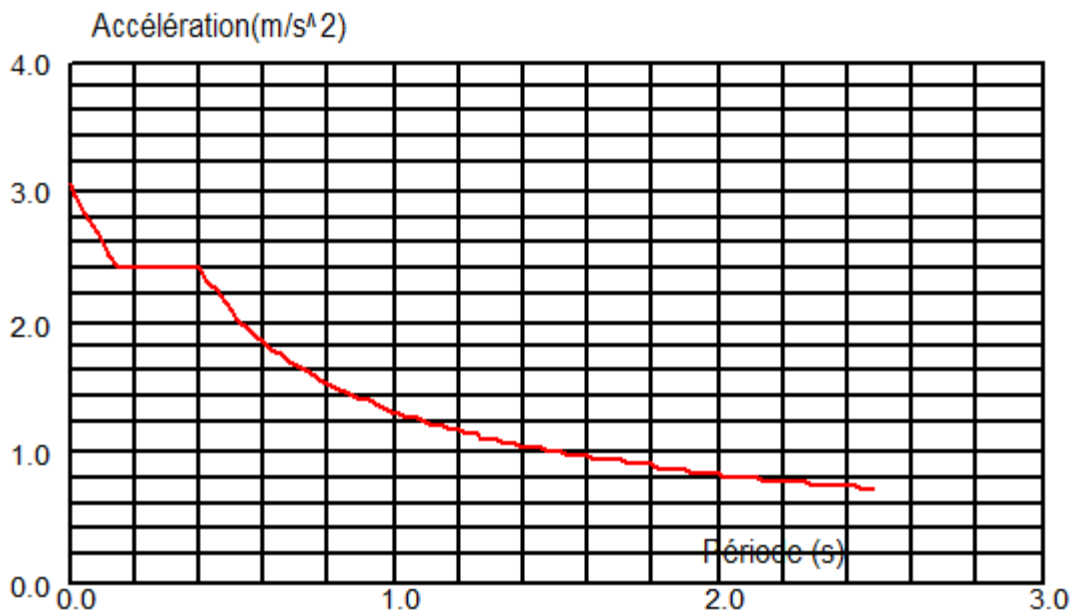
- $G + Q + E$
- $0.8 G \pm E$

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

Selon le RPA 99 / version 2003 : article 4.3.3) :

Chapitre IV: Étude Dynamique

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :



Fig(IV.2) : Spectre de réponse de calcul (logiciel robot).

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : coefficient de comportement de la structure

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

Q : facteur de qualité (RPA 99 / version 2003 article 4.3.4)

IV.3. Caractéristiques géométrique de la structure :

IV.3.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment.

Le centre de masse est repéré dans un système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum(W_i \times x_i)}{\sum W_i} \quad Y_G = \frac{\sum(W_i \times y_i)}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : le poids total de chaque niveau (le poids de plancher, poutres, poteaux, escaliers, balcons, cloisons, l'acrotère et les charges d'exploitations).

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité des éléments par rapport au repère globale.

X_G, Y_G : les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère globale.

IV.3.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion T est un point tel que :

- toute force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à la force et sans rotation.

- tout moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation. Le centre de torsion est repère dans le même système d'axe choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_T = \frac{\sum(I_{xi} \times X_i)}{\sum I_{xi}} \quad Y_T = \frac{\sum(I_{yi} \times Y_i)}{\sum I_{yi}}$$

$X_T ; Y_T$: coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

$I_{xi} ; I_{yi}$: Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de

Contreventement (poteau, voile).

$x_i ; y_i$: coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

IV.3.3. Excentricités :

IV.3.3.a. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, il est calculer comme suit :

$$e_x = |X_G - X_T| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_T|$$

IV.3.3.b. Excentricités accidentelles (additionnelles) (RPA 99/ V2003 Art 4.3.7) :

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a 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 en considération de part et d'autre du centre de torsion).

Chapitre IV: Étude Dynamique

-excentricité théorique résultant des plans.

$$\left. \begin{array}{l} E_x = 0.05L_x \\ E_y = 0.05L_y \end{array} \right\}$$

IV.4. Etude de la structure :

IV.4.1. Caractéristiques géométrique :

IV.4.1.a. Centre de masse et centre de torsion :

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité	
	X _G (m)	Y _G (m)	X _R (m)	Y _R (m)
RDC	10.98	4.23	11.00	4.18
1 ^{ème} étage	10.98	4.23	11.00	4.18
2 ^{ème} étage	10.98	4.23	11.00	4.18
3 ^{ème} étage	10.98	4.23	11.00	4.18
4 ^{ème} étage	10.98	4.23	11.00	4.18
5 ^{ème} étage	11.00	4.14	11.00	4.05

Tab(IV.3) : Centre de masse et centre de torsion.

IV.4.1.b. Les excentricités :

Niveau(m)	Direction X	Direction Y
	E _X = X _T - X _G (m)	E _Y = Y _T - Y _G (m)
+3.06	0.02	0.05
+6.12	0.02	0.05
+9.18	0.02	0.05
+12.24	0.02	0.05
+15.3	0.02	0.05
+18.36	0	0.09

Tab(IV.4) : Calcul de l'excentricité théorique.

Chapitre IV: Étude Dynamique

Niveau(m)	L_Y (m)	L_X (m)	E_X (m)	E_Y (m)
+3.06	09.60	22.30	0.48	1.115
+6.12	09.60	22.30	0.48	1.115
+9.18	09.60	22.30	0.48	1.115
+12.24	09.60	22.30	0.48	1.115
+15.3	09.60	22.30	0.48	1.115
+18.36	09.60	22.30	0.48	1.115

Tab(IV.5): Calcul de l'excentricité accidentelle.

Niveau(m)	Direction X			Direction Y		
	E_X théo	E_X accd	E_X théo \pm E_X accd	E_Y théo	E_Y accd	E_Y théo \pm E_Y accd
+3.06	0.02	0.48	0.5	0.05	1.115	1.165
+6.12	0.02	0.48	0.5	0.05	1.115	1.165
+9.18	0.02	0.48	0.5	0.05	1.115	1.165
+12.24	0.02	0.48	0.5	0.05	1.115	1.165
+15.3	0.02	0.48	0.5	0.05	1.115	1.165
+18.36	0	0.48	0.48	0.09	1.115	1.205

Tab(IV.6) : Calcul de l'excentricité totale.

Longueur du bâtiment : 22.30m 15% $L_X=3.345$ m

Largeur du bâtiment : 9.60m 15% $L_Y=1.44$ m

On constate qu'à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée (**RPA 99/ V2003 Art 3.5.1.a.2**)

IV.5. Vérification d'ensemble :

IV.5.1. Période :

Après l'analyse automatique par logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, on a obtenu les résultats ci-dessous :

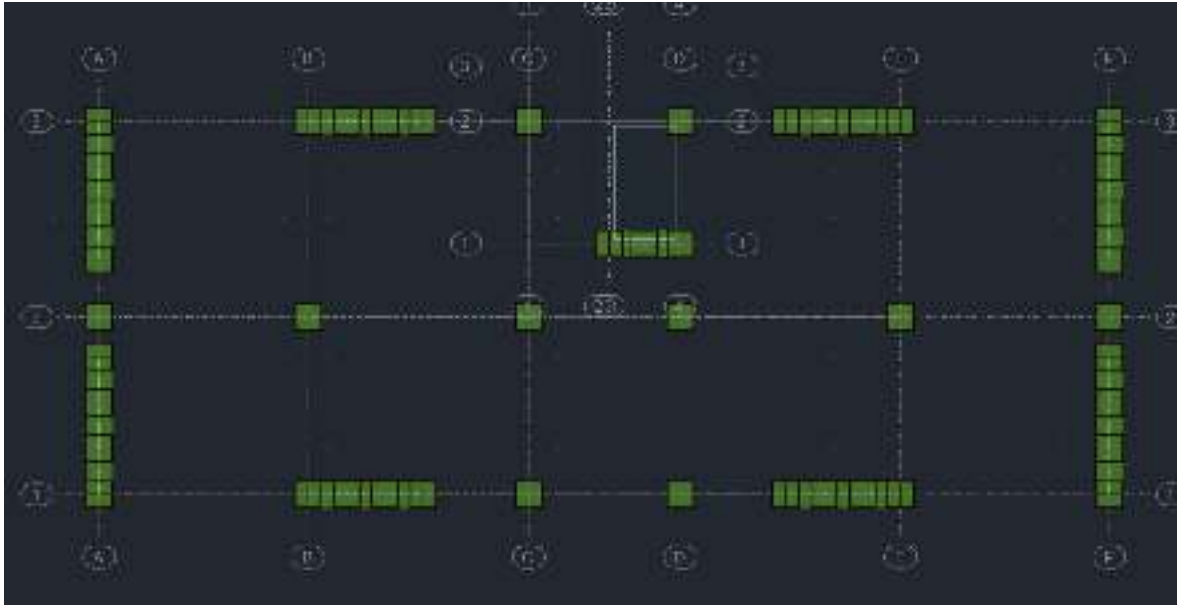


Fig (IV.3) :Disposition des voiles -Vue en plan.

Les périodes obtenus par le logiciel pour cette disposition des voiles :

$$T_{\text{dynamique}} \leq 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$T_x(\text{dynamique}) = 0.41 \text{ sec} \leq 1.3 \times T_x(\text{empirique}) = 1.3 \times 0.33 = 0.429 \text{ sec}$$

$$T_y(\text{dynamique}) = 0.41 \text{ sec} \leq 1.3 \times T_y(\text{empirique}) = 1.3 \times 0.38 = 0.49 \text{ sec}$$

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses modales UX (%)	Masses modales UY (%)
1	2.43	0.41	72.85	00.00	72.85	00.00
2	2.64	0.38	72.85	71.98	00.00	71.98
3	3.74	0.27	72.94	71.98	00.09	0.00
4	8.46	0.12	72.98	87.46	00.05	15.48
5	8.59	0.12	87.92	87.51	14.93	00.06
6	12.05	0.08	87.92	89.27	00.00	1.77
7	12.21	0.08	87.92	89.61	0.00	00.34

Tab(IV. 7) :Résultats de l'analyse de la disposition des voiles.

Chapitre IV: Étude Dynamique

Vérification des résultats :

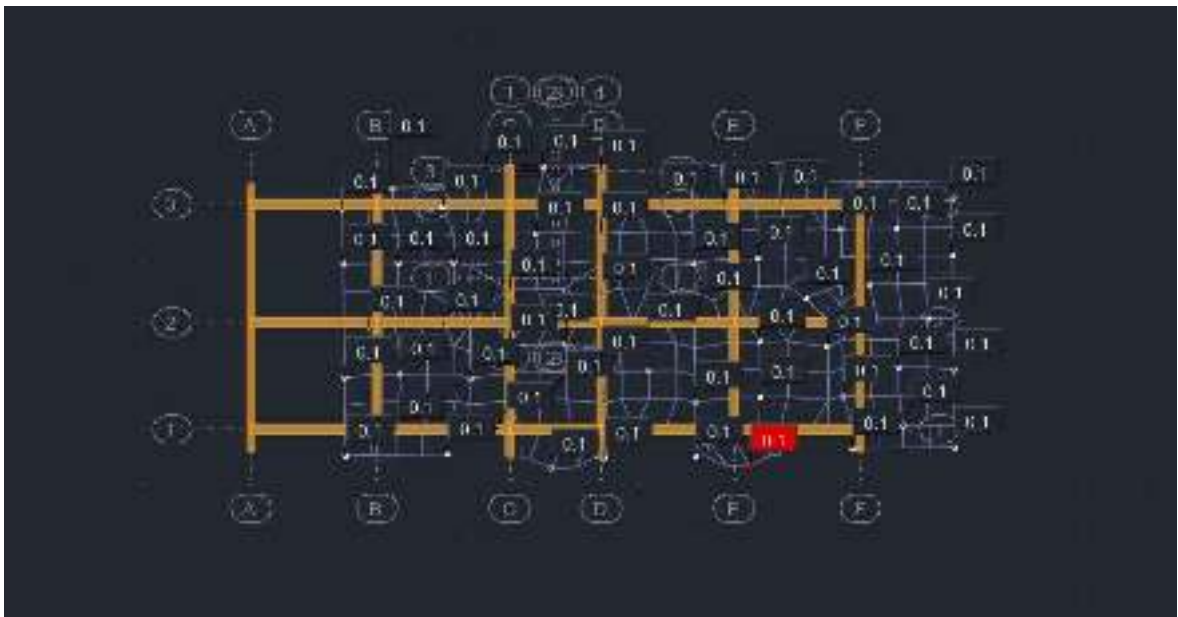
➤ Pourcentage des masses modales effectives :

Pour ce qui concerne les modes propres nous devons avoir :

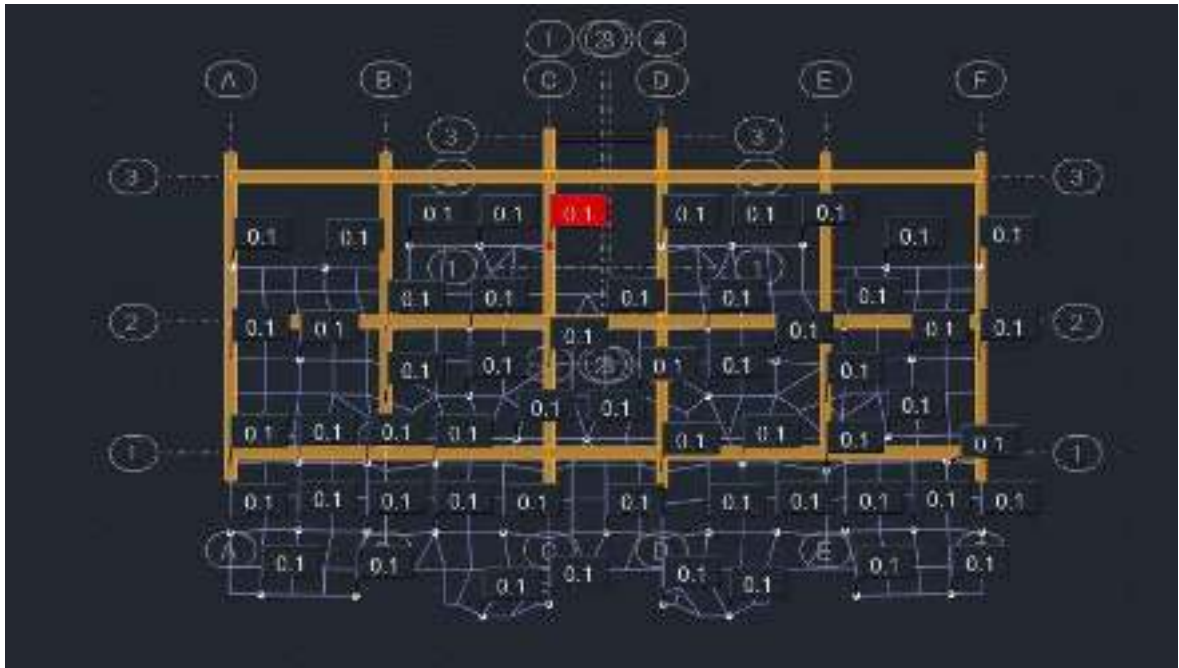
- $UX > 60\%$ ou $UY > 60\%$ dans le mode 1 $\Rightarrow UX = 72.85\% > 60\%$ dans le premier mode ;
- $UX > 60\%$ ou $UY > 60\%$ dans le mode 2 $\Rightarrow UY = 71.98\% > 60\%$ dans le deuxième mode ;
- La somme de $UX = 90.4\% > 90\%$ à partir de mode n°10;
- La somme de $UY = 91.01\% > 90\%$ à partir de mode n°8.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical). Pour la structure étudiée, les déformations obtenues sont les suivantes :

- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation autour Z.



Fig(IV.4) : 1^{er} mode de déformation de la structure « Mode 1 Translation suivant x ».



Fig(IV.5) : 2^{ème} mode de déformation 3D de la structure « Mode 2 : Translation suivant y »



Fig(IV.6): 3^{ème} mode de déformation de la structure « mode 3 : torsion autour de z ».

IV.5.2. Classification du système de contreventement :

Selon l'article 3.4 du RPA 2003, l'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement « **R** ».

Chapitre IV: Étude Dynamique

Nous allons comparer la reprise des sollicitations due aux charges verticales des voiles par rapport aux poids total de la structure.

- **Sollicitations des charges verticales reprisent par les voiles :**

Poids repris par les voiles :

$$P_{\text{voiles}} = G + 0.2Q = 7259.23 \text{ KN}$$

- **Poids de la structure :**

$$W_{\text{structure}} = 14127.14 \text{ KN}$$

20% du poids de la structure :

$$P_{20\%} = 14127.14 \times \frac{20}{100} = 2825.42 \text{ KN}$$

$$P_{\text{voiles}} = 7259.23 \text{ KN} > P_{20\%} = 2825.42 \text{ KN}$$

D'après RPA 99 V-2003 (3.4) : le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé. Avec : **R=3.5.**

IV.5.3. Vérification du déplacement inter-étages :

RPA 99 V-2003 (4.43) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

RPA 99 V-2003 (5.10) :

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq h_e \times \frac{1}{100}$$

Chapitre IV: Étude Dynamique

Suivant X :

Etage	δ_{ek} (mm)	R	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	$h_e/100$ (mm)
6	16.86	3.5	59.01	13.09	31.00
5	13.12	3.5	45.92	9.48	31.00
4	10.4	3.5	36.4	11.97	31.00
3	6.98	3.5	24.43	10.01	31.00
2	4.12	3.5	14.42	8.96	31.00
1	1.56	3.5	5.46	5.46	31.00

Tab (IV. 8): Vérification du déplacement inter-étages suivant x.

Les déplacements inter-étage sont inférieure à 1% de la hauteur d'étage suivant X \Rightarrow la condition vis-à-vis du déplacement inter-étage est **vérifié**.

Suivant Y :

Etage	δ_{ek} (mm)	R	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	$h_e/100$ (mm)
6	10.8	3.5	37.8	8.4	31.00
5	8.4	3.5	29.4	7.35	31.00
4	6.3	3.5	22.05	7.35	31.00
3	4.2	3.5	14.7	7	31.00
2	2.2	3.5	7.7	5.25	31.00
1	0.7	3.5	2.45	2.45	31.00

Tab(IV.9): Vérification du déplacement inter-étages suivant y.

Les déplacements inter-étage sont inférieure à 1% de la hauteur d'étage suivant Y \Rightarrow la condition vis-à-vis du déplacement inter-étage est **vérifié**.

IV.6. Vérification de la stabilité au renversement(RPA99/V2003 Art 4.4.1):

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol – fondation.

- **Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (RPA 99/ V2003 Art 4.2.5) :**

Chapitre IV: Étude Dynamique

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) (V - F_t)$$

- **F_x , F_y**: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- **h_i** : la hauteur de l'étage par rapport a la base 0
- **W_i** : la masse de plancher dans chaque niveau.
- Avec **V_x=V_y=6474.85 KN**.

$$F_t = \begin{cases} 0.07 T V & \text{si } T \leq 0.5 \text{ s} \\ 0.07 T V & \text{si } T > 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

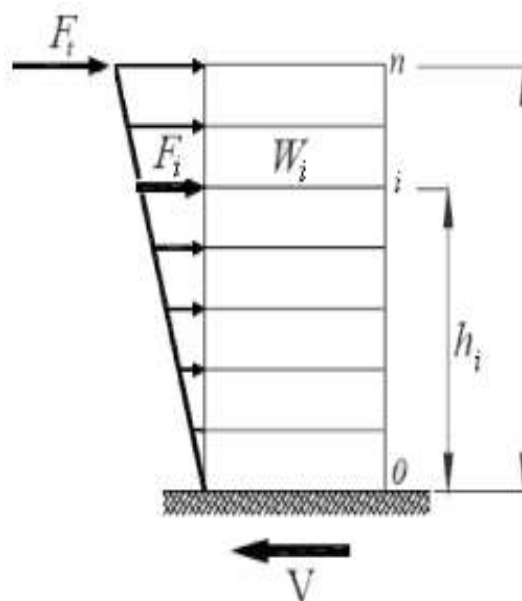
si T > 0.5 s

On a:

$$T_X = 0.30 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$$

$$T_Y = 0.37 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$$

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) V_x = \alpha_x V_x \quad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right) V_y = \alpha_y V_y$$

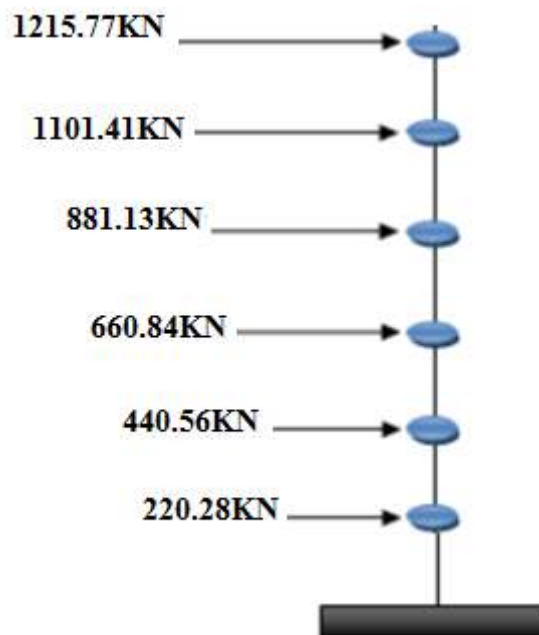


Fig(IV.7): Distribution des forces sismiques.

Chapitre IV: Étude Dynamique

Niveau	H _i (m)	W _i (KN)	W _i · H _i	F _{iX} (KN)	F _{iY} (KN)
RDC	+3.10	2386.40	7397.84	220.28	223.774
1	+6.20	2386.40	14795.68	440.56	447.54
2	+9.30	2386.40	22193.52	660.84	671.32
3	+12.40	2386.40	29591.36	881.13	895.09
4	+15.50	2386.40	36989.2	1101.41	1118.87
5	+18.60	2195.14	40829.60	1215.77	1235.03
∑ Total	/	14127.14	151797.204	4519.99	4592.11

Tab(V.10): Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur



Fig(V.8): Concentration des forces sismiques aux étages suivant x et y.

D'après le (RPA 99/ V2003 Art 4.2.6), L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \left\{ \begin{array}{l} \sum F_{iX} \\ \sum F_{iY} \end{array} \right.$$

Exemple de calcul Niveau-4- :

Chapitre IV: Étude Dynamique

$$V_{4x} = \sum_{i=4}^8 F_i = F_{4x} + F_{5x}$$

$$V_{4x} = \sum_{i=4}^8 F_i = 1101.41 + 1215.77 = 2317.18 \text{KN.}$$

Niveau	H _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)	V _{KX} (KN)	V _{KY} (KN)
RDC	+3.10	220.28	223.774	4519.99	4592.43
1	+6.20	440.56	447.54	4299.71	4368.66
2	+9.30	660.84	671.32	3859.15	3921.12
3	+12.40	881.13	895.09	3198.31	3248.99
4	+15.50	1101.41	1118.87	2317.18	2353.9
5	+18.60	1215.77	1235.03	1215.77	1235.03

Tab(IV.11): les efforts tranchants résultants selon X et Y.

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

Avec :

Ms: Moment stabilisant : $M_s = W \times L/2$

Mr: Moment renversant: $M_r = \sum_i^n F \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

14127.14

- **Sens longitudinal :**

Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
127789.15	84071.81	1.53	CV

Tab(IV.12): vérification de renversement sens longitudinal.

- **Sens transversal :**

Chapitre IV: Étude Dynamique

Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
128973.99	85413.24	1.51	CV

Tab(IV.13): vérification de renversement de sens transversal.

La condition est vérifiée ce que implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.7. Vérification de l'effet P-Δ : RPA 99 V-2003 (5.9) :

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad 1490.41 \quad 22613.32$$

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

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

h_k : Hauteur de l'étage « K ».

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

Suivant X :

Étage	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
1	2386.40	0.0524	4519.99	+3.10	0.0079	Vérifiée
2	5772.80	0.0798	4299.71	+6.20	0.0081	Vérifiée
3	8159.20	0.1036	3859.15	+9.30	0.0089	Vérifiée
4	9545.60	0.1055	3198.31	+12.40	0.0102	Vérifiée
5	11932	0.1055	2317.18	+15.50	0.025	Vérifiée

Chapitre IV: Étude Dynamique

6	14127.14	0.1055	1215.77	+18.60	0.065	Vérifiée
---	----------	--------	---------	--------	-------	----------

Tab(IV.14) : Vérification de l'effet $P-\Delta$ suivant x .

Suivant Y :

Étage	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
1	2386.40	0.0302	4592.43	+3.10	0.0030	Vérifiée
2	4772.80	0.0499	4368.66	+6.20	0.0038	Vérifiée
3	7159.20	0.0601	3921.12	+9.30	0.0042	Vérifiée
4	9545.60	0.0736	3248.99	+12.40	0.0051	Vérifiée
5	11932	0.078	2353.9	+15.50	0.0080	Vérifiée
6	14127.14	0.078	1235.03	+18.60	0.0094	Vérifiée

Tab(IV.15): Vérification de l'effet $P-\Delta$ suivant y .

Chapitre V:

Etude Des Eléments Principaux

Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

V.1 Etude des voiles :

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) .
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

V.2. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

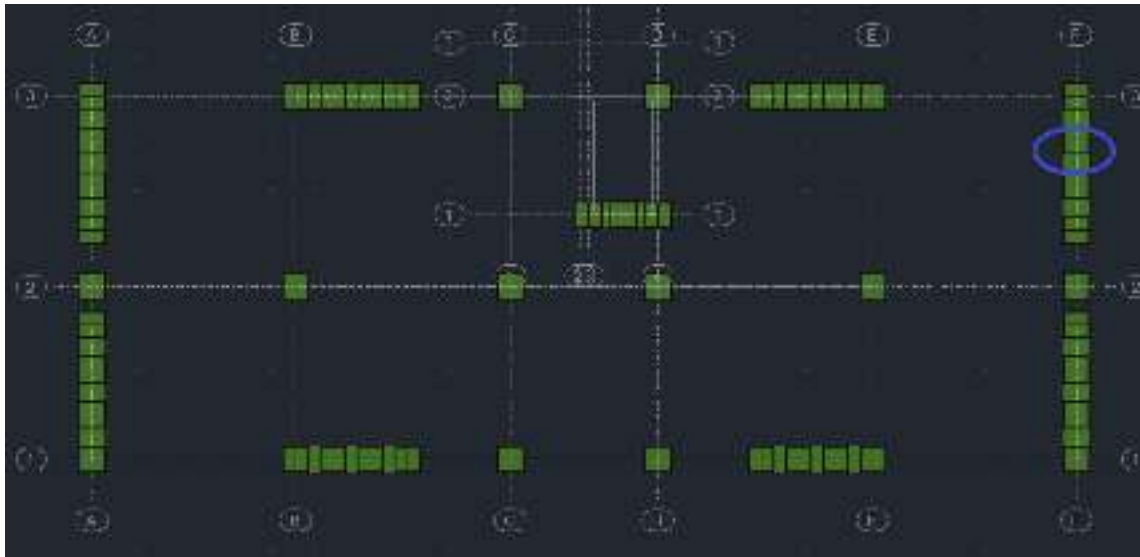
Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales ;
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
- Armatures transversales (épingles).

V.2.1. Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99**) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes:

- $1,35G + 1,5 Q$
- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$



Fig(V.1) : Les voiles calculés.



Fig(V.2) : exemple de calcul voile 2 zone 1 sens Y-Y.

1. Calcul de l'effort limite ultime :

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

$$N_{u \text{ lim}} = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$B_r = (L - 2) \times (a - 2)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \left(\frac{L_f}{a}\right)$$

L : longueur du mur (voile)

a : Épaisseur du mur (voile)

2. La contrainte limite ultime :

On doit vérifiée que : $\sigma_u \leq \sigma_{u,lim}$

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \times L}$$

3. Type d'armatures :

a) Armatures verticales Article (7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions imposées par l'RPA 99 et décrites ci-dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.

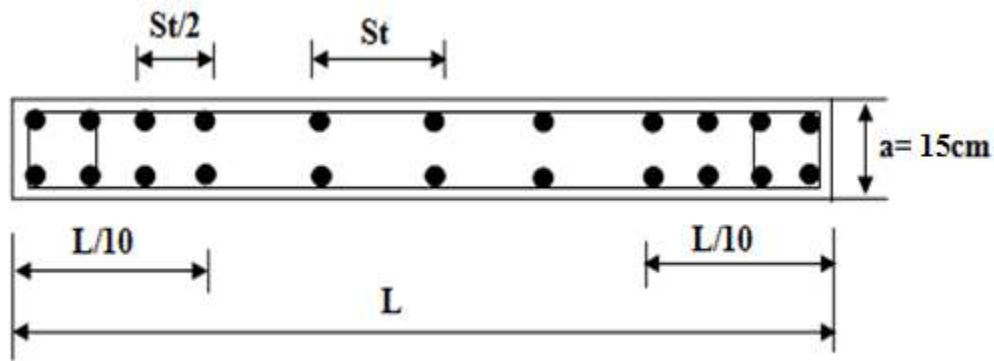
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles ;
- À chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm

$$S_t \leq 15 \text{ cm ;}$$

- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = S_t/2$$



Fig(V.3) : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b) Les armatures horizontales Article (A7.7.4.2) :

Comme dans le cas des armatures verticales, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10. Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

4. Règles communes Article (7.7.4.3):

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est de :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 % ;
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$$

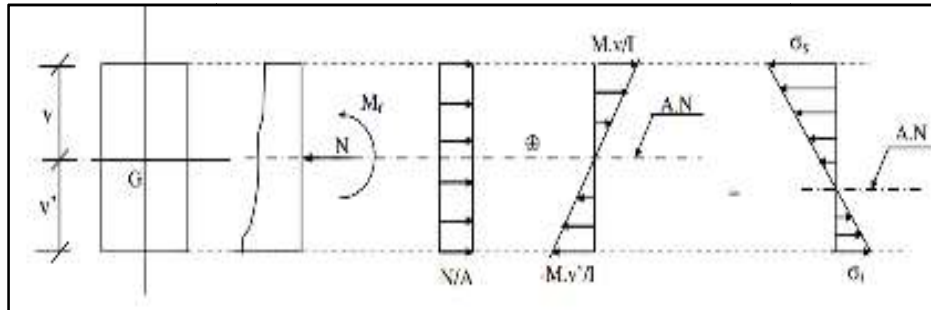
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. $\phi \leq (1/10)a$;
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- **Calcul du ferrailage vertical :**

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

Dans le calcul de ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

5. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :



Fig(V.4):méthode des contraintes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V'}{I}$$

🧩 Détermination la nature de la section du voile :

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

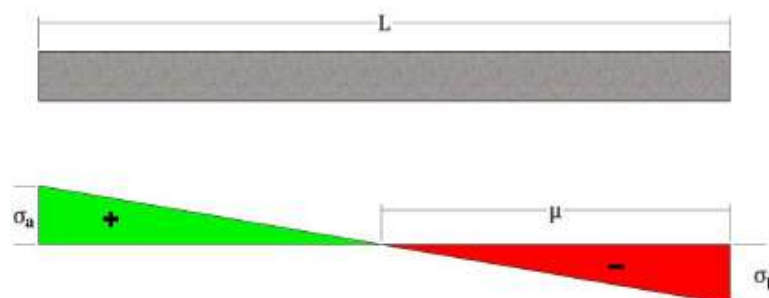
Si : $\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

2^{ème} cas :

Si : $\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

3^{ème} cas:

Si : $\sigma_1 \text{ et } \sigma_2$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.



Fig(V.5) : diagramme d'une section partiellement comprimée.

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) est donnée par la formule :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) RPA(\text{art 7.7.4})$$

L' : la longueur de la zone comprimée

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

L_t : longueur tendue.

$$L_t = L - L_c$$

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue (L_t) en utilisant les triangles semblables:

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1}{L - L_t} = \frac{\sigma_2}{L_t} \Rightarrow \sigma_1 L_t = \sigma_2 (L - L_t)$$

$$L_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

V.3 Exemple de calcul :

On va faire un exemple de calcul bien détaillé du ferrailage d'un seul voile ($L= 3.30\text{m}$) pour différentes sollicitations. Mais le ferrailage des autres voiles sera mentionné dans un tableau qui récapitule le ferrailage des différents voiles.

V.3.1. Ferrailage :

Le ferrailage longitudinal se fera en flexion composée en fissuration peu nuisible avec la combinaison la plus défavorable entre les trois cas suivants :

Cas 1 : $N_{\min} - M_{\text{cor}}$

Cas 2 : $N_{\max} - M_{\text{cor}}$

Cas 3 : $M_{\max} - N_{\text{cor}}$

Calcul des armatures verticales :

- Calcul de la longueur de flambement et l'élançement:

$$L_f = 2.17\text{m}$$

$$\lambda = L_f \sqrt{12/h} = 2.42$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = M_G / N_G = 816.08 / 526.56 = 1.54\text{m}$$

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

-Vérification de la condition de flambement :

On doit vérifier que :

$$\lambda \leq \max [50 ; \min(67 \times e_0/h ; 100)]$$

$$\lambda = 2.42 \leq 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On peut conclure que le voile ne présente pas un risque de flambement.

➤ Le cas le plus défavorable :

Sens Y-Y :

$$(M_{max} = 816.08 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 526.56 \text{ KN})$$

$$L = 3.30 \text{ m} ; c(\text{l'enrobage}) = 5 \text{ cm} ; d = L - c = 330 - 5 = 325 \text{ cm} = 3.25 \text{ m}$$

a. Calcul de l'effort limite ultime :

$$B_r = (L - 2) \times (e - 2) = (330 - 2) \times (15 - 2) = 4264 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \left(\frac{L_f}{e} \right) = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.10}{0.15} = 49.51$$

$$\lambda = 49.51 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{49.51}{35} \right)^2} = 0.61$$

$$N_{ulim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.61 \times \frac{4264 \times 10^{-1} \times 25}{0.9 \times 1.5} = 7896.29 \text{ KN}$$

$$N_u = 526.56 \text{ KN} < 7896.29 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

b. La contrainte limite ultime :

$$\sigma_{u,lim} = \frac{N_{u,lim}}{a \times L} = 3988.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_u = \frac{N_u}{a \times L} = 265.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_u < \sigma_{u,lim} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$(M_{max} = 816.08 \text{ KN.m} ; N_{corr} = 526.56 \text{ KN})$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{N}{e \times L} + \frac{6 \times M}{e \times L^2} = \frac{526.56 \times 10^3}{0.15 \times 3.30 \times 10^6} + \frac{6 \times 816.08 \times 10^6}{0.15 \times 3.30^2 \times 10^9}$$

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$\sigma_1 = 4.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V'}{I} = \frac{N}{e \times L} - \frac{6 \times M_A}{e \times L^2} = \frac{526.56 \times 10^3}{0.15 \times 3.30 \times 10^6} - \frac{6 \times 816.08 \times 10^6}{0.15 \times 3.30^2 \times 10^9}$$

$$\sigma_2 = -1.92 \text{ Mpa}$$

σ_1 et σ_2 Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul l'effort de traction et celui de compression dans chaque zone.

La largeur de découpage en bandes du diagramme des contraintes (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{3.10}{2} ; \frac{2}{3} \times 2.73\right) = \min(1.53 ; 1.83) = 1.53 \text{ m}$$

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

L_t : longueur tendue.

$$L_t = L - L_c$$

$$L_c = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L = \frac{4.07}{4.07 + 1.92} \times 3.45 = 2.24 \text{ m}$$

L_t : longueur tendue.

$$L_t = L - L_c = 3.3 - 2.24 = 1.06 \text{ m}$$

$L_t < d \Rightarrow$ on utilise la longueur de la partie tendue (L_t) pour le calcul de ferrailage.

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

$$V = \frac{3.30}{2} = 1.65 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I = \frac{0.15 \times 3.3^3}{12} = 0.44 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0.15 \times 3.3 = 0.495 \text{ m}^2$$

L'effort de compression dans la zone comprimée est donné par :

$$C = \sigma_2 \times e \times L_c = 1.92 \times 1000 \times 0.15 \times 2.24 = 645.12 \text{ KN}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$T = \sigma_1 \times e \times L_t = 4.07 \times 1000 \times 0.15 \times 1.06 = 647.13 \text{KN}$$

La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{F_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{647.13}{\left(\frac{400}{1}\right)} = 1.62 \text{ cm}^2$$

Le minimum exigé par le **R.P.A 99 (art 7.7.4.1)** :

$$L_t = 1.06 \text{cm} \Rightarrow A_{\min RPA} = 0.20\% \times a \times L_t = 0.002 \times 15 \times 106 = 3.18 \text{ cm}^2$$

Donc on prend dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal} ; A_{\min RPA}) = \max(1.62 ; 3.18)$

$$A = 3.18 \text{ cm}^2.$$

Donc cette quantité d'armature pour les deux faces, la section d'armature pour une

Seule face est la moitié de la section calculée donc : $A_{\text{face}} = 1.59 \text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}$

Pourcentage minimale :

$$A_{\min} \geq 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 15 \times 330 = 7.42 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = \frac{7.42}{2} = 3.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} / \text{face}.$$

$$\text{Donc: } A_s = \max(A_s ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 7.42 \text{cm}^2$$

$$A_s / \text{face} = 3.71 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} / \text{face}$$

En zone courante :

$$L' = L - 2L_1 = 3.30 - 2 \times 0.33 = 2.64 \text{m}$$

$$A_{\min} \geq 0.10\% \times a \times L' = 0.0010 \times 15 \times 264 = 3.96 \text{cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

La zone d'about :

$$S_t = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$$

Le diamètre :

$$\phi \leq \frac{1}{10} a = \frac{1}{10} \times 150 = 15 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \phi = 10 \text{ mm}$$

Zone courante :

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$A_2 = 6 HA 10 = 4.71 \frac{cm^2}{ml} / \text{face}$$

La zone d'about :

$$A_1 = 2HA 10 = 1.57 \frac{cm^2}{ml} / \text{face}$$

$$A_{tot} = 2A_{tend} + A_{comp} = 2 \times 3.18 + 14.84 = 21.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 21.20 \text{ cm}^2 > A_{min}(\text{globale}) = 7.42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.3.1.2. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

➤ RPA 99 VERSION 2003 :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

- La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{b_0 \times d}$$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile. $V = 455.50 \text{ KN}$

b_0 : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 455.50 \times 10^3}{150 \times 3300} = 1.288 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Règles BAEL 91 révisées 99 : (art A.5.1, 21) :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = \frac{455.50 \times 10^3}{150 \times 3300} = 0.92 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.2f_{c28} ; 5 \text{ Mpa}) = 5 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

b. Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$: En cas de fissuration jugé très préjudiciable et en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$: En flexion composée avec N est un effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$: En flexion composée avec N est un effort de traction.

σ_{tm}, σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a une reprise de bétonnage, donc on prend $k = 0$.

On utilise des cadres droites :

$$\alpha = 0 \Rightarrow (\cos \alpha + \sin \alpha) = 1$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \Rightarrow A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k) \times (b_0 \times S_t)}{0.8 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{(0.92 - 0.3 \times 2.1 \times 0) \times (15 \times 30)}{0.8 \times 400 \times 1} = 1.29 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures:**

On adopte : 4HA8=2.01cm²/ml.

❖ **Vérification de l'espacement :**

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

Soit : $S_t = 30\text{cm}$

➤ **Le pourcentage minimum d'armatures :**

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de : (**Art 7.7.3.3**)

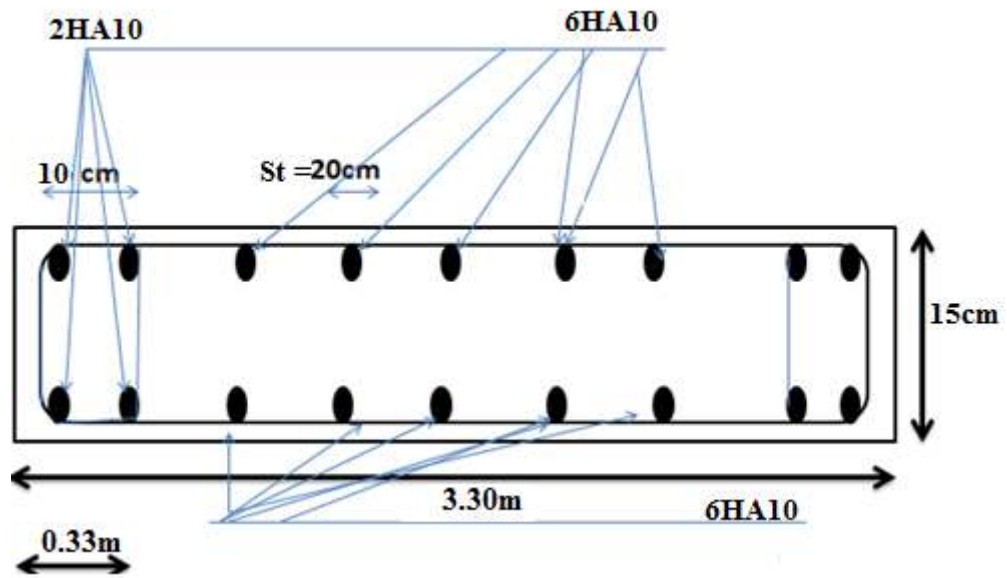
0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

On a $\tau_b = 1.28 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$$A_{tmin} \geq 0.25\% \times a \times S_t = 0.0025 \times 15 \times 30 = 1.12 \text{ cm}^2$$

V.3.2. Schéma de ferrailage :



Fig(V.6) : ferrailage du voile

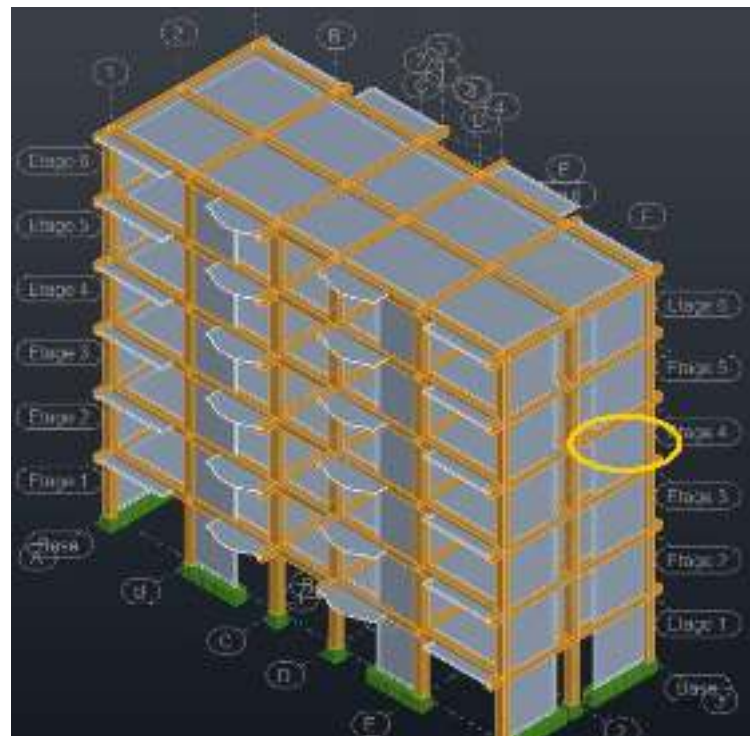


Fig (V.7) : Voile 2' zone 2 sens Y-Y.

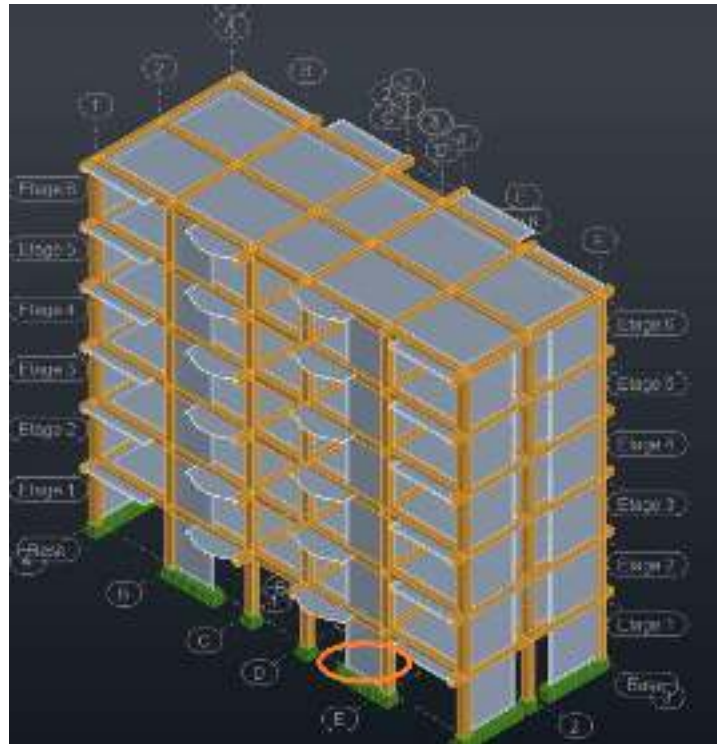


Fig (V.8) :Voile 1 zone 1 sens X-X.

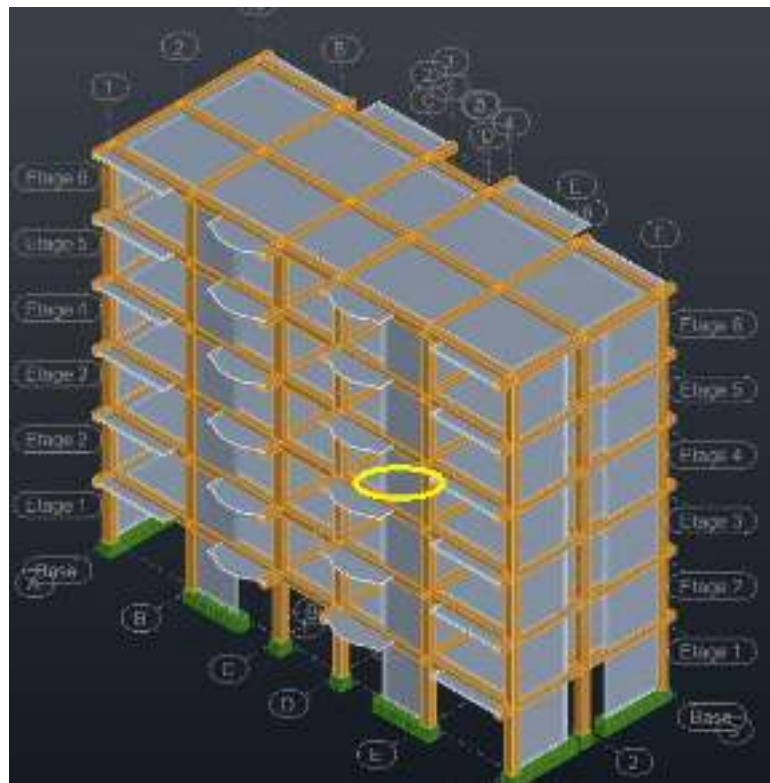


Fig (V.9) :Voile 1 zone 2 sens X-X.

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

Zone	1		2	
Sens	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
Voile	Voile 1	Voile 2	Voile 1'	Voile 2'
L (m)	0.8	3.30	0.80	3.30
M _{max}	149.74	816.08	53..00	225.57
N _{COR}	100.35	526.56	4.73	118.74
σ_1	3.43	4.07	1.07	0.99
σ_2	-1.60	-1.92	-1.00	-0.53
A _s (cm ²)	0.75	1.62	0.27	0.45
A _{sRPA} (cm ² /ml)	1.8	1.57	2.07	3.6
A _{smin} (cm ² /ml)	3.19	7.42	3.19	7.76
A _s (cm ² / une seul face)	1.59	3.71	1.59	3.88
St d'about (cm)	10	10	10	10
St courante (cm)	20	20	20	20
Armature d'about (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
Armature courante (cm ²)	4HA12	6HA10	4HA10	6HA12

Tab(V.1) :récapitulatif des armatures verticales pour 2 types de voiles.

Zone	1		2	
Sens	x-x	y-y	x-x	y-y
Voile	Voile 1	Voile 2	Voile 1'	Voile 2'
V(KN)	214.30	455.50	98.10	331.42
τ_u (MPa)	1.45	1.288	0.66	0.9
τ (Mpa)	2.5	2.5	2.5	2.5
$\tau_u \leq \tau$	Oui	Oui	oui	Oui
S _t (cm)	30	30	30	30

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

A_t	0.7	0.6	0.52	0.6
A_{tmin}	0.75	0.75	0.75	0.75
Choix	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tab(V.2) : récapitulatif des armatures verticales pour 2 types de voiles.

V.4 ferrailage des poteaux :

V.4.1. Aspect réglementaire :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_s	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situations durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	22.17	400	400

Tab (V.3): coefficient de sécurité et caractéristique mécanique.

➤ Combinaison d'action :

- **Combinaisons fondamentale ou bien durables et transitoires : (BAEL 91)**

1.35 G+1.5Q → Elu

G+Q → ELS

- **Combinaisons accidentelles : (RPA 99 version 2003)**

G+Q± E

0.8 G± E

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation non pondérées

E : action de séisme représentée par ses composantes horizontales .

- On a 4 cas peuvent se présenter a savoir :

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

- ❖ $N_{\max} \rightarrow (M_{z \text{ cor}}; M_{y \text{ cor}})$
- ❖ $M_{z\max} \rightarrow (N_{\text{cor}}; M_{y \text{ cor}})$
- ❖ $M_{y\max} \rightarrow (N_{\text{cor}}; M_{z \text{ cor}})$
- ❖ $N_{\min} \rightarrow (M_{z \text{ cor}}; M_{y \text{ cor}})$

-On a un seul type de poteaux : $(35 \times 45) \text{ cm}^2$

a) Armatures longitudinales : RPA99 V2003 : (art 7.4.2 .1) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- ♦ Leur pourcentage minimal sera de :

0.8% en zone II

- ♦ Leur pourcentage **maximal** sera de :

4% en zone courante
6% en zone de recouvrement

- ♦ Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- ♦ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi L$;
- ♦ La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25cm ;
- ♦ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

a) Armatures transversales : RPA 99 version 2003 (art 7.4.2.2)

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

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a V u}{h_1 f_e}$$

- V est l'effort tranchant de calcul
- h_1 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 par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t est l'espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

* dans la zone nodale :

$t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm})$ en zone I et II

*dans la zone courante :

$t' \leq 15 \Phi_1$ en zone II

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,4%

Si $\lambda_g \geq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g est l'élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

V.4.2. Les sollicitations :

Les sollicitations internes des poteaux sont données par le **Logiciel ROBOT 2014**

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

CAS	Effort	ELU	ELA	ELS
CAS 1	N_{\max} (KN)	980.20	730.29	662.36
	$M_{z \text{ cor}}$ (KN.m)	3.20	3.25	2.2
	$M_{y \text{ cor}}$ (KN.m)	7.32	13.69	3.98
CAS 2	$M_{z \max}$ (KN.m)	30.2	19.18	21.56
	N_{cor} (KN)	65.14	23.6	37.98
	$M_{y \text{ cor}}$ (KN .m)	6.03	16.25	2.01
CAS 3	$M_{y \max}$ (KN.m)	40.2	28.05	28.56
	$M_{z \text{ cor}}$ (KN.m)	8.09	2.30	5.89
	N_{cor} (KN)	125.02	43.23	91.23

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

CAS 4	N_{\min} (KN)	15.15	10.18	11.01
	$M_{z\text{ cor}}$ (KN.m)	2.14	11.26	1.02
	$M_{y\text{ cor}}$ (KN.m)	6.60	3.92	4.30

Tab (V.4) : Les sollicitations des poteaux

V.4.3 Exemple de calcul :

1^{er} cas : (1.35 G+1.5Q)

➤ Ferrailage longitudinal :

$$N_{\max} = 980.20 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corz}} = 3.20 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{\text{ser}} = 2.2$$

• Calcul de l'excentricité totale : BAEL 91 (art4.4)

$$e_{\text{tot}} = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} \rightarrow e_1 = \frac{3.20}{980.20} = 0.0032\text{m}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisent les imperfections géométrique initiale

$$e_a = \max \left\{ 2\text{cm}, \frac{L}{250} \right\} \rightarrow e_a = \max \left(2\text{cm}, \frac{3.10}{250} \right) \rightarrow e_a = \max (2\text{cm}, 0.0124)$$

$$e_a = 2\text{cm} = 0.02 \text{ m}$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre:

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_{\text{corr}}}{1.5 \times M_{\text{ser}}} \right) \rightarrow \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{3.20}{1.5 \times 2.2} \right) \rightarrow \alpha = 0.30$$

$$\varphi = 2 \quad , \quad L_f = 2.17 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi) \rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2.17^2}{10000 \times 0.45} \times (2 + 0.3 \times 2) \rightarrow e_2 = 0.078$$

$$\text{Donc : } e_{\text{tot}} = 0.0032 + 0.02 + 0.078 \rightarrow e_{\text{tot}} = 0.10 \text{ m}$$

• Calcul de l'effort de compression centré maximale supportable par le béton :

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$N_{b \max} = b \times h \times \sigma_{bc} \rightarrow N_{b \max} = 0.35 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3 \rightarrow N_{b \max} = 2235.5 \text{KN}$$

- Calcul de coefficient de remplissage Ψ :

$$\Psi = \frac{N_u}{b \times h \times \sigma_{bc}} \rightarrow \Psi_1 = 0.43$$

Donc $\Psi < 0.81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

- Calcul de l'excentricité critique ξ :

$$\Psi_1 < \frac{2}{3} \rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.43}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.43})} \rightarrow \xi = 0.24$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.24 \times 0.45 = 0.108$$

$e_{tot} = 0.1 < e_{NC} = 0.108 \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

$A's_{min} = 4 \text{cm}^2 \times$ périmètre de la section

$$A's_{min} = 4 \times [(0.35 + 0.45) \times 2] = 6.4 \text{ cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

$$A_{s_{min}} \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s_{min}} \geq \max \left\{ \frac{35 \times 45}{1000}; 0.23 \times 35 \times 42 \times \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s_{min}} \geq \max\{1.57; 1.77\}$$

$$A_{s_{min}} \geq 1.77 \text{ cm}^2$$

Suivant RPA99 version 2003 :

- Armature maximales :

*en zone courante :

$$A_s \leq A_{max} = 4\% (b.h)$$

$$A_{max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$$

*en zone recouvrement :

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b.h$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$$

le diamètre minimal : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$

- **Armature minimales :**

$$A_{\min} = 0.8\% (b.h)$$

$$A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 45 = 11.86 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{\min} = 11.86 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 4\text{HA}14 + 4\text{HA}16 = 14.2 \text{ cm}^2$

- **Vérification vis à vis l'état limite de service:**

- **Contrainte maximale de compression de béton :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (N_{ser} ; M_{ser}), La Fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si la condition suivante est vérifiée :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2.2}{662.36} = 0.0033 = 3.3 \text{ Cm}$$

$$S = bh + 15A_{\text{totale}} = 35 \times 45 + 15 \times 14.12 \Rightarrow S = 1788 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

$$\Rightarrow X_G = 0.98$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I = 223113.79 \text{ cm}^4$$

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$\Rightarrow \sigma_{\text{sup}} = 5.05 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 4.55 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Max} (\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 5.05 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

– **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{35 * 45} \left[\frac{35 * 45^2}{2} + 15((4.62 * 3) + (4.62 * 37)) \right]$$

$$V_1 = 20.3$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$V_2 = 45 - 20.3 = 19.7$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 81.58 \text{MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 79.89 \text{MPa}$$

$$\text{Max} (\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 81.58 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 215.55 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Ferraillage transversal :**

$$L_f = 0.7 \times 3.10 = 2.17$$

ρ_a : Coefficient correcteur.

λ_g : L'élancement géométrique.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{2.17}{0.4} = 5.42 > 5$$

Donc $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5$

Suivant BAEL:

➤ Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ en zone II}$$

$$t \leq 12 \text{ cm}$$

➤ Dans la zone courante :

$$t' \leq 15 \Phi_1 \text{ en zone II}$$

$$t' \leq 18$$

• Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \phi_l/2 = 12/3 = 0.6$$

On prendra HA8

• Détermination de la section des armatures transversales :

$$Vu = 216.50 \text{ KN}$$

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a Vu}{h1fe} \rightarrow A_{t'} = \frac{2.5 \times 216.50 \times 10^3 \times 0.1}{0.45 \times 400} \times 10^{-2} = 3.4 \text{ cm}^2$$

• Armatures transversales minimales

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{t \times b}$ en % est comme suit :

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,3\% \rightarrow A_t = 0.003 \times 35 \times 12 \rightarrow A_{t \min} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8 \phi_8 = 4.02 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1.26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Cv}$$

○ Tableau récapitulatif des poteaux :

Cas	$A_{\min \text{ Rpa}}$ (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Cas1	11.86	8HA14	12.31
Cas2	11.86	8HA14	12.31

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

Cas3	11.86	8HA14	12.31
Cas4	11.86	8HA14	12.31

Tab (V.5) : Calcul et choix de section d'armatures

- Vérification à l'ELS :

Cas	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
1	5.05	15	18.91	201.66
2	0.49	15	8.83	201.66
3	2.52	15	45.08	201.66
4	1.21	15	21.76	201.66

Tab (V.6): Vérification des contraintes

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = 216.50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{216.50}{0.3 \times 0.37} = 1.95 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

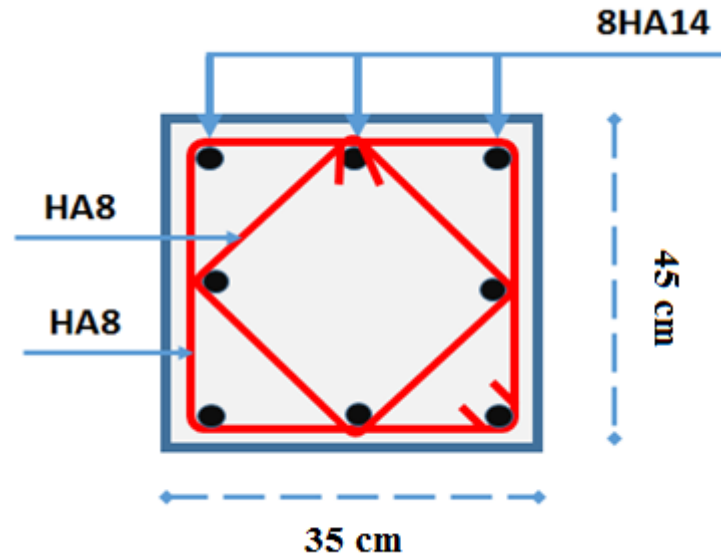
$$\tau_u \leq \bar{\tau}_U \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Vérification de l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = 0.053 \leq 0.30 \dots \dots \text{C.V}$$

V.5. Schéma de ferrailage :



Fig(V.9) : ferrailage du poteau.

V .6. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises à un moment fléchissant « M » et un effort tranchant « T » c'est-à-dire sollicitées en flexion simple. le ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

- **Combinaisons des charges :**

- En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : **E.L.U :** $1,35 G + 1,5 Q$

E.L.S : $G+Q$

- Selon le R.P.A 99 : $G+Q +E$

$0.8G \pm E$

- **conditions du ferrailage imposées par le RPA 99/version 2003 :**

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

➤ Armatures longitudinales : RPA99 version 2003 (art 7.5.2.1)

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

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante ;

6 % en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II.

➤ Armatures transversales : RPA99 version 2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003sb.$$

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

$$\text{Dans la zone nodale } s \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } s \leq \frac{h}{2}$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé .les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.6.1 Calcul réglementaire et vérification :

A l'aide du fichier des résultats donnés par le logiciel « Autodesk Robot structural Analysis 2014 » ; on obtient les résultats suivants :

Combinaison	Les sollicitations	Terrasse				Etage			
		Poutre principale (35×40)		Poutre secondaire (30×35)		Poutre principale (35×40)		Poutre secondaire (30×35)	
		App	Trav	App	Trav	App	trav	App	trav
ELU	M_{\max} [KN.m]	32.05	44.02	61.02	43.23	49.98	43.25	134.02	96.3
ELS	M_{\max} [KN.m]	43.10	26.01	43.02	32.00	38.25	31.25	65.36	92.23

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

ELA	M _{max} [KN.m]	28.04	45.23	44.15	31.62	36.58	18.1 2	93.2 3	63.2 5
Effort tranchant « T »[KN]		71.36		99.23		84.63		217.36	

Tab (V.7) : les sollicitations des poutres

V.6.1.1-Exemple de calcul : (Poutre principale – terrasse)

➤ Armatures longitudinales

Suivant RPA :

$$\text{-Poutre principale : } A'_{\min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poutre secondaire : } A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Suivant BAEL :

$$\text{-Poutre principale : } A_{\min} = \max \left\{ 0.23 \times 35 \times 37 \times \frac{2.1}{400}, \frac{35 \times 37}{1000} \right\} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poutre secondaire : } A_{\min} = \max \left\{ 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400}, \frac{30 \times 32}{1000} \right\} = 1.15 \text{ cm}^2$$

a) En travée :

ELU :

$$M_{ut} = 44.02 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{44.02 \times 1000}{35 \times 37^2 \times 14.2} = 0.100$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13 < 0,259 \text{ Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0.130) = 0,947m$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44.02 \times 1000}{0,957 \times 37 \times 348} = 4.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{On : } A_s = 4.13 \text{ cm}^2$$

✚ ELA:

$$M_{acc} = 45.23 \text{ KN.m}$$

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45.23 \times 1000}{35 \times 37^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc } S.S.A.CA'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0774 < 0,259 \text{ Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{MPa}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0.100) = 0,969m$$

$$A_{acc} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{45.23 \times 1000}{0,969 \times 37 \times 348} = 4.19 \text{cm}^2$$

$$\text{On: } A_{acc} = 4.19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\min}; A_s; A_{acc}) = 7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 3\text{HA}12 + 4\text{HA}12 = 8.01 \text{cm}^2$$

🚧 **ELS :**

$$M_{tser} = 26.01 \text{Kn.m}$$

- La fissuration est peut préjudiciable

$$\text{Si } \alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \text{ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \rightarrow \gamma = 1.69$$

$$\alpha_u = 0.107 \leq 1.11 \dots \dots \dots \text{ C.v}$$

Aucune vérification nécessaire pour les armatures tendus donc les armatures calculées l'E.L.U sont valables.

➤ contrainte tangente limite:

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

$$V_u^{max} = 71.36 \text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.62 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{Mpa condition vérifiée}$$

b) Sur appuis :

ELU :

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$M_{at} = 32.05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.05 \times 1000}{35 \times 37^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0536 < 0,259 \text{ Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0.140) = 0,979 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32.05 \times 10^6}{0,979 \times 37 \times 348} = 2.19 \text{ cm}^2$$

On : $A_s = 2.19 \text{ cm}^2$

🚧 **ELA:**

$$M_{acc} = 28.04 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.04 \times 1000}{35 \times 37^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\mu_l = 0.392$$

$$\mu_u < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0510 < 0,259 \text{ Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0.100) = 0,980$$

$$A_{acc} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{28.04 \times 1000}{0,980 \times 37 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

On : $A_{acc} = 2.03 \text{ cm}^2$

$$A_s = \max(A_{min}, A_u, A_a) = 5.25 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}14 = 6.47 \text{ cm}^2$

🚧 **ELS:**

$$M_{tser} = 43.10 \text{ KN.m}$$

La fissuration est peut préjudiciable

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$ la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \rightarrow \gamma = 1.02$$

$$\alpha_u = 0.0563 \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{ C.v}$$

Aucune vérification nécessaire pour les armatures tendus donc les armatures calculées l'E.L.U sont valables.

➤ contrainte tangente limite:

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u^{\max} = 71.36\text{KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.65\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ **Armatures transversales : RPA 99 version 2003 (art 7.5.2.2)**

$$A_t = 0.003 \text{ s. b}$$

b : Largeur de la section

s : espacement des armatures transversales

L'espacement maximal transversal est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2 \right) = 10$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$$

ϕ : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

On adopte les espacements suivants :

✓ Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Zone nodal: $S_t = 10\text{cm}$

✚ Zone courante:

Chapitre V: Etude Des Eléments Principaux

$$A_t = 0.003 \times 35 \times 15 \rightarrow A_t = 1.575 \text{ cm}^2$$

✚ Zone nodal:

$$A_t = 0.003 \times 35 \times 10 \rightarrow A_t = 1.05 \text{ cm}^2$$

V.6.2. Calcul récapitulatif des poutres :

Type des poutres		A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)		Choix	A _{ad} (cm ²)
		BAEL	RPA	Terrasse	Etage		
Poutre principale	Appuis	1.56	7	2.19	2.99	3HA12+3HA14	8.01
	Travée	1.56	7	4.19	3.59	3HA12+3HA14	8.01
Poutre secondaire	Appuis	1.15	5.25	3.54	2.44	3HA12+2HA14	6.47
	Travée	1.15	5.25	4.45	3.48	3HA12+2HA14	6.47

Tab (V.5) : Calcul et choix de section d'armatures.

V.7. Schéma de ferrailage :

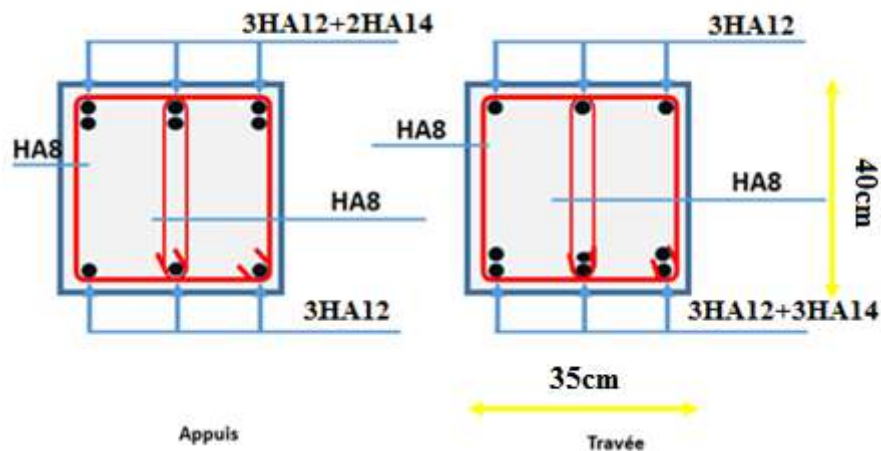


Fig.(V.10) : ferrailage de la poutre principale plancher terrasse.

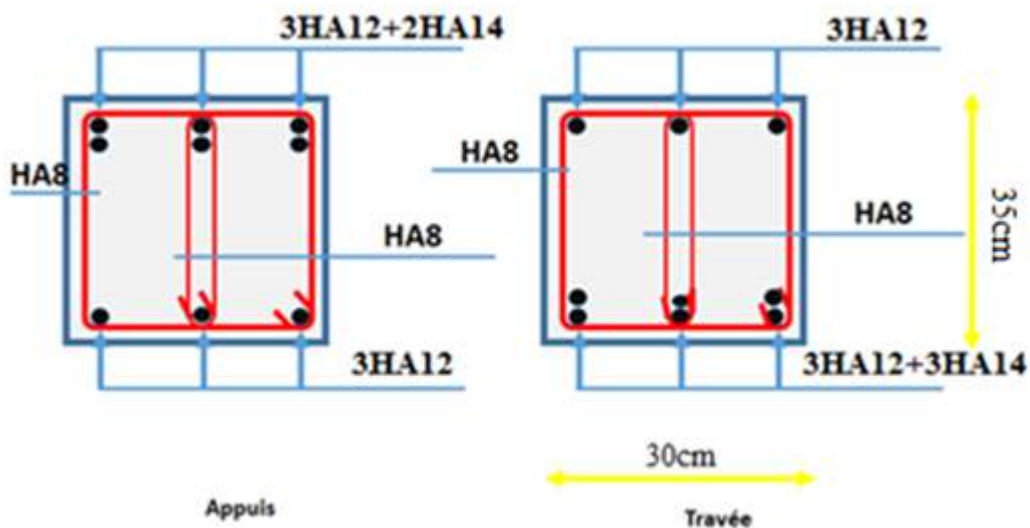


Fig.(V.11) : ferrailage de la poutre secondaire plancher terrasse.

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (robot) ainsi que le ferrillage

Minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

Chapitre VI:

Etude de L'infrastructure

Introduction :

Les longrines sont généralement des éléments en béton armé, qui sont coulées sur le sol et qui servent à relier les Fondations superficielles ou les semelles sur pieux ainsi que les amorces poteaux.

Leur rôle est de transmettre les efforts de traction et de compression pouvant exister entre les fondations, accessoirement ils peuvent jouer le rôle de poutre pour reprendre des charges verticales ou des moments.

VI.1. Étude des longrines :

VI.1.1. Pré dimensionnement :

D'après le règlement **RPA99 Version 2003 Article (10.1.1)** les longrines auront des dimensions minimales selon la qualité du sol.

(25 × 30): sites de catégorie S_2

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticale de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

S_2 , zone II $\Rightarrow \alpha = 15$

$$N_u = 1389.34 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 1021.61 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = \frac{1389.34}{15} = 92.62 \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ condition vérifier}$$

VI.1.2 Ferrailage des longrines :

A. Calcul des armatures longitudinales :

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

- Condition de non fragilité :

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

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

Chapitre VI: Etude de L'infrastructure

- Pourcentage minimale du RPA 99 « version 2003 » (Art : 10.1.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.6% en toute section.

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9h = 27 \text{ cm} \quad \text{on prend: } d = 27 \text{ cm} \quad \text{et} \quad c(\text{l'enrobage}) = 3 \text{ cm}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{92.62}{348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :

$$A_{\text{min}} = 0.6\%(25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : BAEL91 (art4.2.1) :

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

A_u	$A_s(\text{RPA})$	$A_s(\text{BAEL})$	$A_{(\text{adop})}$
0.33 cm ²	4.5 cm ²	0.82 cm ²	3HA14=4.62 cm ²

Tab (VI. 2) : *calcul de ferrailage de la longrine.*

a) Les armatures transversales :

Section minimale d'armatures d'âme : (Règles BAEL 91 article A.7.2, 2)

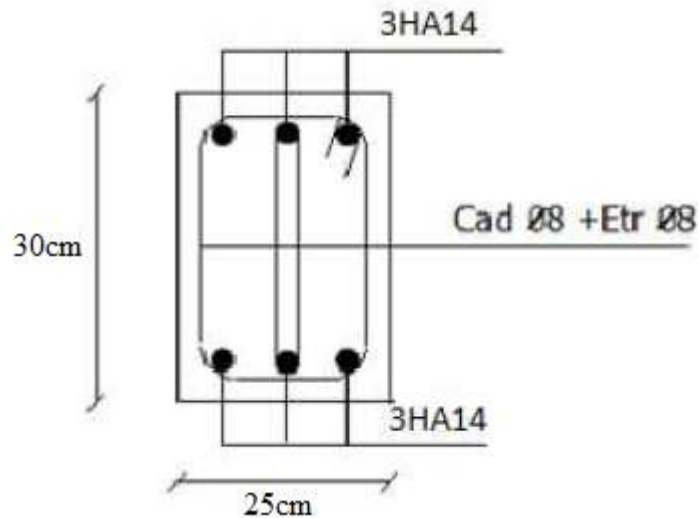
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{30}{35} ; 1.2 ; \frac{25}{10}\right) = \min(0.86 ; 1.2 ; 2.5) \text{ cm} = 0.86 \text{ cm}$$

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

- Espacement des armatures transversales : (RPA 99 V-2003 article 10.1.1)

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_1) = \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 1.2) = \min(20 \text{ cm} ; 18) = 18 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$



Fig(VI.1) :ferrailage des longrines.

VI.2. Calcul des fondations :

Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol $\bar{\sigma}_{sol}$ est égale à 2.5 bar.

VI.2.1. Choix de type de fondation :

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- Assurer la stabilité de la structure.
- Adopter un choix économique.

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Radier filante.
- Radier général.

A. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_u qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

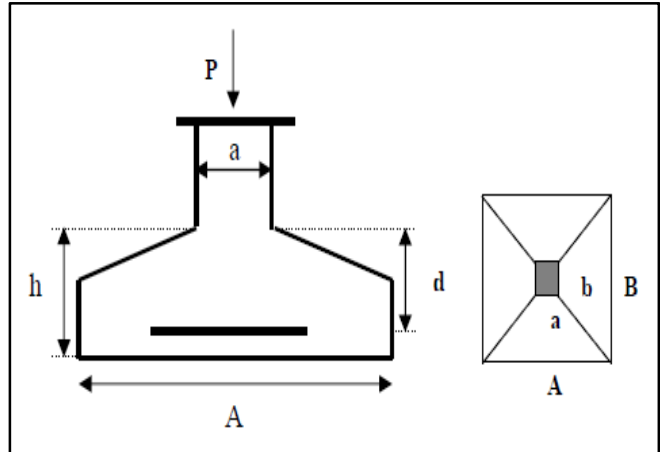
Chapitre VI: Etude de L'infrastructure

$$A \times B \geq N / \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 0.77 \Rightarrow A = 0.77 B$$

$$0.77 B \geq \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a :



Fig(VI.2) :Semelle isolé.

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment).

S : La surface totale minimale d'assise de fondation.

$\bar{\sigma}^s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

$$S_0 = 430.93 \text{ m}^2$$

$$W_G = 13929.94 \text{ KN}$$

$$W_Q = 4934.02 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } W_i = 14127.14 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 14127.14 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{14127.14}{250} = 45.08 \text{ cm}^2$$

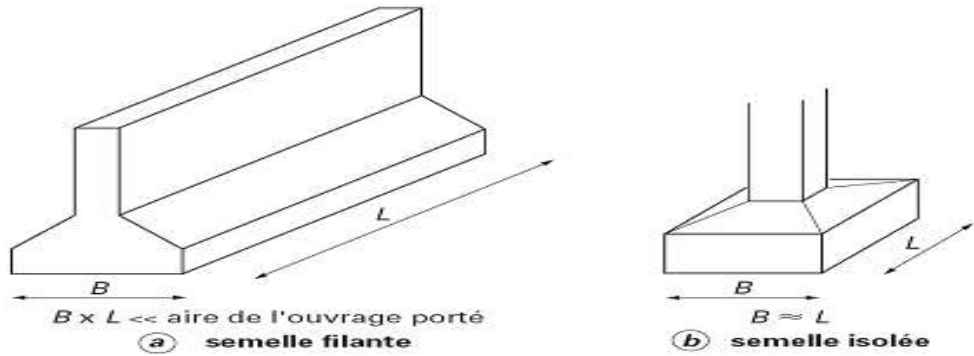
✓ **Verification:**

$$- S / S_0 = 45.08 / 430.93 = 0.10\%$$

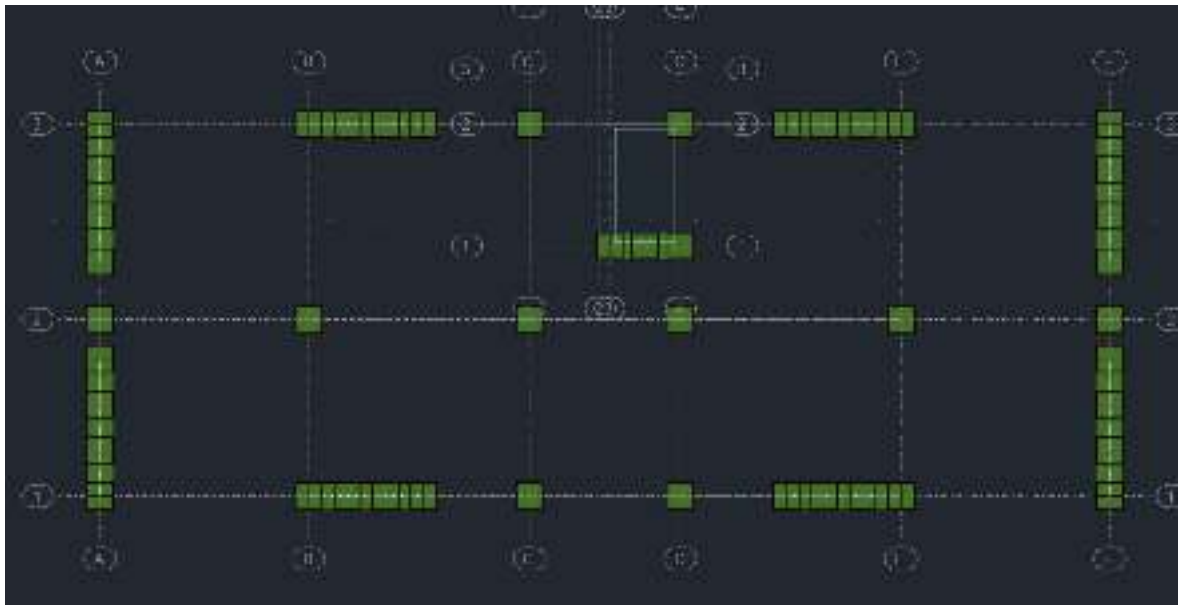
$$- S / S_0 = 10\% < 50\%$$

Faisant le rapport $S_{semelles} / S_{batiment}$, on déduit :

La surface totale de la semelle ne dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, Pour cela on a opté une semelle isolé sous poteau et semelle filante sous voile comme type de fondation.



Fig(VI.3) : types des fondations utilisées.



Fig(VI.4) : disposition du voile et poteau les plus sollicités (calculé).

Les calculs sont effectués sous la combinaison la plus défavorable suivantes :

$$Q+Q$$

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

VI.3. Calcul des semelles :

Calcul semelle isolée sous poteau (D-3) :

Le calcul avec le poteau le plus sollicités

$$\text{Avec } (a ; b) = (35; 45)$$

La semelle est soumise à la flexion composée :

$$\frac{N_{Ser}}{\sigma_{ser}} = 2.13m^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 3.20m^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

Chapitre VI: Etude de L'infrastructure

Combinaisons	Effort normal N (KN)	Moment M_y (KN.M)	Moment M_z (KN.M)
1.35G+1.5Q	920.01	39.52	28.25
G+Q+E	663.96	13.50	5.01
0.8Q+E	440.02	11.09	3.54
G+Q	660.36	7.01	4.36

Tab (VI.2) : Sollicitation de semelle isolé du poteau (D-3).

Semelle	N_{ser} (KN)	N_u (KN)	A(m)	B (m)	Surface(m ²)
(D-3)	660.36	920.01	0.56	0.73	1.8

Tab(VI.3) : Surface de semelle sous poteau plus sollicité (calculé).

$$A/B=a/b=0.77$$

On choisie une semelle de section : (A ; B) = (1.2 ; 1.50)

Détermination la largeur et la hauteur (ht et d) :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1.20 - 0.35 \geq d \geq \frac{1.50 - 0.45}{4}$$

A : longueur de semelle ;

a : longueur de poteau ;

B : largeur de semelle ;

b : largeur de poteau.

$$h=d+c+\phi/2$$

c : l'enrobage ;

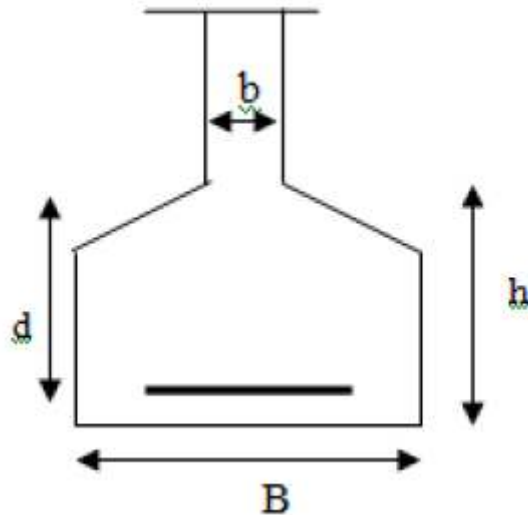
Chapitre VI: Etude de L'infrastructure

ht : la hauteur de la semelle.

$$44 \geq d \geq 53$$

On adopte : $d = 50\text{cm}$

$$\text{D'ou : } h = d + 5\text{ cm} \rightarrow h = 55\text{ cm}$$



Fig(VI.5) : dimensionnement d'une semelle isolée.

✓ **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le BAEL on a :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.04\text{m}$$

$$e_0 = 0.04\text{m} \leq \frac{A}{6} = \frac{1.20}{6} = 0.2 \dots\dots\dots\text{cv}$$

Selon RPA 2003(art 10.1.5) on a:

$$e_0 = 0.04\text{m} \leq \frac{A}{4} = \frac{1.20}{4} = 0.3 \dots\dots\dots\text{cv}$$

✓ **Vérifications des conditions de rigidité :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_M &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} = 182.26\text{KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{Ns}{A.B} = 178.03\text{KN} / \text{m}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 147.89 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 147.89 \text{ KN/m}^2 \leq 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

VI.4. Calcul du ferrailage :

Le poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times A \times B \times h$$

$$P_s = 25 (1.2) (1.5)(0.55) = 24.75 \text{KN}$$

Poids du remblai :

$$P_r = 18 (1.2 \times 2.5 - 0.45 \times 0.35) (2 - 0.55)$$

$$P_r = 74.18 \text{KN}$$

$$N_{T_s} = N_s + P_r + P_s = 660.36 + 24.75 + 74.18 = 759.29 \text{KN}$$

$$N_{T_U} = N_U + 1.35 (P_r + P_s) = 920.01 + 1.35 (74.18 + 24.75) = 1053.56 \text{KN}$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode des bielles, car on va prendre comme étant la Contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.4 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 810.13 \text{ KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{N_s'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{810.13(1.2 - 0.35)}{8 \times 0.50 \times 348} = 14.55 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.4 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 810.13 \text{ KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{N_s'(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{810.13(1.5 - 0.45)}{8 \times 0.50 \times 348} = 12.65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

★ **Sens X-X :**

Chapitre VI: Etude de L'infrastructure

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 24.15 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{\min}; A_u\} = 24.15 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

On adopte : **15HA16 = 30.16 cm²**

Vérification de l'espacement :

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

On prend : $s_t = 20 \text{ cm}$.

- **Largeur de scellement:**

Il faut calculer pour les armatures de $\phi 16$:

$$L_s = \phi / 4 \times f_e / \tau$$

$$L_s = 1.6 / 4 \times 400 / 3.22 = 47 \text{ cm}$$

$$\tau = 0.6 \phi^2 f_{t28} = 3.22$$

$$B/8 < 47 < B/4 \quad \implies 20.36 < 47 < 48.5 \dots \dots \dots \text{cv}$$

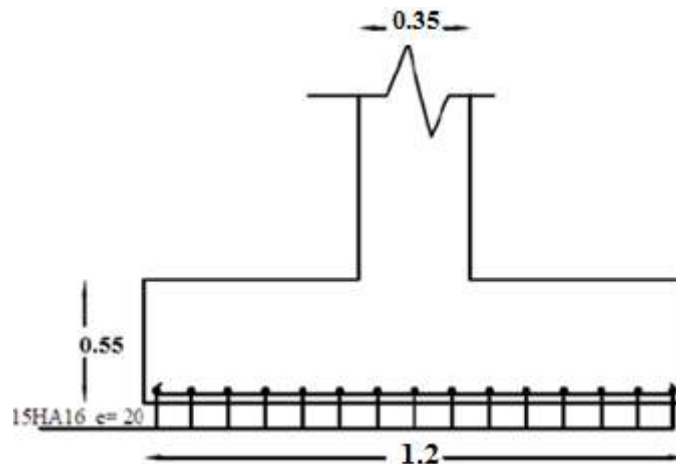
Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

- **Calcul l'épaisseur :**

$$e = 6\phi + 6 = 15.6 \text{ cm}$$

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

VI.4.A. schéma de ferrailage :



Fig(VI.6) : ferrailage de la semelle sous pot (D-3) sens X-X.

✦ Sens Y-Y :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 24.15 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{\min}; A_u\} = 24.15 \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

On adopte : $15 \text{ HA}16 = 30.16 \text{ cm}^2$

Vérification de l'espacement :

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

On prend : $s_t = 20 \text{ cm}$.

• Largeur de scellement:

Il faut calculer pour les armatures de $\phi 16$:

$$L_s = \phi / 4 \times f_e / \tau$$

$$L_s = 1.6 / 4 \times 400 / 3.22 = 47 \text{ cm}$$

$$\tau = 0.6 \phi^2 f_{t28} = 3.22$$

$$B/8 < 47 < B/4 \quad \implies \quad 20.36 < 47 < 48.5 \dots \dots \dots \text{cv}$$

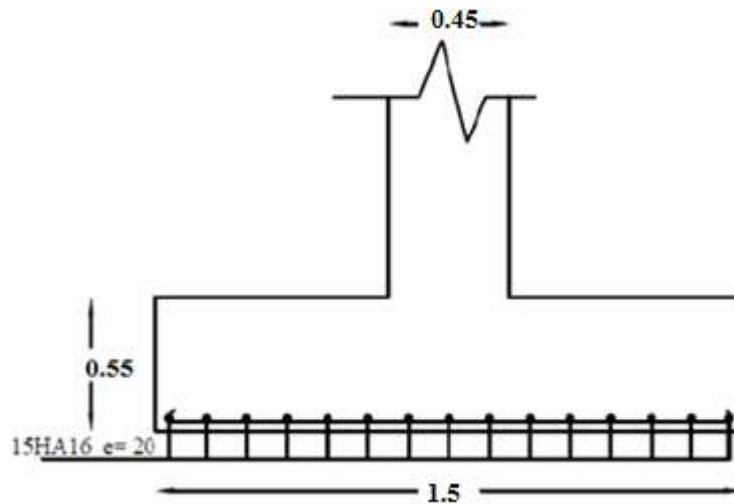
Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

✦ Calcul l'épaisseur :

$$e = 6\phi + 6 = 15.6 \text{ cm}$$

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

VI.4.B. schéma de ferrailage :



Fig(VI.7) : ferrailage de la semelle sous pot (D-3) sens Y-Y.

• Vérification au poinçonnement : (BAEL 91 art A 5.2,42)

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 \times U_c \times h \times (f_{c28}) / \gamma_b$$

$$U_c = (a+h+b+h) \times 2 = 2.9 \text{ m}^2$$

$$\bar{N}_u = 1398 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

$$s_0 = (a+h)(b+h) = 0.9 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 1.8 \text{ m}^2$$

Donc : $\bar{N}_u \geq N_u \dots \dots \text{cv}$

a) Semelle sous voile :

Pré-dimensionnement à l'ELS :

$$B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{L \sigma_{\text{sol}}}$$

Chapitre VI: Etude de L'infrastructure

L : longueur de voile.

VI.4.1 Détermination la largeur et la hauteur de la semelle filante :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4}$$

A : longueur de semelle.

a : longueur de poteau.

B : largeur de semelle.

b : largeur de poteau.

$$h = d + c + \phi / 2$$

c : l'enrobage ;

h : la hauteur de la semelle.

Semelle	N ser (KN)	B (m)	L (m)	Surface (m ²)	Nu (KN)
	465.23	0.55	3.35	1.84	523.23

Tab(VI.4) : Surface de semelle sous voile (calculé).

VI.4.2 Calcul des sollicitations :

Les sollicitations totales :

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = 149.51 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = 20.98 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{465.23}{3.35} = 138.87 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{20.26}{0.92} = 22.02 \text{ KN.m/ml}$$

Vérification :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 1.86 \text{ m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 2.09 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

- Calcul l'excentricité e_0 .

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = 0.032m$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq B/6 \implies B \geq 6e_0 \implies \geq 0.192m$$

$$\left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.032}{3.5}\right) \frac{523.23}{1 \times 3.5} = 76.52 \text{ KN/m}^2$$

$$76.52 \text{ KN/m}^2 < 250 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots cv$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \implies d = 35.1cm \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 40.1cm$$

$$\sigma \geq (1 + 3e_0/B) Nu / A \times B \implies \sigma = 76.52 \text{ KN/m}^2 < \sigma_s = 250 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots cv$$

VI.5 Le ferrailage:

La section d'armature :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B-b) = 4.78cm^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = A_{\min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 16.30 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\min} ; A_u) = 16.30cm^2$$

On adopte : **12HA14= 18.47cm²**

- Vérification de l'espacement :

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

On prend : $s_t = 20cm$.

- Armature de répartition:

$$A_{\text{rep}} = A/4 = 4.6 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA12=6.79cm²/ml

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

On prend : $s_t = 15cm$.

Chapitre VI: Etude de L'infrastructure

- **Largeur de scellement:**

Il faut calculer pour les armature de $\phi 16$:

$$L_s = \phi / 4 \times f_e / \tau$$

$$L_s = 1.4 / 4 \times 400 / 2.46 = 56.91 \text{ cm}$$

$$\tau = 0.6 \phi^2 f_{t28} = 2.46$$

$$B/8 < 47 < B/4 \implies 30 < 56.91 < 60 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

- **Calcul l'épaisseur :**

$$e = 6\phi + 6 = 14.4 \text{ cm}$$

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

- ✓ **Vérification au poinçonnement :**

On doit vérifier que :

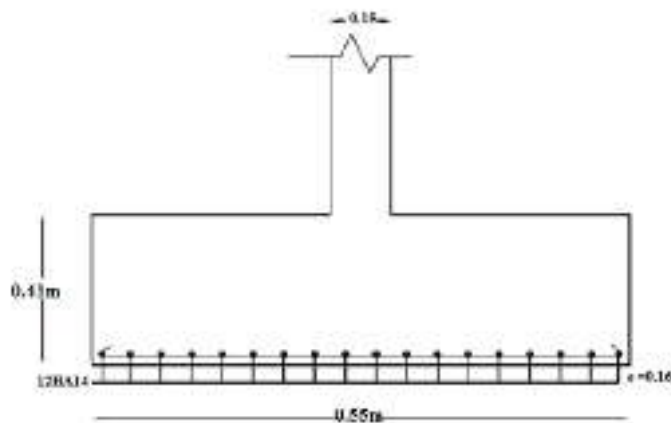
$$\text{On doit vérifier que : } N_p \leq \bar{N}_p = 0.09 \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

D'où

$$N_p = \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} 1\right) \left(1 - \frac{b + 2h}{B}\right) = 52.51 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_p = 171.74 \leq \bar{N}_p = 91.87 \dots \dots \dots \text{ (CV).}$$

VI.6. Schéma de ferrailage :



Fig(VI.8) : *ferraillage d'une semelle filante sous voile.*

Conclusion générale

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances Acquises durant sa formation, Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des Connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des Règlements tels que :(RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot ;Socotec, auto-cad ...etc.).

Ce projet on a réalisé un travail qui consiste à faire, la conception et l'étude d'un bâtiment usage d'habitation R+5

Nous avons agis principalement sur deux plans :

✚ D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons Constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la Sécurité des structures.

✚ Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

En effet, le pré dimensionnement a donné des sections économiques. Pour Obtenir une :

- Structure de bonne stabilité
- Structure économique

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

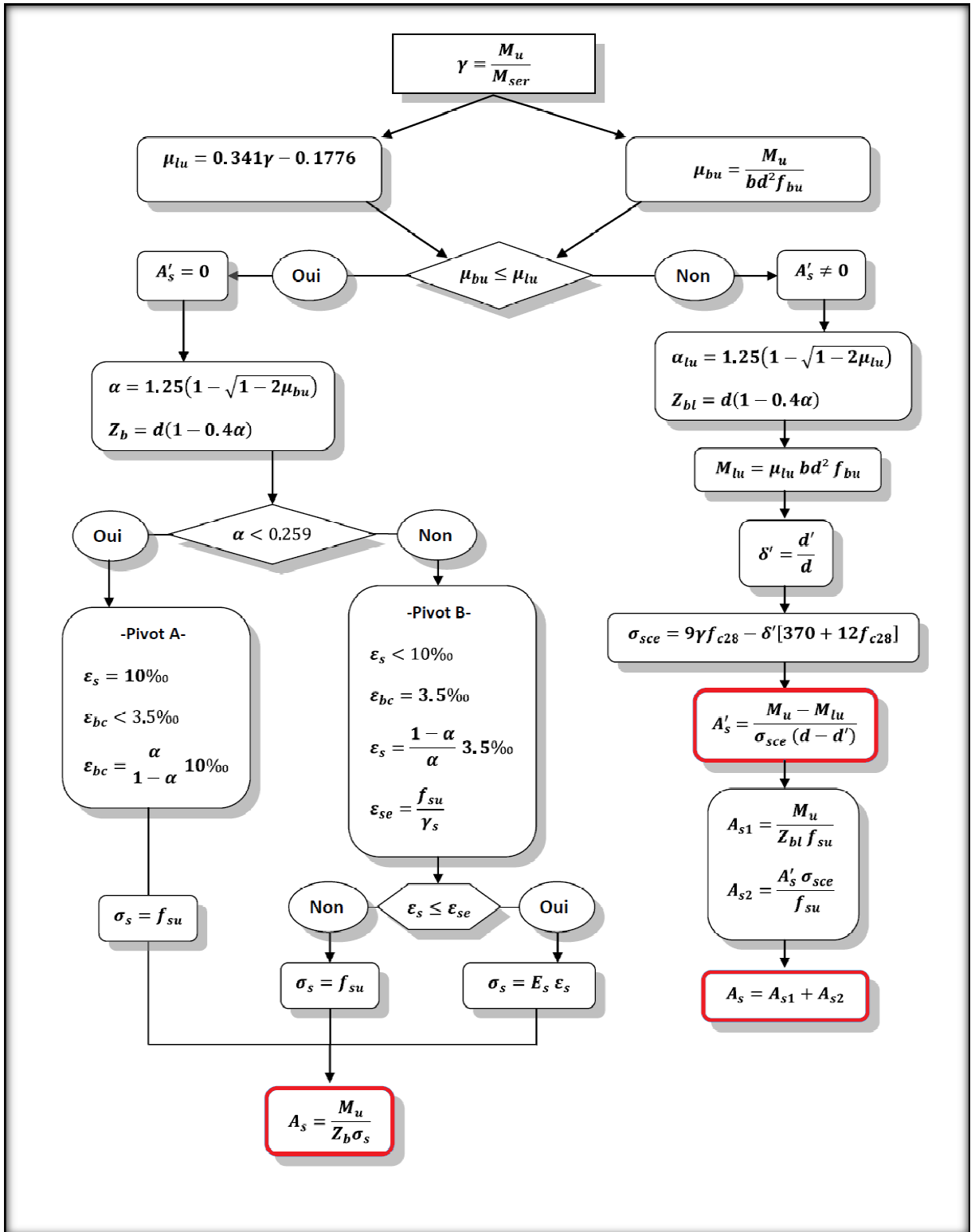
Bibliographie :

- Règles B.A.E.L 91(révisées 99).
- Règles parasismiques algériennes R.P.A 99 « version 2003 ».
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- pratique du B.A.E.L 91.
- CBA 93-Règles Conception et Calcul Structures BA.
- Cours des années précédentes.
- Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.
- Les mémoires de fin d'étude.

Logiciels utilisés :

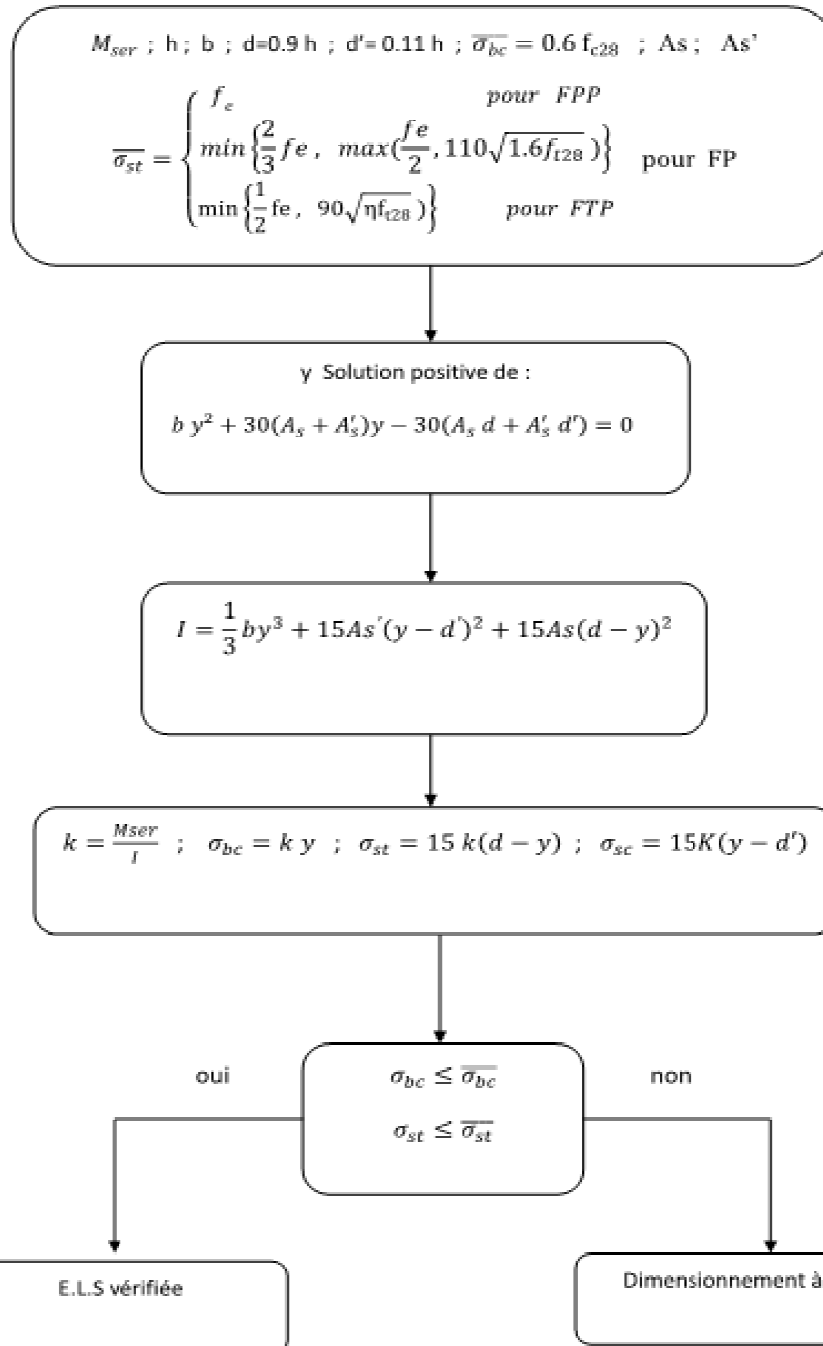
- AUTOCAD (2014).
- Robot Structural Analysis Professional 2014.
- Microsoft Office Word 2007.
- Microsoft Office Excel 2007.
- Application Socotec
- Application Atlas.

Annexes



Annexe 1 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).

Vérification à E.L.S



Annexe 2 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).

II- Section en T

Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

$$\begin{aligned} & M_u; b; d = 0.9 h; b_0; h_0; \gamma_s = 1.15; \gamma_b = 1.5; f_{c28}; f_e \\ \theta = & \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action} \end{aligned}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}; \quad f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{oui} \quad M_u \leq M_0 \quad \text{non}$$

Section en T

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire : $b \times h$

$$A_s; A'_s$$

$$\bar{M}_u = M_u - \frac{M_0(b - b_0)}{b}$$

Appliquer l'organigramme d'une section rectangulaire $b_0 \cdot d; \bar{M}_u$

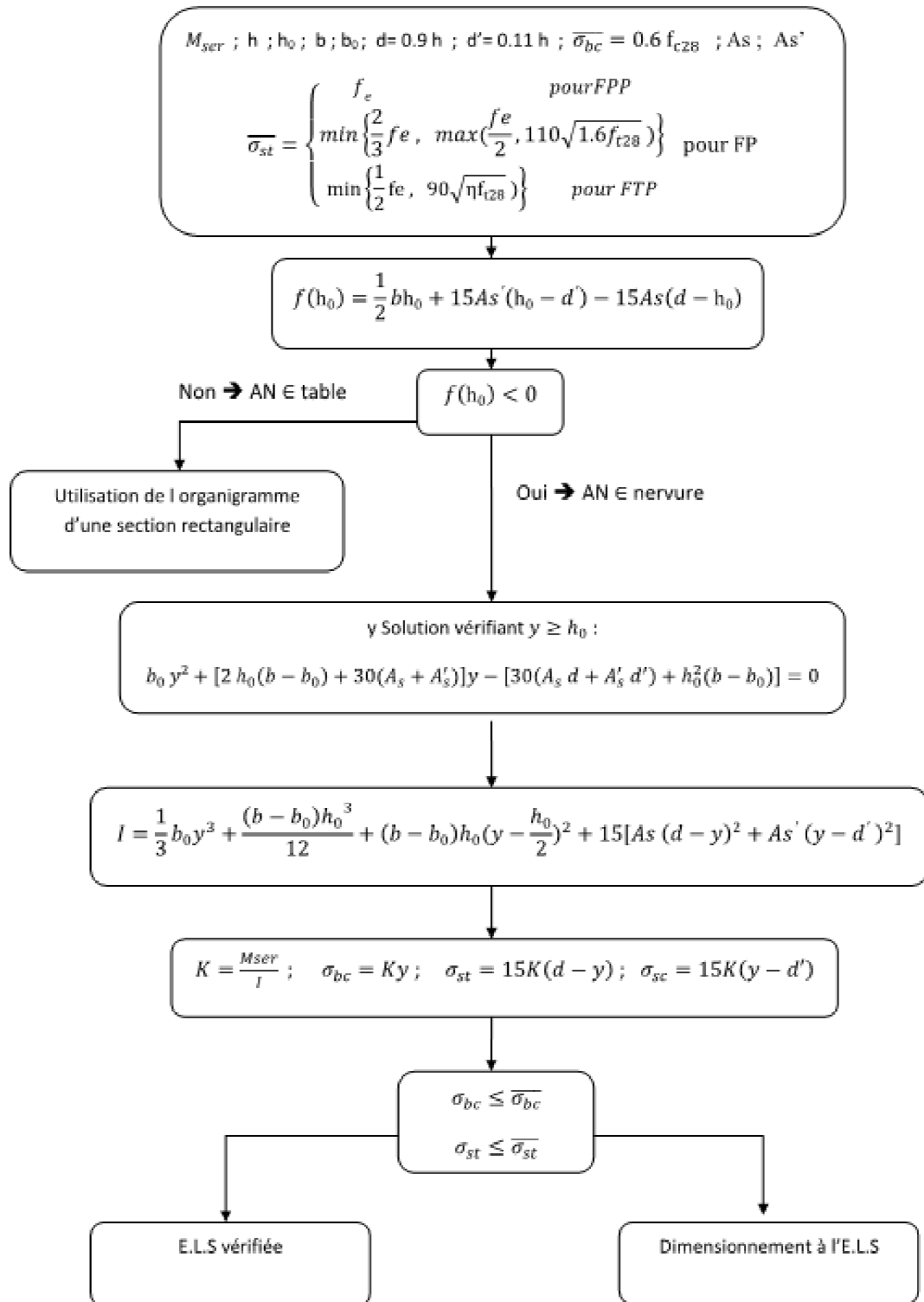
$$\Rightarrow \bar{A}_s \text{ et } \bar{A}'_s$$

$$A_s = \frac{[\bar{A}_s f_{su} + (b - b_0) h_0 f_{bu}]}{f_{su}}$$

$$A'_s = \bar{A}'_s$$

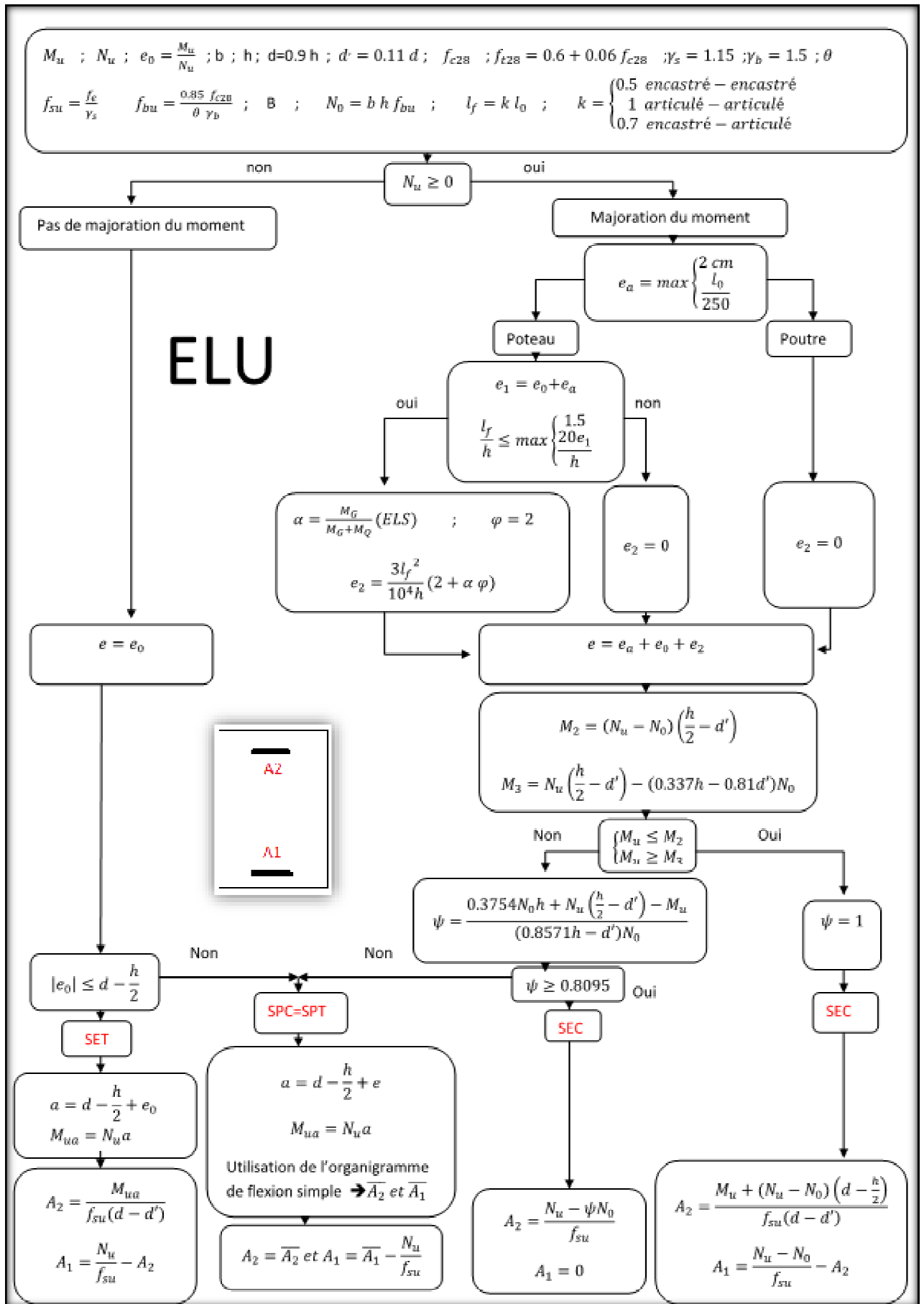
Annexe 3 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section en T).

Vérification à E.L.S d'une section en T



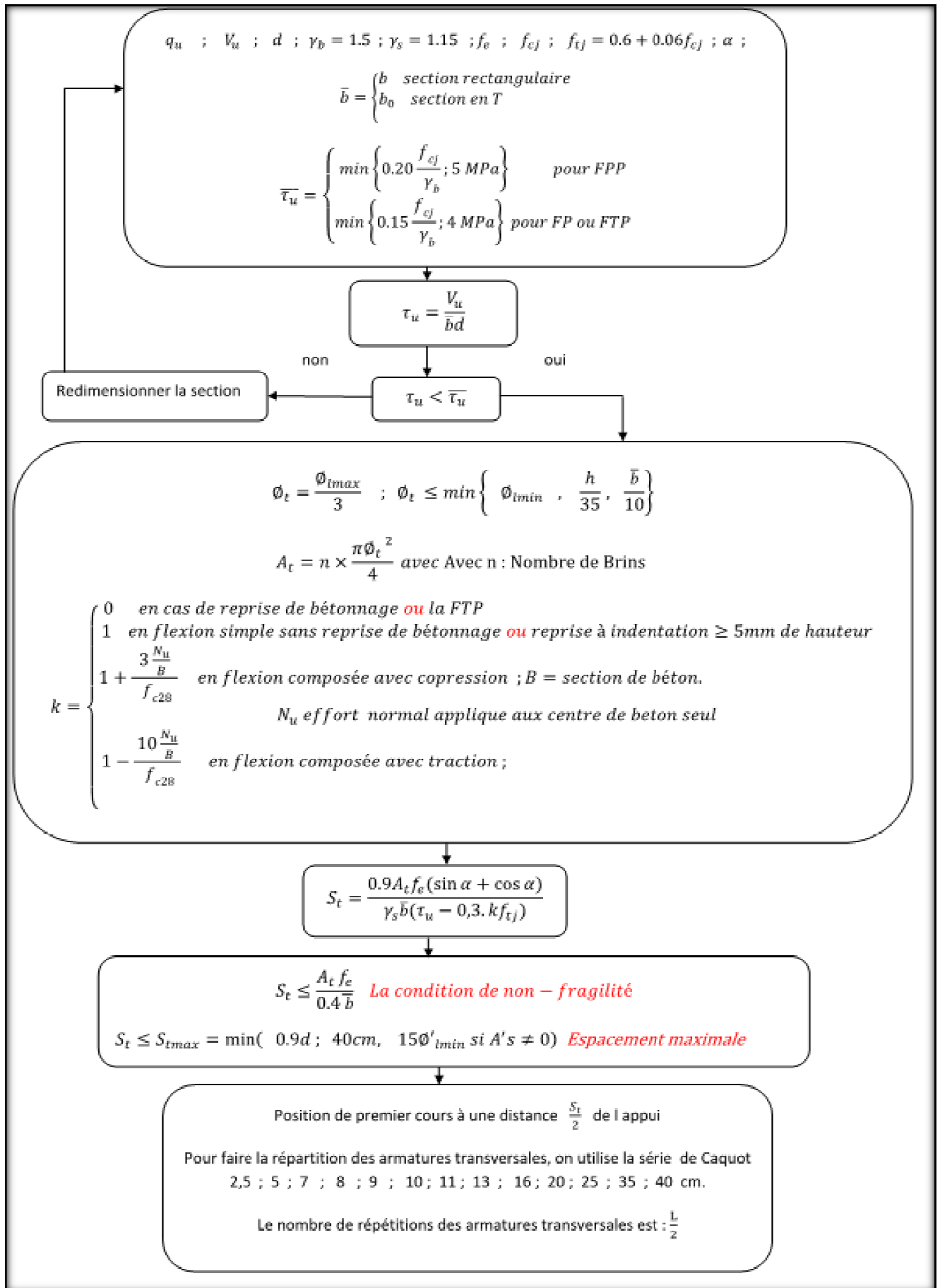
Annexe 4 : Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).

Annexes



Annexe 5 : Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.

Annexes



Annexe 6 : Organigramme de calcul : Effort tranchant

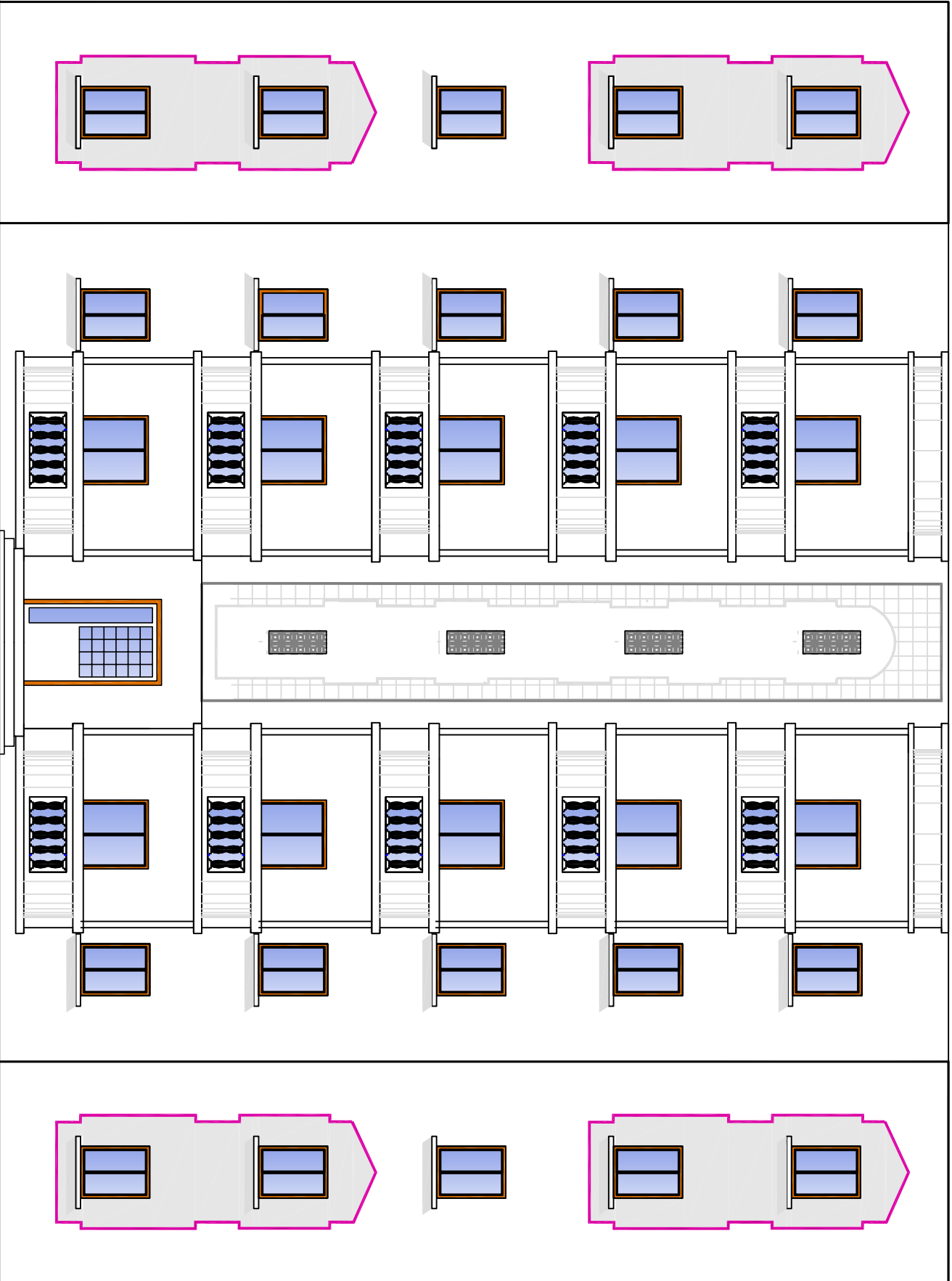
Annexes

Sections réelles d'armatures

Section en cm^2 de N armatures de diamètre Φ en mm

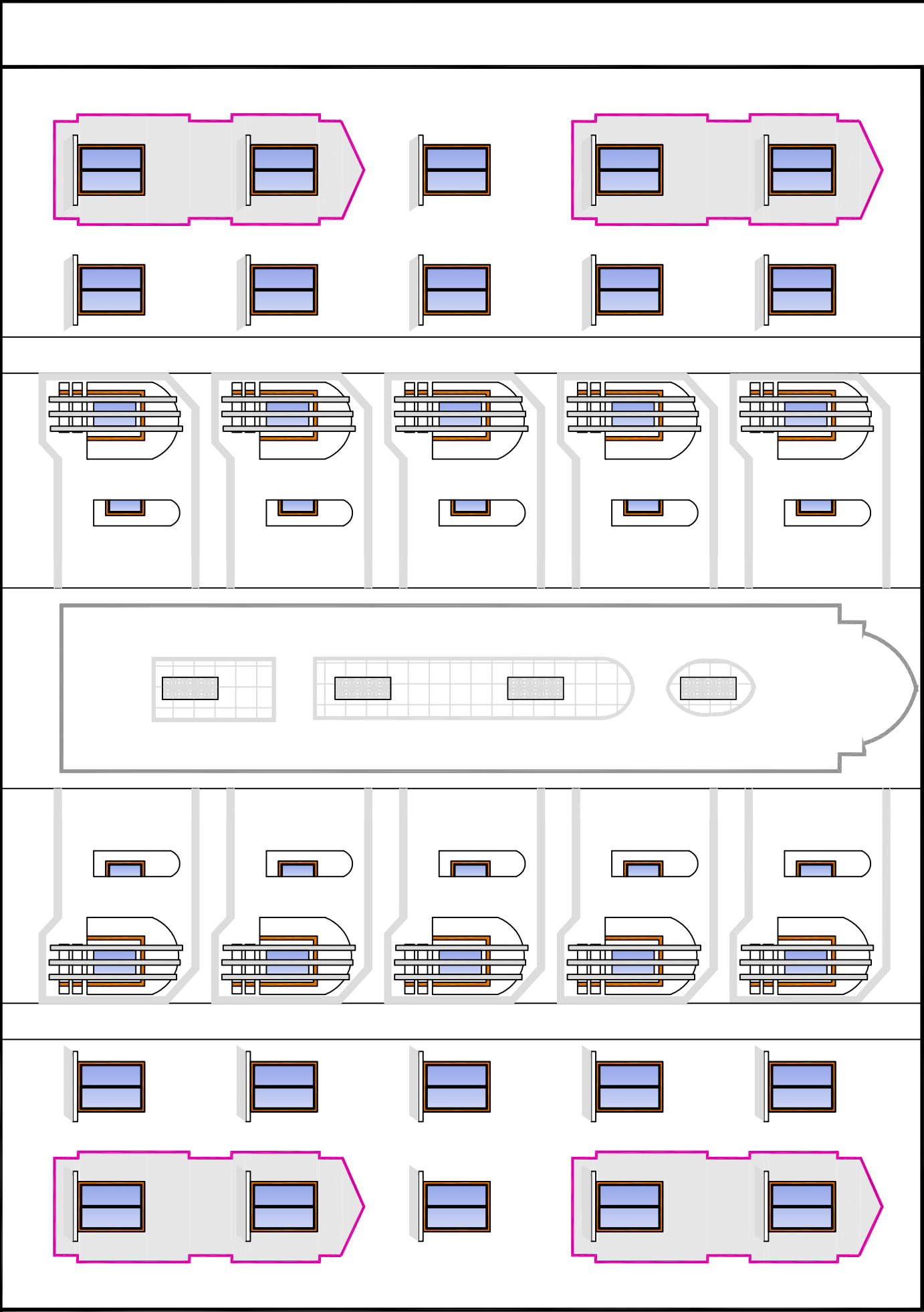
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

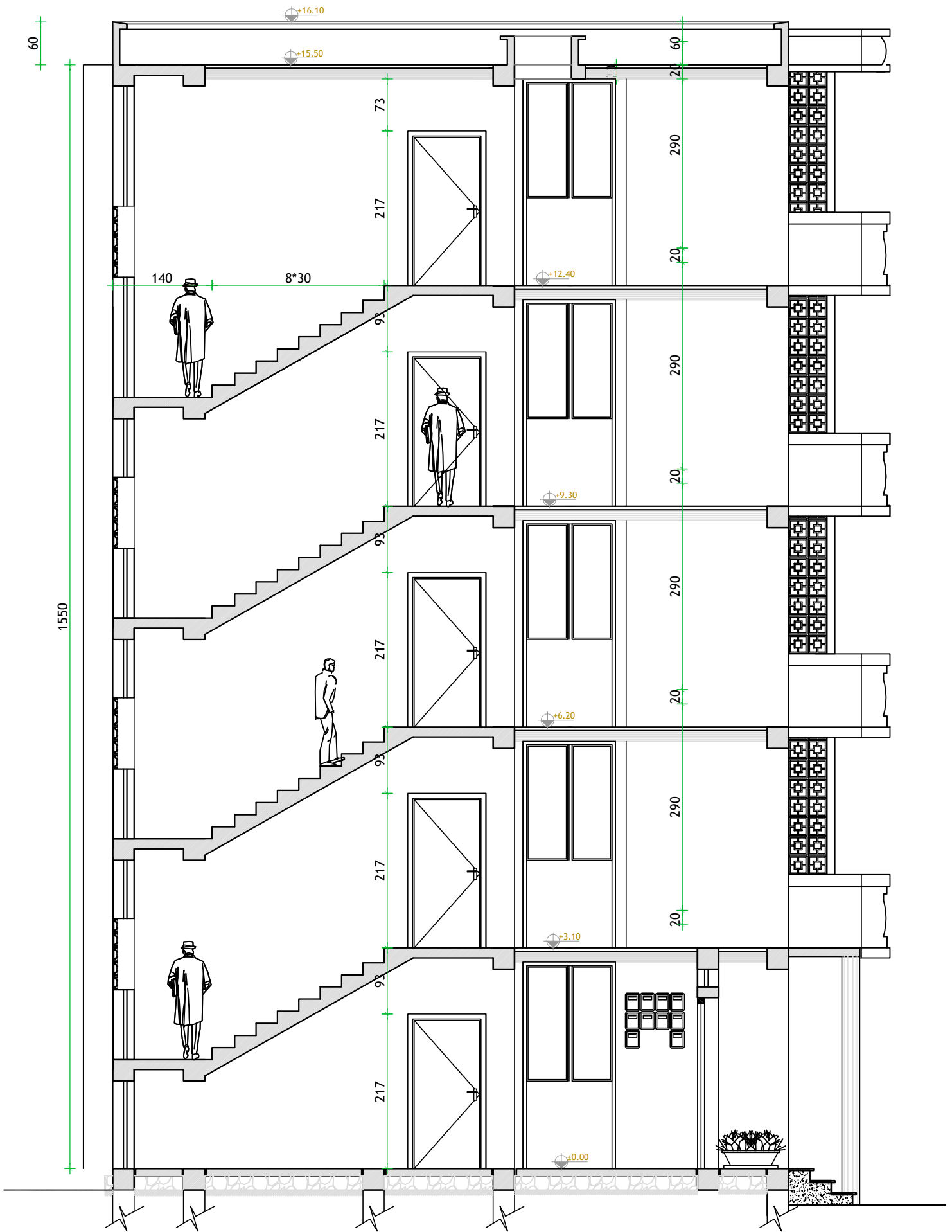
Annexe 7 : section d'armature réel.



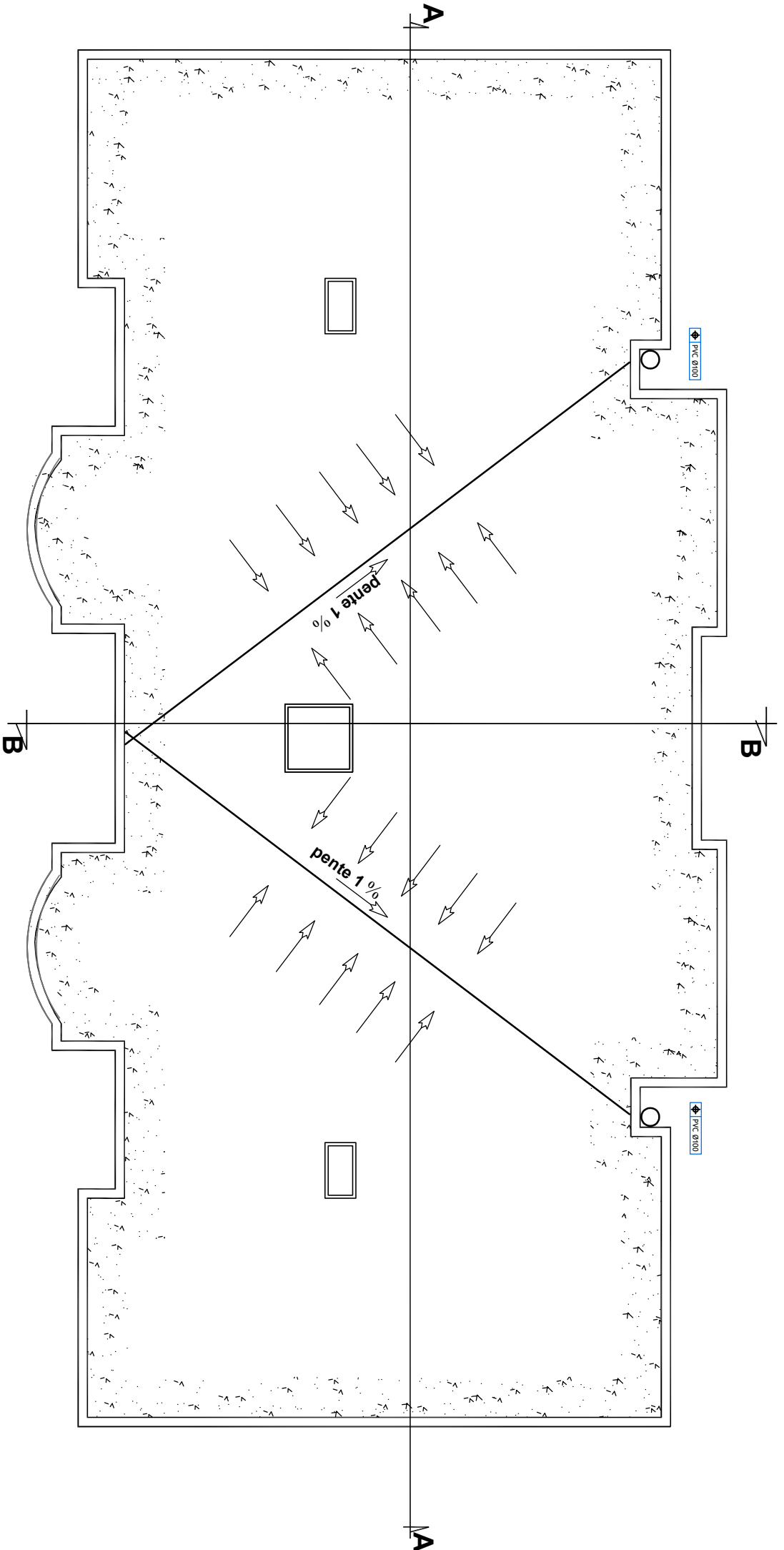
FACADE POSTERIEURE ech:1/50

FACCADE PRINCIPALE ech: 1/50

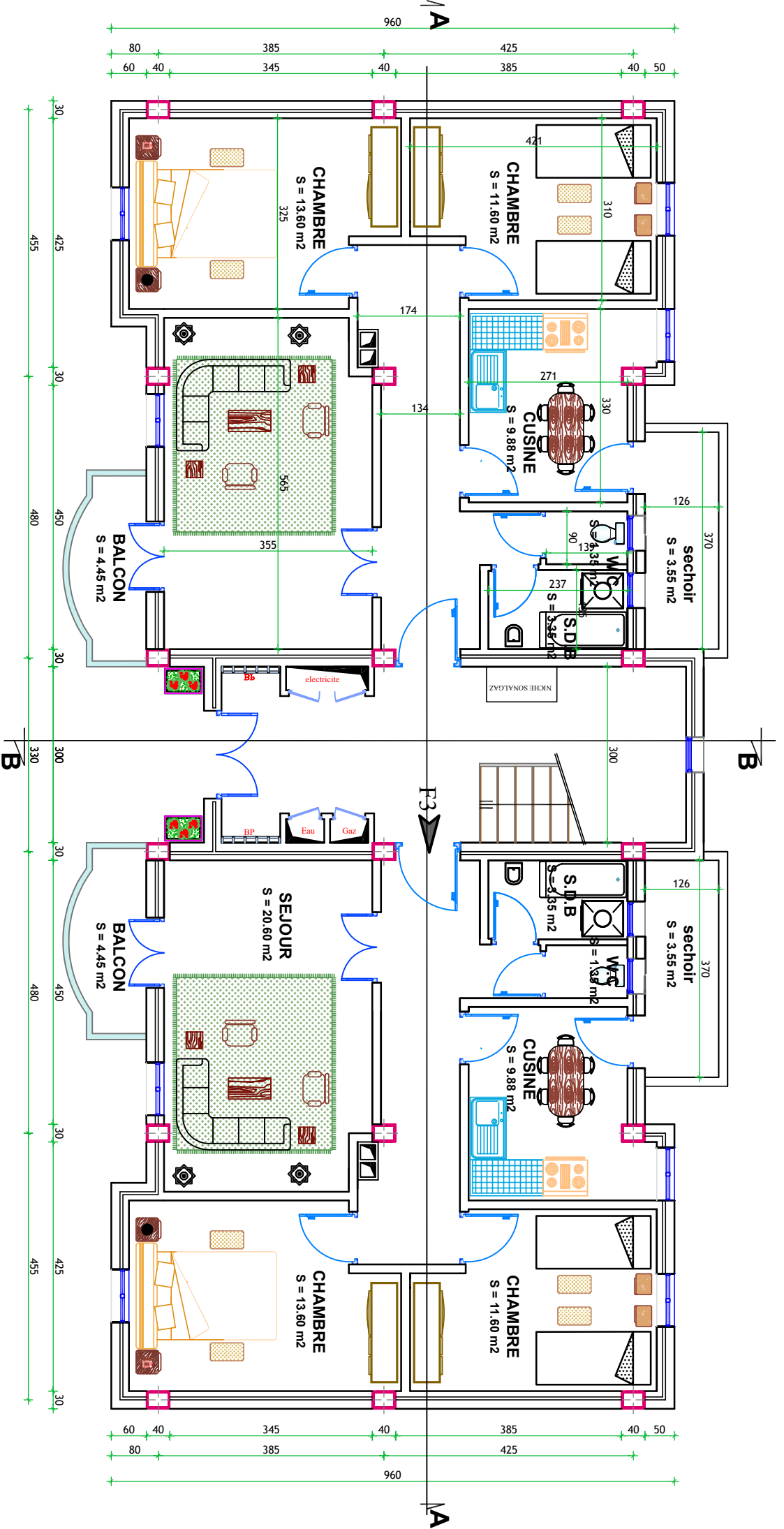




COUPE B-B Ech:1/50



PLAN DE TERRASSE Ech:1/50



PLAN RDC Ech:1/50