

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université -Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib Faculté
des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et travaux publics



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Domaine : SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure
Thème

Calcul et conception d'une structure en béton armé à usage d'habitation

Présenté Par :

- 1) Mr HACHEM Mouad
- 2) Mr MOUMENI Mohamed

Devant le jury composé de :

Dr

UAT.B.B (Ain Temouchent)

Président Dr DERBEL.R

UAT.B.B (Ain Temouchent)

Examineur Dr MOUSSI.

M C A UAT.B.B (Ain Temouchent)

Encadrant Dr AMARA KHALED

M C B UAT.B.B (Ain Temouchent)

Co-Encadrante

Année universitaire 2020/2021

DEDICACE :

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon Directeur de mémoire ***Mr Amara Khaled***

Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et Toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs

Critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à Mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là Pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts.

Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

Je Suis redevable d'une éducation dont je suis fier ».

Je remercie mes amies pour leur encouragement. Leur soutien inconditionnel et leur Encouragement.

Enfin, je remercie mon collègue ***Hachem Mouad***

DEDICACE :

Moumeni Mohamed

Mes premiers remerciements vont pour le bon dieu, le tout puissant, qui nous a donné la santé, la force, la patience et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi, « Vous avez tout sacrifié pour vos enfants n'épargnant ni santé ni efforts.

Vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

Je suis redevable d'une éducation dont je suis fier ».

Aussi je remercie notre encadreur **Mr Amara Khaled** qui a fait tout son possible pour nous aider beaucoup pour ses précieux conseils.

Je remercie également l'ensemble des enseignants qui nous ont aidé et orienté pour élaborer ce travail.

Je remercie mes amis pour son encouragement.

Je tiens à remercier, leur soutien inconditionnel et leur encouragement.

Enfin, je remercie mon collègue **Moumeni Mohamed**

Hachem Mouad

Tableau des symboles et notations

Symboles	notation
A_{st}	Section du ferrailage tendu
A_{sc}	Section du ferrailage comprimé
A_{min}	Section minimale des armatures
A_{max}	Section maximale des armatures
A_t	Section d'un cours d'armature transversales
ACC	Combinaison accidentelle
A.N	Axe neutre
B, S	Section d'un élément en béton
B_r	Section réduite du poteau
b	Largeur d'une section rectangulaire ou de la table de compression
b₀	Largeur de la nervure d'une section en T
b₁	Largeur d'une aile de section en T
C	Cohésion du sol
C_t	Coefficient de période
D	Facteur dynamique
d	Distance entre le centre de gravité des armatures tendu et le fibre supérieur (plus comprimé)
d'	Distance des acier comprimés à la fibre de béton la plus comprimée
E	Charge sismique
E_{tj}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_i	Module de Young
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite service
ELA	Etat limite accidentelle
e	Distance minimale d'une armature au parement de béton le plus proche, excentricité
e_a	Excentricité additionnelle
e_h	Distance horizontale entre deux barres (ou groupes de barres)
e₀	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton seul ou excentricité structurale
e₁	Excentricité du premier ordre
e₂	Excentricité de second ordre
e_H	Distance horizontale entre axes de deux barres (ou groupes des barres)
f	Flèche
f_{adm}	Flèche admissible
FA	Force accidentelle
f_{cj}	Effort de compression a « j » jour
f_{c28}	Effort de compression a 28 jours
f_{tj}	Effort de traction a « j » jour
F_p	Forces horizontales

f_e	Limite d'élasticité de l'acier
G	Charges permanentes
g	Giron (escalier)

iii

h	Hauteur d'un élément
h_e	Hauteur libre de litage
I	Moment d'inertie
i	Rayon de giration
K	Coefficient de raideur du sol
L	Longueur d'un élément
l	Largeur d'un élément
L_f	Longueur de flambement
M	Moment exercé sur un élément
M_o	Moment statique.
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
M_r	Moment de référence
M_u	Moment ultime
M_{ser}	Moment service
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
N	Effort normal exercée sur un élément
N_u	Effort ultime
N_{ser}	Effort service
P_p	Poids propre du béton
Q	Charges d'exploitations
q	Charges réparties sur un élément
Q_x ; Q_y	Facteurs de qualité suivant x et y
R	Coefficient de comportement
s	Espacements entres armatures
T°	Charges climatique (Température)
T	Période fondamentale de la structure
T, V	Effort tranchant exercée sur un élément
T₁ ; T₂	Températures minimale et maximale respectivement
W	Poids d'un élément
Y	Position de l'axe neutre
Z	Bras de levier de la résultante des forces de compression
α	Angle.
ζ	Coefficient d'application
β	Coefficient de pondération.
γ	Poids volumique
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
δ	Espacements de cadres
ε	Déformation relative
δ	Coefficient de poisson
ε	Coefficient de fissuration

λ	Elancement géométrique
μ	Moment réduit
ν	Coefficient de poisson
ζ_{bc}	Contrainte de béton
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible de béton
ζ_s	Contrainte de l'acier

$\bar{\sigma}$	Contrainte admissible de l'acier
η	Contrainte tangentielle
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
Ψ	Coefficient de la température.
θ	Angle de frottement
ρ	Masse volumique

v

Sommaire

Tableau des symboles et notations	3
I-Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des Matériaux	10
I- I-PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	11
I-I- I-caractéristiques géométriques :	11
I-1-II- description de l'ossature :	11
I-II- REGLES ET HYPOTHESES DE CALCUL :	12
I-II-I Le règlement [BAEL 91] (Béton Armé aux Etats Limites)	12
I-II- II-[RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :	15
I-III- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	15
I-III-I Béton :	15
II-Prédimensionnement des éléments	22
II-I- INTRODUCTION :	23
II- II-PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	23
II-III- PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	25

II- IV-Pré dimensionnement des escaliers :	27
II-V- PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	29
II-VI-PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	33
III-Evaluation des descentes des charges	36
III-I-Introduction :	37
III- II-Les planchers :	38
III-II-I-Plancher terrasse (inaccessible)	38
III-II- II-Planchers étages courant + RDC.....	39
III-III- Balcon	38
III-IV-L'acrotère	40
III-V-Mur extérieur	41
III-VI-L'escalier :	42
III-VII-Les Poteaux :	42
III-VIII-Les Poutres :	42
III- IX-Introduction :	42
III-X – La descente des charges :	43
III-XI – Vérification de l'effort normal N :	44
IV-Etude des éléments secondaires	46
IV-I- INTRODUCTION :	47
IV-II- ACROTÈRE :	47

IV-II-I-Détermination des sollicitations :	48
IV-II-II-Évaluation et combinaison des charges :	48
IV-II-III-Ferraillage de l'acrotère :	48
IV-III- L'ESCALIER	55
IV-III-I-Définition :	55
IV-III-II- Evaluation des sollicitations	55
IV-III-III Ferraillage	58
IV-III-IV Calcul E.L.S	63
IV-III-V-Etude de la poutre palière	65
IV-IV Balcon	71
V-Présentation du logiciel Robot	77
V- I-Présentation du logiciel robot :	78
V-II -Etapas de travail :	78
V-II-I- Lignes de construction :	78
V-II-II- . Définition de la section :	79
V-II-III- Définir les planchers et les voiles :	81
V-II-IV- Pour la dalle pleine	83
V-II-V- Pour les balcons et les voiles	83
V-II-VI- Definition des liaisons rigides	83
V-II-VII-Définition de charge :	84
V-II-VIII-Saisir la valeur de la charge.....	84

V-II-IX-Les conditions aux limites :	86
V-II-X-Type d'analyse :	87
V-II-XI-Le lancement du calcul :	90
VI-Etude du plancher	92
VI-Introduction :	93
VI-I-I-Ferraillage des poutrelles :	93
VI-I-II-Condition de non fragilité :	94
VI-I-III-Condition de non fragilité :	95
VI- II-VERIFICATION A L'ELS :	95
VI-II-I-Position de l'axe neutre :	96
VI-II-II-Le moment d'inertie	96
VI-II-III-Calcul et vérification des contraintes	96
VI-II-IV-Position de l'axe neutre	96
VI-II-V-Le moment d'inertie :	97
VI-II-VI-Calcul et vérification des contraintes :	97
VII-Etude sismique	100
VII-I-Introduction :	101
VII-II-Choix de la méthode de calcul :	101
VII-III-Conditions d'application de la méthode statique équivalente :	101
VII-IV-Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :	102
VII-V-Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :	102
VII-VI-Classification du site :	102
VII-VII-Système de contreventement.....	103

VII-VIII-Méthode dynamique modale spectrale :	103
VII-IX-Résultat dynamique :	104
VII-X-Coefficient de comportement R :	112
VII-XI-Coefficient d'accélération de zone A :	112
VII-XII-Facteur de qualité Q :	112
VII-XIII-Coefficient de Correction d'amortissement :	112
VII-IVX-Calcul de la force sismique totale :	113
VII-XV-Estimation empirique de la période fondamentale :	113
VII-XVI-facteur d'amplification dynamique moyen :	114
VII-XVII-vérification des forces sismiques :	114
VII-XVIII-Nombre de modes à considérer :	115
VII-XIX-Vérification de la période :	117
VIII-Etude des éléments principaux	119
VIII-I-Introduction :	120
VIII-II-Ferraillage des poutres :	120
VIII-III-Poteaux :	131
IX-Etude des voiles	139
IX-I- Introduction :	140
IX-II-Préscription pour les aciers verticaux :	140
IX-III- Préscription pour les aciers horizontaux :	141
IX-IV- Prescriptions communes :	141
IX-V-Etude de la section soumise à la flexion composée	141

IX-VI-Combinaisons de calcul	142
IX- VII-Ferraillage de voile sans ouverture	143
IX-VIII-L'espacement selon RPA (Art 7.7.4.3)	144
IX-IX- Les armatures transversales (Pour une bande de 1m)	145
IX-X-L'espacement selon RPA (Art 7.7.4.3)	145
IX-XI-L'espacement selon RPA (Art 7.7.4.3)	147
IX-XII-Les armatures transversales (Pour une bande de 1m).....	147
IX-XIII-L'espacement selon RPA (Art 7.7.4.3)	147
IX-IVX-Voile avec ouverture :	148
IX-IVX-I-Ferraillage des trumeaux (Les étages) :	148
IX-IVX-II Ferraillage de Linteau :	149
X-Etude des fondations	153
X-I-Introduction :	154
X-II-Vérification de type de la semelle	155
X-III-Ferraillage semelle filante sous voile et 2 poteaux (35x40)	155
X-III-I-Predimensionnement	155
X-III-II-Ferraillage	156
X-IV-Semelle filante sous voile 2 (SF2)	157
X-IV-I-Predimensionnement de la semelle filante sous voile 2	157
X-IV-II-Ferraillage	157
X-V-Semelle filante sous deux poteaux	159
X-VI-Semelle isolée.....	164

X-VI-I-Predimensionnement	164
X-VI-II-Ferraillage :	165
Conclusion générale	156
Bibliographie	156

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques des Matériaux

Etude bâtiment R+5

INTRODUCTION

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de Formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment mixte (**portique voiles**) en **R+5**

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les Combinaisons et les dispositions constructives exigées par la [BAEL] et le [RPA].

I-I-PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation..

L'ouvrage sera implanté à **Ain t'émouchent. (Ain.kihel)** située en zone 2a , des sismicité moyenne, selon le Règlement parasismique algérien [RPA99/version2003].

I-I-I-caractéristiques géométriques :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan,

Hauteur du rez-de-chaussée 3.06 m.

Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 18.36 m.

Longueur totale du bâtiment en plan22.05m.

Largeur totale du bâtiment en plan20.20m.

I-1-II- description de l'ossature :

Plancher :

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

Etude bâtiment R+5

Facilité de réalisation.

Les portées de notre projet ne sont pas grandes.

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

Raison économique.

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage Et Caractéristiques Des Matériaux

Conception structurale:

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

Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées. Les escaliers sont coulés sur place.

Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

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

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien. N

I-II REGLES ET HYPOTHESES DE CALCUL :

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

Etude bâtiment R+5

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

a. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

Equilibre statique (renversement du bâtiment).

Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).

Stabilité de forme. (non flambement des poteaux et des voiles) La

Combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q = 1,35G + 1,5Q$

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 calcul

L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10σ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5σ

Dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2σ

Compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois

Pivots (A, B, C).

Pivot A : les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.

Pivot B : les pièces soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

Etude bâtiment R+5

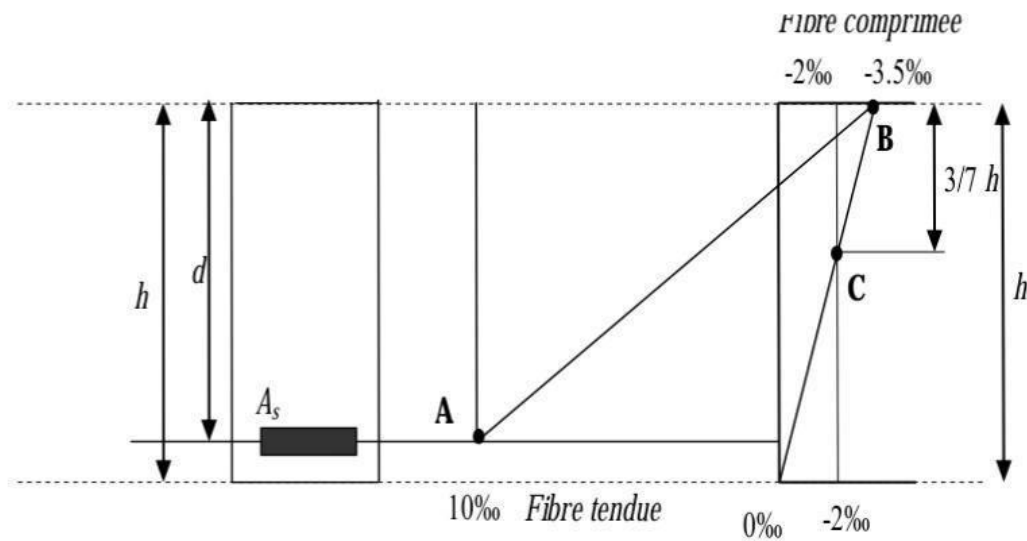


Figure I- 1 Diagramme des déformations limites de la section

b. 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 (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).

Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la Flèche limite).

Résistance à la compression du béton.

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

Hypothèses :

Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après des hypothèse

Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Béton tendu est négligé dans les calculs.

Etude bâtiment R+5

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-II-II-[RPA99]/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) :

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit :

Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.

Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement. Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

I-III- CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

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

I-III-I- Béton :

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux types d'ouvrage dans les domaines du Bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de Granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants.

Matières constitutives du béton :

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

Etude bâtiment R+5

350 kg de ciment de 42.5R

530 L de sable

740L de gravillon

175 L d'eau de gâchage

*La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

350 kg de ciment de 42.5R

400 L de sable DS <5 mm

800 L de gravillon 5 mm < Dg < 25 mm

175 L d'eau de gâchage

Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

Masse volumique : Elle varie entre **2.2 à 2.5 t/m³** suivant la qualité d'acier mise dans le béton, Elle est généralement dans les calculs prise pour béton ordinaire égale à **2.5 t/m³**

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

contrôle régulier sur chantier est exigé.

Contraintes limites :

1. A l'ELU : est notée $f_{bu} = 0.85 / \sqrt{b} \times f_{c28}$

Avec :

b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

Θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à

Etude bâtiment R+5

1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24h,

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85 : lorsqu'elle est inférieure à 1h

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

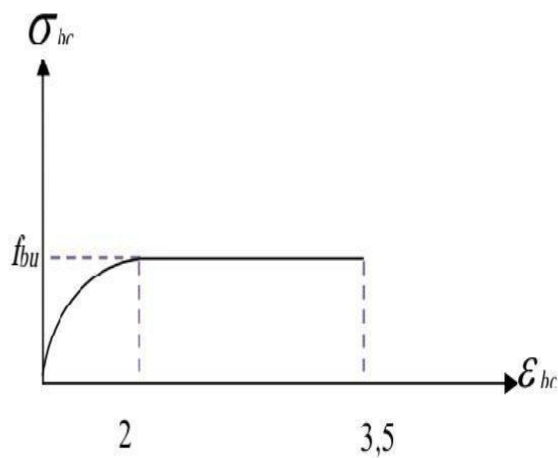


Figure I- 2 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

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

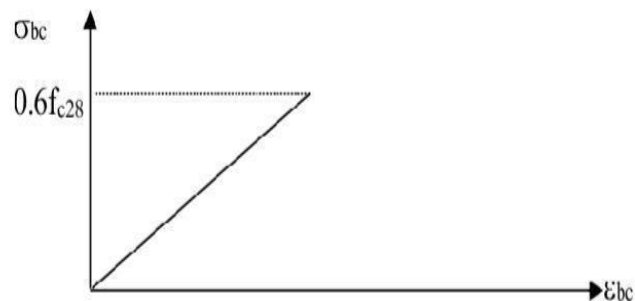


Figure I- 3 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

Etude bâtiment R+5

Contrainte ultime de cisaillement de béton :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ Avec:

V_u : Effort tranchant

b, d Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$ fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$...fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

Module de déformation longitudinale du béton :

I-III-II Acier : a-Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de

Traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à

: $E_s = 200\ 000 \text{ MPA}$.

Etude bâtiment R+5

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

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers

-Caractéristique mécanique

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique fe. Le tableau

Suivant nous donne quelques exemples d'aciers

Treillis soudés (T.S) Pour le voile périphérique et hourdis (dalle de compression), on utilise le treillis soudés.

c-Contraint limite de l'acier :

Etude bâtiment R+5

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

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

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier

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

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles

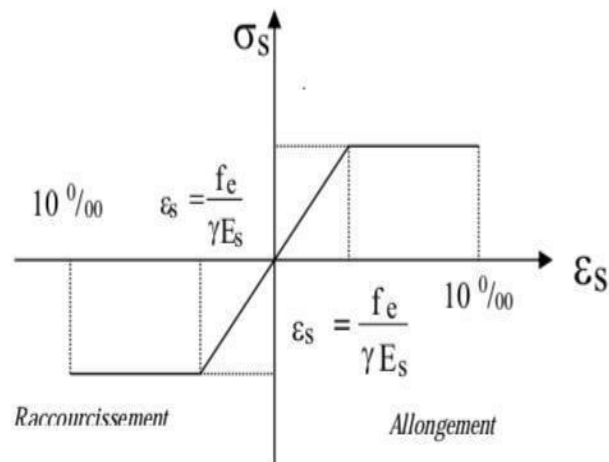


Figure I- 4 Diagramme contraintes-déformations

Etude bâtiment R+5

♦ Contrainte à ELS:

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

1. **Fissuration peu nuisible** : pas de vérification.
2. **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec

η : coefficient de fissuration.

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

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

➤ Coefficient d'équivalence:

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

CHAPITRE II

Prédimensionnement des éléments

II-I- INTRODUCTION :

Le Pré Dimensionnement Est Très Important, Son But Est De Déterminer Des Sections Préliminaires Economiques Afin D'éviter Un Sur Plus D'acier Et Béton.

II-II-PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

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

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

-la facilité de réalisation.

-les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 3.90 m)

Etude bâtiment R+5

-diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

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

1-Résistance au feu :

D'après [BEAL 91] :

$e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu. $e =$

11 cm pour deux heures de coupe-feu. $e =$

17,5 pour un coupe-feu de quatre heures

On admet que : $e = 16$ cm

2-Résistance à la flexion :

Dalles reposant sur deux côtés : $Lx / 35 < e < Lx / 30$.

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $Lx / 50 < e < Lx / 40$.

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

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés à une portée égale à : $Lx = 3,75$ m

Ceci engendre donc $375 / 50 < e < 375 / 40$

$7,5$ cm $< e < 9,375$ cm

On prend $e = 16$ cm

3-Condition de flèche :

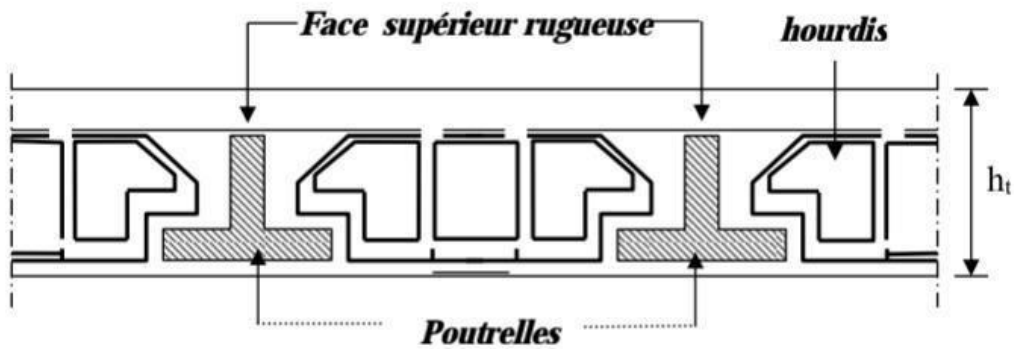


Figure (II.1) : Dalle à corps creux.

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

$$L/25 < h_t < L/20$$

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

On a : $L = 470\text{cm}$ d'où $16 < h_t < 20$

Donc on adopte une épaisseur de : $h_t = 20\text{ cm}$

Tel que $h_t = d + e$

4- Isolation phonique :

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

On limite donc notre épaisseur à :

$$E = 16\text{ cm}$$

Conclusion :

$$E = \max \{ 16 ; 16 ; 20 ; 16 \} (\text{cm})$$

$$E = (16+4)\text{ cm} \quad e = 20\text{ cm} \quad b$$

II.3 PREDIMENSIONNEMENT DES BALCON :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

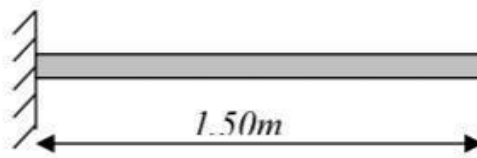


Figure (II-2) : Schéma de balcon.

$L/15 < e < L/20 + 7$ on a : $L = 1,50m$

$10 < e < 14.5$

On prend une épaisseur de : **15 cm.**

II-III- PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de [RPA 99].

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

Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition $L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments

Etude bâtiment R+5

Avec :

L : longueur de voile. e

: épaisseur du voile.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la

Hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.4).

c.à.d. : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de [RPA99] :

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

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06\text{ m}$ et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$E \geq h/25 \rightarrow e \geq 306/25 \quad \square \quad e \geq 12,24\text{ cm}$$

$$E \geq h/22 \rightarrow e \geq 306/22 \quad \square \quad e \geq 13,90\text{ cm}$$

$$E \geq h/20 \rightarrow e \geq 306/20 \quad \square \quad e \geq 15,30\text{ cm}$$

$$E \geq \max (E_{min} , h_e/25 , h_e /22 , h_e /20) \quad e \geq \max (15 ; 12,24 ; 13,90 ; 15,30)$$

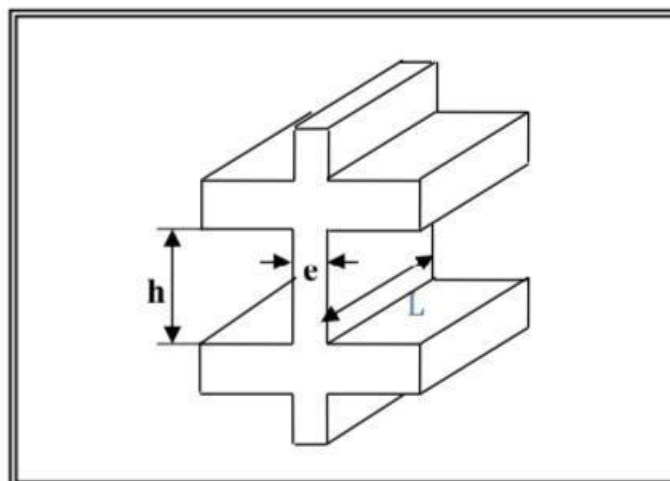


Figure (II.3) : Coupée voile en élévation.

$E \geq 15,30\text{ cm}$ on adopte que : $e=20\text{ cm}$; $e=18\text{cm}$

II-IV-Pré dimensionnement des escaliers :

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

S'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

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

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

Caractéristiques techniques :

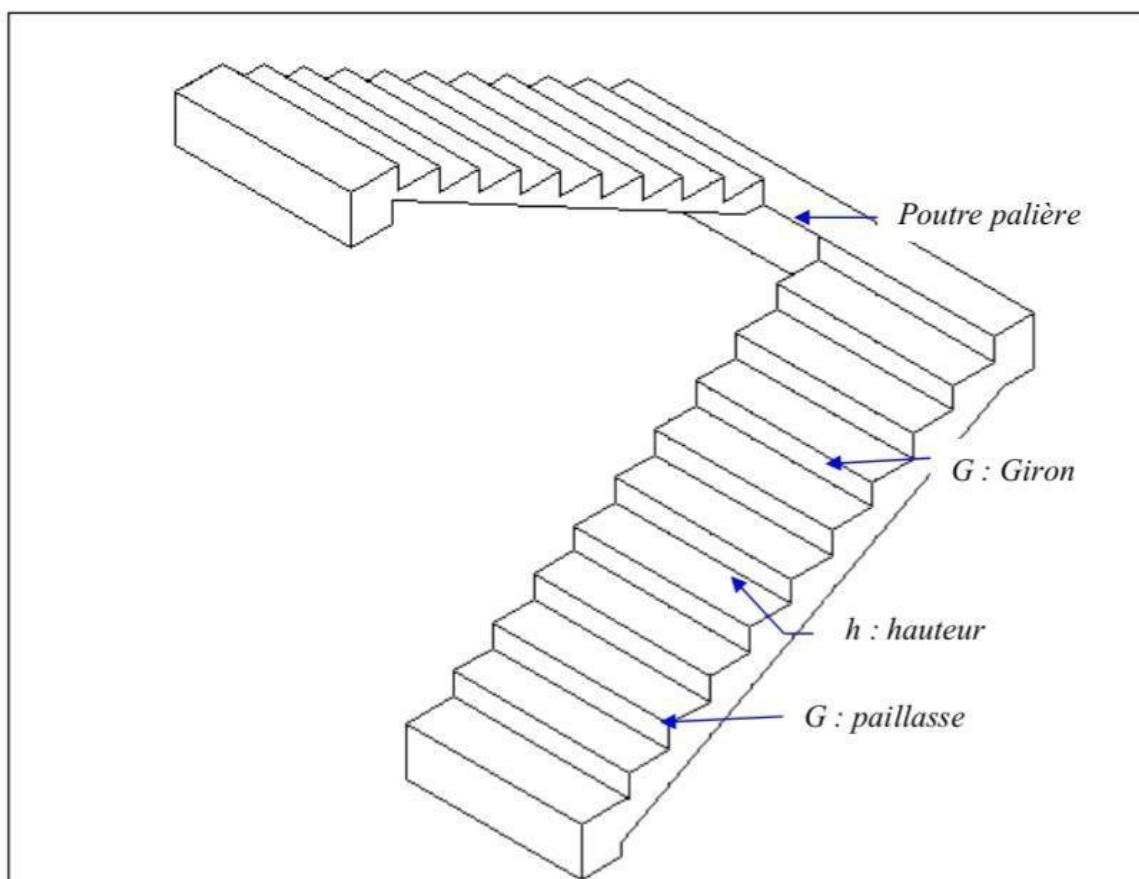


Figure (II-4) Schéma de l'escalier

Etude bâtiment R+5

Pour étage courant et RDC :

Hauteur : $H=3,06\text{m}$.

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

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

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

H : varié de 14 cm à 20 cm.

G : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour : $h = 16\text{ cm}$

$N_c = H/h = 306/16$

On aura 20 contre marche entre chaque étage 10 contre marche

$N = N_c - 1 = 9$ marche

Inclinaison de la pailasse :

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h = 10 \times 16. \quad \mathbf{H' = 1.60\text{m}}$$

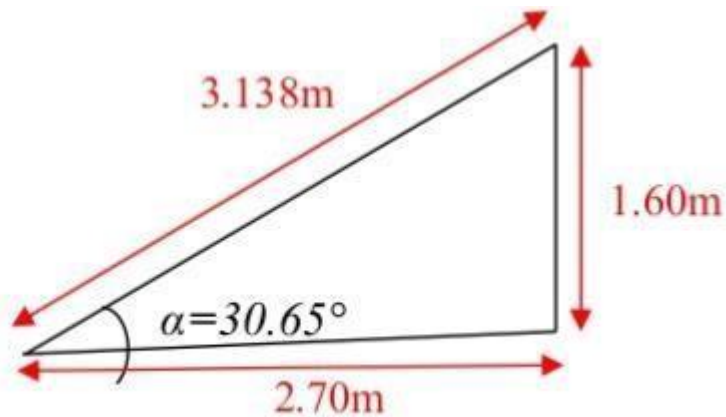
$$L' = (n-1) \times g \quad L' = (10-1) \times 30 \dots \quad \mathbf{L' = 2.7\text{m}}$$

$$\text{Tg}\alpha = 1.60/2.7 \quad \alpha = 30.65^\circ.$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 1.60 / \sin\alpha \dots \quad \mathbf{L = 3.138\text{m}}$$

$$\text{L'épaisseur de la pailasse est : } L/30 < e < L/20 \quad \square \quad 3.138/30 < e < 3.138/20 \quad \mathbf{e}$$

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



II-V- PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

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

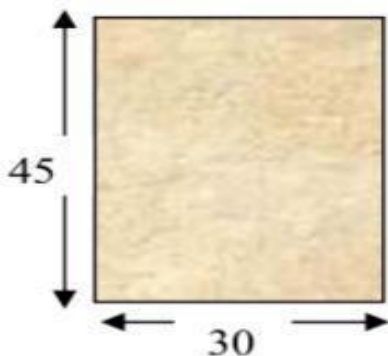
Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par [BAEL91] et vérifiées par la suite selon le [RPA99.v.2003]

Poutres principales (porteuses) :

D'après le [BAEL91] :

$L/15 < ht < L/10$...ht : hauteur de la poutre.

$0.3ht < b < 0.7ht$...b : largeur de la poutre.



Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : **L= 4.70m.**

Etude bâtiment R+5

$L/15 < h < L/10 \dots 31\text{cm} < h < 47\text{ cm.}$

On prend **$h=45\text{cm.}$**

$0.3h < b < 0.7 h \dots 13.5\text{cm} < b < 31.5\text{cm.}$

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

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

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

$h > 30\text{ cm. } h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie. h/b

$< 4 . h/b = 1.5 < 4$ vérifie.

Poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le [BAEL91] :

$L/15 < h < 10 \dots h$: hauteur de la poutre.

$0.3h < b < 0.7h$.. b : largeur de la poutre.

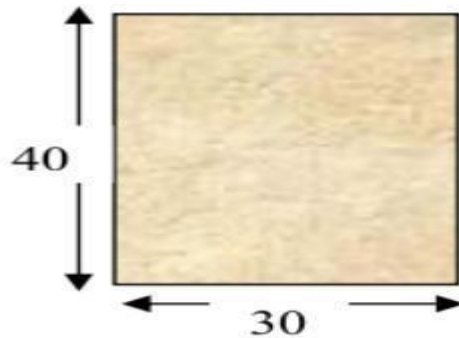
Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : **$L= 4.80\text{ m.}$**

$L/15 < h < 10 \dots 32\text{cm} < h < 48\text{ cm.}$

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

$0.3h < b < 0.7 h \dots 12\text{cm} < b < 28\text{cm.}$



On prend $b=30$ cm

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

$b > 20$ cm. $b = 30$ cm > 20 cm vérifie.

$h > 30$ cm. $h = 40$ cm > 30 cm vérifie.

$h/b < 4$ $h/b = 1.33 < 4$ vérifie.

Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40)$ cm²

Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40)$ cm²

Vérification de la flèche :

Nous devons vérifier que : $F_{max} < F$

$F_{max} < L/500$ Si la portée L est au plus égale à 5 m.

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

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale

est donnée par : $F_{max} = (5 q L^4 / 384 E I)$ Avec :

F_{max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

H : hauteur de la section de la poutre.

Etude bâtiment R+5

Q : charge uniformément répartie déterminé à ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3/12 = 0.3 \times 0.453^3/12 = 0.0022 \text{m}^4$

Poutre principale :

L = 4.70m

$F_{\max} < L/500 = 0.96 \text{ cm}$. $E = 321642 \text{ Kg/cm}^2$. .. $I = 220000 \text{cm}^4$

Charge permanente $G = 633 \text{kg/m}^2$.

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

$Q_u = G + Q = (633 + 4.8) + (2500 + 0.3 + 0.45) + (100 + 4.8) = 3855.9 \text{kg/ml}$.

$F = (5 \times 3855.9 + 4.84 / 384 \times 321642.102 \times 0.0022) = 0.37 \text{ cm} < F_{\max} = 0,78 \text{cm}$. **Donc la condition vérifie**

Poutre secondaire :

L = 4.80m

$F = L/500 = 0.8 \text{ cm}$. $E = 321642 \text{kg/cm}^2$ $I = 0.3 \times 0.403^3/12 = 0.0016 \text{cm}^4$

$Q_u = G + Q = (633 \times 4) + (2500 \times 0.3 \times 0.4) + (100 \times 4) = 3232 \text{kg/ml}$.

$F = (5 \times 3232 + 32 \times 44 / 384 \times 321642.102 \times 0.0016) = 0.21 < F_{\max} = 0,71 \text{cm}$. **Donc la condition vérifie.**

II-VI-PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les étapes de pré dimensionnement

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

Etude bâtiment R+5

Pour cela on suit les étapes suivantes :

Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.

Calcul de la surface reprise par chaque poteau

Vérification de la section a l'ELS

La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le [BAEL 91].

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le [RPA99](Article : 7.4.1).

les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (a, b) > 25cm pour la zone I et II

Min (a, b) > $h_e / 20$ $1/4 < a / b < 4$ Avec

(a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

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

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

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

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

Etude bâtiment R+5

$$\text{Avec} \quad N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \text{ [BAEL] (article B.8.4.1)}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

On se fixe l'élançement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans les compressions centrées

Suivant l'article B.8.4.1 de [CBA 93] :

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

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

Donc :

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

AN : (Nu en tonnes et Br en cm^2)

Condition de flambement :

$$Y = Lf/b < 14,4$$

Lf : hauteur de flambement = 0,7 L0.

B : la petite dimension de la section de la poutre.

Etude bâtiment R+5

L0 : hauteur de poteaux entre niveau (d'étage) .

$$\text{RDC : } L_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$\text{Les étages : } L_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$F = 0,7 \times 261 = 182,7 \text{ cm}$$

$$Y = 261/30 = 8,7 < 14,4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

La section d'un poteau doit respecter la condition suivante :

$$N_{\text{étage}} = S \times 1,5$$

$$S = (1,63 + 2,15) \times (2,45 + 2,6) = 3,78 \times 5,05 = 19,089 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{étage}} = S \times 1,5 = 19,089 \times 1,5 = 28,63 \text{ t}$$

$$N_{\text{total}} = N_{\text{étage}} \times \text{nbre niveaux} = 28,63 \times 6 = 171,78 \text{ t}$$

$$\sigma_b = 0,85 f_c / 1,5 = 0,85 \times 200 / 1,5 = 11,33 \text{ Mpa} = 1133,33 \text{ t/m}^2$$

$$B = N_{\text{tot}} / 1,1 \sigma_b = 171,78 / 1133,33 \times 1,1 = 0,1377 \text{ m}^2$$

$$H = B / b = 0,1377 / 0,35 = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

On prend $b=35$, $h=40$.

Vérification (RPA 03)

$$\text{Min } (b, h) > 25 \text{ cm} \quad \text{Min } (b, h) = 35 > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

$$1/4 < b/h < 4 \quad 1/4 < b/h \Rightarrow 1,14 < 4 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

$$\text{Min } (b, h) > h_e / 20 \quad \text{Min } (b, h) = 35 \text{ cm} > h_e / 20 \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

On adopte ($b \times h$) = (35×40) cm^2

CHAPITRE III

Evaluation des descentes des charges

III-I-Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	2	600	12
3- Forme de pente	10	2200	220
4- Isolation liège	4	400	16
5- Dalle en corps creux	16+4	-	280
6- Enduit plâtre	2	1000	20

$$G = 633\text{kg/m}^2$$

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

Tableau (III-1) Les différentes charges et surcharges

Les charges permanentes (G).

Les surcharges d'exploitation (Q).

III- II-Les planchers :

III-II-I-Plancher terrasse (inaccessible)

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

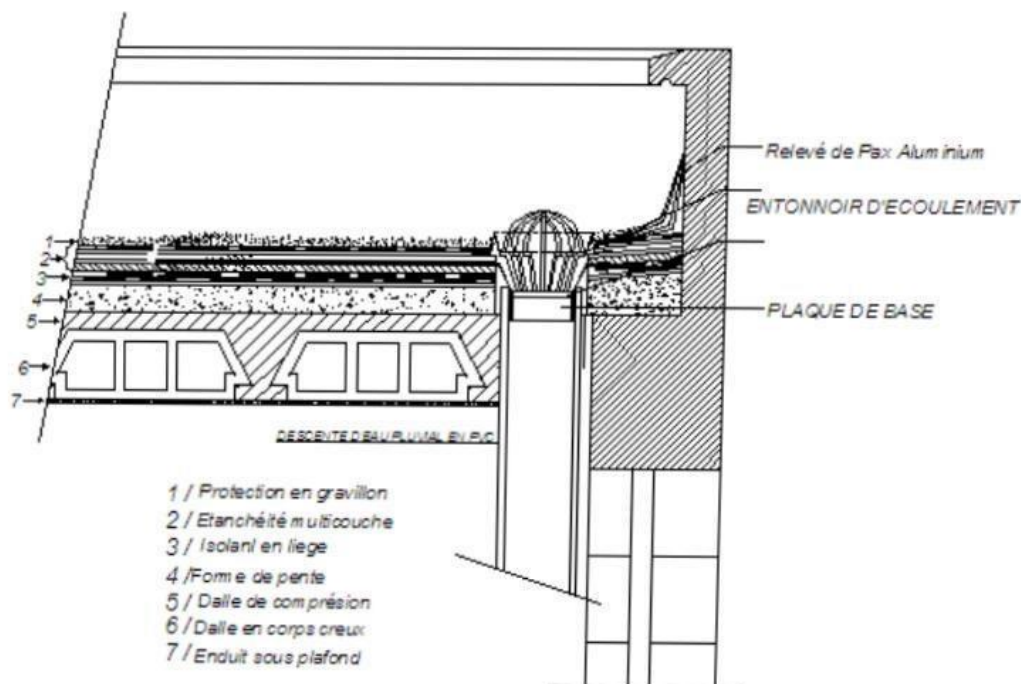


Figure (III-1) Coupe plancher terrasse

III-II-II-Planchers étages courant + RDC :les planchers des étages courant sont en corps creux.

Charge permanente

Matériaux	Épaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	-	280
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	75

$G = 495 \text{ kg/m}^2$

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

Tableau (III.2) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

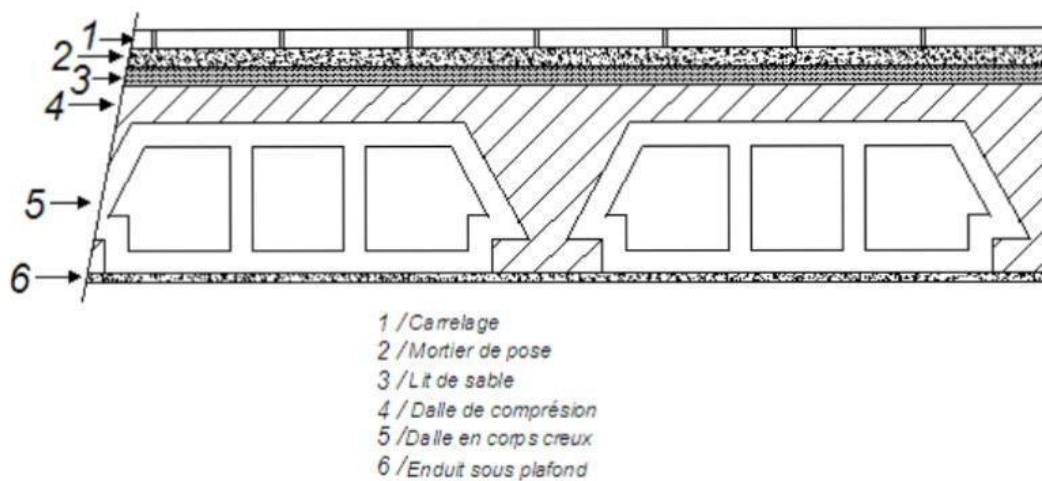


Figure (III-2) Coupe plancher étage courant

III-3-Balcons : les balcons sont en dalle pleine

Matériaux	Épaisseur (Cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	15	2500	375
Enduit ciment	2	2000	40

• $G = 535\text{kg/m}^2$

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

Tableau (III-3) Evaluation des charges permanentes de la dalle du balcon

III-IV- L'acrotère

$$S = (0.05 \times 0.10) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675\text{m}^2$$

$$\text{Propre} = (0.0675 \times 2500) = 168.75\text{Kg/ml}$$

$$\text{Enduit en ciment : } ep = 2\text{cm} \rightarrow \text{poids de l'enduit} = 0.02 \times 2000 \times 0.60 \times 2 = 48\text{kg/ml.}$$

$$\text{Charge permanente : } G \text{ total} = 168.75 + 48 = 216.75\text{kg/m}^2$$

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

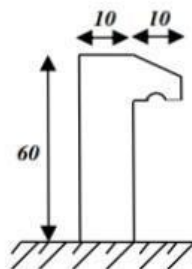
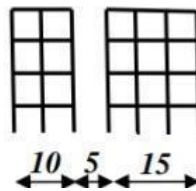


Figure (III-3) Schéma de l'acrotère

III-V-Mur extérieur :

Matériaux	Épaisseur (Cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
Brique creux	15	/	130
Brique creux	10	/	90
Enduit plâtre	2	1000	20
Enduit ciment	2	1800	36
G = 276 kg/m²			

Tableau (II.4) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.



III-VI-L'escalier :

Volée:

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kg/m ³)	G (kg/m ²)
Marbre	2	2800	56
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Marche	16	2200	$2200 \times 0,16 / 2 = 176$
Paillasse	15	2500	$(2500 \times 0,15) / \cos 30,65^\circ = 435,90$
Enduit ciment	2	1800	36
Gardes corps	/	/	20

G = 804 kg/m²

Q = 250 kg/m²

Tableau (III-5) Evaluation des charges permanentes de volée

III-VII-Les Poteaux :

Poteau : (35x40) cm : $0.35 \times 0.40 \times 2500 = 350\text{Kgf/m}^2$

III-VIII-Les Poutres :

Poutre Principales :

PP : (35x45) cm : $0.35 \times 0.45 \times 2500 = 393.75 \text{ Kgf/m}^2$

Poutre Secondaire :

PS = (35x40) cm : $0.35 \times 0.40 \times 2500 = 350\text{Kgf/m}$

III-IX-Introduction :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation et surcharges.

Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document technique Règlementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation « normale ». On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est a priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

III-X – La descente des charges :

On prend une descente des charges automatique par le logiciel ROBOT :

Après à voir lancé le calcul, on va au menu résultats => réactions

Etude bâtiment R+5

On sélectionne dans le cas de charge le cas n :

Réactions Repère global – Cas : 4 (ELS) : Valeurs : 1

Noeud/Cas	FX [tf] R	FY [tf]	FZ [tf]	MX [tfm]	MY [tfm]	MZ [tfm]
1/4 (C)	-0,33	-0,64	44,64	0,66	-0,32	0
3/4 (C)	0,53	-0,79	60,57	0,82	0,55	0
5/4 (C)	-1,57	-1,25	41,01	1,26	0,64	-0,04
6/4 (C)	1,77	-3,64	47,56	-0,73	-0,34	0,03
7/4 (C)	-0,46	-3,18	37,44	-0,59	-0,46	-0,02
8/4 (C)	-0,56	0,01	108,86	0,01	-0,57	0
9/4 (C)	0,59	-0,3	114,16	0,32	0,61	0
10/4 (C)	-0,59	-0,31	114,76	0,32	-0,6	0
11/4 (C)	0,58	0,03	115,67	-0,02	0,6	0
12/4 (C)	0,52	2,99	34,08	0,77	0,55	-0,03
13/4 (C)	0,33	0,71	45,73	-0,72	0,34	0
14/4 (C)	0,24	1,09	67,77	-1,1	0,25	0
15/4 (C)	-0,29	0,88	70,19	-0,89	-0,29	0

Repère global – Cas : 4 (ELS)

Etude bâtiment R+5

16/4 (C)	0,25	0,87	68,57	-0,88	0,26	0
17/4 (C)	1,36	0,96	36,78	-0,95	-0,62	-0,03
18/4 (C)	-2,13	2,83	36,12	0,37	0,37	0,01
19/4 (C)	-0,24	-1,01	72,62	1,05	-0,23	0
20/4 (C)	-0,32	-0,82	51,69	0,84	-0,31	0
138/4 (C)	-0,17	0,3	21,4	-0,3	-0,16	0
139/4 (C)	0,08	0,21	30,09	-0,2	0,09	0
140/4 (C)	-0,09	0,22	30,76	-0,21	-0,08	0
141/4 (C)	0,14	0,46	32,52	-0,46	0,15	0
2011/4 (C)	-0,05	1,24	14,75	-0,02	-0,05	0
2012/4 (C)	-0,06	0,95	15,4	0,03	-0,06	0
2013/4 (C)	-0,08	0,57	16,26	0,03	-0,07	0
2014/4 (C)	-0,09	0,2	17,07	0,04	-0,08	0
2015/4 (C)	-0,07	-0,26	17,83	0,06	-0,07	0
2016/4 (C)	-0,06	-0,86	18,64	0,1	-0,06	0
2662/4 (C)	-0,75	0,04	7,02	-0,05	-0,11	0
2663/4 (C)	0,32	0,04	10,48	-0,04	-0,42	0
2667/4 (C)	-1,4	0,07	11,81	-0,09	0,74	-0,01
2684/4 (C)	1,75	-0,1	12,8	0,12	-0,85	-0,01
2688/4 (C)	1,17	-0,05	5,56	0,07	-0,01	0
2691/4 (C)	-0,84	-0,02	10,05	0,04	0,75	0
2747/4 (C)	0,07	0,96	19,21	-0,03	0,08	0
2748/4 (C)	0,11	0,28	19,54	0,01	0,11	0
2749/4 (C)	0,13	-0,32	19,83	0,03	0,12	0

2750/4 (C)	0,11	-0,91	20	0,03	0,1	0
2751/4 (C)	0,07	-1,46	20,35	0,1	0,08	0
Cas 4 (C)	ELS					
Somme totale	0	0	1539,61	-0,18	0,6	-0,11
Somme réactions	0	0	1539,61	7097,84	-14014,9	0
Somme efforts	0	0	-1539,61	-7097,84	14014,9	0
Vérification	0	0	0	0	0	0
Précision	4,69E-06	1,82E-15				

III-XI – Vérification de l'effort normal N :

La vérification qu'on fait pour la descente des charges est la suivante :

$$\Sigma N_{tot} < 1,50 \times Stot$$

N_{tot} = la somme totale de l'effort normal à l'état limite de service (ELS) $\Rightarrow N_{tot}$ (ELS) = 1539,61 tonnes.

Etude bâtiment R+5

Stot = somme des surfaces (étage) $\Rightarrow 221.595 \text{ m}^2 \times 5 + 235.62 \text{ m}^2 = 1344 \text{ m}^2$

Remarque : 6 = nombre d'étages = R.D.C + 4 étages + toiture

$\Sigma N_{\text{tot}} < 1,50 \times \text{Stot}$

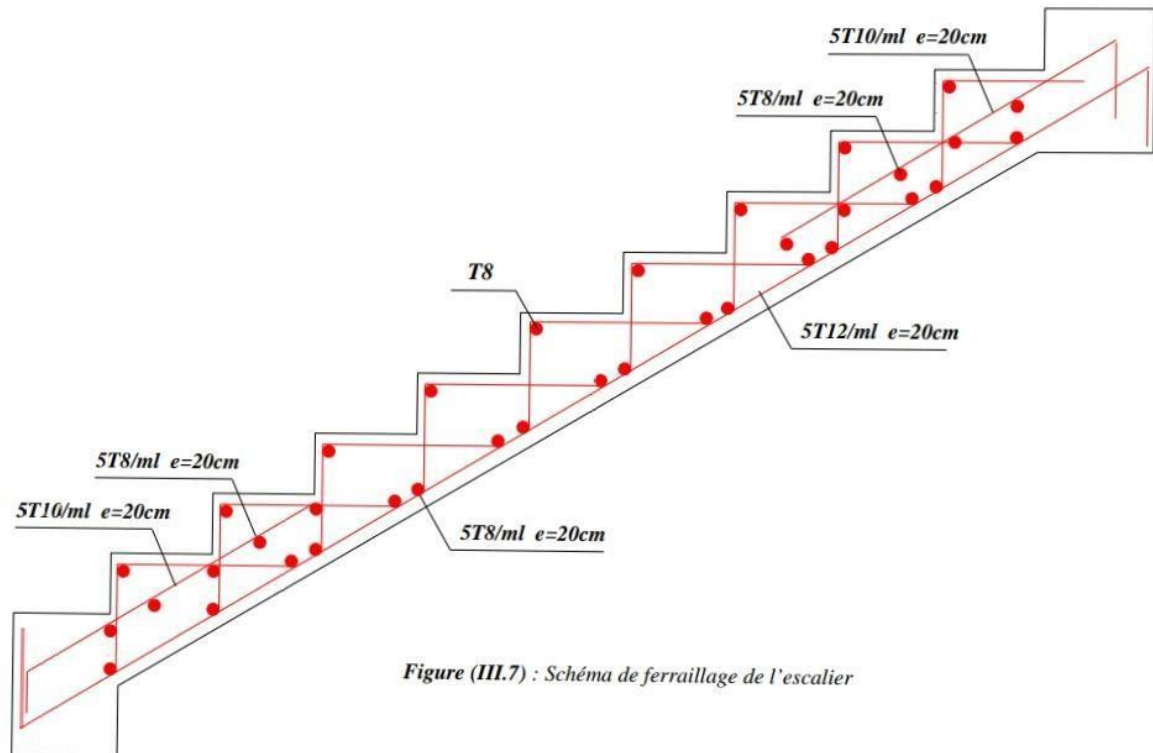


Figure (III.7) : Schéma de ferrailage de l'escalier

Figure (III-3) Schéma de ferrailage de l'escalier

$1539,61 < 1,50 \times 1344 \Rightarrow 1539,61 < 2016$ vérifier

CHAPITRE IV

Etude des éléments secondaires

IV-I- INTRODUCTION :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.

Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.

Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement [BAEL91] en respectant le règlement parasismique Algérien[RPA99].

IV-II- ACROTÈRE :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement. Un joint de dilatation est prévu chaque 6m.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.

Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.

Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

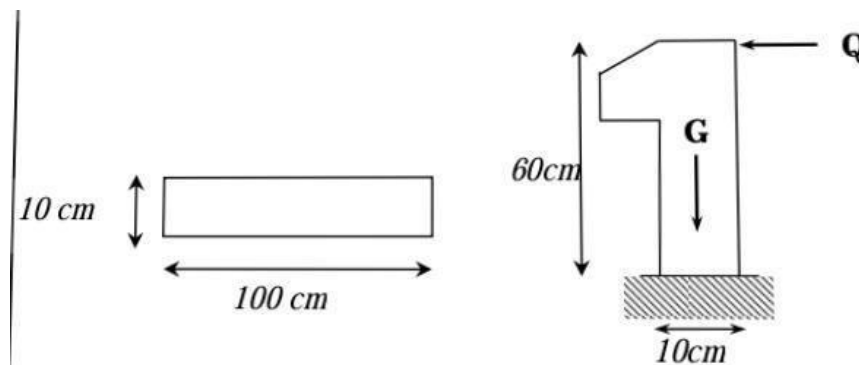


Figure (IV-1) Schéma statique de l'acrotère

IV-II-I-Détermination des sollicitations :

$$S = (0.05 \times 0.10) / (2) + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{propre}} = (0.0675 \times 2500) = 168.75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit en ciment : } \text{ép.} = 2 \text{ cm} \rightarrow \text{poids de l'enduit} = 0.02 \times 2000 \times 0.60 \times 2 = 48 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Charge permanente : } G_{\text{total}} = 168.75 + 48 = 216.75 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/ml}$$

IV-II-II-Évaluation et combinaison des charges :

Etude bâtiment R+5

$N_u = 1,35 \cdot G = 2,92 \text{ KN}$. $N_{ser} = G = 2,17 \text{ KN}$.

$M_u = 1,5 Q \cdot h = 0,9 \text{ KN.m}$. $M_{ser} = Q \cdot h = 0,60 \text{ KN.m}$.

$T_u = 1,5 Q = 1,5 \text{ KN}$. $T_{ser} = Q = 1,00 \text{ KN}$.

IV-II-III-Ferraillage de l'acrotère :

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis à la flexion composé

H : Epaisseur de la section : 10cm

B : largeur de la section : 100cm

$C=c'$: enrobage : 02cm

$D=h-c$: hauteur utile : $10-2=8\text{cm}$



M_f : moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Calcul de l'excentricité

Etude bâtiment R+5

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.92} = 30.8 \text{ cm} \quad e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.17} = 27.64 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = \text{Max}\left(50 ; \text{Min}\left(\frac{67e_0}{h}, 100\right)\right) = \text{Max}\left(50 ; \text{Min}\left(\frac{67 \times 27.64}{10}, 100\right)\right) = \text{Max}(50 ; 100)$$

$$\lambda_{\max} = 100$$

Et on a aussi :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad L_f = 2L_0 = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$S = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 10^3}{12} = 8333.3 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{8333.3}{1000}} = 2.886$$

$$\lambda = \frac{120}{2.886} = 41.58 < 100$$

Donc pas de risque de flambement.

a) Calcul des armatures à L'ELU :

Position de centre de pression à l'ELU :

$$e = M_u / N_u = 0.9 / 2.92 = 0.308 \text{ m} = 30.8 \text{ cm} > h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est priori partiellement comprimé, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (Mf).

f_{c28} (MPa)	$d=h-c$ (cm)	$\sigma_{bc} = (f_{bu})$ (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)	$c=c'$ (cm)
25	8	14,17	348	400	2

Calcul en flexion simple :

* Moment fictif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right); \quad c = 2 \text{ cm}$$

$$M_f = 0.9 + 2.92 \left(\frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.99 \text{ KN.m}$$

$$\underline{Ou} M_f = N_u \times e_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.92 (0.308 + 0.05 - 0.02) = 0.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}; \quad \text{et } \theta = 1 \rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{(0.99 \times 10^3)_{N.m}}{1_m \times (80^2)_{mm^2} \times 14.17_{N/mm^2}} = 0.0109$$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$ cas ($\mu_l = 0.392$ pour feE400) $\rightarrow A_u' = 0$ La section est simplement armé donc $A_u' = 0$

* Armature fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0109}}{0.8} = 0.0137$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times 0.0137) = 0.995 \quad \text{Donc } A_f = \frac{(0.99 \times 10^6)_{N.mm}}{0.995 \times 80_{mm} \times (348 \times 10^2)_{N/cm^2}} = 0.36 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELU :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Donc $A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{\min}) = 0.97 \text{ cm}^2$ on adopte **$A_s = 5\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$**

a- Condition de non fragilité : Art. A.4.2.1 [BAEL91] :

Calcul de l'espace

$$St = \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(30 ; 33) \rightarrow St = 30\text{cm}$$

Armature de répartition

$$Ar = 2 \times 0.35$$

On adopte $Ar = 3HA6 = 0.85\text{cm}^2$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = \min(3.25 ; 4\text{MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,019\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c- Longueur de scellement droit ([BAEL91] art 1.2.2)

$$l_s = 40\phi = 40 \times 0.6 = 24\text{cm}$$

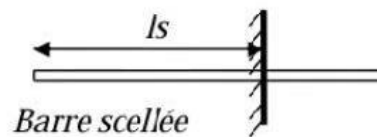


Figure (III.2) : longueur de scellement.

b) Calcul à l'ELS :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.6/2.16 = 0,28\text{m}$$

$$e_1 = h/6 = 0,1/6 = 0,016$$

$e_1 < e_0$ la section partiellement comprimé (S.P.C)

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment, est donné par la formule ci-dessous :

$$M_{serA} - M_{serG} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Après le calcul on a : $N_{ser} = 2.16 \text{ KN}$; $M_{serG} = 0,60\text{KN.m.}$ (voir titre III-2-2)

La contrainte du béton à l'ELS est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] art5.1.1 :

La contrainte de l'acier a L'ELS est : $\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

La position de l'axe neutre

$$\bar{Y} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15) + 202} \times 80 = 0,042 \text{ m} = 42,15 \text{ mm}$$

Moment de service limite : $\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b \bar{\sigma}_{bc} \bar{Y} \left(d - \frac{\bar{Y}}{3} \right) = \bar{\sigma}_{bc} \times b \times \bar{Y} \times \frac{\bar{z}}{2}$ avec $\bar{z} = d - \frac{\bar{Y}}{3}$

$$\bar{z} = 8 - \frac{4,2}{3} = 6,6 \text{ cm}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 15 \times 0,04219 \left(0,08 - \frac{0,04219}{3} \right) \Rightarrow M_1 = 20,86 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m} = 2,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_{ser} = 2,16(0,08 - 0,05) + 0,60 \rightarrow M_{serA} = 0,66 \text{ KN.m}$$

$$M_{serA} = 0,66 \text{ KN.m}$$

$M_{serA} < \bar{M}_1 \Rightarrow A' = 0$ La section est sans aciers comprimés

$$\text{D'ou } A_{s,ser} = \frac{M_{serA}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} - \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{0,66 \cdot 10^3 \text{ N.m}}{0,066 \text{ m} \times 201,63 \cdot 10^2 \text{ N/cm}^2} - \frac{2,16 \cdot 10^3 \text{ N}}{348 \cdot 10^2 \text{ N/cm}^2} \Rightarrow A_{s,ser} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}(A_s; A_{\min}) \Rightarrow A_s \geq 0,96 \quad \text{On adopte } \mathbf{5HA6} = 1,13 \text{ cm}$$

IV-II-IV-Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la Formule (Art 6.2.3) :

CP : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le Consol $C_p = 0,8$

Wp : Poids de l'élément. $W_p = 2,1675 \text{ KN/ml}$

A : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$

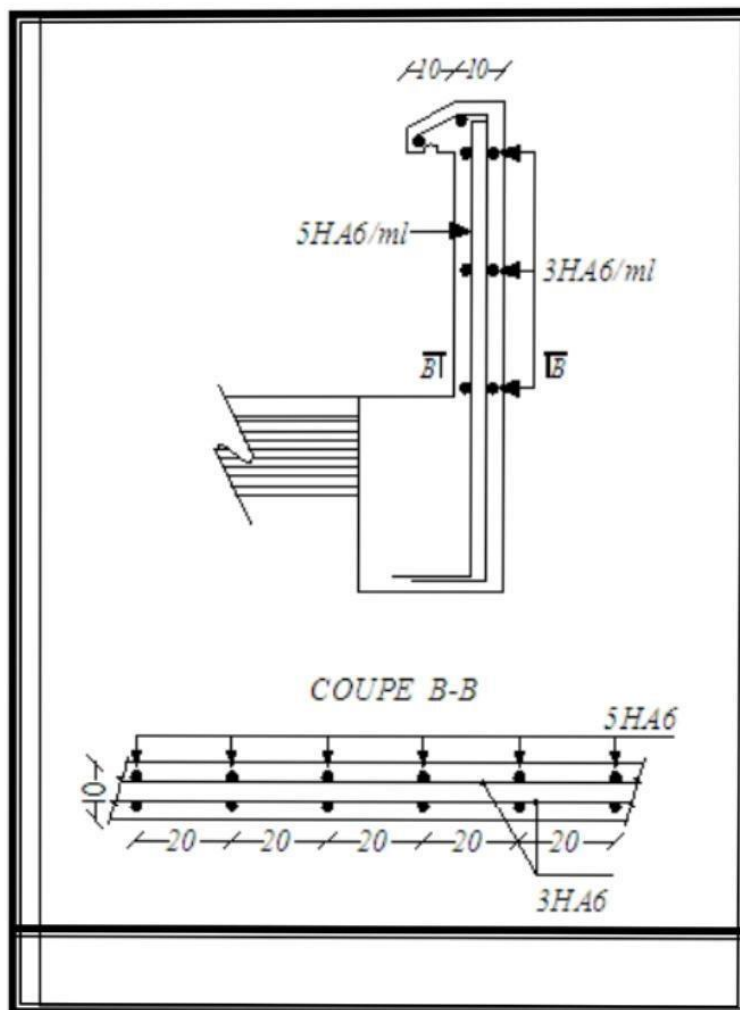
Etude bâtiment R+5

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.1675 = 1,0404 \text{ KN/ml} < 1,5 Q = 1,5 \text{ KN/m} \rightarrow \text{condition déjà vérifiée}$$

Remarque : les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère

Donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit $A_s' = A_s$)



IV-III- L'ESCALIER

IV-III-I-Définition :

Etude bâtiment R+5

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées.

IV-III-II- Evaluation des sollicitations Charges et surcharges

Volée : Charge permanente : $G=8.04 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ **Combinaison**

des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 8.04 + 1.50 \times 2.5 = 14.604 \text{ KN/m}^2$ A

l'état limite service : $q_{ser} = G + Q = 8.04 + 2.5 = 10.54 \text{ m}$

Etude bâtiment R+5

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Q _u (KN/m ²)	Q _{ser} (KN/m ²)
Paillasse	8.04	2,5	14.604	10.54

Tableau (III.1): combinaison des charges de l'escalier.

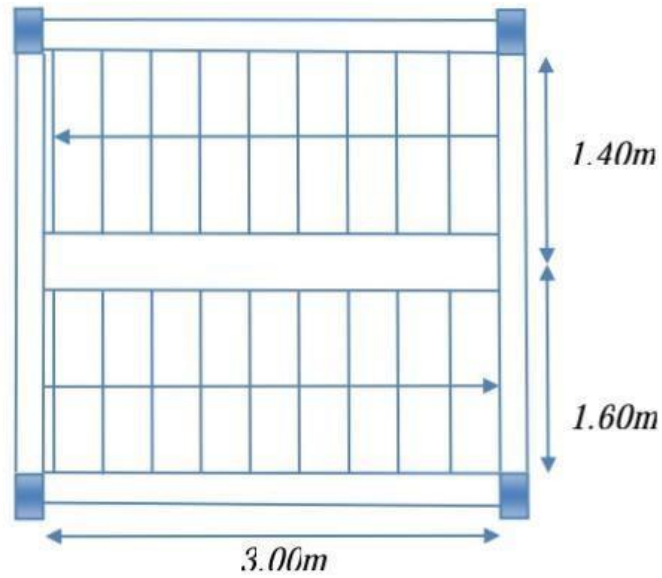


Figure (IV-3) Vue en plan d'escalier

Sollicitations de calcul de la volée : pour le calcul on prend la charge

Calcul de l'espacement:

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(48; 33\text{cm}) = 33.00 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

b- En appuis:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.492 \times 10^4 \text{ N.m}}{(1)_m \times (140^2)_{\text{mm}^2} \times (14.17)_{\text{N/mm}^2}} = 0,0177 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0177}) = 0.0223$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0223) = 0.910$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.492 \times 10^6 \text{ N.cm}}{0.910 \times (14)_{\text{cm}} \times (348 \times 10^2)_{\text{N/cm}^2}} = 1.11 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

Vérification:

Condition non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100_{\text{cm}} \times 14_{\text{cm}} \times \frac{2.1_{\text{MPa}}}{400_{\text{MPa}}} = 1.69 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = \max(1.69, 1.11) \rightarrow A_s = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : **5HA10** = (3.92 cm²/ml)

Les armatures des répartitions :

$$A_r = 3.92 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : **5HA8** cm²/ml = 2,513 cm²/ml.

Calcul de l'espacement:

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(48; 33\text{cm}) = 33.00 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0.10 f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration} \quad \text{préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{2.19 \cdot 10^4}{1000 \times 140} = 0,156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérfiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

$$M_u \text{ max} = 1,46 \text{ t/m}^2$$

$$M_{\text{ser}} \text{ max} = 1,054 \text{ t/m}^2$$

Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$M_{0u} = q_u L^2 / 8 = 1.46 \times 3.00^2 / 8 = 1.64 \text{ t.ml.}$$

Etude bâtiment R+5

$$V_0u = q_u L/2 = 1.46 \times 3.00/2 = 2.19 \text{ t.}$$

$$\text{On travée : } M_{\text{travées}} = 0,85M_0 \quad M_{\text{travée}} = 0,85 \times 1.64 = 1.39 \text{ t.m}$$

$$\text{On appui : } M_{\text{appui}} = 0,30M_0 \quad M_{\text{appui}} = 0,30 \times 1.64 = 0,492 \text{ t.m}$$

IV-3-3-Ferraillage:

ELU :

a- En travée:

$$\mu = M_u / b d^2 f_{bu} \quad ; c = c' = 2 \text{ cm} \quad ; d = h - c = 0.16 - 0.02 = 0.14 \text{ m}$$

$$d = 0.14 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = 1.39 / 1 \times 0.14^2 \times 14.17 \times 10^2 = 0.050$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \text{ cas } (\mu_l = 0.392 \text{ pour } f_{eE400}) \rightarrow \text{section simplement armé } A_u' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.050}}{0.8} = 0.064$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.064) = 0.974$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{(1.39 \times 10^6)_{N.cm}}{0.974 \times (14)_{cm} \times (348 \times 10^2)_{N/cm^2}} = 2.93 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

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

$$A_r = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 5\text{HA}8 / \text{ml} = 2.513 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification:

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100_{cm} \times 14_{cm} \times \frac{2.1_{MPA}}{400_{MPA}} = 1.69 \text{ cm}^2$$

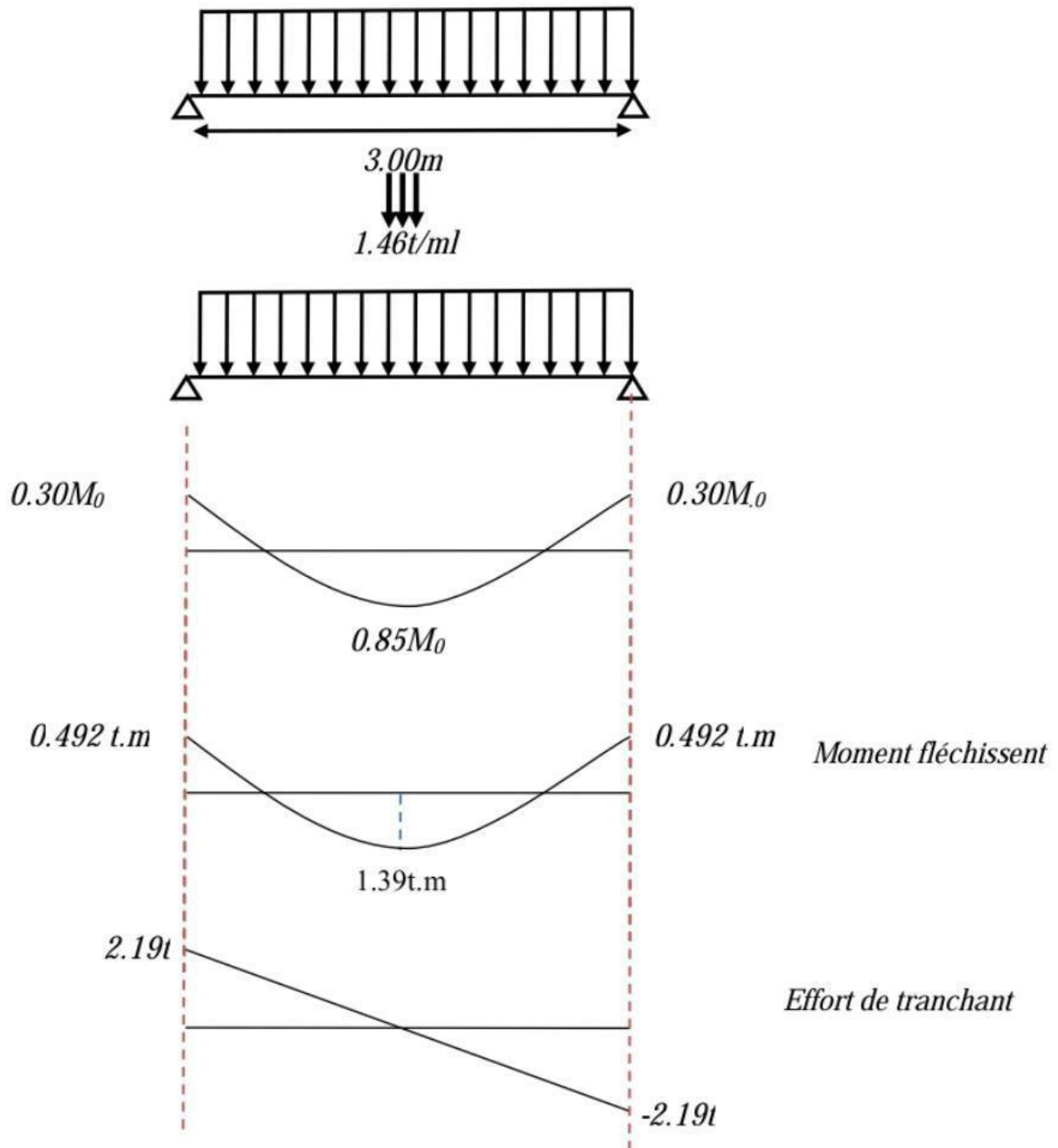
$$A_{\min} = 1.69 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{Le choix : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_r : 5\text{HA}8 = 2.513 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Etude bâtiment R+5



Calcul de l'espacement:

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(3h; 33cm) = \min(48; 33cm) = 33.00 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

b- En appuis:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.492 \times 10^4 \text{ N.m}}{(1)_m \times (140^2)_{mm^2} \times (14.17)_{N/mm^2}} = 0,0177 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0177}) = 0.0223$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - (0.4 \times 0.0223) = 0.910$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.492 \times 10^6 \text{ N.cm}}{0.910 \times (14)_{cm} \times (348 \times 10^2)_{N/cm^2}} = 1.11 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

Vérification:

Condition non fragilité

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100_{cm} \times 14_{cm} \times \frac{2.1_{MPa}}{400_{MPa}} = 1.69 \text{ m}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal}) = \max(1.69, 1.11) \rightarrow A_s = 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : **5HA10** = (3.92 cm²/ml)

Les armatures des répartitions :

$$A_r = 3.92 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : **5HA8** cm²/ml = 2,513 cm²/ml.

Calcul de l'espacement:

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(3h; 33cm) = \min(48; 33cm) = 33.00 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau} = \text{Min}(0.10 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration} \quad \text{préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{2.19 \cdot 10^4}{1000 \times 140} = 0,156 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de la flèche:

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1. $h/L \geq 1/16$
2. $A_s / bd \leq 4,2 / f_e$
3. $h/L \geq 1/10 (M_v/M_o)$

Nous avons :

$$h/L \geq 1/16 \Rightarrow 16 / 300 = 0,053 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le **[BAEL 91]** la flèche totale est : $\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} \therefore \text{si} \therefore L < 5m$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \therefore \text{si} \therefore L > 5m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \quad (1) \\ \delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Flèche due aux charges instantanées.

(2) Flèche due aux charges différées.

Dans notre cas $L = 3,00m$.

• Moment d'inertie de la section totale homogène : $I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 = \frac{100 \times 16^3}{12} + 15 \times 5,65 \left(\frac{16}{2} - 14\right)^2 = 37184,333$$

• Moment d'inertie fictif :

.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{\delta v} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

Avec :

a- En travée:

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b.d^2 \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_{yt} \times \eta}\right) \quad \eta = 1.6 \quad ; \quad f_{yt} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min}\left(\frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{2.1 \times 1.6}\right) = 202 \text{MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{1.003 \times 10^4 \text{ N.cm}}{1 \text{ m} \times 140^2 \text{ mm} \times 202 \text{ N/mm}^2} = 0.0025$$

$$K = 0.021 \beta_1 = 0.920$$

$$\sigma_{bc} = k \overline{\sigma}_{st} = 0.021 \times 202 = 4.24$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} > \sigma_{bc} \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \overline{\sigma}_{st} \beta_1} = \frac{1.003 \times 10^6}{14 \times 0.920 \times 202 \cdot 10^2} = 3.47 \text{ cm}^2 < A_u \text{ adopté.....vérifiée}$$

b- En appuis:

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b d^2 \sigma_{st}} = \frac{0.29 \times 10^4 \text{ N.m}}{(1) \text{ m} \times (130^2) \text{ mm}^2 \times (202) \text{ N/mm}^2} = 0.0008$$

$$K = 0.012 \quad \beta_1 = 0.950$$

$$\sigma_{bc} = k \overline{\sigma}_{st} = 0.012 \times 202 = 2.424$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} > \sigma_{bc} \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d \overline{\sigma}_{st} \beta_1} = \frac{0.29 \times 10^6}{14 \times 0.950 \times 202 \cdot 10^2} = 1.16 \text{ cm}^2 < A_u \text{.....vérifiée}$$

➤ **Finalemnt**

Appui : A principale=5HA10 espacement=20cm

 A répartition =5HA8 espacement=20cm

Travée : A principale=5HA12 espacement=20cm

 A répartition =5HA8 espacement=20cm

Etude bâtiment R+5

Calcul à l'état limite service (ELS):

$$M_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} L^2 / 8 = 1.054 \times 3.00^2 / 8 = 1.18 \text{ t.m}$$

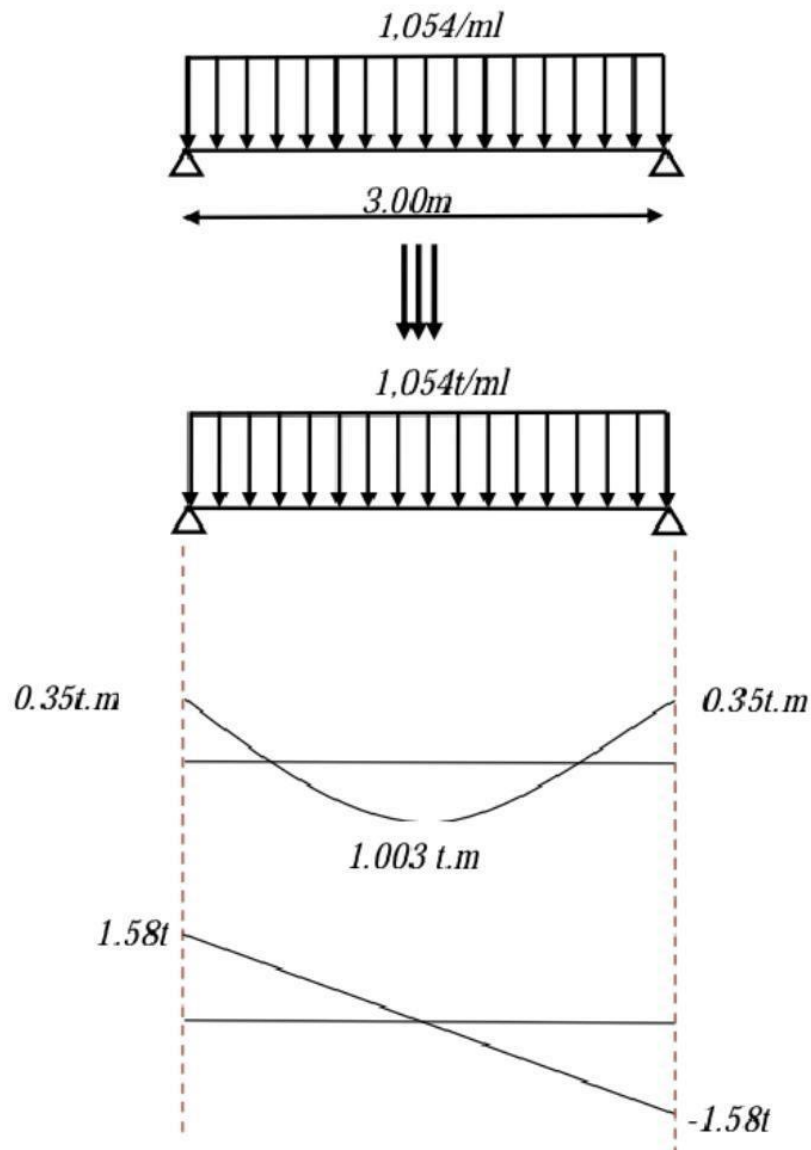
$$V_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} L / 2 = 1.054 \times 3.00 / 2 = 1.58 \text{ t}$$

On travée :

$$M_{\text{travées}} = 0,85M \quad \longrightarrow \quad M_{\text{travée}} = 0,85 \times 1.18 = 1.003 \text{ t.m}$$

On appui :

$$M_{\text{appui}} = 0,3M \quad \longrightarrow \quad M_{\text{appui}} = 0,3 \times 1.18 = 0.35 \text{ t.m}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \quad (1) \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0,4 \lambda_i \quad (2) \end{array} \right.$$

(1) Pour la déformation instantanée.

(2) Pour la déformation différée.

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} \quad \text{et} \quad Z = d - \frac{y}{3}$$

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

$$y = \frac{bh^2 / 2 + 15 A_s d}{bh + 15 A_s} = \frac{(100 \times 16^2 / 2) + (15 \times 5,65 \times 14)}{(100 \times 16) + (15 \times 5,65)} = 8,30$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 14 - \frac{8,30}{3} = 11,23 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z} = \frac{1,003 \cdot 10^4}{5,65 \times 11,23} = 158,07 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} = \frac{5,65 \cdot 10^{-3}}{100 \times 14 \times 10^3} = 0,0040$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,0040 \times 158,07) + 2,1} = 0,206$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0040 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 5,25 \\ \lambda_v = 0,4 \lambda_i = 2,1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta i} = \frac{1,1 \times 37184,333}{1 + (5,25 \times 0,206)} = 19650,620 \\ I_{\delta v} = \frac{37184,333}{1 + (2,1 \times 0,206)} = 25955,837 \end{array} \right.$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{1.003 \times 3,00^2}{10 \times 32164,2 \times 19650,620} = 0,14 \\ \delta_v = \frac{1,003 \times 3,00^2}{10 \times 10818,87 \times 25955,837} = 0,321 \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M_{ser} (KN.m)	A_s (Cm ²)	ρ 10 ⁻³	Z (Cm)	σ_s (MPa)	λ_I	λ_v	μ	I_0 (Cm ⁴)	I_{8I} (Cm ⁴)	I_{8V} (Cm ⁴)
1.003	5,65	0,0040	11,23	158,07	5,25	2,1	0,206	37184,33	19650,620	25955,8

Tableau (III.2) : Vérification de la flèche.

$$\Delta\delta_T = \delta_v - \delta_i = \mathbf{0,14 + 0,321 = 0,46} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,60 \text{ cm.Vérifiée.}$$

$$\Rightarrow \Delta\delta_T < \bar{f}$$

IV-III-V-Etude de la poutre palière

Elle est soumise à la flexion simple et la torsion

-La flexion simple : elle provient des poids propre de la poutre palière ainsi que la réaction d'escalier

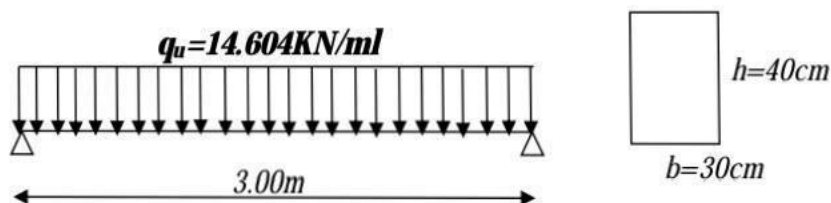


Figure (IV-4) Schéma statique de la poutre palière

-la torsion : elle provient de l'effort horizontal qui a été exercé par les volées sur la poutre

Elle est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.00m, son schéma

Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$20 \text{ cm} < h < 30 \text{ cm}$$

Etude bâtiment R+5

$$0,2h < b < 0,7h = 4\text{cm} < b < 21\text{cm}$$

Nous prenons : $h = 40\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

Charges qui agissent sur la poutre palière :

Remarque : dans notre cas la poutre palière soumise à la charge due à l'escalier et la charge due à la Plancher.

La poutre palière est soumise à

1. Poids propres : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,40 = 3\text{KN/ml}$

Réaction de l'escalier sur la poutre : $R_{és} = (14,604 \times 3,00) / 2 = 21,90\text{KN/ml}$

2. Réaction de plancher sur la poutre :

$$Q_u = 1,35G_{\text{plancher}} + 1,50Q_{\text{plancher}} = 1,35 \times 4,95 + 1,5 \times 2,5 = 10,43\text{KN.m}$$

$$R_{pl} = (10,43 \times 3,00) / 2 = 15,64\text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge à l'ELU :

$$Q_u = 1,35 \times G + (R_{és} + R_{plancher})$$

$$= 1,35 \times 3 + (21,90 + 15,64) = 41,59\text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q \times l^2$$

$$M_0 = 41,59 \times (3)^2$$

$$M_0 = 46,78\text{KN.m}$$

$$T_u = R_a = R_b = q_u \times l / 2 = 62,38\text{KN}$$

Ferraillage de la poutre palière :

Flexion simple : ELU

$$M_{\text{max}} (\text{en travée}) = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 46,78 = 39,76\text{KN.m}$$

$$M_{\text{max}} (\text{en appui}) = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 46,78 = 23,39\text{KN.m}$$

Etude bâtiment R+5

$h=40\text{cm}$, $c=c'=3\text{cm}$, $d=37\text{cm}$, $b=30\text{cm}$, $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$

En travée

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39.76 \times 10^3 \text{ N.m}}{(0.3)_m \times (370^2)_{\text{mm}^2} \times (14.17)_{\text{N/mm}^2}} = 0,068 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.088 \quad \beta = 0.964$$

$$A_{ult} = \frac{M_{ult}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{39.76 \times 10^5 \text{ N.cm}}{0.964 \times (37)_{\text{cm}} \times (348 \times 10^2)_{\text{N/cm}^2}} = 3.20 \text{ cm}^2$$

En appui

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.39 \times 10^3 \text{ N.m}}{(0.3)_m \times (370^2)_{\text{mm}^2} \times (14.17)_{\text{N/mm}^2}} = 0,040 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.051 \quad \beta = 0.979$$

$$A_{ult} = \frac{M_{ult}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23.39 \times 10^5 \text{ N.cm}}{0.979 \times (37)_{\text{cm}} \times (348 \times 10^2)_{\text{N/cm}^2}} = 1.85 \text{ cm}^2$$

	M_u (KN.m)	μ	α	β	σ_s (MPa)	A_s (cm²)	A_{s,adopté} (cm²)	Choix
Travée	39,76	0,068	0,088	0,964	348	3,20	4,62	3HA14
Appui	23,39	0,040	0,051	0,979	348	1,85	3,39	3HA12

Tableau (III.3) : Ferrailage de la poutre

Vérification:

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,adopté} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{RPA} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2 < A_{s,adopté} = 8.01 \text{ cm}^2$$

· Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b.d} = \frac{62,38 \times 10^3}{(0,30 \times 0,37) \cdot 10^6} = 0,56 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la fibre moyenne.

ELS

La vérification à l'ELS n'est pas nécessaire, car la fissuration est considérée peu nuisible, donc c'est l'ELU qui est prépondérant.

· Vérification de la flèche

$$h/L \geq 1/16 \Leftrightarrow \frac{40}{300} = 0,13 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_s / bd \leq 4,2 / f_e \Leftrightarrow \frac{4,62}{30 \times 37} = 0,0041 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h/L \geq 1/10 (M/M_o) \Leftrightarrow 0,13 > (39,76 / 46,78) / 10 = 0,085 \dots\dots \text{vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Calcul des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t ; b/10) \text{ d'où } \phi_t \leq \min (11,42 ; 14 ; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 11,42 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

La section d'armatures transversales est $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$S_t \leq \min (0,9.d ; 40 \text{ cm}) \text{ d'où } S_t \leq \min (33,3 ; 40) \text{ d'ou } S_t \leq 33,3 \text{ cm}$$

$$S_t \leq A_t \cdot f_e / 0,4 \cdot b = 2,01 \cdot 400 / 0,4 \times 30 = 67 \text{ d'ou } S_t \leq 67,00 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repartie sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier. Dans notre cas il faut faire l'équilibrage entre les réactions de la poutre et les réactions de plancher.

Etude bâtiment R+5

$$q_u = 1.35G + (R_{\text{escalier}} - R_{\text{plancher}}) = (1.35 \times 3) + (21.90 - 15.64) = 10.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0\text{tor}} = q_u l^2 / 8 = 10.31 \times 3^2 / 8 = 11.59 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u l / 2 = 10.31 \times 3 / 2 = 15.46 \text{ KN}$$

- D'après le [CBA], la contrainte de torsion τ_{ut} est comme pour les sections creuses. $\tau_{\text{ut}} = M_{\text{tor}} / 2. \Omega. b_0$

Avec M_{tor} : Moment de torsion ; b_0 : épaisseur réel de la paroi ; Ω = aire du contour à mi-épaisseur des parois

$$\Omega = (5/6 \times a) \times (b - a/6) = 777,77 \text{ cm}^2$$

$$b_0 = a / 6 = 40 / 6 = 6.66 \text{ cm}$$

$$M_{\text{tor}} = 0,3. M_0 = 0,3 \times 11.59 = 3.477 \text{ KN.m}$$

$$\tau_{\text{ut}} = 2.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{uv}} = T_u / b. d = 15.46 \times 10^3 / (300 \times 370) = 0,14 \text{ MPa}$$

τ_{uv} : contrainte tangente de cisaillement.

- La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pour les sections creuses, on doit aussi vérifier :

$$\tau_{\text{ut}} + \tau_{\text{uv}} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ut}} + \tau_{\text{uv}} = 2,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

❖ Armatures :

Les armatures sont justifiées par l'application de la règle de coutures aux sections droites et aux sections radiales passant par l'axe longitudinal de la pièce, elles sont disposées le plus près possible des parois.

▪ Longitudinales :

D'après le [CBA] les armatures longitudinales sont données par la formule suivante :

$$\sum A_l = M_{\text{tor}}. U. \gamma_s / f_c. 2. \Omega$$

Avec $\sum A_l$: La somme des sections des aciers longitudinaux

U : Le périmètre du contour d'aire Ω

$$U = 2.(b - a/6).2 = 93,33 \text{ cm}$$

$$\sum A_l = 0,60 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_l \min \geq 0.4.b.U / f_e$$

$$L_{\min} = 2,80 \text{ cm}^2$$

Donc $A_l = 2,80 \text{ cm}^2$, on adopte 2HA14 soit $A = 3,08 \text{ cm}^2$

Les armatures doivent être régulièrement réparties sur le périmètre ou bien concentrées aux angles. Dans notre cas puisque les angles sont déjà encombrés par les barres de flexion, celles de la torsion seront placées aux milieux des grands cotes.

Transversales :

Pour l'espacement on prend le même que celui de la flexion simple

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

S_t (RPA)

2 z nodale h z courant H On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ pour la zone courant.

$T = 8 \text{ cm}$ pour la zone nodale.

La section d'armatures transversales est donnée par la formule :

$$A_t = M_{\text{tor}}.S_t.\gamma_s / f_e.2.\Omega$$

$$= 0,09 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{t\min} \geq 0,4.b.S_t/f_e$$

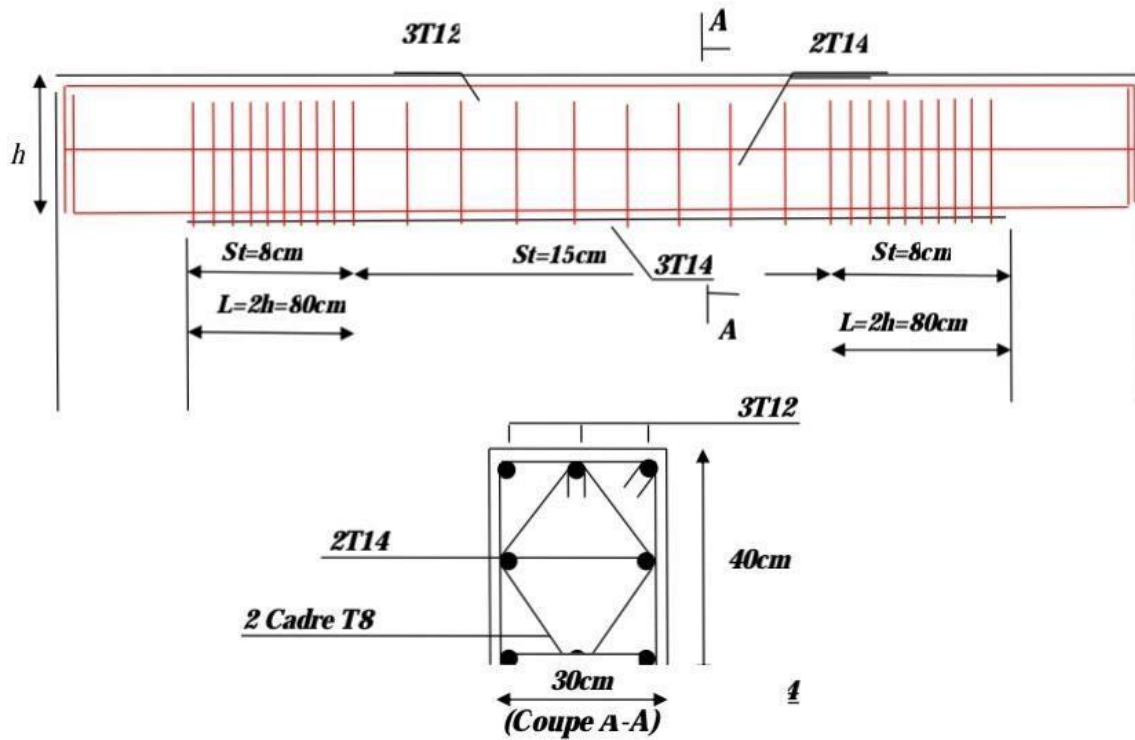
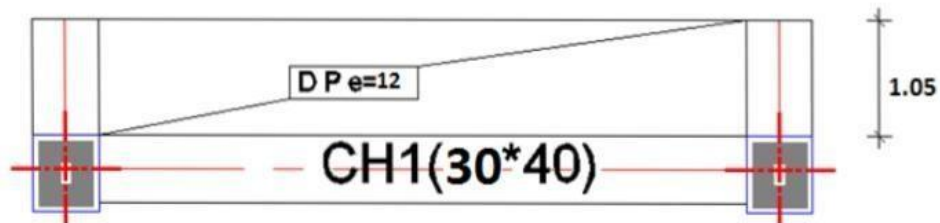


Figure (III.6) : schéma de ferrailage de la poutre palière.
 Figure (IV-5) Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV-4- Balcon

IV-4-Etude d'un type de balcon : (3 cotes) :



$T_{min} \geq (0.4 \times 30 \times 15) / 400 = 0,45 \text{cm}^2$ Donc on adopte : 1cadre T8.

Etude bâtiment R+5

$$L_x = 1,05 \text{ m} ; L_y = 3,3 \text{ m} ; e = 12 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,05}{3,3} = 0,31 < 0,4 \implies \text{Donc la dalle porte suivant un seul sens } L_x$$

*/Combinaison des charges :

L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q \implies q_u = 1,35 (0,535) + 1,5 (0,350) \implies q_u = 1,247 \text{ t/ml}$$

L'ELS :

$$q_s = G + Q \implies q_s = (0,535 + 0,350) \implies q_s = 0,885 \text{ t/ml}$$

- A L'ELU : $q_u = 1,247 \text{ t/m}$

Tableau de Bares

$$\begin{array}{l} M_{tx} = 0,1872 \text{ t.m} \\ \rho = 0,31 \\ T_{\max} = 0,2192 \text{ t} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{tx} \\ \rho \\ T_{\max} \end{array}} \right\} \longrightarrow \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{tx} \\ \rho \\ T_{\max} \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}} \right\} M_{ax} = 0,6096 \text{ t.m}$$

- A L'ELS : $q_s = 0,885 \text{ t/m}$

Tableau de Bares

$$\begin{array}{l} M_{tx} = 0,1119 \text{ t.m} \\ \rho = 0,31 \\ T_{\max} = 3,92 \text{ t} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{tx} \\ \rho \\ T_{\max} \end{array}} \right\} \longrightarrow \left. \vphantom{\begin{array}{l} M_{tx} \\ \rho \\ T_{\max} \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \\ \\ \end{array}} \right\} M_{ax} = 0,3728 \text{ t.m}$$

C)1.Calcul de Ferrailage :

La Fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries (variation de la température , l'eau , l'humidité , la neige etc.....).Le calcul effectuera donc a l'ELU et l'ELS.

A. ELU :

En Travée :

$$M_{tx} = 0,1872 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2 . \sigma_{bc}} = 0,1872 \times 10^5 / 100.18^2 . 142 = 0,004$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0,005$$

$$Z = d[1 - 0,4 \alpha] = 17,96 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,004 < 0,186 \implies \text{Domaine Ia}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s = 0,30 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte : 5HA10 (} A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \text{)}$$

En appuis :

$$M_{ax} = 0,6096 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,6096 \times 10^5 / 100 \cdot 18^2 \cdot 142 = 0,0132$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 = 0,016$$

$$Z = d[1 - 0,4 \alpha] = 17,88 \text{ cm}$$

$$\mu = 0,0132 < 0,186 \implies \text{Domaine Ia}$$

$$A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s = 0,98 \text{ cm}^2 \implies \text{on adopte : 5HA10 (} A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Condition de non Fragilité :

$$F_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq 0,23 b \cdot d \cdot f_{ij(28)} / f_e = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 2,17 \text{ cm}^2 \implies \text{Vérifiée}$$

Verification a L'ELS :

Fissuration Préjudiciable :

➤ **En Travée :**

$$M_{tser} = 0,1119 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$Bx^2 / 2 + n A_s (d-x)$$

$$X_1 = 50x^2 - 15(3,39)(18-x) = 0$$

$$X_1 = (-50,85 + 430,86) / 100 = 3,80 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = bx^3 / 3 + 15 A_s (d-x)^2 \implies I = 100(3,80)^3 / 3 + 15(3,39)(18-3,80)^2$$

$$I = 12082,46 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

❖ **Contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{tser} x / I = 0,1119 \cdot 10^5 \cdot 3,80 / 12082,46 = 3,51 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3,51 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2 \implies \text{condition Vérifiée}$$

====> **Donc on adopte : 5HA8 = 2,51 cm² espacée de 20 cm**

▪ **Travée :**

$$A_r = A_s / 4 = 3,39 / 4 = 0,84 \text{ cm}^2$$

====> **Donc on adopte : 5HA8 = 2,51 cm² espacée de 20 cm**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier : $\tau_u < \tau$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \tau = \min(0.15f_{c28}; 5\text{MPa}) \rightarrow \tau = 2\text{MPa} \blacktriangleright \text{fissuration préjudiciable}$$

$$T_u = 0,2192 \text{ t} ; \quad \tau_u = T_u / b.d = 0,2192 \cdot 10^3 / 100 \cdot (18) = 0,121 \text{ kgf/cm}^2$$

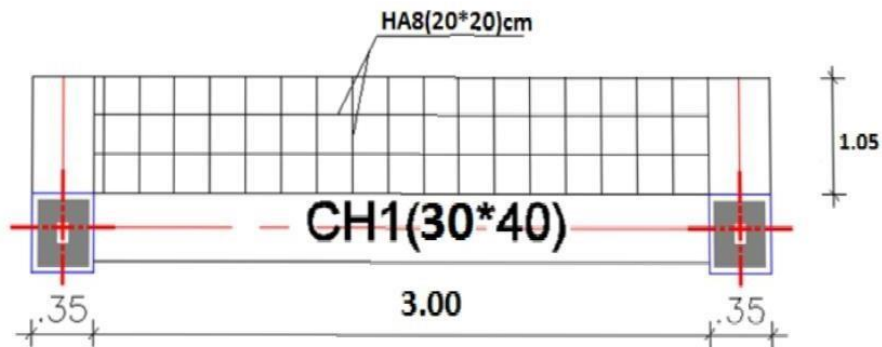
$$\tau_u = 0,121 < \tau = 2\text{MPa} \implies \text{Vérifiée}$$

Remarque : Donc les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{ht}{lx} \geq \frac{1}{16} \implies 0,12 > 0,062 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$A_s / b.d = 3,39 / 1800 = 0,0018 < 3,6 / f_c = 3,6 / 400 = 0,009 \dots \dots \dots \text{C.V}$$



❖ **Contrainte d'Acier :**

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma'_s = \min \{2/3f_c, 110(qf_{ij})^{1/2}\} \implies \min \{266,66 ; 2020\}$$

$$\sigma_s = 15M_{tser}(d-x)/I = 15,0,1119 \cdot 10^5 \cdot (18-3,80) / 12082,46 = 197,26 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s = 197,26 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_s = 2000 \text{ kgf/cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **En Appuis :**

$$M_{aser} = 0,3728 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$Bx^2 / 2 + n A_s (d-x)$$

$$X_2 = 50x^2 - 15(3,39)(18-x) = 0$$

$$X_2 = 3,80 \text{ cm}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

❖ **Contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = M_{tser} x / I = 0,1119 \cdot 10^5 \cdot 3,80 / 12082,46 = 3,51 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 3,51 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2 \implies \text{condition Vérifiée}$$

❖ **Contrainte d'Acier :**

- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma'_s = \min \{2/3f_c, 110(qf_{ij})^{1/2}\} \implies \min \{266,66 ; 2020\}$$

$$\sigma_s = 15M_{tser}(d-x)/I = 15,0,1119 \cdot 10^5 \cdot (18-3,80) / 12082,46 = 197,26 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s = 197,26 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_s = 2000 \text{ kgf/cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

❖ **Contrainte d'Acier :**

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma'_s = \min \{2/3f_c, 110(qf_{ij})^{1/2}\} \implies \min \{266,66 ; 2000\}$$

$$\sigma_s = 15M_{aser}(d-x)/I = 15,0,3728 \cdot 10^5 \cdot (18-3,80) / 12082,46 = 657,20 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_s = 657,20 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma'_s = 2000 \text{ kgf/cm}^2 \implies \text{Condition Vérifiée}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

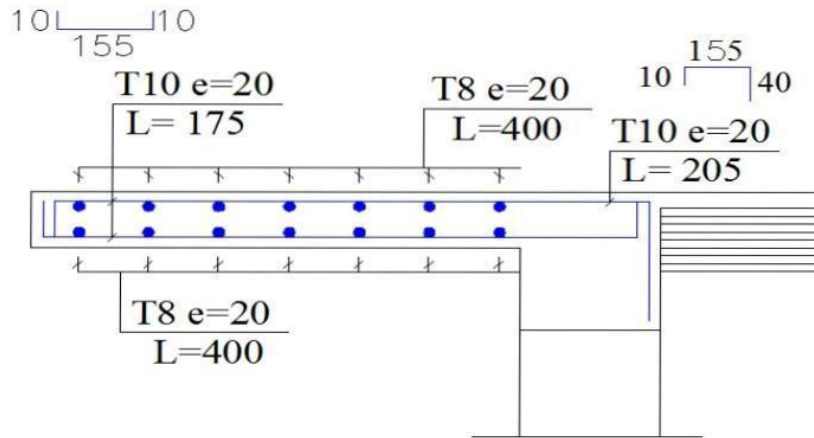
$$S_t \geq S_{tmax} = \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \implies \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

C)3. Armatures de répartition :

▪ **Appuis :**

$$A_r = A_s / 4 = 3,39 / 4 = 0,84 \text{ cm}^2$$

Ferraillage du balcon



CHAPITRE V

Présentation du logiciel Robot

V- I-Présentation du logiciel robot :

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées D'élément barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

-Saisie graphique 2D et 3D

-Calcul de structure (RDM)

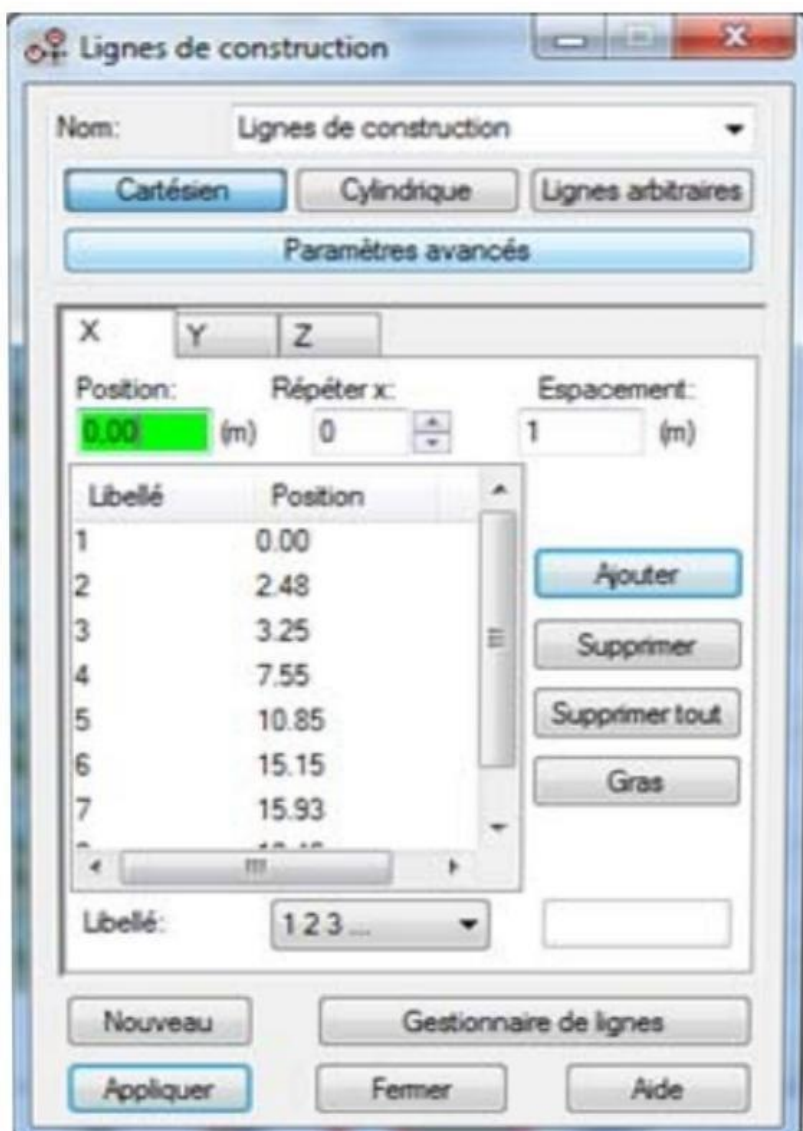
-neige et vent, combinaisons automatique

-dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

V-II -Etapas de travail :

V-II-I- Lignes de construction :

On Va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois direction puis on clique sur insérer pour introduire



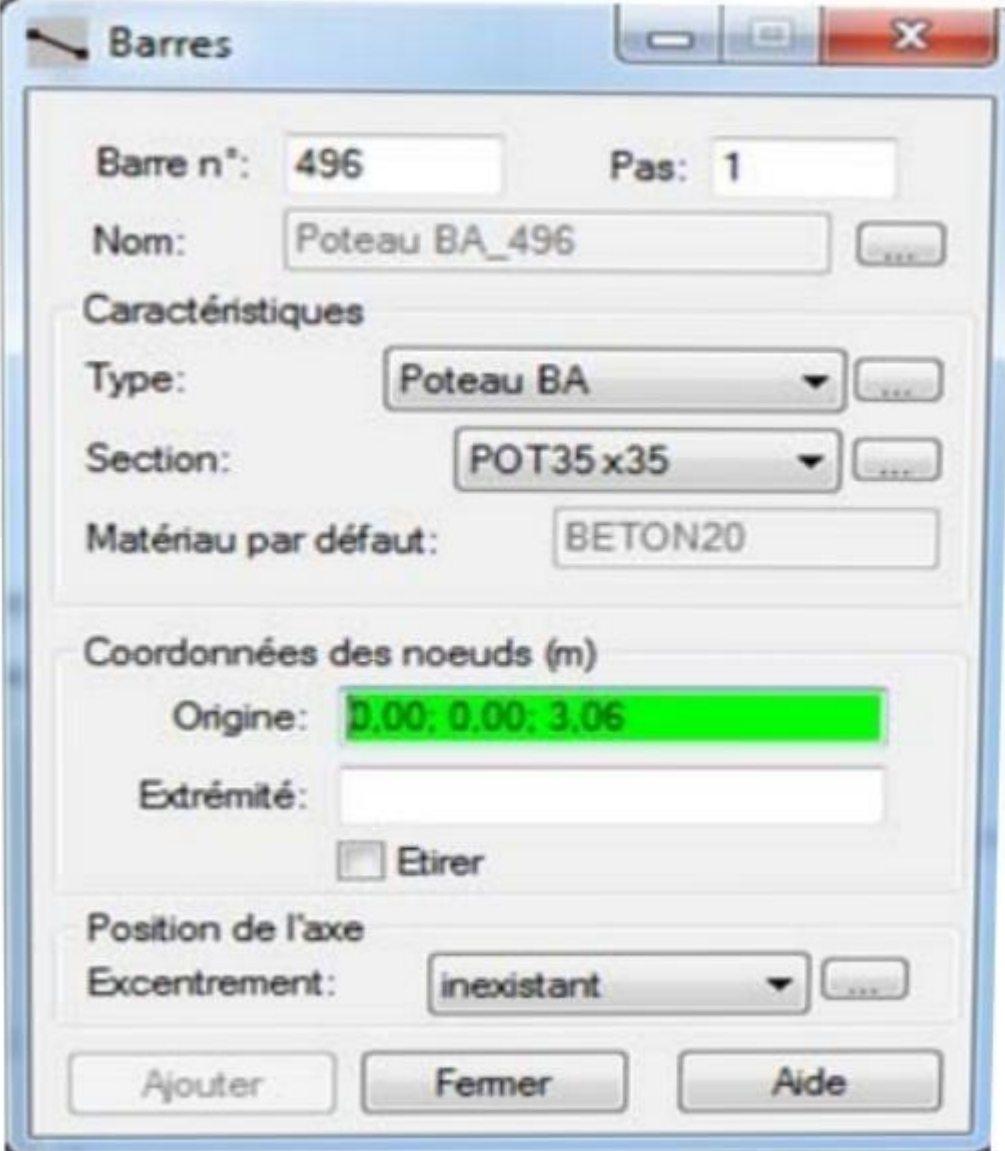
V-II-II- . Définition de la section :

On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur l'icône profilé

Etude bâtiment R+5

On clique sur le bouton A pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue Suivante va apparaître :

Sans oublier de faire un clique sur le bouton Ajouter pour chaque section.



Barres

Barre n°: 496 Pas: 1

Nom: Poteau BA_496

Caractéristiques

Type: Poteau BA

Section: POT35x35

Matériau par défaut: BETON20

Coordonnées des noeuds (m)

Origine: 0,00; 0,00; 3,06

Extrémité:

Etirer

Position de l'axe

Excentrement: inexistant

Ajouter Fermer Aide

Après la définition des sections on clique sur l'icône Barre pour saisir graphiquement l'élément Elémentaire de notre structure :

On sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre ; poteau ; ...) par le point origine, extrémité mais graphiquement.

Etude bâtiment R+5

Case étirer permet de saisir graphiquement le contenu des éléments.

V-II-III Définir les planchers et les voiles :

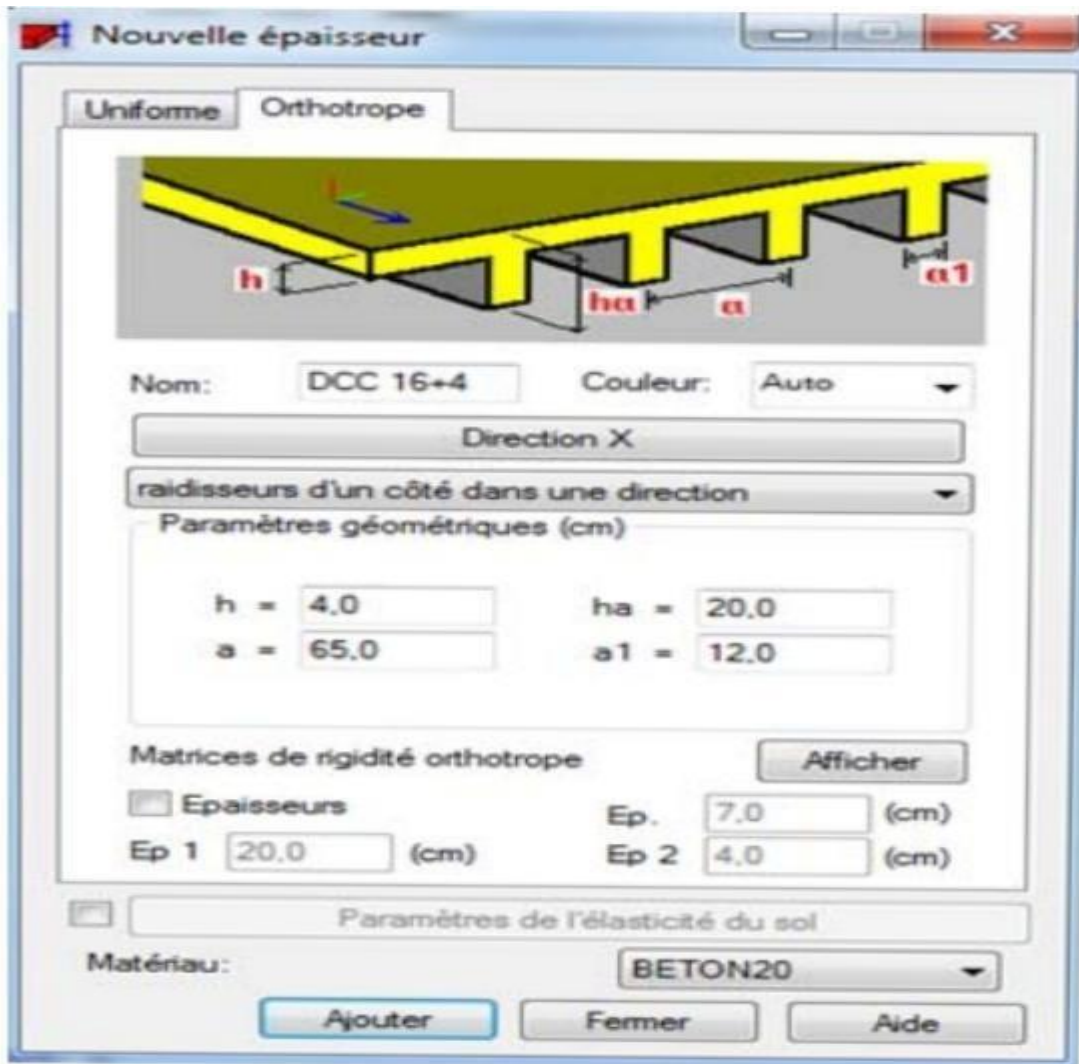
Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône panneaux

The image shows a software dialog box titled "Panneau". It contains the following fields and options:

- Numéro:** 496
- Type de contour:** panneau trou
- Mode de création:** point interne (with a text input field and "(m)" label), Seulement la sélection actuelle, liste d'objets (with a text input field), liste d'éléments surfaciques (EF)
- Caractéristiques:**
 - Ferrailage: Coque BA
 - Matériau: BETON20
 - Epaisseur: voile e=15
 - Modèle: coque
- Buttons:** Ajouter, Fermer, Aide

Pour définir le type de ferrailage (plancher B.A)

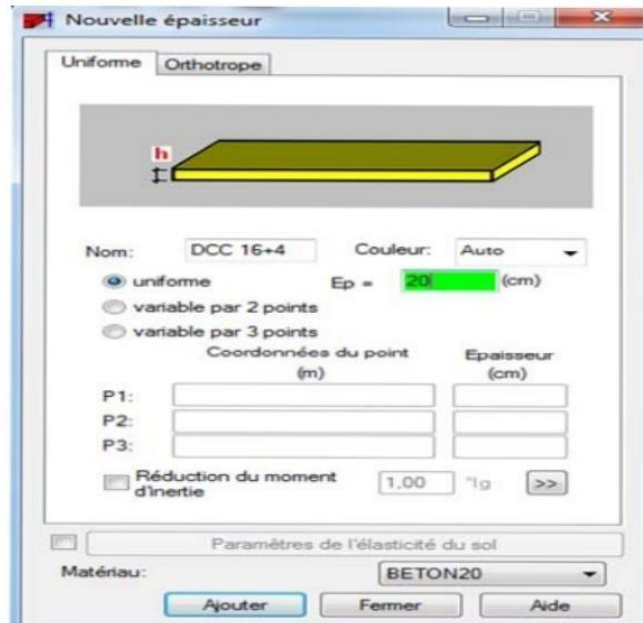
Etude bâtiment R+5



On clique sur le bouton épaisseur pour renommer ce plancher et le dimensionner, à la fin on clique sur le bouton ajouter dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessus illustre le dimensionnement de ce plancher :

V-II-4 . Pour la dalle pleine:

on fait la même chose sauf dan la fenêtre : nouvelle épaisseur on clique sur uniforme :

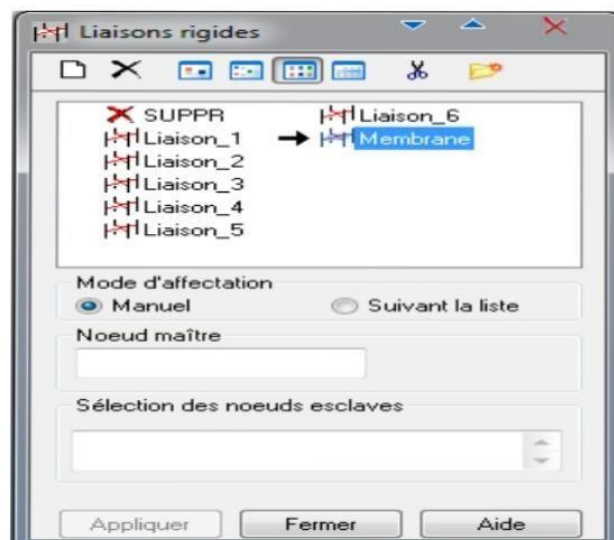


V-II-5 . Pour les balcons et les voiles :

la même chose avec les modifications d'épaisseur, en plus pour les voiles on choisit le ferrailage en voile.

V-II-6 . Définition des liaisons rigides :

On va au menu **définition de la structure**  on clique l'icône **liaisons rigides**  la boîte de dialogue suivante apparaîtra :

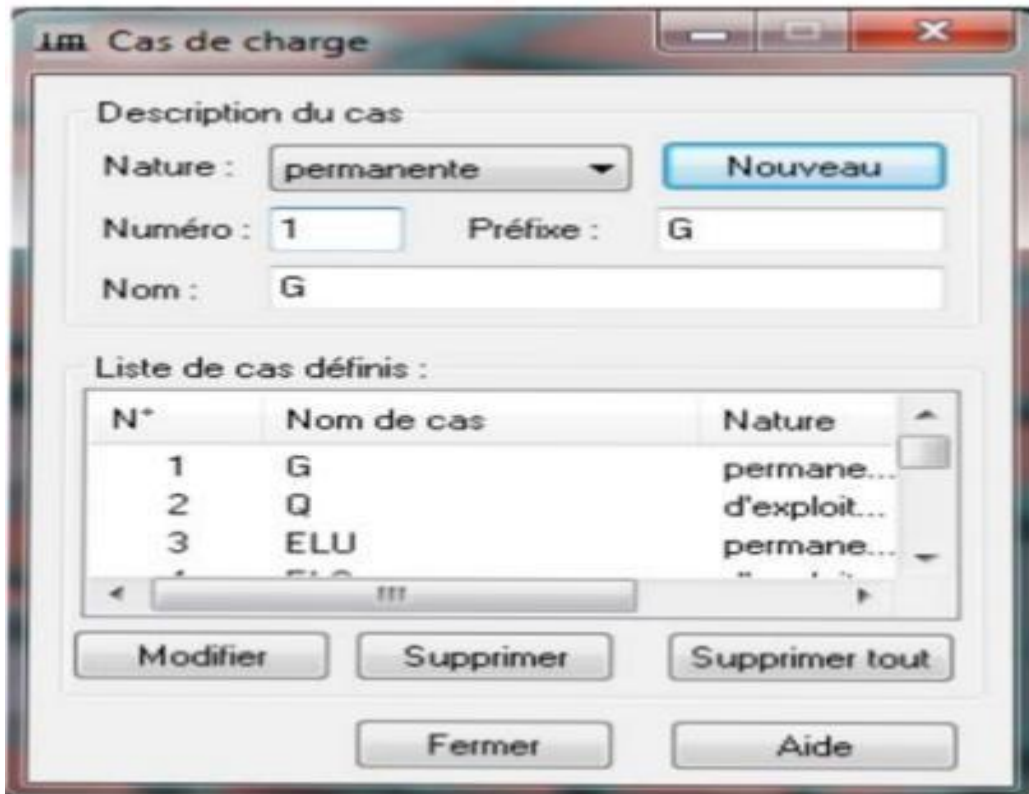


Etude bâtiment R+5

On clique sur l'icône définir une nouvelle liaison rigide et on bloque toutes les translations et les rotations après on choisit dans chaque étage le nœud maître et les nœuds esclaves.

V-II-VII-Définition de charge :

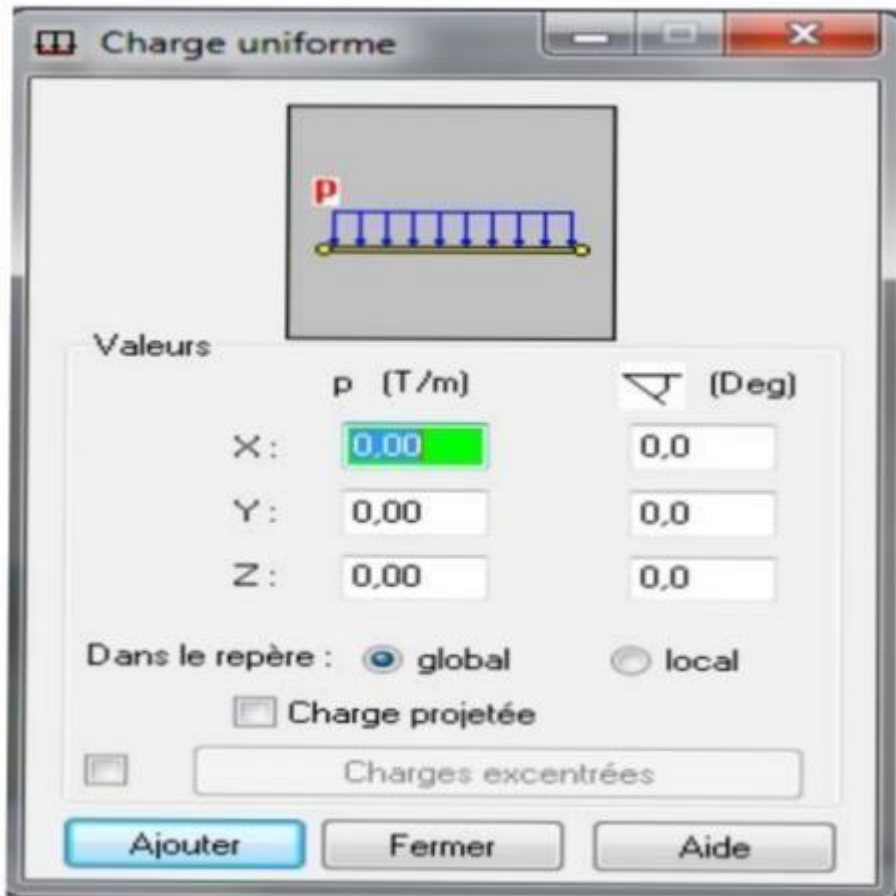
On clique sur l'icône cas de charge pour définir la nature



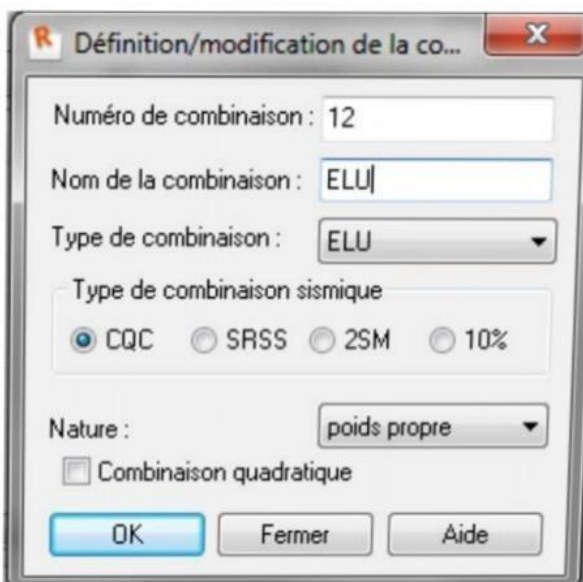
La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir sélectionné le nom et nature de charge on clique sur le bouton nouveau pour ajouter le cas de charge.

V-II-VIII-Saisir la valeur de la charge : Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont sur notre structure, on clique Sur l'icône et la boîte de dialogue suivante va apparaître :

Etude bâtiment R+5



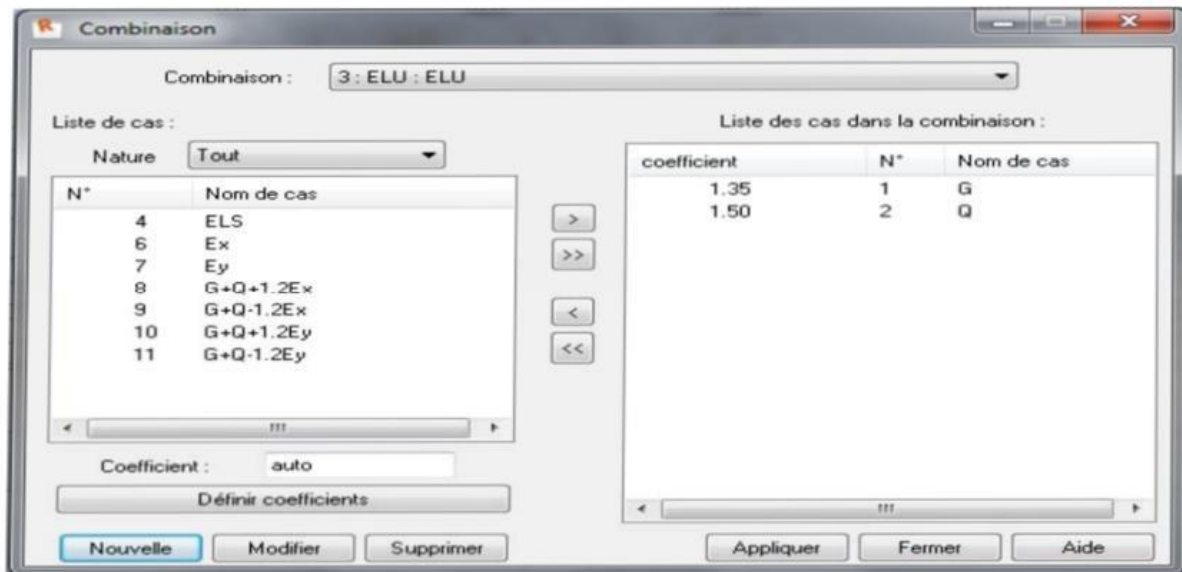
On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge



A présent on passe aux combinaisons de charges possibles on allant dans le menu Charges/combinaisons manuelles une fenêtre (1) apparaîtra pour déclarer le nom de

Etude bâtiment R+5

combinaison et le type de cette dernière, puis on clique sur le bouton ok pour afficher la fenêtre (2).



Fenêtre (2)

V-II-IX-Les conditions aux limites :

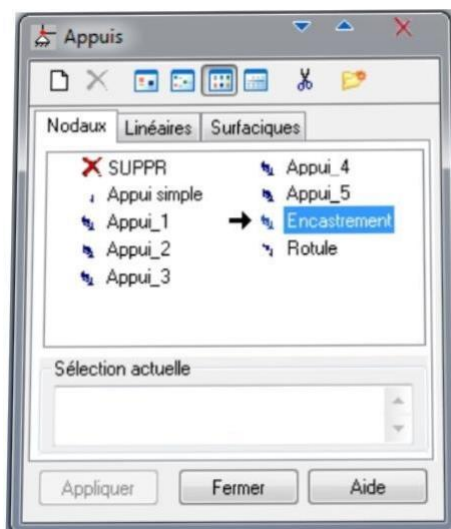
Pour définir les appuis de notre structure on clique sur l'icône dans le menu vertical.

On sélectionne le type d'appuis (nœud, linéaire, surfacique) dans notre cas on choisit :

Nodaux => Encastrement pour les poteaux, et Linéaires => encastrement pour les voiles

On sélectionne le type d'appuis (nœud, linéaire, surfacique) dans notre cas on choisit :

Nodaux => Encastrement pour les poteaux, et Linéaires => encastrement pour les voiles.



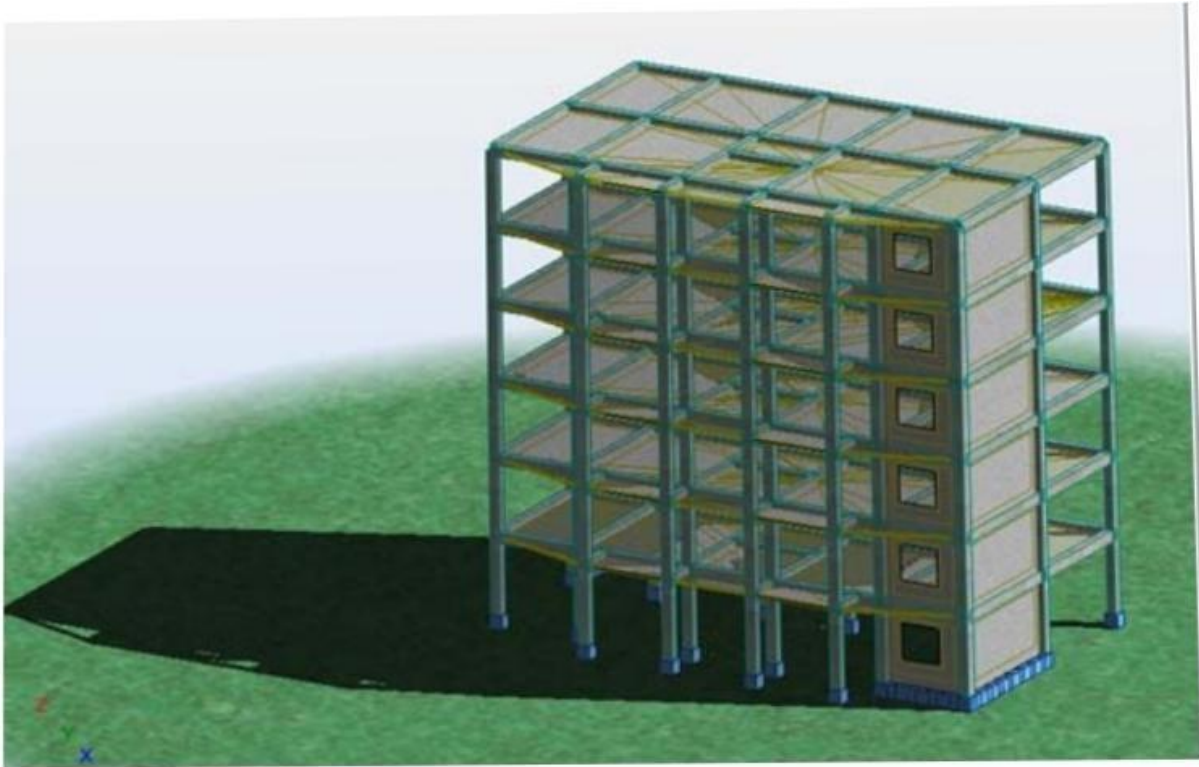


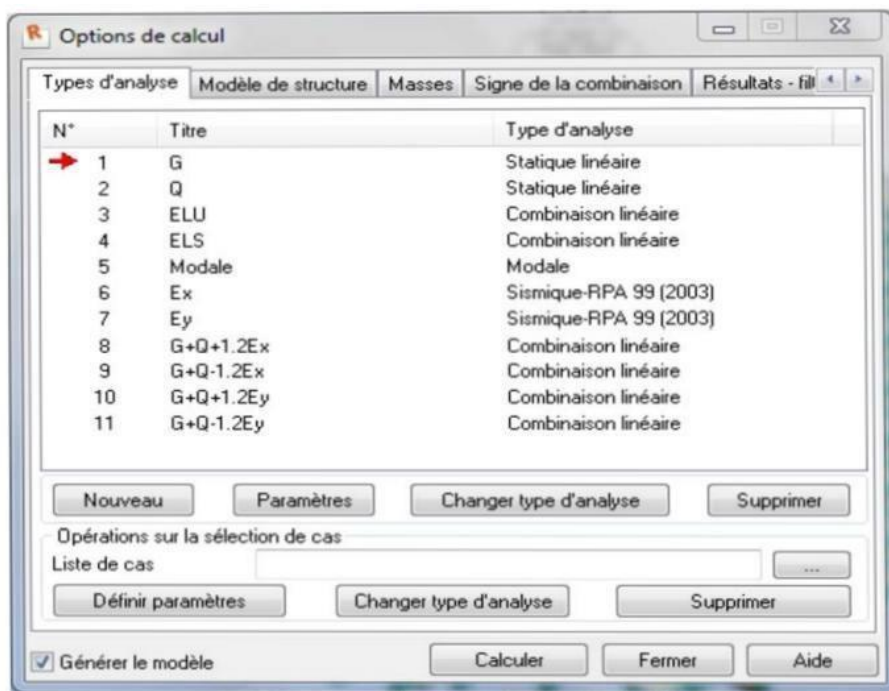
Figure de la structure modélisée

V-II-X-Type d'analyse :

Après la modélisation on définit le type d'analyse qui concerne deux types :

(L'analyse modale et l'analyse sismique).

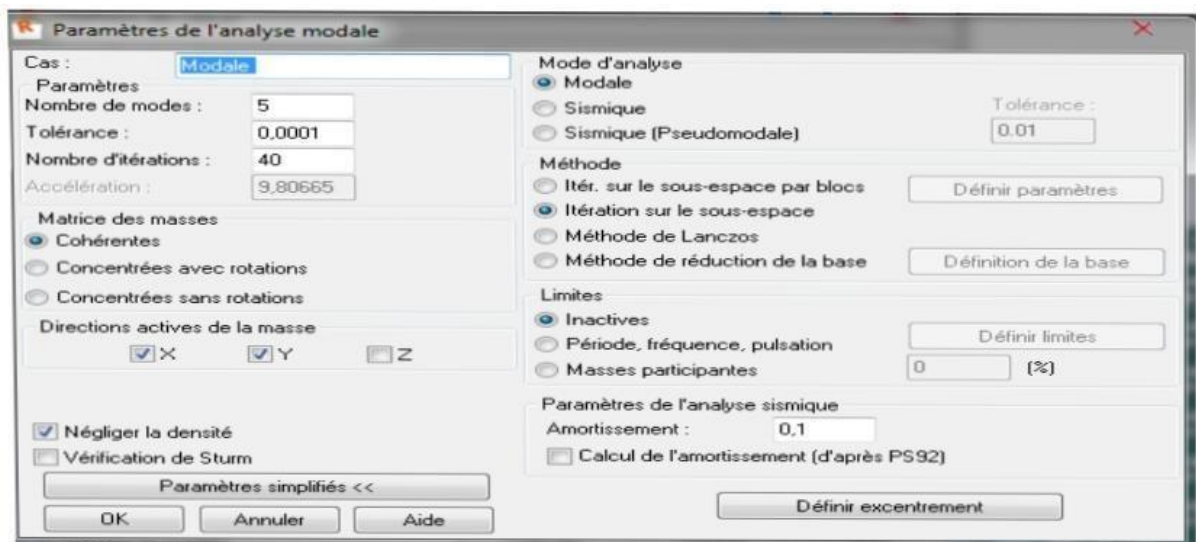
Etude bâtiment R+5



On clique sur le bouton analyse dans le menu pour définir le type d'analyse

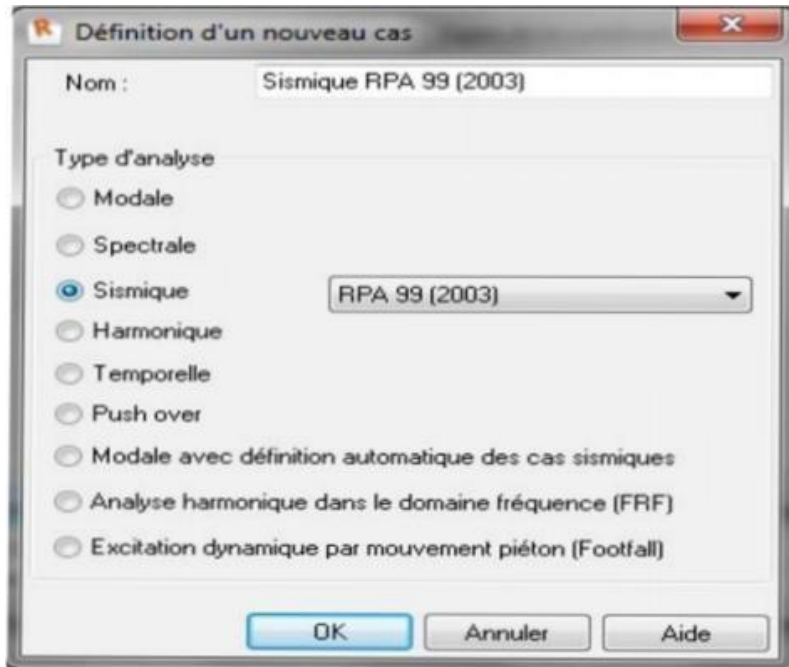
On clique sur Nouveau pour choisir le type d'analyse (modale)

On va saisir le nombre modes de notre structure 5 modes et la matrice des masses (cohérente), et l'amortissement 0,10 et on clique sur ok



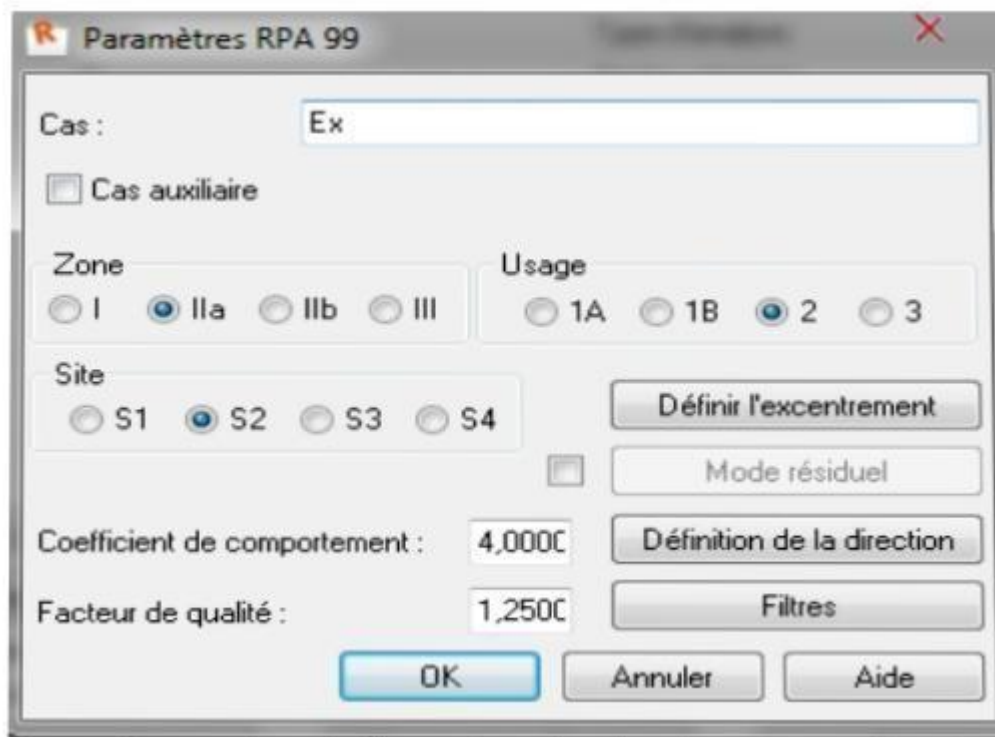
Etude bâtiment R+5

On procède exactement de la même façon pour faire l'analyse sismique, on clique sur nouveau et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur OK



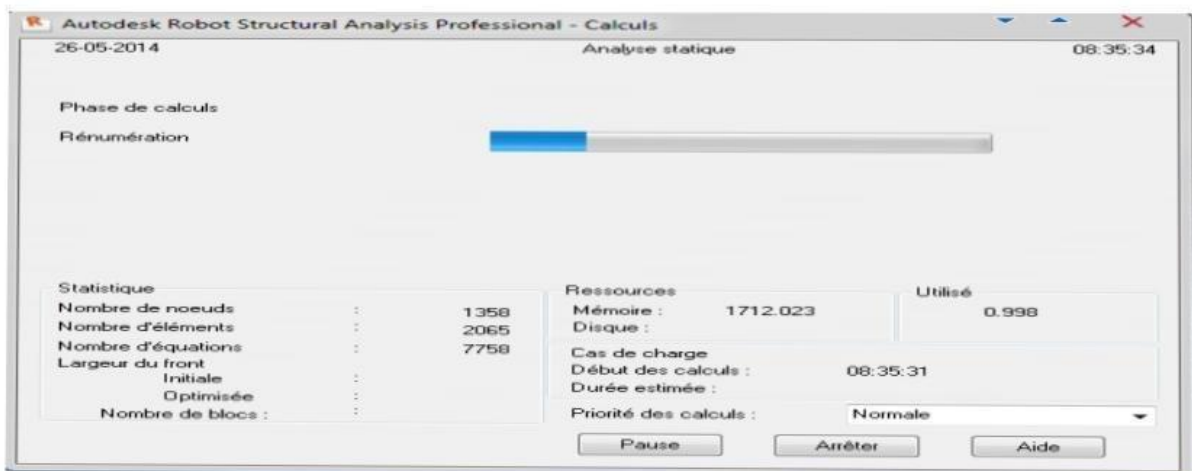
On saisit la zone, l'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité

Etude bâtiment R+5

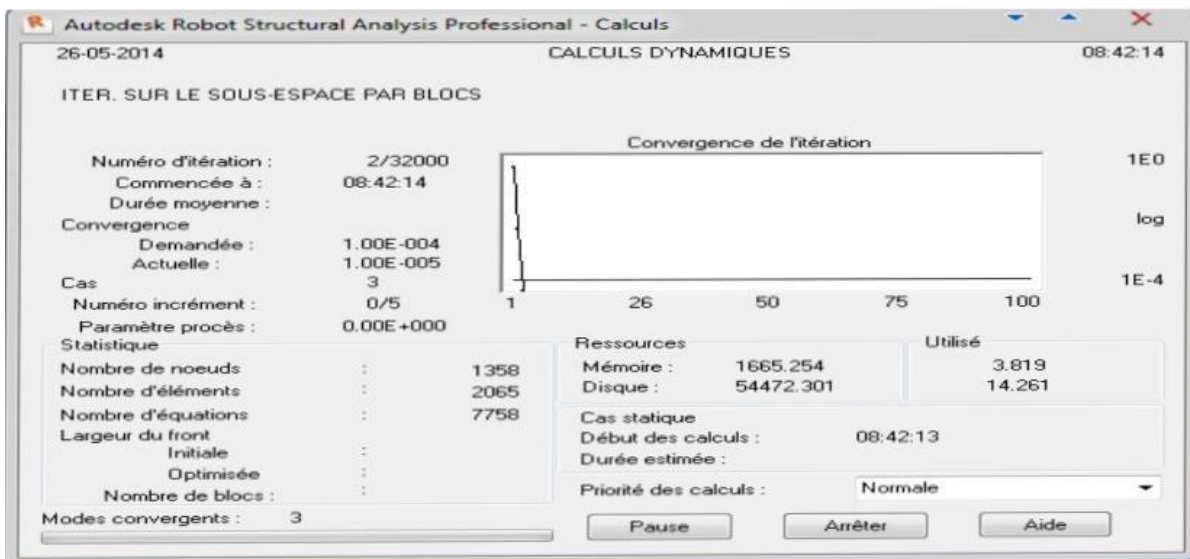
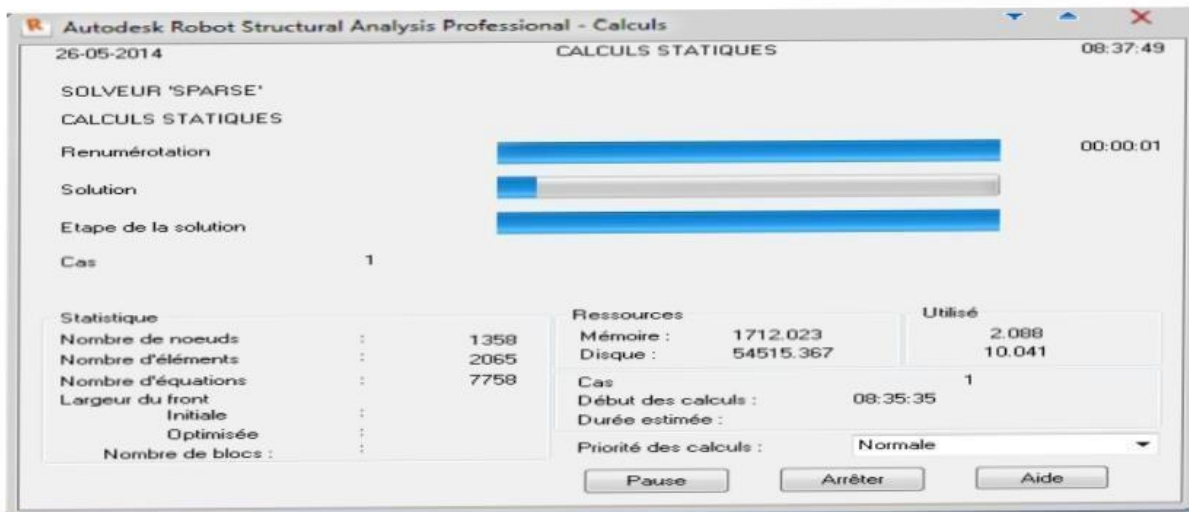


V-II-XI-Le lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse on cliquant sur le bouton calculer dans le menu.



Etude bâtiment R+5



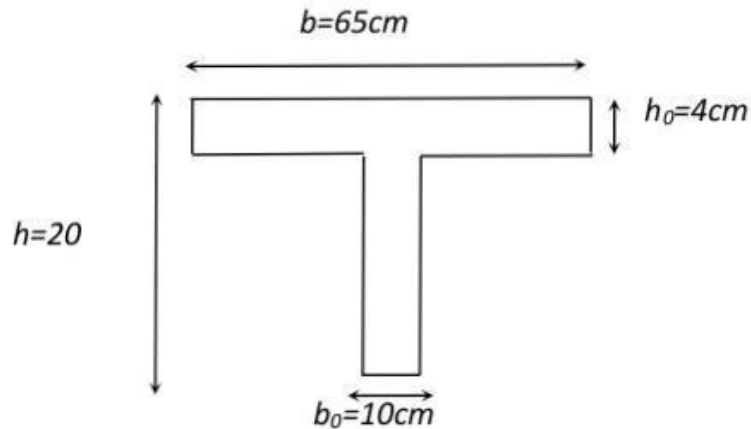
CHAPITRE VI

Etude du plancher

VI-Introduction :

Le pré dimensionnement et l'orientation des poutrelles ont été conditionnées par les dimensions en plan des travées ; les dimensions déterminées en conséquence sont les suivantes :

$H_0 = 4 \text{ cm}$; $bf = 65 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$; $b = 10 \text{ cm}$.



On appliqué la méthode de Caquot, cette méthode est applicable initialement pour les poutres non solidaires des poteaux. Elle a été étendue par la suite aux poutres solidaires des poteaux, elle est basée sur la théorie générale des poutres continues, elle peut être appliquée en tenant compte ou non de la solidarité entre poutres et poteaux. On prend le cas le plus sollicité des planchers .

$$Q_g = G \cdot 0.65 = 633 \cdot 0.65 \Rightarrow Q_g = 412 \text{ kg/m}$$

$$Q_q = Q \cdot 0.65 = 100 \cdot 0.65 \Rightarrow Q_q = 65 \text{ kg/m}$$

On fait entrée les valeurs Q_g et Q_q dans logiciel (Robot) pour déterminer les moments en travée et en appuis.

VI-I-I-Ferraillage des poutrelles :

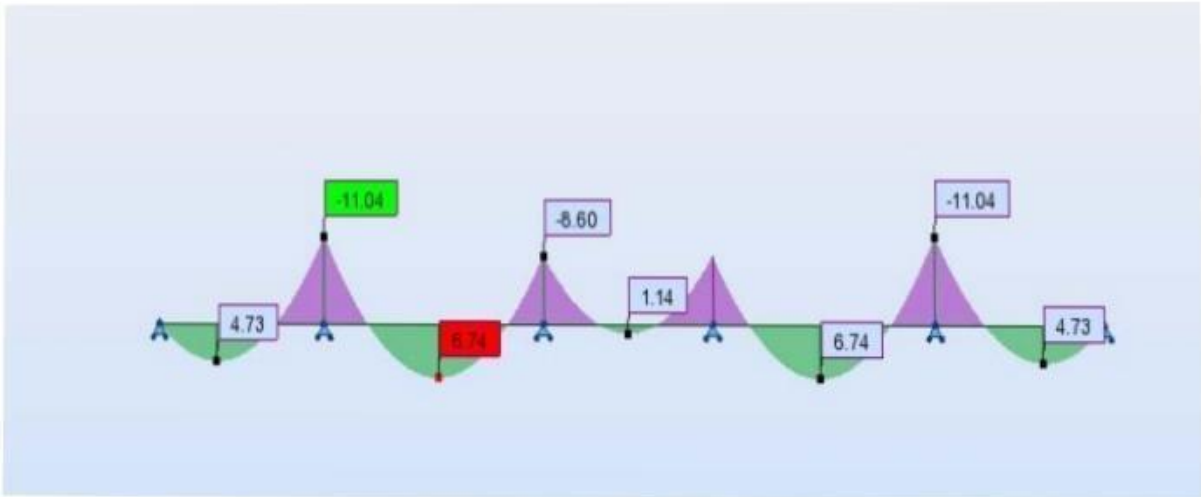
L'ELU : Pour le ferraillage en considère :

En travée : $M_{\max} = M_t = 0.674\text{t.m.}$;

En appuis : $M_a = 1.104\text{t.m.}$ On a $c = 2 \text{ cm}$;

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 142\text{kg/cm}^2$; $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Etude bâtiment R+5



*En travée : $M_{tmax} = 0.674t.m$

VI-1-1 .Le moment M_{Tb} de la table :

$$M_{Tb} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$T_b = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$T_b = 2.58t.m. > M_{tmax} = 0.674t.m$$

D'où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire (0.65x0.20) $M = M_{tmax} / b d^2 \cdot f_{bc} = 0.674 \times 10^2 / 65 \times 18^2 \times 142$

$$= 0.023 < \mu = 0.392 \dots \dots \text{ok} (A_{s'} = 0).$$

$$A = 1.25 \left(1 - (1 - 2 \mu)^{1/2} \right) \Rightarrow = 0,029. \quad .Z = d(1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow Z = 17.79cm.$$

$$A_s = M_t / Z \cdot \delta_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2HA12=2.26cm²

VI-I-II-Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23bd f_{bc}/f_e < A_s$

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times 1.8 / 400 = 1.21 \text{ cm}^2 < A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

* En appuis : $M_a \text{ max} = 1.104t.m$

Etude bâtiment R+5

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses des calculs (BAEL)

Le béton tendu est négligé. La nervure est totalement comprimée donc on considère une section

Rectangulaire de dimension $(0.10 \times 0.20) \text{m}^2$.

$M = M_a \max / b d^2 f_{bc} = 1.104 \times 10^2 / 10 \times 18^2 \times 142 = 0.24 < \mu = 0.392 \dots \text{ok} (A_s' = 0)$.

$A = 1.25(1 - (1 - 2\mu)^{1/2}) \Rightarrow = 0.35$. $Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 15.50 \text{cm}$.

$A_s = M_t / Z \cdot \delta_s = 2.05 \text{ cm}^2$

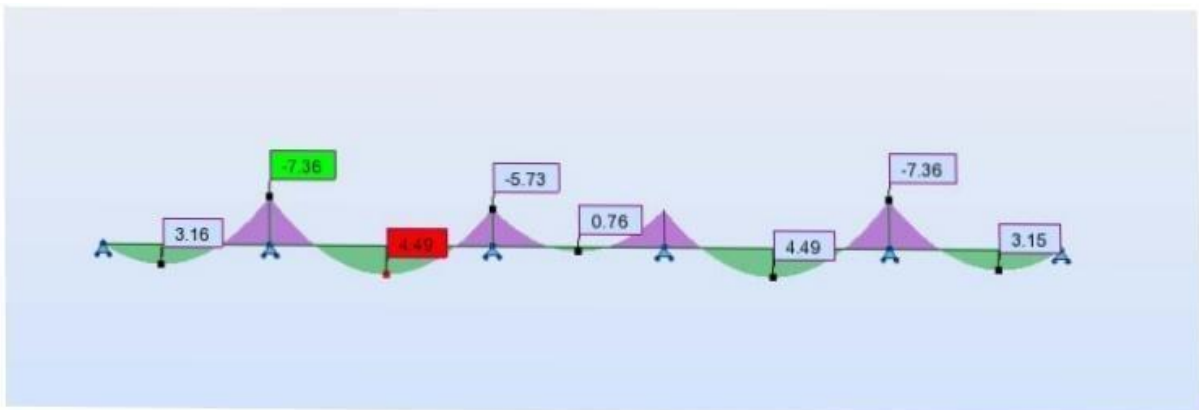
On adopte : 2HA12 = 2.26

VI-I-III-Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0.23 b d f_{bc} / f_e < A_s$

$A_{\min} = 0.23 \times 10 \times 18 \times 1.8 / 400 = 0.19 \text{cm}^2 < A_s = 2.26 \text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$

VI-II-VERIFICATION A L'ELS :

*En travée : $M_t \max \text{ ser} = 0.449 \text{t.m}$



VI-II-I-Position de l'axe neutre : L'axe neutre tombe dans la table

$$Bx^2/2 + 15 As'(x-c') - 15 As(d-x) = 0 \text{ avec : } (As' = 0).$$

$$Bx^2/2 - 15 As(d-x) = 0$$

$$65/2x^2 - 15x \cdot 2.26(18 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\Delta = 80475.21 ; \sqrt{\Delta} = 283.68 \text{ d'où } x = 3.84 \text{ cm}$$

VI-II-II-Le moment d'inertie : $I = bh^3/12 + 15$

$$As(d-x)^2 = 65h^3 + .84h^3 + 15x \cdot 2.26 (18 - 3.84)^2 \quad I = 8024 \text{ cm}^4 \quad \text{VI-II-III-Calcul}$$

et vérification des contraintes :

Condition dans le béton :

$$B = M_t \text{ ser } x/I \quad b = 0.60 f_c 28$$

$$B = 0.449 \times 10 \times x \cdot 3.84 / 8024 = 21.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = 21.49 \text{ kg/cm}^2 \leq b = 0.60 \times 25 = 15 < 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Condition dans les aciers :

$$S = 15 M_t \text{ max ser } (d-x) / I \leq s = [2/3 f_e , \text{ max } (0.5 f_e , (110 f_t j))]$$

$$S = 15 \times 0.449 \times 10 (18 - 3.84) / 8024 = 1188.53 \text{ kg/cm}^2 < 2000 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $M_a \text{ max ser} = 0.736 \text{ t.m}$

VI-II-IV-Position de l'axe neutre :

L'axe neutre tombe dans la table

$$Bx^2/2 + 15 As'(x-c') - 15 As(d-x) = 0 \text{ avec : } (As' = 0).$$

$$Bx^2/2 - 15 As(d-x) = 0$$

Etude bâtiment R+5

$$10/2x^2 - 15x + 2.26(18 - x) = 0$$

$$5x^2 + 33.9x - 610.2 = 0$$

$$\Delta = 13353.21 ; \sqrt{\Delta} = 115.56 \text{ d'où } x = 8.17 \text{ cm}$$

VI-II-V-Le moment d'inertie :

$$I = bh^3/12 + 15 A_s(d-x)^2 = 10 \times 8.17^3 + 15 \times 2.26 (18 - 8.17)^2$$

$$I = 5093.51 \text{ cm}^4$$

VI-II-VI-Calcul et vérification des contraintes : Condition dans le béton :

$$B = M_t \text{ ser } x/I \leq 0.60 f_{c28}$$

$$B = 0.736 \times 10 \times 8.17 / 5093.51 = 118.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = 118.05 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.60 \times 25 = 15 = 150 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

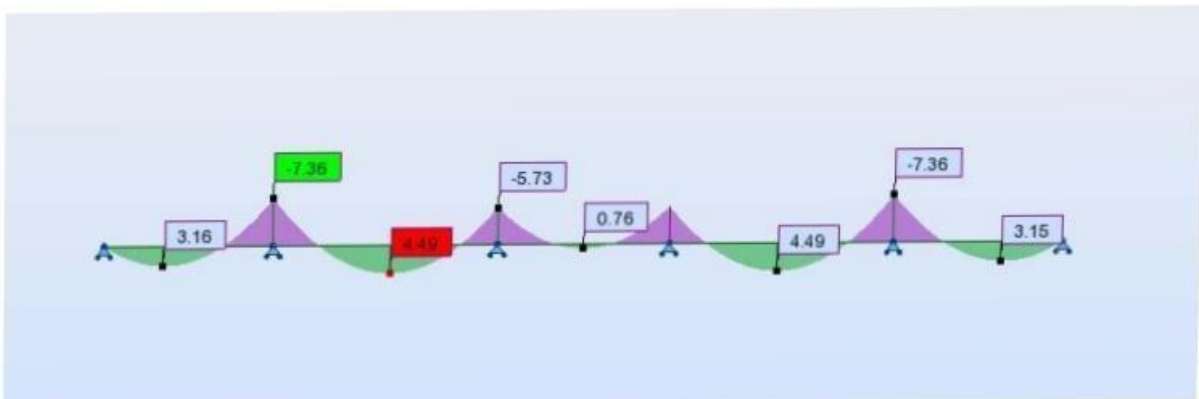
Condition dans les aciers :

$$S = 15 M_t \text{ max ser } (d-x)/I \leq s = [2/3 f_e , \text{ max } (0.5 f_e , (110 f_{tj})]$$

$$S = 15 \times 0.736 \times 10 \times (18 - 8.17) / 5093.51 = 2130.61 \text{ kg/cm}^2 \leq 2200$$

$$\text{kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition}$$

vérifiée



Etude bâtiment R+5

$$T_u \text{ max} = 1.595t$$

$$T_u = T_u \text{ max} / b_0 d = 1.595 \times 10^8 / 10 \times 18$$

$$U = 8.86 \text{ kg/cm}^2 = 0.886 \text{ MPa}$$

La fissuration préjudiciable $\tau_{\text{lim}} = (0.2 f_{ct} / 1.5 ; 5 \text{ MPa})$

$\tau_{\text{lim}} = (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$. D'où $\tau_{\text{lim}} = 3.33 \text{ MPa}$condition vérifiée

$$U = 0.886 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3.33 \text{ MPa} \dots$$

Diamètre :

$$Q_t = \min (h/35 ; Q_t ; b_0/10) = \min (20/35 ; 10 ; 10/10)$$

$$Q_t = \min (0.57 ; 10 ; 1) = 0.57 \text{ mm}$$

Donc on Adopte : $A_t = 2\text{HA}8$ « 1 cadre et 1 épingle ».

Espacement :

$$S_t = 0.8 \times A_t \times f_e / u \times b_0 = 0.8 \times 0.57 \times 400 / 10 \times 6.2$$

$$S_t = 2.94 \text{ cm} \text{ Selon BAEL99 :}$$

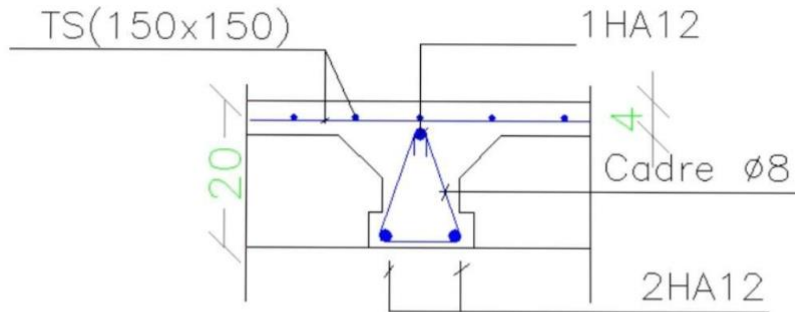
$$S_t \text{ min } (0.9d, 40 \text{ cm}) = \min (16.2 ; 40 \text{ cm}) .$$

On adopte $S_t = 16 \text{ cm}$.

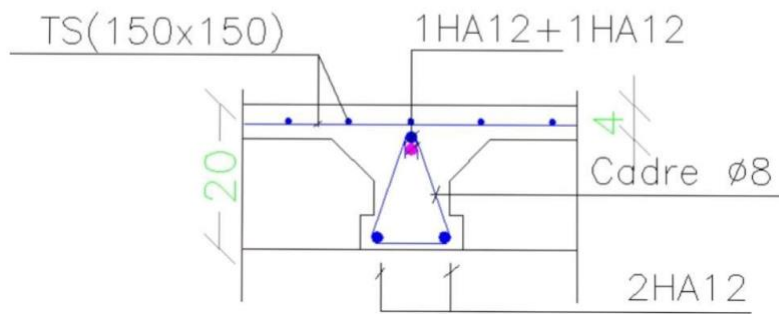
FERRAILLAGES DES NERVURES :

Etude bâtiment R+5

Ferraillage en travée



Ferraillage en appuis



CHAPITRE VII

Etude sismique

VII-I-Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la Période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

VII-II-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VII-III-Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

1. 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.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et 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.

VII-IV-Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

VII-V-Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à AIN TEMOUCHENT (Zone IIb), Il sera classé au groupe d'usage 2.

VII-VI-Classification du site :

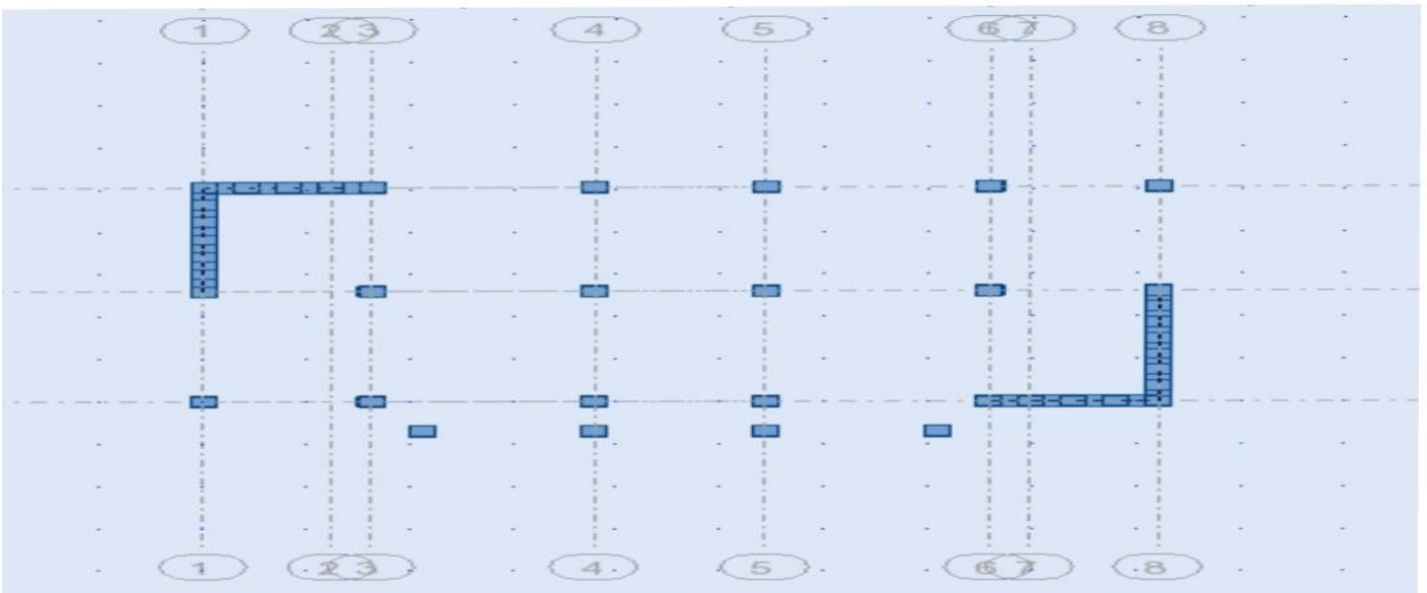
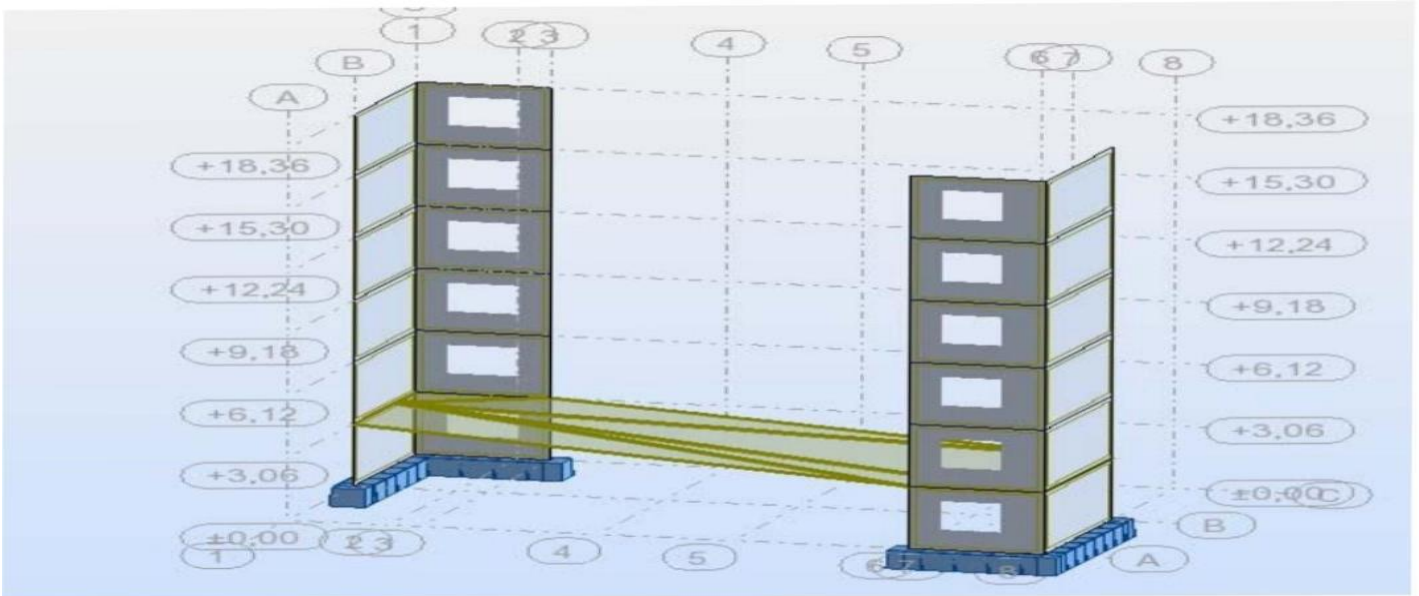
D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Notre structure se situe dans un site ferme (S2)

VII-VII-Système de contreventement :

Etude bâtiment R+5



Notre structure est contreventée par 4 voiles comme le présente la figure suivante :

VII-VIII-Méthode dynamique modale spectrale :

Principe :

Le principe de cette méthode consiste à rechercher 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.

$$D = \begin{cases} 2.5A(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) (\frac{Q}{R})^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta (1.25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} (Q/R) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

H : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids de la structure. T1 , T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement $f_j = 72\xi \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version 2003)

Dans notre cas $\xi = 10\%$

VII-IX-Résultat dynamique :

NOTE DE CALCULS / LISTE DE CAS DE CHARGE :

RESULTAS DU ROBOT 2014

ROBOT 2014

Date : 14/04/21

Propriétés du projet : BATIMENT R+5

Nom du fichier : BATIMENT R+5

Emplacement : G :

Créé : 14/04/21 01 :11

Etude bâtiment R+5

Modifié : 14/04/21 01 :09

Taille : 233198592

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure :

$X = 9.200$ (m)

$Y = 6.12$ (m)

$Z = 9.180$ (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure :

$X = 9.185$ (m)

$Y = 6.128$ (m)

$Z = 12.24$ (m)

Moments d'inertie centraux de la structure :

$I_x = 27811514.922$ (kg*m²)

$I_y = 45648527.240$ (kg*m²)

$I_z = 35499027.751$ (kg*m²)

Masse = 665479.682 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

$X = 9.185$ (m)

$Y = 6.12$ (m)

$Z = 12.24$ (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

$I_x = 27811514.922 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_y = 45648527.240 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

$I_z = 35499027.751 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 665479.682 (kg)

Description de la structure

Nombre de nœuds : 2604

Nombre de barres : 309

Éléments finis linéiques : 1198

Éléments finis surfaciques : 2353

Éléments finis volumiques : 0

Liaisons rigides : 155

Relâchements : 0

Relâchements unilatéraux : 0

Relâchements non-linéaires : 0

Compatibilités : 0

Compatibilités élastiques : 0

Compatibilités non-linéaires : 0

Appuis : 39

Appuis élastiques : 0

Appuis unilatéraux : 0

Appuis non-linéaires : 0

Rotules non-linéaires : 0

Cas : 18

Combinaisons : 13

Etude bâtiment R+5

Résumé de l'analyse

Méthode de solution – SPARSE M

Nbre de degrés de liberté stat. : 15390

Largeur de la bande avant/après optimisation : 0 / 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.. : 5

Durée max itér. Sur sous-espace : 19

Durée max solution prb. Nonlin. : 0

Durée totale : 46

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé : 75125520

Espace pour fichier TMP solveur : 0

Espace pour itérat. s/sous-esp. : 4186352

Mémoire : 8193352

Elém. Diagon. De la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition : 6.527226^e+005 1.570104^e+017

Précision : 3

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G

Type d'analyse : Statique linéaire

Energie potentielle : 9.76347^e+000 (kN*m)

Précision : 9.87372^e-007

Cas 2 : Q

Type d'analyse : Statique linéaire

Etude bâtiment R+5

Energie potentielle : 2.39548×10^{-001} (kN*m)

Précision : 1.58767×10^{-006}

Cas 3 : ELU

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 4 : ELS

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 5 : Modale

Type d'analyse : Modale

Données : 1

Méthode : Itération sur le sous-espace

Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations

Nombre de modes : 18

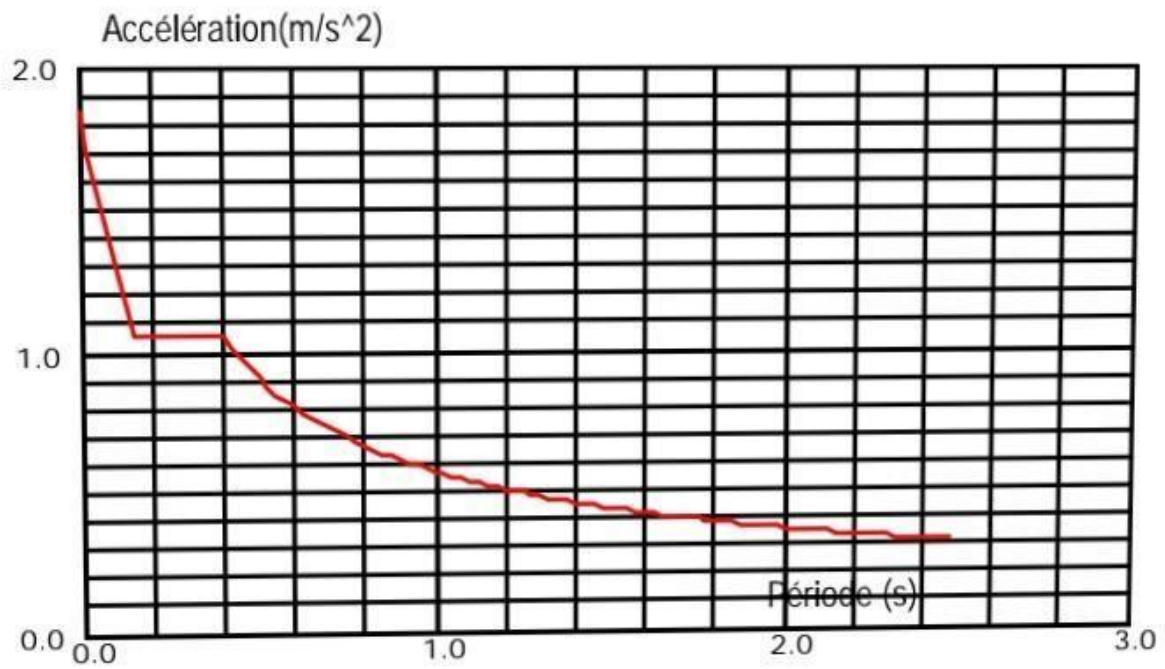
Nombre d'itérations : 40

Tolérance : 1.00000×10^{-004}

Amortissement : 0.100

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000



Cas 6 : Ex

Type d'analyse : Sismique – RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation :

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

Données :

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S2

Coefficient de qualité : 1.200

Coefficient de comportement : 4.000

Amortissement : $\alpha = 10.00\%$

Etude bâtiment R+5

Paramètres du spectre :

Correction de l'amortissement : $= [7/(2+)]^{0,5} = 0.764$

$A = 0.150$

$T1 = 0.150$ $T2 = 0.400$

Cas 7 : Ey

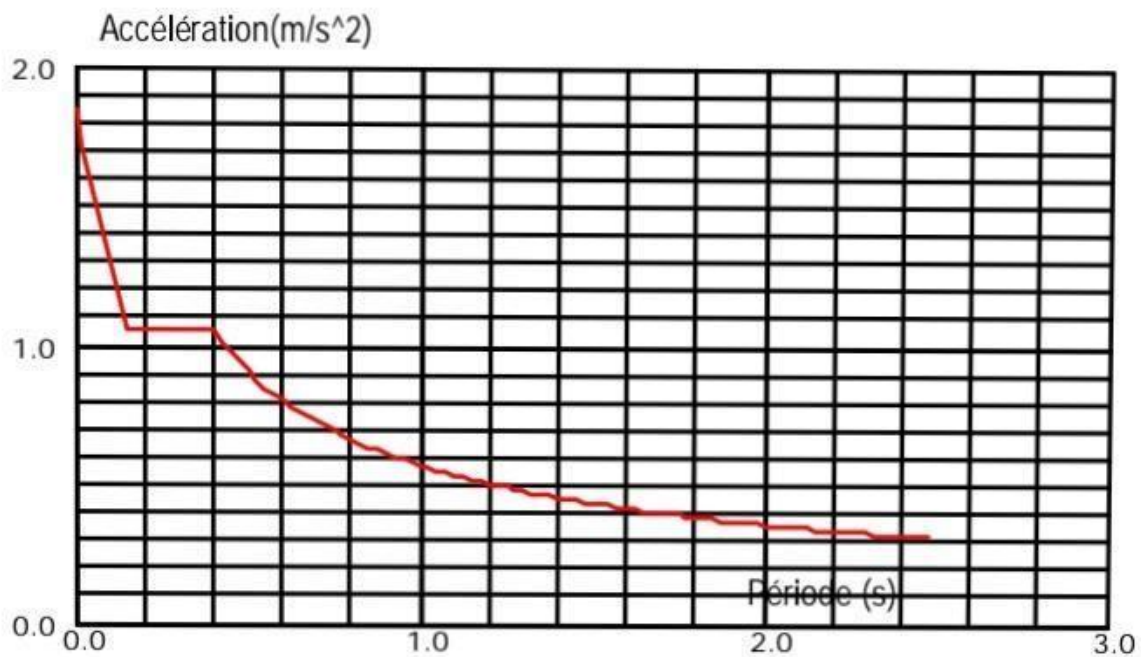
Type d'analyse : Sismique – RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation :

$X = 0.000$

$Y = 1.000$

$Z = 0.000$



Données :

Zone : IIa

Usage : 2

Etude bâtiment R+5

Assise : S2

Coefficient de qualité : 1.200

Coefficient de comportement : 4.000

Amortissement : $x = 10.00 \%$

Paramètres du spectre :

Correction de l'amortissement : $= [7/(2)]^{0,5} = 0.764$

$A = 0.150$

$T1 = 0.150$ $T2 = 0.400$

Cas 8 : G+Q+Ex .

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q-Ex

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q+Ey

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Q-Ey

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 13 : G+Q+1.2Ex

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 14 : G+Q-1.2Ex

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 15 : G+Q+1.2Ey

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 16 : G+Q-1.2Ey

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 17 : 0.8G+Ex

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 18 : 0.8G-Ex

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 19 : 0.8G+Ey

Type d'analyse : Combinaison linéaire

VII-X-Coefficient de comportement R :

RPA (99 ver 03) Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R Portiques

contreventés par des voiles =>R= 4

VII-XI-Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du Bâtiment.

RPA (99 ver 03) Tableau 4.1. : Coefficient d'accélération de zone A.

Dans notre cas A=0.15

VII-XII-Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non. Donc Q=1.25

RPA (99 ver 03) Tableau 4.4. : valeurs des pénalités Pq

3. Régularité en plan
4. Contrôle de la qualité des matériaux
5. Contrôle de la qualité de l'exécution

VII-XIII-Coefficient de Correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

VII-IVX-Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort

Tranchant maximum à la base de la structure,

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R}$$

RPA99/version 2003 (art 4,2,3)

Nous avons un contreventement mixte voiles –portiques, donc on prendra : $e=10\%$ d'où $h = 0,764 > 0,7$.

VII-XV-Estimation empirique de la période fondamentale :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de

Formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \left\{ C_T h_N^{3/4} \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et Donné par le tableau 4.6. $h_N = 18.36$ m.

$C_T = 0.050$

$T = 0.05 (18.36)^{3/4} \times 1.35 \Rightarrow T = 0,59s$

VII-XVI-facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T)

Etude bâtiment R+5

Dans notre cas : $D = 2,5 \cdot h(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 (0.4/0.59) \Rightarrow D = 1,29$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

W : poids total de la structure (RPA99-2003)

D'après le robot : W=2096,17t

$V = A \times D \times Q \times W/R = (0,15 \times 1,29 \times 1,25 \times 2096,17)/4 \Rightarrow V = 126,75 \text{ t}$

VII-XVII-vérification des forces sismiques : Cas

6 : Ex = 122,76 t

On compare la valeur de EX par rapport a la valeur de force sismique :

Cas	6 - Ex					
Mode CQC						
Somme totale	1234,72	604,59	8929,83	196,44	671,19	2,77
Somme réactions	1227,66	559,65	1,80	7509,57	15397,36	8844,31
Somme efforts	1227,66	559,65	1,86	7509,62	15397,45	8844,30
Vérification	2455,32	1119,30	3,66	15019,19	30794,81	17688,61
Précision	5,73506e-003	1,34001e-003				

EX= 122,766tf

V=126,75tf

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales

Etude bâtiment R+5

Ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

$V_t/V > 0.80 \Rightarrow E_x/V > 0.80 \Rightarrow 122,76/126,75 = 0,968 > 0.8 \dots\dots\dots$ vérifié

Cas	7 - Ey					
Mode CQC						
Somme totale	601,07	1546,89	8787,16	309,59	280,32	2,53
Somme réactions	559,66	1535,87	4,64	19533,39	7167,73	11591,90
Somme efforts	559,65	1535,88	4,71	19533,42	7167,73	11591,64
Vérification	1119,31	3071,75	9,35	39066,81	14335,46	23183,54
Précision	5,73506e-003	1,34001e-003				

Cas 7 : Ey = 153,587 t

$E_y/V = 153,587/126,75 = 1,21 > 0.8 \dots\dots\dots$ Vérifié

VII-XVIII-Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) : 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 de l'excitation doit

Etre tel que :

la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

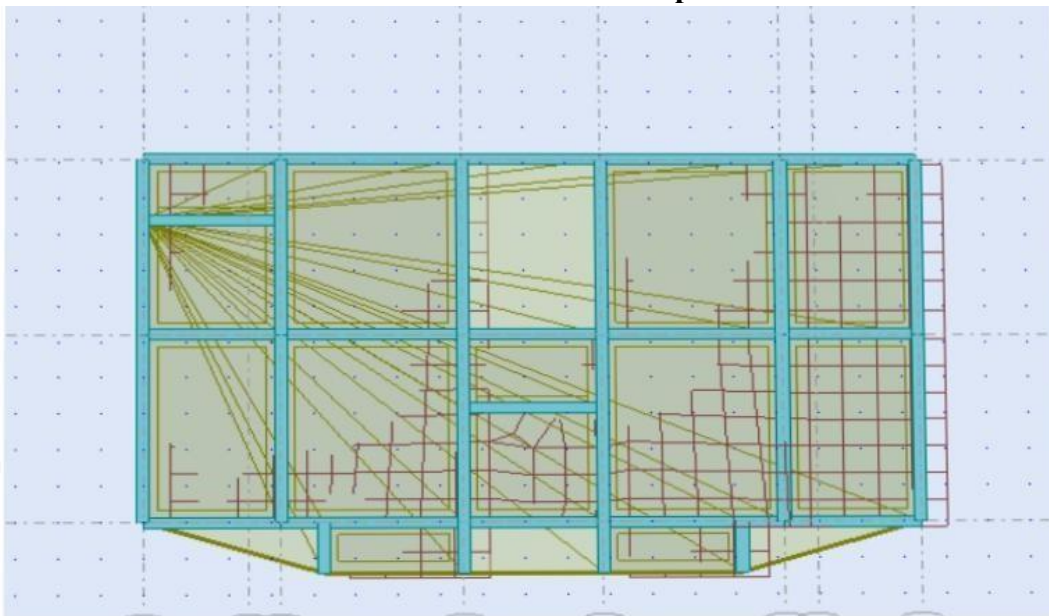
Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Etude bâtiment R+5

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [kg]	Tot.mas UY [kg]	Tot.mas UZ [kg]
5/ 1	1,64	0,61	67,46	6,55	0,00	67,46	6,55	0,00	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 2	2,58	0,39	75,04	70,49	0,00	7,58	63,94	0,00	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 3	3,83	0,26	75,16	71,16	0,00	0,12	0,67	0,00	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 4	5,95	0,17	91,44	72,19	0,00	16,28	1,03	0,00	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 5	9,96	0,10	92,59	90,70	0,00	1,14	18,51	0,00	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 6	11,57	0,09	96,60	91,70	0,00	4,01	1,00	0,00	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 7	14,34	0,07	96,60	91,82	0,01	0,00	0,13	0,00	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 8	16,44	0,06	98,41	91,82	0,02	1,82	0,00	0,02	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 9	17,12	0,06	98,41	91,82	40,04	0,00	0,00	40,01	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 10	18,14	0,06	98,42	91,83	40,18	0,00	0,00	0,15	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 11	19,63	0,05	98,43	96,68	40,19	0,01	4,86	0,00	2072284,19	2072284,19	674964,88
5/ 12	19,84	0,05	98,43	96,70	42,16	0,01	0,02	1,98	2072284,19	2072284,19	674964,88

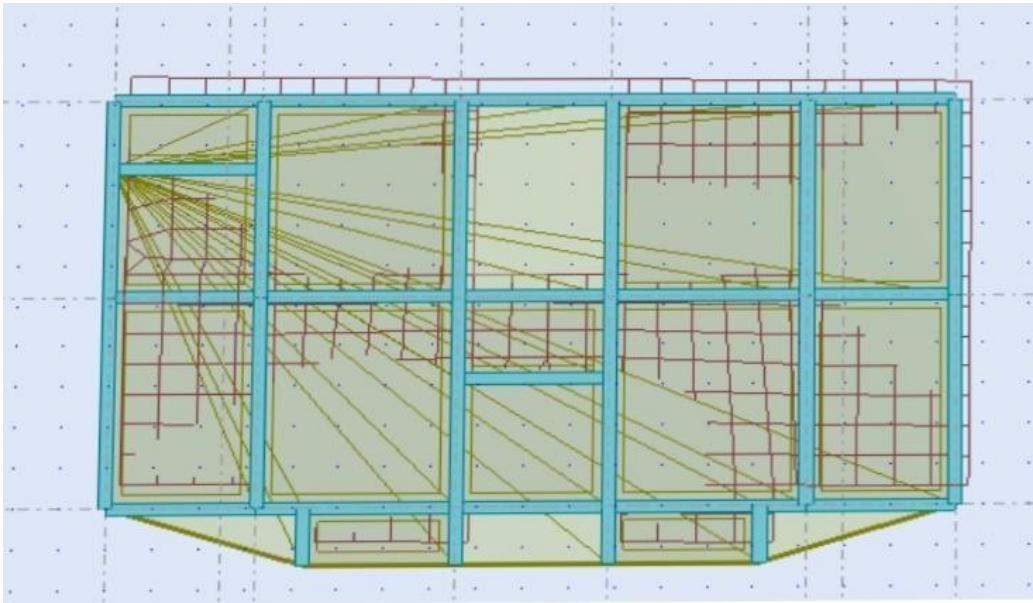
VII- XIX-Vérification de la période :

Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe X sa période est de 0.61 s

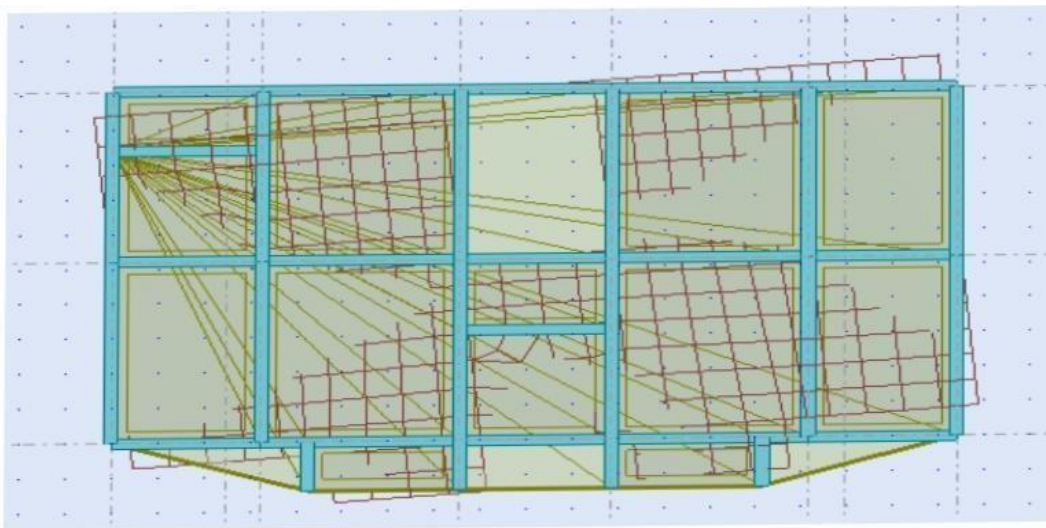


Etude bâtiment R+5

Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.39 s



Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.26 s période de la structure est de 0.59s < 0.61s..... vérifié.



CHAPITRE VIII

Etude des éléments principaux

VIII-I-Introduction :

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre Ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon la règle du calcul de béton armé (CBA93) En Respectant les prescriptions des règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003).

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la Résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

VIII-II-Ferraillage des poutres :

Etude bâtiment R+5

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limite ultime sous l'effet du Moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Les combinaisons de calcul :

- 1- $1.35 G + 1.5 Q$ selon BAEL91
- 2- $G + Q +/- E$ selon RPA2003
- 3- $0.8 G +/- E$ Selon RPA2003

Tableau des sollicitations :

Résultats des moments et efforts tranchants donnés par logiciel Autodesk ROBOT

	Situation durable		ELS		Effort tranchant
Combinaisons	1,35G+1,5Q (ELU) (t.m)		(G+Q) (t.m)		Vmax(t)
Position	Travée	Appuis	Travées	Appuis	9.75
P.P (30*45)	6.84	-12.60	5.01	-9.20	
P.S (30*40)	3.77	-5.88	2.75	-4.29	4.84

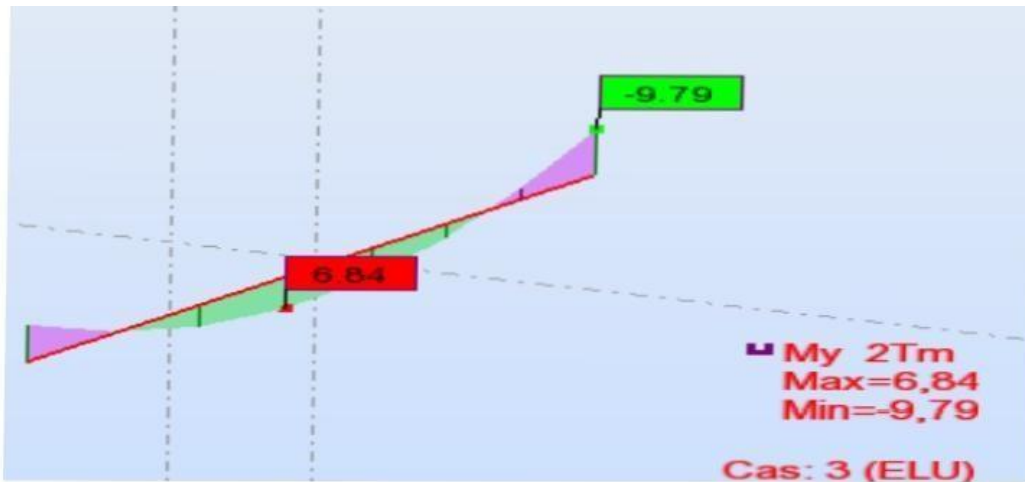
VIII-II-I-Ferrailage des poutres :

a) Poutres principales (30x45) cm² :

- travée :

$1,35G + 1,5Q$.

- E.L.U :



Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section..

$$M_{\max}^T = 6.84 \text{ t.m} \quad c = 2.5 \text{ cm} \quad d = 42.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6.84 \times 10^5}{30 \cdot (42.5)^2 \cdot 142} = 0,088$$

$$\mu \leq \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,088}}{0.8} = 0,11$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 40.63 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}^T}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6.84 \times 10^5}{40.63 \times 3480} = 4.83 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 1.32 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL (Art A.4.2.1)}$$

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

Donc on adopte : 3T14+3T12=8.01 cm²

La vérification à l'état limite service (E.L.S) :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton état Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

Etude bâtiment R+5

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée 16

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

-Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{480} = 0,0937 > 0,0625 \dots \dots \dots CV$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 42,5} = 0,0062 < 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15As(d-x)^2$$

$$\rightarrow I = 124604,62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot x}{I} = 59,78 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient

D'après BEAL 91:

La fissuration est préjudiciable \Rightarrow

$$\sigma_s = \min \{ f_e, \max (0,5 f_e, 110 f_j F_{tj}) \} ; f_j = 1,6 \text{ (HA)} \quad \sigma_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15M_s(d-X)/I \Rightarrow \sigma_s = 15 \times 5,01 \times 10^5 (42,5 - 14,87) / 124604,62 \Rightarrow$$

$$\sigma_s = 1666,38 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2000 \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Vérification de la Contrainte de Cisaillement :

BAEL91 (art A.5.1)

$$\text{Fissuration non préjudiciable : } \mu = \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 2,6 \text{ MPa}$$

Soit la poutre la plus sollicitée : $T_{\max} = 9,81 \text{ t}$

Avec : $b = 35 \text{ cm} ; d = 42,5 \text{ cm}$

$$\mu = T_{\max} / b.d = 0,66 \text{ MPa} < \mu = 2,6 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Etude bâtiment R+5

Les Armatures Transversales :

Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$A_t \leq \min (h / 35, B_l, b / 10)$$

$$\text{Min} (450 / 35, 16, 350 / 10) = 12.86 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $A_t = 8 \text{ mm} = 1.01 \text{ cm}^2$

De nuance FeE24

Espacement :

$$\square \text{ D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22) : } S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm} \square$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min } b, 30 \text{ cm})$ $S = 10 \text{ cm}$ dans la Zone nodale.

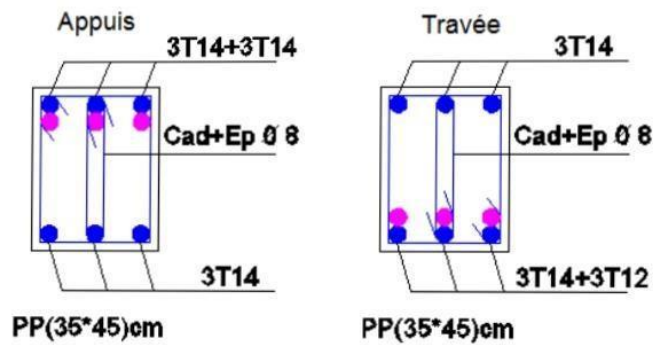
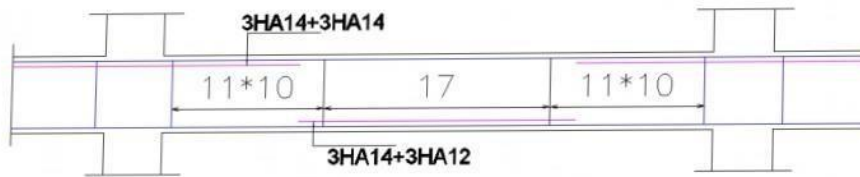
$S = h / 2 = 22,5 \text{ cm}$ $S_t = 20 \text{ cm}$ dans la Zone courante. On prend : $S_t = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

Longueur de recouvrement :

D'après le RPA99 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de $40 \varnothing$



c) Poutres Secondaire PS(30x40) cm

❖ 1,35G + 1,5Q.

$$M_{\max}^T = 6.84 \text{ t.m} \quad c = 2.5 \text{ cm} \quad d = 37.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6.84 \times 10^5}{30 \cdot (37.5)^2 \cdot 142} = 0,114$$

$$\mu \leq \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,114}}{0.8} = 0,152$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 35,22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}^T}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6.84 \times 10^5}{35,22 \times 3480} = 5,58 \text{ cm}^2$$

*le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 1.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL (Art A.4.2.1)}$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

Donc on adopte:

$$5T14 = 7.70 \text{ cm}^2 \text{ E.L.S}$$

:

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

-Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - 15As(d-x) = 0$$

$$\Rightarrow X = 13,57 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15As(d-x)^2$$

$$\rightarrow I = 90137.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot x}{I} = 41.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient

D'après BEAL 91:

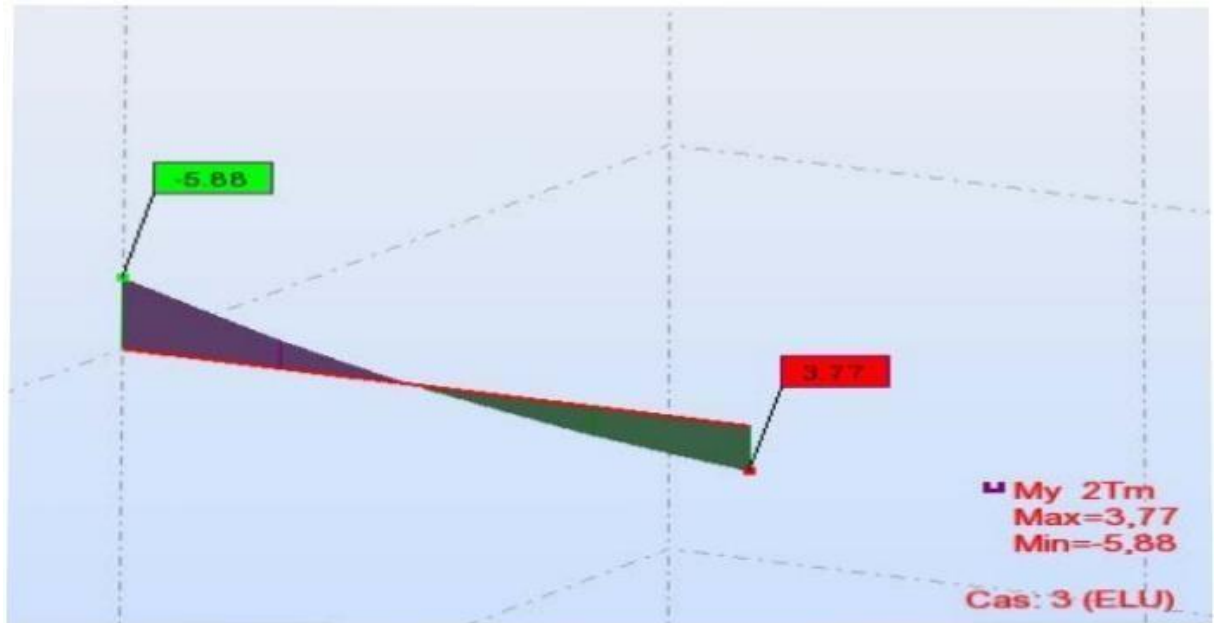
Etude bâtiment R+5

La fissuration est préjudiciable =>

$$S = \min \{ F_e, \max (0,5 F_e, 110 \eta F_{tj}) \} ; \eta = 1,6 \text{ (HA)} \quad \sigma_s = 200 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 15 M_s (d-X)/I \Rightarrow \sigma_s =$$

$$15 \times 2.75 \times 10 (37.5 - 13.57) / 90137.68$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1095.11 \text{ kg/cm}^2 < \zeta_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$



Sur appuis :

$$M_{\max}^a = 5.88 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5.88 \times 10^5}{30 \cdot (37.5)^2 \cdot 142} = 0,098$$

$$\mu \leq \mu = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,098}}{0.8} = 0,129$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 35.56 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}^T}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5.88 \times 10^5}{35.56 \times 3480} = 4.75 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 1.36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{BAEL (Art A.4.2.1)}$$

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

Donc on adopte : **5T14=7.70 cm**

La vérification à l'état limite service (E.L.S) :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton

Etude bâtiment R+5

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

-Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - 15As(d-x) = 0$$

$$\Rightarrow X = 13.57 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A(d-x)^2$$

$$\rightarrow I = 90137.68 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{Ms \cdot x}{I} = 64,58 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28} = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient

D'après BEAL 91:

La fissuration est préjudiciable =>

$$S = \min \{ f_e, \max (0,5 f_e, 110 f_t) \} ; f_t = 1,6 (HA) \sigma_s = 200 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = 15Ms(d-X)/I \Rightarrow \sigma_s =$$

$$15 \times 4.29 \times 10 (37.5 - 13.57) / 90137.68$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1708.38 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier État}$$

Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0,1 > 0,0625 \dots \dots \dots CV$$

$$2) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,7}{30 \times 37,5} = 0,00684 < 0,0105 \dots \dots \dots CV$$

Vérification de la Contrainte de Cisaillement :

BAEL91 (art A.5.1)

Fissuration non préjudiciable : $\mu = \min(0,2f_c/28/b \leq 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

Soit la poutre la plus sollicitée : $T_{\max} = 4.84 \text{ t}$ Avec : $b = 30 \text{ cm}$; $d = 37.5 \text{ cm}$

$\sigma_u = T_{\max} / b \cdot d = 0,43 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_u = 3.25 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

Les Armatures Transversales :

Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)

$A_t \leq \min(h / 35, B_l, b / 10)$

$\min(400 / 35, 16, 400 / 10) = 10 \text{ mm}$

Alors soit des cadres $t = 8 \text{ mm} = 1.01 \text{ cm}^2$

De nuance FeE24

Espacement :

- D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22) :

$St \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,75 \text{ cm}$

- D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$St \leq \min(h / 4, 12 \text{ min}^{\square\square}, 30 \text{ cm})$ $St = 10 \text{ cm}$ dans la Zone nodale.

$St = h / 2 = 18,5 \text{ cm}$ $St = 20 \text{ cm}$ dans la Zone courante.

On prend : $St = \min(St \text{ BAEL}, St \text{ RPA})$

- Dans la Zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$
- Dans la Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 74 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

La section de ferrailage transversal :

$$A_t \geq 0,4.b.\frac{St}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 35 \times \frac{20}{400} = 0,7 \Rightarrow A_t \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

* D'après RPA 99 : $A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2,1 \text{ cm}^2$

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

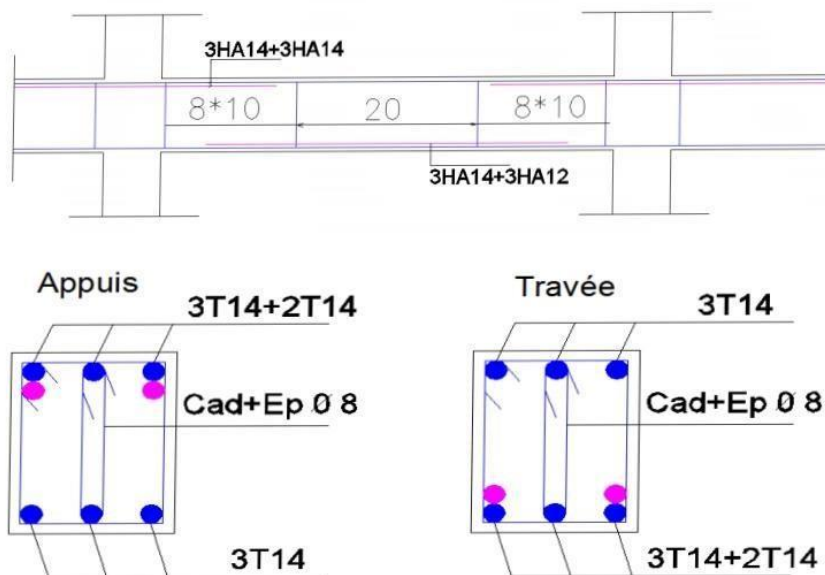
Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$A_t = \max (A_t \text{ BAEL}, A_t \text{ RPA})$ Soit

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

Longueur de recouvrement :

D'après le RPA99 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de 40ϕ

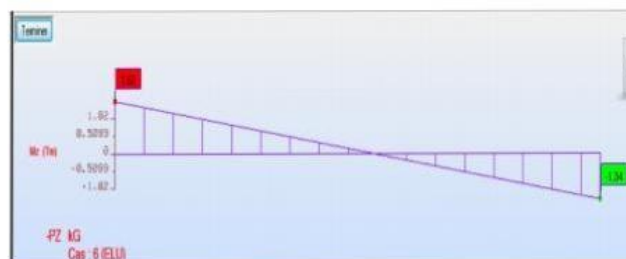
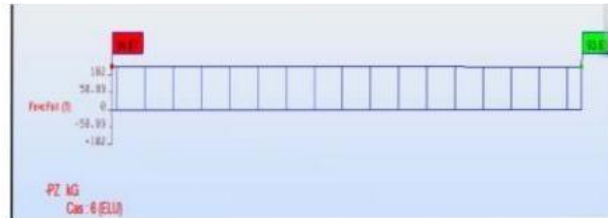


VIII-III-Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les Fondations. Un poteau est soumis à un effort « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens

Etude bâtiment R+5

Soit dans le sens longitudinal et transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les Armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus Défavorables.



3-1. Ferrailage des Poteaux (35x40) cm :

ELU :

$$M_u = 1.52 \text{ t.m} \quad N_u = 94.87 \text{ t} \quad b = 35 \text{ cm}$$

$$N_g = 60.67 \text{ t} \quad h = 40 \text{ cm}$$

$$D = 37.5 \text{ cm} \quad c = 2.5 \text{ cm} \quad L_o = 2.7 \text{ m}$$

$$E_0 = M_u / N_u = 1.52 / 94.87 = 0.0016 \text{ m}$$

$$I_{\text{poutre}} = b \cdot h^3 / 12 = (30 \cdot 45^3) / 12 \quad I_{\text{poutre}} = 227812.5 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poteau}} = b \cdot h^3 / 12 = (35 \cdot 40^3) / 12 \quad I_{\text{poteau}} = 186666.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poteau}} < I_{\text{poutre}} \quad L_f = 0.7 \cdot L_o = 0.7 \cdot (3.06 - 0.45) = 0.7 \cdot 2.7 = 1.83 \text{ m}$$

$$A = \max(2 \text{ cm} ; l/250) = \max(2 \text{ cm} ; 306/250 = 1.22 \text{ cm}) \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

$$E_1 = e_0 + e_a = 1.6 + 2 = 3.6 \text{ cm.}$$

a) La méthode simplifiée est applicable :

$$\alpha = N_g/N_s = 60.67 / 69.31 = 0.87$$

$$\alpha = 0,87$$

$$\Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times (1.83)^2}{10000 \times 0,40} \times (2 + (0.87 \times 2)) = 1 \text{ cm}$$

On a : $e = e_1 + e_2 \quad e = 4.6 \text{ cm}$

$$M_u = N_u \cdot e \quad M_u = 94,87 \cdot 0,046 \quad M_u = 4.36 \text{ t.m}$$

$$E_0 < 0,5(h-c) \quad e_0 < 0,5(40-2.5) \quad e_0 < 18.75 \text{ cm}$$

$$1.6 \text{ cm} < 18.75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Flexion Composée :

$$M_u = 4.36 \text{ t.m} \quad e = 4.6 \text{ cm}$$

$$E < h/2 \quad e < 40/2 \quad 4.6 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

La section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$N_u (d-c) - M_1 < (0,337 - 0,81 C/h) b h^2$$

$$M_1 = M_u + N_u (d - h/2) \quad M_1 = 4.36 + 94.87(0,375 - 0,4/2) = 20.96 \text{ t.m}$$

$$N_u (d-c) - M_1 = 94.87(0,375-0,025) - 20.96 = 12.24 \text{ t.m}$$

$$(0,337 - 0,81 C/h) b h^2 f_{bc} = (0,337-0,81 \cdot 0,025/0,4) \cdot 0,35 \cdot (0,4)^2 \cdot 1420 = 22.77 \text{ t.m}$$

$$12.24 \text{ t.m} < 22.77 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

La section est partiellement comprimée.

c) Calcul de section rectangulaire en flexion simple avec :

$$M_1 = 20.96 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,30 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

Sous M1 :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 1.58 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{BAEL (Art A.4.2.1)}$$

$$A_{min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{RPA (Art 7.5.2.1)}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,30}}{0.8} = 0,495$$

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha) = 30.61 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{20.96 \times 10^5}{30.61 \times 3480} = 19.67 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 6T12+2T14=21.93 cm²

d) Armature en flexion composé :

$$A(fc) = A_s - (N_u / \sigma_s) ; A(fc) = 21.93 - (94.87 / 3480) = 7.006 \text{ cm}^2$$

e) Pourcentage minimale des armatures selon la RPA 99 :

$$A_{min} = 0,8\% (b \times h) = 0,8\% (35 \times 40) = 11,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8T14 = 12.32 cm²

f) Vérification a l'ELS : $M_s = 1.12 \text{ t.m}$ $N_s = 69.31 \text{ t}$ $N_g = 60.67 \text{ t}$

Section Homogène :

$$B = b / h + 15(A_s + A'_s)$$

$$B = (35/40) + 15(21.93 + 0)$$

$$\mathbf{B = 1728,9 \text{ cm}^2}$$

V1 et V2 seront déterminés par l'équations du moment statique par rapport à la plus comprimées

✓ **Contrainte d'acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15 \left(\frac{N_s}{B1} \right) - N_s \cdot e1 \cdot \frac{(V1 - c)}{I1}$$

$$\sigma_s = 15 \left[\left(\frac{69.31 \cdot 10^3}{1728,9} \right) - 69.31 \cdot 10^3 (5.4) \left(\frac{23.80 - 3}{406515.84} \right) \right]$$

$$\sigma_s = 1166,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 1,8} \right\} = \text{Min}\{267; 186.68\} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{CV}$$

m) Diamètres des armatures transversales :

$$\emptyset \geq 0,3\emptyset_1 = 0.3 \times 1,4 = 0,42 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

On choisit $\emptyset = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$

On adopte : 2HA8

n) Vérification selon RPA :

$$\emptyset > \min (h/35 ; \emptyset ; b/10) \longrightarrow \emptyset > \min (40/35 ; 1,4 ; 35/10)$$

$$\emptyset > 1 \quad \text{on adopte : } 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

o) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj}/F_c) = 0,23 \times 35 \times 37 \times (1,8 / 400) = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

p) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$T_u = 2.78t \quad b = 35 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2.78 \cdot 10^3}{35 \times 37} = 2.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_1} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(As \cdot c + A' \cdot s \cdot d) \right]$$

$$V_1 = 23.80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 40 - 23.80 = 16.2 \text{ cm}$$

j) Calcul du moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_1 (V_2 - c)^2 + A_2 (V_1 - c')^2]$$

$$I_1 = \frac{35}{3} (20^3 + 20^3) + 15 [12,32 (20 - 2,5)^2 + 12,32 (20 - 2,5)^2]$$

$$I_1 = 299856,67 \text{ cm}^4$$

k) Condition limite 1 :

$$Cl_1 = \frac{I_1}{B_1 \cdot V_1} = \frac{406515,84}{(1728,9) \cdot (23,80)} = 9,87 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + (V_1 - h/2) = 1,6 + (23,80 - 20) = 5,4 \text{ cm}$$

$e_1 < Cl_1 \longrightarrow$ la section est entièrement comprimé

l) Vérifications des contraintes :

✓ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{b,c}} = 0,6 \cdot F_{c28}$$

$$\sigma_b = \left(\frac{N_s}{B_1} \right) + N_s \cdot e_1 \left(\frac{V_1}{I_1} \right)$$

$$\sigma_b = \left(\frac{69,31}{1728,9} \right) - 69,31(5,4) \left(\frac{23,80}{406515,84} \right) = 42,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 42,07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \overline{\sigma_{b,c}} = 150 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \text{Min} \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} = 33.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{CV}$$

q) L'espace selon RPA :

- **Zone nodale :**

$$S \leq \text{min}(10\phi ; 15\text{cm}) \longrightarrow S \leq 14 \longrightarrow S = 10 \text{ cm}$$

- **zone courante :**

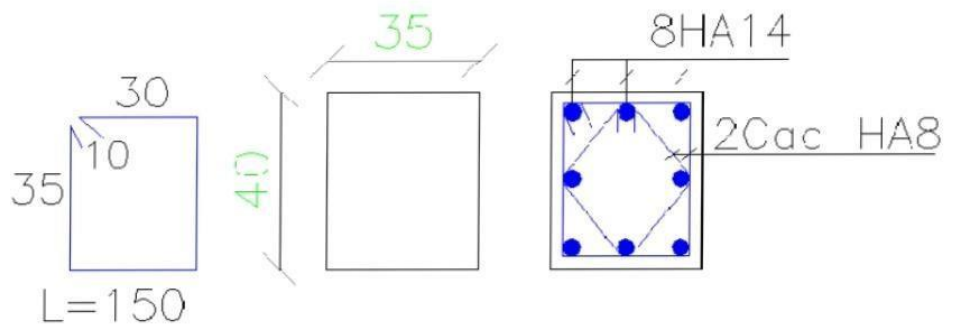
$$S \leq 15 \phi \longrightarrow S \leq 15 \times 1.4 = 21 \longrightarrow S = 20 \text{ cm}$$

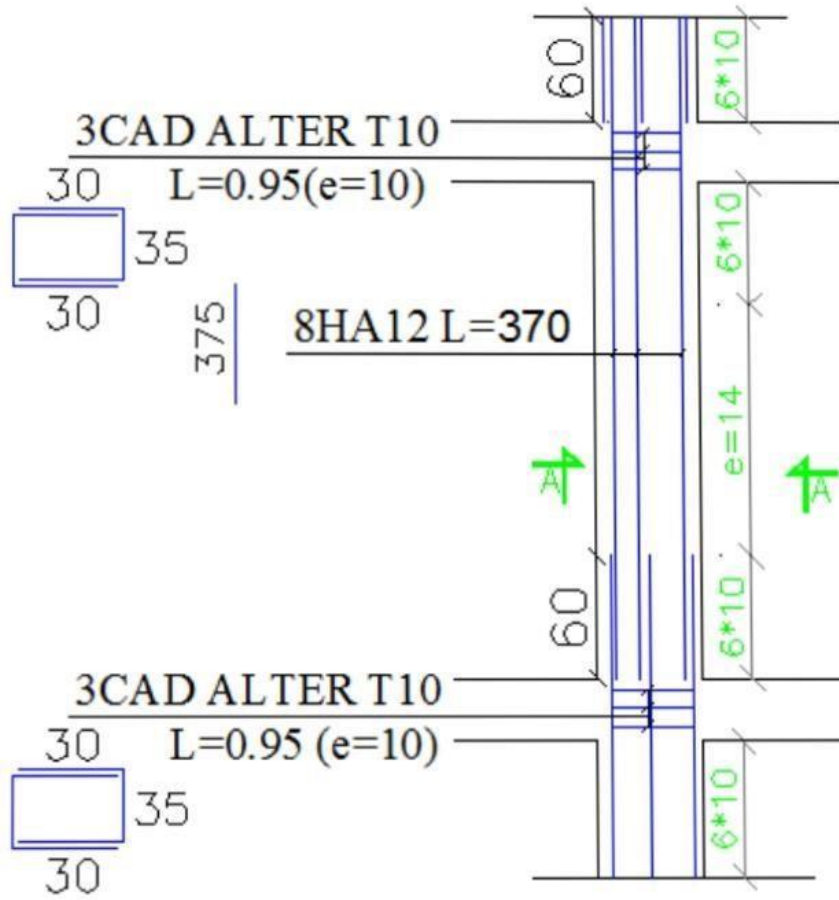
- **longueur de recouvrement :**

$$L > 40 \phi = 40 \times 1.4 = 56 \longrightarrow L = 60 \text{ cm}$$

Schémas de ferrailage des poteaux :

Coupe A-A





CHAPITRE IX

Etude des voiles

IX-I- Introduction :

Un voile de section rectangulaire est un élément de contreventement, encasté en pied dans ses fondations et soumis à des charges réparties ou concentrées au niveau de chaque Plancher.

Donc le voile est sollicité par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations ainsi que la Charge sismique.

Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement. Ce qui Nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

Sur le plan vertical (aciers verticaux) Sur

le plan horizontal (aciers horizontaux)

Prescriptions pour le ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le Règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

IX-II- Prescription pour les aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal 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 du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

IX-III- Prescription pour les aciers horizontaux :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des Faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine. Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10cm

IX-IV- Prescriptions communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S = 1,5 e$ et $S = 30\text{cm}$ e : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre(04) épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers L'extérieur.

Etude bâtiment R+5

Le diamètre Φ_t des épingles est :

- $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$.

$T = 8\text{mm}$ lorsque $>20\text{ mm}$.

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.

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

IX-V-Etude de la section soumise à la flexion composée :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

Si M_a et M_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si M_a et M_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC). Si

M_a et M_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée

(SPC).

IX-VI-Combinaisons de calcul :

Etude bâtiment R+5

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

G+Q +/-E

0.8G +/-E

IX)7. Ferrailage de voile sans ouverture :

– On calcul le ferrailage pour 2 zone :

Les valeurs max :

$$\begin{cases} N = -10,45 \text{ t.m}^2 \\ M = 230,92 \text{ t.m} \\ T = 76,40 \text{ kg} \end{cases}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} x$$

Avec:

$$S = b \cdot h = 0,2 \cdot 2,71 \rightarrow S = 0,54 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(0,2) \cdot (2,71)^3}{12} = 0,33 \text{ m}^4$$

$$x = \frac{L}{2} = \frac{2,71}{2} = 1,355 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{-10,95}{0,54} + \frac{230,92}{0,33} \times 1,355 = 920,69 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 920,69 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{-10,95}{0,54} - \frac{230,92}{0,33} \times 1,355 = -975,64 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -975,64 \text{ t/m}^2$$

Donc: la section est partiellement comprimée.

Le ferrailage se fait par bonde de d de largeur Art : 7.7.4 [RPA03]

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right)$$

L_c: Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max} \cdot L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{920,69 \cdot 2,71}{920,69 + 975,64}$$

$$L_c = 1,31 \text{ m}$$

***Longueur tendue: L_t = L – L_c**

$$L_t = 1,40 \text{ m}$$

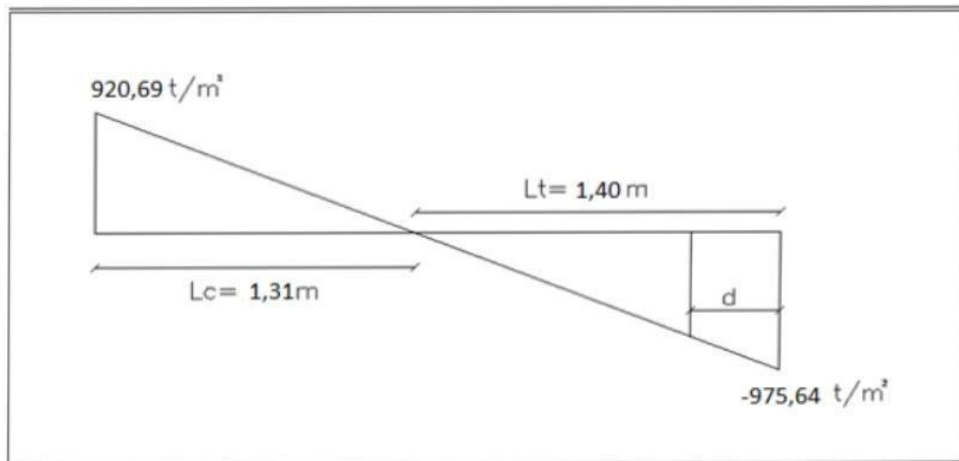
$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right) = (1,355 ; 0,87)$$

Soit: **d = 0,87 m ≤ L_t = 1,40 m**

$$\text{tg} \alpha = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{975,64}{1,40} = 696,88 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_1 = \text{tg} \alpha (L_t \times d)$$

$$\sigma_1 = 696,88(1,40 - 0,87) = 369,349 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\text{min}} + \sigma_1}{2} = \frac{975,64 + 369,35}{2} = 672,49 \text{ t/m}^2$$

$$F_{\text{traction}} = \sigma_{\text{moy}} \times S = 672,49 \times (0,87 \times 0,2) = 79,57 \text{ t} = 79570 \text{ kg}$$

$$A_s \geq \frac{F_{\text{traction}}}{F_e} = 19,89 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage du ferrailage minimal des armatures verticales sur la zone tendu est de 0,20 % de la section horizontale du béton tendu.....C.V

$$A_{\text{min}} = 0,002 \times 87 \times 20 = 3,48 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}} \dots\dots\dots CV$$

On adopte pour une bande de $d=0,87$; 2 fac

$$7T14 = 10,78 \times 2 = 21,56 \text{ cm}^2$$

IX)8. L'espacement : selon RPA (article 7.7.4.3)

- **ZONE NODALE :**

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 1,5 \times 20 = 30 \text{ cm} \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}$$

Alors $S = 10 \text{ cm}$

- **ZONE Courante :**

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 1,5 \times 20 = 30\text{cm} \rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

$$\text{Alors } S = 20\text{cm}$$

IX)9. Les armatures transversales : (pour une bande de 1m)

$$A_{\min} = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{T}12 = 4,71 \text{ cm}^2$$

IX)10. L'espacement : selon RPA (article 7.7.4.3)

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 1,5 \times 20 = 30\text{cm} \rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

$$\text{Alors } S = 20 \text{ cm}$$

Les valeurs max :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 18,30 \text{ t.m}^2 \\ M = 195,82 \text{ t.m}^2 \\ T = 71,13 \text{ t.m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} x$$

Avec:

$$S = b \cdot h = 0,2 \cdot 4,00 \rightarrow S = 0,8 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(0,2) \cdot (4,00)^3}{12} = 1,06 \text{ m}^4$$

$$x = \frac{L}{2} = \frac{4,00}{2} = 2 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{18,30}{0,8} + \frac{195,82}{1,06} \times 2 = 392,34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 392,34 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{18,30}{0,8} - \frac{195,82}{1,06} \times 2 = -346,59 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -346,59 \text{ t/m}^2$$

Donc: la section est partiellement comprimée.

Etude bâtiment R+5

Le ferrailage se fait par bande de d de largeur Art : 7.7.4 [RPA03]

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right)$$

L_c: Longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max} \cdot L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{392,34 \cdot 4}{392,34 + 346,59}$$

$$L_c = 2,12 \text{ m}$$

Longueur tendue: L_t = L - L_c

$$L_t = 1,88 \text{ m}$$

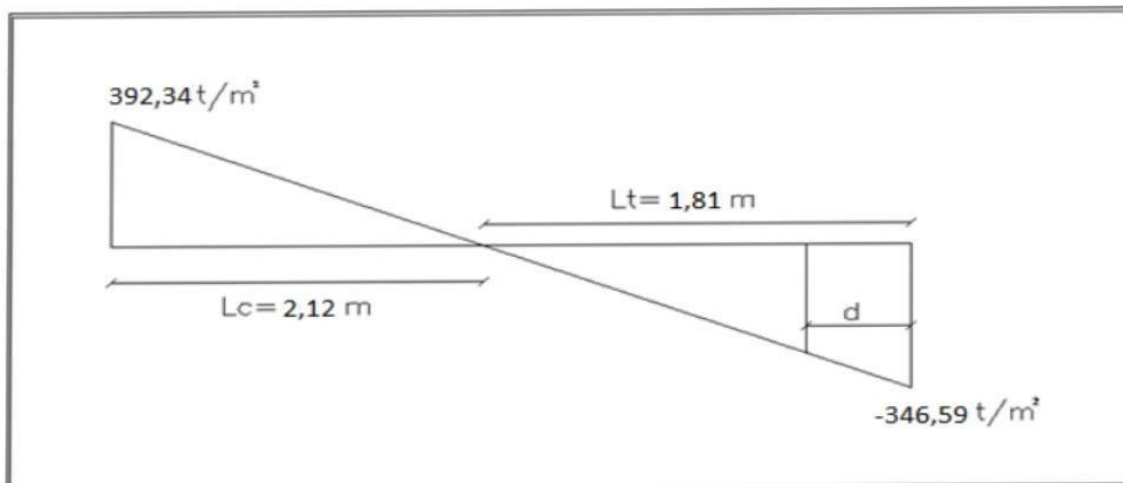
$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3} \right) = (1,355 ; 1,41)$$

Soit: **d = 1,355 m ≤ L_t = 1,88 m**

$$\text{tg} \alpha = \frac{\delta_{\min}}{L_t} = \frac{346,59}{1,88} = 184,35 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma_1 = \text{tg} \alpha (L_t \times d)$$

$$\sigma_1 = 184,35(1,88 - 1,355) = 96,78 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} = \frac{346,59 + 96,78}{2} = 221,68 \text{ t/m}^2$$

$$F_{\text{traction}} = \delta_{\text{moy}} \times S = 221,68 \times (1,355 \times 0,2) = 60,07 \text{ t} = 60075 \text{ kg}$$

$$A_s \geq \frac{F_{\text{traction}}}{F_e} = 15,01 \text{ cm}^2$$

On adopte pour une bande d=1.355 cm : 2 face

Le pourcentage du ferrailage minimal des armatures verticales sur la zone tendu est de

0,20 % de la section horizontale du béton tendu.....C.V

$$A_{\min} = 0,002 \times 135 \times 20 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \dots\dots\dots CV$$

On adopte pour une bande de $d=1.35$; 2 face

$$7T14=10.78 \times 2=21,56\text{cm}^2$$

IX)11. L'espacement : selon RPA (article 7.7.4.3)

• **ZONE NODALE :**

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 1,5 \times 20 = 30\text{cm} \rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

Alors $S = 10\text{cm}$

• **ZONE COURANTE :**

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 1,5 \times 20 = 30\text{cm} \rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

Alors $S = 20\text{cm}$

IX)12. Les armatures transversales : (pour une bande de 1m)

$$A_{\min}=0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6T12 = 4,71 \text{ cm}^2$

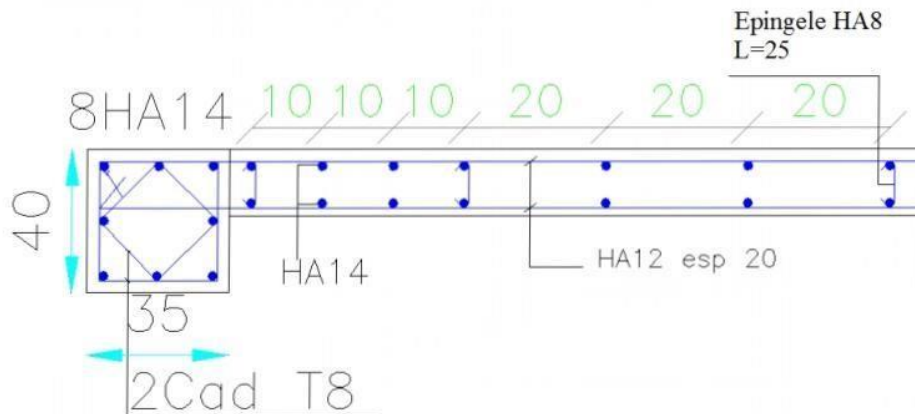
IX)13. L'espacement : selon RPA (article 7.7.4.3)

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 1,5 \times 20 = 30\text{cm} \rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

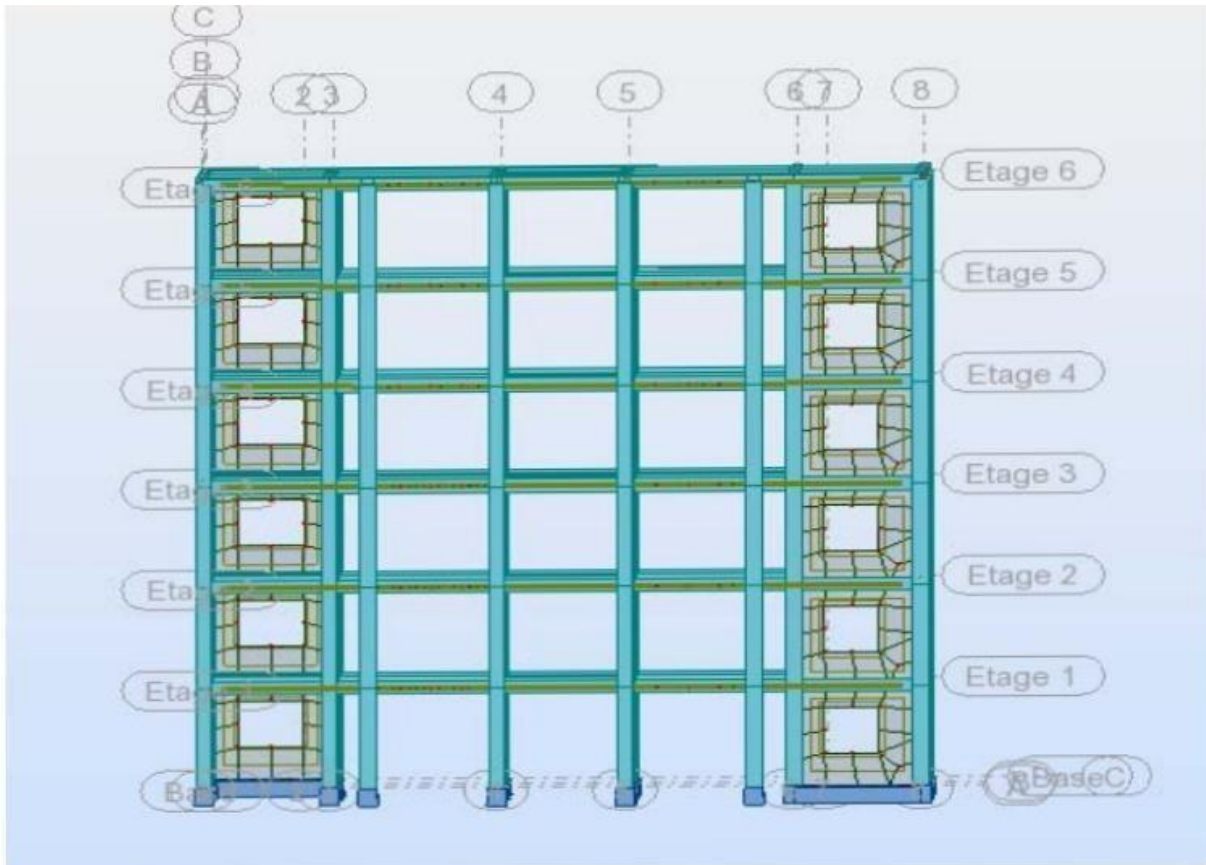
Alors $S = 20 \text{ cm}$

PLAND DE FERRAILLAGE :



IX-IVX-Voile avec ouverture :

Dans le cas d'un voile avec ouverture ; on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant D'un linteau



IX-IVX-I-Ferrailage des trumeaux (Les étages) : L

$$= 2.95m \quad h = 3.06 \quad e = 0.2 \quad m$$

On ferraille par σ_{max} et σ_{min} (donnent dans le calcul du Robot) :

$$M_{max} = 721.87 \quad t/m^2$$

$$M_{min} = -1074.40 \quad t/m^2$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

Le ferrailage se fait par bonde de d de largeur Art : 7.7.4 [RPA 03]

$$D \leq \min (he/2.21c/3)$$

Etude bâtiment R+5

L_c : longueur de la zone comprimée

$$L_c = \sigma_{\max} \times L / \sigma_{\max} + \sigma_{\min} = 721.87 \times 2.95 / 721.87 + 1074.4 = 1.18$$

$$\text{Donc : } d \leq \min (3.06 / 2.2 (1.18) / 3) = > d \leq \min (1.53 ; 0.78)$$

$$D \leq 0.78 \text{ m. } q$$

Donc : Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

$$\text{-Globalement dans la section du voile } 0.15\% \Rightarrow 0.0015 \times 295 \times 20 = 8.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : on adopte } A_s = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{-En zone courante } 0.10\% \Rightarrow 0.001 \times 295 \times 20 = 5.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : on adopte } A_s = 6\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

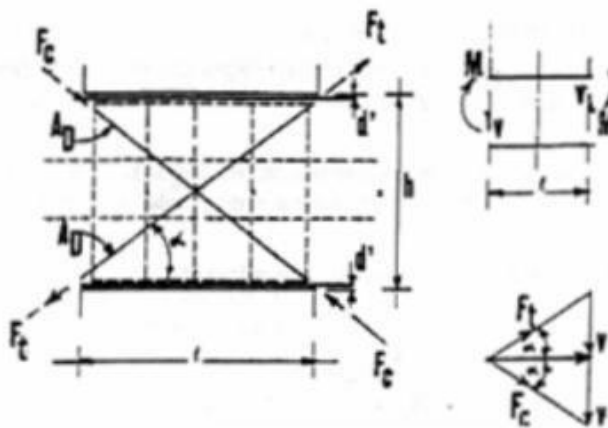
L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

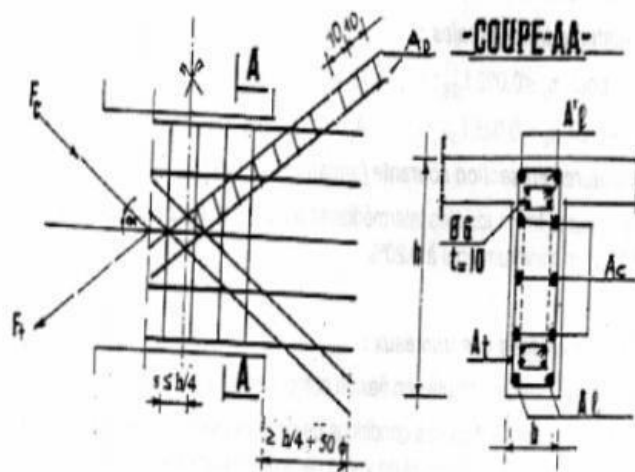
$$S \leq \min (1.5 \text{ à } , 30\text{cm}) \Rightarrow \min (1.5(20) , 30\text{cm}) \Rightarrow S \leq 30\text{cm}$$

IX-IVX-II Ferrailage de Linteau : $M=$

$$9.83 \text{ t.m} , N= 18.61 \text{ t.m} , T= 5.47 \text{ t.m}$$

$$H= 0.69\text{m} , b= 0.2 \text{ m} , L= 1.00 \text{ m}$$





Sollicitation dans les linteaux

Les linteaux sont soumis à :

- Effort tranchant
- Moment fléchissant.

Ce qui implique que les linteaux seront calculés en flexion simple. en addition aux spécifications du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le Béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \tau_{b0} = 0.2 f_c$$

$$\text{Ou : } \tau_b = V / b_0 \cdot d \Rightarrow 5.47 \times 10^3 / 20 \times 0.621 = 4.40 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPA}$$

.....CV

b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.

D : hauteur utile = $0.9h \Rightarrow 0.9 \times 0.69 = 0.621\text{m}$.

H : hauteur totale de la section brute.

$$\text{Premier cas : } \tau_b \leq 0.06 f_c \Rightarrow 0.44 \leq 1.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple,(avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_1).

Etude bâtiment R+5

-des aciers transversaux (A_t).

-des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_C).

-pas de diagonale $A_d=0$.

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_1 = M / z \cdot f_e \Rightarrow A_1 = 9.83 \times 10^5 / 64 \times 4000 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_1 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } z = h - 2d' \Rightarrow 69 - 2(2.5) = 64 \text{ cm.}$$

Ou : h est la hauteur totale du linteau.

D' : est la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant (V).

$$\text{D'après 1e RPA } A_1 = 0.0015 b \cdot h \Rightarrow 0.0015 \times 20 \times 69 = 2.07 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte $A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

b) Aciers transversaux : linteaux longs : $\lambda_g = 1 / h =$

$$1.44 > 1 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{On a : } s \leq A_t \times f_e \times z / v \Rightarrow s \leq 1 \times 400 \times 64 / 5.47 \times 10^3 = 46.80 \text{ cm.}$$

$$\text{D'après 1 RPA } \bar{U}_b \leq 0.025 f_c = 0.025(25) = 0.625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_1 = 0.0015 b \times h_s \Rightarrow 0.0015 \times 20 \times 46.80 = 1.40 \text{ cm}^2$$

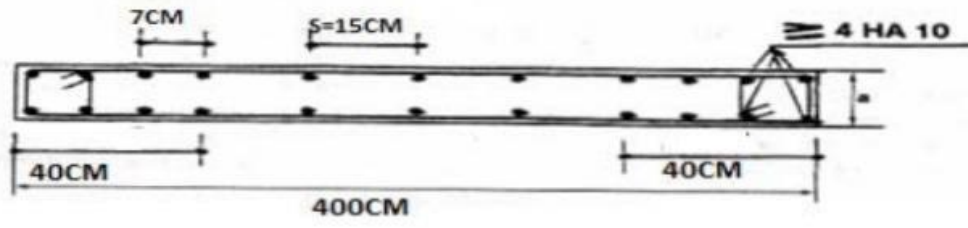
Donc : on adopte $A_s = 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

c) Aciers de peau :

$$A_C = 0.002 b h \Rightarrow 0.002 \times 20 \times 69 = 2.76 \text{ cm}^2$$

Donc : on adopte $A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$.

Etude bâtiment R+5



CHAPITRE X

Etude des fondations

X-I-Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui transmettent au sol, les charges de la superstructure. Les éléments des fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles : reprendre les charges et surcharges supportées par la structure. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Classification des fondations :

Il existe plusieurs types de fondations :

Fondations superficielles :

-Semelles isolées.

-Semelles filantes.

-Radier général.

Fondations profondes :

-fondations sur puits (semi profondes).

-Fondations sur pieux (profondes) -

Fondations spéciales :

-fondation avec sous pression d'eau

-fondation en terrain instable

-fondation anti-vibratile.

De la présence de l'eau compliquant les conditions d'exécution et pouvant changer les caractéristiques du terrain.

Le choix d'un type de fondation passe par un compromis entre la technique et l'économie. Il convient de rechercher la sécurité nécessaire pour un coût minimum.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolé L'étude géotechnique du site à donner une contrainte admissible de 2 bar, donc le choix d'un radier général n'est pas nécessaire ni économiques et des semelles filantes.

X-II-Vérification de type de la semelle :

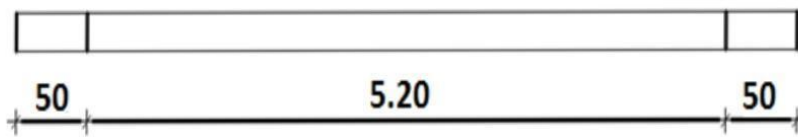
$$\frac{2096,177}{20} = 104,8088 \text{ m}^2$$

$$\frac{104,8088}{221.595} = 0,47\% < 50\% \Rightarrow \text{on adopte semelle isolé}$$

X).3.Ferraillage Semelle filante sous voile et 2 poteaux (35× 40)

X).3.1.Prés dimensionnement de la semelle filante sous voile 1

➤ E.L.S:



$$\sum N_{\text{tot}} = 103.95 \text{ t}$$

$$L = 5,20 \text{ m}$$

$$B = \frac{N_{\text{tot}}}{\delta_{\text{sol}} \times L} = \frac{103.95}{20 \times 5.20} = 1 \times 1,05 = 1,05 \text{ m}$$

$$B = 1,05 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{105-15}{4} = 22,5 \text{ cm}$$

La surface totale du bâtiment=221.595m

On prend $d = 25 \text{ cm}$.

$$h_t = d + 5 = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$$

$$h_t = 30 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - e = 30 - 15 = 15 \text{ cm}$$

X).3.2.Ferraillage

a).Ferraillage LONG :

$$\sum N_{tot} = 103.95 \text{ tf.m}$$

$$N_{ml} = \frac{N_{tot}}{L} = \frac{103.95}{5.2} = 20 \text{ t/ml}$$

$$A_{s/ml} = \frac{N_{ml}(B-b)}{8.d.\sigma_s} = \frac{20 \times 10^3 (105 - 15)}{8 \times 25 \times 2000} = 4,5 \text{ cm}^2$$

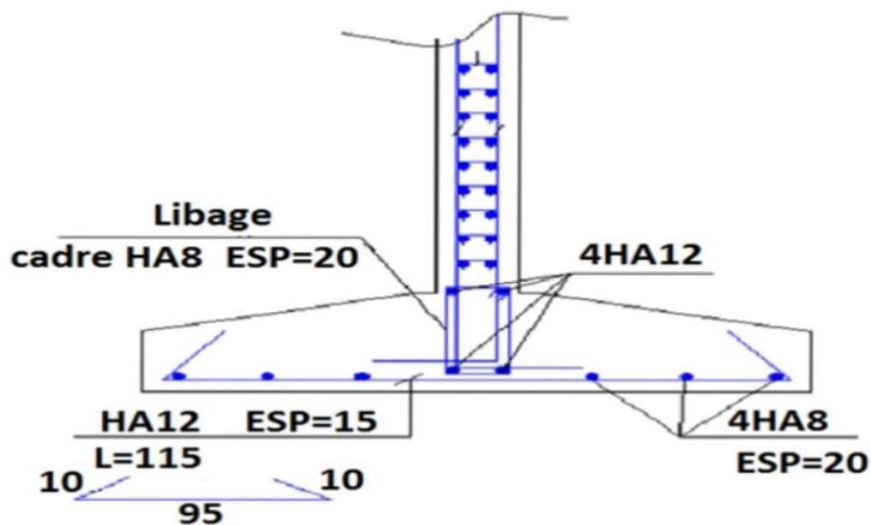
On adopte : 5HA12=5,65 par 1ml

$$\text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

b).Ferraillage TRANS :

$$A_{long} = \frac{5.65}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8=2,51 cm² par 1ml Esp = 20 cm



X).4.Semelle filante sous voile 2 (SF2) :

X).4.1 Prés dimensionnement de la semelle filante sous voile 2

➤ E.L.S:

$$\sum N_{\text{tot}} = 77.419 \text{ tf.m}$$

$$L = 3,25 \text{ m}$$

$$B = \frac{N_{\text{tot}}}{\delta_{\text{sol}} \times L} = \frac{77.419}{20 \times 3.25} = 1,19 \times 1,05 = 1,24 \text{ m}$$

$$B = 1.25 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{125-15}{4} = 27.5 \text{ cm}$$

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

$$h_t = d + 5 = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

$$h_t = 35 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - e = 35 - 15 = 20 \text{ cm}$$

X).4.2.Ferraillage

a).Ferraillage long :

$$\sum N_{\text{tot}} = 77.419 \text{ tf.m}$$

$$N_{\text{ml}} = \frac{N_{\text{tot}}}{L} = \frac{77.419}{3.25} = 23.82 \text{ t/ml}$$

$$A_{\text{v/ml}} = \frac{N_{\text{ml}}(B-b)}{8.d.\sigma_s} = \frac{23.82 \times 10^3 (125-15)}{8 \times 30 \times 2000} = 5,46 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA14=6.16 par 1ml**

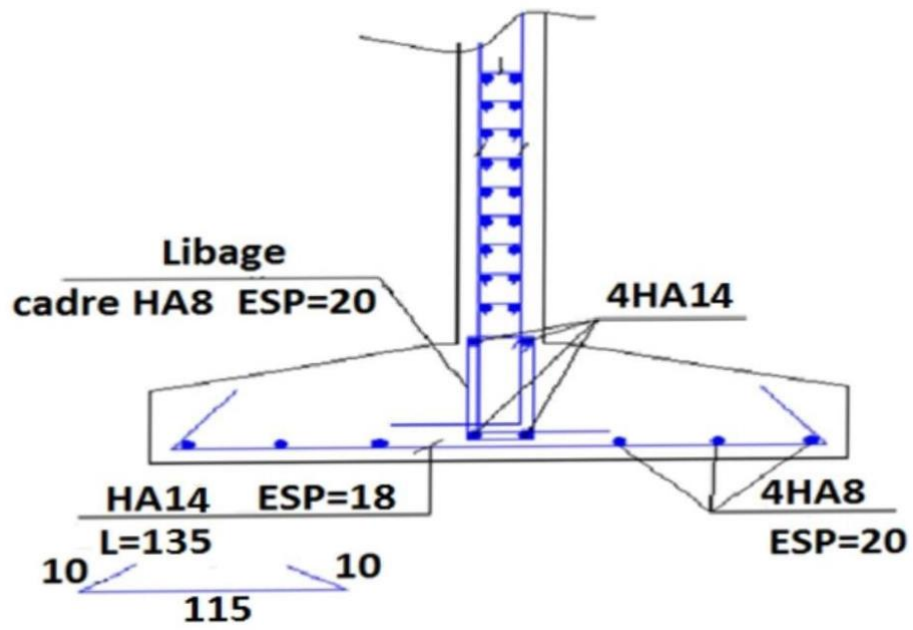
$$\text{Esp} = 18 \text{ cm}$$

b).Ferraillage transversal :

$$A_{\text{long}} = \frac{A_{\text{tran}}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

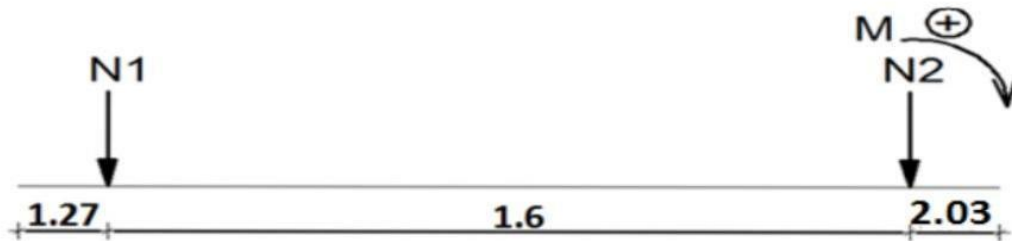
On adopte : **4HA8 = 2,01 cm² par 1ml**

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



X).5.Semelle filante sous 2 poteaux :

1er méthode:



N_1 et N_2 ne sont pas égaux donc le diagramme des réaction du sol sous la semelle n'est pas uniforme (généralement trapézoïdal) pour le rendre uniforme on cherche(l_1)et(l_2) (débords) de chaque côté de façon que la résultante (R) passe par le milieu de la semelle (par $\frac{A}{2}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 92.095 \text{ t} \\ N_2 = 40.373 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$A \geq \frac{N_{tot}}{\delta_{sol} \times B} = \frac{132.458}{20 \times 1,8} = 4,14 \text{ m}$$

$$\sum M/i=0 \longrightarrow N_2 \times 1.6 - R \times \alpha = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = \frac{4,14}{2} - 0.8 = 1,27 \text{ m} \\ L_2 = 4,14 - (1.6 + 1.27) = 2.03 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$L_1 = 1,27 \text{ m} ; L_2 = 2.03 \text{ m}$$

$$B = 1,80 \text{ m} ; A = 4,14 \text{ m}$$

Calcule le moment fléchissant :

$$q = \frac{R}{A} = \frac{132.458}{4,14} = 32 \text{ t/ml}$$

Moment sur appuis :

$$M_1 = q \frac{(L_1)^2}{2} = 32 \frac{(1,27)^2}{2} = 25.8064 \text{ t.m}$$

$$M_2 = q \frac{(L_2)^2}{2} = 32 \frac{(2,03)^2}{2} = 65.9344 \text{ t.m}$$

Moment sur travée :

$$M_{(x)} = q \frac{(x)^2}{2} - N(x - L_1)$$

$$M'_{(x)} = 0 \longrightarrow q x - N = 0$$

$$x = \frac{N}{q} = \frac{92.095}{32} = 2,87 \text{ m}$$

$$M_{tmax} = 32 \frac{(2,87)^2}{2} - 92.095(2,87 - 1,27)$$

$$M_{tmax} = -15.56 \text{ t.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T_{1g} = qL_1 = 32 \times 1,27 = 40.64 \text{ t}$$

$$T_{1d} = qL_1 - N_1 = 40.64 - 92.095 = -51.455 \text{ t}$$

$$T_{2g} = -qL_2 = -32 \times 2.03 = -64.96 \text{ t}$$

$$T_{2d} = -qL_2 + N_2 = -64.96 + 40.373 = -24.587 \text{ t}$$

Ferraillage :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 65.9344 \text{ t.m} \\ M_t = -15.56 \text{ t.m} \\ T = 64.96 \text{ t} \end{array} \right.$$

Moment équilibre par la table :

$$b_0 = 35 \text{ cm} \quad B = B_y = 180 \text{ cm} \quad h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} \quad dx = h - d'_x = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$M_T = b \times h_0 \times f_{bc} \left(dx - \frac{h_0}{2} \right) \rightarrow M_T = 180 \times 20 \times 113.3 \times \left(45 - \frac{20}{2} \right)$$

$$M_T = 142,758 \text{ t.m}$$

$$M_\mu = M_t = 15.56 < M_T = 142,758 \Rightarrow \text{Axe neutre tombe dans la table.}$$

$$\Rightarrow S_{b,h} = (180 \times 50) \text{ cm}^2$$

$$\alpha_R = 0.668 ; \mu_R = 0.392$$

$$\mu = \frac{M_U}{B \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.56 \times 10^5}{180 \times 45^2 \cdot 113.3} = 0,037 < 0,392$$

$$\mu < 0.186 \Rightarrow \text{domaine (1)} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}}{0,8} = 0,05$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha) dx = [1 - 0,4(0,05)] \times 45 = 44,478 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = \frac{15.56 \times 10^5}{44,478 \times 2000} = 15.5 \text{ cm}^2$$

On adopte **8T16 = 16,08 cm²**

➤ **En appui :**

$$M_a = 65.93 \text{ t.m}$$

La table est tendue $\Rightarrow S_{b,h} = b_0 \cdot h = (35 \times 50) \text{ cm}^2$

$$\alpha_R = 0.668 ; \mu_R = 0.392$$

$$\mu = \frac{M_U}{B \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{65.93 \times 10^5}{180 \times 45^2 \cdot 113.3} = 0,159 < 0,392$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ domaine (1) $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,159}}{0,8} = 0,21$$

$$Z = (1 - 0.4\alpha)d = [1 - 0,4(0,21)] \times 45 = 41.22 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z \times \sigma_s} = \frac{65.93 \times 10^5}{41.22 \times 2000} = 26,51 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T16 + 4T16 + 4T20 = 28.65 cm²**.

Ferraillage transversal :

$$\sum N_{\text{tot}} = 132.458 \text{ t}$$

$$N_{\text{ml}} = \frac{\sum N_{\text{tot}}}{A} = \frac{132.458}{4,14} = 31,99 \text{ t/ml.}$$

$$A_s = \frac{\sum N(B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,99 \times (180 - 30)}{8 \times 50 \times 4000} = 4,02 \text{ cm}^2$$

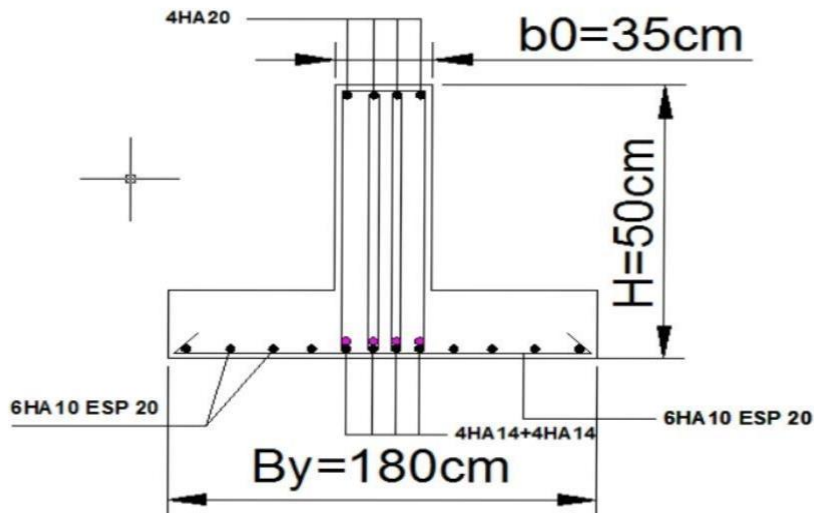
On adopte : **6HA10 = 4,74 cm² esp = 20 cm par 1 ml**

Etude bâtiment R+5

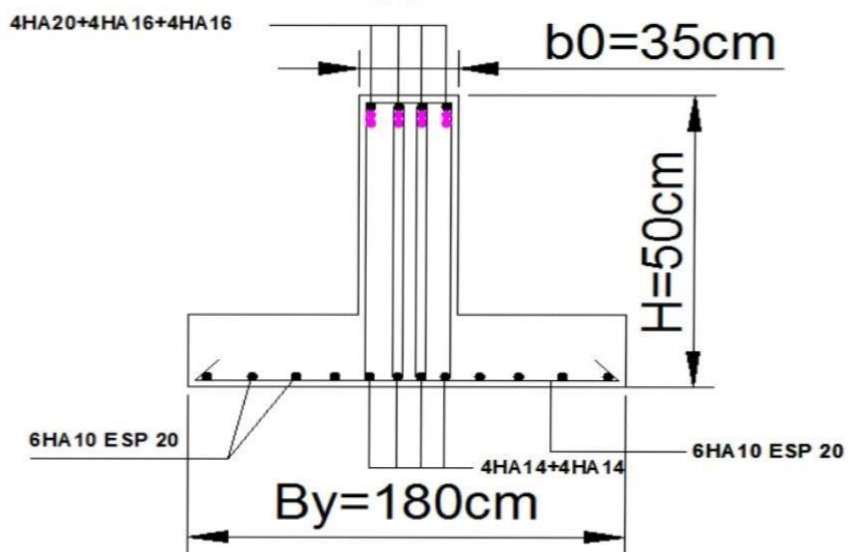
Armatures long :

$A_{rep} = A_x / 4 = 4,74 / 4 = 1,185 \text{ cm}^2$ On adopte 4HA10=3,16 cm^2 esp= 30 cm par ml

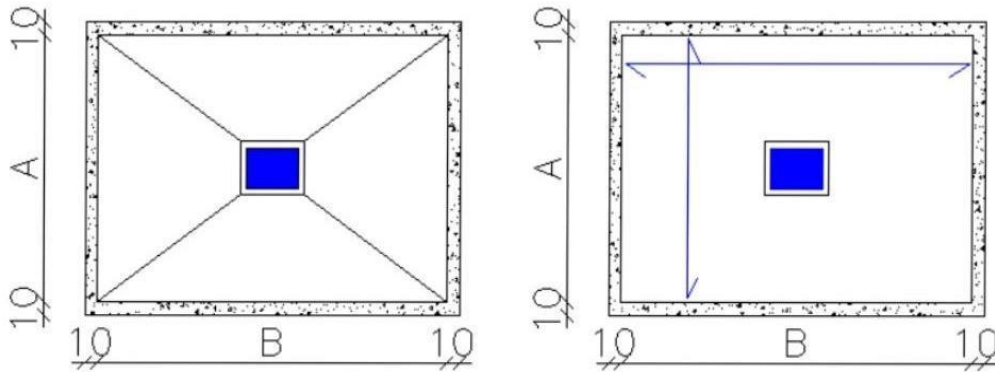
en travée



en appuis



X).6.Semelle isolée :



$$N_s = 59.576 \text{ tf}$$

X).5.1Près dimensionnement :

$$B_y \geq \sqrt{\frac{N_s}{0.875 \times \sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{59.576}{0.875 \times 20}} = 1.84 \text{ m}$$

Majoration: $B_y = 1.84 \times 1.05 = 1.95 \text{ m}$

$$B_x = 0.875 \times 1.95 = 1.71 \text{ m}$$

$B_x = 1.71 \text{ m}; B_y = 1.95 \text{ m}$

$$d_x = \frac{B_y - b_y}{4} = \frac{195 - 30}{4} = 41.25 \text{ cm}$$

$h_t = 41.25 + 5 = 46.25 \text{ cm}$ on prend : $h_t = 50 \text{ cm}$.

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.004 \text{ m} = 0.4 \text{ cm}$$

$$\frac{B_y}{6} = \frac{195}{6} = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

$e_0 < \frac{B_y}{6} \Rightarrow$ diagramme trapézoïdale

X).5.2.ferraillage :

$$e_0 \leq \frac{By}{24} \Rightarrow 8,125\text{cm} \leq 10.2\text{cm}$$

en applique la méthode de bielle.

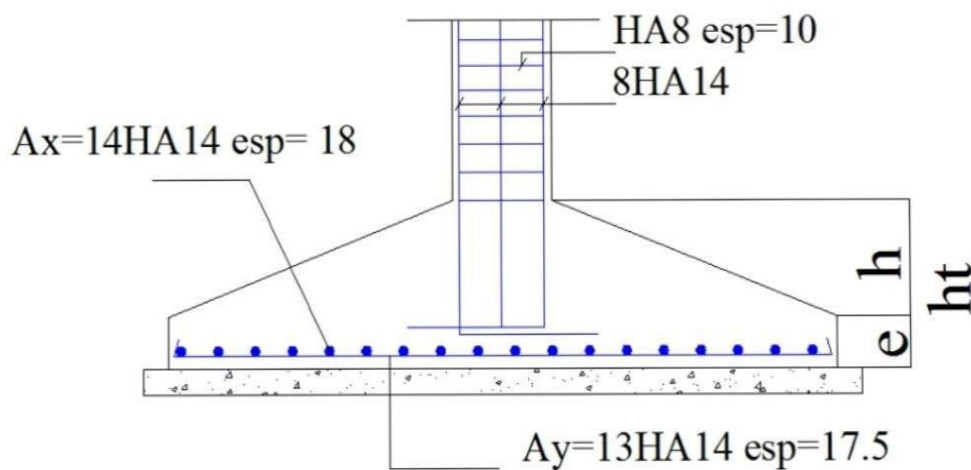
$$Q' = N \left(1 + \frac{3e_0}{By}\right) = 59.57 \left(1 + \frac{3 \times 0.8125}{By}\right) = 97.92\text{tf}$$

$$A_x = \frac{Q'(B_x - b_x)}{8d_x \sigma_s} = \frac{97.92 \times 10^3 (215 - 35)}{8 \times 51.25 \times 2000} = 21.49\text{cm}^2$$

on adopte 14HA14 esp=18cm ($A_x = 21.56\text{cm}^2$)

$$A_y = \frac{Q'(B_y - b_y)}{8d_y \sigma_s} = \frac{97.92 \times 10^3 (245 - 40)}{8 \times 50.5 \times 2000} = 24.48\text{cm}^2$$

On adopte 13HA16 esp=17.5cm ($A_y = 26.13\text{cm}^2$)



Conclusion générale

Etude bâtiment R+5

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme (Le Robot, Scooter, Auto-CAD). Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un Bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Pour ce projet, 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.

Pour cela nous avons fait une étude (technique) de notre bâtiment pour obtenir une :

- Structure de bonne stabilité.**
- Structure économique.**

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

Bibliographie

Etude bâtiment R+5

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

RPA99V2000	règlement parasismique algérienne.
CBA93	règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
DTR B.C.2.2	Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Ressources académiques :

Cours de béton armé (Calcul des éléments simples et des structures de Bâtiments	Jean-Pierre MOUGIN.
BAEL 91 modifié 99	Jean-Pierre MOUGIN.
Tables pour le calcul des dalles et des parois	Richard BARES.
Cours pratique de mécanique des sols	Jean Costet /Guy Sanglerat.

Logiciels :

ROBOT	Analyse des structures.
AUTOCAD 2013	Conception geometrique.
EXCEL 2016	Notes de calcul.
WORD 2016	Traitement du texte.
Power point 2020	Présentation de mémoire