



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



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

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

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

**Etude et dimensionnement d'un bâtiment
multifonctionnel en béton armé R+6 avec
contreventement mixte**

Réalisé par :-M. Chouf Nassir

-M^{me}. Boutouilla Mebarka

Membres de jury :

Dr. Bouhadra Abdelhakim Examineur (MCA)

Dr. Lekouara Laid Examineur (MAA)

Dirigé par :

Dr. Salah Refrafi

Présenté le : 26/07/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui ai bien voulu-Nous donnons la force pour effectuer le présent travail.

Ma famille pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous exprimons nos profonds remerciements à mon encadreur Dr.Salah Refrafi pour son orientation et ses précieux conseils et surtout pour sa patience.

Nous remercions chaleureusement tous les professeurs de génie civil qui ont contribué à ma formation.





Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mon conjoint, qui m'a toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation ; mes enfants ; toute ma famille et amis(es) ; à mon encadreur Dr. Salah Refrafi pour son orientation et ses précieux conseils et surtout pour sa patience, à toute la Promotion 2021 et tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite.

Mebarka





Dédicace

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents qui m'ont toujours soutenu dans mes études et dans tout au long de ma carrière universitaire, a mon frère Mohamed Islam, mes Sœurs, mes amis Abderraouf Mohamed Kamel, Youcef et Nasro, Nouha Bouzidi; toute ma famille et amis(es) ; à toute la Promotion 2021 et tous les enseignants qui nous ont dirigés vers la porte de la réussite.

NASSIR CHOUF



ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي +6 طوابق يتم انجازها بولاية سطيف المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الافقية مضمونة بواسطة العارضات . الاعمدة و الجدران المشكلة من ماجة الخرسانة المسلحة .

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي (Robot 2014).

تحديد الابعاد والتسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 version 2003 ; BAEL 91 modifier 99).

دراسة الطوابق التحت أرضية مرحلة من مراحل هذا المشروع.

Résumé

Le but de cette étude et la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 6 étages qui sera implanté dans la wilaya de Sétif, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (robot 2020).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure, à savoir les fondations, fait également partie de ce projet.

Summary

The goal of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 6 stages which will be established in the wilaya of Sétif , classified in zone IIa according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99version 2003).

The stability of the structure is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (robot 2020).

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules in force, namely (BAEL91 modify 99, RPA99 -Version 2003).

Finally , the study of the elements of the infrastructure,namely the foundations, also forms part of it project.

LISTE DES SYMBOLES

- A** Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s** Aire d'une section d'acier.
- A_t** Section d'armatures transversales.
- B** Aire d'une section de béton.
- Ø** Diamètre des armatures.
- Q** Charge d'exploitation.
- γ_s** Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b** Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s** Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc}** Contrainte de compression du béton.
- σ̄** Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ̄_{bc}** Contrainte de compression admissible du béton.
- τ̄** Contrainte de cisaillement admissible
- τ** Contrainte de cisaillement tangentielle.
- β** Coefficient de pondération.
- σ̄** Contrainte du sol.
- D** Facteur d'amplification dynamique moyen.
- ELS** Etat limite de service.
- ELU** Etat limite ultime.
- E_{vj}** Module d'élasticité longitudinal différé.
- E_{ij}** Module d'élasticité longitudinal instantané.
- f_e** Limite élastique d'acier.
- F** Force.
- F_{c28}** Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).
- F_{t28}** Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).
- G** Charge permanente.
- Q** Charge variable (d'exploitation).
- I** Moment d'inertie (m⁴)
- Q** Facteur de qualité .
- L** Longueur de la portée.

L_{\max}	La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
M	Moment en général.
M_a	Moment sur appui.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
M_t	Moment en travée.
N_s	Effort normal de service.
N_u	Effort normal ultime
N	Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot}	Poids total transmis par la superstructure (KN).
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
R	Coefficient de comportement global.
S	Section.
St	Espacement des armatures.
T	Effort tranchant.
T_2	Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
V_{ser}	Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u	Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
Z	Coordonnée d'altitude, bras de levier.
b_0	Épaisseur brute de l'âme de la poutrelle.
d	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d'	Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.
ht	k8 Hauteur total du radier (m).
v	Coefficient de poison .
σ_{adm}	Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
Δf_t	La flèche totale.
Δf_{adm}	La flèche admissible.
H	hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
ht	hauteur totale du plancher.

h_0	épaisseur de la dalle de compression.
h_e	hauteur libre d'étage.
I_{ji}	Moment d'inertie correspondant à j.
I_{gi}	Moment d'inertie correspondant à g.
I_{qi}	Moment d'inertie correspondant à q. I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.
η	Facteur d'amortissement.
μ_l	Moment réduit limite.
μ_u	Moment ultime réduit.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	4
I.2. Caractéristique de l'ouvrage	6
I.2.1. Caractéristiques architecturales	6
I.2.2. Données de site	6
I.3. Description structural.....	6
I.4. Règlements et normes utilisées	7
I.4.1. Introduction	7
I.4.2. Le béton	7
I.4.3. Les aciers	9
I.4.4. Déformation et contrainte de calcul	12
I.4.5. Règle des trois pivots	13
I.5. HYPOTHESE DE CALCUL	15
I.6. Action et sollicitation	15
I.6.1. Action	15
I.6.2. Sollicitation	16
I.6.3. Combinaison	16

Chapitre II : Pré-dimensionnement

II.1. Prédimensionnement des éléments non structuraux	20
II.1.1. les planchers	20
II.1.1.1. planchers à corps creux BAEL91	20
II.1.1.2. Les planchers en dalles pleines	23
II.1.1.3. Balcon	25
II.1.1.4. Les escaliers	27
II.1.1.4.a. type1 : escalier droit à deux volées	28
II.1.1.4.b. type2 escalier droit à deux volées (étage courant)	30
II.1.1.4.c. Les poutres palières	30
II.1.1.5. L'acrotère	31
II.2. Prédimensionnement des éléments structuraux	32
II.2.1. Prédimensionnement des poutres	32

II.2.2. Evaluation des Charges et surcharges revenants aux différents planchers et murs	34
II.2.2.1. les planchers	34
II.2.2.2. Balcon	36
II.2.2.3. Murs	37
II.2.2.4. Escaliers	38
II.2.2.4.a. Charge de la volée 1	38
II.2.2.4.b. Charge de la volée 2	39
II.2.2.4.c. Charge du palier	39
II.2.3. Prédimensionnement des poteaux	39
II.2.4. Charge d'exploitation	46
II.2.4.1. Loi de dégression	46
II.2.4.2. Effort normal de résistance	48
II.2.4.3. Vérification de la section de poteaux	49
II.2.5. Prédimensionnement des voiles	52

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. L'acrotère	55
III.1.1. Principe de calcul	55
III.1.2. Calcul de l'acrotère	55
III.1.2.1. Surface et poids propre	55
III.1.2.2. Force horizontal	56
III.1.2.3. Calcul des sollicitations	56
III.1.2.4. Calcul de l'excentricité	56
III.1.2.5. Calcul le moment fictif	56
III.1.2.6. Calcul de ferrailage	56
III.2. Etude des balcons	59
III.2.1. Définition	59
III.2.2. Evaluation des charges	59
III.2.3. Combinaison des charges	59
III .2.3.1. Calcul de ferailage	60
III .2.3.2 Shéma de ferrailage	63
III.3. Etude des planchers	64
III.3.1. Introduction	64
III.3.2. Méthode de calcul	64

III .3.2.1. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.....	65
III.3.2.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles	66
III.3.2.3. Calcul des sollicitations	66
III.3.2.3.A. Plancher terrasse	66
III.3.2.3.B Plancher étage courant	79
III.3.2.4. Calcul du ferrailage	95
III.3.2.4.A Plancher terrasse inaccessible	95
III.3.2.4.B. planche étage	99
III.3.3. La table de compression	104
III.4. Etude des escaliers	105
III.4.1. Définition	105
III.4.2. Escalier de type 01	105
III.4.2.1. Calcul des sollicitation	106
III.4.2.2. Calcul de ferrailage	107
III.4.3. Escalier de type 02	110
III.4.3.1. Calcul des sollicitations	110
III.4.3.2. Calcul de ferrailage	111
III.5. Etude de la poutre palière	114
III.5.1. Calcul des sollicitations	115
III.5.2. Calcul de ferrailage	117
III.5.2.1. Vérification a L'ELU	117
III.5.2.2. Vérification a L'ELS	119
III.5.3. Vérification de l'effort tranchant	120
III.5.4. Etat limite de déformation	120
III.5.5 Calcul a la torsion	121
III.5.6 Shéma de la poutre palière	122

Chapitre IV : Etude Sismique

IV.1. Introduction	124
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	124
IV.3. Modélisation de la structure étudiée	124
IV.3.1. Modélisation de la variante 01	125
IV.4. Combinaison d'action	126
IV.5. Méthode de calculs	126
IV.5.1. Méthode statique équivalente	127

IV.5.1.1. Principe de la méthode	127
IV.5.1.2. Condition d'application de la méthode statique équivalente	127
IV.5.1.3. Calcul de l'action sismique	127
IV.5.1.4. Modélisation des masses	130
IV.5.1.5. la résultante de force sismique	130
IV.5.2. Méthode dynamique	130
IV.5.2.1. Méthode dynamique spectrale modale	130
IV.5.2.2. Modélisation de la structure	132
IV.5.3. Disposition des voiles	136
IV.5.3.1. Résultat de calcul « Robot »	137
IV.5.4. Calcul de la force sismique statique	141
IV.5.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par méthode statique	141
IV.5.4.2. Vérification de la période	141
IV.5.4.3. Vérification de déplacement	141
IV.5.4.4. Calcul et vérification des déplacements	142
IV.5.4.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	143
IV.5.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	145
IV.5.4.7. Vérification au renversement	148
IV.5.5. Conclusion	149

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1. Introduction	151
V.2. Etude des poutres	151
V.2.1. Recommandation du RPA 99/version 2003	151
V.2.2. Sollicitation des calculs	152
V.2.3. Exemple de calcul	153
V.2.4. Shéma de ferriallage	158
V.3. Etude des poteaux	158
V.3.1. Introduction	158
V.3.2. Aspect réglementaire	159
V.3.3. Les sollicitations	161
V.3.4. Exemple de calcul	162
V.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux	166
V.3.5. Shéma de ferillage	168

V.4. Les voiles	168
V.4.1. Introduction	168
V.4.2. Recommandation du RPA99/2003	169
V.4.3. Les sollicitations	170
V.4.4. Calcul d'un voile	171
V.4.5. Shéma de ferrailage	175

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	177
VI.2. Système portique	177
VI.2.1. Le choix de type de fondation	177
VI.2.2. Combinaisons d'action à considérer	178
VI.2.3. Calcul des semelles	178
VI.2.3.1. Calcul de la semelle isolée	178
VI.2.3.2. Vérification du non poinçonnement de la semelle	181
VI.2.3.3. Shéma de ferrailage	182
VI.2.4. semelle filante sous voiles	183
VI.2.4.1. Introduction	187
VI.2.4.2. L'ongrines	187
VI.3. Prédimensionnement	187
VI.3.1. Calcul de l'effort de traction	187
VI.3.2. Calcul du ferrailage	188
VI.3.3. Calcul de ferrailage transversal	189
VI.4. Shéma de ferrailage	190

Conclusion

Annexe

Bibliographie

Liste des tableaux

Tableau I .1 : valeur de la limite d'élasticité garantie Fe	10
Tableau II.1 : Poids propre du plancher terrasse	35
Tableau II.2 : Poids propre du plancher terrasse inaccessible dalle plein	35
Tableau II.3 : Poids propre du plancher étage courant.	36
Tableau II.4 : Poids propre du balcon	36

Tableau II.5 : Poids propre murs extérieurs	37
Tableau II.6 : Poids propre des murs intérieurs.....	37
Tableau II.7 : Poids propre de la volée 1	38
Tableau II.8 : Poids propre de la volée 2	39
Tableau II.9 : Poids propre du palier	39
Tableau II.10 : la séction des poteaux	41
Tableau II.11 : Charge permanente pour le poteau « a »	44
Tableau II.12 : Charge permanente pour le poteau « b ».....	45
Tableau II.13 : Les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage	47
Tableau II.14 : les charges d'exploitation avec la loi de dégression de chaque étage.....	47
Tableau II.15 : Détermination de l'effort normale « Nu »	48
Tableau II.16 : Vérification la Séction du poteau central	50
Tableau II.17 : Vérification de coffrage des poteaux	51
Tableau III.1 : chargment et sollicitations sur le balcon	60
Tableau III.2 : Récapitulatif de ferrailage du balcon	63
Tableau III.3 : Charges revenant aux poutrelles	66
Tableau III.4 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU	67
Tableau III.5 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS	71
Tableau III.6 : Les sollicitations maximum ELU	79
Tableau III.7 : Les sollicitations maximum ELS	79
Tableau III.8 : Sollicitation du plancher étage courant a L'ELU	80
Tableau III.9 : Sollicitation du plancher étage courant aL'ELS	85
Tableau III.10 : Les sollicitations maximum ELU	94
Tableau III.11 : Les sollicitation maximum ELS	94
Tableau III.12 : Calcul des sollicitation a L'ELU et ELS escalier type 1	106
Tableau III.13 : Calcul des sollicitation a L'ELU et ELS escalier type 2	110
Tableau III.14 : Les efforts agissants sur une poutre palière	116
Tableau IV.1: Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1	128
Tableau IV.2: Caractéristique dynamique de la structure	130
Tableau IV.3: Participation des masses modales	134
Tableau IV.4: Centre des masses et de rigidités	135
Tableau IV.5: Déplacement selon X et Y	135
Tableau IV.6: périodes et facteurs de participation modale	137
Tableau IV.7: Vérification de la résultante des forces sismiques	141

Tableau IV.8: Vérification des déplacements suivant le sens X et Y	143
Tableau IV.9 : Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	144
Tableau IV.10 : les efforts tranchants résultants	145
Tableau IV.11 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens X	147
Tableau IV.12 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens Y	147
Tableau IV.13: Vérification de renversement sens longitudinal	148
Tableau IV.14: Vérification de renversement sens transversal	148
Tableau V.1 : Sollicitations des poutres	153
Tableau V.2 : Récapitulatif de vérification	155
Tableau V.3 : Les barres choisies pour les poutres	157
Tableau V.4 : Récapitulatif de vérification a ELS	157
Tableau V.5 : Sollicitations des poteaux	162
Tableau V.6 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux	167
Tableau V.7 : vérification des contraintes des poteaux	167
Tableau V.8 : Sollicitations maximales de calcul de voile a ELU	170
Tableau V.9 : Sollicitations maximales de calcul de voile a ELS	171
Tableau V.10 : Sollicitations maximales de calcul de voile a ELA	171
Tableau VI.1 : Sollicitations maximales de calcul de voile a ELU	183
Tableau VI.2 : Sollicitations maximales de calcul de voile a ELS	183
Tableau VI.3 : Sollicitations maximales de calcul de voile a ELA	183
Tableau VI.4 : Catégorie de site considérée	188

Liste des Figures

Figure I.1 : Vue en plan niveau RDC de la structure	4
Figure I.2 : vue en plan de 1.2.3.4 étages de la structure	5
Figure I.3 : Facade principale	5
Figure I.4 : Vue en 3D de la structure par l'ogiciel Robot	6
Figure I.5 : Déformation transversale	9

Figure I.6 : Diagramme de calcul contrainte déformation.....	10
Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation du béton	10
Figure I.8 : Diagrammes des déformations limitent de la séction	13
Figure II.1 : Dimensionnement de plancher à corps creux	20
Figure II.2 : plancher en corps creux.	21
Figure II.3 : Dimensions du corps creux.....	22
Figure II.4 : Dimension de la poutrelle en béton	23
Figure II.5 : Flèche de la dalle	24
Figure II.6 : Présentation de l'escalier.	27
Figure II.7 : escalier de RDC	28
Figure II.8 : escalier d'étage courant.	30
Figure II.9 : schéma d'acrotère	31
Figure II.10 : Dimensionnement de la poutre	32
Figure II.11 : Les poutres principales	33
Figure II.12: Les poutres secondaires.	34
Figure II.13: Coup transversal de plancher a dalle pleine (balcon)	36
Figure II.14: Double cloisons et mur simple.....	37
Figure II.15 : Dimension des poteaux	40
Figure II.16 : représentation du poteau le plus sollicité du RDC et le 1er et 2ème+3+4+5+6 étages.....	42
Figure II.17 : représentation du poteau le plus sollicité du RDC et le 1er et 2ème+3+4+5+6 étages	44
Figure II.18 : Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche)	52
Figure III.1: schéma de l'acrotère	55
Figure III.2: Schéma de ferrailage de l'acrotère	58
Figure III.3: Schéma du balcon	59
Figure III.4 : Ferrailage du balcon	63
Figure III.5 : Présentation des types de poutrelle	65
Figure III.6 : diagramme de moment de poutrelle type1 à ELU	69
Figure III.7: diagramme des moments poutrelle type2 à ELU	69
Figure III.8 : diagrammes de moment de poutrelle type3 à ELU	70
Figure III.9 : diagramme de moment de poutrelle type 1 à ELS	72
Figure III.10 : diagramme de moment de poutrelle type 2 à ELS	73
Figure III.11 : diagramme de moment de poutrelle type 3 à ELS.....	73

Figure III.12 diagramme d'effort tranchant type 1 ELU	74
Figure III.13: diagramme d'effort tranchant type 2 ELU	75
Figure III.14 diagramme d'effort tranchant type 3 ELU	76
Figure III.15 : diagramme d'effort tranchant type 1 ELS	77
Figure III.16 diagramme d'effort tranchant type 2 ELS	77
Figure III.17 : diagramme d'effort tranchant type 3 ELS	78
Figure III.18 : Présentation des types de poutrelle	79
Figure III.19 : Diagramme de moment type 1 à ELU	83
Figure III.20 : Diagramme de moment type 2 a l'ELU	84
Figure III.21: Diagramme de moment type 3 a l'ELU	84
Figure III.22: Diagramme de moment type 1 a l'ELS	87
Figure III.23 : Diagramme de moment type 2 a l'ELS	87
Figure III.24 : Diagramme de moment type 3 à ELS	88
Figure III.25: Diagramme d'effort tranchant type 1 a l'ELU	89
Figure III.26: Diagramme d'effort tranchant type 1* a l'ELU	90
Figure III.27: Diagramme d'effort tranchant type 3 a l'ELU	91
Figure III.28: Diagramme d'effort tranchant type 1 a l'ELS	92
Figure III.29: Diagramme d'effort tranchant type 2 a l'ELS	93
Figure III.30: Diagramme d'effort tranchant type 3 a l'ELS	94
Figure III.31: Section béton armées « plancher terrasse »	95
Figure III.32: Section béton armées « plancher étage ».....	99
Figure III.33 : Disposition constructive des armatures de la table de compression	104
Figure III.34 : Présentation de l'escalier	105
Figure III.35 : shéma des charges équivalentes a ELU d'escalier type1	105
Figure III.36: Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 1	106
Figure III.37: section de béton armé en travée	111
Figure III.38 : section de béton armé en appui a l'ELU	112
Figure III.39 : shéma d'escalier type2	114
Figure III.40 : shéma statique de l'escalier type2.....	110
Figure III.41 : Shéma des charges équivalentes àELU d'escalier type 2.....	110
Figure III.42 : Séction de béton armé en travée	111
Figure III.43 : Séction de béton armé en appui à ELU	112
Figure III.44 : Shéma de ferrailage de l'escalier	114
Figure III.45 : La poutre palière	114

Figure III.46 : Ferrailage de la poutre palière	122
Figure IV.1 : Caractéristique de siésme	124
Figure IV.2 : Modélisation en 3D de la structure Système portique.....	125
Figure IV.3 : Modélisation en 3D de la structure vue d'une escalier système portique	125
Figure IV.4 : la disposition des murs voiles	136
Figure IV.5 : 1ère Mode de déformation.....	138
Figure IV.6 : 1ère Mode de déformation.....	138
Figure IV.7 : 2ème Mode de déformation	139
Figure IV.8 : 2 ème Mode de déformation	139
Figure IV.9 : 3ème Mode de déformation	140
Figure IV.10 : 3ème Mode e déformation	140
Figure IV.11 : Poids total de la structure Pk.....	146
Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale.....	158
Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.....	158
Figure V.3 : Ferrailage des poteaux	168
Figure V.4 : diagramme d'une section entièrement comprimée	172
Figure V.5 : Schéma de ferrailage.....	175
Figure VI.1 : Semelle isolé	178
Figure VI.2 : Shéma équivalent d'une semelle isolée.....	180
Figure VI.3 : Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	180
Figure VI.4 : Exemple de ferrailage d'une semelle filante sous voiles	186
Figure VI.5 : Exemple de ferrailage d'une semelle filante sous voiles	190
Figure VI.6 : Ferrailage des longrines.....	190

Introduction générale :

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, ...etc.

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure. Donc il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**", l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul robot professionnel 2017 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans les éléments, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL 91** et le **RPA99/version 2003**.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel en béton armé (R+6) avec un contreventement mixte, cet immeuble est implanté dans une région classée en **Zone IIa (wilaya de Sétif)**, de moyen sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 version 2003**).

Pour mener à terme ce travail nous avons structuré le manuscrit de ce mémoire en 07 chapitres

- Le 1^{er} chapitre concerne la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le 2^{ème} c'est le pré dimensionnement des éléments de la structure avec la descente de charges.
- Le 3^{ème} chapitre nous avons entamé le calcul de ferrailage des éléments secondaires tel que :
 - Les escaliers ;
 - Les balcons ;
 - L'acrotère ;
 - Le plancher ; etc...
- L'étude dynamique et sismique a été abordée au Chapitre 4 pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Pédagogique.

- Dans le 5^{ème} chapitre c'est le calcul du ferrailage des poteaux, poutres et voiles qui se font à partir des méthodes données par (**BAEL 91 mode 99**) avec respect des vérifications données par le **RPA 99v/2003**.
- le chapitre 6 c'est l'étude thermique qui permet d'avoir l'influence sur la vie de la structure suivant les changements de température saisonniers
- Et enfin Dans le chapitre 7 c'est l'infrastructure qui s'intéresse au calcul des fondations pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Chapitre I : Présentation De L'ouvrage



Chapitre I :**PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE****I.1. introduction :**

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+6) implanté à **Sétif**, cette structure est deux fonctionnelle (commerce et habitation), elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /V2003 » dans le groupe d'usage **2**, ayant une importance moyenne.

d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), par la zone **Ila** (zone de moyenne sismicité).

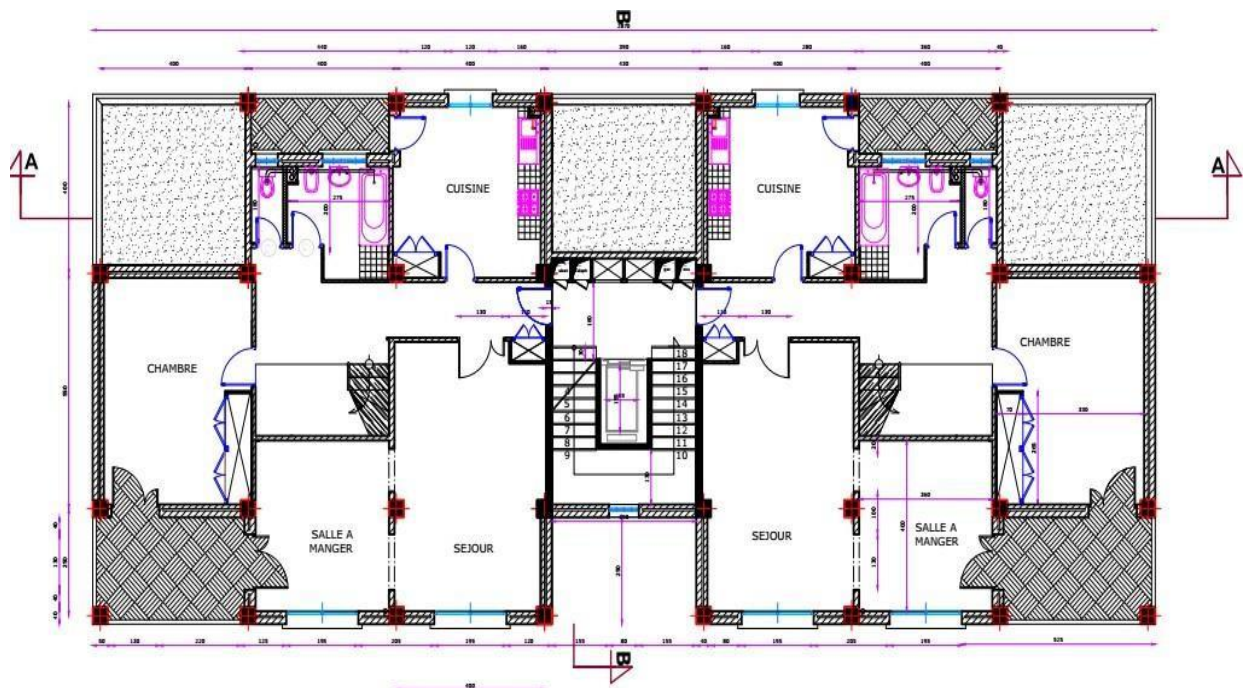


Figure I.1. Vue en plan niveaux RDC de la structure.

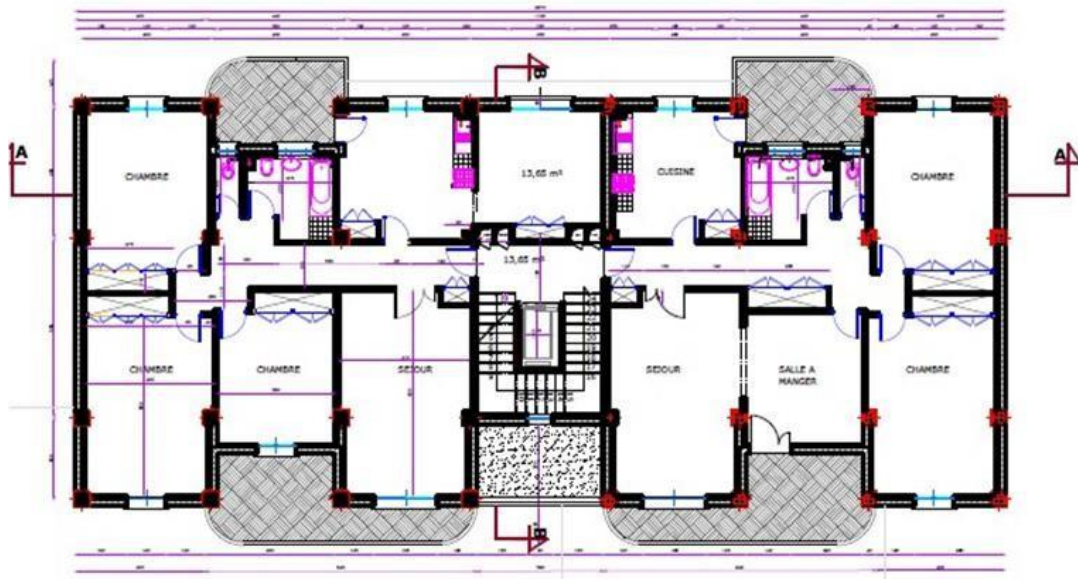
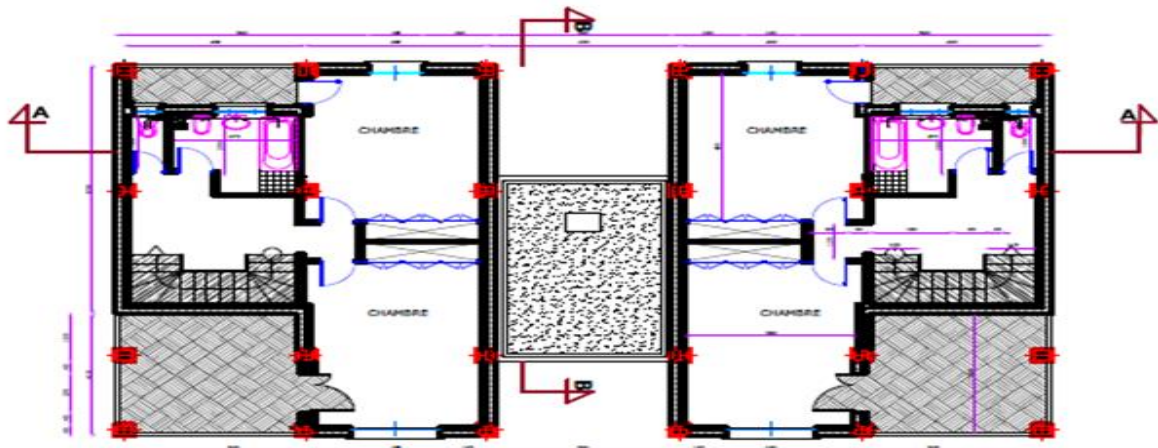


Figure I.2. Vue en plan de 1,2,3,4 étages de la structure



PLAN du DUPLEX 2EME NIVEAU
ech:1/50

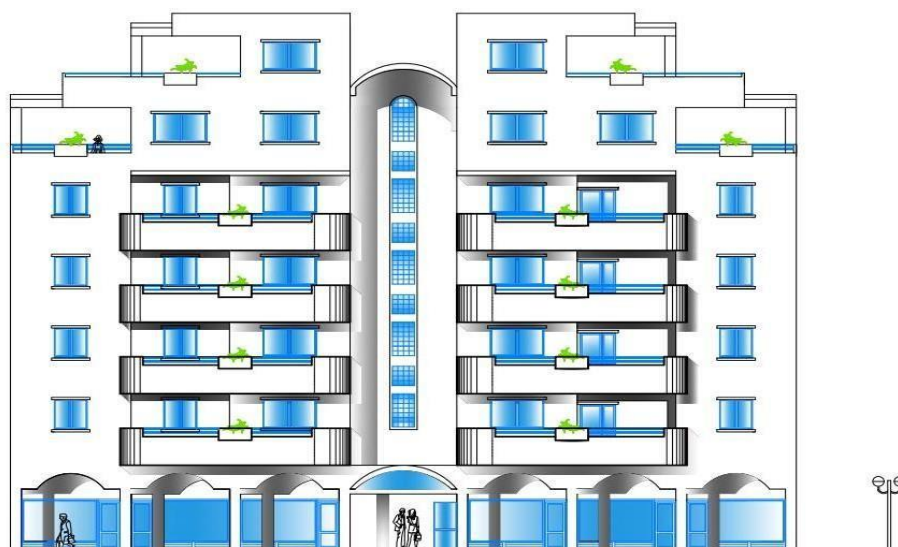


Figure I.3. façade principale

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1. Caractéristiques architecturales

- Hauteur total du bâtiment est $h_t=22.44$ m
- Hauteur du RDC : $h_{RDC} = 4.08$ m
- Hauteur d'étage : $h_{étg} = 3,06$ m
- La longueur totale du bâtiment : $L = 28.70$ m
- La largeur totale du bâtiment : $l = 12.4$ m

Notre bâtiment est une ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA2003 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa qu'il es indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

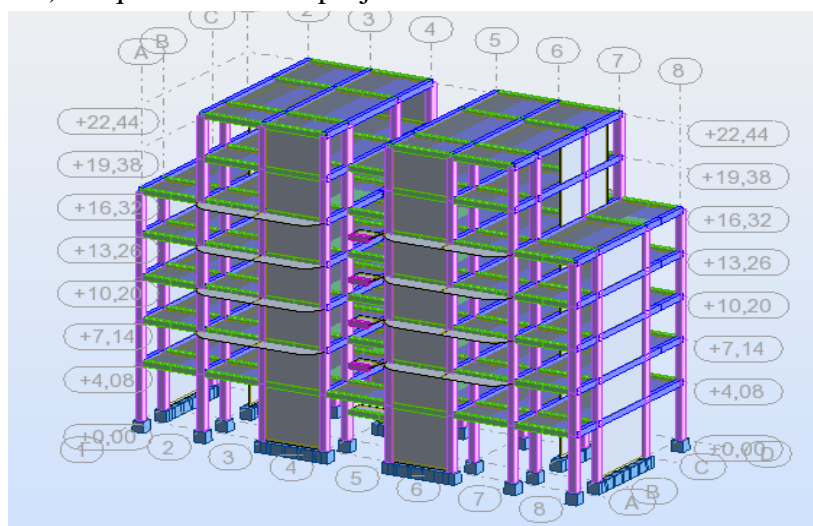


Figure I.4 Vu en 3D de la structure par l'ogiciel ROBOT

I.2.2. Données de site :

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.

- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2.5$ bars.
- L'ancrage minimal des fondations : $D=2$ m

I.3. Description structurale :

➤ Les planchers :

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

➤ Les escaliers :

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

➤ L'ascenseur :

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

➤ Les maçonneries :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm Séparées par une âme d'air de 5cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm

➤ **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

➤ **Balcons**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

➤ **Les voiles**

Seront réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

➤ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- limitation des tassements différentiels

I.4. Règlements et normes utilisées :

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA 99 /version 2003.
- BAEL91/modifiées 99.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.33.2.

I.4.1. Introduction :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton arme (CBA93) règlement en vigueur en Algérie.

I.4.2. Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux interne appelés granulats, (sable, gravier, pierres cassées...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants, Pour en modifier les propriétés.

I.4.2.1. Dosage du béton

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- | | |
|--------------------|--|
| • Ciment (CPA 425) | dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$ |
| • Sable grossier | $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{ l}$ |
| • Gravier | $15 < D_g < 25\text{m} \rightarrow 800\text{ l}$ |

- Eau de gâchage 175 l
- Enrobage : 3 cm en Infrastructure ; 2,5 cm en super structure. Le béton obtenu aura une masse volumique de 25 KN/m³.

I.4.2.2. Composition de béton :

Le dosage de différent constituant du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physique et mécanique dépend de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350kg/m² de ciment. CPA.
- 400L de sable de diamètre (0-5) mm
- 800L de gravier de diamètre (7-25) mm
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.4.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³).
- **Retrait hygrométrique** : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume : c'est le retrait.
- **Fluage** : Le retrait sous charges vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

I.4.2.4. Résistance caractéristiques du béton :

- **En compression** « f_{cj} » :BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

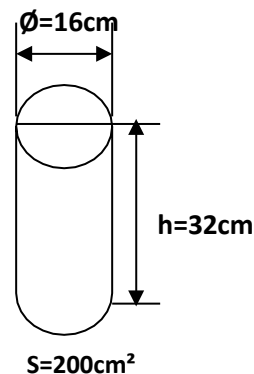
Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvettes cylindriques.

(Ø16cm ; surface=200cm² ; h=32cm)

Le CBA93 préconise pour $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{MPa.}$$



- **En traction** « f_{tj} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

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

Dans notre cas on prendra comme données

$$f_{cj} = 25MPa.$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1MPa.$$

I.4.2.5. Coefficient de poisson : BAEL91 Article (A.2.1, 3).

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de poisson est pris égal à:

$\nu=0.20$ pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

$\nu=0$ pour la justification aux E.L.U

ΔL : raccourcissement longitudinal

ΔT : Allongement transversal

$$\nu = \frac{\Delta T}{\Delta L} \text{ Coefficient de poisson}$$

Béton non fissurée : $\nu=0.20$

Béton fissuré : $\nu = 0.00$

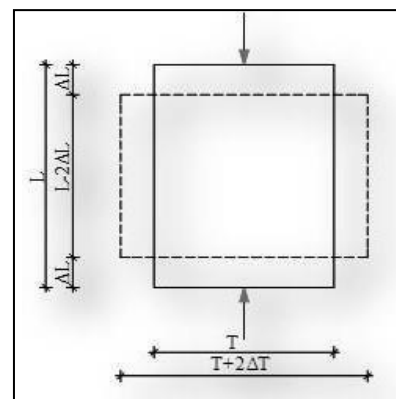


Figure I.5: Déformation transversale

I.4.2.6. Déformation du béton :

- **Déformation longitudinale (C.B.A 93) :** On distingue :
 - a. Module de déformation instantané E_{ij} (durée d'applications des charges < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164.195MPa$$

- b. Module de déformation différée E_{vj} (longue durée d'application) :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10818.9MPa.$$

I.4.3. Les aciers :

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'acier :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

I.4.3.1. Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91) :

- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2.1 du BAEL) cette valeur varie en fonction du type d'acier.

- Le module d'élasticité longitudinal E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé E_s est pris égal à : $E_s=200\ 000$ MPa.

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE22	215	Emploi courant
Ronds lisses	FeE24	235	Epingle des pièces préfabriquées
Barre HA	Fe TE40	400	Emploi courant
Type 3	Fe TE50	500	
Fils tréfiles HA	Fe TE40	400	Emploi sous forme de
Type 3	Fe TE	500	barres droites ou treillis
Fils tréfiles HA	TL	500	Treillis soudés uniquement
Type 4	50 \varnothing >6mm	520	Emploi courant
	TL	520	
	52 \varnothing ≤6mm		

Tableau I.1 : valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de Fe E40 type 1, $f_e=400$ MPa.

I.4.3.2. Diagramme contrainte déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).

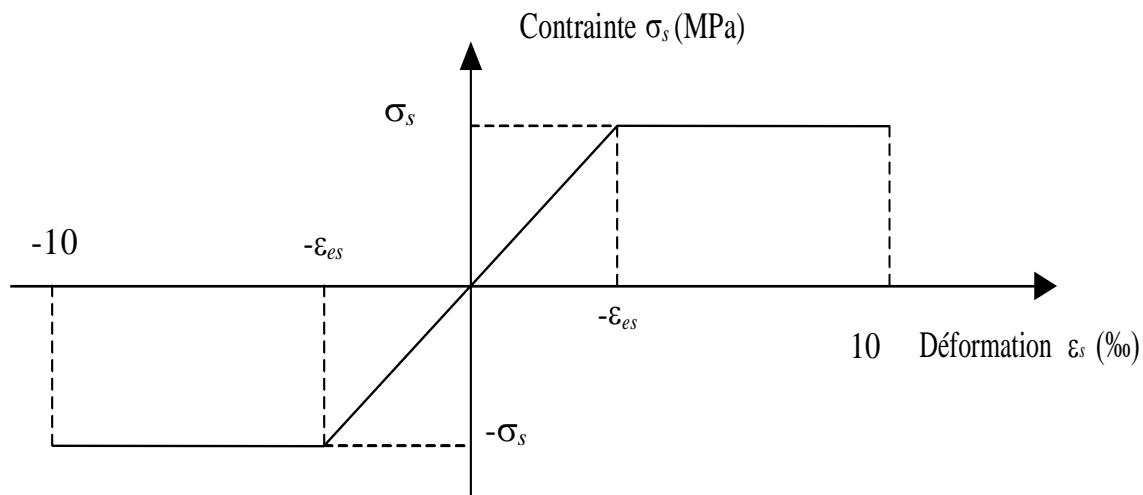


Figure I.6: Diagramme de calcul de la contrainte déformation.

I.4.3.3. Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre σ et la déformation relative ε .

I.4.3.3.a. Etat limite ultime (E.L.U) :

f_e = (limite d'élasticité de l'acier) = 400 MPa.

$\gamma_s = 1$ - (Coefficient de sécurité) = 1.15 (situation durable).

2 - (Coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle).

E_s = (module d'élasticité de l'acier) = 2×10^5 MPa

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)} = \frac{400}{(1.15 \times 2 \times 10^5)} = 1.739\%$$

$$\varepsilon_s < \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{(3.5 + 1.739)} = 0.668 \text{ MPa.}$$

$$\mu_L = 0.8 \alpha_L (1 - 0.4 \alpha_L) = 0.392$$

I.4.3.3.b. Etat limite service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suit :

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

- Cas de fissuration peut être préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = f_e$

- Cas de fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{f_e}{3}; \max \left(110 \sqrt{\eta f_{tj}}; 240 \text{ MPa} \right) \right\}$

- Cas de fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma} = \min \left\{ \frac{f_e}{2}; \max \left(90 \sqrt{\eta f_{tj}}; 200 \text{ MPa} \right) \right\}$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour rondes lisses.

$\eta = 1,6$ Pour acier HA.

I.4.4. Déformation et contrainte de calcul :

I.4.4.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :

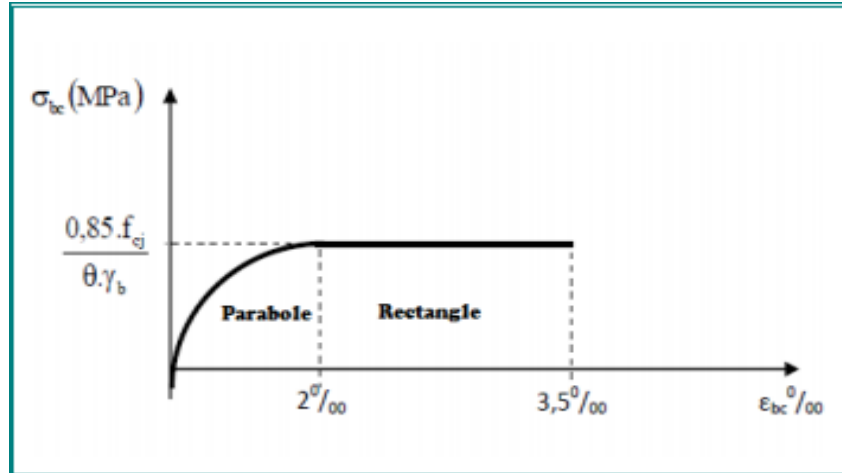


Figure I.7 : Diagramme contrainte déformation du béton.

✓ Contrainte de calcul du béton :

Si : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ la courbe est sous forme d'une parabole

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\varepsilon_{bc}}{2} \right) \right]}$$

ε_{bc} : La déformation de béton à la compression :

- $t > 24 \text{heures}$ $\theta = 1$
- $1 \leq t \leq 24 \text{heures}$ $\theta = 0,91$
- $t < 1 \text{heures}$ $\theta = 0,85$

t : est la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

$$\text{Si : } 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰} \rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

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

γ_b : Coefficient de la sécurité.

$$\gamma_b = 1,5 \text{ en situation durables} \rightarrow f_{bu} = 14,20 \text{MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelles} \rightarrow f_{bu} = 18,48 \text{MPa}$$

I.4.4.2. Etat limite service (E.L.S) :

✓ La contrainte admissible du béton à la compression :

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

$$\nu = \frac{\left(\frac{\Delta_a}{a}\right)}{\left(\frac{\Delta_L}{L}\right)} \quad \text{Coefficient de poisson}$$

Avec :

$\frac{\Delta_a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale.

$\frac{\Delta_L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale.

$\nu = 0.2$ Pour l'état limite service (E.L.S).

$\nu = 0$ Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

I.4.4.3. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a **ELU** est définie par :

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

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\tau_u = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min\left(0, 15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable \& fissuration très Préjudiciable.}$$

I.4.5. Règles des trois pivots :

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure ci-après).

Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots écrite dans le code CBA93 (Art, A.4.3.3, P22).

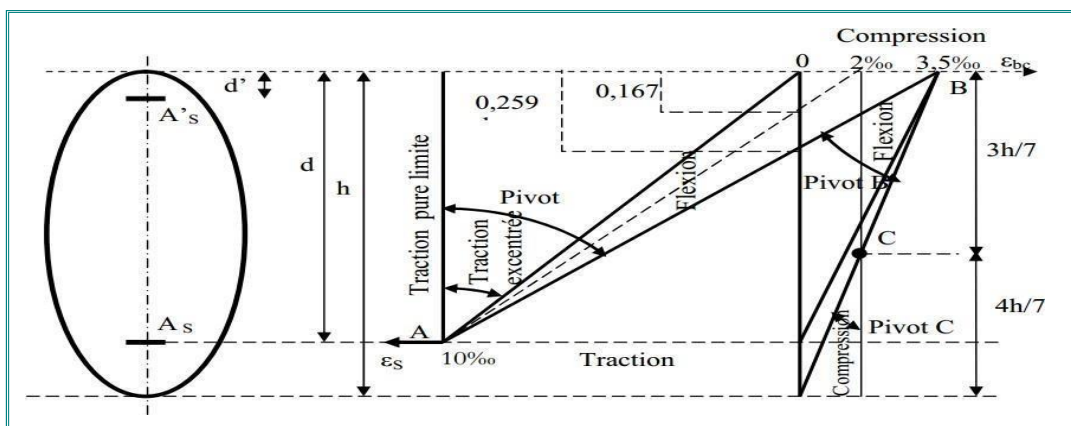


Figure I.8 : Diagrammes des déformations limitent de la section

a/ Pivot (A) région 1 :

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10.10^{-3}$.

Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

b/ Pivot (B) région 2 :

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5.10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

c/ Pivot (C) région 3 :

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc}=2.10^{-3}$.

Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I.5. HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :
Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I.5.1. Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

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

➤ **Hypothèses :**

- les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\%$ en flexion.
 $\epsilon_{bu} = 2\%$ en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : A, B ou C.

I.5.2. Etats limites de service (ELS) :

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

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

I.6. Action et sollicitation :

I.6.1. Action :

Les charges ou les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charge permanente, d'exploitation, climatique, etc.) ou résultat de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc.).

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion). Développés dans une construction par une combinaison d'action donnée.

On distingue trois types d'action :

I.6.1.1. Charge permanent (actions permanentes) :

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Les poids propre de la structure.
- Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure.
- Les poussées des terres ou les pressions d'hydrostatiques dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps.
- Les déformations permanentes imposées à la construction (tassement, retraits...)

I.6.1.2. Charge variables (action variable) :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus aux moins constante ; mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes; on distingue :

- charge d'exploitation.
- actions climatiques.
- les actions dues à la température.
- les actions appliquées en cours d'exécution.

I.6.1.3. Charge accidentelle :

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme par exemple :

- les séismes.
- les incendies.
- les chocs.
- les explosions.

I.6.2. Sollicitation :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées

- G= charge permanent.
- Q= charge d'exploitation.
- W= action du vent.
- E= action du séisme.

I.6.3. Combinaison d'action :

Dans le cas où les planchers sont soumis uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitation, les combinaisons à considérés et ceci pour tous les éléments du plancher (nervure etc...).

Sont : à **selon BAEL 91** :

➤ **Combinaison d'actions à l'ELU : BAEL99 (Art. A.3.3.21):**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

Ψ_0, Ψ_1 , et Ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**
Expressions dans lesquels

- 1.5 dans le cas général

$\gamma_{Q1} = - 1.35$ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine)

➤ **Situations accidentelles ELS : (Art. A.3.3.22 BAEL99)**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

F_A : Valeur normale de l'action accidentelle

$\Psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

➤ On que pour les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges variables on à la formule suivante : selon **RPA99 VERSION 2003**

- **Situations durables** : - l'E.L.U : $1.35G+1.5Q$
- L'E.L.S : $G+Q$

- **Situations accidentelles :** - $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G+Q \pm 1.2 * E$ pour les structures auto-stable

Chapitre II : Pré-dimensionnement



Chapitre II :**PRÉ-DIMENSIONNEMENT****II.1. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :**

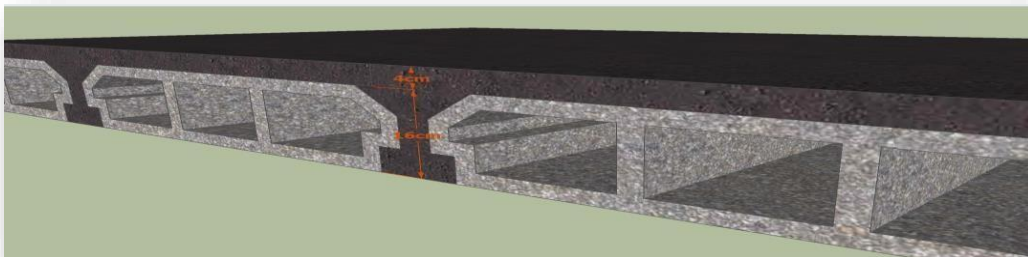
Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure.

II.1.1. Planchers :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique. Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure à surcharges modérées.

II.1.1.1. Planchers à corps creux BAEL 91 :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armée et des éléments de coffrage ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (Hourdis+ Dalle de compression).



FigureII.1: Dimensionnement de plancher à corps creux.

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

- Plus économique.
- Ils ne demandent pas de coffrage (mise en place rapide).

II.1.1.1.1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté pour le critère de la plus petite portée car il permet de réduire les flèches.

II.1.1.1.2. Epaisseur du plancher :

❖ Résistance au feu:

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu
- $e = 17,5\text{cm}$ pour quatre heures de coupe-feu

On prend: $e_1 = 17,5\text{cm}$.

❖ Isolation phonique (acoustique) :

Selon les règles BAEL 91(CBA 93) l'épaisseur du plancher doit avoir une bonne isolation acoustique.

On prend: $e_2 = 16\text{ cm}$

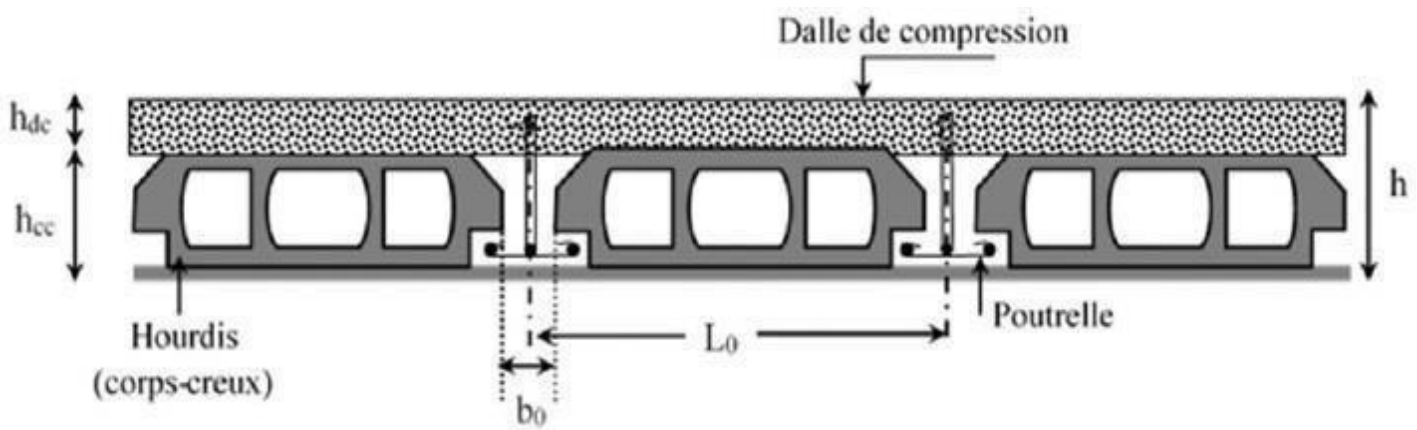


Figure II.2 Plancher en corps creux.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculé pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage, ne soit pas trop élevées à cause de désordre que ceux-là occasionnerons aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur du plancher est donnée par la norme suivante : (**BAEL 99 / Art B.6, 8,423**)

➤ **condition de fleche :**

Pour les planchers à corps creux l'épaisseur est condition de flèche par :

$$\frac{L}{22.5} \text{ Pour assurer la vérification de la flèche}$$

e_3 : L'épaisseur de plancher.

- $L_{MAX} = \text{Min}(L_{MAX}^X; L_{MAX}^Y) = \text{Min}(5.50; 4.30) = 4.30 \text{ m.}$
 $e_3 \geq \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm}$
- $h_t = \text{Max}(e_1; e_2; e_3) = \text{Max}(17.5; 16; 19.11) = 19.11 \text{ cm.}$

On prend: **$h_t = 20 \text{ cm.}$**

Donc :

1. on utilise un plancher de type (16+4).
2. Dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm.}$).

II.1.1.3. Les poutrelles :

Les poutrelles sont calculés en section en T (solidaire à la dalle de compression)

Le dimensionnement ce fait selon les règles mise on oeuvre par le CBA 93 (A.4.1.3)

b = la largeur de compression effective, elle donne

➤ **Détermination de (b_1 et b_0):**

D'après les conditions suivantes :

$$b_0 \geq [0,3 h_t; 0,4 h_t] \text{ avec } h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_0 \geq [6; 8] \rightarrow \text{on adopte } \mathbf{b_0 = 10 \text{ cm.}}$$

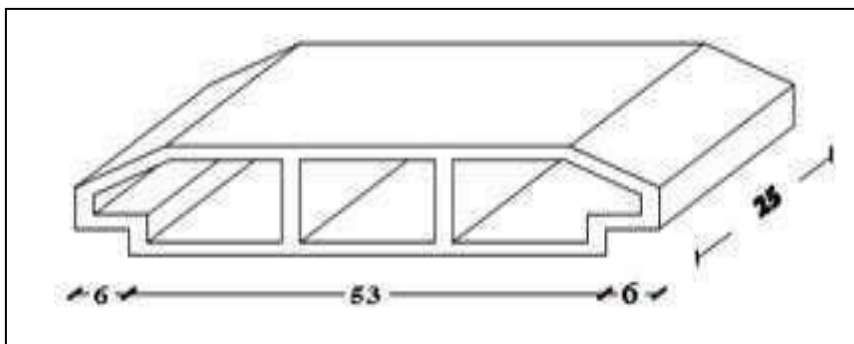


Figure II.3 : Dimensions du corps creux

$b_1 \geq \min[L_0/2 ; L_{\max}/10]$ Avec:

L_0 : Largeur de corps creux.

$$L_0 = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

b : la distance entre le mortier de deux corps creux.

$b_1 \geq \min[55/2 ; 430/10] = \min(27,5 ; 43) \text{ cm}$; on adopte **$b_1 = 27,5 \text{ cm}$** .

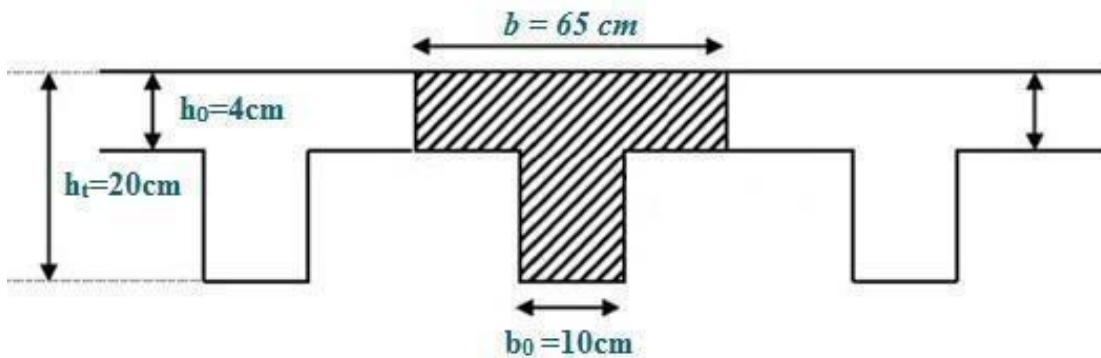


Figure II.4: Dimension de la poutrelle en béton.

II.1.1.2) Les Planchers en dalles pleines :

Ce plancher est constitué par une dalle d'épaisseur constante reposant sur un système de poutre secondaires et principales ; les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a- Résistance au feu :

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
- ✓ $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

On admet : $e = 11 \text{ cm}$.

b- isolation phonique (acoustique):

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à

15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

c- Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

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

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés a une portée égale à : $L_x = 4.30\text{m}$

$$\frac{430}{50} \leq e \leq \frac{430}{40} \Rightarrow 8.60\text{cm} \leq e \leq 10.75\text{cm}$$

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

Alors on adopte :

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

➤ *Condition De Flèche* **BAEL 91 article B.6.5,3**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

- $F_{\max} \leq \frac{L}{500}$ si la portée L est au plus égale à 5m
- $F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0,5$ si la portée L est supérieure à 5m (L en cm)

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1\text{m}$ avec une épaisseur ;
 $e = 15\text{cm}$. Supposée travaillant comme une poutre encastree sur les deux extrémités.

D'après le calcul, la flèche est vérifiée, alors on prend $e = 15 \text{ cm}$.

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

$$F_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Avec : F_{\max} : Flèche maximale du plancher.

L : portée du plancher = 4.30m

e : épaisseur du plancher.

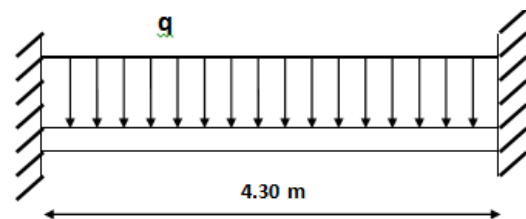


Figure II.5: Flèche de la dalle

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{be^3}{12}$.

$$I = \frac{1000 \times 150^3}{12} = 281.25 \times 10^6 \text{ mm}^4; E = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 0,93 \text{ cm}$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé, voir descente de charge)

Charge permanente (terrasse) : $G = 6.4 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$q = (G + Q) \times b \Rightarrow q = 7.4 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 7.4 \times (4300)^4}{384 \times 32164,2 \times 281.25 \times 10^6} = 3.64 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = 3.64 \text{ mm} \leq \bar{F} = 0.93 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

D'après les conditions précédentes, on adopte une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$, pour toutes les dalles.

II.1.1.2.a) dalle machine

On prend l'épaisseur de la dalle machine $e = 15 \text{ cm}$

II.1.1.3) Les balcons :

a) Résistance au feu:

- ✓ $e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe-feu.
 - ✓ $e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.
 - ✓ $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu
- On admet : $e = 15 \text{ cm}$.

b) isolation phonique (acoustique):

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à

15 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

c) Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

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

➤ **Dalle sur deux appuis**

$$L_x = 400 \text{ cm} ; L_y = 250 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

$$11.43 \text{ cm} \leq e \leq 13.33 \text{ cm}$$

➤ **Dalle sur quatres appuis**

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$$

$$8.8 \leq e \leq 11$$

II.1.1.4) Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins. Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Un escalier est déterminé par :

L_0 : Longueur projeté de la paillasse

g : Giron.

h : Hauteur de la contre marche

α : Inclinaison de la paillasse

E : Emmarchement

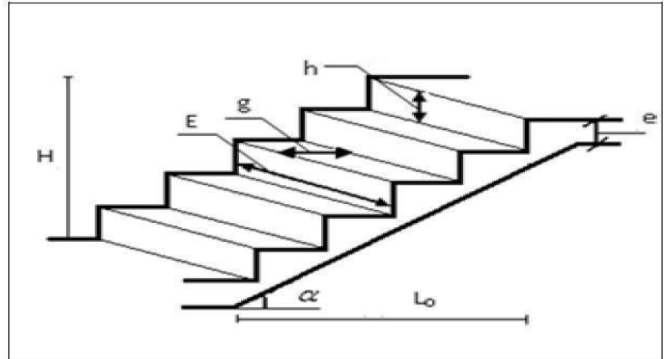


Figure II.6: Présentation de l'escalier

H : la hauteur de la volée

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de

Blondel qui est donnée par :

$$59\text{cm} \leq g + 2 * h \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

En pratique on prend $g+2h=64\text{cm}$.

Soit (n) le nombre de contre marches et ($n-1$) le nombre de marches

L_0 : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots\dots\dots(2)$$

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n : est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H=0$ (cm)

II.1.1.4.a) Type I : Escalier droit à deux volée :

➤ Escalier de RDC :

On a : $H = 204$

$L_0 = 240\text{cm}$

$$\Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 204 + 240)n + 2 \times 204 = 0$$

$$\Rightarrow n = 10.51$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 10$)

Nombre de marche ($n-1 = 9$)

$$g = L_0 / (n-1) = 240 / 9 = 26.66\text{cm}$$

On adopte $g = 30\text{ cm}$

$$h = H / n = 204 / 10 = 20.4\text{cm}$$

on adopte $h = 20\text{ cm}$

□ Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

$$L/40 \leq e \leq L/30 \text{ avec } L = \text{longueur total}$$

$$L = 430\text{ cm}$$

$$10.75 \leq e \leq 14.33$$

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

□ Inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{240} \Rightarrow \alpha = 40.36^\circ$$

➤ Paillasse :

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{204}{\sin(40.36)} \Rightarrow L_p = 315.01\text{ cm} \text{ (} L_p = \text{longueur de la paillasse).}$$

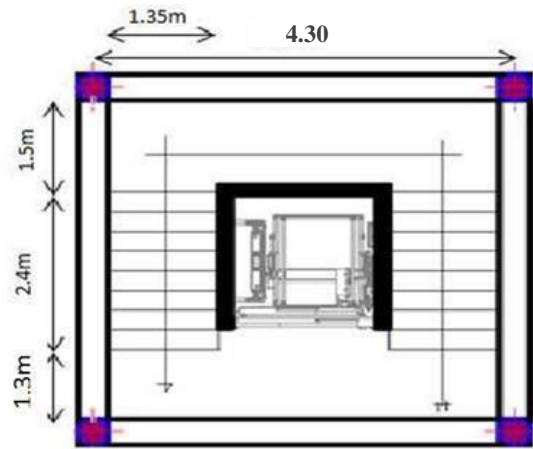


Figure II.7: Escalier de RDC

II.1.1.4.a) Les poutres palières :

Selon le BAEL91 :

$$L_{max} = 4.30\text{m} = 430\text{cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10} ; \frac{ht}{2} \leq b \leq \frac{2 \times ht}{3}$$

On a

$$\frac{430}{15} \leq ht \leq \frac{430}{10}$$

$$28.66\text{cm} \leq ht \leq 43\text{cm}$$

On adopte $ht = 40\text{cm}$

$$\text{Donc : } b \geq \left(\frac{40}{2} \leq b \leq 40 \times \frac{2}{3} \right)$$

$$B \geq (20 \leq b \leq 26.66)$$

On adopte : $b = 30\text{cm}$

D'après **L.R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit vérifier. **Zone sismique 2.**

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $ht \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $ht/b \leq 4 \rightarrow 1.33 \leq 4$ condition vérifiée.

II.1.1.4.b) Type II : Escalier droit à deux volée :

➤ Escalier d'étage courant

On a : $H = 153$

$L_0 = 240\text{cm}$

$$\Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 9$)

Nombre de marche ($n-1$) = 8

$$g = L_0 / (n-1) = 240 / 8 = 30\text{ cm}$$

On adopte $g = 30\text{ cm}$

$$h = H / n = 153 / 9 = 17\text{ cm}$$

on adopte $h = 17\text{ cm}$

➤ Epaisseur de la paillasse :

Elle est calculée par la relation suivante :

$$L/40 \leq e \leq L/30 \text{ avec } L = \text{longueur total}$$

$$L = 430\text{ cm}$$

$$10.75 \leq e \leq 14.33$$

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

□ Inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

□ Paillasse :

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{\sin(32.51)} \Rightarrow L_p = 285\text{ cm} \text{ (} L_p = \text{longueur de la paillasse).}$$

II.1.1.4.c) Les poutres palières :

Selon le BAEL 91 :

$$L_{\max.} = 4,30\text{m} = 430\text{cm.}$$

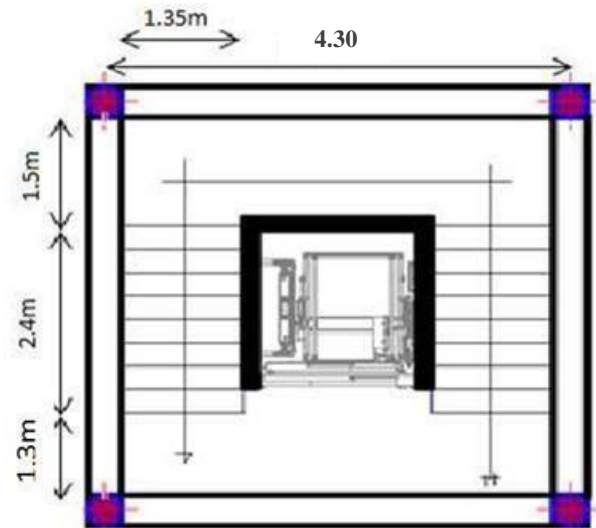


Figure II.8 : Escalier d'étage courant

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} ; \frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3}$$

On a:

$$430/15 \leq h_t \leq 430/10.$$

$$28.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 43 \text{ cm}.$$

On adopte **h_t = 40cm.**

$$\text{Donc : } b \geq (40/2) \leq b \leq (40 \times 2/3).$$

$$b \geq (20) \leq b \geq (26.66) \text{ cm}.$$

On adopte : **b = 30cm.**

D'après **L.R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit vérifier. **Zone sismique 2.**

- ✓ $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30\text{cm} \rightarrow 40\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- ✓ $h_t/b \leq 4 \rightarrow 1.33 \leq 4$ condition vérifiée.

II.1.1.5) L'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjointif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales

Surface et Poids propre:

$$S = (0.6 \times 0.1) + \frac{(0.08 + 0.1) \times 0.1}{2}$$

$$S = 0.06 + 0.009$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

Poids propre

$$G = S \times \gamma = 0.069 \times 25 = \frac{1.725 \text{ kN}}{\text{ml}}$$

Revêtement

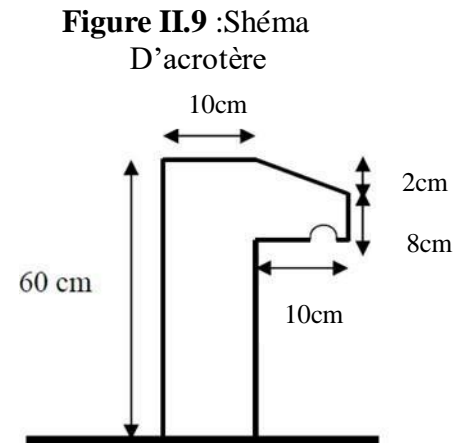


Figure II.9 : Schéma D'acrotère

$$G_R = S_r \times \gamma_r = [0.6 + 0.1 + \sqrt{(0.02 \times 0.02) + (0.1 \times 0.1)} + 0.08 + 0.1 + 0.5] \times 0.02 \times 22$$

$$G_R = 0.652 \text{ KN/ml}$$

$$\rightarrow W_p = 1.725 + 0.652 = 2.377 \text{ KN/ml}$$

La Surcharge d'exploitation est estimée à Q=1KN/m

➤ **La charge sismique :**

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ RPA99/V2003 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 3, zone II_a, $A=0,1$)

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

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

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,377 \Rightarrow F_p = 0,76064 \text{ KN}$$

II.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.2.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux permettant la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de la résistance et de la flèche, imposées par les règles (B.A.E.L 91 mod 99).

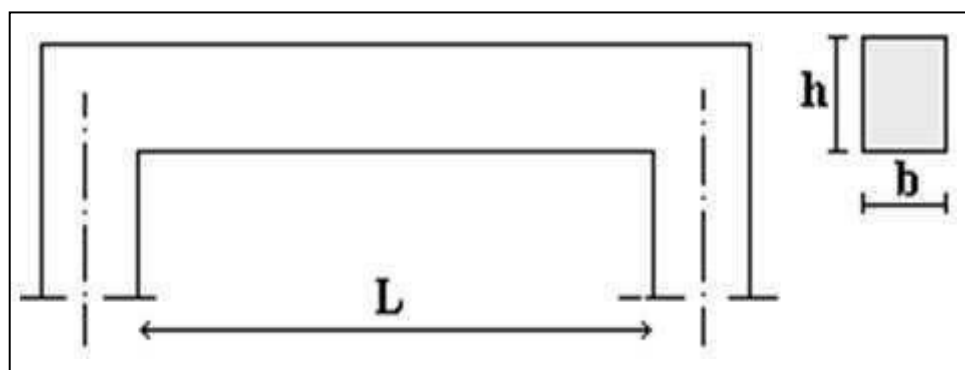


Figure II.10 : Dimensionnement de la poutre

- ◆ b : largeur de la base de la poutre.
- ◆ h : hauteur totale de la poutre.
- ◆ L : la plus grande portée mesurée à nu d'appuis.

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

II.2.1.1. Les poutres principales(TRANSVERSALE) :

Selon le BAEL 91 :

$$L_{may,y} = 5.50m = 550cm.$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} ; \frac{L_{max}}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3}$$

On a:

$$550/15 \leq h_t \leq 550/10.$$

$$36.66cm \leq h_t \leq 55cm. \text{ On adopte : } h_t = 45cm.$$

$$\text{Donc : } b \geq (45/2) \leq b \geq 45 \times 2/3.$$

$$(22,50 \leq b \geq 30,00) \text{ cm.}$$

On adopte: **b = 30cm.**

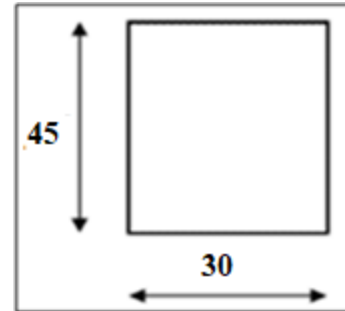


Figure II.11 :Les poutres principales.

D'après **L.R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit vérifier. **Zone sismique I.**

- ✓ $b \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm$ condition vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30cm \rightarrow 45cm > 30cm$ condition vérifiée.
- ✓ $h_t/b \leq 4 \Rightarrow 1.5 \leq 4$ condition vérifiée.

II.2.1.2. Les poutres secondaires (LONGITUDINALE) :

Selon le BAEL 91 :

$$L_{max} = 4.30m = 430cm.$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} ; \quad \frac{h_t}{2} \leq b \leq \frac{2 \times h_t}{3}$$

On a:

$$430/15 \leq h_t \leq 430/10.$$

$$28.6cm \leq h_t \leq 43cm.$$

On adopte **h_t = 40cm.**

Donc : $b \geq (40/2 \leq b \geq 40 \times 2/3).$

$$b \geq (20 \leq b \geq 26,67) cm..$$

On adopte : **b = 30cm.**

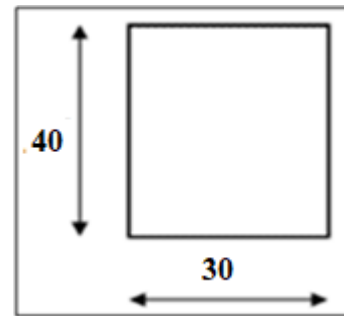


Figure II.12: Les poutres secondaires.

D’après **L.R.P.A 99 version 2003** la condition suivante doit vérifier. **Zone sismique I.**

- ✓ $b \geq 20cm \rightarrow 30cm > 20cm$ condition vérifiée.
- ✓ $h_t \geq 30cm \rightarrow 40cm > 30cm$ condition vérifiée.
- ✓ $h_t/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 \leq 4$condition vérifiée.

II.2.2. Evaluation des charges et surcharges revenants aux différents planchers et murs :

Dans le but d’effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenants aux différents planchers.

II.2.2.1. Plancher :

II.2.2.1.a) poids propre planche terrasse corps creux :

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.06	20	1.2
Multicouche d’étanchéité	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.065	22	1.43
Isolation thermique	0.025	4	0.1

Plancher corps creux (16+4)	0.20		2.8
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total			5.85

Tableau II.1 . Poids propre du plancher terrasse

$G_{\text{terrace}} = 5.85 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{\text{terrace}} = 1 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

II.2.2.1.b) poids propre planche terrasse inaccessible dalle plein :

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques ₃ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.02	20	0.8
Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.065	22	1.43
Isolation thermique	0.025	4	0.1
Plancher dalle plein	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Total			6.40

Tableau II.2. Poids propre du plancher terrasse inaccessible dalle plein

$G_{\text{terrace}} = 6.40 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{\text{terrace}} = 1 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

II.2.2.1.c) Plancher étage courant corps creux :

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques ₃ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.06	20	0.8
Mortier de pose	0.02	20	0.4

Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	14	0.28
Plancher corps creux (16+4)	0.20	/	2.8
Cloisons légères de séparation	0.1	9	0.9
Total			5.54

Tableau II.3 . Poids propre du plancher étage courant

$G_{\text{terrace}} = 5.54 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{\text{terrace}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

II.2.2.2) Balcon :

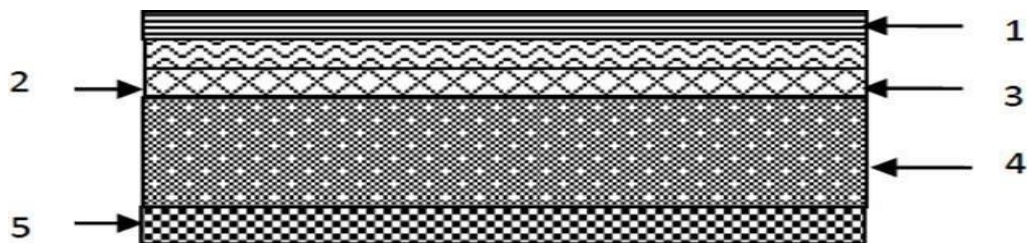


Figure II.13 Coup transversal de plancher à dalle pleine (Balcon).

Désignation des éléments	Epaisseur s(m)	Poids volumique s (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	14	0.28
Dalle plein	0.15	25	3.75
Garde de corps	/	/	0.15
Total			5.34

Tableau II.4. Poids propre du balcon

$G_{\text{terrace}} = 5.34 \text{ KN/m}^2$; étant la charge permanente revenant à la terrasse inaccessible.

$Q_{\text{terrace}} = 3.5 \text{ KN/m}^2$; étant la surcharge revenant à la terrasse inaccessible (DTR BC2-2).

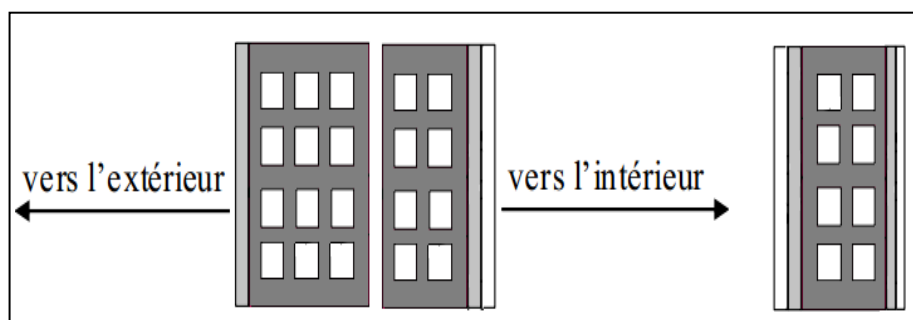
II.2.2.3) Murs :

II.2.2.3.a) Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses)

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques ₃ (KN/m)	Poids (KN/m ²)
enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Brique creuses	0.15	9	1.30
L'âme d'air	0.05	/	/
Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Brique creuses	0.10	9	0.9
Total			2.85

Tableau II.5 . Poids propre murs extérieurs

$G_{\text{murs ex}} = 2,85 \text{ KN/m}^2$: étant la charge permanente revenant aux murs extérieurs.



FigureII-14 : Double cloisons et mur simple.

II.2.2.3.b) Murs intérieurs :

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques ₃ (KN/m)	Poids (KN/m ²)
2×enduit en plâtre	0.2	10	0.4
Brique creuses	0.10	9	0.9
Total			1.30

Tableau II.6 . Poids propre des murs intérieurs.

II.2.2.4. Escaliers :**II.2.2.4.a) Charge de la volée 1 ($\alpha = 40.36^\circ$) :**

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques ₃ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.40
Marche	h/2	22	1.98
Paillasse	0.15/cosa	25	4.92
Enduit en plâtre	0.02/cosa	10	0.25
Total			8.83

Tableau II.7. Poids propre de la volée 1.

$$G = 8.593 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.4.b) Charge de la volée 2 ($\alpha = 32.51^\circ$)

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques ₃ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.40
Marche	h/2	22	1.87

Paillasse	0.15/cosa	25	4.448
Enduit en plâtre	0.02/cosa	10	0.237
Total			8.24

Tableau II.8. Poids propre de la volée 2.

$$G = 8.24 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.4.c) Charge du palier :

Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Total			5.35

Tableau II.9. Poids propre du palier.

$$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$$

II.2.3) Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une

Section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

Selon le RPA99 (version 2003), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée.

❖ Condition RPA :

- $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm}$ pour la zone I et II
- $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq a/b < 4$

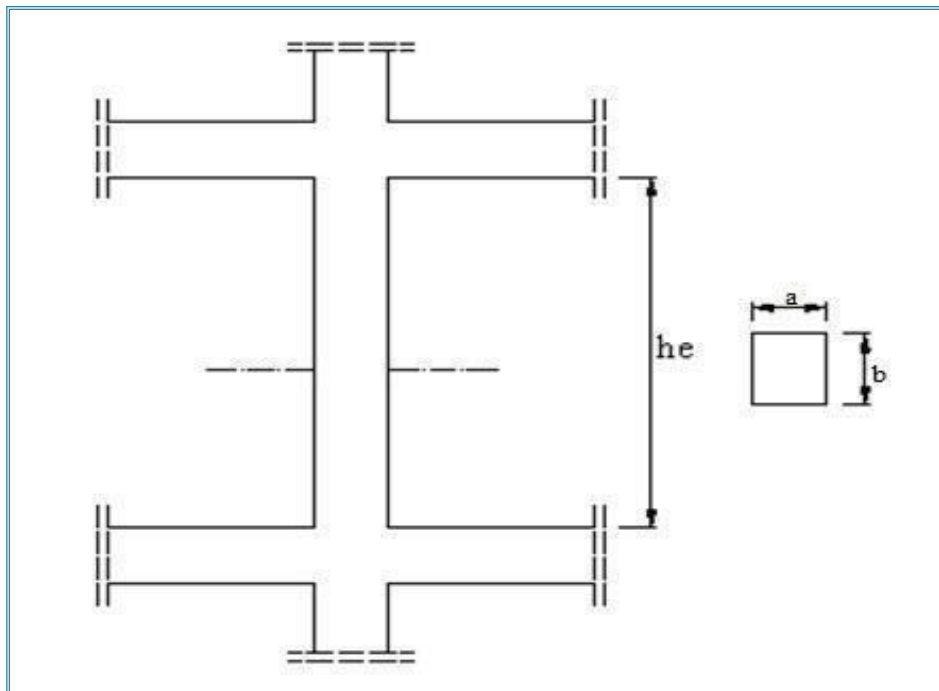


Figure II.15. Dimension des poteaux.

Tel que :

h_e : hauteur libre d'étage. $h_e = 4.08$ (RDC) et 3.06 (étage courant)

(a, b) : dimension de la section.

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

On adopte préalablement la section des poteaux ($a \times b$) comme suit

<i>Étages</i>	<i>RDC</i>	<i>1^{ère} +2+3+4+5+6 étages</i>
<i>Sections(a*b)cm²</i>	(40x50)	(40x50)

Tableau II.10 : la sèction des poteaux

II .2.3.1. Poteau central « a »

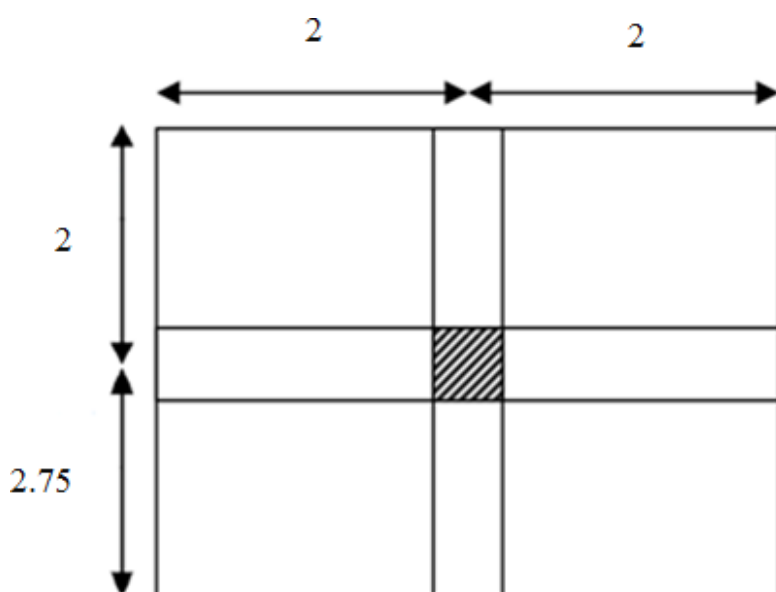


Figure II.16: représentation du poteau le plus sollicité du RDC et le 1^{er} et 2^{ème}+3+4+5+6 étages

- **Surface total:**

$$S_T = S_Q = (2+2.75) \times (2+2) = 19 \text{ m}^2$$

- **Surface du plancher prise par le poteau :**

$$S_T = S_Q = ((2.75 + 2) - 0,4) \times ((2+2) - 0,5) = 15.22 \text{ m}^2$$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N°6	N1-1	1. Plancher terrasse: $G_p=5,85*15,22=89,037$ 2. Poutre principale : $G_{pp}=25*0,45*0,3*4,35=14,68$ 3. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*0,4*0,3*3,5=10,5$	114,217
	N2-2	1. Poids venant : N1-1=114,217 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0,4*0,5=15,3$	129,517
ETAGE N°5	N3-3	1. Poids venant : N2-2=129,517 2. Plancher courant : $G_p=5,54*15,22=84,318$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=25*0,45*0,3*4,35=14,68$ 4. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*0,4*0,3*3,5=10,5$	239,015
	N4-4	1. Poids venant : N3-3=239,015 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0,4*0,5=15,3$	254,315
ETAGE N° 4	N5-5	Poids venant : N4-4=254,315 $G=G_p+G_{pp}+G_{ps}=109,498$	363,813
	N6-6	1. Poids venant : N5-5=363,813 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0,4*0,5=15,3$	379,113
ETAGE N° 3	N7-7	1. Poids venant : N6-6=379,113 2. Plancher courant : $G_p=5,54*15,22=84,318$ 3. Poutre principale : $G_{pp}=0,45*0,3*4,35=14,68$ 4. Poutre secondaire : $G_{ps}=25*0,4*0,3*3,5=10,5$	488,611
	N8-8	1. Poids venant : N7-7=488,611 2. Poids propre du poteau : $G_{po}=25*3,06*0,4*0,5=15,3$	503,911

ETAGE N° 2	N ₉₋₉	1. Poids venant : N ₈₋₈ =503,911 G=G _p +G _{pp} +G _{ps} =109,498	613,409
	N ₁₀₋₁₀	1. Poids venant : N ₉₋₉ =613,409 2. Poids propre du poteau : G _{po} =25*3,06*0.40*0.50=15,3	628,709
ETAGE N° 1	N ₁₁₋₁₁	Poids venant N ₁₀₋₁₀ =628,709 G=G _p +G _{pp} +G _{ps} =109,498	738,207
	N ₁₂₋₁₂	1. Poids venant : N ₁₁₋₁₁ =738,207 2. Poids propre du poteau : G _{po} =25*3,06*0.40*0.50=15,3	753,507
ETAGE N°RDC	N ₁₃₋₁₃	1. Poids venant : N ₁₂₋₁₂ =753,507 2. Plancher courant : G _p =5,54*15,22=84,318 3. Poutre principale : G _{pp} =25*0,45*0,3*4,35=14,68 4. Poutre secondaire : G _{ps} =25*0,4*0,3*3,5=10,5	863,005
	N ₁₄₋₁₄	1. Poids venant : N ₁₃₋₁₃ =863,005 2. Poids propre du poteau : G _{po} =25*4,08*0,4*0,5=20,4.	883,405

Tableau II. 11 : Charge permanente pour le poteau « a »

II .2.3.2. Poteau central « b »

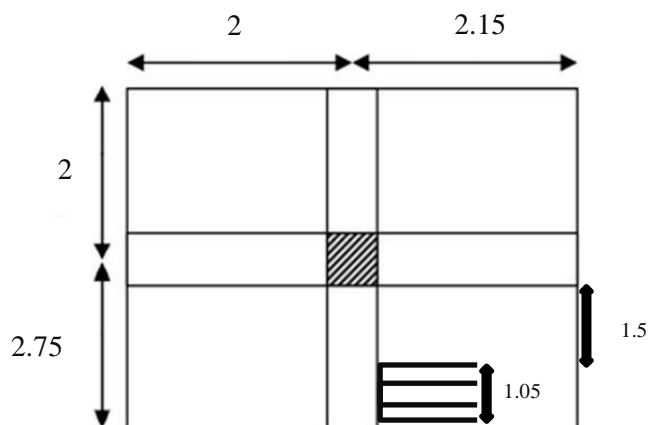


Figure II.17: représentation du poteau le plus sollicité du RDC et le 1^{er} et 2^{ème}+3+4+5+6 étages

Plancher terrasse:

$$S_Q = (2 + 2.75) \times (2 + 2.15) = 19.71m^2$$

$$S_G = (2 + 2.75 - 0.4) \times (2 + 2.15 - 0.5) = 15.87m^2$$

Plancher étage :

$$S_{a1} = (2 \times (2 + 2.15) + (2.75 \times 2)) = 13.8m^2$$

$$S_a = (1.8 \times 3.65) + (2.55 \times 1.75) = 11.03m^2$$

$$\text{Palier} : S_G = 1.5 \times 1.90 = 2.85m^2$$

$$\text{Volée} : S_G = 1.05 \times 1.90 = 1.995m^2$$

	Niveau	Détermination des charges	G(KN)
ETAGE N° 6	N₁₋₁	1.plancher terrasse 15.87*5,85=92,83m ² p.p : 0,45*0,3*25*4,35=14,68m ² p.s : 0,4*0,3*25*3,65=10,95m ²	118,46
	N₂₋₂	Poids venant : 118,46 Poteau : 0,4*0,5*25*3,06=15,3m ²	133,76
ETAGE N° 5	N₃₋₃	Plancher étage 11,03*5,54=61,1m ² P.p = 14,68m ² p.s = 10,95m ² palier : 2,85*5,35=15,24m ²	101,97
	N₄₋₄	Poids venant : 101,97m ² Poteau : 0,4*0,5*25*3,06=15,3m ² Volée : 1,995*8,24=16,43m ²	133,7
ETAGE N° 4	N₅₋₅	Poids venant : 133,7 $G_1 = G_{\text{plancher étage}} + G_{pp} + G_{ps} + G_{\text{palier}}$ =101,97	235,67
	N₆₋₆	Poid venant :235.67 $G_2 = G_{\text{pot}} + G_{\text{volée}} = 31,7$	267,4
ETAGE N° 3	N₇₋₇	Poids venant : 267,4 $G_1=101,97$	369,37
	N₈₋₈	Poids venant : 369,37 $G_2 = 31,7$	401,07
ETAGE N° 2	N₉₋₉	Poids venant : 401,07 $G_1 = 101,97$	503,04
	N₁₀₋₁₀	Poids venant : 503,04 $G_2 = 31,7$	534,74
ETAGE N° 1	N₁₁₋₁₁	Poids venant : 534,74 $G_1 = 101,97$	636,71
	N₁₂₋₁₂	Poids venant : 636,71 $G_2 = 31,7$	668,41
ETAGE RDC	N₁₃₋₁₃	Poids venant : 668,41 $G_1 = 101,97$	770,38
	N₁₄₋₁₄	Poids venant : 770,38 $G_2 = \text{poteau} + \text{volée}$ = 36,83	807,21

II.2.4) Charges d'exploitation :

II.2.4.1) Loi de dégression (D.T.R.B.C article 63):

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), et dans le cas de notre bâtiment, on a (06) niveaux.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à 0,5Q...Q : Charge d'exploitation.

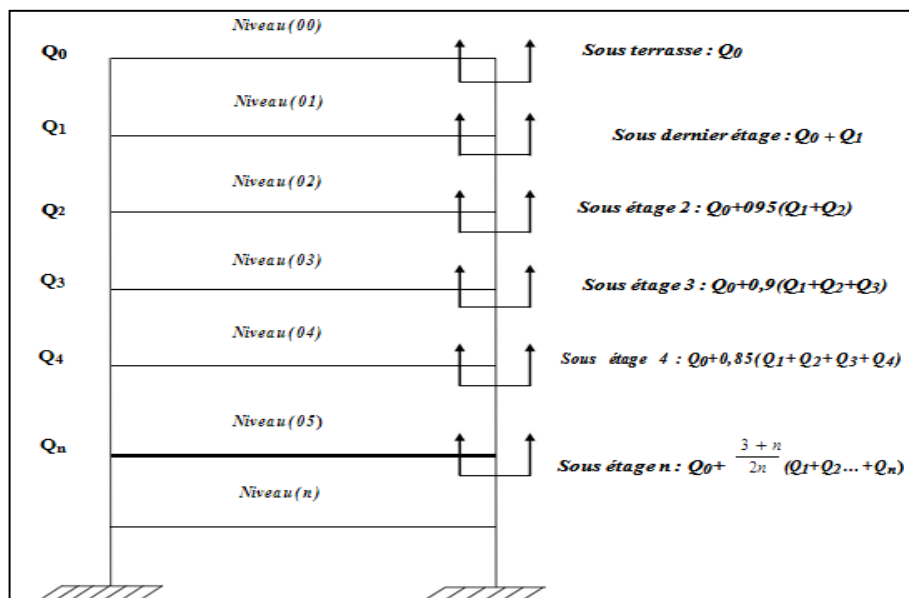
Loi de dégression appliquée pour les bâtiments à usage de bureaux :

$$Q_0 + \frac{3i+1}{2i} \times \sum (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Donnée par « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec : i: Nombre d'étage.

Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂, ..., Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.



II.2.4.1.a) Charges d'exploitation (Poteau central a) :

Niv	Q	$\frac{3i + i}{2i}$	\sum surcharge		\sum surcharge (kN/m ²)
T	Q0	/	$\sum_0=Q_0$	1	19
P ₆	Q1	1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	2.5	47.5
P ₅	Q2	0.95	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85	73.15
P ₄	Q3	0.90	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05	95.95
P ₃	Q4	0.85	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1	115.9
P ₂	Q5	0.80	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	133
P ₁	Q6	0.75	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75	147.25

Tableau II.13 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage**II.2.4.1.b) Charges d'exploitation (Poteau central b) :**

Niv	Q	$\frac{3i + i}{2i}$	\sum surcharge		\sum surcharge (kN/m ²)
T	Q0	/	$\sum_0=Q_0$	1	19.71
P ₆	Q1	1	$\sum_1=Q_0+Q_1$	2.5	49.275
P ₅	Q2	0.95	$\sum_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3.85	75.88
P ₄	Q3	0.90	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05	99.53
P ₃	Q4	0.85	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1	120.231
P ₂	Q5	0.80	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	137.97
P ₁	Q6	0.75	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7.75	152.75

Tableau II.14 : Les charges d'exploitation avec La loi de dégression de chaque étage.

II.2.4.2) Effort normal de résistance :

- ✓ $N_u = 1.35G + 1.5Q$
- ✓ $N_u^* = N_u + 10\% N_u = 1.1N_u$

Après une comparaison préliminaire, on constate que le poteau le plus sollicité est :

➤ **(Poteau central a) :**

Niveau	N_u	N_u^*
6 ^{eme} étage	203.347	223.681
5 ^{eme} étage	414.575	456.032
4 ^{eme} étage	621.527	683.679
3 ^{eme} étage	824.204	906.624
2 ^{eme} étage	1022.607	1124.867
1 ^{ere} étage	1216.734	1338.407
RDC	1413.47	1554.817

Tableau II.15 : Détermination de l'effort normale « N_U » **Poteau central.**

II.2.4.3) Vérification de la section de poteaux : BAEL91 (B.8.4, 1) :

On a une compression simple, alors, la valeur de l'effort normal ultime

$$N_u = 1,1.N_u$$

agissant sur le poteau doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha \times \left\{ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right\}$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1.15.$$

B_r : section réduite du poteau : [$B_r = (b-2) \times (h-2)$].

A : section d'acier comprimé : [$A = \max_{\min}(A^{BAEL}, A^{RPA})$].

$$A_{\min}^{BAEL} = \text{Max}(4\text{cm}^2/\text{m de périmètre} ; 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,8\% \times B \text{ (en zone II).}$$

$$A = A_{\min}^{RPA}$$

$$B = (40;40) \Rightarrow A = A_{\min}^{RPA} = 12.80\text{cm}^2.$$

α : coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

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

$$\alpha = 0.60 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

$$\lambda : \text{l'élanement mécanique } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : $0.7 L_0$ assemblé a des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que le poteau.

i: rayon de giration ; $i = \sqrt{I/B} = b/\sqrt{12}$

Avec : $(B=b \times h)$ et $(I = bh^3 / 12)$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau suivant :

NIV	SECTION	$A_{RPA_{min}}$	Lf	λ	α	Br (cm ²)	Nu*	Nu.adm	Nu* < NUadm
6 ^{eme} Étage	40×50	14	2.14	18.54	0,80	1824	223,681	2543.29	CV
5 ^{eme} étage	40×50	14	2.14	18,54	0,80	1824	456,032	2543.29	CV
4 ^{eme} étage	40×50	14	2.14	18,54	0,80	1824	683,679	2543.29	CV
3 ^{eme} étage	40×50	14	2.14	18.54	0,80	1824	906,624	2543.29	CV
2 ^{eme} étage	40×50	14	2.14	18.54	0,80	1824	1124,867	2543.29	CV
1 ^{ere} étage	40×50	14	2.14	18.54	0,80	1824	1338,407	2543.29	CV
RDC	40×50	14	2.85	24.46	0,80	1824	1554,817	2543.29	CV

Tableau II.16: vérifications la section du poteau central.

II.2.4.3.a) Vérification selon le RPA99 version2003 :

D'après le RPA99 version 2003, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

SECTION	Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
section (40X50)	Min (b, h) \geq 25 cm	Min (b, h) = 40cm \geq 25 cm	Oui
	Min (b, h) \geq he/20	Min (b, h) = 40cm \geq (he/20)	Oui
	0.25 \leq (b/h) \leq 4	0.25 \leq (b/h)=1 \leq 4	Oui

Tableau II.17 : Vérifications de coffrage des poteaux

II.2.5) Pré dimensionnement des voiles :

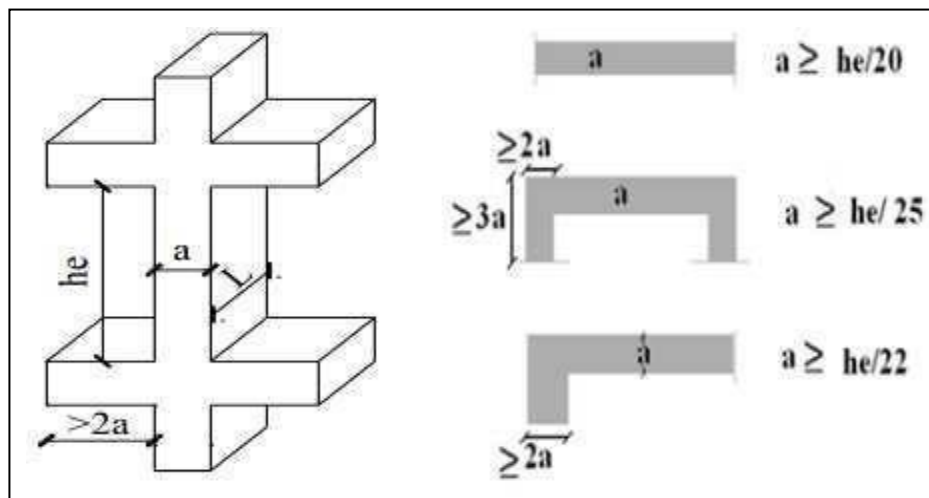


Figure II.18 Coupe de voile en plan (droite) Voile en 3D (gauche).

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- ✓ Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- ✓ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le RPA 99/version 2003, article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition

($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec

- L : Porté du voile.
- e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99/version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes :

À partir de la hauteur de RDC $h=4.08$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$a \geq \text{Max} (15\text{cm}; h_e/25; h_e/22; h_e/20)$$

Tel que : $h_e = h - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.45 = 3.63$ m (hauteurs libres

Alors $a \geq \max (15; 14.52 ; 16.5 ; 18.15)$

On prend des voiles d'épaisseur : **a=15m**.

À partir de la hauteur d'étage **h=3.06 m** et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$a \geq \text{Max} (15\text{cm}; h_e/25; h_e/22; h_e/20)$$

Tel que : $h_e = h - h_{\text{poutre}} = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$ (hauteurs libres)

Alors $a \geq \max (15; 10.44 ; 11.86 ; 13.05)$

On prend des voiles d'épaisseur : **a=15m**.

Chapitre III : éléments Secondaires



III.1) L'acrotère:

III.1.1) Principe de calcul:

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Il est soumis à son poids propre et une surcharge de 1kN/m due à la main courante.

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur, 10 cm d'épaisseur et 60 cm de hauteur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre W_P et un moment de flexion de l'application de la charge F_P à partir de l'article (6.2.3)

de RPA99 version 2003 impose l'application de la force horizontale F_P pour le calcul secondaire.

Tel que : $F_P = 4.A.C_P .W_P$

A : coefficient d'accélération de zone.

Zone IIa groupe d'usage 3 donc $A=0,10$.

C_P : facteur de force horizontale $C_P = 0,80$.

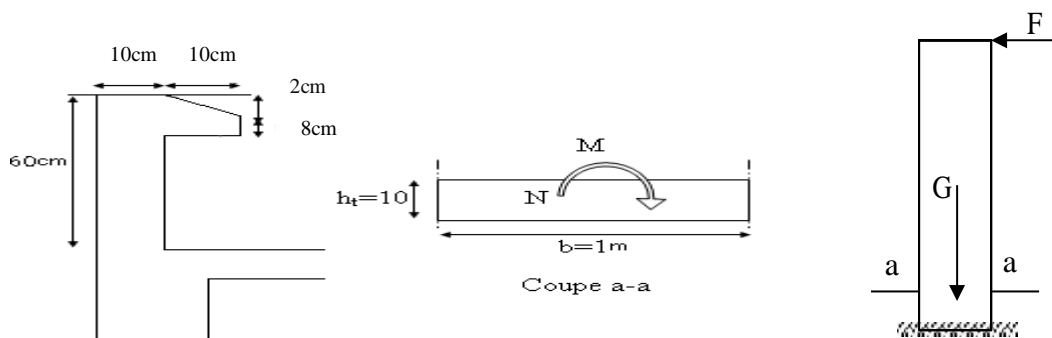


Figure III-1 : Schéma l'acrotère.

III.1.2) Calcul de l'acrotère

III.1.2.1) Surface et Poids propre :

$$S = (0.6 \times 0.1) + \frac{(0.08 + 0.1) \times 0.1}{2}$$

$$S = 0.06 + 0.009$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

- Poids propre

$$G = S \times \gamma_b = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

- Revêtement

$$G_R = S_r \times \gamma_r = [0.6 + 0.1 + \sqrt{(0.02 \times 0.02) + (0.1 \times 0.1)} + 0.08 + 0.1 + 0.5] \times 0.02 \times 22$$

$$G_R = 0.652 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow W_p = 1.725 + 0.652 = 2.377 \text{ KN/ml}$$

III.1.2.2) Force horizontale :

Type your text

On a $F_q = 1 \text{ KN/ml}$

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

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 2.377$$

$$F_p = 0.760 \text{ KN/ml}$$

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

III.1.2.3) Calcul des sollicitations :

➤ Calcul à l'ELU :

$$N_u = 1.35 \times W_p \quad \Rightarrow N_u = 3.20 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_q \cdot h$$

$$M_u = 1.5 \cdot 1 \times 0.6 \quad \Rightarrow M_u = 0.9 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Calcul à l'ELS :

$$N_s = W_p \quad \Rightarrow N_s = 2.377 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = F_q \cdot h$$

$$M_s = 1 \times 0.6 \quad \Rightarrow M_s = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

III.1.2.4) Calcul de l'excentricité :

➤ Excentricité de premier ordre :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.2} = 0.281 \text{ m}$$

donc :

$$\text{On a } \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 \Rightarrow e_u > \frac{h}{6}$$

\Rightarrow donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif

III.1.2.5) Calcul le moment fictif :

$$M_{ua} = N_u \cdot e_a$$

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_a = 0.281 + 0.09 - 0.05 \Rightarrow e_a = 0.241$$

$$d = 0.9h \Rightarrow d = 0.09$$

$$M_{ua} = 3.20 \times 0.241 = 0.7712 \text{ KN.m/ml}$$

III.1.2.6) Calcul de ferrailage :

➤ A.) Ferrailage à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 \sigma_b} = \frac{0.7712 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.2} = 0.0067$$

$$\mu = 0.0067 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0084$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s} = \frac{0.7712 \times 10^3}{0.996 \times 9 \times 348} = 0.247 \text{ cm}^2$$

A_s : la section fictive d'acier La section d'armature réelle est :

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.247 - \frac{3.20 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.155 \text{ cm}^2$$

• **A.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.08675 \text{ cm}^2$$

• **A.1.1) Le choix d'armature :**

On adopte **4HA8 = 2.01 cm²**

• **A.2) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

A.3) Espacement :

Armature longitudinales

$$S_t = \frac{25}{100} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$S = \frac{t}{4} \Rightarrow s = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

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

➤ **B.) Justification à l'ELS :**

• **B.1) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$
 $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

Telles que : σ

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 2.01y - 30 \times 9 \times 2.01 = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 60.3y - 542.7 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 220712.04 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 469.80$$

$$Y = 2.0475 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[(d - y)^2] \Rightarrow I = 1743.45 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{0.6 \times 10^6 \times 20.475}{1743.45 \times 10^4} = 0.689 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

• **B.2) L'état limite d'ouverture des fissuration :**

⇒ la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Telles que : $\sigma_{s adm} = \min\left\{\frac{2f_e}{3}; \max\left(\frac{f_{tj}}{2}, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA).

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 35.89 MPa$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ condition vérifiée

➤ **C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

On a : $V_U = 1.5 \times Q = 1.5 KN$

Telles que: $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.016 MPa$

Et : $\bar{\tau} = \min\left[\frac{0,15.f_{28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right] = 2.5Mpa$ (la fissuration est préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.02Mpa \leq \bar{\tau} = 2.5Mpa$ condition vérifiée

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

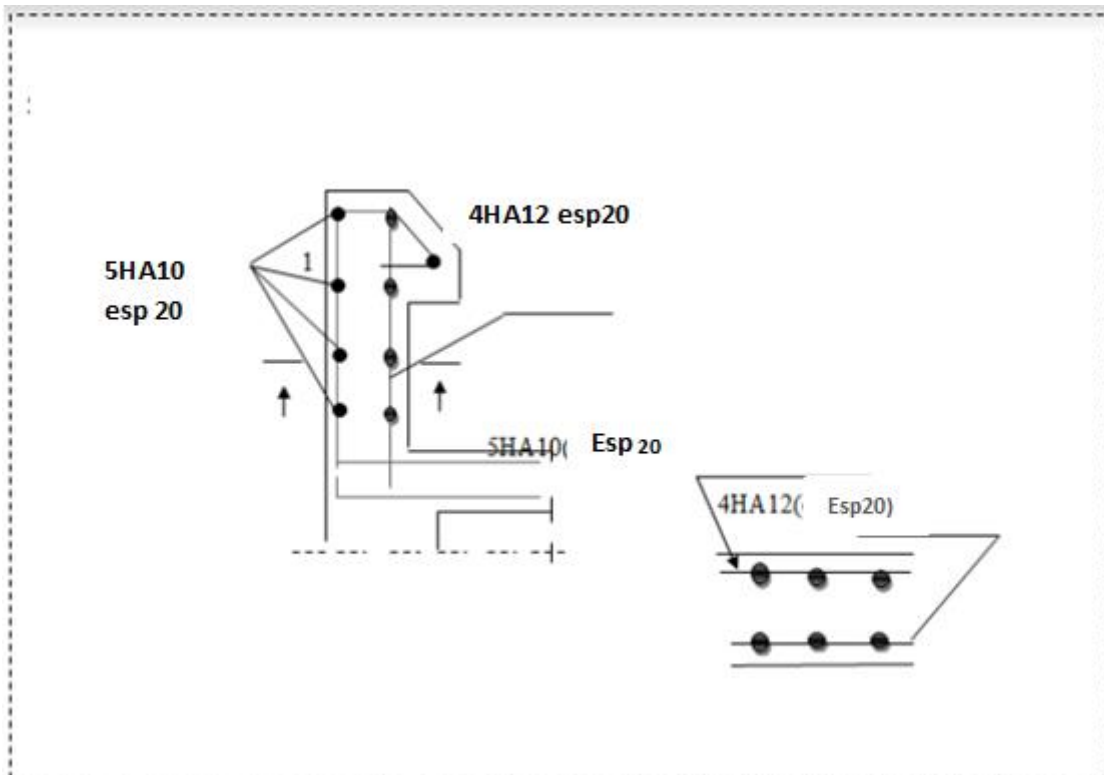


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2) ETUDE DES BALCONS :

III.2.1) Définition :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferraillee en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

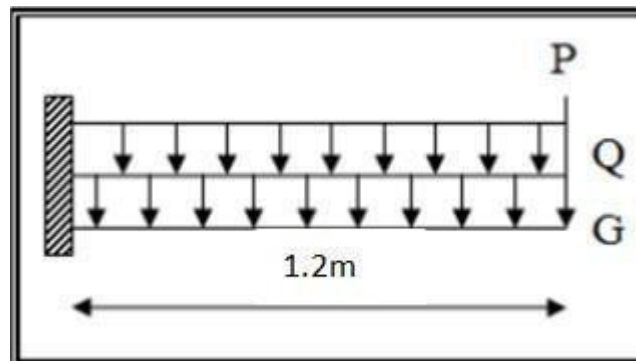


Figure III.3 : Schéma du balcon.

III.2.2) Evaluation des charges :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- . G : Poids propre de la console.
- . Q : Surcharge d'exploitation.
- . P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.

$$G = 5.34 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G \cdot m_{ex} \times h \cdot L = 2.85 \times (3.06 - 0.4) = 6.59 \text{ KN}$$

III.3.3. Combinaison de charge

• ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(5.34) + 1.5(3.5) = 12.46 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35p = 1.35 \times 7.58 = 10.89 \text{ KN/ml}$$

• ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 4.92 + 3.5 = 8.42 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 6.59 \text{ KN/ml}$$

Détermination des sollicitations

$$M_u = [12.46 \times (1.2)^2 / 2] + [10.89 \times 1.2]$$

$$= 22.039 \text{ KN.ml}$$

$$M_{ser} = 8.84 \times (1.2)^2 / 2 + 7.58 \times 1.2$$

$$= 15.460 \text{ KN.ml}$$

$$T_u = q_u + p_u = 12.46(1.2) + 10.89$$

$$= 25.84 \text{ KN}$$

qu (KN/ml)	qs (KN/ml)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)	Mu(KN.ml)	Mser(KN.ml)	Tu(KN)
12.46	8.84	10.89	7.58	22.039	15.460	25.84

Tableau III.1 :Chargement et sollicitations sur le balcon.

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

On prend : C = 3 cm ; d = h – C = 15 – 3 = 12cm

➤ **III.2.3.1) Calcul de ferrailage :**

$$\mu = \frac{Mu}{b d^2 \sigma_b} = \frac{22.039}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.108$$

$$\mu = 0.108 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \mathbf{A1 = 0}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.1431$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.039}{0.971 \times 12 \times 348} = 5.59 \text{ cm}^2$$

• **Pourcentage minimal :**

$$A_{min} \geq 0.0001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5$$

B.1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \max(A_4; A_{min}; \dot{A}_{min}) = 5.59 \text{ cm}^2$$

On prend : $4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$

.B.2) Armatures de répartition :

On a: $A/4 \leq A_r \Rightarrow 6.16/4 = 1.54 \text{ cm}^2$

On prend $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

• L'espacement

- Armatures longitudinale

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

- Armatures transversales

$St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$St = 100/4 = 25 \text{ cm}$

• ELS

• Vérification au cisaillement :

$$r_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\kappa} = \min \left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$r_u = \frac{25.84 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.215 \text{ MPa}$$

$r_u = 0.215 \text{ MPa} < \bar{\kappa} = 2.5 \text{ MPa}$

Justification à l'ELS :

A.) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telles que : $= \frac{M_S}{I} \times y$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 5.59y - 30 \times 12 \times 5.59 = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 167.7y - 2012.4 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 750627.36 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 866.387$$

$Y = 3.725 \text{ cm}$

$$\Rightarrow I = (b/3)y^3 + 15[A(d - y)^2]$$

$$= 6211.142 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{10.112 \times 10^6 \times 30.6539}{8199.072 \times 10^4} = 9.27 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée

• **B.) L'état limite d'ouverture des fissuration :**

\Rightarrow la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_s adm$

$$\text{Telles que : } \sigma_{s adm} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; \max\left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \quad (\text{Acier HA}).$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15 M_s y_1}{I} = 139.077 \text{ MPa}$$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_s adm$ condition vérifiée

Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que : $r_u \leq \bar{r}$

$$\text{On a : } V_u = 1.5 Q_d + G_d + P_d = 25.84 \text{ KN}$$

$$\text{Telle que : } r_u = \frac{V_u}{0.15 \frac{b \cdot d}{1000 \times 120}} = 0.2153 \text{ Mpa}$$

$$\text{Et : } \bar{r} = \min \left[\frac{V_u}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ (la fissuration est préjudiciable)}$$

D'où alors : $\tau_u = 0.2153 \text{ Mpa} \leq \tau = 2.5 \text{ Mpa}$ condition vérifiée.

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

Vérification à la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.1 \quad (M =) \dots \dots \dots Cv$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots Cv$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.42}{f_e} \Rightarrow 0.005 < \frac{4.42}{400} = 0.011 \dots \dots \dots Cv$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

.Récapitulatif de calcule :

	(cm^2)	A_{Rpa}	(cm^2)	choix	Ar/ml	$ST_{long}(cm)$	$ST_{ré}(cm)$
baLcon	5.59	1.5	1.45	4HA14	4HA8	25	25

Tableau III.2: de récapitulatif de ferrailage du balcon

III.2.3.2) Schéma de ferrailage :

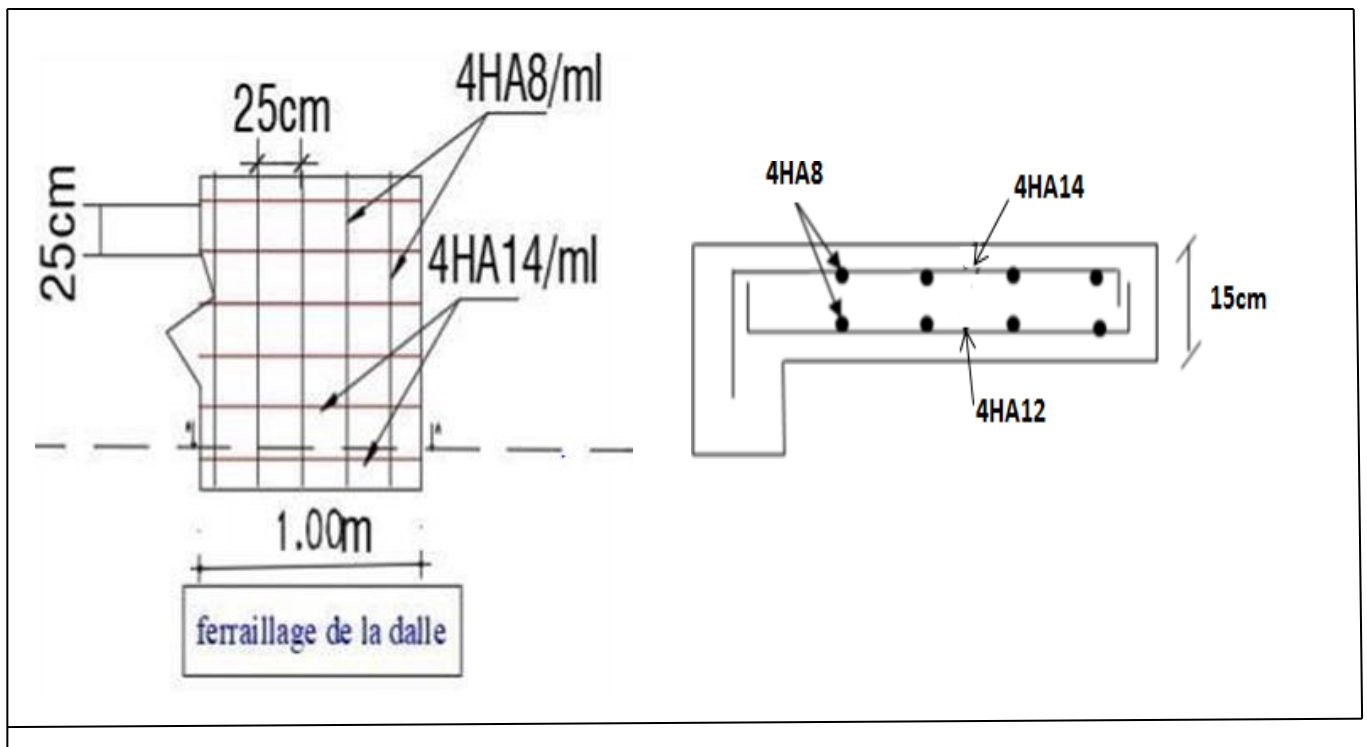


Figure III.4 : Ferrailage du balcon.

III.3) ETUDE DES PLANCHERS

III.3.1) INTRODUCTION :

La structure à étudier est une construction courante avec une surcharge modérée.

($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) on a 2 type de plancher

- plancher à corps creux ; les poutrelles sont continues et disposées suivant la petite portée travaillent dans un seul sens.
- Dalle pleine

III.3.2) METHODE DE CALCUL :

Le règlement BAEL 91 modifier 99 propose une méthode simplifier dite méthode forfaitaire ;

cette méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions suivantes sont remplies :

- 1) La charge d'exploitation est dite modérée c'est-à-dire $Q \leq (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 G)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- 3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

- 4) Fissuration considérée comme non préjudiciable :

❖ Pour les dalles calculées dans un seul sens ; les poutrelles et les poutres on peut évaluer les valeurs max des moments en travées et sur les appuis a des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant « M_0 » dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise au même charges.

❖ Appellant :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max dans la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

α : Le rapport de charges d'exploitation « Q » à la somme des charges permanentes « G » et

les charges d'exploitation « Q » : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

❖ Les valeurs prise pour « $M_t ; M_w ; M_e$ » doivent vérifier les conditions suivantes :
annexe E.1 BEAL91

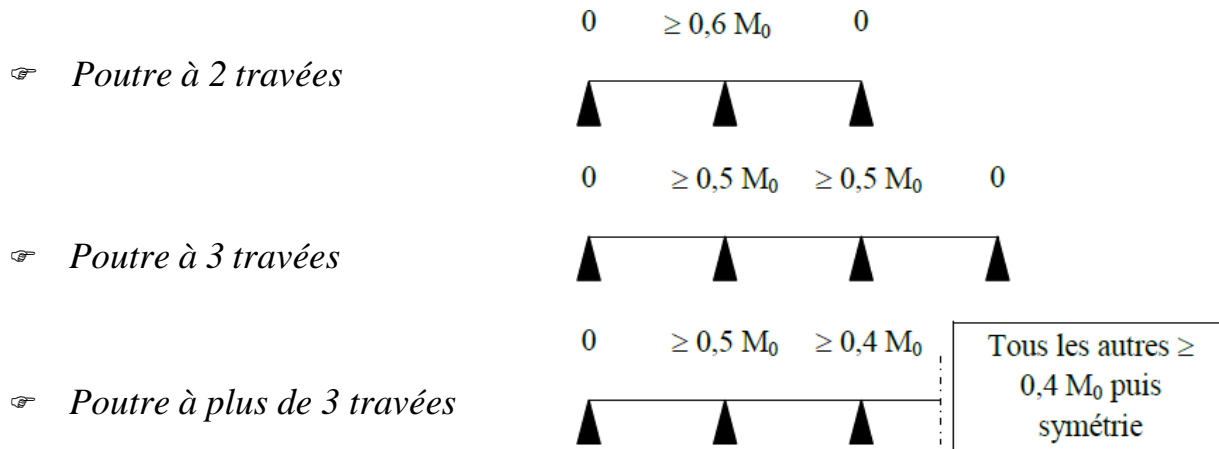
Travée de rive :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0 \right]; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Travée intermédiaire :

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

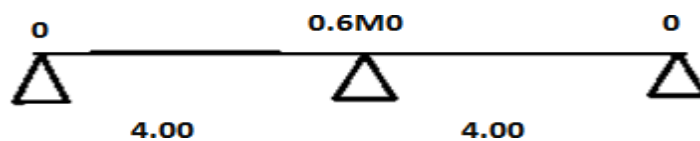
➤ **Valeur absolue du moment sur appui :**



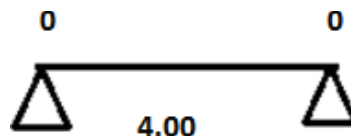
Les différents types de nervures :

Pour chaque appui intermédiaire. On retient la plus grande des valeurs absolues des moments fléchissants de référence M_0 calculée à gauche de l'appui concerné

Type 1 :



Type 2:



Type 3 :

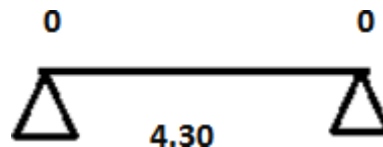


Figure III.5 : Présentation des types de poutrelle.

III.3.2.1) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. Fissuration peut préjudiciable... vérifiée
2. Poutre à inertie transversales constantes vérifiées
3. Charge d'exploitation modérée : $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN} / \text{m}^2)$

• **Plancher terrasse :**

$$5.85 \times 2 = 11.7 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{max} \quad \Rightarrow \text{vérifiées}$$

$$5 \text{ KN/m}^2$$

• **Plancher étage courant et RDC :**

$$5.54 \times 2 = 11.08 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \leq \text{max} \quad \Rightarrow \text{vérifiées}$$

$$5 \text{ KN/m}^2$$

4. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 \Rightarrow vérifiées

➤ **L'efforts tranchants:**

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

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

Donnée par les expressions suivantes

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

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

III.3.2.2) Calcul des charges revenant aux poutrelles :

<i>Plancher</i>	<i>G</i> (<i>KN/m</i> ²)	<i>Q</i> (<i>KN/m</i> ²)	<i>q_u</i> =0.65 <i>1.35G+1.5Q</i>	<i>q_s</i> =0.65 (<i>G+Q</i>)
<i>Terrasse</i>	5.85	1,00	6.10	4.45
<i>E. courant</i>	5.54	1.50	6.32	4.58

Tableau III.3: Charges revenant aux poutrelles.

La poutrelle reprend la charge sur une distance $b=0.65\text{m}$

III.3.2.3) Calcul des sollicitations :

III.3.2.3.A) Plancher terrasse :

➤ **A.) Calcul des moment :**

A P'ELU

$$M_0 = q_u l^2 / 8$$

A P'ELS

$$M_0 = q_s l^2 / 8$$

- A.1) A'ELU

<i>ELU</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L</i> (<i>m</i>)	<i>Mou</i> (<i>KN.m</i>)	<i>Mw</i> (<i>KN.m</i>)	<i>Me</i> (<i>KN.m</i>)	<i>Mt</i> (<i>KN.m</i>)	<i>To</i> (<i>KN</i>)	<i>Tw</i> (<i>KN</i>)	<i>Te</i> (<i>KN</i>)
<i>Typ</i> <i>e</i> <i>1</i>	A-B	4.0 0	12.20	0	7.32	9.15	12.20	14.03	-14.03
	B-C	4.0 0	12.20	7.32	0	9.15	12.20	10.37	-10.37
<i>Typ</i> <i>e</i> <i>2</i>	A-B	4.00	12.20	0	0	12.20	12.20	12.20	-12.20
<i>Typ</i> <i>e</i> <i>3</i>	A-B	4.30	14.09	0	0	14.09	13.11	13.11	-13.11

Tableau III.4 : Sollicitation du plancher terrasse a L'ELU.

□ A.1.1) Calcul des moment isostatiques :

Type 1 :

travée (A-B)

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.1 \times 4^2 / 8 = 12.20 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C) = $6.1 \times 4^2 / 8 = 12.20 \text{ KN.m}$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Type 2 :travée (A-B) = $6.1 \times 4^2 / 8 = 12.20 \text{ KN.m}$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

Type 3 :

travée (A-B)

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.1 \times 4.30^2 / 8 = 14.09 \text{ KN.m}$$

- A.1.2) Calcul moment en travées :

On a $\alpha = 0.146$

Type 1 :

Travée de rive : (A-B)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{0 + 7.32}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 1.05M_0 - \frac{0 + 7.32}{2}$$

$$M_t \geq 9.15 \text{ KN.m}$$

Travée de rive (B-C) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{7.32 + 0}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 9.15 \text{ KN.m}$$

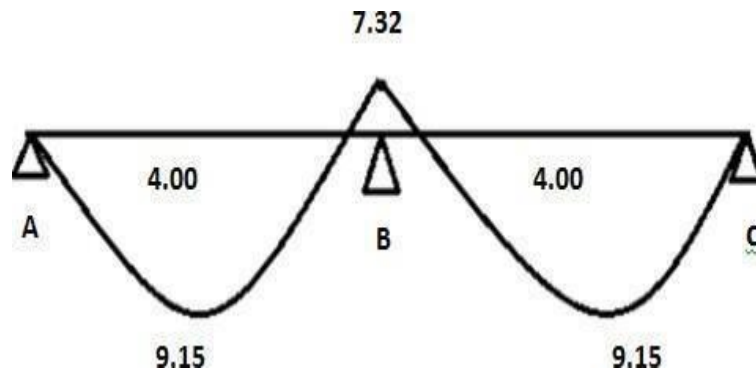


Figure III.6 Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELU.

Type 2:

Travée (A-B)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05 M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 12.2 \text{ KN.m}$$

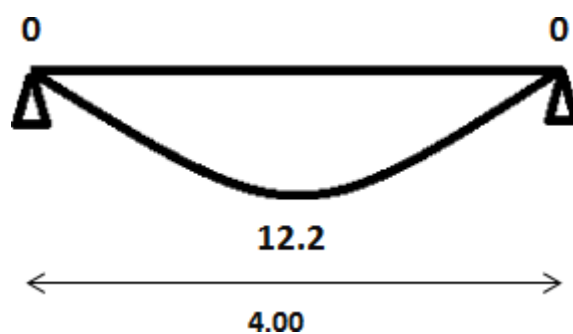


Figure III.7 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELU

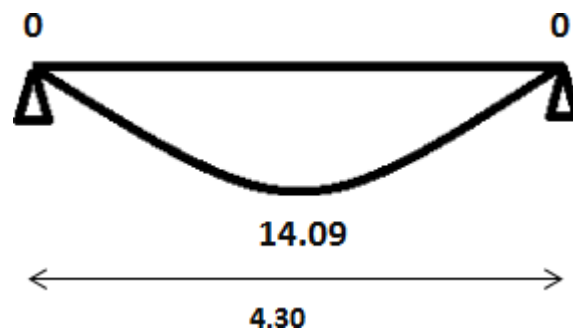
Type 3:

Travée (A-B) :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05 M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 14.09 \text{ KN.m}$$

**Figure III.8** :Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELU

➤ A.2) A PELS

<i>E L S</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L</i> (<i>m</i>)	<i>Mo</i> (<i>KN.m</i>)	<i>Mw</i> (<i>KN.m</i>)	<i>Me</i> (<i>KN.m</i>)	<i>Mt</i> (<i>KN.m</i>)	<i>To</i> <i>KN</i>	<i>Tw</i> <i>KN</i>	<i>Te</i> <i>KN</i>
<i>Typ</i> <i>e</i> <i>1</i>	A-B	4.0 0	8.90	0	5.34	6.67	8.90	10.23	-10.23
	B-C	4.0 0	8.90	5.34	0	6.67	8.90	7.56	-7.56
<i>Typ</i> <i>e</i> <i>2</i>	A-B	4.00	8.90	0	0	8.9	8.90	8.90	- 8.90
<i>Typ</i> <i>e</i> <i>3</i>	A-B	4.30	10.28	0	0	10.28	9.56	9.56	- 9.56

Tableau III.5: Sollicitation du plancher terrasse a L'ELS.

□ A.2.1- Calcul des moment isostatiques :

Type1 :

Travée (A-B) :

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 4.45 \times 4^2 / 8 = 8.90$$

Travée (B-C) :

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 4.45 \times 4^2 / 8 = 8.90$$

Type 2 :

Travée (A-B) :

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 4.45 \times 4^2 / 8 = 8.90$$

Type 3 :

Travée (A-B) :

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 4.45 \times 4.3^2 / 8 = 10.28$$

Calcul moment en travées :

Type :

Travée (A-B) : et (B-C)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05 M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 6.67 \text{ KN.m}$$

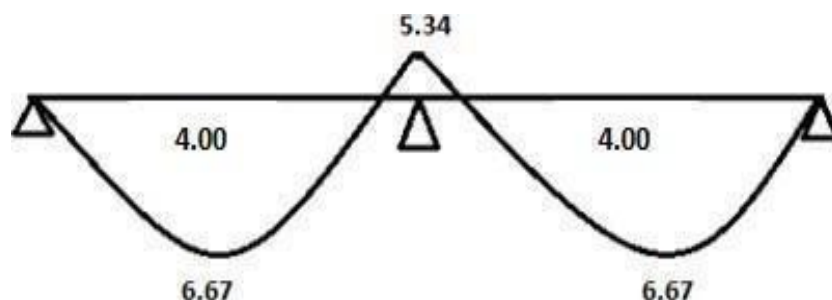


Figure III.9 : Diagramme de moment de poutrelle type 1 à l'ELS

Type 2:

Travée (A-B)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.146) M_0; 1.05 M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.146}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 8.9 \text{ KN.m}$$

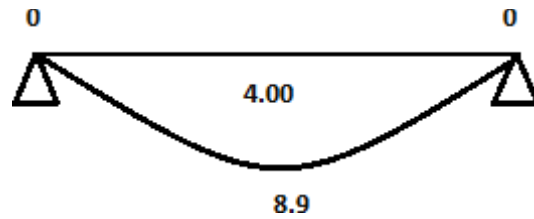


Figure III.10 : Diagramme de moment de poutrelle type 2 à l'ELS

Type 3 :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}M_0 \right]$$

$$M_t \geq 10.28 \text{KN.m}$$

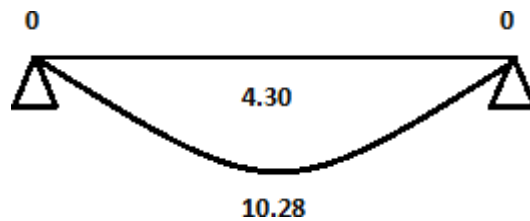


Figure III.11: Diagramme de moment de poutrelle type 3 à l'ELS .

➤ **B.) Calcul de l'effort tranchant :**

• **B.1) A L'ELU :**

Type 1 :

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.1 \times 4/2 = 12.20 \text{ KN}$$

Travée (A-B)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M}{L} = 12.20 - \frac{0 - (7.32)}{4} = 14.03 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M}{L} = -12.20 + \frac{0 - (7.32)}{4} = -14.03 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.1 \times 4/2 = 12.20 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M}{L} = 12.20 - \frac{7.32 - (0)}{4} = 10.37 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -12.20 + \frac{7.32 - (0)}{4} = -10.37 \text{ KN}$$

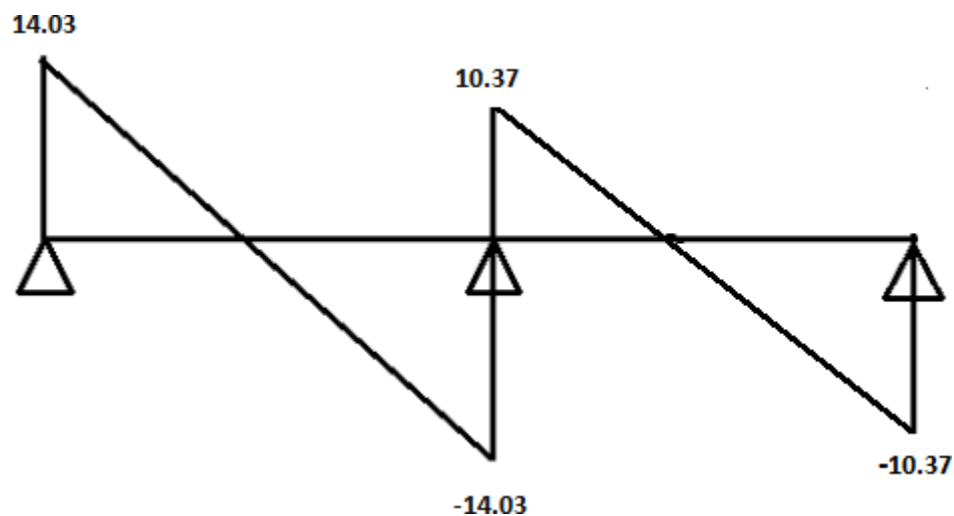


Figure III.12: Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELU.

Type 2 :

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.1 \times 4/2 = 12.20 \text{ KN}$$

Travée (A-B)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 12.20 - \frac{0 - (0)}{4} = 12.20 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -12.20 + \frac{0 - (0)}{4} = -12.20 \text{ KN}$$

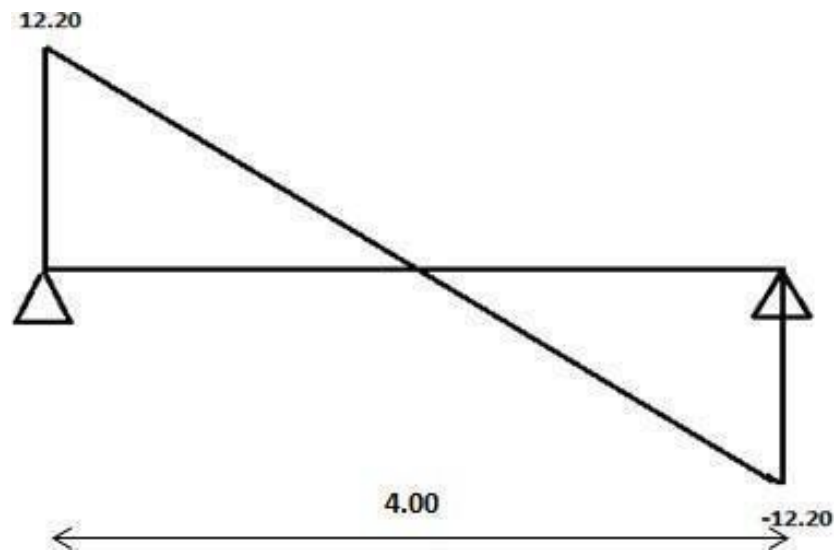


Figure III.13 : Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELU.

TYPE 3:**Travée (A-B)**

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.1 \times 4.30/2 = 13.11 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 13.11 - \frac{0 - (0)}{4.30} = 13.11 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -13.11 + \frac{0 - (0)}{4.30} = -13.11 \text{ KN}$$

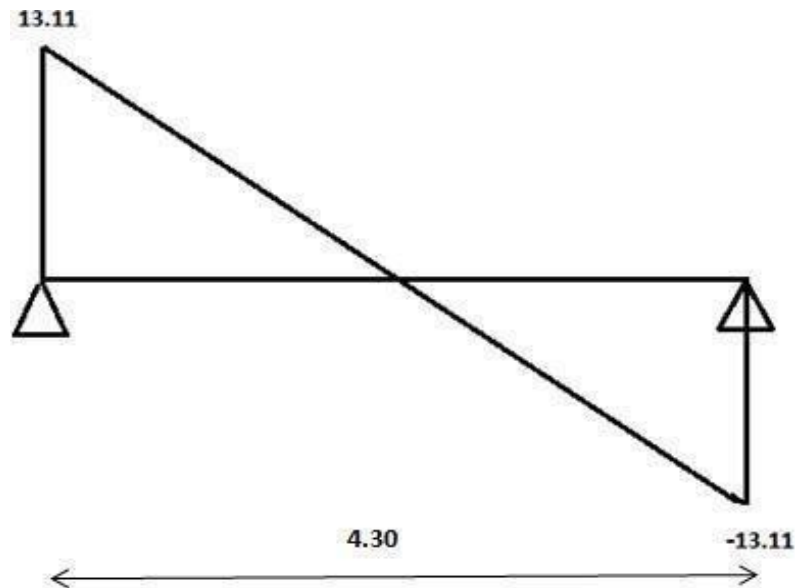


Figure III.14 : Diagramme d'effort tranchant type 3 à l'ELU.

B.1) A L'ELS

:Type 1 :

Travée (A-B)

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 4.45 \times 4/2 = 8.90 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M}{L} = 8.90 - \frac{0 - (5.34)}{4} = 10.23 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M}{L} = -8.90 + \frac{0 - (5.34)}{4} = -10.23 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 4.45 \times 4/2 = 8.90 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M}{L} = 8.90 - \frac{5.34 - (0)}{4} = 7.56 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.90 + \frac{5.34 - (0)}{4} = -7.56 \text{ KN}$$

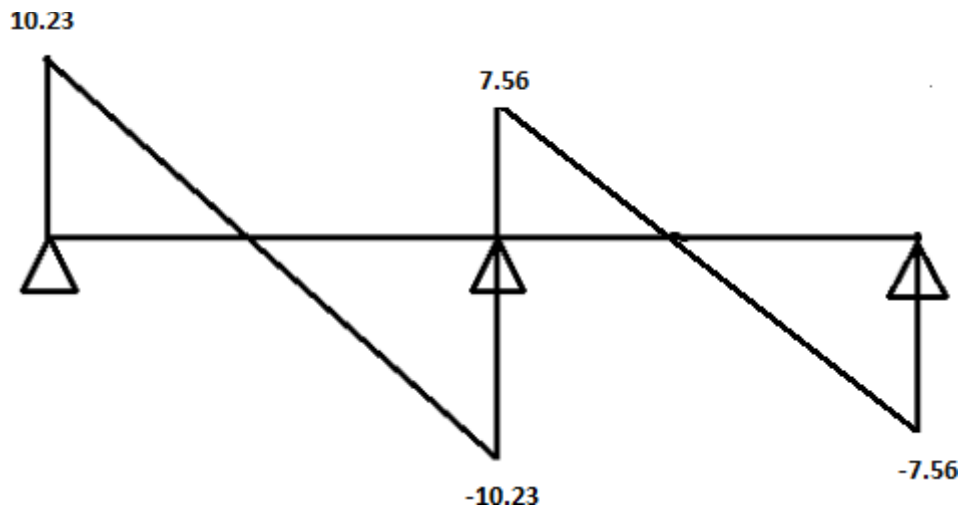


Figure III.15 : Diagramme d'effort tranchant type 1 à l'ELS.

Type 2 :

Travée (A-B)

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 4.45 \times 4/2 = 8.90 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 8.90 - \frac{0 - (0)}{4} = 8.90 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -8.90 + \frac{0 - (0)}{4} = -8.90 \text{ KN}$$

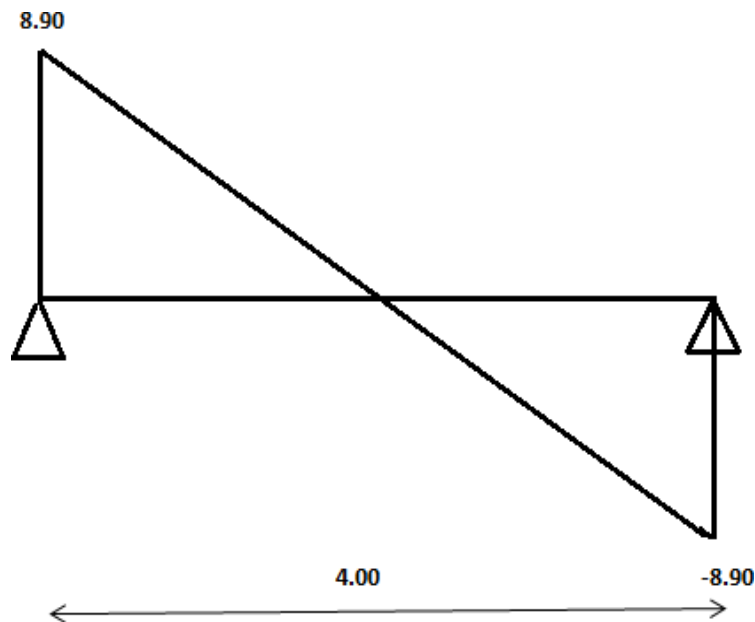


Figure III.16 : Diagramme d'effort tranchant type 2 à l'ELS.

Type 3 :

Travée (A-B):

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 4.45 \times 4.30 / 2 = 9.56 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 9.56 - \frac{0 - (0)}{4.30} = 9.56 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.56 + \frac{0 - (0)}{4.30} = -9.56 \text{ KN}$$

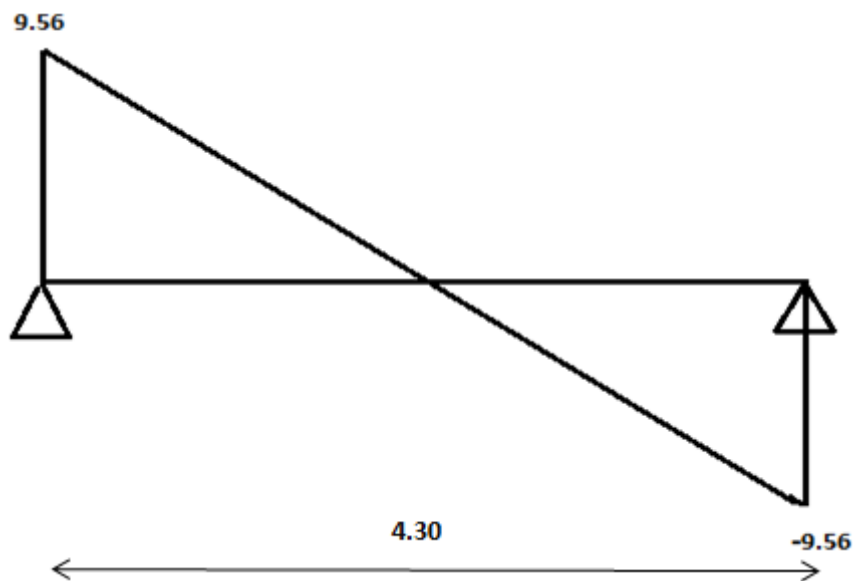


Figure III.17: Diagramme d'effort tranchant type 3 à l'ELS.

➤ D.) Les sollicitations maximales :

		Terrasse		
		Mt	Ma	V
Max		14.09	7.32	13.11

Tableau III.6: Les sollicitations maximum ELU.

		Terrasse		
		Mt	Ma	V
Max		10.28	5.34	10.23

Tableau III.7 : Les sollicitations maximum ELS.

III.3.2.3.B) Plancher étage courant :

□ A.) Calcul des moment :

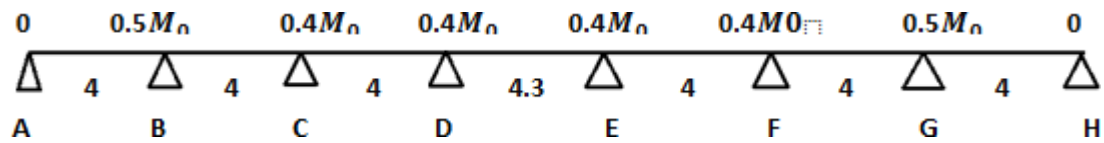
A l'ELU

$$M_0 = q_u l^2 / 8$$

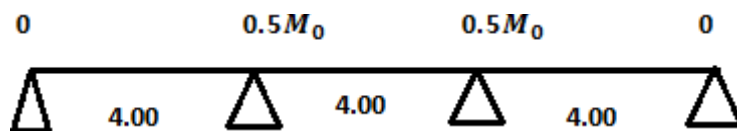
A l'ELS

$$M_0 = q_s l^2 / 8$$

Type 1:



Type 2 :



Type 3 :

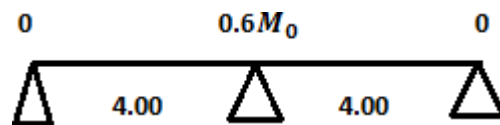


Figure III.18 : Présentation des types de poutrelle.

➤ A.1) A l'ELU :

<i>ELU</i>									
<i>Type</i>	<i>Travée</i>	<i>L(m)</i>	<i>Mo_u</i> <i>KN.m</i>	<i>Mw</i> <i>KN.m</i>	<i>Me</i> <i>KN.m</i>	<i>Mt</i> <i>KN.m</i>	<i>To</i> <i>(KN)</i>	<i>Tw</i> <i>(KN)</i>	<i>Te</i> <i>(KN)</i>
<i>Type 1</i>	<i>A-B</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>0</i>	<i>6.32</i>	<i>10.28</i>	<i>12.64</i>	<i>14.22</i>	<i>-14.22</i>
	<i>B-C</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>6.32</i>	<i>5.05</i>	<i>7.75</i>	<i>12.64</i>	<i>12.32</i>	<i>-12.32</i>
	<i>C-D</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>5.05</i>	<i>5.05</i>	<i>8.39</i>	<i>12.64</i>	<i>12.64</i>	<i>-12.64</i>
	<i>D-E</i>	<i>4.30</i>	<i>14.60</i>	<i>5.84</i>	<i>5.84</i>	<i>7.60</i>	<i>13.58</i>	<i>13.58</i>	<i>-13.58</i>
	<i>E-F</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>5.05</i>	<i>5.05</i>	<i>8.39</i>	<i>12.64</i>	<i>12.64</i>	<i>-12.64</i>
	<i>F-G</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>5.05</i>	<i>6.32</i>	<i>7.75</i>	<i>12.64</i>	<i>12.95</i>	<i>-12.95</i>
	<i>G-H</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>6.32</i>	<i>0</i>	<i>10.28</i>	<i>12.64</i>	<i>11.06</i>	<i>-11.06</i>
<i>Type 2</i>	<i>A-B</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>0</i>	<i>6.32</i>	<i>10.28</i>	<i>12.64</i>	<i>14.22</i>	<i>-14.22</i>
	<i>B-C</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>6.32</i>	<i>6.32</i>	<i>7.12</i>	<i>12.64</i>	<i>12.64</i>	<i>-12.64</i>
	<i>C-D</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>6.32</i>	<i>0</i>	<i>10.28</i>	<i>12.64</i>	<i>11.06</i>	<i>-11.06</i>
<i>Type 3</i>	<i>A-B</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>0</i>	<i>7.58</i>	<i>9.65</i>	<i>12.64</i>	<i>14.53</i>	<i>-14.53</i>
	<i>B-C</i>	<i>4.00</i>	<i>12.64</i>	<i>7.58</i>	<i>0</i>	<i>9.65</i>	<i>12.64</i>	<i>10.74</i>	<i>-10.74</i>

Tableau III.8: Sollicitation du plancher étage courant a l'ELU.

□ A.1.1) Calcul des moment isostatiques a ELU :

Type 1 :**travée (A-B)**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C)

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

travée (C-D)

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Travée (D-E)

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 6.32 \times 4.3^2 / 8 = 14.60 \text{ KN.m}$$

travée (E-F)

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Travée (F-G)

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Travée (G-H)

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Type 2 :

travée (A-B)

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C)

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Travée (C-D)

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Type 3

Travée (A-B)

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C)

$$M_0 = q_u l^2 / 8 = 6.32 \times 4^2 / 8 = 12.64 \text{ KN.m}$$

- **A.1.2) Calcul moment en travée :**

Type 1 :

Travée de rive: (A-B)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.213) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.213}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 10.28KN.m$$

Travée : (B-C)

$$M_t \geq 7.75$$

Travée : (C-D)

$$M_t \geq 8.39$$

Travée : (D-E)

$$M_t \geq 7.6$$

Travée : (E-F)

$$M_t \geq 8.39$$

Travée : (F-G)

$$M_t \geq 7.75$$

Travée : (G-H)

$$M_t \geq 10.28$$

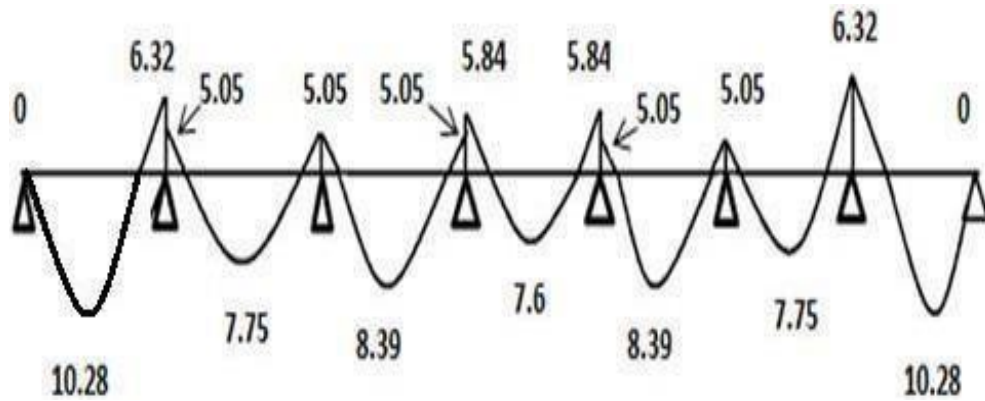


Figure III.19 : Diagramme de moment type 1 à l'ELU

Type 2:

Travée de rive : (A-B)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.213) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.213}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 10.28 \text{KN.m}$$

Travée (B-C)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.213) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.213}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 7.12 \text{KN.m}$$

Travée (C-D)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.213) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.213}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 10.28 \text{KN.m}$$

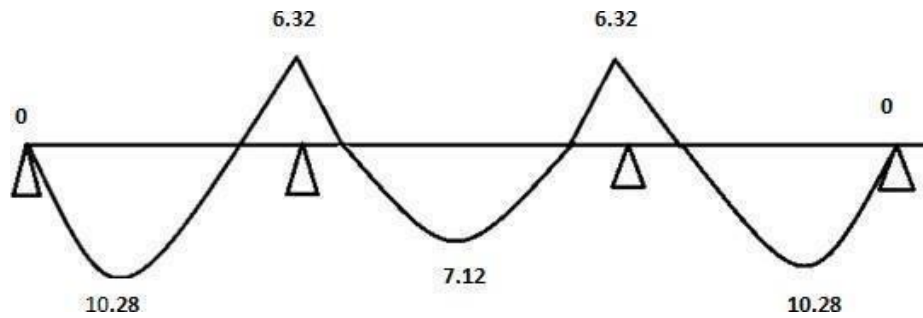


Figure III.20 : Diagramme de moment type 2 a l'ELU

Type 3:

Travée (A-B) et (B-C)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.213) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.213}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 9.65KN.m$$

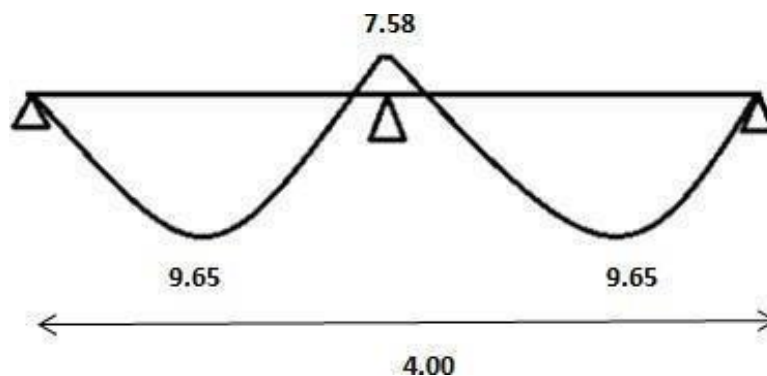


Figure III.21: Diagramme de moment type 3 a l'ELU

ELS :

E L S									
Type	Travée	L(m)	Mo _u KN.m	M _w KN.m	Me KN.m	M _t KN.m	To (KN)	Tw (KN)	Te (KN)
Type I	A-B	4.00	9.16	0	4.58	7.45	9.16	10.30	-10.30
	B-C	4.00	9.16	4.58	3.66	5.62	9.16	8.93	-8.93

	<i>C-D</i>	4.00	9.16	3.66	3.66	6.08	9.16	9.16	-9.16
	<i>D-E</i>	4.30	10.58	4.23	4.23	7.02	9.84	9.84	-9.84
	<i>E-F</i>	4.00	9.16	3.66	3.66	6.08	9.16	9.16	-9.16
	<i>F-G</i>	4.00	9.16	3.66	4.58	5.62	9.16	9.39	-9.39
	<i>G-H</i>	4.00	9.16	4.58	0	7.45	9.16	8.015	-8.015
Type 2	<i>A-B</i>	4.00	9.16	0	4.58	7.45	9.16	10.30	-10.30
	<i>B-C</i>	4.00	9.16	4.58	4.58	5.16	9.16	9.16	-9.16
	<i>C-D</i>	4.00	9.16	4.58	0	7.45	9.16	8.01	-8.01
Type 3	<i>A-B</i>	4.00	9.16	0	5.49	6.99	9.16	10.53	-10.53
	<i>B-C</i>	4.00	9.16	5.49	0	6.99	9.16	7.78	-7.78

Tableau III.9: Sollicitation du plancher étage courant a L'ELS.

□ **A.2.1) Calcul des moment isostatiques :**

Type 1 :

travée (A-B)

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 4.58 \times 4^2 / 8 = 9.16 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C) = 4.58 × 4²/8 = 9.16 KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

travée (C-D) = 4.58 × 4²/8 = 9.16 KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

Travée (D-E) = 4.58 × 4.3²/8 = 10.58 KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

travée (E-F) = 4.58 × 4²/8 = 9.16 KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

Travée (F-G) = 4.58 × 4²/8 = 9.16 KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

Travée(G- H) = 4.58 × 4²/8 = 9.16 KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

Type 2 :

travée (A-B)

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 4.58 \times 4^2 / 8 = 9.16 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C) = 4.58 × 4²/8 = 9.16 KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

travée (C-D) = 4.58 × 4²/8 = 9.16 KN.m

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

Type 3 :**Travée (A-B)**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 4.58 \times 4^2 / 8 = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée(B-C)} = 4.58 \times 4^2 / 8 = 9.16 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$$

- **A.2.2) Calcule moment en travées :**

Type 1 * :On a

$$\text{On a } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.54} = 0,213$$

type 1 :

Travée (A-B)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.213) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.213}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 7.45 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.213) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.213}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 5.62 \text{ KN.m}$$

Travée (C-D)

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[\max(1 + 0.3 \times 0.213) M_0; 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3 \times 0.213}{2} M_0 \right]$$

$$M_t \geq 6.08 \text{ KN.m}$$

Travée (D-E)

$$M_t \geq 7.02$$

Travée (E-F)

$$M_t \geq 6.08$$

Travée (F-G)

$$M_t \geq 5.62$$

Travée (G-H)

$$M_t \geq 7.45$$

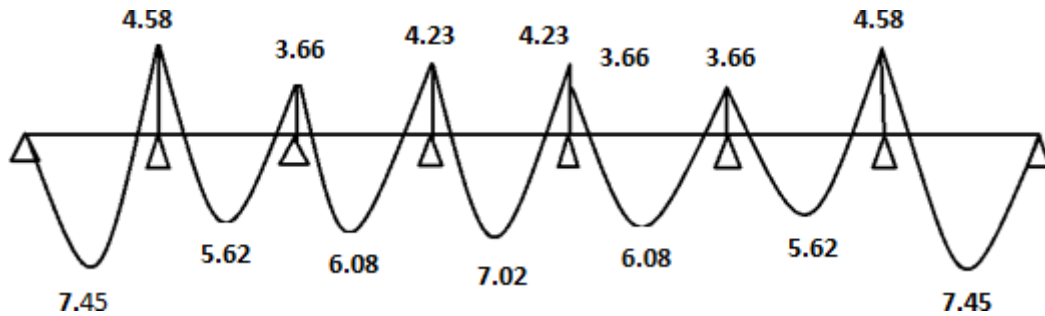


Figure III.22: Diagramme de moment type 1 a l'ELS

Type 2 :

Travée (A-B)

$$M_t \geq 7.45$$

Travée (B-C)

$$M_t \geq 5.16$$

Travée (C-D)

$$M_t \geq 7.45$$

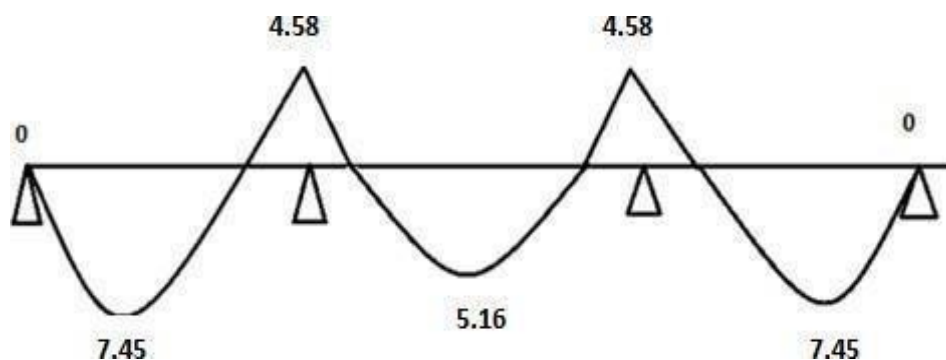


Figure III.23: Diagramme de moment type 2 a l'ELS

Type 3 :**Travée (A-B)**

$$M_t \geq 6.99$$

Travée (B-C)

$$M_t \geq 6.99$$

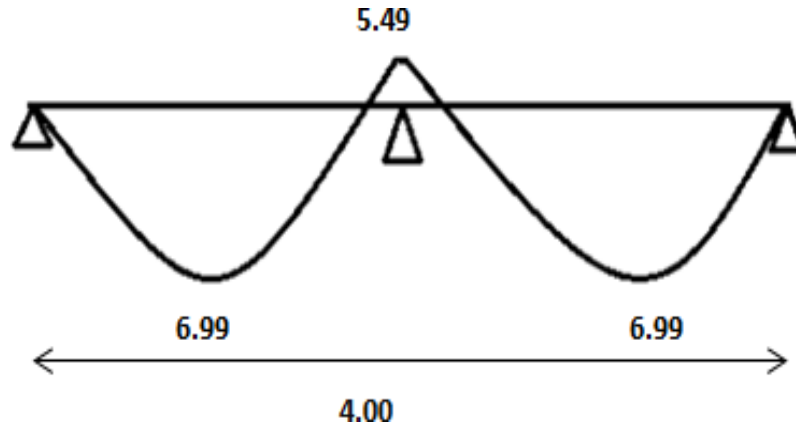


Figure III.24: Diagramme de moment type 3 à l'ELS

➤ **B.) Calcul de l'effort tranchant :**

• **B.1) A L'ELU :**

Type 1 :

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.32 \times 4/2 = 12.64 \text{ KN}$$

Travée (A-B)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 12.64 - \frac{0 - (6.32)}{4} = 14.22 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -12.64 + \frac{0 - (6.32)}{4} = -14.22 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.32 \times 4/2 = 12.64 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 12.64 - \frac{6.32 - (5.05)}{4} = 12.32 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M}{L} = -12.64 + \frac{6.32 - (5.05)}{4} = -12.32 \text{ KN}$$

Travée (C-D) et (E-F)

$$T_w = 12.64 ; T_e = -12.64$$

Travée (D-E)

$$T_w = 13.58 ; T_e = -13.58$$

Travée (F-G)

$$T_w = 12.95 ; T_e = -12.95$$

Travée (G-H)

$$T_w = 11.06 ; T_e = -11.06$$

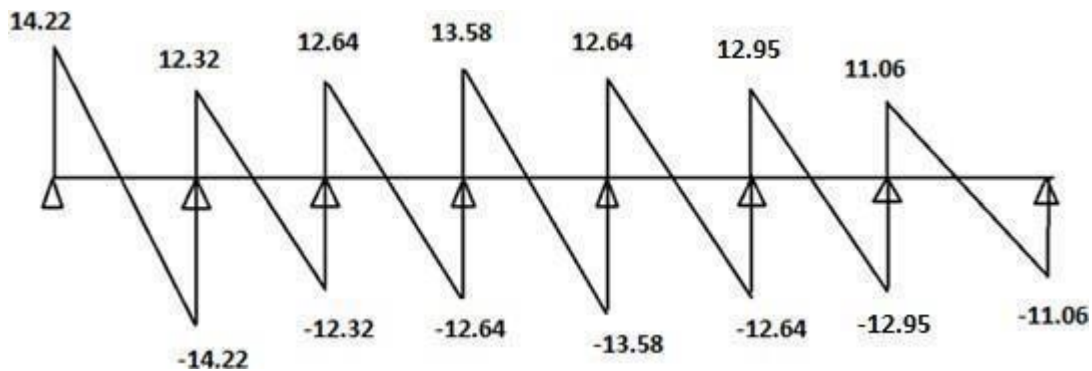


Figure III.25: Diagramme d'effort tranchant type 1 a l'ELU.

Type 2 :

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.32 \times 4/2 = 12.64 \text{ KN}$$

Travée (A-B)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 12.64 - \frac{0 - (6.32)}{4} = 14.22 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M}{L} = -12.64 + \frac{0 - (6.32)}{4} = -14.22 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 12.64 - \frac{6.32 - (6.32)}{4} = 12.64 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -12.64 + \frac{6.32 - (6.32)}{4} = -12.64 \text{ KN}$$

Travée (C-D)

$$T_w = 11.06 ; T_e = -11.06$$

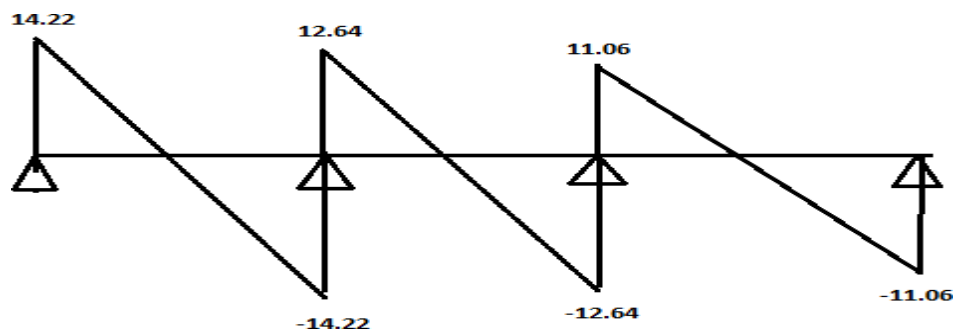


Figure III.26: Diagramme d'effort tranchant type 1* a l'ELU.

TYPE 3:**Travée (A-B)**

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.32 \times 4/2 = 12.64 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 12.64 - \frac{0 - (7.58)}{4} = 14.53 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -12.64 + \frac{0 - (7.58)}{4} = -14.53 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 6.32 \times 4/2 = 12.64 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 12.64 - \frac{7.58 - (0)}{4} = 10.74 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -12.64 + \frac{7.58 - (0)}{4} = -10.74 \text{ KN}$$

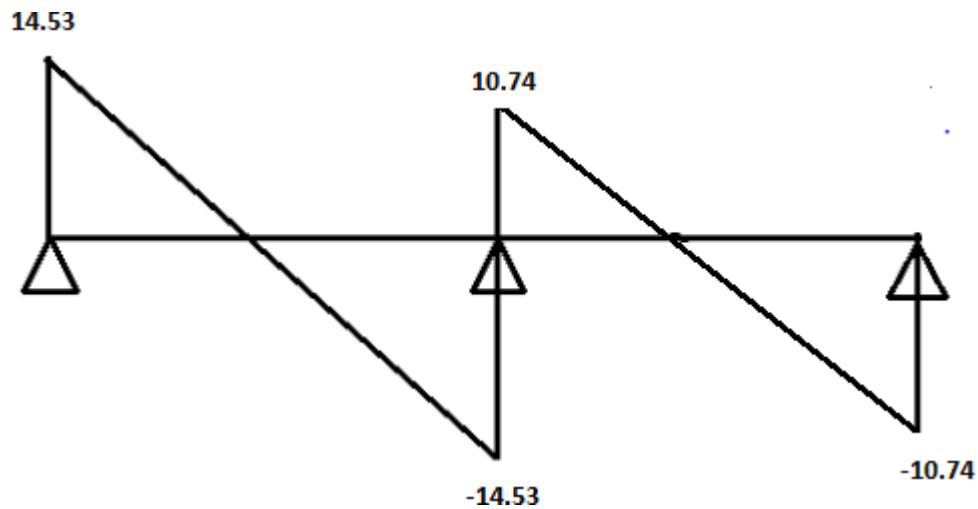


Figure III.27: Diagramme d'effort tranchant type 3 a l'ELU.

- **B.2) A L'ELS :**

Type 1 :

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 4.58 \times 4/2 = 9.16 \text{ KN}$$

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 4.58 \times 4.3/2 = 9.84 \text{ KN}$$

Travée (A-B)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 9.16 - \frac{0 - (4.58)}{4} = 10.30 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.16 + \frac{0 - (4.58)}{4} = -10.30 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 9.16 - \frac{4.58 - (3.66)}{4} = 8.93 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.16 + \frac{4.58 - (3.66)}{4} = -8.93 \text{ KN}$$

Travée (C-D) et (E-F) : $T_w = 9.16$; $T_e = -9.16$

Travée (D-E) : $T_w = 9.84$; $T_e = -9.84$

Travée (F-G) : $T_w = 9.39$; $T_e = -9.39$

Travée (B-C) : $T_w = 8.015$; $T_e = -8.015$

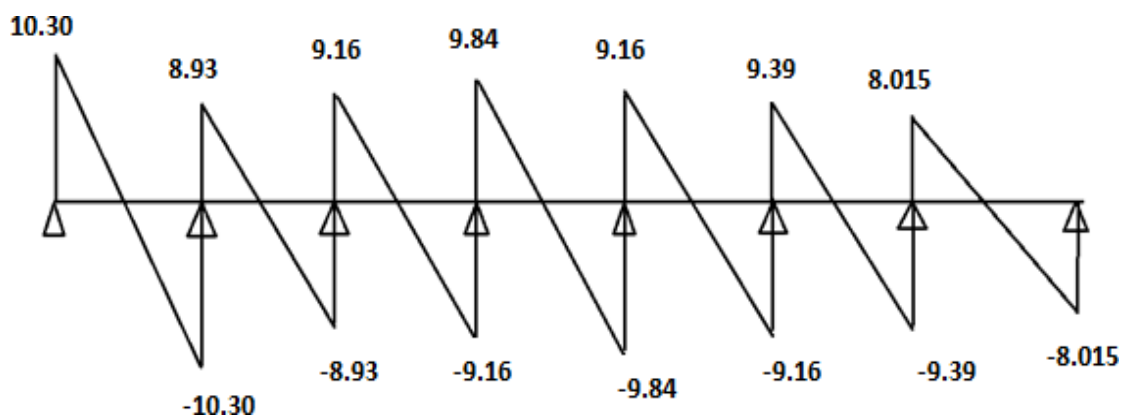


Figure III.28: Diagramme d'effort tranchant type 1 a l'ELS.

Type 2 :

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 4.58 \times 4/2 = 9.16 \text{ KN}$$

Travée (A-B)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 9.16 - \frac{0 - (4.58)}{4} = 10.30 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.16 + \frac{0 - (4.58)}{4} = -10.30 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 9.16 - \frac{4.58 - (4.58)}{4} = 9.16 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.16 + \frac{4.58 - (4.58)}{4} = -9.16 \text{ KN}$$

Travée (C-D)

$$T_w = 8.01 ;$$

$$T_e = -8.01$$

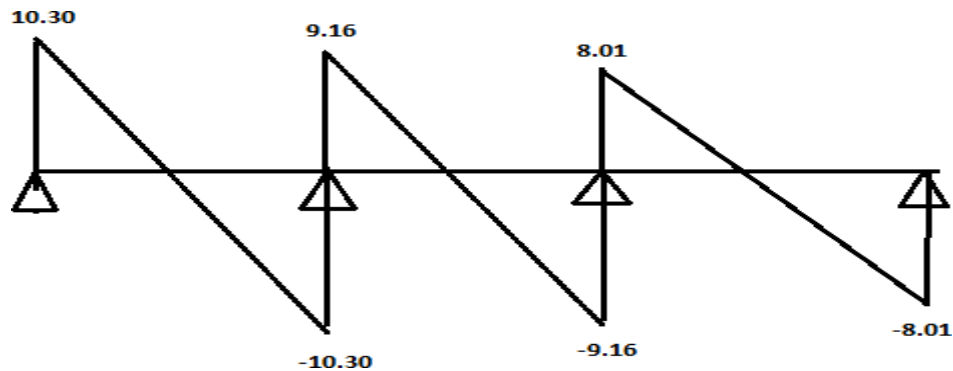


Figure III.29: Diagramme d'effort tranchant type 2 a l'ELS.

TYPE 3 :**Travée (A-B)**

$$T_0 = ql/2 \Rightarrow T_0 = 4.58 \times 4/2 = 9.16 \text{ KN}$$

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 9.16 - \frac{0 - (5.49)}{4} = 10.53 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.16 + \frac{0 - (5.49)}{4} = -10.53 \text{ KN}$$

Travée (B-C)

$$T_w = T_0 - \frac{M_w - M_e}{L} = 9.16 - \frac{5.49 - (0)}{4} = 7.78 \text{ KN}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{L} = -9.16 + \frac{5.49 - (0)}{4} = -7.78 \text{ KN}$$

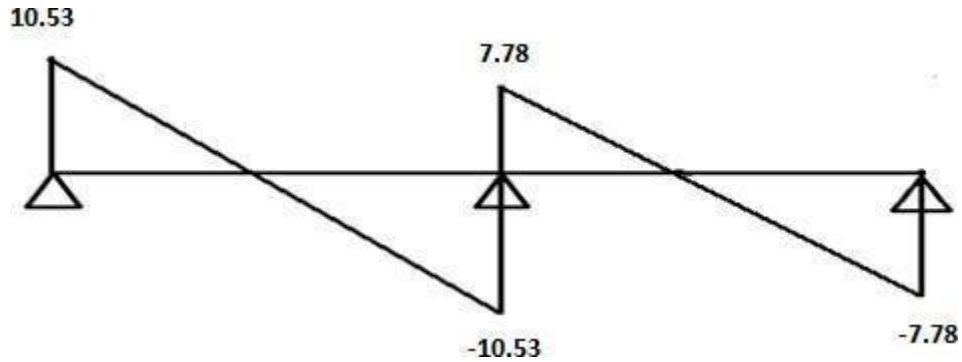


Figure III.30: Diagramme d'effort tranchant type 3 a l'ELS.

□ **D.) Les sollicitations maximales :**

Etage courant			
	Mt	Ma	V
Max	10.28	7.58	14.53

Tableau III.10. Les sollicitations maximum ELU

Etage courant			
	Mt	Ma	V
Max	7.45	5.49	10.53

Tableau III.11. Les sollicitations maximum ELS

III.3.2.4) Calcul du ferrailage :

III.3.2.4.A) Plancher terrassé inaccessible :

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :
 $b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $d=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $h=20\text{cm}$.

$$M_{tu} = bh_0(d - h_0/2)f_{bu}$$

$$M = 65 \times 4 \times (18 - 4/2) \times 14.17$$

$$M_{mu} = 58.947 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{t \max} = 14.09 \text{ KN.m}$$

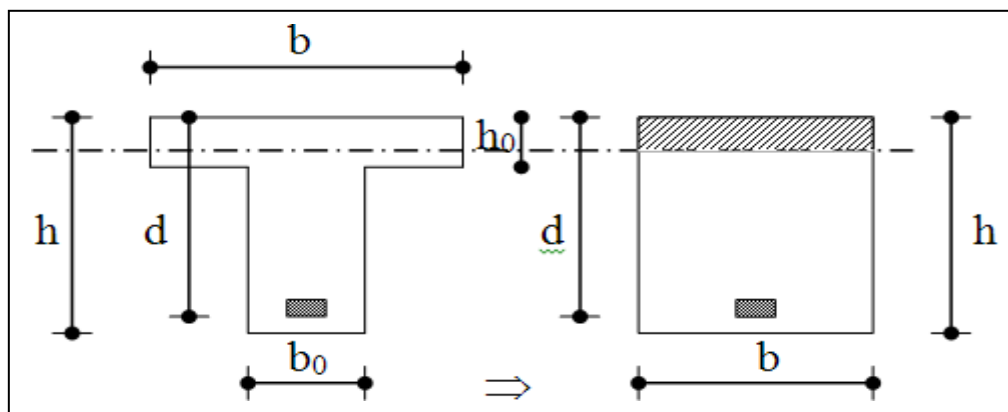


Figure III.31: Section béton armées « plancher terrasse ».

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire ($b \times h$)

➤ A.) Sur travées :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{14.09 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.047$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.09}{10.28} = 1.37$$

$$\mu = 0.023 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimée}). \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.060$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 17.56$$

$$\text{On a } \sigma = \frac{f_e}{1.15}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{14.09 \times 10^3}{17.56 \times 348} = 2.30 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **3HA10 = 2.36 cm²**.

- **A.1) Condition de non fragilité :** $A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{ct28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots cv$

- **Le choix d'armature :**

On adopte **3HA10 = 2.36 cm²**

➤ **B.) Sur appuis :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions. ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 \sigma_b} = \frac{7.32 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.159$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.32}{5.34} = 1.37$$

$\mu = 0.159 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimée). $\Rightarrow A_1 = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.217$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 16.43$$

On a $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma}$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{7.32 \times 10^3}{16.43 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **1HA10**

- **B.1) Condition de non fragilité :** $A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{ct28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots cv$

Le choix d'armature :

On adopte **2HA10 = 1.57 cm²**.

➤ **C.) Justification à l'ELS :**

- **C.1) sur travée :**

- **C.1.1) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma = \frac{M}{I} \times y$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 65y^2 + 30 \times 2.36y - 30 \times 18 \times 2.36 = 0$$

$$\Rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 336356.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.96$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[(d - y)^2] \Rightarrow I = 7122.59 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{7.59 \times 10^6 \times 43.8}{12811.03 \times 10^4} = 4.018 \text{ MPa}$$

Et : $\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée

• **C.1.2) L'état limite d'ouverture des fissuration :**

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Telles que : $\sigma_{s adm} = \min\left\{\frac{2}{3} f_{te}; \max\left(\frac{f_{te}}{2}, 110\sqrt{\eta} f_{ctj}\right)\right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA).

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 60.27 \text{ MPa}$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ condition vérifiée

• **C.2) Sur appuis :**

• **C.2.1) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 10y^2 + 30 \times 1.57y - 30 \times 18 \times 1.57 = 0$$

$$\Rightarrow 10y^2 + 47.1y - 847.8 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 36130.41 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 190.08$$

$$Y = 7.149 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[(d - y)^2] \Rightarrow I = 1990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{5.34 \times 10^6 \times 71.49}{3990.78 \times 10^4} = 9.56 \text{ MPa}$$

Et : $\sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée

C.2.2) L'état limite d'ouverture des fissuration :

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

Telles que : $\sigma_{s adm} = \min\left\{\frac{2}{3} f_{te}; \max\left(\frac{f_{te}}{2}, 110\sqrt{\eta} f_{ctj}\right)\right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA).

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 143.48 \text{ MPa}$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ condition vérifiée

➤ **D.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

Telles que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15.13.1171 \times 10}{100 \times 180} = 0.72 \text{ MPa}$

Avec:

V_u : effort tranchant a l'état limite ultime (N)

B_0 : largeur de l'âme (mm)

D : hauteur utile de la poutre (mm)

Et $\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2 \cdot f_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$ (la fissuration est préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

➤ **E.) Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

Plancher Terrasse inaccessible

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} \geq \frac{14.09}{20 \times 14.09} \Rightarrow 0,046 \geq 0,045 \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{a}{27} \Rightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0,06 \geq 0,037 \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0020 \leq 0,005 \text{ cv}$$

• **E.1) Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi \right) = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1,2 \right) \text{ cm} = 0,57 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur total de la poutrelle

ϕ_1 : Diamètre maximal de armateur longitudinales

b_0 : largeur de l'âme de la nervure

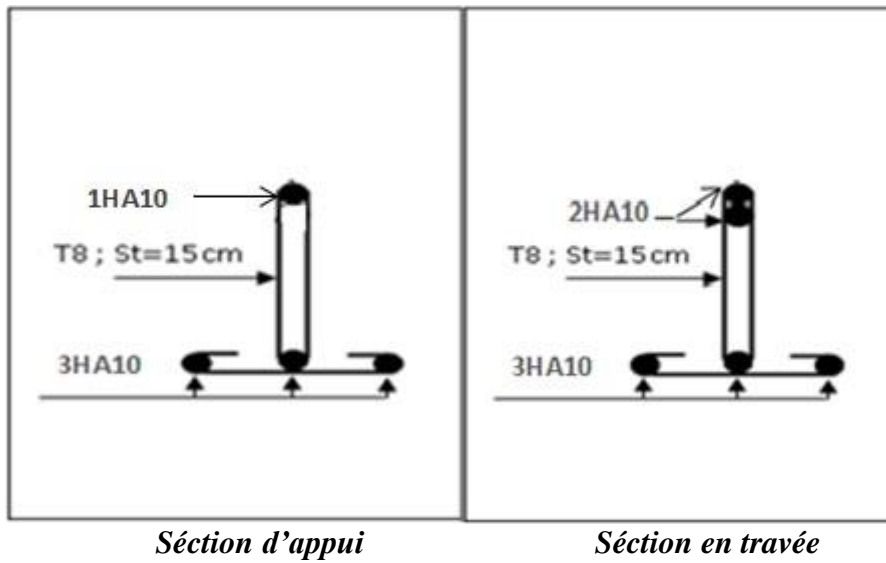
On adopte un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

• **E.1) Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte: **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

➤ F.) Schéma de ferrailage « plancher terrasse » :



III.3.2.4.B) Planche étage :

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple :
 $b=65\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $h=20\text{cm}$.

$$M_{tu} = bh_0(d - h_0/2) f_{bu}$$

$$M = 65 \times 4 \times (18 - 4/2) \times 14.17$$

$$M_{mu} = 58.947 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{t \max} = 10.28 \text{ KN.m}$$

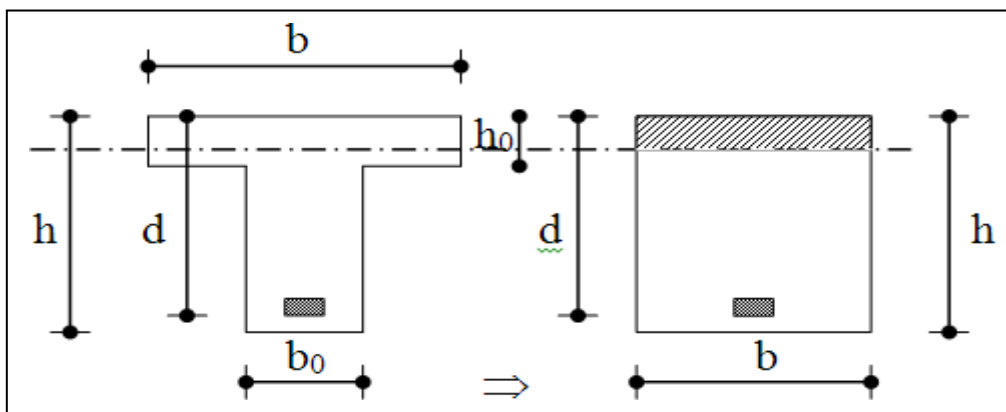


Figure III.32: Section béton armées « plancher étage ».

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcul une section rectangulaire ($b \times h$)

➤ A.) Sur travées :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_b} = \frac{10.28 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.034$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.28}{7.45} = 1.38$$

$\mu = 0.034 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimée). $\Rightarrow A_1 = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.043$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 17.69$$

On a $\sigma = \frac{f_e}{1.15}$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{10.77 \times 10^3}{21.73 \times 348} = 1.00 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **3HA10 = 2.36 cm²**.

• **A.1) Condition de non fragilité :** $\frac{2.1}{400}$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{ctk}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots cv$$

• **Le choix d'armature :**

On adopte **3HA10 = 2.36 cm²**

➤ **B.) Sur appuis :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions. ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 \sigma_p} = \frac{7.58 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.165$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.58}{5.49} = 1.38$$

$\mu = 0.165 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimée). $\Rightarrow A_1 = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.226$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 16.37$$

On a $\sigma = \frac{f_e}{1.15}$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{10.17 \times 10^3}{20.23 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **1HA10**

• **B.1) Condition de non fragilité :** $\frac{2.1}{400}$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{ctk}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots cv$$

• **Le choix d'armature :**

On adopte **2HA10 = 1.57 cm²**.

➤ **C.) Justification à l'ELS :**

• **C.1) sur travée :**

• **C.1.1) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

Telles que : $\sigma_{bc} = (M_s/I)$ Tapez une équation ici.

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 65y^2 + 30 \times 2.36y - 30 \times 18 \times 2.36 = 0$$

$$\Rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 336353.60 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.69$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[(d - y)^2] \Rightarrow I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{7.45 \times 10^6 \times 39.1}{8323.05 \times 10^4} = 3.49 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **C.1.2) L'état limite d'ouverture des fissuration :**

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{s adm} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{f_{e,tj}}{2}, 110\sqrt{\eta}f_{ctj}\right)\right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA).}$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 189.18 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **C.2) Sur appuis :**

• **C.2.1) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 10y^2 + 30 \times 1.57y - 30 \times 18 \times 1.57 = 0$$

$$\Rightarrow 10y^2 + 47.1y - 847.8 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 36130.40 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 190.08$$

$$Y = 7.15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[(d - y)^2] \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{5.49 \times 10^6 \times 71.5}{3990.78 \times 10^4} = 9.83 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **C.2.2) L'état limite d'ouverture des fissuration :**

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{s adm} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{f_{e,tj}}{2}, 110\sqrt{\eta}f_{ctj}\right)\right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633$$

On a une fissuration préjudiciable :

$\eta = 1,6$ (Acier HA).

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 223.89 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **D.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

$$\text{Telles que: } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{114.536.27 \times 10}{100 \times 220} = 0.807 \text{ MPa}$$

Avec:

V_u : effort tranchant a l'état limite ultime (N)

B_0 : largeur de l'âme (mm)

D : hauteur utile de la poutre (mm)

$$\text{Et : } \bar{\tau} = \min\left[\frac{0.2.f_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right] = 3.33 \text{ Mpa (la fissuration est peu préjudiciable).}$$

$$\text{D'où alors : } \tau_u = 0.807 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **E.) Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

Plancher étage :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{430} \geq \frac{10.28}{20 \times 14.60} \Rightarrow 0,046 \geq 0,035 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \frac{1}{400} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0,05 \geq 0,037 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,002 \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **E.1) Diamètre des armatures d'âme :**

$$\phi = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi\right) = \min\left(\frac{24}{35}; \frac{10}{10}; 1,2\right) \text{ cm} = 0,57 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur total de la poutrelle

ϕ_1 : Diamètre maximal de armateur longitudinales

b_0 : largeur de l'âme de la nervure

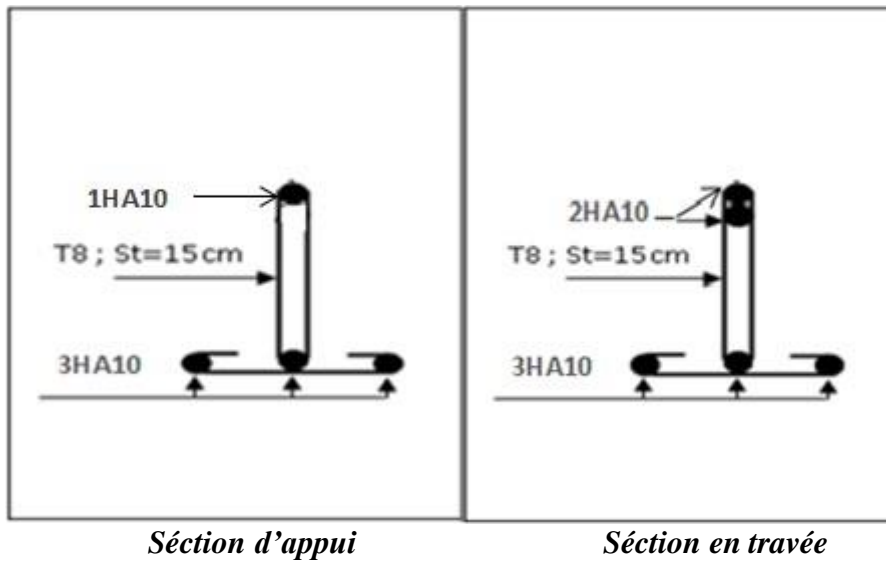
On adopte un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1 \text{ HA } 8 = 0.50 \text{ cm}^2$

• **E.2) Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9.18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On adopte: **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

➤ F.) Schéma de ferrailage « plancher étage courant » :



III.3.3) La table de compression (CBA P.21) :

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- ❖ La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :
 1. Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20cm.
 2. Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm.
 3. La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$A_t \geq \frac{200}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } L \leq 50\text{cm.}$$

$$A_t \geq 0,02 \cdot L \cdot \frac{200}{f_e} = \frac{4 \cdot L}{f_e} \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq L \leq 80\text{cm.}$$

Avec :

- * L : espacements entre axes des nervures (65 cm dans notre ouvrage).
- * Fe : nuance de l'acier FeE520 (Fe=520Mpa quadrillage de TS.TIE520 → Ø ≤ 6mm).
- * At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50 \leq (L = 65\text{cm}) \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t \geq \frac{4 \cdot 65}{40} = 0,65\text{cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : **5HA6=1,41cm²**.

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0,72\text{cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } \mathbf{5HA6=1,41\text{cm}^2} \Rightarrow S_t = 20\text{cm.}$$

On garde le même ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé carré de (20×20) cm²,

$A_t = \emptyset = 5$ mm.

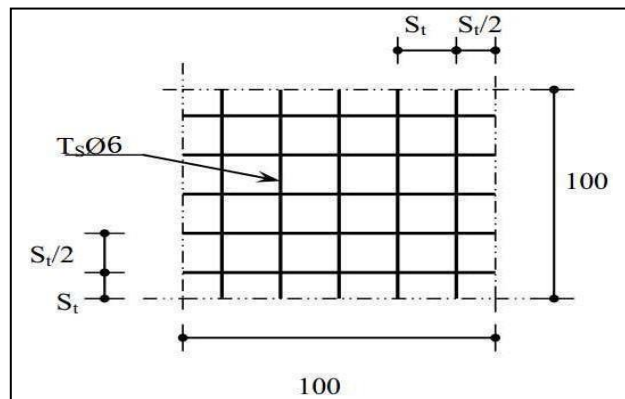


Figure III.33 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.

III.4) ETUDE DES ESCALIERS :

III.4.1) Définition :

Les escaliers sont des éléments importants , ils permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure , ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

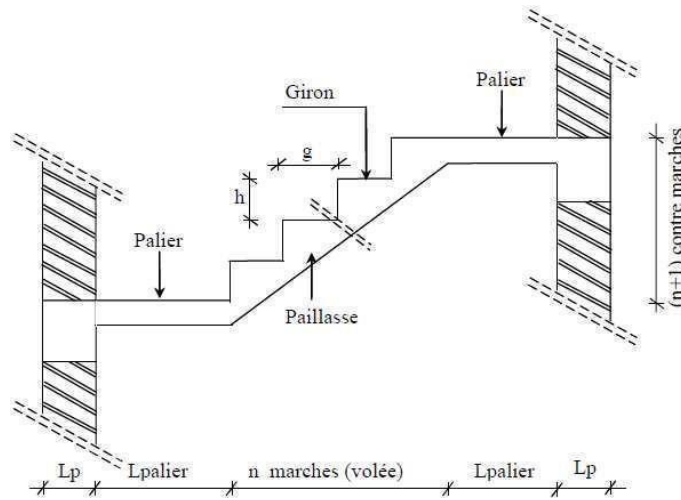


Figure III.34: Présentation de l'escalier

III.4.2) ESCALIERS de type 01 :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 27cm.
- ✓ Contre marche de 18cm.

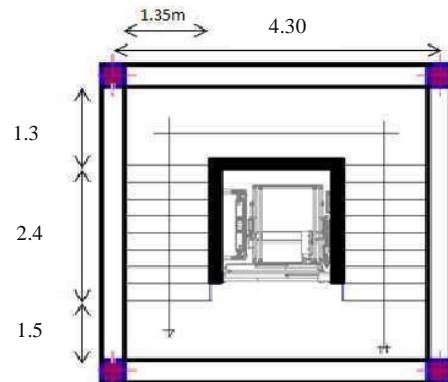
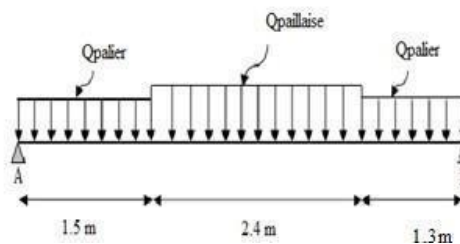
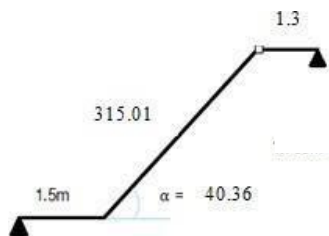


Figure III.35 : Schéma escaliers type 01



III.4.2.1) Calcul des Sollicitations :

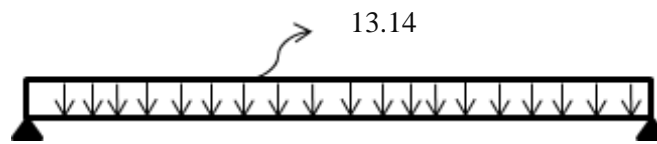
- ELU : $Q = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $Q = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	ELU kN/ml	ELS kN/ml
Palier	5.35	2.5	10.975	7.85
Volée	8.83	2.5	15.67	1.133

Tableau III.12 : calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier type 1 .➤ **A.)Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$Q_{ueq} = \frac{Q_{P1} \times L_{P1} + Q_V \times L_V + Q_{P2} \times L_{P2}}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.975 \times 1.5 + 15.67 \times 2.4 + 10.975 \times 1.3}{5.20} = 13.14 \text{ KN/ml}$$

**Figure III.36** : Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 1.

$$M_0 = \frac{Q_{Ueq} l^2}{8} = \frac{13.14 \times 5.2^2}{8} = 44.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85M_0 = 0,85 \times 44.41 = 37.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,3M_0 = 0,3 \times 44.41 = 13.32 \text{ KN.m}$$

➤ **B.) l'état limite de Service :**

$$Q_{seq} = \frac{Q_{P1} \times L_{P1} + Q_V \times L_V + Q_{P2} \times L_{P2}}{L_T}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.85 \times 1.5 + 1.133 \times 2.4 + 7.85 \times 1.3}{5.20} = 9.45 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{Q_{seq} l^2}{8} = \frac{9.45 \times 5.2^2}{8} = 31.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_0 = 0,85 \times 31.94 = 27.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0,3M_0 = 0,3 \times 31.94 = 9.58 \text{ KN.m}$$

III.4.2.2) Calcul de ferrailage :

➤ A.) En travée :

• A.1) Etat limite ultime (E L U) :

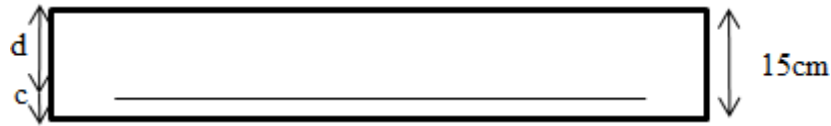


Figure III.37: section de béton armé en travée.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_b} = \frac{37.75 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.170$$

$$\mu = 0.170 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.23$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.908$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{37.75 \times 10^3}{0.908 \times 12.5 \times 348} = 9.55 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **5HA16 = 10.05 cm²**.

• A.1.1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s, A_{\min})$$

On adopte : 5HA16 = 10.05 cm²

• A.1.2) Armatures de répartition :

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 10.05/4 = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.51 \text{ cm}^2$$

• Le choix d'armature :

On adopte 4HA10 = 3.14 cm².

• A.1.3) Espacement :

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min[3h = 30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}.$$

➤ A.2) Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_{st} = 27.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Flexion simple} \quad \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6 f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{37.75}{27.14} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.23 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ())

➤ **B.) En appuis :**

- **B.1) Etat limite ultime (E L U) :**

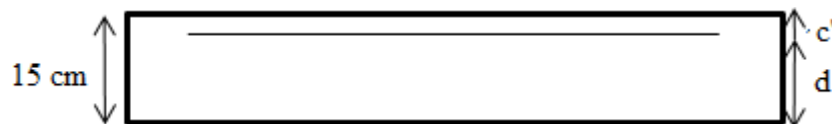


Figure III.38 : section de béton armé en appui a l'ELU.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_b} = \frac{13.32 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.060$$

$$\mu = 0.061 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.9692$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{13.32 \times 10^3}{0.9692 \times 12.5 \times 348} = 3.159 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **3HA12 = 3.39 cm².**

- **B.1.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_s, A_{\min})$$

On adopte 3HA12 = 3.39 cm²

- **B.1.2) Armatures de répartition :**

On a: $A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.39/4 = 0.8475 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.8475 \text{ cm}^2$

- **Le choix d'armature :**

On adopte **4HA6 = 1.13 cm²**.

- **B.1.3) Espacement :**

$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = \mathbf{30 \text{ cm}}$.

➤ **B.2) Etat limite de service (E.L.S.) :**

$M_{sa} = 9.58 \text{ KN.m}$

Flexion simple $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6f_{c25} = 15 \text{ MPa}$

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

Avec $\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{13.32}{9.58} = 1.39$

$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.077 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Conclusion :

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 15 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ())

➤ **C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

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

On a: $V_u^{\max} = 33.77 \text{ KN}$

Telles que: $\tau_u = \frac{V_{u\max}}{\gamma b} = \frac{33.77 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.2701$

Et : $\tau_u = \min \left[\frac{0.27}{28}; 5 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa}$ (la fissuration est peu préjudiciable).

$\tau = \min [\dots]$

D'où alors : $\tau_u = 0.2701 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

III.4.3) ESCALIERS de type 02 :

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm

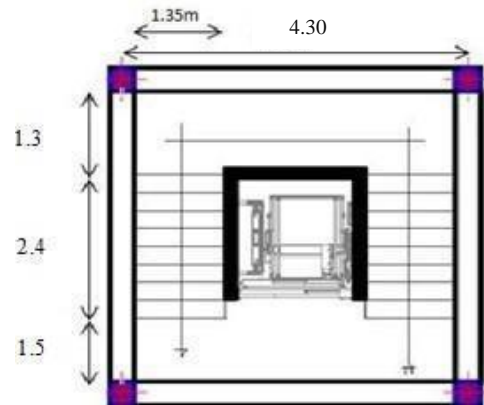


Figure III.39 : Schéma escaliers type 02.

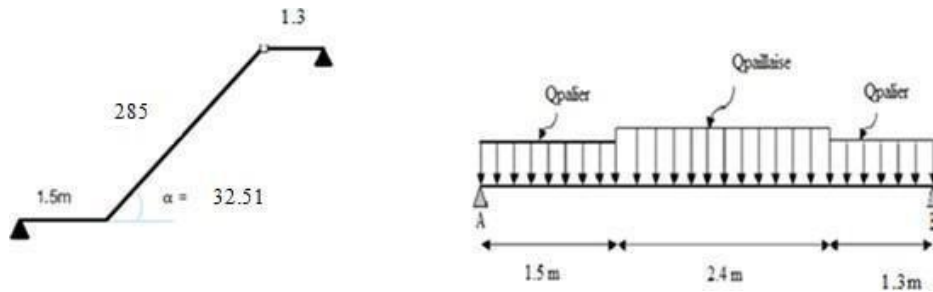


Figure III.40: Schéma statique de l'escalier type 02

III.4.3.1) Calcul des Sollicitations :

- ELU : $Q = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $Q = G + Q$

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	ELU kN/ml	ELS kN/ml
Palier	5.35	2.5	10.975	7.85
Volée	8.24	2.5	14.874	10.74

Tableau III.13 : calcul des sollicitation a L'ELU et L'ELS escalier type 2.

➤ **A.)Etat limite ultime (E.L.U.)**

$$Q_{ueq} = \frac{Q_{P1} \times L_{P1} + Q_V \times L_V + Q_{P2} \times L_{P2}}{L_T}$$

$$Q_{ueq} = \frac{10.975 \times 1.5 + 14.874 \times 2.4 + 10.975 \times 1.3}{5.20} = 12.77 \text{ KN/ml}$$

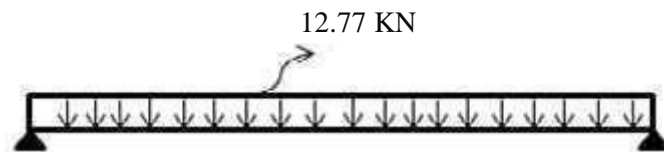


Figure III.41: Schéma des charges équivalentes à ELU d'escalier type 2.

$$M_u = \frac{Q_{Ueq} l^2}{8} = \frac{12.77 \times 5.2^2}{8} = 43.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85M_o = 0,85 \times 43.16 = 36.686 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0,3M_o = 0,3 \times 43.16 = 12.95 \text{ KN.m}$$

➤ **B.) l'état limite de Service :**

$$Q_{seq} = \frac{Q_{P1} \times L_{P1} + Q_V \times L_V + Q_{P2} \times L_{P2}}{L}$$

$$Q_{seq} = \frac{7.85 \times 1.5 + 10.74 \times 2.4 + 7.85 \times 1.3}{5.20} = 9.18 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{Q_{seq} l^2}{8} = \frac{9.18 \times 5.2^2}{8} = 31.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_o = 0,85 \times 31.03 = 26.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0,3M_o = 0,3 \times 31.03 = 9.31 \text{ KN.m}$$

III.4.3.2) Calcul de ferrailage :

➤ **A.1) En travée :**

• **A.1) Etat limite ultime (E L U) :**

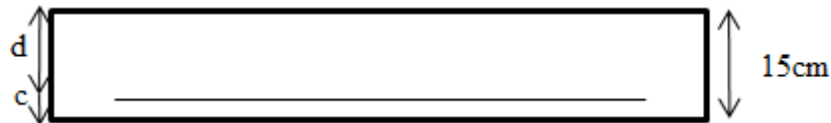


Figure III.42: section de béton armé en travée.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \times \sigma_b} = \frac{36.686 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.165$$

$$\mu = 0.165 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.227$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.909$$

$$A_s = \frac{M_t}{B d \sigma_s} = \frac{36.686 \times 10^3}{0.909 \times 12.5 \times 348} = 9.27 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **5HA16 = 10.05 cm²**.

- **A.1.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

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

On adopte : 5HA16 = 10.05 cm²

- **A.1.2) Armatures de répartition :**

$$\text{On a: } A/4 \leq A_r \Rightarrow 10.05/4 = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **Le choix d'armature :**

On adopte **4HA10 = 3.14 cm²**.

- **A.1.3) Espacement :**

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min [3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

- **A.2) Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{st} = 26.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Flexion simple} \quad \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^{-1}}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6 \cdot f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = \frac{36.686}{26.37} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.227 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ()

- **B.) En appuis :**

- **B.1) Etat limite ultime (E L U) :**

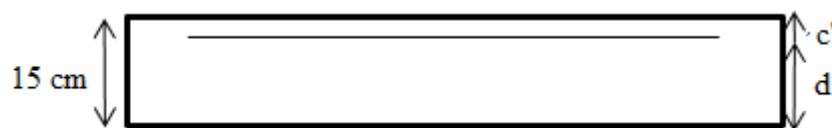


Figure III.43: section de béton armé en appui à l'ELU.

$$c \geq e + \frac{\emptyset}{2} \text{ avec } \emptyset \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } c \geq 1 + 0.75 \Rightarrow c = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_b} = \frac{12.95 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} = 0.058$$

$$\mu = 0.058 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.075$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.95 \times 10^3}{0.97 \times 12.5 \times 348} = 3.06 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte **3HA12 = 3.39 cm²**.

- **B.1.1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

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

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

- **B.1.2) Armatures de répartition :**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r \Rightarrow 3.39/4 = 0.8475 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 0.8475 \text{ cm}^2$$

- **Le choix d'armature :**

On adopte **4HA6 = 1.13 cm²**.

- **B.1.3) Espacement :**

$$S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min[3h = 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}.$$

- **B.2) Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{sa} = 9.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{Flexion simple} \quad \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma^{-1}}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 0.6 f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{12.95}{9.31} = 1.39$$

$$\Rightarrow \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.075 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour ()

- **C.) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau$

$$\text{On a : } V_u^{\max} = 33.202 \text{ KN}$$

$$\text{Telles que : } \tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} = \frac{33.202 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.2656 \text{ MPa}$$

Et $\tau = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right] = 3,33 \text{Mpa}$ (la fissuration est peu préjudiciable).

D'où alors : $\tau_u = 0,2656 \text{Mpa} \leq \tau = 3,33 \text{Mpa}$condition vérifiée

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires. on prend donc que des armatures de montage.

D.) Ferrailage de l'escalier :

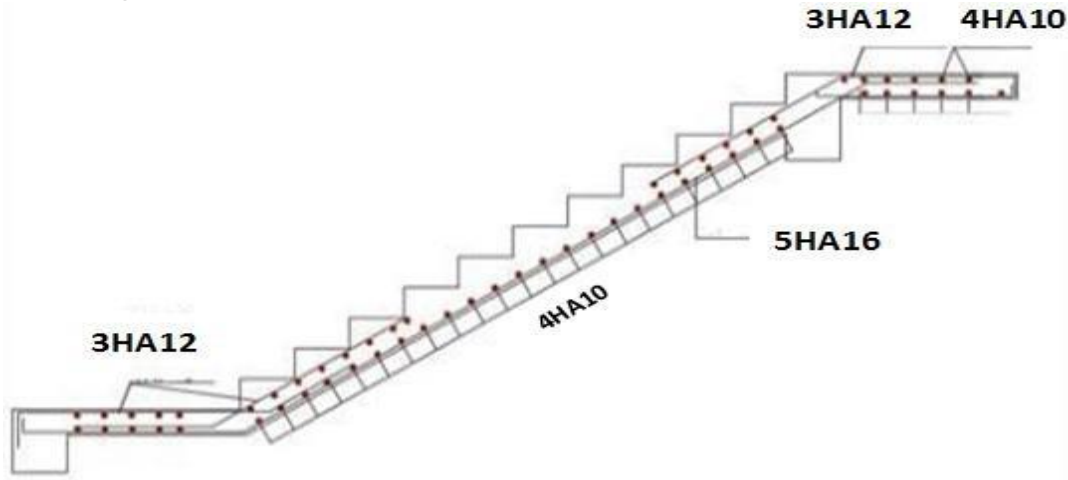


Figure III.44: schéma de ferrailage de l'escalier.

-Etude de la poutre palière

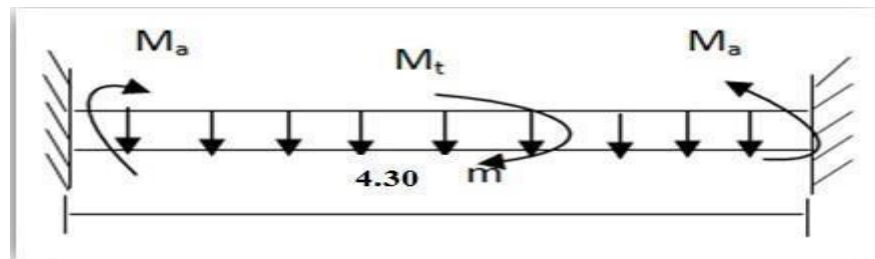


Figure III.45 . La poutre palière

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

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

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

$$\frac{430}{15} < h < \frac{430}{10}$$

$28.66 \leq h \leq 43 \text{ cm}$, on prend : **$h = 40 \text{ cm}$**

– La largeur b de la poutre palière doit être

$$0,3h \leq b \leq 0,5h$$

$12 \leq b \leq 20 \text{ cm}$, on prend : **$b = 30 \text{ cm}$**

❖ **Selon l'RPA99/ V2003**

$h \geq 30$: vérifier, $h = 40$ CV

$b \geq 20$: vérifier , $b=30$ CV

$h/b = 40/30 = 1.33 < 4$CV

Donc on choisie une section de la poutre palière ($b \times h = 30 \times 40$) cm^2

III.5.2. Calcul des sollicitations

➤ **à l'ELU**

✓ **Sollicitation**

Poids propre de la poutre : $0.40 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : $2.85 \times (4.08 - 2.04 - 0.45) = 4.53 \text{ KN/ml}$

Réaction des paliers et paillasse : $R = 28.25 \text{ KN/ml}$

✓ **Combinaisons de charges**

$$q_u = 1.35G + R = 1.35 \times (3 + 4.53) + 28.25 \Rightarrow q_u = 38.41 \text{ KN/ml}$$

✓ **les moments**

Le moment isostatique : $M_0 = (q_u L^2) / 8 = 88.77 \text{ KN.m}$

Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 75.45 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 26.63 \text{ KN.m}$

➤ **à l'ELS**

✓ **Sollicitation**

Poids propre de la poutre : $0.4 \times 0.30 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Poids du mur : = **2.85 KN/ml**

Réaction des paliers et paillasse : $R = 20.31 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge : $q_s = G + R \Rightarrow q_s = 26.16 \text{ KN/ml}$

✓ les moments:

Le moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 60.46 \text{ KN.m}$

Le moment sur appui : $M_a = 0,30M_0 = 18.13 \text{ KN.m}$

	ELU			ELS		
	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)
Type 1	88.77	75.45	26.63	60.64	51.39	18.13

Tableau III.14: Les efforts agissants sur une poutre palière

Diagramme des moments :

$M_a = 26.63 \text{ KN.m}$

$M_t = 75.45 \text{ KN.m}$

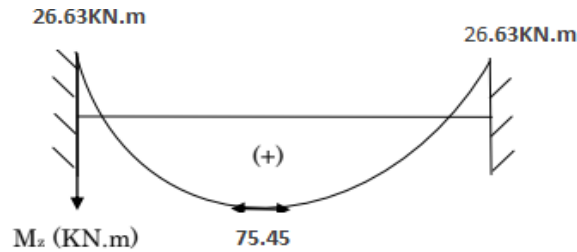


Figure III .46 :diagramme des moments de la poutre palière

Caractéristique de la section :

Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 0.3\text{m}$
	Hauteur de la section	$h = 0.4\text{m}$
	Hauteur utile des aciers tendus	$d = 0.36\text{m}$
	Hauteur utile des aciers comprimés	$c = 0.03\text{m}$
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$= 400\text{Mpa } f_e$
	Contrainte du béton à 28 jours	$= 25\text{Mpa } f_{c28}$
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable

III.4.4) Calcul de ferrailage :**III.4.4.1) Vérification a L'ELU :****➤ A.) Sur travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_b} = \frac{75.45 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14.2} = 0,126$$

$$\mu = 0,126 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{75.45 \times 10^3}{0,932 \times 37.5 \times 348} = 4,44 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte 3HA14**• Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,35 \text{ cm}^2$$

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

On adopte **4HA16 = 8,04 cm²**.

• Les armatures transversales doivent vérifiées :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{\phi_s}{40}; \frac{\phi_s}{30}; 1,4 \phi_s \right) = 1,14 \text{ cm}$$

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

On prend $4\phi_8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

• Calcul de l'espacement des armatures transversales :

-A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$1. S_t \leq (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq (33,75; 40 \text{ cm})$$

$$2. S_t \leq A_t f_e / (0,4 b_0) \Rightarrow S_t \leq 67 \text{ cm}$$

-A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $s_t \leq \min(h/4; 12\phi_t) = 9.6 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- ✓ Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $S_t = 9.6 \text{ cm}$

□ **B.) Sur Appius :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_b} = \frac{26.63 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14.2} = 0,044$$

$$\mu = 0.044 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{26.63 \times 10^3}{0,977 \times 37.5 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopt **3HA14**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A_s, A_{min})$

On adopte On adopt **4HA10 = 3.14 cm²**.

- **Les armatures transversales doivent vérifiées :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b_0}{40}; \frac{30}{35}; 1.4 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend $4\phi_6 \rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

-A partir des conditions de C.B.A 93 (art A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$1. S_t \leq (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq (32,4; 40 \text{ cm})$$

$$2. S_t \leq A_t f_e / (0.4 b_0) \Rightarrow S_t \leq 37.66 \text{ cm}$$

-A partir d'article 7.5.2.2 de RPA 99/version 2003, les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

- ✓ Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$
- ✓ Zone nodale : $s_t \leq \min(h/4; 12\phi_t) = 7.2 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

- ✓ Zone courante : $St = 20\text{cm}$
- ✓ Zone nodale : $St = 7.2\text{ cm}$

III.4.4.2) Vérification a L'ELS :

➤ A.) Sur travée :

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que $M\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma = \frac{S}{I} \times y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 30y^2 + 30 \times 8.04y - 30 \times 37.5 \times 8.04 = 0$$

$$\Rightarrow 30y^2 + 241.2y - 9045 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 1143573.58 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 1069.38$$

$$Y = 13.80$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[(d - y)^2] \Rightarrow I = 94020.53 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{51.39 \times 10^6 \times 13.80}{94020.53 \times 10^4} = 0,754 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ condition vérifiée

- **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

\Rightarrow la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{s adm} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633 \text{ mpa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA).}$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{I} = 19.43 \text{ MPa}$$

Donc :

$\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ condition vérifiée

➤ B.) Sur appuis :

- **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que: $M\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma = \frac{S}{I} \times y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30Ay - 30dA = 0 \Rightarrow 30y^2 + 30 \times 3.39y - 30 \times 37.5 \times 3.39 = 0$$

$$\Rightarrow 30y^2 + 94.2y - 3532.5 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = 432773.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 657.85$$

$$Y = 9,39\text{cm}$$

$$\Rightarrow I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[(d - y)^2] \Rightarrow I = 45496.46 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y = \frac{18.13 \times 10^6 \times 9.39}{45496.46 \times 10^4} = 0.374 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{adm} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **L'état limite d'ouverture des fissuration :**

\Rightarrow la fissuration préjudiciable

On doit vérifier que: $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$

$$\text{Telles que : } \sigma_{s adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; \max \left(\frac{f_{te}}{2} ; 110 \sqrt{\eta} f_{ctj} \right) \right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201.633 \text{ mpa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1.6 \text{ (Acier HA).}$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15 M_s (d-y)}{I} = 16.80 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.5) Vérification de l'effort tranchant : d'après le BAEL91 Article (A.5.1)

- Fissuration peu préjudiciable

$$r_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{82.58}{300 \times 375} = 0.734 \text{ MPa}$$

$$\bar{r}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{ctj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{r}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow r_u < \bar{r}_u \text{ donc il n'y a pas de risque de fissuration par l'effort tranchant}$$

III.4.6) État limite de déformation : BAEL 91 (article B.6.5.1)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{430} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{t} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{40}{430} = 0.093 \geq \frac{75.45}{20 \times 88.77} = 0.042 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$\frac{bd}{f_e} \leq \frac{10 M_0}{4.2} \Rightarrow \frac{1125}{400} \leq \frac{8.04}{4.2} \Rightarrow 0.007 \leq 0.010 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.5.4. Calcul à la torsion

À l'état limite ultime (ELU) le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

La torsion, on prend seulement la partie creuse (Ω) qui égale à :

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

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

e : Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

D'où :

$$e = \frac{b}{6} = 5\text{cm} \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875\text{cm}^2$$

$$\text{Le couple de torsion est : } M_t = C \frac{l}{2} = V_u \times 0.1 \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 3.84 \times \frac{4.30}{2} = 8.25\text{KN.m}$$

La contrainte tangente due au couple de torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{tMax}}{2\Omega b_0} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{8.25 \times 10^6}{2 \times 875 \times 30} \Rightarrow \tau_t = 0.157\text{MPa}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle

$$\bar{\tau} = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa}\right\} = 3.33\text{Mpa}$$

$$\tau^2 + \tau^2 = 1.43^2 + 0.076^2 = 2.05\text{MPa} \leq \bar{\tau}^2 = 3.33^2 = 11.09\text{Mpa} \dots \dots C_v$$

Armatures longitudinales

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec : } U : \text{ périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120\text{cm}$$

$$A_t = \frac{120 \times 8.25 \times 10^6}{2 \times 875 \times 348} = 1.62\text{cm}^2$$

- Donc on prend 2HA12 avec $A_t = 2.26\text{cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$$A_t = \frac{M}{2\Omega\sigma_s} = \frac{8.25 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 0.013 \text{ cm}^2$$

on prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend $4\phi 6 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

III.5.5. Schéma de ferrailage

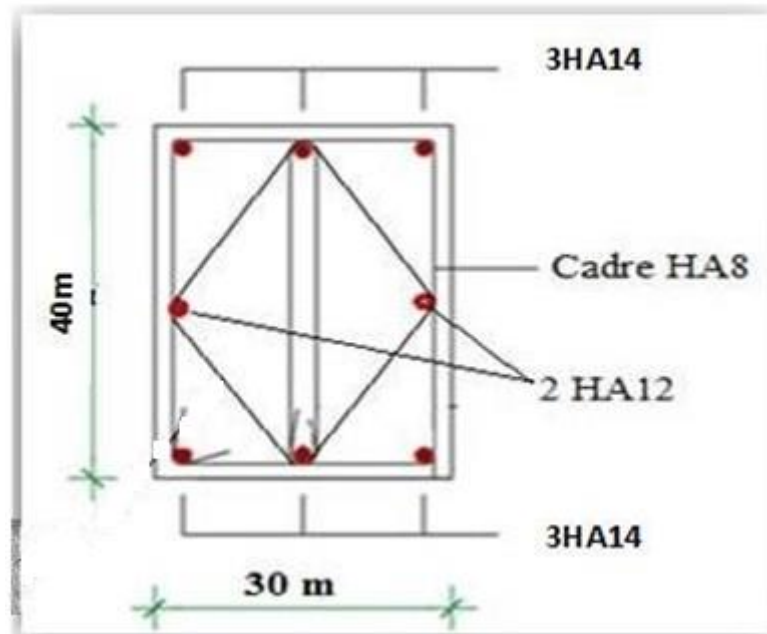


Figure III.47 : ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV :

ETUDE SISMIQUE

Chapitre IV

Etude Sismique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sans l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

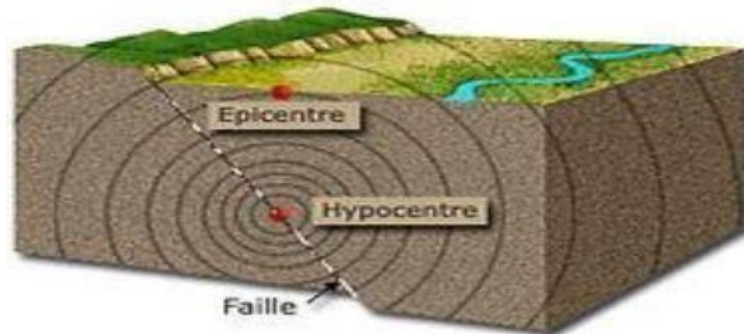


Figure IV.1 : caractéristique de séisme.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.3. Modélisation de la structure étudiée

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud;
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds;
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.3.1. Modélisation de la variante 01 (système portique)

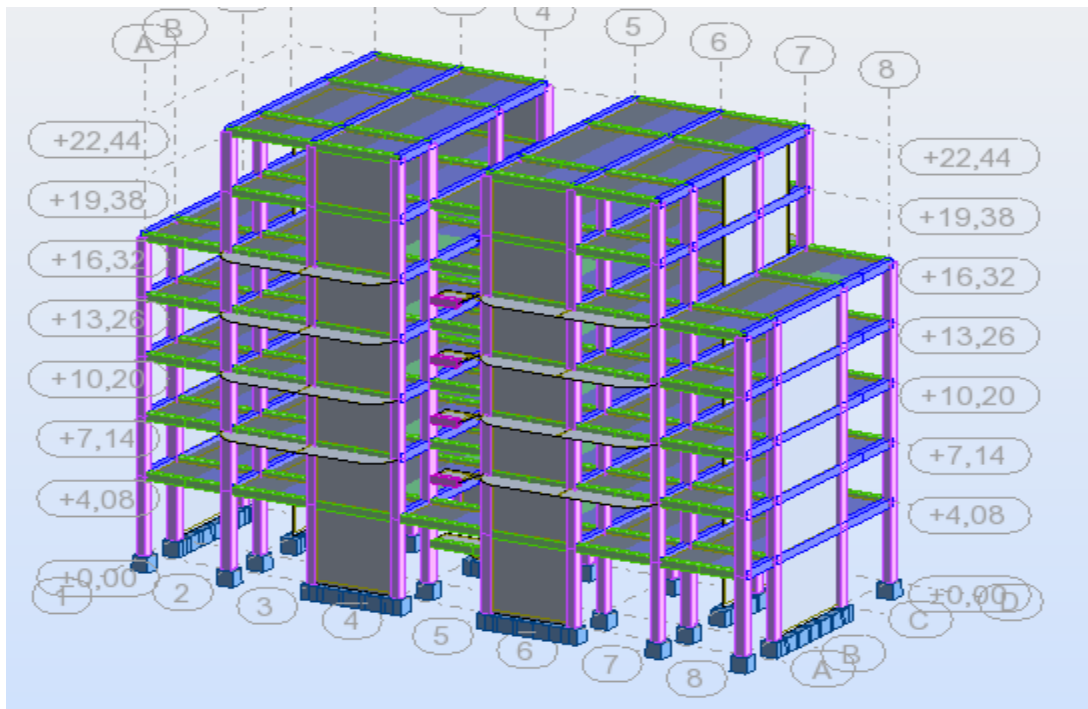


Figure IV.2: Modélisation en 3D de la structure système portique.

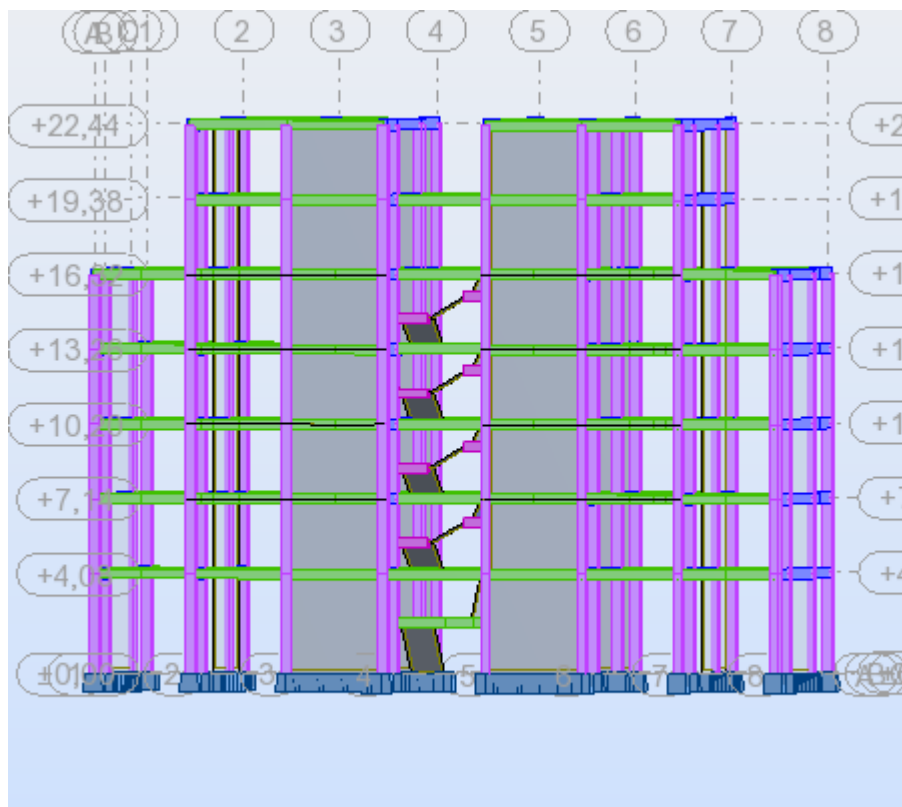


Figure IV.3 : Modélisation en 3D de la structure vue escalier système portique.

IV.4. Combinaison d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

BAEL

-ELU : $1,35G + 1.5Q$;

-ELS : $G + Q$.

RPA99/version 2003 :[62]

-GQEx : $G + Q \mp Ex$;

-GQEy: $G + Q \mp Ey$;

-0.8GEx: $0,8G \mp Ex$;

-0.8GEy: $0,8G \mp Ey$.

$G + Q + 1.2 \quad -Ex$

$\quad -Ey$

Avec :

G: Ensembles des charges permanentes;

Q: Ensembles des charges d'exploitation;

Ex : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X;

Ey: Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

IV.5. Méthodes de calculs [63]

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.5.1. Méthode statique équivalente [64]

IV.5.1.1. Principe de la méthode [65]

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.5.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente [66]

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les Conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante : zone II :
Touts groupes

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99, on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.5.1.3. Calcul de l'action sismique

IV.5.1.3.1. Calcul de l'action sismique système portique

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

❖ **Caractéristiques Dynamique de la structure**

-Zone II .

-Groupe d'usage : 2 ;

-A : coefficient d'accélération de zone, $A = 0.15$;

-Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

• Valeurs des pénalités P_q

Critère « q »	P_q
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante 1.

$$Q = 1 + \sum P_q \Rightarrow Q = 1 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.2$$

-**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur -de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T) [69]

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

➤ **Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 :**

Pour notre site type : S2 $T_1=0,47\text{sec}$ et $T_2=0,40\text{sec}$

➤ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.882 ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ Pour un contreventement mixte ($\eta = 0,882$).

➤ **Période fondamentale (T) :**

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules **4.6** et **4.7 de RPA 99 / version 2003**.

$$T = \text{Min} \left(C_T \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}} ; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) dans notre structure : $h_N = 22.44 \text{ m}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003**.

Dans notre structure : $C_T = 0,05$

L : étant de dimension du Tour mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'ou :

$$T_X = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L_X}} \text{ avec } L_X = 28.70 \Rightarrow T_X = 0,37$$

$$T_Y = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L_Y}} \text{ avec } L_Y = 12.40 \Rightarrow T_Y = 0,57.$$

On a :

$$T_2 = 0,40 \geq T_X = 0,37 \leq 3\text{sec}$$

$$T_2 = 0,40 \leq T_Y = 0,57 \leq 3\text{sec}$$

$$\text{On a : } (h_N)^4 = 0.05(22.44)^4 = 0.51$$

En prend : $\eta = 2.205$

$$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{0.4} = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.4}{0.57} \right)^{0.4} = 1.74$$

-R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système

De contreventement

✓ Sens X-X : $R_x=4$; Sens-Y-Y : $R_y=4$.

Sens	A	D	R	Q
Longitudinal	0.15	1.664	4	1.2
Transversal	0.15	1.664	4	1.2

Tableau IV.2 : Caractéristique dynamique de la structure.

IV.5.1.4. Modélisation des masses

✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés ;

✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à

✓ partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie ;

✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.5.1.5. La résultante de force sismique

La résultante de force sismique à la base V_t , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80% »de la résultante des forces sismique déterminé par la méthode statique équivalente V par une valeur du période fondamental donne par la formule empirique appropriée, Si ($V_d > 0,8V_s$).

IV.5.2. Méthodes dynamiques

a) 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 ;

b) 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.

IV. 5.2.1.Méthode dynamique spectrale modale

- **Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

- **Nombre de modes à considérer**

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 l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure,
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b-D ans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de

L'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3 (N)^{1/2} \quad \text{et } T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

- **Spectre de réponse**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left[(1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{sec.} \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot \eta) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{sec.} \end{cases}$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014*

- **Présentation du logiciel de calcul**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural Analysis Professional 2014**.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non- linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyse, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes:

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet ;
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

IV.5.2.2. Modélisation de la structure

IV.5.2.2.1. Analyse statique et dynamique

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

a) Analyse statique

Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :

$[K]$: Matrice de rigidité,

$\{U\}$: Vecteur de déplacement,

$\{R\}$: Vecteur de chargement,

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- - Le poids propre de l'élément poutre ou poteau ;
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique ;
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b) Analyse par le spectre de réponse

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement ;

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol ;

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

IV.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"

-W: poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ; W_{Qi} : la charge d'exploitation

. β : coefficient de pondération donné par le $\rightarrow \beta=0.2$.

Les poids de chaque étage :

Les étages	W _{Gi} (KG)	W _i (KN)
6 ^{ème} étage	291149.21	2855.24
5 ^{ème} étage	359366.86	3524.24
4 ^{ème} étage	533408.56	5233,12
3 ^{ème} étage	533408.56	5233.12
2 ^{ème} étage	533408.56	5233.12
1 ^{ère} étage	533408.56	5233.12
RDC	549197.40	5385.87
	$\sum_{i=1}^n W_i$	33103.65



Tableau IV.3: Participation des masses modales

Résultat obtenu par le logiciel Robot du poids total $\Sigma W_{i(ETABS)} = 33103.65 \text{KN}$ Donc

l'effort sismique obtenu par la méthode statique équivalent sera :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \times W \Rightarrow V = \frac{0.15 \times 1.664 \times 1.2 \times 33103.65}{4}$$

$$V = 2478.80 \text{KN}$$

IV.5.2.2.3. Résultats trouvées par logiciel Robot:

A - Action sismique dans les deux sens:

$$V_x = 2760.96 \text{ KN}$$

$$V_y = 2676.70 \text{ KN}$$

B - Centre de masse et centre de torsion:

Diaphragme	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
	X _m (m)	Y _m (m)	X _T (m)	Y _T (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	14.15	5.90	14.15	5.99	0.00	0,09
2	14.15	5.95	14.15	5.99	0,00	0,04
3	14.15	5.95	14.15	5.99	0,00	0,04
4	4.15	5.95	4.15	5.99	0,00	0,04
5	4.15	5.96	4.15	5.99	0,00	0,03
6	4.15	5.99	4.15	6.00	0,00	0,01
7	4.15	6.04	4.15	6.00	0,00	0,04

Tableau IV.4 . . Centres des masses et de rigidités

C - Déplacements de chaque diaphragme:

étage	U _x (cm)	U _y (cm)
Rdc	0,3	0,2
1	0,7	0,4
2	1.2	0,7
3	1.7	1,1
4	2.3	1,4
5	2.9	1,9
6	3.4	2,2

Tableau IV.5 : Déplacement selon X et Y

IV.5.3-Dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivantes :

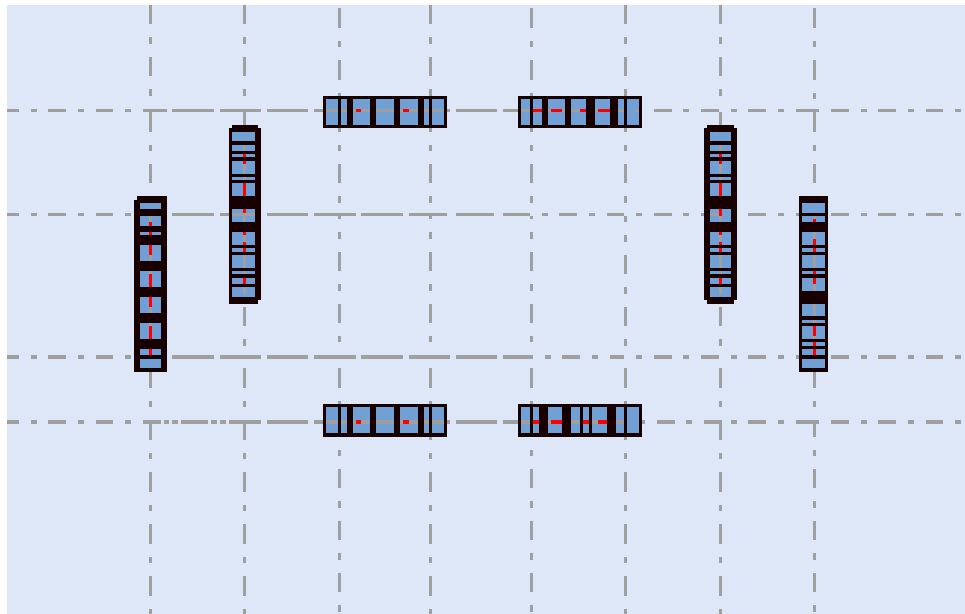


Figure IV.4 : La disposition des murs voiles.

-Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25. A. \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5. \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1. \\ 2,5. \eta. \left[(1,25. A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \right] & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2,5. \eta. (1,25. A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\left(\frac{T_2}{T} \right) \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3sec. \\ 2,5. \eta. (1,25. \eta) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots T \geq 3sec. \end{cases}$$

-Nombre des modes considérées :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée). Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 5 niveaux).

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{7} \Rightarrow K \geq 7.93$$

IV.5.3.1. -Résultat de calcul (ROBOT) :**➤ A.) Périodes et facteurs de participation modale :**

Modes	Période (s)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	nature
1	0.47	70.54	0.01	70.54	0.01	Translation
2	0.38	70.56	68.91	0.01	68.89	Translation
3	0.26	70.57	68.91	0.01	0.00	Torsion
4	0.15	70.57	83.53	0.00	14.62	
5	0.12	87.33	83.53	16.75	0.00	
6	0.12	89.78	83.53	2.46	0.00	
7	0.10	89.79	83.55	0.01	0.02	
8	0.10	89.8	83.56	0.01	0.01	
9	0.09	89.8	89.06	0.01	5.50	
10	0.09	89.8	89.11	0.00	0.05	
11	0.09	89.81	89.13	0.00	0.02	
12	0.09	89.81	89.18	0.00	0.06	
13	0.08	89.81	89.19	0.01	0.00	
14	0.08	89.84	89.24	0.03	0.05	
15	0.08	89.85	89.25	2.01	0.02	
16	0.08	89.86	89.25	2.01	0.00	
17	0.08	89.86	89.25	0.00	0.00	
18	0.07	89.86	89.25	0.00	0.00	
19	0.07	89.9	92.22	0.03	2.97	
20	0.07	90.08	92.22	0.19	0.00	

Tableau IV.6: périodes et facteurs de participation modale

➤ B.) Déformation de la structure à cause des efforts sismiques :

Mode (1):

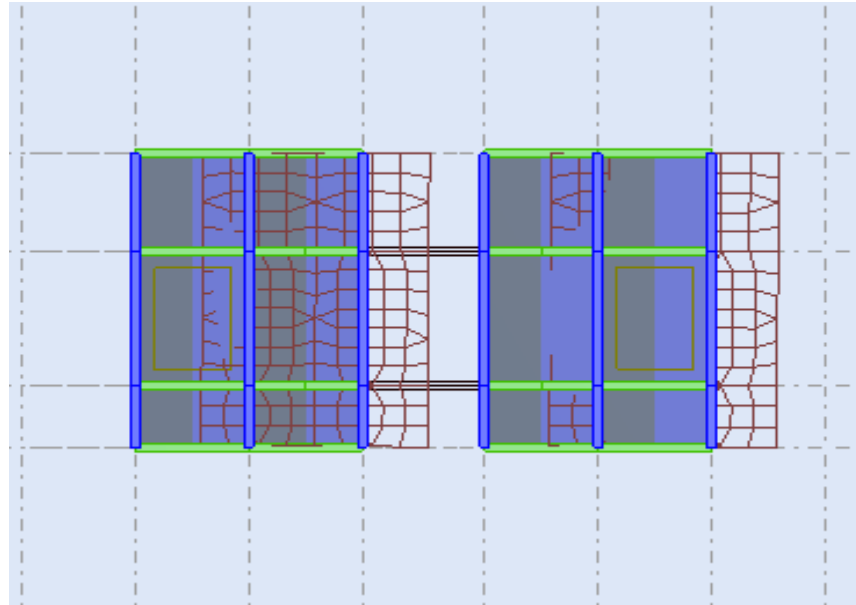


Figure IV.5 : 1^{er}Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)

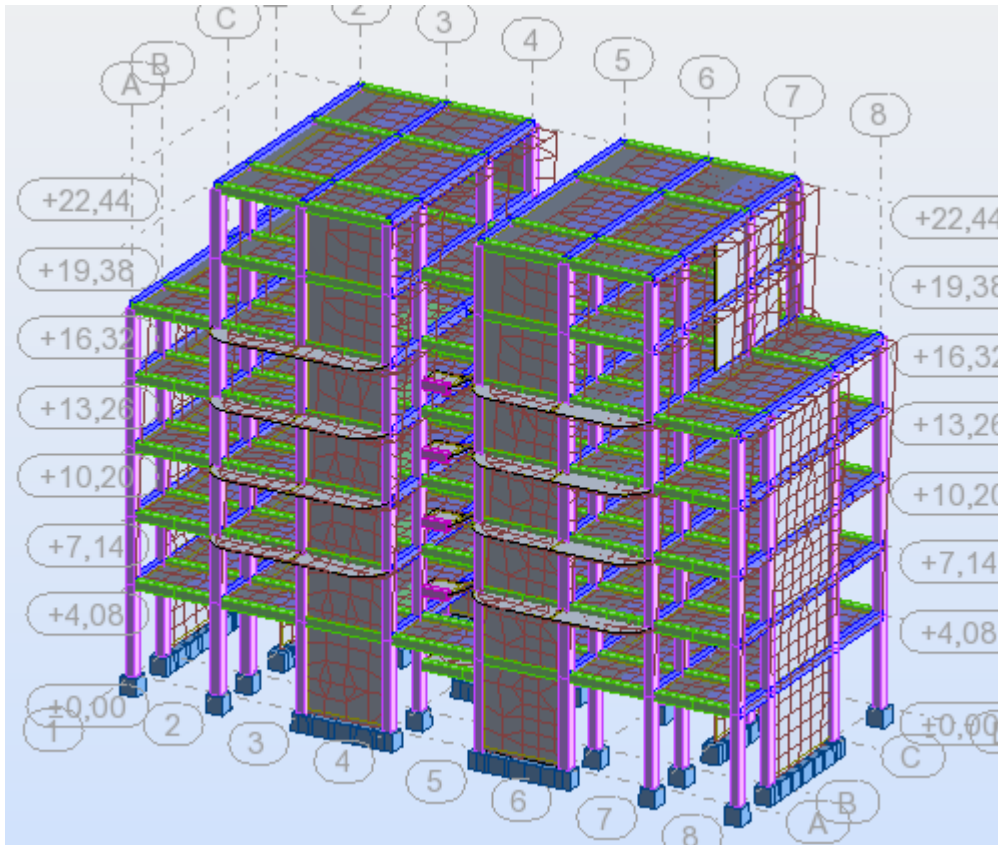


Figure: IV.6 : 1^{er}Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

Mode

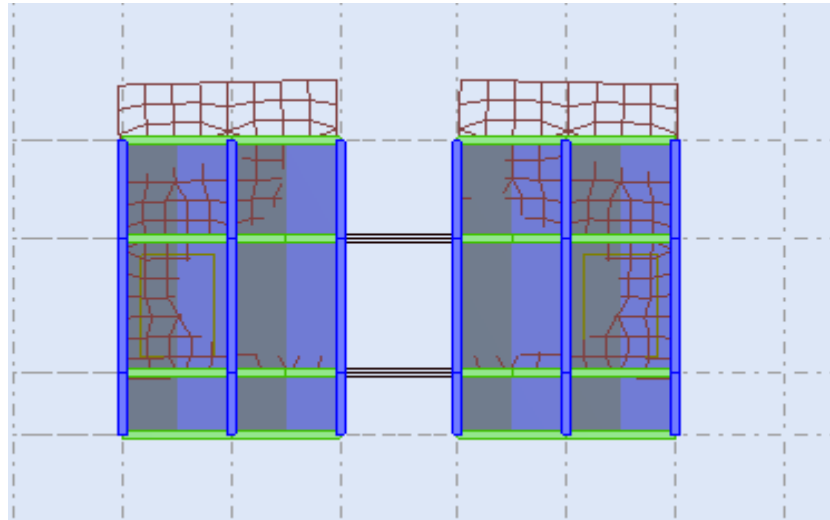


Figure: IV.7 : 2^{em} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)

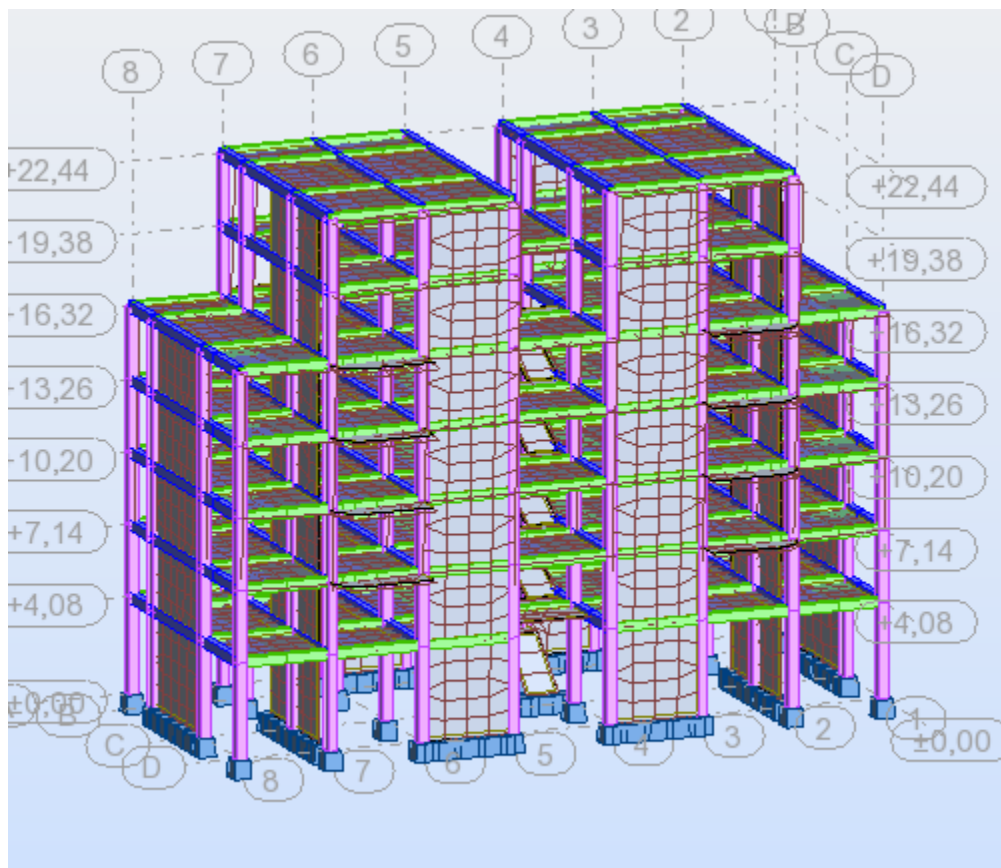


Figure IV.8: 2^{em} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

Mode (3) :

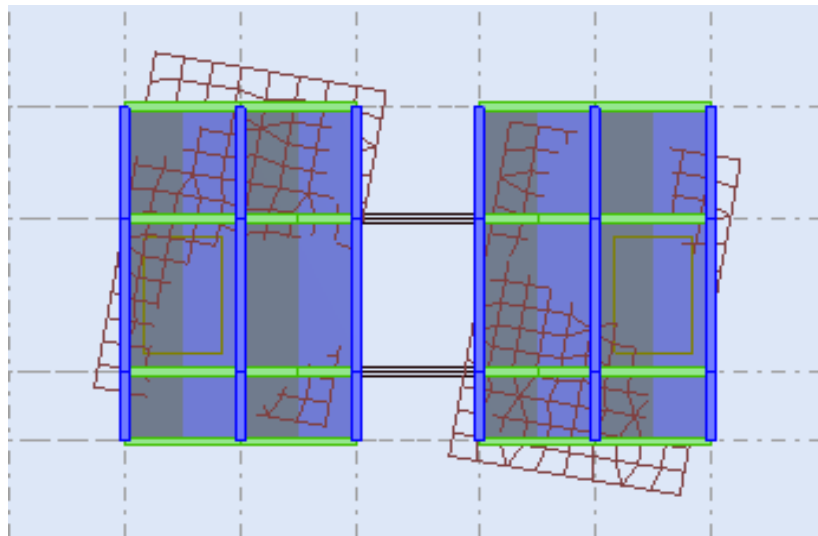


Figure IV.9: 3^{em} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2014)

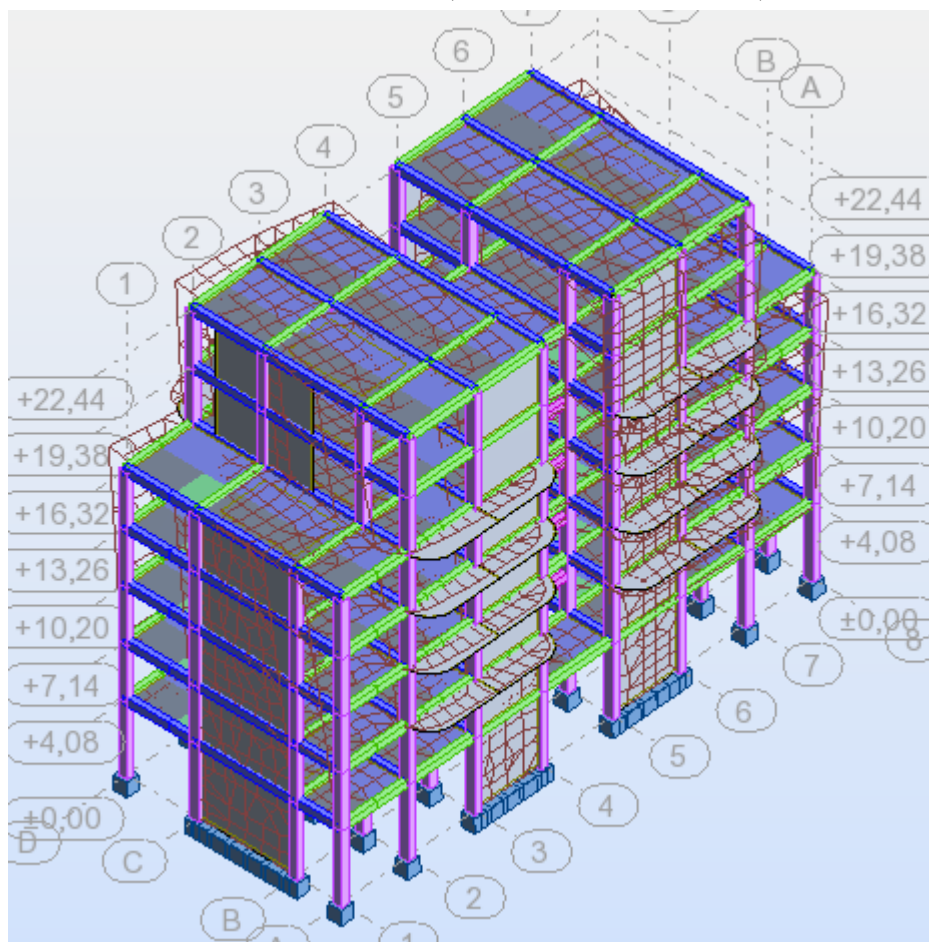


Figure IV.10: 3^{em} Mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y 3D (résultats de Robot 2014)

IV.5.4 -Calcul de la force sismique statique :

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

$$V_{X\text{statique}} = \frac{0,15 \cdot 2 \cdot 205 \cdot 1,20}{4} \cdot 33103,65 = 3284,709 \text{ kN.}$$

$$V_{Y\text{statique}} = \frac{0,15 \cdot 1 \cdot 74 \cdot 1,2}{4} \cdot 33103,65 = 2592,01 \text{ kN.}$$

IV.5.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

$$V_{X\text{dynamique}} = 2760,96 \text{ KN}$$

$$V_{Y\text{dynamique}} = 2676,70 \text{ KN}$$

	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	V_{statique} (KN)	0,8. $V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
E_x	2760,96	3284,709	Condition vérifiée
E_y	2676,70	2592,01	Condition vérifiée

Tableau IV.7: Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.5.4.2 Vérification de la période :

Période fondamentale de la structure $T_{\text{empirique}} = 0,47 \text{ sec.}$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$1,3 \times T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,37 = 0,48 \text{ sec} \geq T_{\text{numérique}} = 0,47 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{CV}$$

IV.5.4.3 Vérification de déplacement :

- **Justification vis-à-vis des déformations :**

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (**h**).

Le déplacement total de chaque niveau :

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Auto desk Robot Structural Analysais Professional 2014** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau :

IV.5.4.4 Calcul et vérification des déplacements :

D'après le (RPA 99 ver 2003 /A.4.4.3 p51) le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\sigma_K = R \cdot \sigma_{ek}$$

Avec :

σ_k : Déplacement horizontal au niveau k

R : Coefficient de comportement de la structure.

σ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par RobotLe

déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau :

$$\Delta_K = \sigma_K - \sigma_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) :

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

$$\Delta_K < \Delta_{radm} \dots \dots \dots CV.$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

NIVEAU	$\delta_{ek}(cm)$		$\delta_K(cm)$		$\Delta_K(cm)$		Δ_{radm}	Observation
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y		
RDC	0.3	0.2	1.2	0.8	1.2	0.8	4.08	$\Delta_K < \Delta_{radm} \text{--CV}$
1	0.7	0.4	2.8	1.6	1.6	0.8	3,06	$\Delta_K < \Delta_{radm} \text{--CV}$
2	1.2	0.7	4.8	2.8	2	1.2	3,06	$\Delta_K < \Delta_{radm} \text{--CV}$
3	1.7	1.1	6.8	4.4	2.4	1.6	3,06	$\Delta_K < \Delta_{radm} \text{--CV}$

4	2.3	1.4	9.2	5.6	2.4	1.2	3.06	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$
5	2.9	1.9	11.6	7.6	2.4	2	3.06	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$
6	3.4	2.2	13.6	8.8	2	1.2	3.06	$\Delta_K < \Delta_{radm} - CV$

Tableau IV.8: vérification des déplacements suivant le sens X et Y

IV.5.4.5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

✓ **Calcul V_k :**

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{avec : } \begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \dots \dots \text{ si: } T \leq 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 \dots \dots \dots \text{ si: } T > 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a :

$$T = 0,47 \text{ sec} \leq 0,7 \text{ sec} \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow (\text{RPA 99 version 2003/4.2.5}).$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau *i* est donnée par L'expression :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$$F_i = \left[\frac{(V_t - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_j (W_j \cdot h_j)} \right]$$

W_i : Poids propre de l'étage.

h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure.

V_t : Force sismique totale.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 2760.96 \text{ KN.} \\ V_y \text{ dynamique} = 2676.70 \text{ KN.} \end{cases}$$

RDC :

Sens-X :

$$F_{ix} = \left[\frac{V_t \cdot W_i h_i}{\sum_j (W_j \cdot h_j)} \right]$$

$$F_{ix} = \left[\frac{2760.96 \times 5385.87 \times 4.08}{405688.896} \right] = 149.54 \text{ KN}$$

Sens-Y :

$$F_{iy} = \left[\frac{V_t \cdot W_i h_i}{\sum_j (W_j \cdot h_j)} \right]$$

$$F_{iy} = \left[\frac{2676.70 \times 5385.87 \times 4.08}{405688.896} \right] = 144.98 \text{ KN}$$

Niveau	H _i (m)	w _i (KN)	w _i · H _i	F _{ix} (KN)	F _{iy} (KN)
RDC	4.08	5385.87	21974.349	149.54	144.98
1	7.14	5233.12	37364.476	254.28	246.53
2	10.02	5231.03	52414.920	356.71	345.83
3	13.28	5231.03	69468.078	472.77	458.34
4	16.32	5643.12	92095.718	626.76	607.64
5	19.38	3524.24	68299.77	464.82	450.63
6	22.44	2855.24	64071.585	436.04	422.74
∑ Total	/	33103.66	405688.896	2760.92	2676.69

Tableau IV.9: Récapitulatif de la distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

D'après le **RPA 99 V2003 (article 4.2.6)**, L'effort tranchant au niveau de l'étage **k** est donné par la formule :

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \left\{ \begin{array}{l} \sum F_{KX} \\ \sum F_{KY} \end{array} \right.$$

Exemple de calcul Niveau-7- :

$$V_{4x} = \sum_{i=4}^7 F_i = F_{4x} + F_{5x} + F_{6x}$$

$$V_{4x} = \sum_{i=4}^7 F_i = 626.76 + 464.82 + 436.04 = 1527.62 \text{ KN.}$$

$$V_{4Y} = \sum_{i=4}^7 F_i = F_{4Y} + F_{5Y} + F_{6Y}$$

$$V_{4Y} = \sum_{i=4}^7 F_i = 607.64 + 450.63 + 422.74 = 1481.01 \text{ KN}$$

Niveau	H _i (m)	F _{iX} (KN)	F _{iY} (KN)	V _{KX} (KN)	V _{KY} (KN)
RDC	4.08	149.54	144.98	2760.92	2676.69
1	7.14	254.28	246.53	2611.38	2531.71
2	10.02	356.71	345.83	2357.1	2285.18
3	13.28	472.77	458.34	2000.39	1939.35
4	16.32	626.76	607.64	1373.63	1481.01
5	19.38	464.82	450.63	908.81	873.37
6	22.44	436.04	422.74	472.77	422.74
∑ Total	/	2760.92	2676.69	12485	12210.05

Tableau IV.10: les efforts tranchants résultants**IV.5.4.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du 2^o ordre (ou **effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k».

$$P_k = \sum W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau «k».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur de l'étage «k».

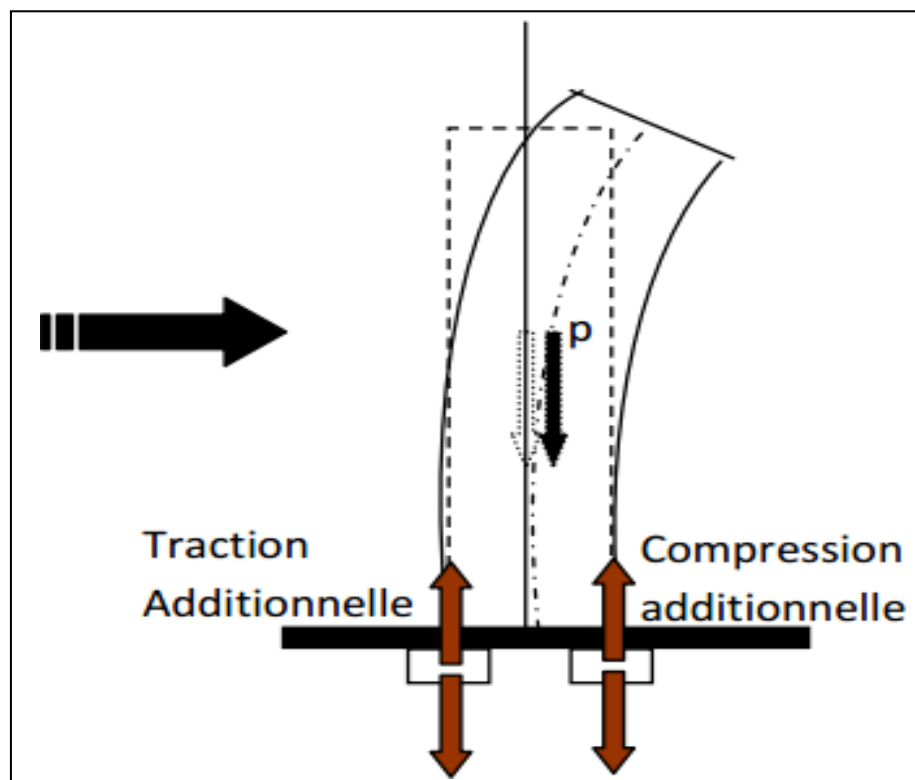


Figure IV.11: Poids totale de la structure P_k

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_{kx} (KN)	h_k (cm)	θ	
RDC	5049.87	1.2	2760.92	408	0,005	CV
Etage 1	4809.403	1.6	2611.38	306	0,009	CV
Etage 2	4809.403	2	2357.1	306	0,013	CV
Etage 3	4809.403	2.4	2000.39	306	0.018	CV
Etage 4	4809.403	2.4	1373.63	306	0,027	CV
Etage 5	3847.52	2.4	908.81	306	0.037	CV

Etage 6	3366.58	2	472.77	306	0.046	CV
----------------	---------	---	--------	-----	-------	-----------

Tableau IV.11: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens X (Combinaison **EX**)

Niveau	P_k(KN)	Δ_k(cm)	V_{ky}(KN)	h_k(cm)	θ	
RDC	5049.87	0.8	2676.69	408	0,003	CV
Etage 1	4809.403	0.8	2531.71	306	0,004	CV
Etage 2	4809.403	1.2	2285.18	306	0.008	CV
Etage 3	4809.403	1.6	1939.35	306	0.01	CV
Etage 4	4809.403	1.2	1481.01	306	0.01	CV
Etage 5	3847.52	2	873.37	306	0.02	CV
Etage 6	3366.58	1.2	422.74	306	0.03	CV

Tableau IV.12: Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens Y (Combinaison **EY**)

IV.5.4.7-vérification au renversement :

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$M_s/M_r \geq 1,5$$

Avec :

Ms: Moment stabilisant : $M_s = W \times L/2$

Mr: Moment renversant : $M_r = \sum_i^n F \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

1. Moment stabilisant :

Sens-X- : $M_s = W \cdot \frac{L_x}{2} = 5049.87 \times 28.70 / 2 = 72465.63 \text{ KN. m}$

Sens-Y- : $M_s = W \cdot \frac{L_y}{2} = 5049.87 \times 12.4 / 2 = 31309.19 \text{ KN.m}$

2. Moment renversant :

Sens-X- : $M_r = \sum_i^n F \times h_i = 149.54 \times 4.08 + 254.28 \times 7.14 + 356.71 \times 10.02 + 472.77 \times 13.28 + 626.76 \times 16.32 + 464.82 \times 19.38 + 436.04 \times 22.44 = 41299.96 \text{ KN.m}$

Sens-Y- : $M_r = \sum_i^n F \times h_i = 144.98 \times 4.08 + 246.53 \times 7.14 + 345.83 \times 10.02 + 458.34 \times 13.28 + 607.64 \times 16.32 + 450.63 \times 19.38 + 422.74 \times 22.44 = 38711.86 \text{ KN.m}$

- Sens longitudinal :**

W (KN)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
40822,53	28.70	14.35	72465.63	41299.96	1.75	CV

Tableau IV.13: vérification de renversement sens longitudinal

- Sens transversal :**

W (KN)	Ly (m)	Ly/2 (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	vérification
40822,53	12.40	6.2	31309.19	38711.86	0.80	CV

Tableau IV.14: vérification de renversement de sens transversal.

IV.5.5.Conclusion:

Le choix de la disposition des voiles pour le système portique pour la satisfaction de toutes les Exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures . car des Contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes .

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences dans les deux systèmes , selon le RPA99/2003 à savoir :

- La vérification de la période ;
- La vérification de la résultantes des forces sismiques ;
- justification vis-à-vis les déformation et effet (P- Δ) ;
- Vérification au renversement ;
- Calcul des déplacements.

Chapitre V

Etude Des Eléments Principaux

Chapitre V

Etude Des Eléments Principaux

V.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel " **Autodesk Robot Structural Analysis 2014** ", qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

$$-GQEx : G + Q \mp Ex ;$$

$$-GQEy: G + Q \mp Ey;$$

$$-0.8GEx: 0,8G \mp Ex;$$

$$-0.8GEy: 0,8G \mp Ey ;$$

$$-ELU : 1,35G + 1.5Q ;$$

$$-ELS : G + Q.$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30×45) ;
- ✓ Poutres secondaires (30× 40).

V .2.1.Recommandation du RPA99/2003

✓ Armatures longitudinales [90]

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section. $A_{tmin} = 0,005 \cdot S \cdot b$;

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante ;
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I.
- ✓ **Armatures transversales [91]**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

b : largeur de la poutre ;

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l^{\min})$ en zone nodale ;
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Avec : h : hauteur de la poutre.

$\Phi 1$: valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues [92]}$$

V .2.2.Sollicitations de calculs

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale		Poutre secondaire	
			Appuis	Travée	Appuis	Travée
Etage	ELU	$M_{max} [kN.m]$	150.78	83.18	60.15	46.65
	ELS	$M_{max} [kN.m]$	110.08	60.73	43.81	33.96

	<i>Accidentelle</i>	$M_{max} [KN.m]$	140.50	76.86	102.04	54.60
	<i>Effort tranchant T [kN]</i>		169.96		71.33	

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres.

V.2.3. Exemple de calcul

- **Armatures longitudinales**

Suivant le RPA

$$\text{-Poutres principales : } A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poutres secondaires : } A'_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Suivant le BAEL

-Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40.5 = 1.47 \text{ cm}^2$$

-Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 32.5 = 1.18 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée:**

- **ELU**

$M_{u,t} = 83.18 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{83.18 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (40.5)^2} = 1.47$$

$$\mu = 0.12 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.16$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.936$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{83.18 \times 10^3}{348 \times 0.936 \times 40.5} = 6.30 \text{ cm}^2$$

- **ELA**

$M_{acc,t} = 76.86 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{76.86 \cdot 10^3}{18.5 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.084$$

$$\mu = 0.084 < \mu_L = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.109$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.956$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{76.86 \times 10^3}{400 \times 0.956 \times 40.5} = 4.99 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cat}; A_{acc}; A_{\min}) = 6.75 \text{ cm}^2$$

On adopter: $A_{st} = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

✓ Sur appuis

▪ ELU

$$M_{u,t} = 150.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{150.78 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.21$$

$$\mu = 0.21 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.3$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.88$$

$$A_t^{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{150.78 \times 10^3}{348 \times 0.88 \times 40.5} = 12.03 \text{ cm}^2$$

▪ ELA

$$M_{acc,t} = 140.50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{140.50 \times 10^3}{18.5 \times 30 \times (40.5)^2} = 0.154$$

$$\mu = 0.154 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.21$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.916$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{140.50 \times 10^3}{400 \times 0.916 \times 40.5} = 9.20 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cat}; A_{acc}; A_{\min})$$

On adopter: $A_t=6HA14 =9.24 \text{ cm}^2$

▪ **ELS**

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

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

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

	α	M_u	M_{ser}	γ	ϵ	Condition
Travée	0.16	83.18	60.73	1.36	0.43	CV
Appui	0.3	150.78	110.08	1.36	0.43	CV

Tableau V .2: Récapitulatif de vérification.

-Vérification de l’influence de l’effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ On doit vérifier que :

$$A \geq \gamma_s \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right) / f_e$$

$$A = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \left(169.96 + \frac{150.78}{36.45} \right)}{400} = 0.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{169.96 \times 1000}{300 \times 405} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, F_{c28} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.93 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t

$$\checkmark \text{ Diamètre des armatures transversales}$$

$$\phi \leq \min \left(\begin{array}{l} h \\ 35 \\ 10 \end{array} ; \begin{array}{l} b_0 \\ 25 \\ 10 \end{array} ; \phi \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\begin{array}{l} 45 \\ 35 \\ 10 \end{array} ; \begin{array}{l} 25 \\ 25 \\ 10 \end{array} ; 1.2 \right) = 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

$$4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ L'espacement des armatures transversales

$$* \text{ Zone nodale : } \delta \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi \right) = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.2 \right) = 11.25 \text{ cm} \Rightarrow \delta = 10 \text{ cm}$$

$$* \text{ Zone courante : } \delta \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta = 20 \text{ cm} \Rightarrow \delta = 15 \text{ cm}$$

– Vérification des armatures transversales

* Zone nodale

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 10 = 0.9 \text{ cm}^2$$

* Zone courante

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 15 = 1.35 \text{ cm}^2$$

– Les longueurs de recouvrement

$L_r > 40\phi$ en zone II

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50 \text{ cm}$**

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte **$L_r = 50 \text{ cm}$**

Remarque

étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau Récapitulatif

➤ ELU

Type des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	$A_{adopté}$ [cm ²]	Barres choisies	A_{cor} cm ²	L_r cm
		BAEL	RPA	Etage	Etage		Etage	
Poutres principales	Travée	1.47	6.75	6.30	6.75	6HA12	6.79	50
	Appui	1.47	6.75	9.20	9.24	6HA14	9.24	50
Poutres secondaires	Travée	1.30	6.00	7.15	6.79	6HA12	6.79	50
	Appui	1.30	6.00	5.09	5.6	5HA12	5.65	50

Tableau V. 3: Les barres choisies pour les poutres.

Type des poutres		α	M_u	M_{ser}	ϵ	Condition
		Etage	Etage	Etage	Etage	
Poutres principales	Travée	0.16	183.18	60.73	0.43	CV
	Appui	0.3	150.78	110.08	0.43	CV
Poutres secondaires	Travée	0.109	46.65	33.96	0.450	CV
	Appui	0.143	29.57	21.14	0.450	CV

Tableau V. 4: Récapitulatif de vérification à ELS.

V.2.4. Schéma de ferrailage .

– Poutres Principales

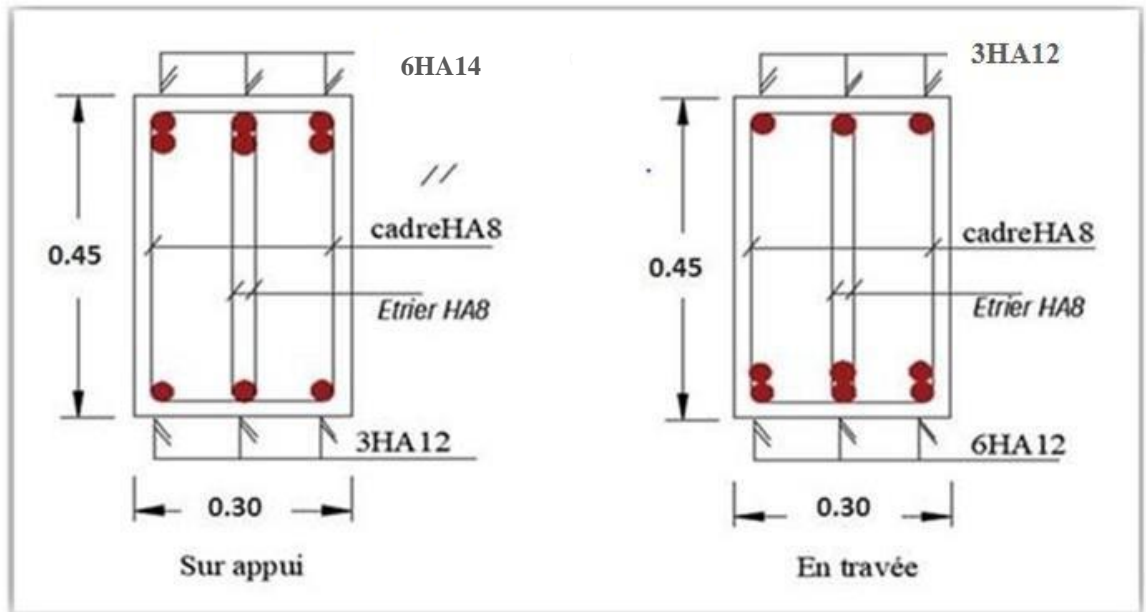


Figure V.1 : Ferrailage de poutre principale.

– Poutres secondaires

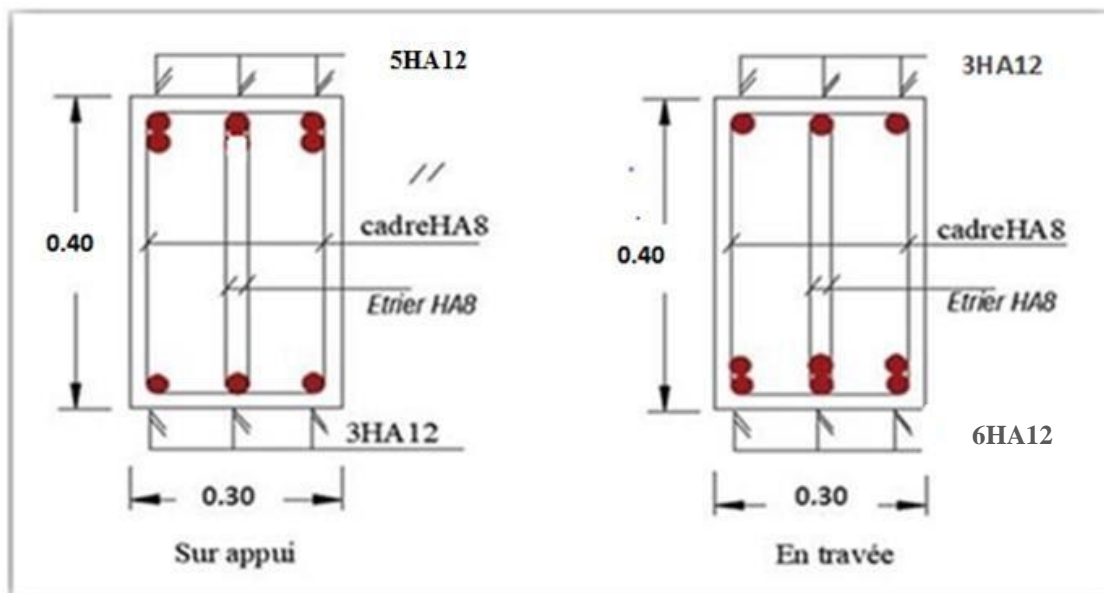


Figure V.2 : Ferrailage de poutre secondaire.

V.3. Etude des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

V.3.2. Aspect réglementaire

• Les combinaisons accidentelles

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

• Les combinaisons fondamentales

Suivant le BAEL

E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S : $G + Q$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$;
- 2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 3^{ème} cas : $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 4^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$.

▪ Armatures longitudinales [93]

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12mm.

* Armatures minimales : 0.7% en zone I ;

$$* \text{ Armatures maximales : } \begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$$

Avec :

B : Section du poteau

- * Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I ;
- * Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;
- * La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

▪ Armatures transversales [94]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec

- V_u : effort tranchant de calcul;

- h_L : hauteur totale de la section brute;

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux - dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L \min}$$

$\phi_{L \min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b} \text{ En \% et est donnée comme suit :}$$

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%
- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limitent précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

h et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

V.3.3. Les sollicitations

✓ Poteaux (40×50)

CAS	efforts	ELU	ELA	ELS
Cas 1	N_{max} [KN]	2028.82	2535.84	1481.97
	M_{Ycor} [KN.m]	69.68	106.66	51.03
	M_{Zcor} [KN.m]	12.26	10.79	8.92
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	12.26	10.79	8.92
	M_{Ycor} [KN.m]	11.82	9.85	8.60
	N_{cor} [KN]	79.42	61.31	57.78
Cas 3	M_{Ymax} [KN.m]	69.68	115.97	22.41
	M_{Zcor} [KN.m]	0.53	0.01	0.16
	N_{cor} [KN]	15.60	58.79	5.18
	N_{min} [KN]	75.67	697.80	55.07

Cas 4	$M_{Zcor} [KN.m]$	11.93	50.43	4.32
	$M_{Ycor} [KN.m]$	94.58	0.38	76.37

Tableau V.5 : Sollicitations des poteaux (40*50).

V.3.4. Exemple de calcul

✓ *Etat Limite De Stabilité De Forme*

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec

e_1 : excentricité du premier ordre ;

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

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

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000h} (2 + \alpha \varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau;

l_f : longueur de flambement du poteau;

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement;

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-

permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = \frac{M_u}{10 \left(1 - \frac{1,5 M_{ser}}{M_u} \right)}$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1;

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$$N_{max} = 2028.82 \text{ KN}; M_{corr} = 69.68 \text{ KN.m}; M_{ser} = 51.03 \text{ KN.m}$$

*** Calcul de L'excentricité**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{69.68}{2028.82} = 0.034 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250} \right) = (2, 1.224)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M}{1.5 M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{69.68}{1.5 \times 51.03} \right)$$

$$\alpha = 0.89;$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10000 \times 0.5} (2 + 0.89 \times 2)$$

$$e_2 = 0.01$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.064 \text{ m}$$

*** Calcul de coefficient de remplissage Ψ**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2028.82 \times 10^3}{400 \times 500 \times 14.2} = 0.71$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

*** Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.71}}{14.77} = 0.114$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.114 \times 0.50 = 0.057$$

$$e = 0.037 \text{ m} \cdot e_{Nc} = 0.076 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$e > e_{Nc}$: Section entièrement comprimée.

$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section.}$

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.40 + 0.50) \times 2] = \mathbf{7.2\text{cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{f_{t28}}, B \frac{f_{t28}}{f_{ce}}, \frac{1}{1000} \left(\frac{40 \times 50}{40 \times 50} \right)^{2.1} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{ 2.5\text{cm}^2 ; 10.5\text{cm}^2 \}$$

$$A_{s,\min} \geq 10.5\text{cm}^2$$

Suivant le RPA :

- **Armatures maximales**

- * **en zone courante**

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 50 = \mathbf{80\text{cm}^2}$$

- * **en zone de recouvrement**

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 50 = \mathbf{120\text{cm}^2}$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12\text{mm}$.

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} = 0.7\% \times (b \cdot h) = 0.007 \times 40 \times 50 = 14\text{cm}^2$$

- * **Choix des armatures**

$$A_s \geq A_{s,\min} = \mathbf{14\text{cm}^2}$$

On adopte: $A_s = 8\text{HA}16 = \mathbf{16.08\text{cm}^2}$

- **Vérification vis -à vis de l'état limite de service**

- **Contrainte maximale de compression de béton**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \mathbf{0.03m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 40 \times 50 + 15 \times 16.08 \Rightarrow S = \mathbf{2241.2\text{Cm}^2}$$

$$X_G = 15 \frac{A' \times \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A \times \left(\frac{d}{2} - h \right)}{bh + 15(A_s + A_s')} \Rightarrow X_G = -1.02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(\frac{d}{2} - h + X_G \right)^2 \right] \Rightarrow I = 565381.91 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{sup}} = 3.38 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 3.24 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 3.38 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

– Calcul des armatures transversales

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214}{50} = 4,28 < 5$$

$$\text{donc : } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\text{min}}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{\text{min}} = 12 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(18; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$$

$$t \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

– Suivant le RPA :

* Zone nodale

$$t \leq \min(10\phi_L^{\text{min}}; 15 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{\text{min}} = 12 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(12; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 12 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

* Zone courante

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

– **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,3 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

– **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 10 \times 9.4}{50 \times 40000} \times 10^3 = 0,17 \text{ cm}^2$$

– **Armatures transversales minimales**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214.2}{50} = 4.28 \cdot 5$$

On a : $3 \cdot \lambda_g \cdot 5 \Rightarrow A_{\min}$ = interpoler entre les deux valeurs précédentes.

$$A_{t,\min} = 0,36\% \text{ St.b} = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \cdot A_{t,\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

V.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux

✓ **Poteaux (40*50)**

CAS	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min RPA} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_{adopté}$	Longueur de Rec (cm)
CAS1	7.2	14	8HA16	16.08	HA16 : (60 cm)
CAS2	1.55	14	8HA16	16.08	HA16 : (60 cm)
CAS3	3.12	14	8HA16	16.08	HA16: (60 cm)
CAS4	7.2	14	8HA16	16.08	HA16 : (60 cm)

Tableau V.6 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (40*50).– **Vérification à l'ELS**

<i>Cas</i>	<i>N ser</i>	<i>M ser</i>	σ_{bc}	ϵ_{bc}
<i>1</i>	1481.97	51.03	3.38	15
<i>2</i>	57.78	8.60	1.73	15
<i>3</i>	5.18	22.41	0.34	15
<i>4</i>	55.07	76.37	1.42	15

Tableau V.7 : Vérification des contraintes des poteaux (40*50).**Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{9.4}{0.4 \times 0.45} = 0.052 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

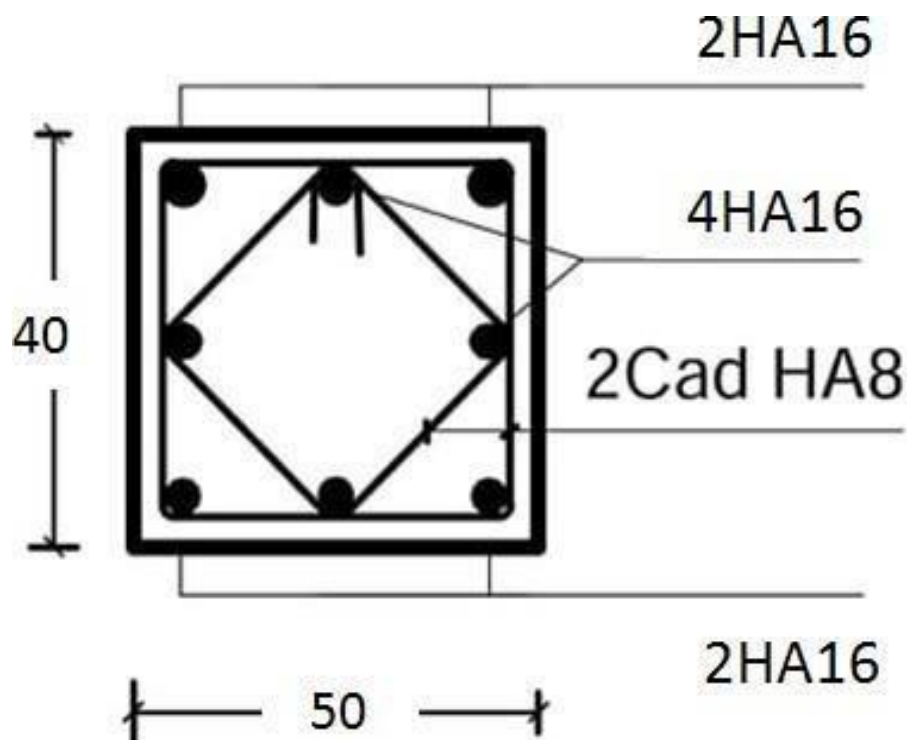
$$\tau_u \leq \tau_u \dots \dots \dots \text{ CV}$$

• **Vérification de l'effort normal**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{896.94}{2500 \times 25} = 0.29 \leq 0,30$$

V.3.5. Schéma de ferrailage

✓ **Poteaux (40*50)**

*Figure V. 3 : Ferrailage des poteaux (40*50).*

V.4. Les voiles

V.4.1. Introduction

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable

des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales;
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2. Recommandation du RPA99/2003

a. Armatures verticales [98]

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue;

e : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales [99]

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

c. Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1 m^2 au moins.

d. Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj}=1.IV/f_e$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) [100]

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{\min}=0.15\%(b \times h) \rightarrow$ Globalement dans la section du voile ;

$A_{\min}=0.10\%(b \times h) \rightarrow$ En zone courante.

❖ L'espacement

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ Longueurs de recouvrement

- $40\emptyset$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible ;
- $20\emptyset$: Pour les barres situées dans.

V.4.3. Les sollicitations

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- **Cas 1** : N min – M correspondant;
- **Cas 2** : N max – M correspondant;
- **Cas 3** : M max – N correspondant.

✓ **ELU:**

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	2367.79	2.79	108.01	39.79	39.79	2367.79	

Sens Y-Y							
V	3316.19	40.14	154.06	9.19	40.14	3316.19	280.76

Tableau. V. 8 : Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

✓ ELS

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	1734.37	2.14	79.25	28.98	28.98	1734.37	
Sens Y-Y							
Voile	2429.73	30.62	111.97	6.70	30.62	2429.73	205.02

Tableau. V. 9 : Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

ELA

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	voile	1699.21	2554.01	20.63	245.72	2567.50	
Sens Y-Y							
Voile	2346.37	58.90	316.65	91.01	91.01	2346.37	206.11

Tableau. V. 10 : Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

V.4 4. calcul d'un voile :

$$M = 91.01 \text{ KN.m}$$

$$N = 2346.37 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 5.1^3}{12} = 1.65 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.15 \times 5.1 = 1.65 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{5.1}{2} = 0.765 \text{ m}$$

- Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 3207.80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 2926.50 \text{ KN/m}^2$$

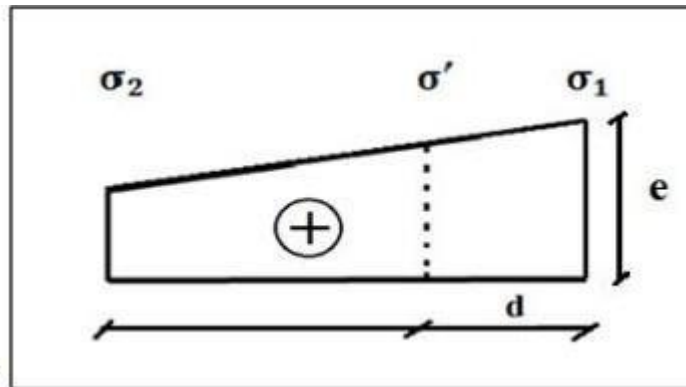


Figure V. 4 : diagramme d'une section entièrement comprimée.

Si : σ_1 et $\sigma_2 > 0$ → la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$A_{\min} = 0.20\% \times a \times L = 0.002 \times 15 \times 510 = 15.3 \text{ cm}^2$$

Permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur **d** est tel que :

$$d \leq \min \left(\begin{array}{l} h_e, \frac{2}{3} L \\ \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} c \end{array} \right) = 1.70$$

On adopte : **d=1.5m**

h_e : Hauteur d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on à :

✓ **La section globale**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 15 \times 510 = 11.47 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante**

$$0.10 \% \times e \times L = 0.001 \times 15 \times 510 = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

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

$$L_2 = L - 2L_1 = 510 - (2 \times 51) = 408 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N (\text{espacements}) : L_2/S_t = 408/20 = 20.4$$

$$\text{On prend : } N (\text{espacements}) = 21$$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 21 + 1 = 22$$

✓ **La zone d'about**

$$S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 51 \text{ cm}$$

$$N (\text{espacements}) = L_1/S_t = 5.1$$

$$\text{On prend : } N (\text{espacements}) = 6$$

$$\Rightarrow N (\text{barres}) = N (\text{espacements}) + 1 = 6 + 1 = 7$$

✓ **Le diamètre**

$$\emptyset \leq a/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \emptyset = 12 \text{ mm}$$

✓ **Zone courante**

$$A_s = 8 \text{ HA } 12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

La zone d'about

$$A_s = 8 \text{ HA } 12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 9.05 + 9.05 = 27.15$$

$$A_{s,\text{tot}} = 27.15 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} (\text{globale}) = 11.47 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ cv}$$

✓ Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau = 0.03\text{MPa} < 5\text{MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$ donc : $S_t = 20\text{cm}$

$$A_t \geq 0.66 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures

On adopte : $= 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Vérification de l'espacement

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

• Le pourcentage minimum d'armatures

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t.min}(RPA) = 0.25\% \times b \times S_t = 0.75 \text{ cm}^2$$

V.4.5. Schéma de ferrailage :

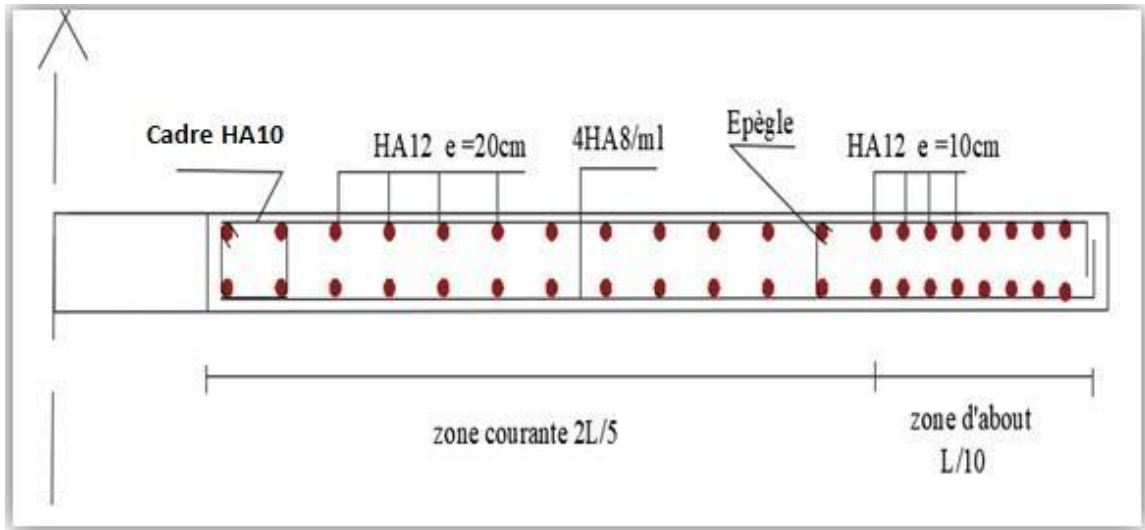


Figure V.5: Schéma de ferrailage

Chapitre VI

Etude de l'Infrastructure

Chapitre VI

Etude de l'Infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Système portique

VI.2.1 Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\bar{\sigma}_s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 355.88 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 33103.65 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{33103.65}{250} = 132.41 \text{ m}^2$$

• **Verification:**

- $S / S_0 = 132.41 / 335.88 = 39.42\%$
- $S / S_0 = 39.42\% < 50\%$

VI.2.2. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.2.3. Calcul des semelles

VI.2.3.1. Calcul de la semelle isolée

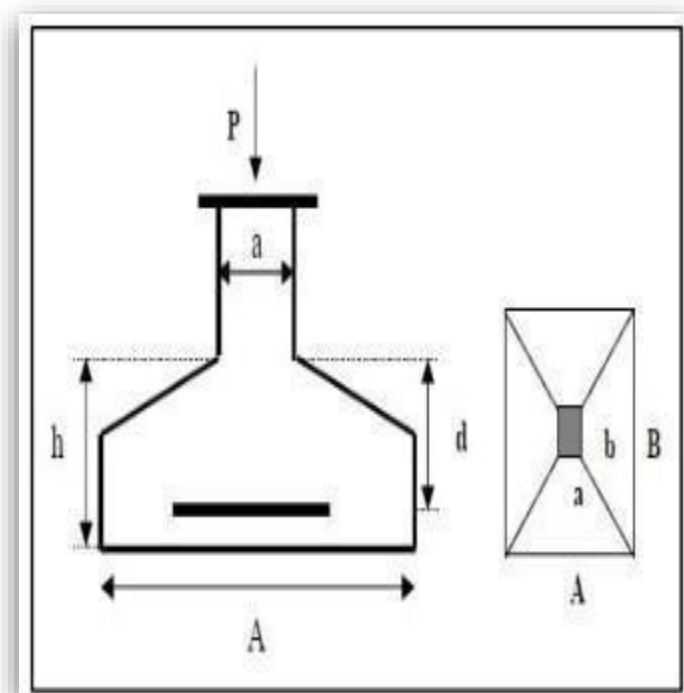


Figure VI.1 : Semelle isolée.

➤ **Condition d'homogénéité**

$a = 40 \text{ cm}, b = 50\text{cm}$

$A/B=a/b=0.8$

On a :

$N_{ser}=1481.97\text{KN}; M_{ser}=51.03\text{KN.m}$

$N_u=2028.82 \text{ KN}; M_u=94.58\text{KN.m}$

$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}}=5.92 \text{ m}^2; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 6.01 \text{ m}^2$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$

$\sigma_{sol} = \frac{Nu}{A \times B} \quad A \times B = \frac{Nu}{\bar{\sigma}_{sol}}$

$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2028.82}{250}}$

$B \geq 2.84\text{m}$

$B = A = 2.84\text{m}$

Donc finalement on choisie une semelle de **(2.85m×2.85m)**

➤ **Détermination de "d" et "ht"**

D'prés la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$d \geq A-a / 4 = 61 \text{ cm} \iff d = 60 \text{ cm}$

$B-b / 4 = 61 \text{ cm}$

D'ou : $h = d+5 \text{ cm} \rightarrow h = 65 \text{ cm}$

➤ **Vérification des conditions de stabilité**

Selon le BAEL on a :

$e_{0,u} = \frac{Mu}{Nu} = \frac{94.58}{2028.82} = 0.046 \text{ m}$

$e_0 = 0.046\text{m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2.85}{6} = 0.47 \dots\dots\dots\text{cv}$

Selon on a :

$$e_0 = 0.046m \leq \frac{A}{4} = \frac{2.85}{4} = 0.71 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité**

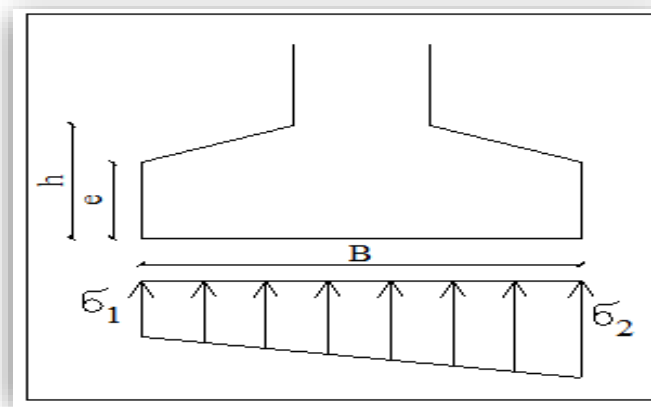


Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\sigma_M = (1 + \frac{6e_0}{B}) \frac{Nu}{A.B} = 273.96KN / m^2$$

$$\sigma_m = (1 - \frac{6e_0}{B}) \frac{Nu}{A.B} = 225.58KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 248.86KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = 248.86 KN/m^2 \leq 250KN/m^2 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

– **Poids propre de la semelle**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 0.65 \times (2.85) \times (2.85) \times 25 = 132KN$$

– **Poids de remblai**

$$P_r = 18 (2.85 \times 2.85 - 0.4 \times 0.5) (2.85 - 0.65)$$

$$P_r = 313.73KN$$

$$N_{ts} = N_u + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 2028.82 + 132 + 313.73 = 2474.55KN.$$

$$N_{tu} = N_u + 1.35 (P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 2028.82 + 1.35(132 + 313.73) = 2630.55KN.$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

- **Sens X-X**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$Nu' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) Nu = 2127.05 \text{KN} ;$$

$$A_{xst} = \frac{Ns'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{2028.82(2.85 - 0.4)}{8 \times 0.60 \times 348} = 29.75 \text{cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = 29.75 \text{cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 2.90 \text{cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 29.75 \text{cm}^2$$

On adopte: $A_s = 10 \text{HA}20$

Soit : $S_t = 20 \text{cm}$.

- **Vérification de l'espace**

$$S_t = 25 \text{cm} \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56 \text{cm}$$

$$B/8 \leq 60 \text{cm} \leq B/4; \quad 35.62 \text{cm} \leq 60 \text{cm} \leq 71.25 \text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VI .2.3.2 Vérification du non poinçonnement de la semelle

$$a1 = a + h = 2.85 + 0.6 = 3.45 \text{m}$$

$$b1 = b + h = 2.85 + 0.6 = 3.45 \text{m}$$

$$a2 = a + 2h = 2.85 + (2 \times 0.60) = 4.05 \text{m}$$

$$b2 = b + 2h = 2.85 + (2 \times 0.60) = 4.05 \text{m}$$

$$u_c = 2(a1 + b1) = 2(4.05 + 4.05) = 16.2 \text{m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a2 \times b2 / AB)] = -299.74 \text{KN}$$

$$P_u' = -299.74 \text{KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 7897.5 \text{kn}$$

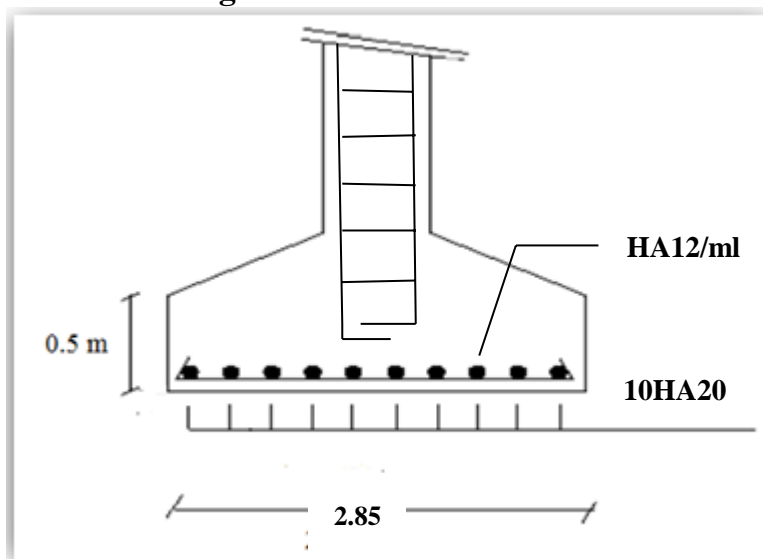
VI.2.3.3. Schéma de ferrailage

Figure VI.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VI.2.4. Semelle filante sous voiles :

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

- On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante sous voile d'épaisseur de 15 cm et longueur de 2.6 m.

a) Combinaisons d'actions :

D'après le fichier des résultats du logiciel Robot Structural Analyses Professional 2014 on a :

ELU :

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	2367.79	2.79	108.01	39.79	39.79	2367.79	
Sens Y-Y							
V	3316.19	40.14	154.06	9.19	40.14	3316.19	280.76

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

ELS:

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	1734.37	2.14	79.25	28.98	28.98	1734.37	
Sens Y-Y							
Voile	2429.73	30.62	111.97	6.70	30.62	2429.73	205.02

Tableau VI. 2: Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

ELA :

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	voile	1699.21	2567.01	20.63	245.72	2567.50	
Sens Y-Y							
Voile	2346.37	58.90	316.65	91.01	91.01	2346.37	206.11

Tableau VI.3: Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens

b) Pré-dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

- Calcul à l'ELU : $N = \frac{N_u}{L} = \frac{3316.19}{5.5} = 602.94 \text{ KN/m}$

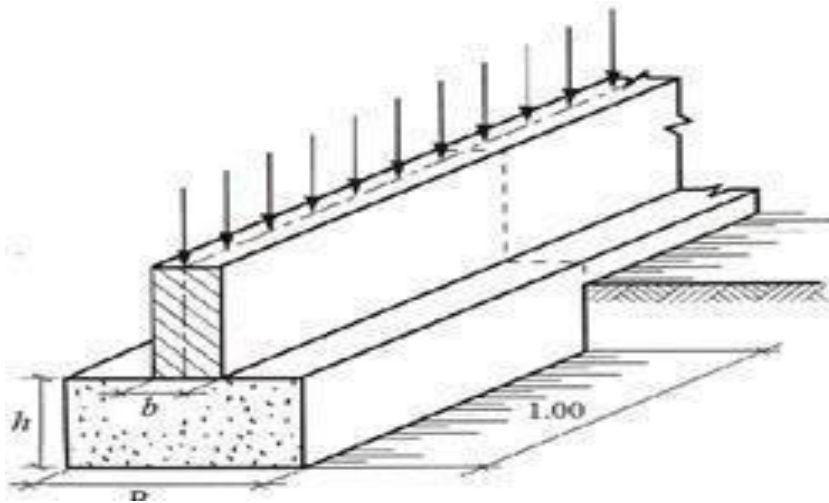
$$M_u = \frac{M_u}{L} = \frac{40.14}{5.5} = 7.29 \text{ KN.m/m}$$

D'où : $e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = 0.012 \text{ m}$

- Calcul à l'ELS : $N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{2429.73}{5.5} = 441.76 \text{ KN/m}$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{30.62}{5.5} = 5.56 \text{ KN.m/m}$$

D'où : $e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.012 \text{ m}$



- **Vérification :**

On a : $\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \leq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \Rightarrow 1.76m \leq 2.41m$; le calcul de largeur B est fait à l'ELU.

Il est vraisemblablement que : $B \geq 6 \cdot e_{0u} = 0.072m$, donc que $e_{0u} \leq \frac{B}{6}$

En prenant au début: $B = 2m$

Il faut que: $B \geq [1 + 3 \frac{e_{0u}}{B}] \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$;

$B \geq [1 + 3 \frac{0.012}{2}] \frac{602.94}{250} = 2.45$ on adopte $B = 2.5m$

$d \geq \frac{B-d}{4} = \frac{2.5-0.4}{4}m$ soit : $d = 0.52m$. soit $d = 0.55m$

On choisit une hauteur totale : $h = 0.6m$.

c) **Vérification des conditions de stabilité :**

- Selon le BAEL91, on a :

$$\frac{B}{6} = 0.41m > e_{0u} = 0.012m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon l'article 10.1.5 du RPA99/version2003, on a :

$$\frac{B}{4} = 0.625m > e_{0u} = 0.012m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage d'une semelle filante sous voile est la même que pour une semelle isolée sauf

que le calcul se fait dans un seul sens : Le sens transversal et sur une bande de 1m.

Avec : $N_{ser} = 2429.73kn \ /m$, $M_{ser} = 30.62KN.m \ /m$

$$\frac{B}{24} = 0.104m \cdot e_{0ser} = 0.012m \Rightarrow \text{La section d'armatures principales, par unité de longueur,}$$

vaut :

$$A_s = \frac{N_{ser} \left(1 + 3 \frac{e_{0,ser}}{B} \right) (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = 3.38 \text{ cm}^2 \quad , \text{ Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

On adopte : **5HA12** de section **5.65cm²**, avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

-Les sections d'armatures perpendiculaires à B (les armatures de répartitions) :

$$A_{rep} = A_s \frac{B}{4} = 3.53 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** de section **3.93cm²**, avec un espacement $S_t = 29 \text{ cm}$.

La hauteur en rive : $e \geq \max(15 \text{ cm} ; 12\phi + 6 \text{ cm}) = 20.4 \text{ cm}$ soit $e = 25 \text{ cm}$.

d) Vérification du poinçonnement : On doit vérifier que : $N_p \leq \overline{N_p} = 0.09 \cdot h \cdot f_{c28} \cdot \gamma_f$
 D'où : $N_p = N_u \left| 1 + 3 \frac{e_{0u}}{B} \right| \left| 1 - \frac{b + 2h}{B} \right| = 220.18 \text{ KN}$

Donc : $N_p = 220.18 \text{ KN} < \overline{N_p} = 750 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

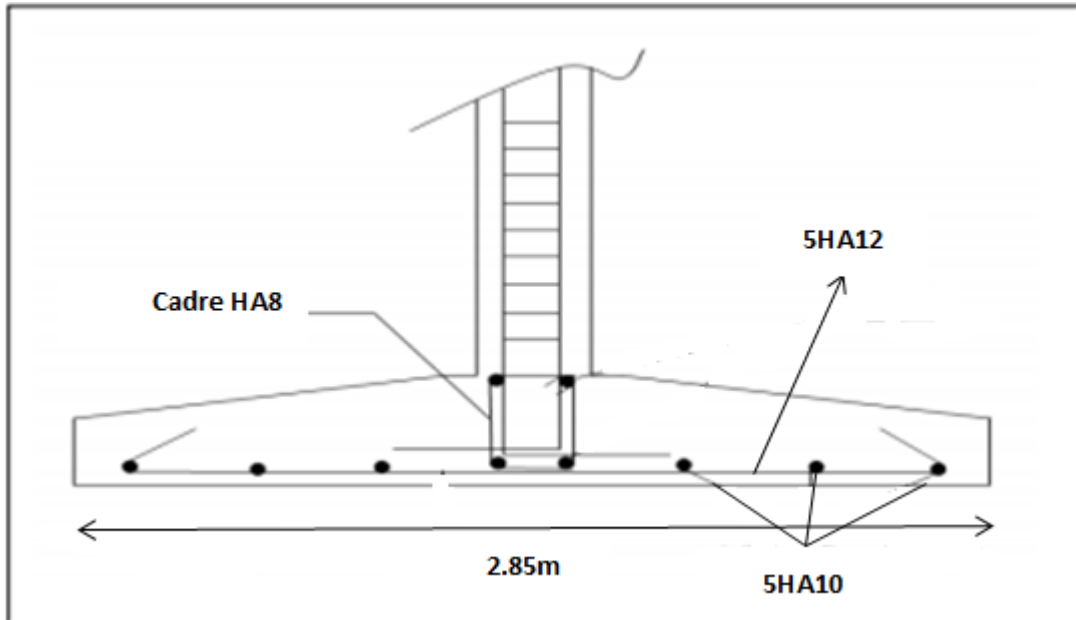


Figure VI.4 :Exemple de ferrailage d'une semelle filante sous voiles.

VI .2.4.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie Essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de L'ensemble. Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VI.2.4.1.Longrines :

Une longrine est une poutre rectangulaire horizontale en béton armé ou en béton précontraint qui assure la liaison transversale entre les poteaux au niveau des massifs de fondation et qui sert à répartir les charges (des murs supportés) ou à les reporter vers des appuis.

VI .3.Pré-dimensionnement :

D'après RPA 99v2003 article : 10.1.1.b [3]

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25 cm x 30 cm : sites de catégorie S2 et S3

30 cm x 30 cm : site de catégorie S4

Notre site est site de catégorie S2 => **on adopte : (30x35) cm²**

VI .3.1.Calcul de l'effort de traction :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les Points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Tableau VI.4: Catégorie de site considérée.

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

$$N = 2028.82 \text{ KN} \quad ; \quad a = 15$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2028.82}{15} = 135,25 > 20 \text{ KN}$$

VI .3.2.Calcul du ferrailage (traction simple) :

-- ELU :

$$A_s = \frac{F}{\delta_s}$$

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_s = \frac{1352.50}{348} = 3.88 \text{ cm}^2$$

o ELS :

$$A_s = \frac{F_s}{\delta_s}$$

$$F_s = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1481.97}{15} = 98.79 \text{ KN}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\delta_s = \min \{0.5f_e ; \max(240; 90\sqrt{\rho} f_{t28})\} = \min\{200 ; \max(240; 164,97)\}$$

$$\sigma_s = 200 \text{ MPA}$$

$$A_s = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min(RPA)}} = [0,6\% (b. h)] \Rightarrow A_{s \text{ min(RPA)}} = 6,3 \text{ cm}^2$$

7.1.1 Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{300 \cdot 350 \cdot 2.1}{400} = 5.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ cal}} = \max \left\{ \frac{N_U}{\sigma_s} ; \frac{N_S}{\sigma_s} ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0.6\%B \right\} \Rightarrow \text{Max}\{3.88 ; 2 ; 5,51 ; 6,3\} \text{cm}^2$$

$$A_{S \text{ cal}} = 6,3 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6\text{HA}12$

VI .3.3.Calcul de ferrailage transversal :

Comme la fissuration très préjudiciable $\emptyset \geq 8 \text{ mm}$

On adopte : 4 \emptyset 8

- **Espacement :**

$$S_t \leq (20\text{cm} ; 15\emptyset_l)$$

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 18\text{cm})$$

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

Schéma de ferrailage :

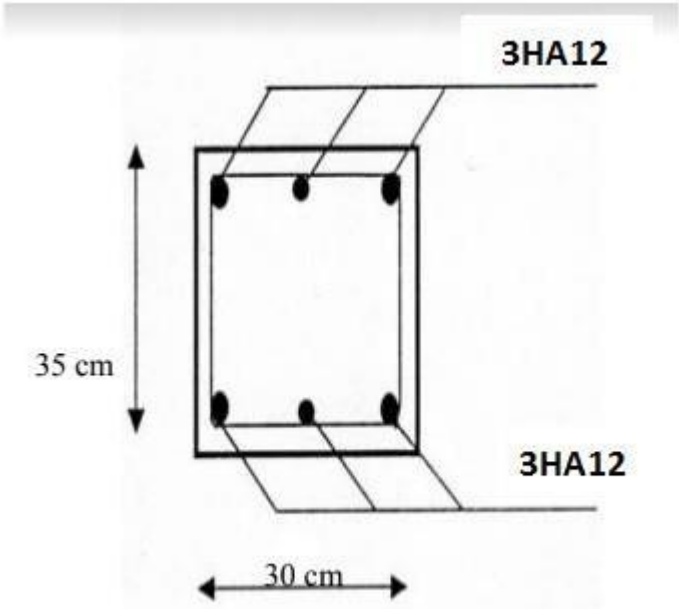


Figure VI.6 : Ferrailage des longrines.

Conclusion :

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculée. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

Règlements :

- ✓ DTR B.C.2.2 charge permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ DTR B.C.2.47 règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- ✓ DTR B.C.2.48 règle parasismique algériennes (RPA99/Version2003).
- ✓ DTR B.C.2.331 règle de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Fascicule n° 62 BAEL 91 révisé 99

Autres documents consulter :

- Mémoires de fin d'études
- Cours de béton armée du 3^{ème} année Licence
- Cours de génie parasismique de 1^{er} année Master
- Cahier de TD de béton armé de 3^{ème} année Licence

Logiciels et programmes :

- Auto desk robot structural analyse professionnel V2014.....Analyse de structure
- Auto desk Auto CAD 2007... Dessin
- Office 2010 (Word ; Excel et PowerPoint).
- Ainsi que plusieurs thèses des promotions précédentes

Annexes

L_x / L_y	Annexe I			
	x	y	x	y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE II

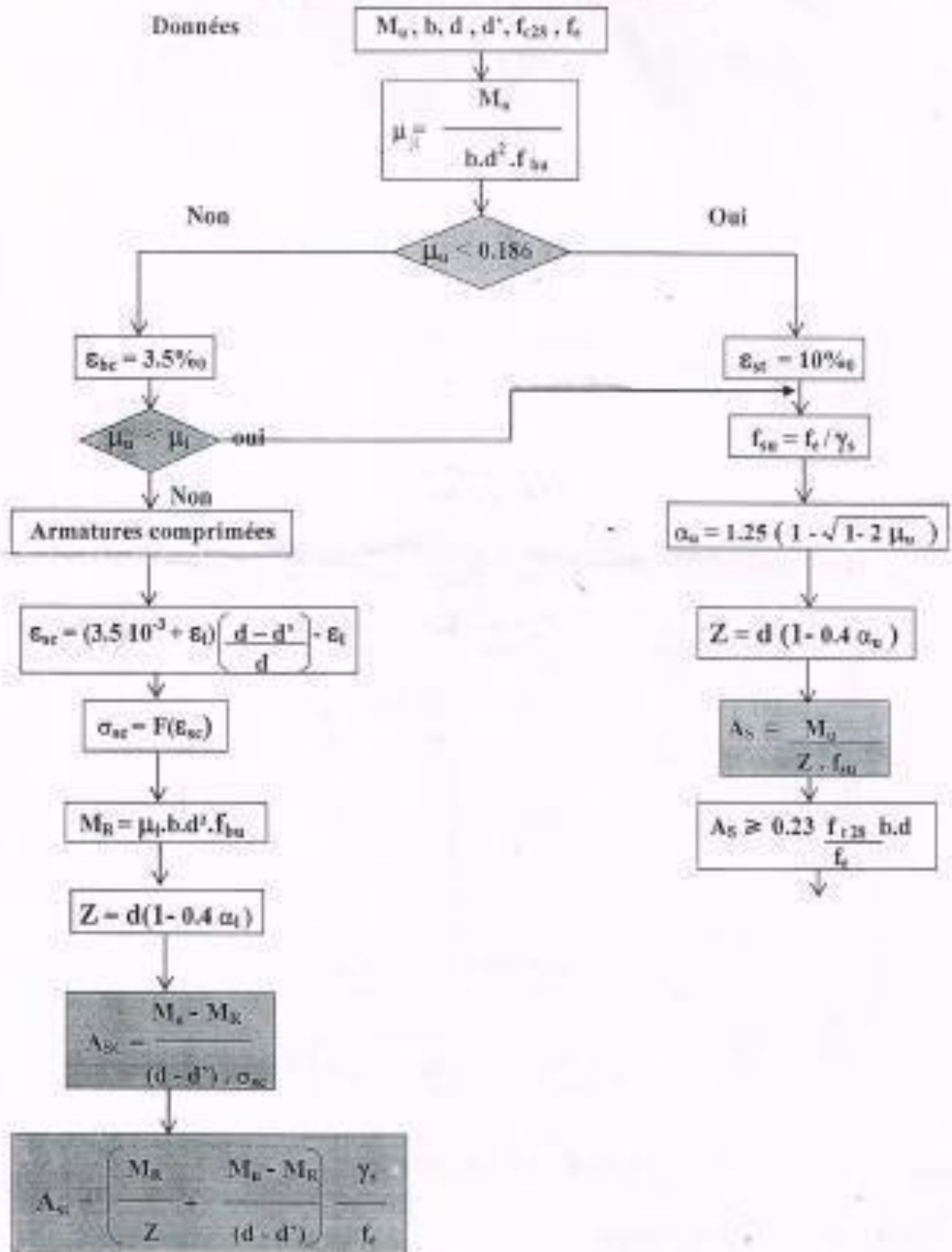
Tableau d'armateur

(en cm²)

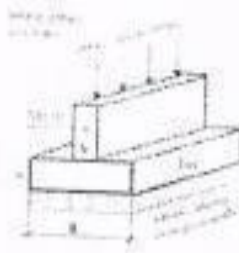
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

FLEXION SIMPLE (E.L.U)

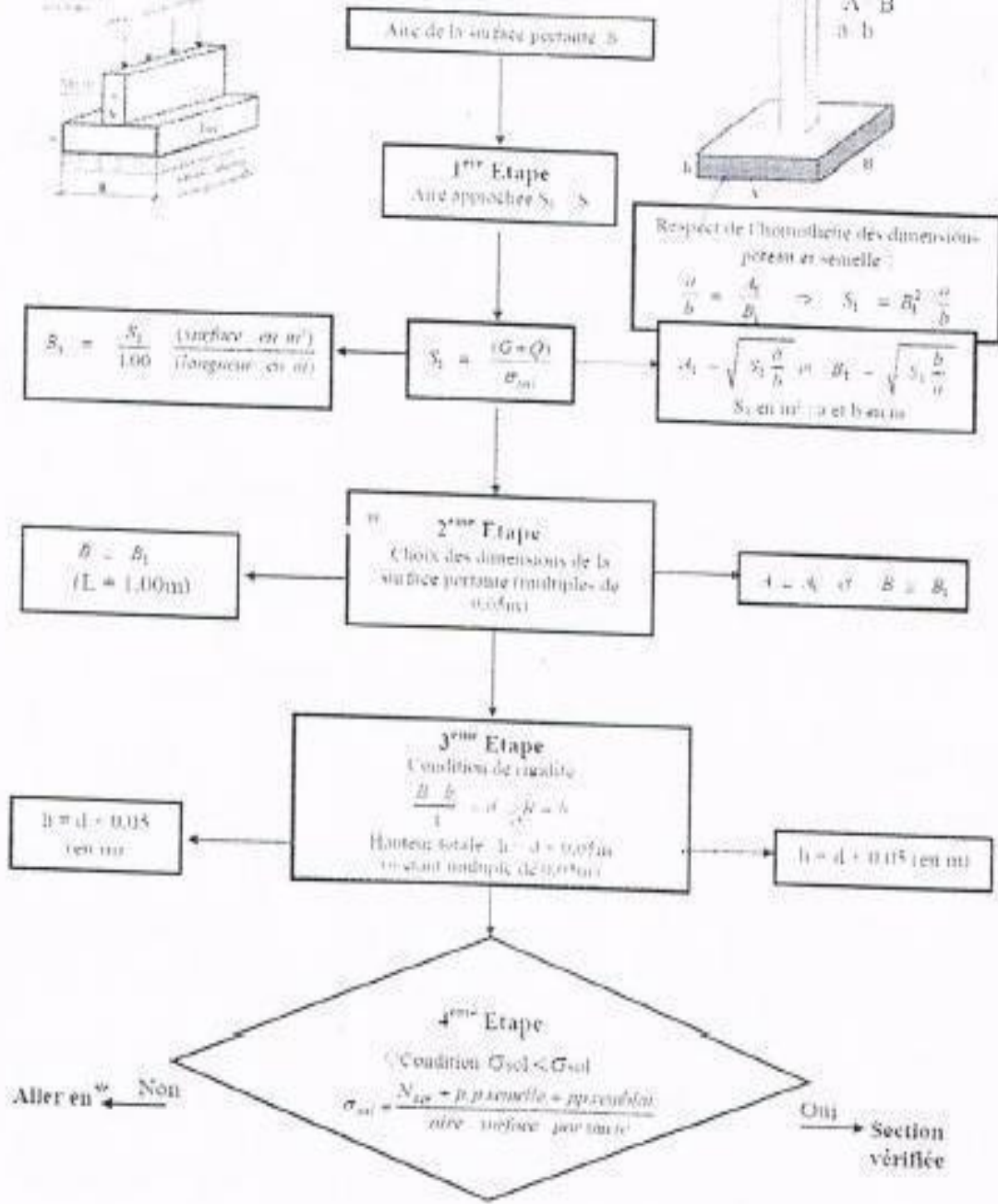
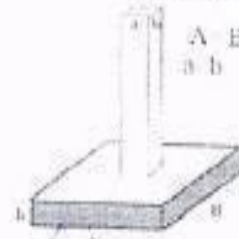
SECTION RECTANGULAIRE

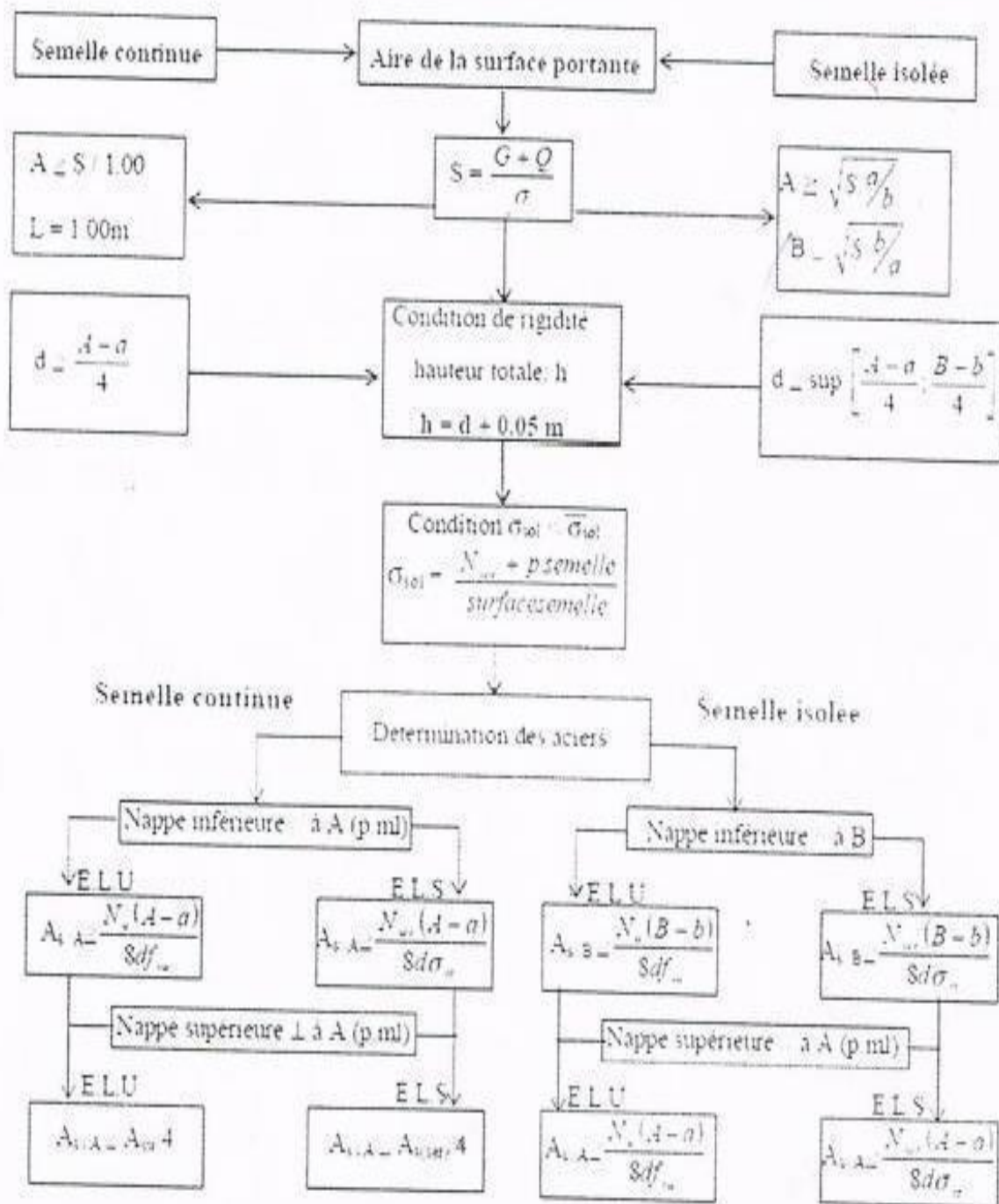


Seuille continue

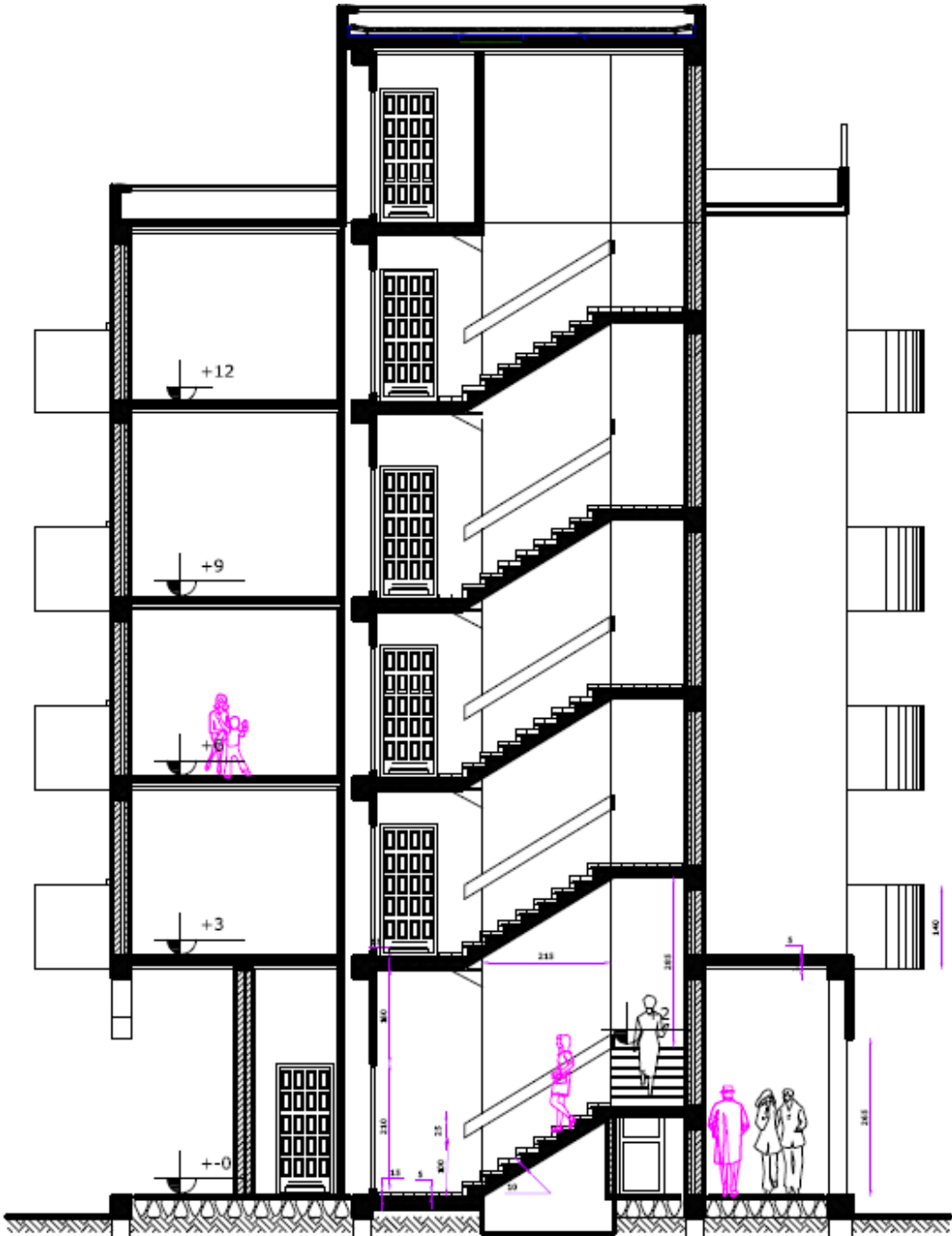


Seuille isolée





Annexe 4



COUPE B-B

ech: 1/50



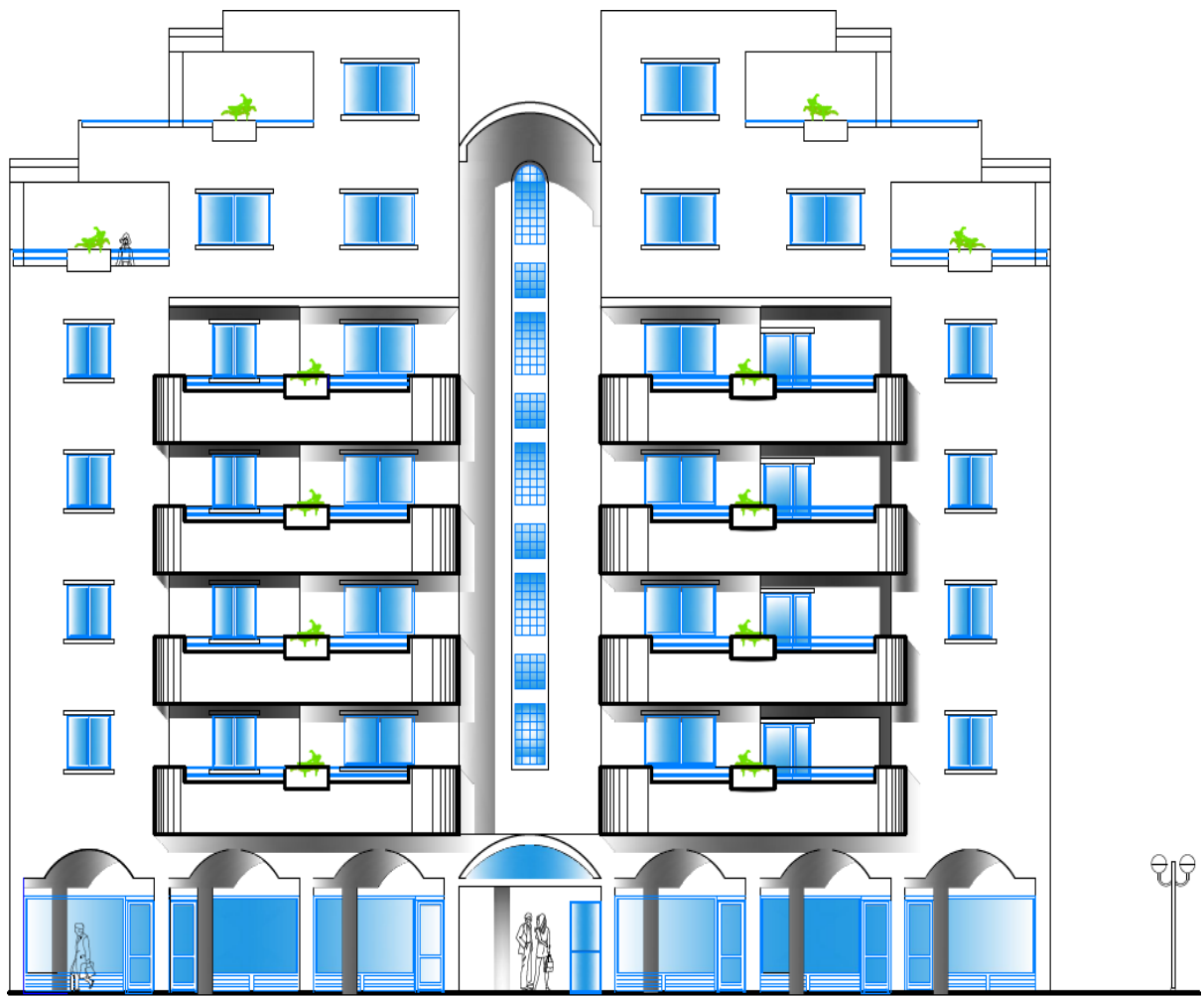
COUPE A-A

ech: 1/50



FACADE sur L'INTERIEUR

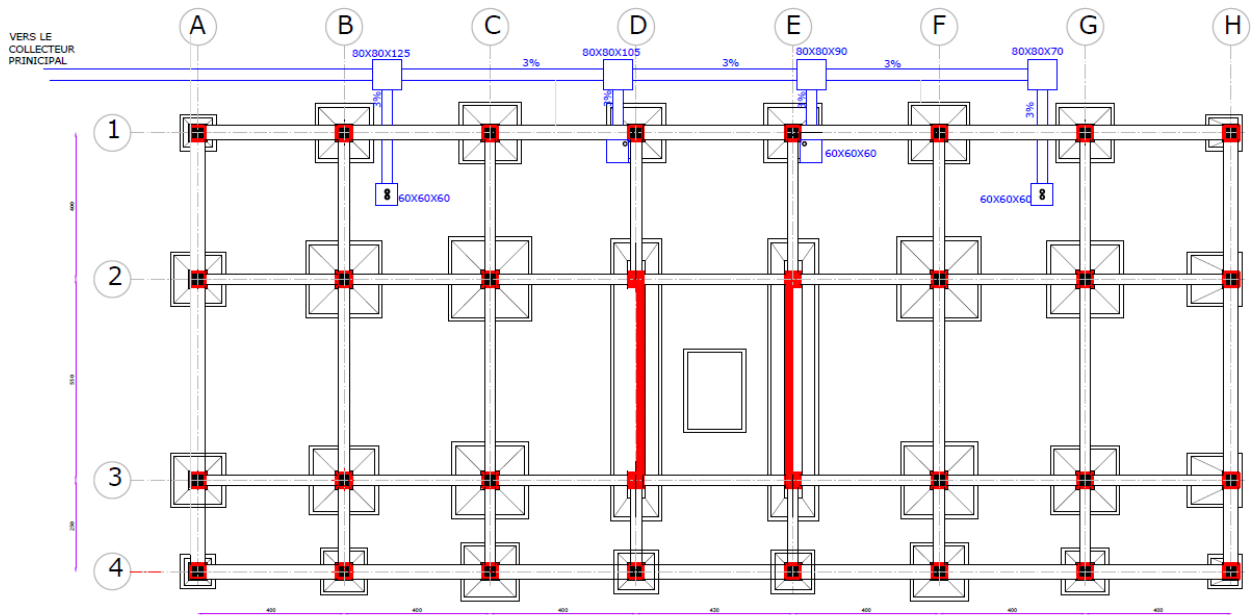
NORD-EST ech: 1/50



FACADE PRINCIPALE

SUD-OUEST

ech: 1/50



PLAN de FONDATION

ech: 1/50

