



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
MINISTRE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira
Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master
en Génie Civil, option Structures

Présenté par :

M^{lle} MESBAHTinhinane

Thème :

*Influence de la nature des granulats sur le
dimensionnement et le comportement des bâtiments au
béton armé, cas des bâtiments en béton de granulats
recyclés issus de la démolition*

Devant le jury composé de :

MOHAMEDI Saddika	MAA	UAMOB	Président
BELAID Amrane	MCB	UAMOB	Encadreur
KENNOUCHE Salim	MCB	UAMOB	Co-encadreur
AOURI Issam	MAA	UAMOB	Examineur



REMERCIEMENT

A tout homme, tout honneur...

Si ce travail a pu voir le jour et être achevé et présenté comme un projet de fin d'études, c'est parce que différentes personnes ont participé à sa réalisation, dans ce sens, on adresse nos sincères remerciements à :

- M. BELAID Amrane pour la confiance qu'il m'a témoignée en acceptant de diriger ce modeste travail. Et pour son aide et orientations.

- M. KENNOUCHE Salim pour son soutien scientifique et moral qu'il m'a apporté, pour son aide, sa disponibilité, ses orientations, ses conseils et sa volonté qu'il a manifesté tout au long de l'élaboration du présent mémoire.

- M^{me} HADIOUCHE Fatima ingénieur en génie civil pour son aide, ses orientations, ses conseils.

- M. TOUATI Mohamed ingénieur en génie civil pour son aide, ses orientations, ses conseils.

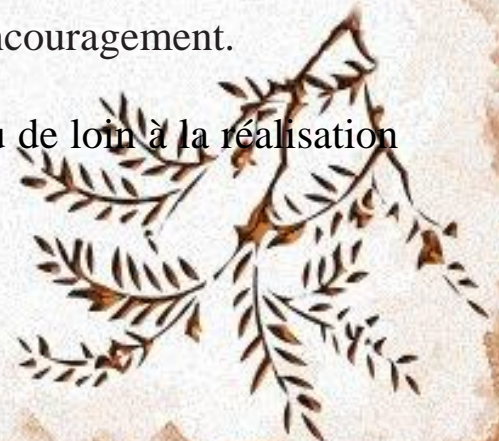
- *L'ensemble du personnel de bureau d'étude TECHNO BAT* de m'avoir accueilli dans leur bureau et partagé leur expérience.

- Au corps professoral et administratif du département génie civil, université de Bouira

- Merci également aux membres du jury qui ont accepté d'examiner ce travail.

- A nos familles pour leur soutien, aide et encouragement.

A toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de cet humble travail.





DEDICACE

En hommage à mon promoteur BELAID Amrane décédé à fleur de l'âge. Nous prions dieu de lui réserver une place de choix dans son vaste paradis.

A dieu nous appartenant, à lui nous retournerons.



Table des Matières

REMERCIEMENT.....	I
DEDICACE.....	II
Table des Matières.....	III
Liste des figures.....	VII
Liste des tableaux.....	X
Liste des symboles.....	XVII
Résumé.....	XX
Abstract.....	XXI
المخلص.....	XIX
Introduction générale.....	3
Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les déchets.....	4
I.1. Introduction.....	5
I.2. Valorisation des déchets de construction.....	5
I.2.1. Réutilisation.....	6
I.2.2. Recyclage.....	6
I.2.3. Nécessite du recyclage.....	6
I.3. Le recyclage en Algérie.....	7
I.4. Les bétons légers.....	7
I.4.1. Définition.....	7
I.4.2. Classe des bétons.....	7
I.4.3. Granulats légers.....	8
I.5. Gestion de déchet de brique.....	8
I.6. Généralités sur la brique.....	10
I.6.1. Définition de brique.....	10
I.6.2. Types de brique.....	10
I.6.3. Avantages et inconvénients d'utilisation des briques.....	10
I.7. Déchet de brique.....	11
I.7.2. Définitions.....	11
I.7.3. Sources de déchets utilisés en génie civil.....	11
I.8. Les déchets de construction et de démolition.....	11
I.9. Les sous-produits de l'industrie.....	12

Table des Matières

I.10. Propriétés des bétons des déchets de brique.....	12
I.11. Utilisations des bétons des déchets de brique.....	14
I.12. Utilisations locales.....	14
Conclusion.....	15
Chapitre II : Règles et hypothèses de calcul.....	16
II.1. Introduction.....	17
II.2. Hypothèses de calcul.....	17
II.3. Justification de choix des caractéristiques du béton légers.....	17
II.4. Synthèse et exploitation.....	20
II.5. Le béton.....	20
II.5.1. Caractéristique du béton.....	20
II.6. Acier.....	27
II.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour les calculs aux ELU.....	27
II.8. Etat limite de service.....	29
II.8.1. Fissuration.....	29
II.8.2. Sollicitations d'effort tranchant des éléments en béton léger.....	33
Chapitre III : Présentation du projet.....	36
III. Caractéristiques de l'ouvrage.....	37
III.1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage.....	37
III.1.1. Dimensions en élévation.....	37
III.1.2. Dimensions en plans.....	37
III.2. Conception de la structure.....	37
III.3. Ossature et système de contreventement.....	Erreur ! Signet non défini.
III.4. Système de fondation.....	38
Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments structuraux.....	39
IV. Introduction.....	40
IV.1. Pré dimensionnement des planchers.....	40
IV.1.1. Planchers en corps creux (dimensionnement des poutrelles).....	40
IV.1.2. Dalles pleines.....	40
IV.1.3. Pré dimensionnement des poutres.....	41
IV.2. Charges permanentes et charges d'exploitation appliquées.....	42
IV.2.1. Charges permanentes.....	42
IV.3. Pré dimensionnement des poteaux.....	44
IV.3.1. Charge permanente.....	44

Table des Matières

IV.3.2. Charges d'exploitations.....	45
IV.3.3. Prédimensionnement (exemple de calcul)	46
IV.4. Prédimensionnement des voiles.....	47
Chapitre V : Ferrailage des éléments secondaires.....	48
V.1. Introduction.....	49
V.2. Planchers à corps creux-calcul des poutrelles.....	49
V.3. Calcul des balcons.....	54
V.4. Acrotère.....	56
V.5. Etude des escaliers	61
V.6. La poutre palière	66
V.7. Salle machine	68
Chapitre VI : Etude dynamique.....	77
VI.1. Introduction	78
VI.2. Analyse sismique.....	78
VI.2.1 paramètres définissant la structure selon l'eurocode.....	78
VI.2.2. Méthodes d'analyses	79
VI.3. Modélisation de la structure	80
VI.3.1. Insertion des données.....	81
VI.3. 2. Présentation de la vue en plan.....	82
VI.3.3. Vérification de la structure.....	83
Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux.....	91
VII.1. Introduction	92
VII.2. Ferrailage des poteaux.....	92
II.2.1. Généralité sur le calcul des poteaux	92
VII.2.2. Exemple de calcul.....	96
VII.2.3. Ferrailage et vérifications des poteaux	97
VII.2.4. Schémas des ferrailages des poteaux.....	99
VII.3. Ferrailage des poutres.....	100
VII.3.1. Calcul des armatures longitudinales	100
VII.3.2. Exemple de calcul.....	105
VII.3.3. Ferrailage et vérification des poutres.....	107
VII.3.4. Schéma ferrailages.....	108
VII.4. Ferrailage des voiles.....	108
VII.4.1. Règle de calcul.....	109

Table des Matières

VII.4.2. Disposition des voiles	115
VII.4.3. Exemple de calcul.....	115
VII.4.4. Ferrailage et vérification des voiles.....	118
VII.4.5. Schéma de ferrailage des voiles de RDC (zone I).....	121
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	123
VIII.1. Introduction.....	124
VIII.2. Etude de sol.....	124
VIII.3.Etude du radier général	125
VIII.4.Ferrailage des panneaux du radier	131
VIII.5.Schéma de ferrailage.....	141
Chapitre IX : Résultats et analyses	144
IX.1. Introduction	145
IX.2. Les résultats et interprétation.....	145
IX.3. Discussions des résultats	149
Conclusion générale	150
Recommandations et perspectives.....	150
Références Bibliographiques.....	150
Annexe.....	150

Liste des figures

Chapitre I

Figure I. 1 : Pourcentage, en volume, des déchets de construction sur place.	6
Figure I. 2 : Classification des bétons légers [9].	7
Figure I. 3 : Le schéma d'une usine de recyclage de déchets de béton et de céramique [10].	9

Chapitre II

Figure II. 1 : Diagramme pour l'analyse structurale.	22
Figure II. 2 : Diagramme parabole-rectangle.	22
Figure II. 3 : Diagramme bilinéaire.	23
Figure II. 4 : Représentation schématique de la relation contrainte-déformation.	26
Figure II. 5 : Diagrammes contrainte-déformation d'aciers de béton armé types.	28
Figure II. 6 : Diagramme des trois pivots selon l'EC2.	28
Figure II. 7 : Diagramme contrainte-déformation de béton armé (tendus ou comprimés).	29

Chapitre III

Figure III. 1 : Vue en 3D de l'ouvrage.	37
--	----

Chapitre IV

Figure IV. 1 : Coupe transversale d'une poutre	41
Figure IV. 2 : Section en T	43
Figure IV. 3 : la surface chargement du poteau le plus sollicité	44

Chapitre V

Figure V. 1 : Dalle de compression.	49
Figure V. 2 : Dimensions adoptées.	49
Figure V. 3 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant à l'ELU.	51
Figure V. 4 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant à l'ELS.	51
Figure V. 5 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant à l'ELU.	51
Figure V. 6 : Diagrammes des moments et l'effort tranchant à l'ELS.	52
Figure V. 7 : Schéma de ferrailage de plancher.	54
Figure V. 8 : Schéma statique des balcons.	54
Figure V. 9 : Schéma de ferrailage du balcon.	56
Figure V. 10 : Dimensions de l'acrotère.	56
Figure V. 11 : Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.	57
Figure V. 12 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	61

Table des Matières

Figure V. 13 : Schéma statique d'escalier.....	62
Figure V. 14 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	63
Figure V. 15 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	63
Figure V. 16 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	63
Figure V. 17 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	64
Figure V. 19 : Schémas de ferrailage d'escaliers en béton léger.....	66
Figure V. 20 : Schéma statique de la poutre palière.....	66
Figure V. 21 : Schéma de ferrailage de poutre palière en béton ordinaire.....	68
Figure V. 22 : Schéma de ferrailage de poutre palière en béton léger.....	68
Figure V. 23 : Schéma de la salle machine.....	69
Figure V. 24 : Les moments dans les deux sens à l'ELU.....	71
Figure V. 25 : Les moments dans les deux sens à l'ELS.....	74
Figure V. 26 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.....	76

Chapitre VI

Figure VI. 1 : Présentation de la vue en plan.....	82
--	----

Chapitre VII

Figure VII. 1 : Longueur de flambement.....	92
Figure VII. 2 : Diagramme d'interaction section rectangulaire.....	94
Figure VII. 3 : Schémas des ferrailages des poteaux.....	99
Figure VII. 4 : Méthode de l'inclinaison de la bielle.....	102
Figure VII. 5 : Schémas de ferrailages des poutres.....	108
Figure VII. 6 : Caractéristique d'un voile Selon l'EC2.....	109
Figure VII. 7 : Modes de flambement et longueurs efficaces correspondantes.....	110
Figure VII. 8 : Diagramme d'interaction section rectangulaire.....	112
Figure VII. 9 : Disposition des voiles.....	115
Figure VII. 10 : Schémas Ferrailage des Voiles.....	122

Chapitre VIII

Figure VIII. 1: Les éléments du radier.....	125
Figure VIII. 2: Dimensionnement du radier.....	126
Figure VIII. 3 : Caractéristique géométrique du radier.....	127
Figure VIII. 4 : Schéma de transmission des charges.....	130
Figure VIII. 5 : Le panneau le plus sollicité.....	132
Figure VIII. 6 : Ferrailage du radier.....	134
Figure VIII. 7 : Vue en plan de radier.....	135
Figure VIII. 8 : Ferrailage des nervures suivant le sens x-x (B O).....	141

Table des Matières

Figure VIII. 9 : Ferrailage des nervures suivant le sens x-x (B L).....	142
Figure VIII. 10 : Ferrailage des nervures suivant le sens y-y pour les deux structures.....	143

Chapitre IX

Figure IX. 1 : Comparaison des périodes des deux structures.	146
Figure IX. 2 : Gain en période cas de la structure en béton léger.	146
Figure IX. 3 : Variation des efforts au niveau des différents éléments de la structure.....	147
Figure IX. 4 : Variation des moments au niveau des deux structures.	147
Figure IX. 5 : Gain en pourcentage des efforts et des moments.	148
Figure IX. 6 : Gain en masse, cas d'une structure légère.	148
Figure IX. 7 : Comparaison des déplacements (dx) des deux structures.....	147
Figure IX. 8 : Comparaison des déplacements (dy) des deux structures.....	147
Figure IX. 9 : Comparaison des pourcentages de déplacements (dx et dy).	147
Figure IX. 10 : Pourcentage de gain des sections d'armatures, cas de structures légère.	148

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II. 1 : Composition et propriétés physicomécaniques des variantes étudiées [16].	19
Tableau II. 2 : Classes de résistance et résistances des bétons (MPa)	21
Tableau II. 3 : Classes de masse volumique et masses de calcul de béton de granulat légers.	21
Tableau II. 4 : Caractéristiques de résistance et de déformation du béton léger.	24
Tableau II. 5 : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement (EN 206-1)	30
Tableau II. 6 : Diamètre maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration.	33
Tableau II. 7 : Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration.	33
Tableau II. 8 : Valeurs de $V_{l,min}$ pour des valeurs données de d et f_{ck} .	34
Tableau II. 9 : Enrobage en fonction du type d'élément et la classe de résistance.	35
Tableau II. 10 : Récapitulatif des résultats de résistance mécanique.	35

Chapitre IV

Tableau IV. 1 : Charge permanent et d'exploitation du plancher courant.	43
Tableau IV. 2: Charge permanent et d'exploitation du plancher terrasse.	43
Tableau IV. 3 : Charge permanent et d'exploitation mur en maçonnerie.	43
Tableau IV. 4: Charge permanent et d'exploitation de la volée.	44
Tableau IV. 5: Charge permanent et d'exploitation du palier.	44
Tableau IV. 6: Charge permanent et d'exploitation du balcon.	44
Tableau IV. 7 : Prédimensionnement (section des poteaux) selon l'EC2.	46

Chapitre V

Tableau V. 1 : Charges appliquées sur la poutrelle.	50
Tableau V. 2 : Tableau récapitulatif des efforts maximaux.	52
Tableau V. 3 : Ferrailage des poutrelles.	52
Tableau V. 4 : Vérification des poutrelles à l'ELS	53
Tableau V. 5 : Vérification de l'effort Tranchant.	53
Tableau V. 6 : Vérification de la condition d'adhérence.	54
Tableau V. 7 : Tableau récapitulatif des efforts maximaux.	54
Tableau V. 8 : Ferrailage des balcons.	55
Tableau V. 9 : Vérification des balcons à l'ELS.	55
Tableau V. 10 : Vérification des balcons à de l'effort Tranchant.	55
Tableau V. 11 : Vérification de la condition d'adhérence des balcons.	55
Tableau V. 12 : Vérification de la flèche.	56
Tableau V. 13 : Vérification de la Clotaire à l'ELS de l'acrotère.	60
Tableau V. 14 : Vérification de l'acrotère vis-à-vis l'effort tranchant de l'acrotère.	60
Tableau V. 15 : Vérification de la condition d'adhérence de l'acrotère.	60

Table des Matières

Tableau V. 16 : Calcul des sollicitations des escaliers.....	62
Tableau V. 17 : Section de calcul des escaliers.....	64
Tableau V. 18 : Vérification de l'effort Tranchant des escaliers.	65
Tableau V. 19 : Vérification de la condition d'adhérence des escaliers.	65
Tableau V. 20 : Vérification à l'ELS des escaliers.	65
Tableau V. 21 : Evaluation des charges de la poutre palière.....	66
Tableau V. 22 : Evaluations des moments de la poutre palière.....	67
Tableau V. 23 : Calcul des Armatures principales de la poutre palière.	67
Tableau V. 24 : Vérification à l'ELS de la poutre palière.....	67
Tableau V. 25 : Vérification de l'effort Tranchant de la poutre palière.....	68
Tableau V. 26 : Vérification de la condition d'adhérence de la poutre palière.	68
Tableau V. 27 : Vérification de la flèche.	68

Chapitre VI

Tableau VI. 1 : Paramètres définissant la structure.	78
Tableau VI. 2 : Insertion des planchers sur Etabs.	81
Tableau VI. 3 : Effort tranchant à la base et distribution des forces selon l'Eurocode 8.	83
Tableau VI. 4 : Les forces horizontales agissant aux niveaux.	83
Tableau VI. 5 : Participation massique.	84
Tableau VI. 6 : Vérification de l'effort normal réduit.....	85
Tableau VI. 7 : Vérification de l'effet P-Delta.....	86
Tableau VI. 8 : Vérification des déplacements latéraux inter-étage.	87
Tableau VI. 9 : Déplacement d_g (m) au niveau du sol pour les bâtiments de classe II.	89
Tableau VI. 10 : Vérification du renversement.....	89

Chapitre VII

Tableau VII. 1 : Tableau des données de calcul.....	96
Tableau VII. 2 : Tableau récapitulatif de calcul des moments Selon EC2.....	98
Tableau VII. 3 : Tableau récapitulatif vérification de l'effort normal réduit.	98
Tableau VII. 4 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures longitudinales.	99
Tableau VII. 5 : Valeurs de K'	100
Tableau VII. 6 : Les Valeurs de z/d pour les sections rectangulaires à simple armature.	100
Tableau VII. 7 : Pourcentage minimal d'armatures nécessaire.	101
Tableau VII. 8 : Contrainte de cisaillement maximale $V_{Rd, max}$	103
Tableau VII. 9 : Valeurs de ρ_w en % en fonction de $V_{Ed,z}$	104
Tableau VII. 10 : Calcul des armatures des Poutres.....	107
Tableau VII. 11 : Vérification des Poutres.....	107
Tableau VII. 12 : (EC2-1-1, TAB.12.1)[17] : Valeurs de α pour diverses conditions de rive.	110
Tableau VII. 13 : Les données de calcul de voile.	115

Table des Matières

Tableau VII. 14 : Calcul des armatures des voiles pour la structure a base de béton ordinaire.	118
Tableau VII. 15 : Calcul des armatures des voiles pour la structure légère.	118
Tableau VII. 16 : Ferrailage longitudinal des voiles.	120
Tableau VII. 17 : Ferrailage transversal des voiles.	121
Tableau VII. 18 : Vérification de l'effort normal réduit.	121

Chapitre VIII

Tableau VIII. 1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques du radier.	126
Tableau VIII. 2 : Vérification des contraintes sous le radier.	128
Tableau VIII. 3 : Vérification de renversement.	129
Tableau VIII. 4 : Vérification de soulèvement.	129
Tableau VIII. 5 : Coffrage du radier.	131
Tableau VIII. 6 : Vérification de l'effort tranchant.	131
Tableau VIII. 7 : Evaluation des moments à ELU.	133
Tableau VIII. 8 : Ferrailage à ELU.	134
Tableau VIII. 9 : Ferrailage du radier.	136
Tableau VIII. 10 : Vérification de l'effort tranchant.	137
Tableau VIII. 11 : Contrainte de compressions dans le béton.	137

Chapitre IX

Tableau IX. 1 : Comparaison des résultats dynamique des deux structures.	145
Tableau IX. 2 : Comparaison des efforts internes des deux structures.	146
Tableau IX. 3 : Comparaison des masses globales	148
Tableau IX. 4 : Comparaison des déplacements des deux structures.	146
Tableau IX. 5 : Comparaison des sections d'armatures des deux structures.	148

Liste des symboles

Symbole	Définition
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
C	Cohésion
Q	Charge d'exploitation
q_{dyn}	Pression dynamique
$q_{réf}$	Pression dynamique de référence
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
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
τ_u	Contrainte ultime de cisaillement
τ	Contrainte tangentielle
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne
G	Charge permanente
ξ	Déformation relative
V_0	Effort tranchant à la base
E.L. U	Etat limite ultime
E.L. S	Etat limite service
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime
T_u	Effort tranchant ultime
T	Effort tranchant, Période
S_t	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur, Indice des vides
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance
F	Force concentrée
f	Flèche
D	Fiche d'ancrage
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
I_p	Indice de plasticité
I_c	Indice de consistance.
W	Poids total de la structure
d	Hauteur utile
F_e	Limite d'élasticité de l'acier
M_u	Moment à l'état limite ultime
M_{ser}	Moment à l'état limite de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base
I	Moment d'inertie
f_i	Flèche due aux charges instantanées
f_v	Flèche due aux charges de longue durée

Abstract

I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées
M	Moment, Masse.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge
K	Coefficient de raideur de sol
Y	Position de l'axe neutre
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène
BO	Béton ordinaire
BL	Béton léger
A_c	Aire de la section droite du béton
A_s	Section des armatures en traction
b_{min}	Largeur de la poutre ou nervure
d	Hauteur utile d'une section droite
f_{ok}	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe
h_s	Epaisseur de la dalle
K	Coefficient qui tient compte des différents systèmes structuraux
l_0	Distance entre points de moment nul
l_x, l_y	Portées d'une dalle à deux sens porteurs
M	Moment de calcul à l'ELU
x	Profondeur de l'axe neutre à l'ELU
z	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée
δ	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux
x	Profondeur de l'axe neutre à l'ELU
x_{max}	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre
a_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée
δ	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux
z	Bras de levier
ρ_0	Ratio d'armatures de référence
a	Distance de l'axe de l'armature au parement pour la résistance au feu
A	Facteur permettant de déterminer la limite d'élancement
A_c	Aire de la section droite du béton
A_s	Section des armatures totales des colonnes
B	Facteur permettant de déterminer la limite d'élancement
d	Hauteur utile
e_2	Excentricité du second ordre
e_i	Excentricité liée à des imperfections géométriques
E_s	Module d'élasticité acier de béton armé
f_{cd}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
f_{ck}	Résistance caractéristique du béton mesurée sur cylindre
l	Hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité
l_0	Longueur efficace (longueur de flambement)
M_{01}, M_{02}	Moment de premier ordre $ M_{02} \geq M_{01} $

Abstract

M_2	Moment nominal de second ordre
M_{Ed}	Valeur de calcul du moment fléchissant
n	Effort normal réduit
N_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort normal
z	Bras de levier
a_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée
β	Coefficient permettant de déterminer la contrainte de cisaillement
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux
ε_{yd}	Valeur de calcul de la déformation relative des armatures
λ	élancement
λ_{lim}	Valeur limite de l'élancement
A_s	Aire de l'acier en traction
d	Hauteur utile
d_{eff}	Hauteur utile moyenne
f_{ed}	Valeur de calcul de la résistance en compression du béton
f_{ctm}	Valeur moyenne de la résistance en traction directe
h	Hauteur totale de la section
l_{eff}	Portée utile de l'élément
M	Moment de calcul à L'ELU
V_{Ed}	Valeur de calcul de l'effort tranchant agissant
v_{Ed}	Valeur de calcul de contrainte de cisaillement appliqué
$V_{Rd,max}$	Valeur de calcul du cisaillement maximal lié au poinçonnement le long de la section de contrôle considérée
x	Profondeur de l'axe neutre à L'ELU
a_{cc}	Coefficient qui tient compte des effets à long terme sur la résistance en compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée
z	Bras de levier
δ	Rapport du moment après redistribution au moment fléchissant élastique
γ_m	Coefficient partiel relatif aux propriétés des matériaux
β	Coefficient permettant de déterminer la contrainte de cisaillement
ρ	Ration d'armatures tendues à mi- portée pour résister au moment du au charge de calcul(ou aux appuis pour les encorbellements)
ψ_0	Coefficient définissant la valeur de combinaison d'une action variable
ξ	Coefficient de combinaison relatif à l'action permanente
ψ_2	Coefficient définissant la valeur quasi-permanente d'une action variable
ψ_1	Coefficient définissant la valeur fréquente d'une action variable
γ_Q	Coefficient partiel pour l'action variable
γ_G	Coefficient partiel pour l'action permanente

Résumé

Le secteur de la construction commence à prendre conscience des enjeux environnementaux. Il engage de plus en plus dans la réduction de leurs impacts sur l'environnement, tel que l'utilisation des granulats recyclés issus de la déconstruction, tout en gardant les exigences techniques (résistances aux différentes sollicitations). Cette étude s'inscrit dans le cadre de cette optique. Elle s'intéresse à évaluer l'effet de la nature des granulats recyclés issus de la démolition (cas de déchets de brique) sur le dimensionnement et le comportement des bâtiments en béton armé.

Deux modèles de structures avec des planchers de natures différentes ont été comparés, dont les dalles de compression sont en béton ordinaire dans le premier, et en béton léger dans seconde.

Les résultats de l'étude comparative montrent des effets significatifs intéressants sur le dimensionnement (sections des armatures) et les paramètres dynamiques de la structure à savoir la période, les efforts internes et les déplacements. Par ceux, le recours à l'utilisation des bétons légers au niveau des dalles de compression peut-être envisager vu les gains économiques envisageables, et une participation réelle au développement durable.

Mots clés : plancher, béton armé, granulats, déchet de brique, béton ordinaire, béton léger, dalle de compression.

Abstract

The construction industry starts reaching the consciousness of environmental issues. It is increasingly committed to reducing their impact on the environment, such as the use of recycled aggregates from deconstruction while maintaining the technical requirements (resistance to different stresses). This study is a part of this approach. It is interested in evaluating the effect of the nature of recycled aggregates from demolition (case of brick waste) on the dimensioning and behaviour of reinforced concrete buildings.

Two models of structures with floors of different natures were compared, with compression slabs made of ordinary concrete in the first case and light concrete in the second case.

The results of the comparative study show interesting significant effects on the dimensioning (reinforcement cross-sections) and dynamic parameters of the structure, i.e. period, internal forces and displacements. The use of lightweight concrete for compression slabs can be a conceivable solution in view of the economic gains that can be envisaged and real participation in sustainable development.

Key words: Floor, reinforced concrete, aggregates, waste brick, ordinary concrete, light concrete, compression slab.

المخلص

بدأ قطاع البناء في إدراك القضايا البيئية. وهي تشارك بشكل متزايد في الحد من تأثيرها على البيئة، مثل استخدام الركام المعاد تدويره من التفكيك، مع الحفاظ على المتطلبات الفنية (مقاومة الضغوط المختلفة). هذه الدراسة جزء من هذا المنظور. وهي مهتمة بتقييم تأثير طبيعة الركام المعاد تدويره من الهدم (حالة نفايات الطوب) على أبعاد وسلوك المباني الخرسانية المسلحة.

تمت مقارنة نموذجين من الهياكل ذات الأرضيات ذات الطبيعة المختلفة، حيث كانت ألواح الانضغاط من الخرسانة العادية في الأول، وفي الخرسانة خفيفة الوزن في الثانية.

تظهر نتائج الدراسة المقارنة تأثيرات مهمة ومثيرة للاهتمام على التصميم (أقسام التعزيزات) والمعايير الديناميكية للهيكلي، وهي الفترة والقوى الداخلية والتهجير. بالنسبة لهؤلاء، يمكن النظر في اللجوء إلى استخدام الخرسانة خفيفة الوزن على مستوى ألواح الانضغاط بالنظر إلى المكاسب الاقتصادية المحتملة والمشاركة الحقيقية في التنمية المستدامة.

الكلمات المفتاحية: الأرضية، الخرسانة المسلحة، الحصى، نفايات الطوب، الخرسانة العادية، الخرسانة خفيفة الوزن، أرضية مضغوطة.

***Introduction
Générale***

Introduction générale

Dans un contexte où les opérations de démolition sont de plus en plus réalisées pour diverses raisons. La gestion des déchets de la déconstruction constitue une préoccupation majeure pour les pouvoirs publics et les spécialistes du bâtiment. L'Eco construction par le recyclage des déchets de la démolition peut constituer aujourd'hui une industrie florissante.

Ce projet s'inscrit dans ce cadre. Nous intéresserons à évaluer influence de la nature des granulats sur le dimensionnement et le comportement des bâtiments au béton armé, Cas des granulats recyclés issus de la démolition (déchet de brique).

A travers une étude génie civil d'un bâtiment de dix étages. Nous allons effectuer une analyse comparative entre deux modèles de structures où nous considérerons que les planchers du premier modèle sont composés d'une dalle de compression en béton ordinaire et pour le deuxième modèle, les planchers sont composés d'une dalle de compression en béton léger.

Ce présent travail englobe neuf (9) chapitres subdivisés en 3 grandes parties.

Dans une première partie, nous commencerons par présentés une synthèse bibliographique sur le sujet puis faire le choix du béton léger. Le choix de ce béton dépend essentiellement de sa masse volumique et sa résistance en compression à 28 jours.

En deuxième partie une double étude génie civil sera réalisée sur un bâtiment en R+10 à usage multiple implanté à la wilaya de Bouira tout en respectant les exigences dictées par les eurocodes. Dans le même objectif, nous ferons le point sur l'étude dynamique et le calcul du ferrailage des éléments principaux et secondaires.

La dernière partie sera donc réservée à analyse et l'interprétation des résultats qui touche essentiellement les paramètres dynamiques de la structure et les sections du ferrailage. Suivi par une conclusion générale.

Chapitre I :
Synthèse
bibliographique sur
les déchets

I.1. Introduction

Avec la société de consommation, l'ère du « jetable » fait loi. Au cours du XX^{ème} siècle, depuis la révolution industrielle, l'humanité consomme, gaspille les ressources naturelles et pollue l'environnement avec de nombreux déchets dont les déchets de construction et de démolition [1,2].

La consommation de béton dans le monde est estimée à 2.5 tonnes par habitant et par an (équivalent à 17,5 milliards de tonnes pour sept milliards de personnes dans le monde) [3]. La fabrication des briques génère une quantité non négligeable de briques de mauvaise qualité (1 à 3%) qui est rejetée, la démolition des anciens bâtiments (d'une durée d'utilisation de 50 à 100 ans selon les Eurocodes [2]) et les catastrophes naturelles comme les séismes génèrent aussi des quantités immenses des déchets, qui restent sans utilisation.

Au cours des deux dernières décennies, Les matériaux de construction écologiques commence à prendre place. Une variété de méthodes de recyclage des déchets de construction et de démolition a été développés [4]. Le recours aux granulats recyclés, déchets de démolition (brique concassée) et les déchets industriels (laitier granulé ou cristallisé), permet de formuler des bétons moins couteux et présentant des propriétés améliorées [5].

Les gravats de béton et la briques d'argile broyée après avoir été traité. Ils sont introduits dans la formulation des bétons pour donner naissance à de nouveaux bétons. Ceci est connu comme agrégat recyclé et les bétons comme bétons légers. La propriété et l'utilisation d'agrégat recyclé pour le béton structurel ou non structurel ont été largement étudiées et de nombreuses conclusions ont été adoptées dans la pratique de l'ingénierie [2,4].

Ce chapitre décrit le contexte du recyclage de nos jours puis évoque le matériau béton et la notion des bétons lèges. Un focus est ensuite fait sur les caractéristiques des déchets de brique ainsi que le béton à base de ses derniers. Enfin, la synthèse bibliographique se termine par un paragraphe relatif aux particularités des bétons recyclés à base déchet de brique.

I.2. Valorisation des déchets de construction

La valorisation de la matière est un mode d'exploitation des déchets qui vise à leur mise en valeur afin de les réintroduire dans le circuit économique. Elle couvre le réemploi, la réutilisation, la régénération et le recyclage de la matière.

I.2.1. Réutilisation

Lors de travaux de démolition, les briques récupérées peuvent être nettoyées et réutilisées sur le même chantier ou ailleurs. Par ailleurs, certaines briques anciennes ont une grande valeur architecturale et sont recherchées pour les rénovations historiques. Lors de travaux de construction, le béton pré-mélangé en excès peut être utilisé dans la fabrication de bordures de terrains de stationnement, de jardinières ou dans l'aménagement paysager [6].

I.2.2. Recyclage

Le recyclage est un procédé qui consiste à réintroduire le déchet dans le cycle de production en remplacement total ou partiel d'une matière première naturelle. Il se distingue de la réutilisation par la nécessité de nouveau traitement que la matière subisse. La brique, le béton et le mortier peuvent être concassés et utilisés comme granulats dans la couche de fondation routière, comme matériaux de remblai, pour l'aménagement paysager et pour d'autres applications dans le domaine de la construction [6].

I.2.3. Nécessite du recyclage

Selon une collection de données en visitant un certain nombre de chantiers de construction locaux en Jordanie a fourni une indication importante du pourcentage de particuliers des déchets de construction accumulés sur les sites. Ceux-ci peuvent être vus dans le schéma de la figure I.1 [7]. Indiquant le pourcentage de chaque type de matières résiduelles générées sur le site. La figure montre que 14% d'une quantité de déchets de 1721.8 tonnes est constitué de brique. Les poids de ces matériaux sont estimés à : 241 tonnes. Par conséquent, ces déchets devraient être intégrée dans un plan de gestion des déchets, car ce matériau est souvent considéré comme inerte et mis en décharge sans valorisation.

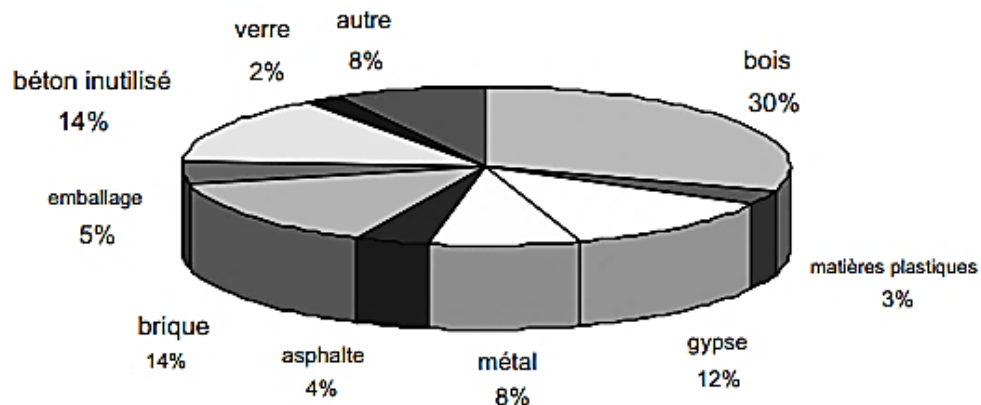


Figure I. 1 : Pourcentage, en volume, des déchets de construction sur place.

I.3. Le recyclage en Algérie

Le principe du recyclage remonte à l'époque des romains. Les premiers essais sur le recyclage des bétons remontent aux années 1970 au Japon et aux Etats Unis. En 2018, l'Europe atteint un taux de 50% dans le domaine de construction [2]. Les pays en voie de développement dont l'Algérie accusent un retard énorme dans la gestion de pareils déchets ; ils sont le plus souvent abandonnés dans des décharges sauvages causant un impact sur l'environnement [8]. Ou trouvent des débouchés dans le domaine routier [2,8].

En Algérie, les déchets de construction et de démolition, qui sont généralement classés parmi les déchets industriels, restent inconnus et sont estimés approximativement à des millions de tonnes par an. Les déchets issus du bâtiment sont estimés à 2,2 millions de tonnes par an. Une utilisation abusive d'une ressource non renouvelable de granulats naturels est constatée même pour la production d'éléments simples tels que trottoir. Pour cet usage, les matériaux de démolition peuvent constituer une alternative 'économique et écologique' [8].

I.4. Les bétons légers

I.4.1. Définition

Le béton léger ou béton allégé est un béton de ciment avec une masse volumique à sec inférieure à celle d'un béton normal.

I.4.2. Classe des bétons

La classification des bétons légers proposée par Lafarge « bétons-granulats légers » est représentée par la figure I.2 [9].

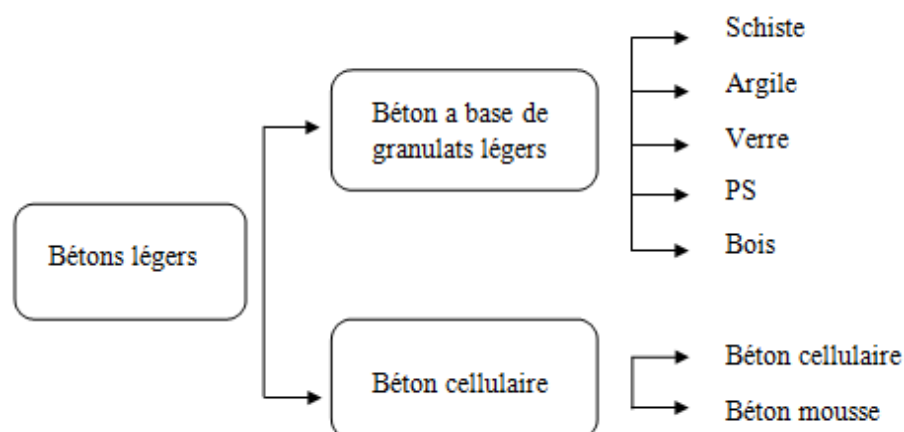


Figure I. 2 : Classification des bétons légers [9].

I.4.3. Granulats légers

Les bétons de granulats légers sont généralement classés suivant l'origine du granulat utilisé, ainsi on distingue 04 types :

- **Les granulats légers naturels** : la ponce ou la pouzzolane, matériaux volcaniques naturels de structures très poreuse. Bétons légers, béton à base de granulats légers Béton cellulaire.
- **Les granulats légers ayant subi un traitement thermique** : granulats d'argile, de schiste, d'ardoise ou de perlite expansée.
- **Les granulats légers de matériaux artificiels** : le mâchefer, sous-produit de la combustion de charbon ou des ordures ménagères.
- **Les granulats légers de matériaux artificiels ayant subi des traitements spéciaux** : granulats de nombreux déchets industriels, comme le laitier de haut fourneau que l'on peut expansé [9].

I.5. Gestion de déchet de brique

La plupart des bâtiments construits en maçonnerie en céramique sont démolis avant la fin de leur période de service. Cela induit des quantités considérables de déchet à traiter et réutiliser.

Le traitement des déchets céramiques des bâtiments suit les étapes suivantes

- 1- **Classification préliminaire** les déchets sont séparés en deux tailles. La granulométrie maximale est établie entre 40 et 50 mm.
- 2- **Concassage préliminaire** est réalisé avec un concasseur à mâchoires (si nécessaire). Le matériau plus grossier est broyé une ou deux fois à l'aide de broyeurs à boulets ou de tiges. Les déchets de taille inférieure contiennent généralement de nombreuses impuretés (l'acier, le gypse, le bois et le verre.), ils doivent donc être séparés.
- 3- **L'élimination des impuretés** peut se faire dans des conditions sèches, par l'eau ou par un procédé thermique. L'enlèvement de l'acier se fait par des électroaimants sur les bandes transporteuses à la sortie du processus de concassage. En premier lieu, les plus grosses impuretés sont éliminées à la main avec la méthode sèche. Ensuite, le matériau résultant est broyé et tamisé. La fraction fine contient la plupart des impuretés. Leur élimination peut se faire par :
 - Air pressurisé : les matériaux de densités différentes sont séparés par des flux d'air horizontaux ou verticaux.

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les déchets

- La méthode d'élimination par l'eau : consiste à laver les déchets pour éliminer tous les produits hydrosolubles. Le bois et les autres impuretés de moindre densité sont séparés par flottation. Le principal inconvénient de cette méthode réside dans la forte consommation d'eau.
- La méthode thermique : combine la méthode sèche pour les grosses tailles et le frittage pour les fines tailles. Une réutilisation presque complète du matériau est obtenue, mais c'est une procédure à très forte consommation d'énergie [10].

La figure.I.3 montre le schéma d'une usine de recyclage de déchets de béton et de céramique située dans le nord de l'Espagne.

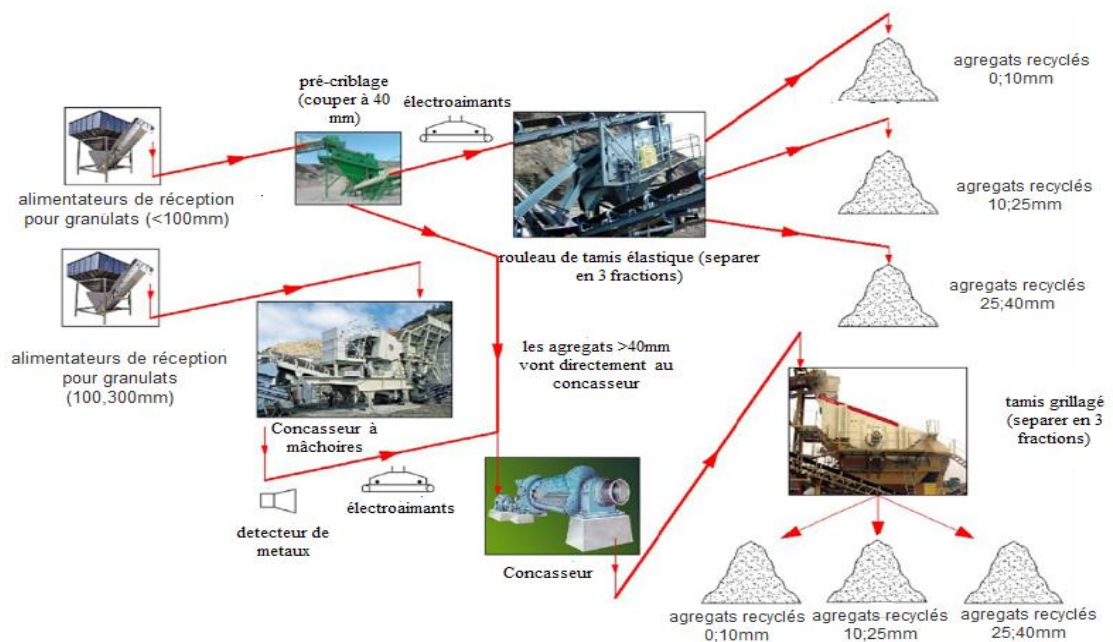


Figure I. 3 : Le schéma d'une usine de recyclage de déchets de béton et de céramique [10].

IV. Déchet de brique

Les agrégats sont une composante majeure du béton occupant les 75 % de son volume conditionnant ils forment le squelette du béton [9]. **Ils affectent les propriétés mécaniques des mélanges de béton** [1].

Le secteur de la construction fait face à deux défis concomitants. Premièrement, les ressources naturelles deviennent plus rares avec une baisse programmée de la production des ressources alluvionnaires. Deuxièmement, le volume de déchets issus des chantiers de déconstruction et de démolition augmente du fait d'un parc d'ouvrages vieillissants [2].

La Réutilisation des déchets de briques sous forme d'agrégats recyclés permet de résoudre non seulement le problème en ce qui concerne la pénurie de pierres naturelles, mais aussi utilise efficacement les déchets de construction [1]. Cet objectif nécessite

toutefois de mener des recherches sur ce sujet qui reste complexe, car la brique présente des particularités en comparaison des granulats naturels [2].

I.6. Généralités sur la brique

I.6.1. Définition de brique

La brique est un parallélépipède rectangle, de terre argileuse crue et séchée au soleil ou cuite au four, utilisé comme matériau de construction.

On appelle « *briquillons* » : des briques morcelées provenant généralement de la démolition ou d'une mauvaise cuisson de briques (briques trop cuites).

On appelle « *chamotte* » : brique cuite broyée ou concassée [6].

I.6.2. Types de brique

- **Selon Leur Utilisation**
 - Face brique
 - Briques de construction
 - Briques vernissées [6].
- **Selon leur forme**
 - Briques pleines format (6x11x22) cm³
 - Briques perforées et blocs perfores
 - Briques creuses [6].

I.6.3. Avantages et inconvénients d'utilisation des briques

I.6.3.1. Les avantages

Le principal avantage de la brique, outre son esthétique valorisante, est que sa masse thermique se convertit en efficacité énergétique. Elle est adaptée à la rudesse du climat et possède d'autres caractéristiques intéressantes, notamment :

- Ne contient aucun produit toxique
- Un bon insonorisant
- Recyclable
- Bonne résistance au feu
- Écologique [6].

I.6.3.2. Les inconvénients

- Incapacité de dilatation au temps chauds ce qui induit des fissures a long terme
- La brique est un matériau affecté par le phénomène gel dégel

I.7. Déchet de brique

L'objectif de ce paragraphe est de donner quelques renseignements sur les déchets de brique qu'on appelle « briquillons », « chamotte » ou « brique concassée ». Vu leur emploi occasionnel, il y a peu des données sur ces matériaux et leur utilisation comme granulats du béton, malgré la consommation universelle de leur matière première « brique » en grande masse, en conséquence, leur génération en quantités énormes. En Algérie, selon les informations disponibles, la recherche sur ces matériaux est presque Négligeable.

I.7.2. Définitions

Un déchet est un objet en fin de vie ou une substance ayant subi une altération physique ou chimique, qui ne présente alors plus d'utilité ou est destiné à l'élimination. Le mot vient de l'ancien français déchiet ou déchiié, soit « la quantité perdue dans l'usage d'un produit », ce qui en reste après son utilisation.

I.7.3. Sources de déchets utilisés en génie civil

Deux principales sources de production de déchets utilisés dans le domaine de génie civil qu'on les rencontre généralement :

- Les déchets de construction et de démolition
- Les sous-produits de l'industrie.

I.8. Les déchets de construction et de démolition

Les déchets de construction et de démolition représenteraient approximativement 30 % de l'ensemble des déchets (en tonnes par an). La partie majoritaire de cet important gisement de déchets est produite durant les travaux. La nature des déchets produits varie fortement en fonction du type de travaux ou de bâtiment. Il s'agit majoritairement de déchets inertes. 75 à 80% des déchets de construction et de démolition seraient recyclés, essentiellement sous forme de remblais.

Le recyclage des matériaux de démolition qui nécessite des installations onéreuses, est essentiellement effectué dans le but de les substituer aux matériaux naturels pour la fourniture

des granulats, ou graves utilisables dans les techniques de terrassement, Routières, plate-forme industrielles...etc.

I.9. Les sous-produits de l'industrie

Le génie civil se considère comme un domaine d'utilisation des déchets industriels, a une importance pratique et économique immédiate, car de nombreux produits secondaires et déchets résiduels peuvent remplacer des matières premières naturelles ainsi qu'une large gamme de matériaux de construction. Les sous-produits et déchets utilisés en génie civil :

- Laitier de haut fourneau
- Laitier d'acier
- Sous-produits provenant des centrales thermiques
- Mâchefer
- Scories de sole
- Cendres volantes
- La terre cuite [6].

I.10. Propriétés des bétons des déchets de brique

Les briques concassées sont utilisées largement pour la fabrication du béton et la performance de tel béton a été assez satisfaisante. Et l'usage de briques comme granulats est d'intérêt particulier [6].

Parmi les différentes propriétés, de granulats ainsi que de béton de granulats de déchet brique, résultantes des essais et des recherches sont :

1-Forte Absorption d'eau des granulats légers

Les bétons à base de granulats de briques concassées s'avèrent beaucoup plus perméables que les bétons ordinaires [1].il atteint les 300% pour un remplacement à 100% [10]. La forte porosité ouverte (entre 25 et 75 % du volume apparent [11]). Et l'absorption d'eau élevée des granulats de briques (entre 5 et 15 % par rapport au poids de la matière dans son état sec [6]) entraînent des rapports E/C importants, ce qui représente une menace pour la durabilité [12].

Ce phénomène se traduit par une perte rapide de maniabilité [11] et Une diminution de l'affaissement a été observée [13]. Afin d'éviter cette perte, il est nécessaire de saturer les granulats de la brique concassée avant tout mélange pour empêcher le raidissement du béton. Dans la pratique et suite aux implications économiques [6].

2-forte porosité et faible densité des bétons et granulats légers

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les déchets

La substitution des granulats naturels par les déchets de briques concassées permet de réduire la densité du béton en fonction de la porosité des briques [12]. La perte de densité était de 22%

pour le béton frais lorsque le pourcentage de remplacement est de 100 %. La perte de densité était de 16 % pour le béton durci avec 100 % de remplacement [6]. La masse volumique apparente du béton de déchet brique varie de 2000 à 2080 kg/m³[6]. Une diminution de la densité peut être observée comme étant le pourcentage d'augmentation de teneur en agrégats recyclés [5].

Ces granulats manufacturés sont à l'heure actuelle les meilleurs granulats pour la fabrication des bétons légers de structure [11].

3-Réduction de la résistance mécanique

Les résistances mécaniques sont inférieures à celles du béton ordinaire [1,7]. L'utilisation du granulat grossier de déchet de brique peut produire un béton de structure de haute résistance avec une économie de poids allant jusqu'à 15 % pour une diminution de 20% à 27 % de la résistance avec un remplacement 100 % des agrégats de brique. Des Augmentation de la teneur en agrégats grossiers de briques recyclées jusqu'à 100 %, diminution jusqu'à environ 38% de la résistance à la compression du béton à une teneur en ciment de 350 kg / m³ et un rapport w / c de 0,50 [14]. La résistance à la compression nominale du béton de granulats de brique concassée est comprise entre 13.8 et 34.5 MPa [6].

Des recherches ont révélé que la réduction de la résistance à la compression due à l'inclusion de granulats de brique pouvait être attribuée à sa nature poreuse [14]. La résistance en compression varie selon la résistance du béton initial et le rapport E/ C du nouveau béton. On peut l'accroître en utilisant une teneur en liants plus élevée [5,12]. La texture et la forme des granulats de brique concassée favorisent l'adhérence entre les granulats et la matrice cimentaire [12].Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.

4-Faible module d'élasticité

Le module d'élasticité est fortement affecté par la présence de déchet de brique une réduction linéaire du module d'élasticité peut être observée. En effet, lorsque le pourcentage de substitution est de 100%, la valeur du module d'élasticité tombe à 50% [10,14].

5- Durabilité

Entraîner une moindre eau utilisable enhydratation et donc moins de formation de gel CSH en raison de l'absorption d'eau élevée de l'agrégat de brique. Un certain nombre de rapports ont également révélé que l'incorporation de briques recyclées comme substitut d'agrégats réduirait

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les déchets

les performances de durabilité du béton, telles que la pénétration de chlorure, la carbonatation, la résistance aux sulfates, la résistance à la perméabilité à l'eau et à l'air.

La raison principale a été attribuée à la porosité de la brique recyclée lorsqu'elle est utilisée comme agrégat, ce qui fait que le béton résultant présente une microstructure lâche et donc une durabilité moindre [6].

6-Bonne isolation

Une des propriétés intéressantes des bétons de granulats légers est leur pouvoir d'isolation thermique dû aux nombreuses bulles d'air interposées dans l'épaisseur du béton. Le béton parfaitement sec est plus isolant que le béton humide. Ces bétons légers constituent aussi de bons isolants phoniques [11].

Grâce à leur conductivité thermique et à leur coefficient de dilatation plus faibles, les bétons légers présentent une résistance au feu meilleure que celle des bétons courants, à condition que les granulats soient d'origine minérale [11].

7- Forte perméabilité

En fait, la perméabilité à l'eau pourrait être presque doublée en incorporant des agrégats de brique recyclés. Outre l'augmentation de la perméabilité à l'eau, l'augmentation de la perméabilité à l'air du béton avec l'utilisation de briques recyclées. Cela pourrait entraîner une microstructure lâche du béton qui est hautement perméable [15].

I.11. Utilisations des bétons des déchets de brique

Les débris de briques, surtout, ceux qu'on trouve en quantités énormes dans les tas de décombres de nos villes, ainsi que les incuits et surcuits de briqueterie, peuvent être concassés pour produire des granulats d'un béton léger :

- De structure pour semelles de fondation, pour parois de caves et éléments de construction en béton armé d'un poids spécifique de 1600 à 2100 kg/m³.
- Isolant poreux pour les parois, les parpaings et les carrelages.
- Revêtements de routes sur les ponts, suite de sa faible densité.
- Les débris de brique sont utilisés aussi comme granulats dans la construction d'assises routières, comme matériaux de remblaiement [6].

I.12. Utilisations locales

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur les déchets

À nos jours, la très grande majorité des déchets inertes est éliminée en mélange, en particulier ceux du secteur du bâtiment, ce qui limite les possibilités de valorisation. Par ailleurs, les déchets de brique de l'industrie sont eux aussi éliminés dans des décharges qui sont parfois sauvages sans valorisation significative.

Des tas de débris de brique gênants dont le détenteur se défait, trouvent parfois des utilisations locales occasionnelles sous une forme assez dépourvue d'orthodoxie scientifique. Parmi les exutoires utilisés comme remède de la situation vivante et d'après les sources des briqueteries

- Plates-formes en béton ;
- Chapes en mortier du ciment ;
- Étanchéité : forme de pente en isolation de toiture ;
- Réfection de planchers anciens ;
- Béton réfracteur utilisé pour revêtement des wagons de brique ;
- Remblaiement des fouilles et de site [6].

Conclusion

Notre recherche dans les déchets, nous montre la possibilité limite d'utilisation de ces derniers (dits inertes) dans le domaine de génie civil, plus particulièrement, dans des applications non structurelles [14]. Les opérations de recyclage permettent d'économiser les ressources naturelles de matériaux granulaires afin d'espérer maintenir dans le futur un prix raisonnable des granulats pour la construction [2,4].

Les déchets inertes donc, peuvent être transformés en granulats recyclés pour être utilisés, en remblais de diverses natures, en couches de forme sur les chantiers de travaux publics ou encore comme granulats pour le béton. Parmi ces déchets, les débris de brique, qui peuvent être utilisés comme granulats pour la fabrication du béton et qui sont jugés, par conséquent, pour être une solution pour les régions où les granulats naturels font défaut et où une réduction dans le poids mort de structure peut être désirable [6].

Chapitre II : Règles et hypothèses de calcul

II.1. Introduction

Les constructions en BETON LEGER sont en dehors du domaine des règles BAEL/CBA93 que nous connaissons (Voir Art A.1.1 des règles BAEL91). Cela n'empêche pas de réaliser ce projet, car les règles EC2 (Eurocodes 2) réservent tout un chapitre (EC2 1.4) aux structures en Béton de granulats légers.

Cette partie englobera les hypothèses et les règles de calcul dy béton léger et ordinaire selon l'EC 2.

II.2. Hypothèses de calcul

- En règle générale, lorsque les expressions utilisent des valeurs de résistance issues du Tableau II.3, celles-ci doivent être remplacées par les valeurs correspondantes pour le béton léger, données dans la présente section dans le Tableau II.3.
- La Section 4.1 de l'Eurocode s'applique à tous les bétons à structure fermée constitués de granulats légers minéraux, naturels ou artificiels, sauf si l'expérience indique de manière fiable que des dispositions différentes de celles données ici peuvent être adoptées en toute sécurité.

II.3. Justification de choix des caractéristiques du béton légers

Notre travail consistait à viser deux objectifs principaux, le premier est axé sur la valorisation des déchets de brique dans les bétons, et à l'allègement des béton destinés aux planchés, le deuxième consiste à une étude comparative entre deux structures de même plan architectural, dont les planchés seront réalisés avec différents béton (ordinaire et léger), que les résultats de modélisation seront confrontés.

Pour cela une partie pratique était prévue au niveau du laboratoire, dont des formulations des bétons légers et ordinaire étaient envisagées, pour les bétons légers leurs formulations va se baser sur le remplacement d'une quantité de granulats avec les déchets de brique récupérés de la briqueterie de Kadiria avec des pourcentages variables de 10 à 100 %, après une campagne d'essais physique et mécaniques à savoir les masses volumiques et les résistances en compression seront comparées aux béton ordinaire de référence.

Chapitre II : Hypothèses de calcul

Les bétons légers qui seront pris en compte seront ceux qu'ont des masses volumiques comprises entre 1600 et 2050 Kg/m³ avec des résistances en compression supérieures à 20 MPa.

Après la pandémie du COVID-19, on était contraint de changer de stratégie en gardant l'objectif du travail, donc la partie pratique a été ôtée, puis nous avons cherché les travaux scientifiques qui traitent la valorisation des déchets de brique dans les bétons, l'un des travaux sélectionnés qui sera pris comme référence de sélection et de choix des caractéristiques du béton légers était des auteurs Ali A. Aliabdo et al. réalisé en 2013 [16], intitulé l'utilisation des déchets de brique concassés dans l'industrie des bétons.

Les auteurs ont étudié plusieurs variantes de bétons avec un remplacement des granulats naturels avec les granulats issus des déchets de brique, dont des variantes ont été élaborées avec le remplacement des graviers (de 0-25-50-75 et 100 %) et d'autres avec le remplacement du sable avec les mêmes pourcentages., notamment un remplacement combiné des graviers et du sable avec des pourcentages de 50 et 100 %.

Les variantes étudiées par les auteurs [16], sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II. 1 : Composition et propriétés physicomécaniques des variantes étudiées [16].

Réf	Catégorie de remplacement		% de remplacement avec les granulats recyclés	E/C	Composition massique des mélanges							
					Ciment	Eau	Gros granulats		Gros fin		Masse volumique (Kg/m ³)	Résistance à la compression à 28 Jours (MPa)
							Naturels	Recyclés	Naturels	Recyclés		
1	Série 1	Témoins	0 %	0.5	350	175	1108	0	739	0	2372	33
2		% de remplacement des granulats fin	25 %	0.5	350	175	1108	0	554	146	2333	36
3			50 %	0.5	350	175	1108	0	369	292	2294	33
4			75 %	0.5	350	175	1108	0	184	438	2255	31
5			100 %	0.5	350	175	1108	0	0	584	2217	27.5
6		% de remplacement des gros granulats	25 %	0.5	350	175	831	221	739	0	2316	36
7			50 %	0.5	350	175	554	442	739	0	2260	34
8			75 %	0.5	350	175	277	662	739	0	2203	32
9			100 %	0.5	350	175	0	883	739	0	2147	27.5
10		% de remplacement combiné	50 %	0.5	350	175	554	442	369	292	2182	30
11			100 %	0.5	350	175	0	883	0	584	1992	22
12			100 % G-fin et 50 % G-G	0.5	350	175	554	442	0	584	2105	22.5
13			50 % G-fin et 100 % G-G	0.5	350	175	0	883	369	292	2069	30
14	Série 2	Témoins	0 %	0.7	250	175	1158	0	772	0	2355	22.5
15		% de remplacement des granulats fin	25 %	0.7	250	175	1158	0	579	153	2315	22.5
16			50 %	0.7	250	175	1158	0	386	305	2274	21
17			75 %	0.7	250	175	1158	0	193	458	2234	22
18			100 %	0.7	250	175	1158	0	0	610	2193	15
19		% de remplacement des gros granulats	50 %	0.7	250	175	868	231	772	0	2296	22.5
20			100 %	0.7	250	175	579	461	772	0	2237	21
21			100 % G-fin et 50 % G-G	0.7	250	175	289	692	772	0	2178	22
22			50 % G-fin et 100 % G-G	0.7	250	175	0	922	772	0	2119	15
23		% de remplacement combiné	50 %	0.7	250	175	579	461	386	305	2156	21
24			100 %	0.7	250	175	0	922	0	610	1957	15
25			100 % G-fin et 50 % G-G	0.7	250	175	579	461	0	610	2075	15
26	50 % G-fin et 100 % G-G		0.7	250	175	0	922	386	305	2038	22	

II.4. Synthèse et exploitation

D'après les résultats présentés au-dessus, en tenant compte des objectifs visés dans notre travail, nous allons prendre les valeurs de cette étude [16], notamment celle de la série 1 et de la variante 11, car ce choix permet une valorisation maximale des déchets de brique, avec des résistances en compression situées dans les limites d'acceptation (supérieure à 20 MPa), et satisfaire l'aspect légèreté de la structure en utilisant cette variante de béton avec une masse volumique 1992 kg/m^3 , et ses résultats seront pris comme référence dans la partie calcul et modélisation de la structure en béton léger.

II.5. Le béton

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition « les adjuvants ». C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde.

Le béton de granulats légers est un béton à structure fermée dont la masse volumique est inférieure ou égale à 2200 kg/m^3 et qui est constitué ou qui contient une certaine proportion de granulats légers naturels ou artificiels dont la masse volumique est inférieure à 2000 kg/m^3 .

II.5.1. Caractéristique du béton

A. Les composantes de béton

• Le ciment

Le ciment est liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le " cru ", s'hydratant en présence d'eau. Il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base de béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

• Les granulats

Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

- les sables : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm
- les gravillons : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- les cailloux : grains de dimensions supérieurs à 25mm.

• L'eau :

Chapitre II : Hypothèses de calcul

Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. L'excès d'eau peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

B. Classes de résistance à la compression du béton ordinaire et le béton de granulats légers

La résistance à la compression du béton est classifiée suivant les classes de résistance du béton qui se réfèrent à la résistance sur cylindre, f_{ck} et f_{lck} représente respectivement la résistance du béton à la compression du béton léger et celle du béton ordinaire.

NB : Les classes de résistance du béton de granulats légers sont précédées du symbole LC

Tableau II. 2 : Classes de résistance et résistances des bétons(MPa)

Classe de résistance en béton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{lck} et f_{ck} (MPa)	12	26	20	25	30	35	40	45	50

C. masse volumique du Béton

1) Le béton ordinaire

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/ m³ s'il est armé, en considère une masse volumique de **2500 Kg/m³**.

2) Le béton léger

La norme EN 206-1 classe les bétons de granulats légers en fonction de leur masse volumique, le tableau suivant tiré de l'EC indique les masses volumiques correspondantes au béton non armé et un béton comportant un pourcentage normal d'armatures.

Tableau II. 3 : Classes de masse volumique et masses de calcul de béton de granulat légers.

Classe de masse volumique		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Masse volumique (kg/m ³)		801-1000	1001-1200	1201-1400	1401-1600	1601-1800	1801-2000
Masse volumique (kg/m ³)	Béton non armé	1 050	1 250	1 450	1 650	1 850	2 050
	Béton armé	1 150	1 350	1 550	1 750	1 950	2 150

Notre béton léger est un béton de masse volumique de **1992 kg/m³**. selon le tableau II.3 la masse volumique du béton armé léger est de **2150 Kg/m³**.

D. Diagramme contrainte-déformation du béton pour les calculs aux ELU

L'EC2 présente trois diagrammes contraintes-déformations pour le béton :

Chapitre II : Hypothèses de calcul

1) Béton ordinaire

- Un diagramme utilisé pour les calculs d'analyse structurale non linéaires (principalement le calcul au flambement).

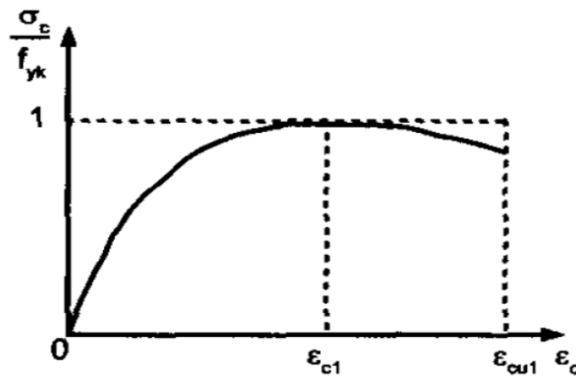


Figure II. 1 : Diagramme pour l'analyse structurale.

$$\frac{\sigma_c}{f_{ck}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

Avec :

$$\eta = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \text{ et } K = 1.05 E_{cm} \frac{\epsilon_{c1}}{f_{cm}} ; \epsilon_{c1} = 0,7 [f_{cm}^{0,31}] \leq 0,0028$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 2 \text{ pour } f_{cd} \leq 50 \text{ MPa} \\ \eta = 1,4 + 23,4 \left(\frac{90 - f_{cd}}{100} \right)^4 \text{ pour } 50 < f_{cd} \leq 90 \end{array} \right.$$

$$F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$$

E_{cm} représente le module sécant entre les contraintes 0 et $0,4 f_{cm}$ avec un correctif dépendant de la nature des granulats.

- Le diagramme parabole-rectangle : pour les calculs des sections

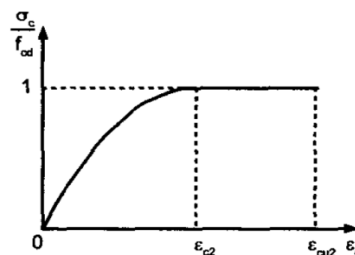


Figure II. 2 : Diagramme parabole-rectangle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_c}{f_{cd}} = 1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \text{ pour } \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ \frac{\sigma_c}{f_{cd}} = 1 \text{ pour } \epsilon_c > \epsilon_{c2} \end{array} \right.$$

Avec :

La résistance de calcul f_{cd} est donnée par :

Chapitre II : Hypothèses de calcul

$$\alpha_{cc} = \begin{cases} 1 & \text{pour le béton armé} \\ 0,8 & \text{pour le béton non armé.} \end{cases}$$

0,85 pour résistance du béton est déterminée à plus de 28 jours

γ_c : coefficient de sécurité partiel du béton. il prend la valeur de :

$$\gamma_c = \begin{cases} 1,5 & \text{en situation durable ou transitoire} \\ 1,2 & \text{en situation accidentelle (à l'exception des tremblements de terre).} \end{cases}$$

$$\epsilon_{c2} = \begin{cases} \epsilon_{c2} & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \\ \epsilon_{c2} = 2 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53} \text{ en (\%)} & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Le diagramme bilinéaire (simplification du diagramme parabole-rectangle)

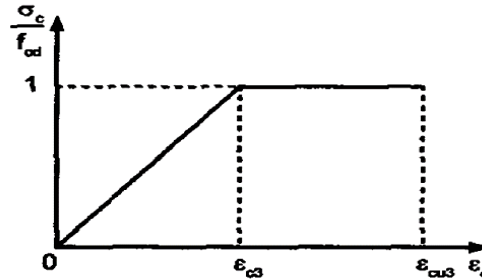


Figure II. 3 : Diagramme bilinéaire.

$$\epsilon_{c3} = \begin{cases} 0,175 \% & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,055 \left[\frac{f_{cd} - 50}{40} \right] \text{ en (\%)} & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\epsilon_{c3} = 0,175 +$

Résistance de calcul en compression :

$$F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$



$$F_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

Avec ;

$$\gamma_c = 1,5$$

$\alpha_{cc} = 1$ pour le béton armé

$f_{ck}(t) = f_{ck}$ pour $t \geq 28$ jours

2) Béton léger

La relation contraintes-déformations pour le béton léger est similaire à celle du béton ordinaire, il convient de remplacer les valeurs ϵ_{c1} et ϵ_{cu1} par ϵ_{lc1} et ϵ_{lcu1} .

Dans le cas du béton de granulats légers, il convient de remplacer les valeurs de ϵ_{c2} et ϵ_{cu2} la Figure II.1 par les valeurs ϵ_{lc2} et ϵ_{lcu2} du tableau II.3.

Chapitre II : Hypothèses de calcul

Dans le cas du béton de granulats légers, il convient de remplacer les valeurs de ϵ_{c3} et ϵ_{cu3} la figure II.4, par les valeurs ϵ_{lc3} et ϵ_{lcu3} du tableau II.3.

Tableau II. 4 : Caractéristiques de résistance et de déformation du béton léger.

Classes de résistance du béton														Expression analytique Commentaires	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0.05} = 0,7 \times f_{ctm}$ fractile 5 %
$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0.95} = 1,3 \times f_{ctm}$ fractile 95 %
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm}/10)^{0,3}]$ (f_{cm} en MPa)
ϵ_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Voir figure 3.2 $\epsilon_{c1} (\%) = 0,7 (f_{cm}^{0,31}) \leq 2,8$
ϵ_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Voir figure 3.2 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1} (\%) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ϵ_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c2} (\%) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ϵ_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.3 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ϵ_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{c3} (\%) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ϵ_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Voir Figure 3.4 pour $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3} (\%) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

La résistance de calcul en compression est définie par : $f_{lcd} = \alpha_{lcc} \left[\frac{f_{lck}}{\gamma_c} \right]$

γ_c Coefficient de sécurité partiel du béton α_{lcc} : est un coefficient défini par son Annexe Nationale égal à 1 pour le béton armé

$$f_{lcd} = \alpha_{lcc} \left[\frac{f_{lck}}{\gamma_c} \right] = 1 \times \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad f_{lcd} = 13,33 \text{ MPa}$$

E. Résistance à la traction

1) Béton ordinaire

La résistance moyenne à la traction axiale peut être prise égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \text{ si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad \text{et } t \geq 28 \text{ jours} \\ f_{ctm} = 2,12 \ln \left(1 + \frac{f_{ck} + 8}{10} \right) \text{ pour } 50 < f_{ck} < 90 \text{ MPa et } t > 28 \text{ jours. } f_{ctm} = [\max(1,6 - h / 1000)] f_{ctm}; \\ f_{ctm}] \text{ pour } t = 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

Chapitre II : Hypothèses de calcul

La résistance caractéristique à la traction minimale $f_{ctk,0,05}$ (fractile 5 % inférieur) correspond à $0,7 f_{ctm}$

La résistance caractéristique à la traction maximale $f_{ctk,0,95}$ (fractile 5 % supérieur) correspond à $1.3 f_{ctm}$

NB : La valeur à introduire dans les calculs dépend du type de problème. il convient de considérer :

- f_{ctm} déformations d'une structure ;
- $f_{ctk,0,95}$ pour calculer les effets des actions indirectes, avant fissuration du béton (ex : pourcentage minimal d'une armature) ;
- $f_{ctk,0,05}$ pour calculer le moment de fissuration.

Pour notre étude on prend $f_{c28} = f_{ck} = 25$ MPa (Résistance de la compression)

Pour le calcul de la Résistance du béton à la traction en appliquant la formule suivante :

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa (à 28 jours)} \implies \boxed{f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa}}$$

2) Béton léger

La résistance en traction d'un béton de granulats légers F_{CT} peut être calculée par cette expression :

$$f_{lctm} = \eta_1 f_{ctm}$$

η_1 : Coefficient pour la détermination de la résistance en traction sa valeur est calculée grâce à cette formule $\eta_1 = 0.40 + 0.60 \left(\frac{\rho}{2200} \right)$ (3.106 / EC)

f_{ct} : La résistance en traction d'un béton normal prise à partir du tableau II.3 (3.1.2.4 de l'ENV 1992-1-1)

ρ : Masse volumique du béton après séchage en étuve comme indiqué dans EN 206-1.

Dans notre cas on prend $f_{c28} = f_{ck} = 20$ MPa (Résistance de la compression)

$$\eta_1 = 0.40 + 0.60 \left(\frac{\rho}{2200} \right) = 0.4 + 0.6 \left(\frac{2150}{2200} \right) = 0.99 = 1$$

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 0.3 \cdot 20^{2/3} = 2.21 \text{ MPa} \implies \boxed{f_{lctm} = 2.21 \text{ MPa}}$$

$$f_{lctm} = f_{ctm} = 2.21 \text{ MPa}$$

F. Modules de déformation longitudinale

Chapitre II : Hypothèses de calcul

Le module sécant moyen E_{cm} pour un béton de granulats de quartzite âgé de 28 jours, dans l'intervalle de contraintes de compression du béton $\sigma_c = 0$ et $\sigma_c = 0,4 f_{cm}$ se calcule par la formule :

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad (f_{cm} \text{ en MPa et } E_{cm} \text{ en GPa})$$

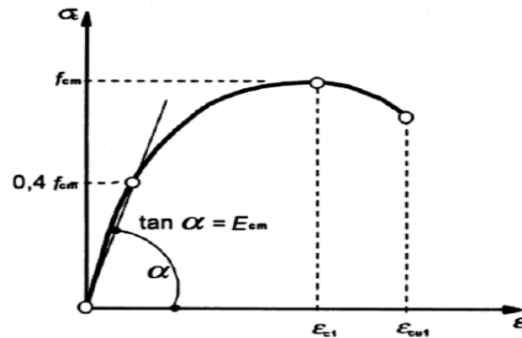


Figure II. 4 : Représentation schématique de la relation contrainte-déformation.

Les valeurs déterminées à l'aide de cette formule sont à réduire de 10 % pour des granulats calcaires, de 30 % pour des granulats issus de grès et à augmenter de 20 % pour des granulats issus de basalte (EC2 3.1.3). A défaut d'essais prenant en compte les conditions d'exposition réelles et les dimensions des éléments, on peut admettre qu'à l'âge t en jours le module de

$$\text{déformation longitudinale vaut : } E_{cm}(t) = \left[\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right] E_{cm}$$

L'EC définit aussi un module tangent E_c qui peut être pris égal à $1,05 E_{cm}$.

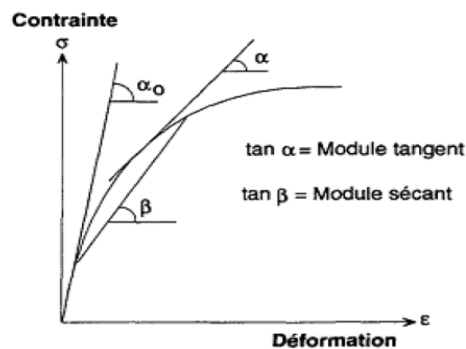
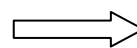


Figure II.5. Module tangent et module sécant

1) Béton ordinaire

Déformations instantanées

$$E_{CM} = 22[f_{ck}/10]^{0,3} = 28960,4 \text{ [MPa]}$$



$$E_{cm} = 28960,4 \text{ MPa}$$

2) Béton léger

Chapitre II : Hypothèses de calcul

Une estimation des valeurs moyennes du module sécant E_{lcm} des bétons de granulats légers peut être obtenue en multipliant Les valeurs du Tableau II.3, données pour des bétons demasse volumique normale par le coefficient η_E , c à d :

$$E_{lcm} = \eta_E E_{cm}$$

$$\text{Avec } \eta_E = \left(\frac{\rho}{2000}\right)^2$$

$$E_{cm} = 22[f_{ck}/10]^{0.3} = 22[20/10]^{0.3} = 27085.18 \text{ MPa}$$

$$E_{lcm} = \left(\frac{\rho}{2000}\right)^2 E_{cm} = \left(\frac{1992}{2000}\right)^2 27085.18 = 26868.9 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{E_{lcm} = 26868.9 \text{ MPa}}$$

G. Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique dépend principalement du type de granulats utilisés ; il varie entre $4 \cdot 10^{-6}$ et $14 \cdot 10^{-6}$ /k. Pour les projets pour lesquels la dilatation thermique a une importante mineure, le coefficient de dilatation thermique peut être pris égal à $8 \cdot 10^{-6}$ /K.

Il n'y a pas lieu, pour le calcul, de tenir compte des différences entre les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton de granulats légers.

II.6. Acier

Définition

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse (RL) pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0,25 à 0,40 % de carbone.

II.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour les calculs aux ELU

Les aciers des armatures de béton armé utilisés sont dans la gamme 400/600MPa. Ils sont soit laminés à chaud et possèdent une certaine ductilité. Une bonne ductilité est nécessaire dans les calculs parasismiques. L'annexe C de l'EC2 distingue trois classes de ductilité : A (la moins ductile), B (normale) et C (la plus ductile). Les aciers HA sont de classe B. L'acier de béton armé doit présenter une ductilité adéquate, définie par le rapport de la résistance en traction à la limite d'élasticité (f_t/f_{yk}), et par l'allongement sous charge maximale ϵ_{uk} .

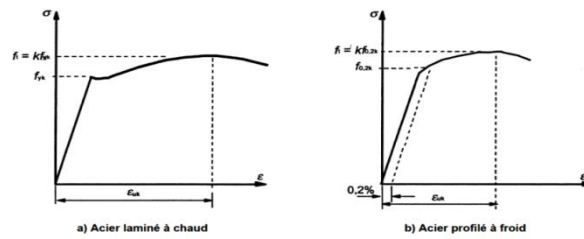


Figure II. 5 : Diagrammes contrainte-déformation d'aciers de béton armé types.

La Figure II.6 présente des courbes contrainte-déformation pour des aciers laminés à chaud types et des aciers profilés à froid types. Deux hypothèses concernant la branche de comportement plastique, peuvent être considérer pour le calcul courant des sections d'armatures :

- branche supérieure inclinée, avec une limite de déformation égale à ϵ_{ud} ($\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$) et une contrainte maximale $k f_{yk} / \gamma_s$ pour ϵ_{uk} ;
 - branche supérieure horizontale, sans nécessité de vérifier la limite de déformation.
- Pour un diagramme avec une branche inclinée, la contrainte pour une déformation ϵ_s est donnée par la formule :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + \left(1 + \frac{(k-1)(\epsilon_s - \epsilon_{s0})}{\epsilon_{uk} - \epsilon_{s0}}\right) \quad \text{Avec : } \epsilon_{s0} = \frac{f_{yk}}{E_c \gamma_s}$$

Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour les calculs aux ELU

Les déformations au sein d'une section, tout en restant linéaires, sont limitées. Les diagrammes possibles, utilisés pour le dimensionnement aux états limites ultimes, résultent des déformations limites fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines des pivots A, B et C et représentés dans la figure II.7.

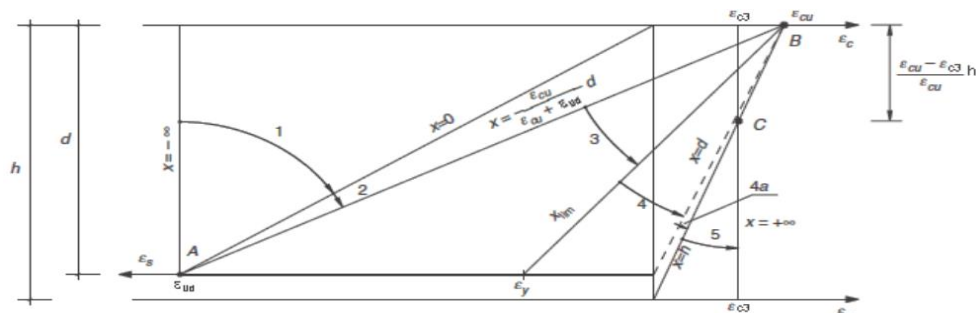


Figure II. 6 : Diagramme des trois pivots selon l'EC2.

- Le domaine 1 (pivot A), conditionné par l'allongement de l'acier, est celui de la flexion (simple ou composée) sans épuisement de la résistance du béton ; lorsque toute la section est située du côté des allongements, on est évidemment dans le cas de la traction de faible excentricité.

Chapitre II : Hypothèses de calcul

- Le domaine 2 (pivot B), conditionné par le raccourcissement du béton, est celui de la flexion (simple ou composée) avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée ; les armatures voisines de la fibre opposée peuvent alors être soit tendues, soit comprimées avec une petite partie de béton tendu.
- Le domaine 3 (pivot C) est celui de la section entièrement comprimée.

Diagramme contrainte-déformation simplifié

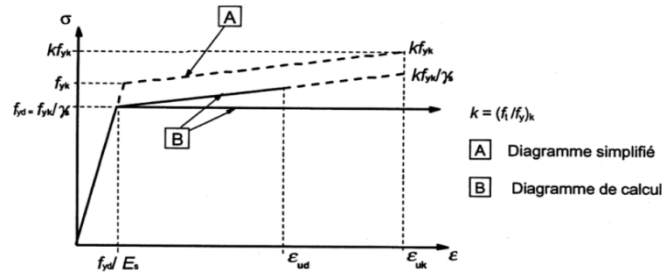
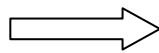


Figure II. 7 : Diagramme contrainte-déformation de béton armé (tendus ou comprimés).

A partir du diagramme contrainte-déformation simplifié la limite d'élasticité $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ Avec :
 f_{yk} : résistance de l'acier prise 400MPa.

γ_s : Partiels relatifs à l'acier. il prend la valeur de : $\begin{cases} 1.15 & \text{situation durable} \\ 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$



$$f_{yd} = 348 \text{ MPa}$$

II.8. Etat limite de service

En E.L.U. il s'agit de vérifier que les déformations limites de rupture des deux matériaux béton (ϵ_c) et acier passif (ϵ_s) ne sont pas dépassées et que la déformation de l'un des deux matériaux est à son point limite de rupture. En E.L.S. les critères concernent la limitation des contraintes de compression du béton, la limitation des ouvertures de fissures et de déformabilité de la structure. Les matériaux sont en phase élastique.

II.8.1. Fissuration

La fissuration est considérée comme normale dans les structures en béton armé soumises à des sollicitations de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant. Cependant, la fissuration doit être limitée de telle sorte qu'elle ne porte pas préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore qu'elle ne rende pas son aspect inacceptable. Les ouvertures de fissures peuvent être calculées conformément à la clause 7.3.4 de l'EC2. Les valeurs recommandées pour les différentes classes d'exposition sont données dans le tableau (7.1 dans l'EC2).

Chapitre II : Hypothèses de calcul

II.8.1.1. Classes d'exposition ou de fissuration des ouvrages

Les classes d'exposition, selon l'eurocode 2, sont définies dans les tableaux II.4 et II.5.

Tableau II. 5 : Classes d'exposition en fonction des conditions d'environnement (EN 206-1)

CLASSE D'EXPOSITION	DESCRIPTION DE L'ENVIRONNEMENT	BETON CONCERNE
X0	Aucun risque de corrosion ou d'attaque	Béton non armé ou béton armé en environnement très sec
XC	Corrosion induite par carbonatation	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées exposé à l'air et à l'humidité
XC1	Sec ou humide en permanence	
XC2	Humide, rarement sec	
XC3	Humidité modérée	
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	
XD	Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées soumis au contact d'une eau ayant une origine autre que marine contenant des chlorures, y compris des sels de déverglaçage
XD1	Humidité modérée	
XD2	Humide, rarement sec	
XD3	Alternance d'humidité et de séchage	
XS	Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées soumis au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	
XS2	Immergé en permanence	
XS3	Zone de marnage, zone soumise à des projections ou des embruns	
XF	Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage	Béton soumis à une attaque significative due à des cycles gel/dégel alors qu'il est mouillé
XF1	Saturation modérée en eau sans agent de déverglaçage	
XF2	Saturation modérée en eau avec agent de déverglaçage	
XF3	Forte saturation en eau sans agent de déverglaçage	
XF4	Forte saturation en eau avec agent de déverglaçage	
XA	Attaques chimiques	Béton exposé aux attaques chimiques se produisant dans les sols naturels, les eaux de surface et / les eaux souterraines
XA1	Environnement à faible agressivité chimique	
XA2	Environnement d'agressivité chimique modérée	
XA3	Environnement à forte agressivité chimique	

Les conditions d'environnement sont classées conformément au Tableau II.5 (4.1 de l'EC2)

Tableau II.5. Valeurs recommandées de w_{max} (mm)

Classe d'exposition	Élément en béton armé et élément en béton précontrainte à armatures non adhérentes	Élément en béton précontrainte à armatures adhérentes
	Combinaison quasi permanente des charges	
X0, XC1	0.41	0.2
XC2, XC3, XC4	0.3	0.21
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Décompression

NOTE 1 pour les classes d'exposition X0 et XC1, l'ouverture des fissures n'as pas d'incidences sur la durabilité et cette limite est fixée pour garantir un aspect acceptable. Cette limite peut être traitée de manière moins stricte.

NOTE 2 pour Ces classes d'exposition, en outre, il convient de vérifier la décompression sous la combinaison quasi-permanente des charges.

II.8.1.2. Limitation des contraintes

Chapitre II : Hypothèses de calcul

l'EC2 limite la contrainte de compression à $k_1 f_{ck}$, valeur $k_1 f_{ck}$ dans les parties exposées à des environnements correspondant aux classes d'exposition XD, XF et XS (voir Tableaux 2.2 et 2.3 de l'EC2). La valeur recommandée est $k_1 = 0,6$.

Si, sous charges quasi-permanentes, la contrainte dans le béton est inférieure à $k_2 f_{ck}$, on peut admettre que le fluage est linéaire. Si la contrainte dans le béton excède $k_2 f_{ck}$, il convient de considérer un fluage non-linéaire. La valeur recommandée est $k_2 = 0,45$.

Pour éviter des allongements inélastiques et avoir des déformations et fissurations acceptables, on limite la contrainte de l'acier en combinaison caractéristique à :

$$\sigma_s \leq k_3 F_{yk} \text{ avec } k_3 = 0,8 \text{ en général}$$

$$\sigma_s \leq k_4 F_{yk} \text{ avec } k_4 = 1 \text{ sous les combinaisons comportant une déformation imposée.}$$

II.7.1.3. Section minimale des armatures tendues

Lorsque la maîtrise de la fissuration est requise, une quantité minimale d'armatures adhérentes est nécessaire pour obtenir cette maîtrise dans les zones susceptibles à se fissurer. Pour les poutres en T et les poutres-caissons, l'armature minimale doit être calculée pour chaque partie constitutive de la section : âmes, membrures. La section minimale $A_{s, \min}$ des armatures est donnée par :

$$A_{s, \min} \sigma_c = K_c K_{f_{ct, eff}} A_{ct} ; \text{CNF}$$

Avec :

A_{ct} : Aire du béton tendu juste avant formation de la première fissure ;

σ_s : Contrainte de l'acier pour laquelle l'Annexe Nationale prend ;

$f_{ct, eff}$: Valeur moyenne de la résistance à la traction du béton effective au moment où les fissures sont censées se produire : $f_{ct, eff} = f_{ctm}$ ou moins, s'il est prévisible que la fissuration se produira avant 28 jours ;

K_c : Coefficient tenant compte de la distribution des contraintes dans la section juste avant fissuration et résultant de la combinaison des effets directs et indirects :

- Pour la traction simple : $K_c = 1$;

- Pour la flexion simple ou composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} K_c = 0,4 - \left[1 - \frac{6c}{K_1 \left(\frac{h}{h^*} \right) f_{rc, eff}} \right] \leq \frac{f_{rc}}{A_{ct} f_{rc, eff}} \quad \text{Pour les sections rectangulaires et les âmes des poutres en T ou en caisson} \\ K_c = 0,9 \frac{f_{rc}}{A_{ct} f_{rc, eff}} \geq 0,5 \quad \text{Pour les membrures des poutres en T ou en caisson} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bd} \text{ Contrainte moyenne de compression du béton } \sigma_c \geq 0$$

Chapitre II : Hypothèses de calcul

N_{Ed} : Effort normal de service s'exerçant sur la partie considérée de la section droite (positif s'il s'agit d'une compression). N_{Ed} doit être calculé sous la combinaison de charges.

$$h^* = \min[h, 1\text{ m}]$$

k_1 : Coefficient tenant compte des effets de l'effort normal sur la distribution des contraintes :

$$k_1 = 1 \quad \text{si } N_{Ed} = 1 \text{ (flexion simple)}$$

$$k_1 = 1,5 \quad \text{si } N_{Ed} \text{ est en compression}$$

$$k_1 = 2h^*/3h \quad \text{si } N_{Ed} \text{ est une traction}$$

f_{rc} : Valeur absolue de la force de traction dans la membrure immédiatement avant la fissuration due au moment de fissuration calculé avec $f_{rc,eff}$

$k_1 = 1$ pour les âmes de hauteur $h \geq 300$ mm ou les membrures de largeur au plus égale à 300 mm

$k_1 = 0,65$ pour les âmes de hauteur $h < 300$ mm ou les membrures de largeur au moins égale à 300 mm.

II.8.1.2. Maîtrise de la fissuration sans calcul direct

On peut s'affranchir du calcul des ouvertures des fissures par le respect de dispositions constructives appropriées. Voir l'Annexe Nationale de l'EC2, notes du tableau 7.1 de la norme NF.

$e_{dalle} \leq 200$ mm \Leftrightarrow aucune mesure spéciale n'est à prendre pour la maîtrise de la fissuration.

une valeur acceptable est réputée obtenue si l'armature minimale étant respectée :

— Pour une fissuration due principalement aux déformations gênées, les diamètres adoptés pour les barres longitudinales ne dépassent pas les diamètres limites du tableau II.6, en prenant pour σ_s la contrainte de l'acier immédiatement après fissuration

— Pour une fissuration principalement due aux charges, σ_s étant alors la contrainte de l'acier évalué sur la base d'une section fissurée sous l'effet de la combinaison d'actions considérée, soit les diamètres maximaux, soit les espacements s_{max} des barres longitudinales, donnés aux tableaux II.6 et II.7, sont respectés. L'Annexe Nationale subordonne l'emploi de ces tableaux à la présence d'un ferrailage minimal $A_{s \text{ min}}$, σ_s étant choisi parmi les valeurs données soit par le tableau II.6 en fonction de ϕ , soit par le tableau II.7. En fonction de l'espacement (interpolations linéaires permises).

Le diamètre maximal ϕ_s à adopter se déduit comme suit des diamètres ϕ_s^* du tableau II.6:

Dans le cas d'une section partiellement comprimée en flexion :

$$\phi_s = \phi_s^* h_{cr} [(f_{ct,eff}/2.9)]/8(h-d)$$

h: Hauteur totale de la section;

Chapitre II : Hypothèses de calcul

h_{cr} : Hauteur de la zone tendue immédiatement avant la fissuration, calculée sous la combinaison d'actions quasi permanente; d : hauteur utile du lit le plus bas.

Lorsque la section est entièrement tendue, $(h - d)$ est la distance minimale entre le centre de gravité des armatures et le parement de béton. Pour les poutres de hauteur au moins égale à 1 mètre, une armature de peau, distribuée entre les armatures tendues et l'axe neutre, et placée à l'intérieur des cadres transversaux, doit être prévue. L'aire de cette armature doit être au moins égale à celle donnée par la formule définie dans § II.4.3.2, dans laquelle on prend $k = 0,5$ et $\sigma_s = f_{yk}$. Le diamètre et les espacements des barres de l'armature de peau peuvent être tirés des tableaux II.6 et II.7 en se plaçant dans le cas de la traction pure, et en admettant une contrainte égale à la moitié de celle des armatures longitudinales principales.

Tableau II. 6 : Diamètre maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration.

Contrainte de l'acier (1) (MPa)	Diamètre maximale des barres (mm)		
	$w_k=0,4\text{mm}$	$w_k=0,3\text{mm}$	$w_k=0,2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

NOTE : les valeurs du tableau sont basées sur les hypothèses suivantes :
 $C=25\text{mm}$; $f_{rc,eff}=2,9\text{MPa}$; $h_{cr}=0,5$; $(h-d)=0,1h$; $k_1=0,8$; $k_2=0,5$; $k_c=0,4$;
 $k=1,0$; $k_t=0,4$; $k'=1,0$,
 (1) Sous les combinaisons d'actions appropriées,

Tableau II. 7 : Espacement maximal des barres pour la maîtrise de la fissuration.

Contrainte de l'acier (MPa)	Diamètre maximale des barres (mm)		
	$w_k=0,4\text{mm}$	$w_k=0,3\text{mm}$	$w_k=0,2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

NOTE : Pour les notes voir tableau 1 de l'EC2. L'annexe nationale ajoute les hypothèses complémentaires $h=400\text{mm}$ et un seul lit d'armatures.

II.8.2. Sollicitations d'effort tranchant des éléments en béton léger

1) Éléments ne nécessitant pas d'armatures d'effort tranchant ($V_{sd} \leq V_{Rd1}$)

Chapitre II : Hypothèses de calcul

-La valeur de calcul de l'effort tranchant résistant d'un élément en béton de granulats légers ne comportant pas d'armatures d'effort tranchant est donnée par :

$$V_{ird,c} = [C_{ird,c} \eta_1 K_1 (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3} + K_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (V_{l,min} + K_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

σ_{cp} est la contrainte de compression moyenne dans la section sous l'effet des forces axiales extérieures et de la précontrainte.

Les valeurs recommandées sont : $K_1 = 0.15$; $C_{ird,c} = 0.15 / \gamma_c$; $V_{l,min} = 0.30 K^{2/3} K_{lck}^{1/2}$

Tableau II. 8 : Valeurs de $V_{l,min}$ pour des valeurs données de d et f_{ck} .

d (mm)	$v_{l,min}$ (MPa)						
	f_{ck} (MPa)						
	20	30	40	50	60	70	80
200	0,36	0,44	0,50	0,56	0,61	0,65	0,70
400	0,29	0,35	0,39	0,44	0,48	0,52	0,55
600	0,25	0,31	0,35	0,39	0,42	0,46	0,49
800	0,40	0,28	0,32	0,36	0,39	0,42	0,45
≥ 1000	0,22	0,27	0,31	0,34	0,37	0,40	0,43

Pour l'effort tranchant, calculé sans le coefficient de réduction U_1 , il convient de toujours

satisfaire : $V_{Ed} \leq 0.5 \eta_1 f_{lck} b_w d U_1$

2) Les éléments nécessitant des armatures transversales

Il convient de vérifier : $V_{Ed} \leq 0.5 \eta_1 f_{lck} b_w d U_1$

U_1 : Le coefficient de réduction pour la résistance à l'écrasement des bielles en béton.

$$U_1 = 0.5 \eta_1 (1 - f_{lck}/250)$$

II.9. Dispositions constructives et règles particulières

1) Le diamètre des barres

Il convient normalement de limiter à 32 mm le diamètre des barres noyées dans les bétons de granulats légers. Il convient par ailleurs de ne pas utiliser de paquets constitués de plus de deux barres et de limiter le diamètre équivalent à 45 mm.

2) Enrobage et propriétés du béton

Chapitre II : Hypothèses de calcul

Dans le cas des bétons de granulats légers, les valeurs de l'enrobage minimal données dans le Tableau II.5, doivent être majorées de 5 mm.

Tableau II. 9 : Enrobage en fonction du type d'élément et la classe de résistance.

Classe de résistance	C < 40/50		C ≥ 40/50	
	Dalles	Autres	Dalles	Autres
Classes d'exposition considérées				
2b	30	30	30	30
3	35	40	30	35
4	35	40	30	35
5	Selon spécifications du projet			

Tableau II. 10 : Récapitulatif des résultats de résistance mécanique.

	F_{ck}, F_{lck} (MPa)	ρ (kg/m ³) non armé	ρ (kg/m ³) armé	f_{cd} et f_{cd} (MPa)	f_{ctm} et f_{lctm} (MPa)	E_{cm}, E_{lcm} (MPa)	f_{yd} (MPa)
Béton ordinaire	25	1992	2150	16.67	2.56	28960.4	348
Béton léger	20	2300	2500	13.33	2.21	26868.9	

Chapitre III : Présentation du projet

Chapitre III : Présentation du projet

III. Caractéristiques de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment (R+10) à usage d'habitation (figure III.1). Implanté à la commune de BOUIRA wilaya de BOUIRA sur un sol dont sa capacité portante est de 2 bars (sol meuble).

Il est composé d'un rez-de-chaussée à usage commercial et de dix étages courants à usage d'habitation, chaque étage comporte deux logements de type F5 de forme irrégulière.

Selon l'eurocode8 (EC8), cette Wilaya est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (La hauteur ne dépasse pas 48m).

Le site est considéré comme meuble (S3) selon RPA99/version 2003,équivalent à un site de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (catégorie D) selon l'EC8 d'une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ Bars.

III.1. Caractéristique géométrique de l'ouvrage

III.1.1. Dimensions en élévation

- Hauteur totale de bâtiment $H = 34.68$ m.
- Hauteur de RDC $h = 4.08$ m.
- Hauteur d'étage courant $h = 3.06$ m.

III.1.2. Dimensions en plans

- Longueur longitudinal $L_{long} = 15.70$ m.
- Longueur transversal $L_{trans} = 19.00$ m.

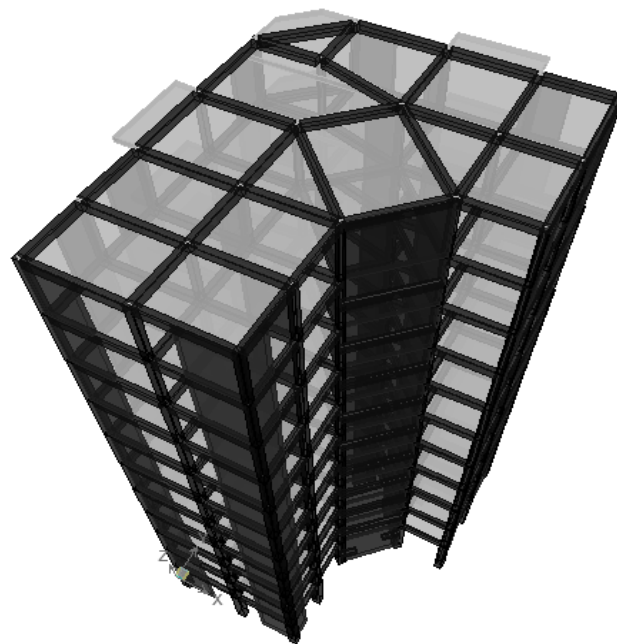


Figure III. 1 : Vue en 3D de l'ouvrage.

III.2. Conception de la structure

a) Planchers

On a opté pour un plancher semi préfabriqué composé de (corps creux, poutrelles et dalle de compression) qui présente les avantages suivants :

- Facilité de réalisation ;
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique ;
- Il assure l'isolation acoustique et thermique ;
- Economie dans le coût de coffrage (les poutrelles et le corps creux forment un coffrage perdu).

b) Maçonnerie

Chapitre III : Présentation du projet

Il est prévu à l'intérieur du bâtiment des cloisons en brique creuse de 10 cm d'épaisseur et à l'extérieur des murs en double cloisons et une lame d'air de 5 cm.

c) La Terrasse

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

d) Les escaliers

Les escaliers permettent la circulation verticale des personnes, notre structure comporte des escaliers droits à deux volées parallèles avec un palier de repos intermédiaire.

e) L'acrotère

Au niveau de la terrasse le bâtiment est entouré d'acrotère en BA de 60 cm et 100 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

f) Balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalles pleines.

g) Le revêtement

Il contribue à l'isolation thermique et acoustique, on distingue : Plâtre pour les cloisons intérieurs et plafonds, Mortier de ciment pour les façades extérieures et intérieures, carrelage pour les planchers et les escaliers et revêtement en céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

III.3. Système de fondation

La fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, le calcul des fondations dépend de deux paramètres : type de superstructure et type de sol.

Chapitre IV :

Prédimensionnement

des éléments

IV. Introduction

Le prédimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants. De la structure Il sera fait selon les règles techniques européens EC2 et le EC8 et dont le but et d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton. Dans ce présent travail. Les planchers, balcons et escalier sont pris une fois en béton ordinaire, une autre en béton léger.

IV.1. Pré dimensionnement des planchers

IV.1.1. Planchers en corps creux (dimensionnement des poutrelles)

Les planchers à corps creux sont composés des 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Recommandations de l'EC2

$$h \min = \frac{L_{n,\max}}{30} = \frac{460}{30} = 15,33 \text{ cm ; max (Lx max ; Ly max)}$$

Avec **Lx max** : travée max en sens xx ; **Ly max** : travée max en sens yy

• Critère de résistance au feu :

Pour une 1 heure de coupe de feu $e=7\text{cm}$

Pour une 2 heures de coupe de feu $e=11\text{cm}$

Pour 4 heures de coup de feu $e=17,5 \text{ cm}$

• Critère d'isolation acoustique :

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm. Donc on adopte un plancher à corps creux d'une épaisseur de :20cm (16 + 4) Avec :16 cm (corps creux) et4 cm (la dalle de compression).

IV.1.2. Dalles pleines

Dans notre projet se sont les balcons (en console) qui sont réalisés en dalle pleine Pratiquement l'EC2 dispense du calcul des flèches pour le cas d'une console lorsque : $L/d = 18,5 \times k$; L: longueur de la console

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments structuraux

Avec :

$$k = 0,4$$

$$d. L/7,5 = 150 / 7,5 = 20 \text{ cm}$$

IV.1.3. Pré dimensionnement des poutres

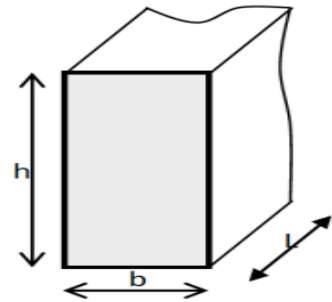
Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé servant de base à transmettre les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Avec :

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : longueur de la poutre



IV.1.3.1. Poutres principales

Figure IV. 1 : Coupe transversale d'une poutre

Pour une poutre continue à n travées

$$L=L_{\text{fictitif}}= \sqrt[n]{L1 * L2 * L3 \dots * Ln} = \sqrt[3]{4.45 * 4.15 * 3.4} = 4.00 \text{ m}$$

Pour une poutre continue (travées intérieurs)

$$L / 18 \leq h \leq L / 12 \quad 400 / 18 \leq h \leq 400 / 12$$

$$22.22 \leq h \leq 33.33$$

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

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \quad 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.6 \times 40$$

$$12 \leq b \leq 24$$

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

Donc la section adoptée pour les poutres principales est **(30x40) cm²**

- Largeur max d'une poutre :

$$bw \leq \min \{bc + hw; 2xbc\} \text{ en ductilité moyenne (DCM) et en haute ductilité (HDC)}$$

Avec :

bc: plus grande dimensions de la section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinale de la poutre

hw: hauteur de la poutre

Pour la haute ductilité (DCH) : $bw \geq 20 \text{ cm}$

- Rapport largeur / hauteur :

Pas de spécification en DCM

$$\frac{I_{ot}}{b} \leq \frac{70}{\left(\frac{h}{b}\right)^{1/3}}$$

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments structuraux

IV.1.3.2. Poutres secondaires

Pour une poutre continue à n travées

$$L=L_{\text{fictitif}}= \sqrt[n]{L_1 \times L_2 \times L_3 \dots \times L_n} = \sqrt[3]{4.45 \times 4.15 \times 3.4 \times 3.3} = 3.80 \text{ m}$$

Pour une poutre continue (travées intérieurs)

$$(L/18) \leq h \leq (L/12) \quad (380/18) \leq h \leq (380/12)$$

$$21.11 \leq h \leq 31.66$$

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

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \quad (0.3 \times 40) \leq b \leq (0.6 \times 40)$$

$$12 \leq b \leq 24$$

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

Donc la section adoptée pour les poutres principales est **(30x40) cm²**

- Largeur maximale d'une poutre :

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w ; 2 \times b_c \} \text{ en ductilité moyenne (DCM) et en haute ductilité (DCH)}$$

Avec :

b_c: plus grande dimensions de la section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe longitudinale de la poutre

h_w: hauteur de la poutre

Pour la haute ductilité (DCH) : $b_w \geq 20 \text{ cm}$

- Rapport Largeur / hauteur :

Pas de spécification en DCM

$$\frac{I_{ot}}{b} \leq \frac{70}{\left(\frac{h}{b}\right)^{1/3}}$$

IV.2. Charges permanentes et charges d'exploitation appliquées

IV.2.1. Charges permanentes

Charges sur planchers

- Plancher étage courant

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau IV. 1 : Charge permanent et d'exploitation du plancher courant.

Couches de matériaux constituants	Béton ordinaire	Béton léger
Carrelage (2cm)	0.44KN/m ²	
Mortier de posse (3cm)	0.60 KN/m ²	
Lit de sable (2cm)	0.36 KN/m ²	
Enduit en plâtre sous plafond (2cm)	0.30 KN/m ²	
Cloison de séparation	1.00 KN/m ²	
Plancher cops creux en béton (16+4)	2.85 KN/m²	2.41 KN/m²
Charge permanente G	5.55KN/m²	5.11 KN/ m²
Charge d'exploitation Q	1.50KN/m²	

Exemple de calcul du poids volumique d'un plancher corps creux en bétonléger :

La nervure (section en T) de diminution : b=65cm ;b₀=12cm ;l=4cm

$$A_{\text{nervure,1m}} = 1.54 \times (0.65 \times 0.04 + 0.12 \times 0.16) = 0.0698 \text{ m}$$

$$P_{\text{volumique,21}} = 21 \times 0.0698 = 1.46 \text{ KN/m}^2 \text{ (béton léger)}$$

Poids volumique du cops creux est de 0.95 KN/m²

$$P_{\text{total}} = 0.95 + 1.46 = 2.41 \text{ KN/m}^2$$

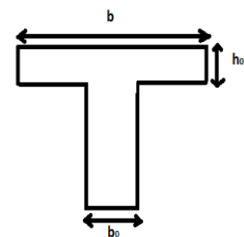


Figure IV. 2 : Section en T

-Plancher terrasse (non accessible)

Tableau IV. 2: Charge permanent et d'exploitation du plancher terrasse.

Couches de matériaux constituants	Béton ordinaire	Béton léger
Protection gravillon (4cm)	0.80KN/m ²	
Etanchéité multicouche (2cm)	0.12 KN/m ²	
Enduit en plâtre sous plafond (2cm)	0.30 KN/m ²	
Isolation thermique (4cm)	0.60KN/m ²	
Plancher cops creux en béton (16+4)	2.85 KN/m ²	2.41 KN/m ²
Forme de pente (10cm)	2.20KN/m ²	1.9KN/m ²
Charge permanente G	6.87KN/ m²	6.13KN/ m²
Charge d'exploitation Q	1.00 KN/m²	

Mur extérieur en double paroi (e = 30cm)

Tableau IV. 3 : Charge permanent et d'exploitation mur en maçonnerie.

Couches de matériaux constituants	Béton ordinaire	Béton léger
Brique creuse (10cm)	0.90KN/m ²	
Brique creuse (15cm)	1.30KN/m ²	
Enduit extérieur en ciment (2cm)	0.36KN/m ²	
Enduit en plâtre (2cm)	0.20KN/m ²	
Lame d'air (e = 5cm)	0.00KN/m ²	
Charge permanente G	2.36 KN/m²	
Charge d'exploitation Q	0.00 KN/m²	

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments structuraux

Escalier

a. Volée

Tableau IV. 4:Charge permanent et d'exploitation de la volée.

Couches de matériaux constituant	Béton ordinaire	Béton léger
Carrelage (2cm)	$22 \times 0,02 = 0.44 \text{KN/m}^2$	
Mortier de pose (2cm)	$20 \times 0,02 = 0.40 \text{KN/m}^2$	
Lit de sable (2cm)	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{KN/m}^2$	
L'enduit sous volée (2cm)	0.20KN/m^2	
Garde corps	1.00KN/m^2	
Paillasse	4.7 KN/m^2	3.94 KN/m^2
Marches	2.12KN/m^2	1.78KN/m^2
Charge permanente G	8.22 KN/m^2	7.12 KN/m^2
Charge d'exploitation Q	2.50 KN/m^2	

a. Palier

Tableau IV. 5:Charge permanent et d'exploitation du palier.

Couches de matériaux constituant	Béton ordinaire	Béton léger
Carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{KN/m}^2$	
Mortier de pose (2cm)	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{KN/m}^2$	
Enduit en ciment (2cm).	0.36KN/ m^2	
Enduit de plâtre	0.2 KN/ m^2	
Dalle du palier en BA (e=15cm)	$25 \times 0.16 = 4 \text{KN/m}^2$	$21 \times 0.16 = 3.36 \text{KN/m}^2$
Charge permanente G	5.4 KN/m^2	4.76 KN/m^2
Charge d'exploitation Q	2.5 KN/m^2	

Balcon

Tableau IV. 6:Charge permanent et d'exploitation du balcon.

Couches de matériaux constituant	Béton ordinaire	Béton léger
Carrelage (2 cm)	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{KN/m}^2$	
Mortier de pose (2cm)	$20 \times 0.02 = 0.40 \text{KN/m}^2$	
Couche de sable(e : 2cm)	$22 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$	
Enduit (e : 15cm)	$22 \times 0,05 = 0,33 \text{ KN/m}^2$	
Cloison	$1 \times 1 \text{m} = 1 \text{KN/m}^2$	
Dalle du palier en BA (e=15cm)	$25 \times 0.15 = 3.75 \text{KN/m}^2$	$21 \times 0.15 = 3.15 \text{KN/m}^2$
Charge permanente G	6.32KN/m^2	5.72KN/m^2
Charge d'exploitation Q	3.5 KN/m^2	

IV.3. Pré dimensionnement des poteaux

IV.3.1. Charge permanente

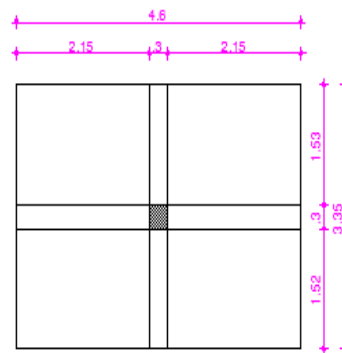


Figure IV. 3 :la surface chargement du poteau le plus sollicité

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments structuraux

➤ Au niveau étage courant

- Le poids propre de la poutre principale: $b \times h \times \gamma \times L = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.6 = 13.8 \text{KN}$
- Le poids propres de la poutre secondaire : $b \times h \times \gamma \times L = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times (3.35 - 0.3) = 9.15 \text{KN}$
- Le poids propres du planché $G \times S = 5.55 \times 15.41 = 85.53 \text{KN}$

$$G_{EC} = 108.48 \text{KN}$$

➤ Au niveau terrasse inaccessible

- Le poids propre de la poutre principale : $b \times h \times \gamma \times L = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.60 = 13.8 \text{KN}$
- Le poids propre de la poutre secondaire : $b \times h \times \gamma \times L = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.30 = 12.9 \text{KN}$
- Le poids propres du planché $G \times S = 6.87 \times 15.41 = 105.87 \text{KN}$

$$G_{TI} = 132.57 \text{KN}$$

$$G_{\text{total}} = 108.48 \times 10 + 132.57 = 1217.37 \text{KN}$$

IV.3.2. Charges d'exploitations

- $Q_0 = Q_t \times S = 1 \times 15.41 = 15.41 \text{KN/m}^2$ —————> Terrasse
- $Q_1 = Q_{ex} \times S = 1,5 \times 15.41 = 23.12 \text{KN/m}^2$ Etage courant

On appliquant la loi, le dégression avec :

Q_0 : la charge d'exploitation de la terrasse.

Q_1, Q_2 la charge d'exploitation du plancher des étages numéroté à partir du

Sommet du bâtiment :

$$Q_h = Q_0 + \frac{(3+n)}{(2*n)} * \sum Q \quad \text{si } n \geq 5$$

Les applications :

$$Q_0 = 15.41 \text{KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 15.41 + 23.12 = 38.53 \text{KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 15.41 + 0,95 \times (23.12 + 23.12) = 59.34 \text{KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.41 + 0,9 \times (23.12 + 23.12 + 23.12) = 84.77 \text{KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.41 + 0,85 \times (23.12 \times 4) = 94.02 \text{KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + \frac{(3+n)}{(2*n)} \times \sum Q = 15.41 + \frac{(3+5)}{(2*5)} \times 5 \times 23.12 = 107.89 \text{KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + \frac{(3+n)}{(2*n)} \times \sum Q = 15.41 + \frac{(3+6)}{(2*6)} \times 6 \times 23.12 = 119.45 \text{KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + \frac{(3+n)}{(2*n)} \times \sum Q = 15.41 + \frac{(3+7)}{(2*7)} \times 7 \times 23.12 = 131.01 \text{KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + \frac{(3+n)}{(2*n)} \times \sum Q = 15.41 + \frac{(3+8)}{(2*8)} \times 8 \times 23.12 = 141.57 \text{KN}$$

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments structuraux

$$Q_9 = Q_0 + \frac{(3+n)}{(2*n)} \times \sum Q = 15.41 + \frac{(3+9)}{(2*9)} \times 9 \times 23.12 = 154.13 \text{ KN}$$

$$Q_{10} = Q_0 + \frac{(3+n)}{(2*n)} \times \sum Q = 15.41 + \frac{(3+10)}{(2*10)} \times 10 \times 23.12 = 165.69 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{total}} = 165.69 \text{ KN}$$

IV.3.3. Prédimensionnement (exemple de calcul)

Pour pré dimensionner les poteaux on a une méthode de vérification (formulation Eurocode 2 [17]):

$$Br = \frac{1,2N_{ed}}{\frac{0,85}{0,9}f_{cd} + \frac{0,85}{100}f_{yc}}$$

Avec :

N_{ed} : effort de compression a ELU ; $N_{ed} = G + Q$

$f_{cd} = f_{ck} / 1,5$

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

$f_{cd} = 25 / 1,5 = 16,6 \text{ MPa}$

$f_{yc} = f_{yk} / 1,15$

Fe 400

$f_{yc} = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

Tableau IV. 7 : Prédimensionnement (section des poteaux) selon l'EC2.

Niveaux	Ned	Br(cm ²)	a=b	S
	G total + Q total	$Br = \frac{1,2N_{ed}}{\frac{0,85}{0,9}f_{cd} + \frac{0,85}{100}f_{yc}}$	$2 + \sqrt{Br}$	axb
P10	147.98	95.28	9.66	30x30
P9	279.58	180.03	13.34	30x30
P8	409.06	263.40	16.16	35x35
P7	542.78	349.50	18.64	35x35
P6	660.51	425.31	20.57	40x40
P5	782.86	504.10	22.40	40x40
P4	902.9	581.20	24.07	45x45
P3	1023.02	658.74	25.63	45x45
P2	1141.98	735.34	27.08	50x50
P1	1263.02	813.29	28.48	50x50
RDC	1383.06	890.58	29.81	55x55

Pour dimensionner de poteaux sollicités en compression simple, on se fixe à priori la valeur de l'élanement λ et on calcul ses dimensions. Pour des poteaux rectangulaires on a :

$$A_c = \frac{N_{ed}}{\alpha K_h K_a f_{cd}}$$

Avec :

A_c : Section du béton

f_{cd} : La résistance du béton

f_{yd} : La résistance de l'acier

On a :

Chapitre IV : Prédimensionnement des éléments structuraux

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} ; f_{yk} = 400 \text{ MPa} ; \gamma_c = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,5} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_h = (0,75 - 0,5h)(1 - 6\rho\delta) \quad \text{pour } h < 0,5\text{m} \\ \text{Sinon} \quad \quad \quad K_h = 1 \\ \text{On a : } \delta = \frac{d'}{h} \\ \text{Avec :} \end{array} \right.$$

d' : ancrage des aciers

Si ρ est inconnu, on peut prendre la valeur de $\rho = 0,93$

$$K_s = 1,6 - \frac{0,6f_{ck}}{500} \text{ pour } f_{ck} \geq 500 \text{ MPa et } \lambda = 1$$

$$\text{Sinon} \quad \quad \quad K_s = 1$$

$$K_s = K_h = 1$$

Pour une section rectangulaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,86}{1 + (\lambda - 62)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 60 \\ \left(\frac{32}{\lambda}\right)^2 \text{ Si } 60 < \lambda < 120 \end{array} \right.$$

On fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$, pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée. L'EC8 [18] recommande que les dimensions transversales des sections des poteaux doivent être supérieures à la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm} \\ \frac{1}{10} \text{ de la plus grande distance entre le point d'inflexion et les extrémités du poteau} \end{array} \right.$$

IV.4. Prédimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

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

$$b \geq 4e$$

$$bw > \left(0,15 ; \frac{h_s}{20}\right)$$

Avec :

bw: l'épaisseur du voile

hs: hauteur d'étage courant

$$bw > \left(0,15\text{m} ; \frac{3,06}{20}\right) = (15 \text{ cm} ; 15,3 \text{ cm})$$

On adopte $bw = 20 \text{ cm}$

Chapitre V :

Ferraillage des

éléments

Chapitre V : Eléments secondaires

V.1. Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont : les escaliers, l'acrotère, le balcon...etc.

Dans ce présent chapitre le ferrailage est calculé au BAEL [20] et vérifié aux eurocodes

V.2. Planchers à corps creux-calcul des poutrelles

Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont constituées d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 60) \text{ cm}^3$ avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

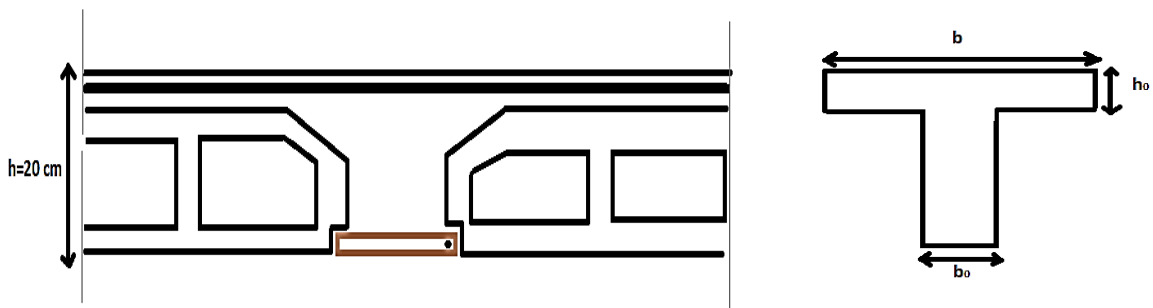


Figure V. 1: Dalle de compression.

Poutrelle travaille comme une poutre en T

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_0 = 12 \text{ cm}$

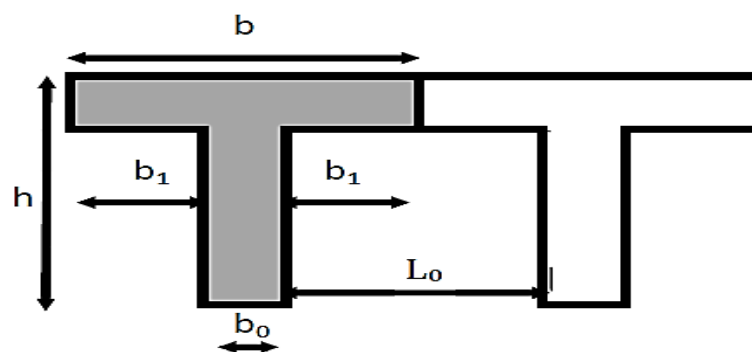


Figure V. 2: Dimensions adoptées.

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$$

Avec :

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

$$L = 445 \text{ cm}$$

Chapitre V : Eléments secondaires

L_n : La distance entre axes des nervures.

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

La distance est prise généralement égale à $50 \text{ cm} \geq L_n \geq 80 \text{ cm}$

Donc pour $L_n = 60 \text{ cm}$

$$b_1 \leq 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{445}{10} = 44.5 \text{ cm}$$

$$30 \leq b_1 \leq 40$$

$$b_1 = \min(24 ; 44,5 ; 35)$$

On prend $b_1 = 24 \text{ cm}$

$$B = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm}$$

Le calcul de poutrelles se fera en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression
- Après coulage de la dalle de compression.

a) Charges/Combinaisons de charges

Les calculs sont faits pour les poutrelles de plancher la plus grande sollicitation, et on les généralise pour les autres planchers.

Tableau V. 1 : Charges appliquées sur la poutrelle.

Type de béton	Plancher	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m) $1.35G + 1.5Q$	P_s (KN/m) G + Q
Béton ordinaire	Terrasse	$6,87 * 0,6 = 4,12$	$1 * 0,6 = 0,6$	6.46	4.72
	Étage courant	$5,55 * 0,60 = 3,33$	$1,5 * 0,6 = 0,9$	5.85	4.23
Béton léger	Terrasse	$6,13 * 0,6 = 3,68$	$1 * 0,6 = 0,6$	5.87	4.28
	Étage courant	$5,11 * 0,60 = 3,07$	$1,5 * 0,6 = 0,9$	5.49	3.97

Calcul des sollicitations

Il existe deux méthodes de calcul en béton armé pour calculer les moments :

- La méthode forfaitaire
- La méthode de Caquot

Dans ce présent travail les diagrammes sont donnés par l'application RDM6

Diagrammes des moments et l'effort tranchant

➤ Béton ordinaire

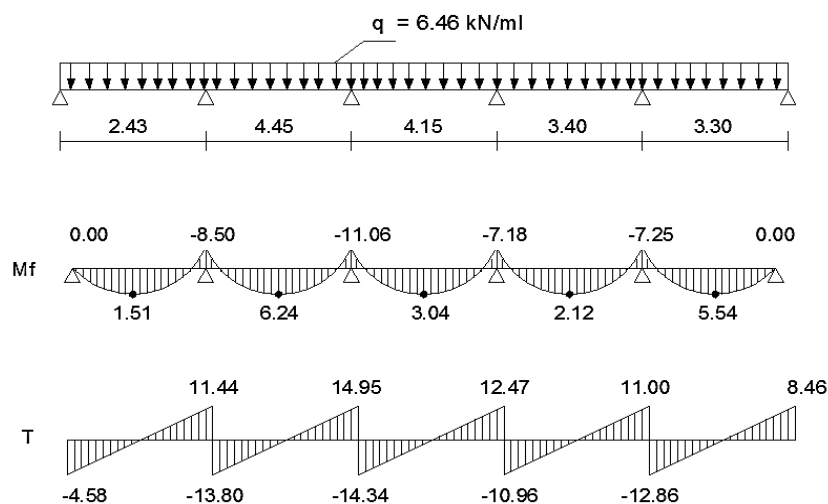


Figure V. 3: Diagrammes des moments et l'effort tranchant à l'ELU.

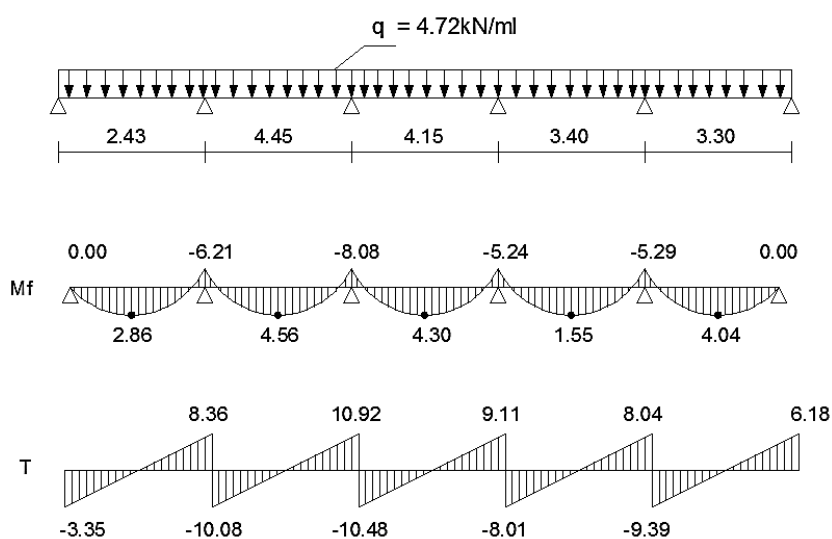


Figure V. 4: Diagrammes des moments et l'effort tranchant à l'ELS.

➤ Béton léger

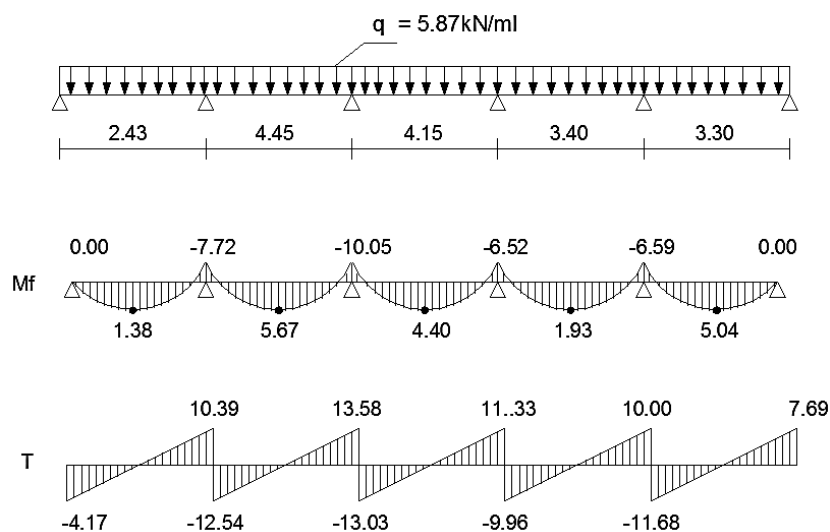


Figure V. 5: Diagrammes des moments et l'effort tranchant à l'ELU.

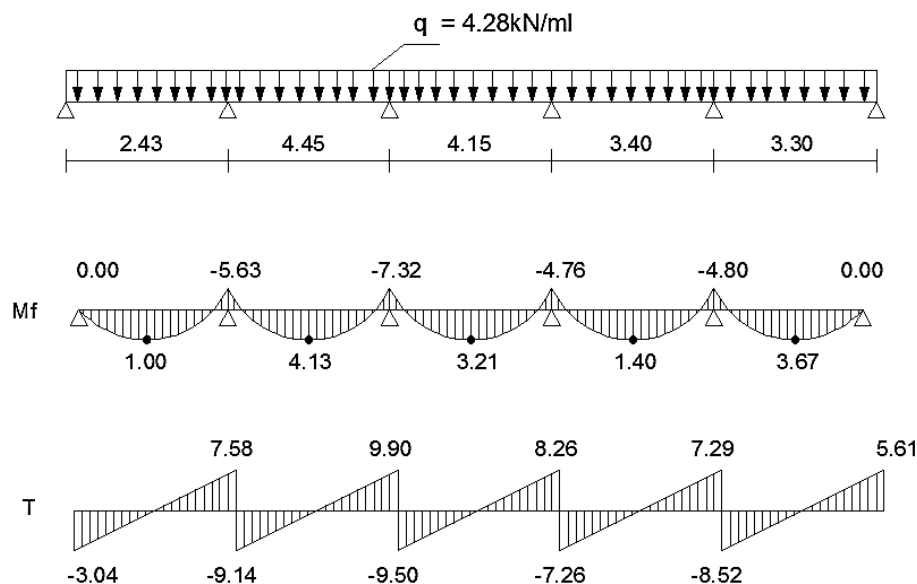


Figure V. 6: Diagrammes des moments et l'effort tranchant à l'ELS.

- sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en considérant les sollicitations les plus défavorables et le ferrailage sera généralisé.

Tableau V. 2 : Tableau récapitulatif des efforts maximaux.

		M_{max}^a (KN.m)	$M'_{t,max}$ (KN.m)	V_{max} (KN)
ELU	Béton ordinaire	11.06	6.24	14.95
	Béton léger	10.05	5.67	13.58
ELS	Béton ordinaire	8.08	4.56	10.92
	Béton léger	7.32	4.13	9.90

b) Ferrailage (armatures longitudinales-ELU, ELS-armatures transversales)

- **Calcul des armatures longitudinales**

Le moment est donné par l'expression suivante (dimensionnement à l'ELU d'une section en Té en flexion simple) :

$$M_{umax} = 6.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \mu_0 b \cdot d^2 \cdot f_{bu} = 0.60 \times 0.086 \times 14.20 \times 10^3 \times 0.18^2 = 23.74 \text{ KN.m} > 6.24 \text{ KN.m}$$

Seule une partie ou la totalité de la table est comprimée et la section en Té est à calculer comme une section rectangulaire de largeur b (0.12 m) et de hauteur h (0.20 m) à la flexion simple. Le ferrailage longitudinal est présenté dans le tableau suivant /

Tableau V. 3 : Ferrailage des poutrelles.

	M_u	μ_U	$\mu_1=0.391$	α	Z(cm)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s,min}(\text{cm}^2)/\text{ml}$	Choix	$A_s(\text{cm}^2)$
Béton ordinaire									
Travée	6.24	0.113	$\mu_U < \mu_1$	0.15	16.91	1.06	0.36	3HA10	2.36
Appui	11.06	0.20	$\mu_U < \mu_1$	0.28	15.96	1.99	0.36	3HA10	2.36
Béton léger									
Travée	5.67	0.102	$\mu_U < \mu_1$	0.136	17.02	0.957	0.31	3HA10	2.36
Appui	10.05	0.182	$\mu_U < \mu_1$	0.090	16.78	1.73	0.31	3HA10	2.36

Chapitre V : Eléments secondaires

Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Tableau V. 4 : Vérification des poutrelles a l'ELS

	M _{ser} (K N.m)	A _s (cm)	Y(cm ²)	I (cm ⁴)	σ _{st}	σ̄ _{st} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{st} > σ _{st}	σ̄ _{bc} > σ _{bc}
BO*	8.08	2.36	3.23	8845.88	202.36	320	15	2.95	Vérifié	Vérifié
BL*	7.32	2.36	3.23	8845.88	183.3	320	12	2.67	Vérifié	Vérifié

***BO** : Béton ordinaire **BL** : Béton léger.

• Calcul des armatures transversales

Le Diamètre Φ des armatures transversales d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivante : $\Phi_t \leq \min(35h; \Phi_1; 10b)$

Φ₁: Diamètre minimum des armatures longitudinales

Φ_t: min (0.571; 1; 1.2) cm

On adopte Φ_t = 0.6 cm = 6 mm

On choisit : A_t = 2Φ₆ = 0.57cm² (A_t : section d'un seul cours transversal).

• L'espace des armatures :

L'espace des armatures est limité à 40 cm pour les armatures principales et 45 cm pour les armatures secondaires

-Espace transversal maximal des armatures d'effort tranchant

$$S_{max} \leq 1,5 d = 1,5 * 0,18 = 0,27 \text{ m} = 27 \text{ cm} \quad \text{condition vérifier}$$

-Espace longitudinal maximal des barres relevées

$$S_{max} = d = 0,18 \text{ m} = 18 \text{ cm}$$

• Vérification de l'effort Tranchant :

Les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si :

$$V_{lrd,c} = [C_{lrd,c} K_1 (100 \rho_1 f_{tck})^{1/3} + K_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (V_{1,min} + K_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (\text{béton ordinaire})$$

$$V_{lrd,c} = [C_{lrd,c} \eta_1 K_1 (100 \rho_1 f_{tck})^{1/3} + K_1 \sigma_{cp}] b_w d \geq (V_{1,min} + K_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (\text{béton léger})$$

Tableau V. 5 : Vérification de l'effort Tranchant.

	C _{lrd,c}	η ₁	K ₁	ρ ₁	f _{tck} , f _{ck} (MPa)	σ _{cp} (N _e /d/A _c)	b _w x d(c m ²)	V _{lrd,c} (MPa)	V _{1,min} (MPa)	V _{lrd,c} ≥ V _{1,min}
BO*	0.12	-	2	0.01	25	0	216	0.70	0.40	Vérifié
BL*	0.1	0.99	2	0.01	20	0	216	0.54	0.36	Vérifié

***BO** : Béton ordinaire **BL** : Béton léger.

• Vérification de la condition d'adhérence

La contrainte d'adhérence ne doit pas dépasser la contrainte ultime d'adhérence $\tau_{su} \leq f_{bd}$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0,9*d*\Sigma U_i}$$

avec : ΣU_i est la somme des périmètres utiles des barres

Tableau V. 6 : Vérification de la condition d'adhérence.

	$V_{u\max}$ (KN)	U_i (m)	τ_u (MPa)	f_{bd} (MPa)	$\tau_u \leq f_{bd}$
BO*	14.95	0.94	0.98	3	vérifié
BL*	13.58	0.94	0.88	2.7	vérifié

• Schéma de ferrailage

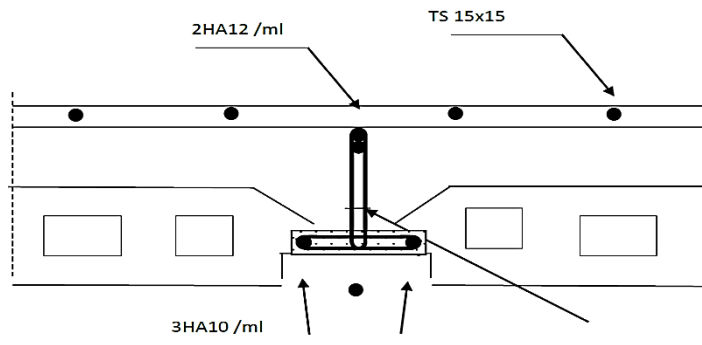


Figure V. 7: Schéma de ferrailage de plancher.

V.3. Calcul des balcons

Introduction

Notre structure comporte un seul type de balcon, des balcons en porte à faux. Leur calcul se fait comme pour une console en dalle pleine ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre libre.

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,5m.

Calcul de l'effort tranchant et des moments fléchissant

Tableau V. 7 : Tableau récapitulatif des efforts maximaux.

	G1	G2	Q	Q_{u1}	Q_{u2}	Q_{ser1}	Q_{ser2}	M_U	V_U	M_{ser}
BO*	5.32	1	1.5	12.43	1.35	8.82	1	9	15.02	6.43
BL*	4.72	1	1.5	11.62	1.35	8.22	1	8.51	14.13	6.07

Schéma statique

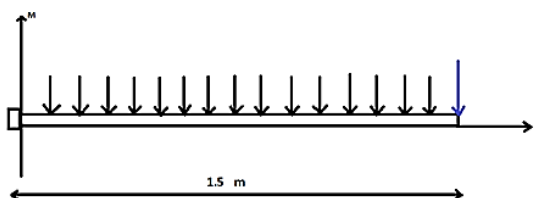


Figure V. 8: Schéma statique des balcons.

• Ferrailage

Chapitre V : Eléments secondaires

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de dimension 15x100 cm, soumise à la flexion simple

Tableau V. 8 : Ferrailage des balcons.

	M_u	μ_U	$\mu_1=0.39$ 1	α	Z (cm)	A_s/ml (cm ²)	A_s^{min}/ml (cm ²)	Choix	A_s/ml (cm ²)
BO*	9	0.0347	$\mu_U < \mu_1$	0.044	13.25	1.95	2.24	5HA12	5.65
BL*	8.51	0.0328	$\mu_U < \mu_1$	0.0416	13.28	1.84	1.93	5HA12	5.65

- **Vérification des balcons à l'ELS**

Tableau V. 9 : Vérification des balcons à l'ELS.

	$M_{ser}(K$ N.m)	$A_s(cm)$	$Y(cm^2)$	$I(cm^4)$	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}(MP$ a)	$\overline{\sigma}_{bc}(M$ Pa)	$\sigma_{bc}(M$ Pa)	$\overline{\sigma}_{st}$ > σ_{st}	$\overline{\sigma}_{bc}$ > σ_{bc}
BO*	9	5.65	4.01	7766.26	164.96	320	15	4.64	Vérifié	Vérifié
BL*	8.51	5.65	4.01	7766.26	155.98	320	12	4.64	Vérifié	Vérifié

- **Calcul des armatures de répartition**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 7 \times HA8 = 3.52 \text{ cm}^2/ml$ avec espacement de 20 cm.

Espacement des barres

- Armatures principales :

$$S_{max} \leq (3 * h ; 400 \text{ mm}) = 20 \text{ cm} < (45 ; 40) \text{ condition vérifier}$$

Armatures de répartition :

$$S_{max} \leq (3,5 * h ; 450 \text{ mm}) = 20 \text{ cm} < (525 ; 450) \text{ condition vérifier}$$

- **Vérification de l'effort Tranchant**

Tableau V. 10 : Vérification des balcons à de l'effort Tranchant.

	$C_{ird,c}$	η_1	K_1	ρ_1	$f_{lck}; f_{ck}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{cp}(N_e$ $d/A_c)$	$b_w \times d(c$ m ²)	$V_{lrd,c}($ MPa)	$V_{1,min}($ MPa)	$V_{lrd,c}$ $\geq V_{1,min}$
BO*	0.12	-	2	0.004	25	0	1500	0.52	0.40	Vérifié
BL*	0.1	0.99	2	0.004	20	0	1500	0.40	0.36	Vérifié

- **Vérification de la condition d'adhérence**

La contrainte d'adhérence ne doit pas dépasser la contrainte ultime d'adhérence $\tau_{su} \leq f_{bd}$

Tableau V. 11 : Vérification de la condition d'adhérence des balcons.

	$V_u \text{ max}(KN)$	$U_i(m)$	$\tau_u(MPa)$	$f_{bd}(MPa)$	$\tau_u \leq f_{bd}$
BO*	15.02	1.88	0.66	3	Vérifié
BL*	14.13	1.88	0.61	2.7	Vérifié

Chapitre V : Eléments secondaires

- **Vérification de la flèche :**

$$\rho \leq \rho_0 \frac{1}{d} < k [11 + 1,5 \sqrt{\frac{\rho_0}{\rho}} \cdot f_{ck} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} (\frac{\rho_0}{\rho} - 1)^{\frac{3}{2}}] \cdot \frac{310}{\sigma_s} = \rho^*$$

Avec : ρ_0 : ration d'armatures de référence, ρ : armatures tendues nécessaires à mi-portée pour résister au moment du aux charges de calcul (ou aux appuis pour les encorbellements).

$$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} * 10^{-3} \text{ et } \rho = \frac{A}{b * h}$$

Tableau V. 12 : Vérification de la flèche.

	f_{ck} (MPa)	ρ	ρ_0	ρ^*	$\rho \leq \rho_0 \frac{1}{d} < \rho^*$
BO*	25	$3.76 \cdot 10^{-3}$	$5.47 \cdot 10^{-3}$	4.07	Vérifié
BL*	20	$3.76 \cdot 10^{-3}$	$4.47 \cdot 10^{-3}$	4.04	Vérifié

- **Ferrailage du Balcon :**

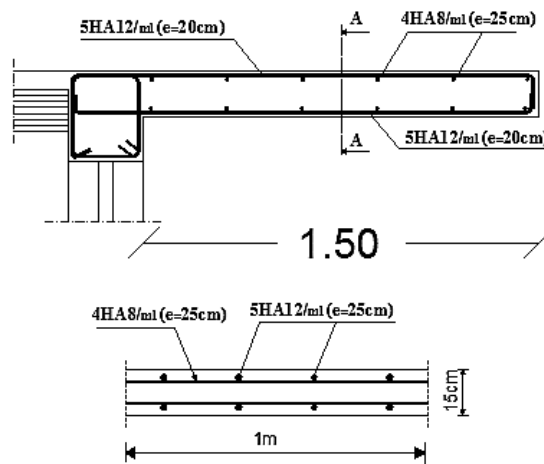


Figure V. 9: Schéma de ferrailage du balcon.

V.4. Acrotère

L'acrotère est considéré comme étant une console encastree au plancher terrasse, il est soumis à son poids propre et une surcharge de **1 kN/m** due à la main courante. Le calcul se fait pour une bande de 1m

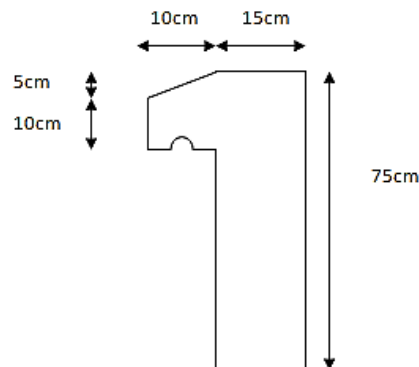


Figure V. 10: Dimensions de l'acrotère.

Principe de calcul

Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse. Le calcul de ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de (1 m) de largeur, (10 cm) d'épaisseur et (75 cm) de hauteur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

✓ Schéma statique :

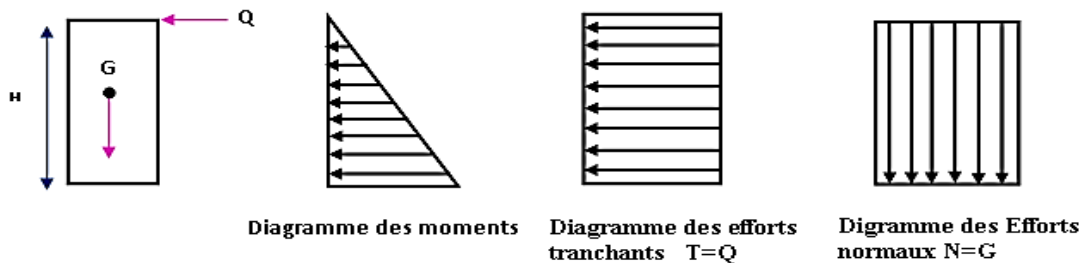


Figure V. 11: Diagramme des efforts retenus dans l'acrotère.

Evaluation des charges et surcharges

• Actions permanentes

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$G_1 = \rho_b \cdot S$$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$

S : La surface transversale totale.

$$S = (0,15 \cdot 0,75) + (0,10 \cdot 0,10) + 0,1 \cdot 0,05 / 2 = 0,0125 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0,125 = 3,125 \text{ kN/ml}$$

Le poids des enduits au ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$) : G_2

$$G_2 = \rho_{ci} \cdot e \cdot \rho_{cme} = 18 \cdot 0,02 \cdot (0,75 + 0,15 + 0,1 + 0,6 + 0,1118) = 0,616 \text{ KN/ml}$$

Le poids total de l'acrotère :

$$G = G_1 + G_2 = 3,741 \text{ KN/m}$$

Action d'exploitations :

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

• Action sismique

D'après le RPA 99(Art A.6.2.3), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule : $F_p = 4 \times A \times C_P \times W_p$.

L'action des forces horizontales Q_h ; (F_p).

Chapitre V : Eléments secondaires

A : Coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage $\left\{ \begin{array}{l} \text{ZoneIIa} \\ \text{grouped'usage 2} \end{array} \right.$

$$\Rightarrow A = 0.15$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varient entre 0.3 et 0.8.

Éléments en console : Parapets, Cheminées (console) $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément secondaire (acrotère)

$$\Rightarrow W_p = G = 3,125 \text{ kN/m}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,125 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q = \max \{ 1.5; 1.5 \} \text{ KN/m } Q = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur, le calcul se fera en considérant comme sollicitation l'effort normal G_t et le moment de renversement dû à la poussée

$$M_{Qh} = Q \cdot h$$

$$G = 3,741 \text{ KN/ml et } Q_h = 1 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = Q \times H \times 1 = 1,5 \times 0,75 \times 1 = 1,125 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments :

$$N_u = 1.35 \times G = 5,05 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 1,68 \text{ kN.m/ml}$$

$$N_{ser} = G = 3,741 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1,125 \text{ kN.m/ml}$$

Ferraillage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire (15x100) cm² soumise à la flexion composée.

Calcul des armatures à L'ELU

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,68}{5,05} = 33 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c'$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{15}{2} - 1,5 = 6 \text{ cm}$$

La section partiellement comprimée

Les armatures seront calculées à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f qui égale

$$\text{à } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 3,198 \text{ kN}$$

Calcul en flexion simple

Moment réduit :

Chapitre V : Eléments secondaires

$$U_{bu} = \frac{M_f}{bxd^2xf_{bc}} = \frac{3,198 \times 10^6}{1000 * (150)^2 * 14.2} = 0,01$$

Calcul de α_l :

On a : $f_e E400$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E\gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.74 \text{‰}$$

$$D'où : \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.667$$

$$donc : \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0,391$$

$$\mu_u = 0.009 < \mu_l \rightarrow \dot{A}_s = 0$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus).

$$A_f = \frac{M_f}{Z * \sigma_{st}}$$

$$z = d(1 - 0,6U_{bu}) = 13,5(1 - 0,6 * 0,009) = 13.43 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{3.198 \times 10^3}{0.1343 \times 348} = 0,68 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.68 - \frac{5,05}{34,8} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{s \min} = 0,3 * K_c * k * A_{ct} \frac{f_{ck}^{2/3}}{f_{yk}}$$

$$K = \max \{0,65 ; \min (1,21 - 0,7 h) ; 1\}$$

A_{ct} = Section de béton tendue

$$A_{ct} = (15 - 3,36) * 100 = 1164 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0,3 * 1 * 0,685 * 1164 \frac{25^{2/3}}{400}$$

$$A_{s \min} = 5,11 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS**

Chapitre V : Eléments secondaires

Tableau V. 13 : Vérification de la Clotaire à l'ELS de l'acrotère.

N_{ser} (KN .m)	e (cm)	y_{ser} (cm)	I (cm ⁴)	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ > σ_{st}	$\overline{\sigma}_{bc}$ > σ_{bc}
3,741	47,84	3,36	5135.59	48.41	320	15	1.07	Vérifié	Vérifié

- **Vérification de l'effort Tranchant**

Tableau V. 14 : Vérification de l'acrotère vis-à-vis l'effort tranchant de l'acrotère.

$C_{ird,c}$	K_1	ρ_1	$f_{lck} : f_{ck}$	σ_{cp} (N_{ed}/A_c)	$b_w \times d$ (cm ²)	$V_{lrd,c}$ (MPa)	$V_{1,min}$ (MPa)	$V_{lrd,c}$ $\geq V_{1,min}$
0.12	2	0.002	25	0	1350	0.42	0.40	Vérifié

- **Vérification de la condition d'adhérence**

La contrainte d'adhérence ne doit pas dépasser la contrainte ultime d'adhérence $\tau_{su} \leq f_{bd}$

Tableau V. 15 : Vérification de la condition d'adhérence de l'acrotère.

$V_u \max$ (KN)	U_i (m)	τ_u (MPa)	f_{bd} (MPa)	$\tau_u \leq f_{bd}$
5.05	1.25	0.33	3	Vérifié

- **Calcul des armatures de répartition :**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20 cm.

- **Vérification des espacements des barres**

a) Armature principale

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

avec h : hauteur de la section = 15 cm

b) Armature répartition

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

- **Ferraillage**

On prend comme valeur de section des armatures inférieur ($A_2 = 2.51 \text{ cm}^2$) et pour des raisons pratique, car les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieur ($A_1 = 2,01 \text{ cm}^2$).

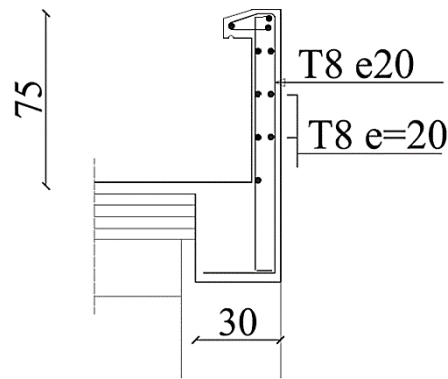


Figure V. 12: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

V.5. Etude des escaliers

• Dimensionnements

Un escalier sert à relier deux différents niveaux d'une construction. On appelle « marche » la partie horizontale (m) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (cm) de ces gradins

Dans notre structure il existe deux types d'escalier : l'escalier a trois volées en RDC et celui a deux volées pour les étages.

○ A deux volées

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de BLONDEL.

➤ Nombre marches et contre –marche

Le dimensionnement se fait en respectant la condition du confort BLANDEL :

$$2h + g \approx 64$$

h : hauteur de la contre marche : $h = \frac{H}{n}$

g : giron de la marche : $g = \frac{L}{n-1}$

n : nombre des contre marches.

(n-1) : nombre des marches.

$$2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} - 64 = 0$$

$$64n^2 - (2H + L + 64)n + 2H = 0 \quad (1)$$

$$64n^2 - 584n + 280 = 0$$

$$\Delta = 584^2 - 4 \times 64 \times 280$$

$\Delta = 269376 > 0$ donc l'équation (1) a 2 solutions (racines)

$$n_1 = 0,5$$

On prendre $n = 9$

Chapitre V : Eléments secondaires

$$n_2 = 8.61$$

Donc le nombre de marches $(n-1) = 8$

Et le nombre de contre marche $n = 9$

Hauteur et contre –marche

Choisir giron g et hauteur h

$$16\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad \text{on prendre } h = 17 \text{ cm}$$

$$25\text{cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \quad \text{on prendre } g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = 0,56 \quad (\alpha = 29,53^\circ)$$

➤ Détermination de l'épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 13.93\text{cm} \leq e \leq 20.9\text{cm}$$

$$\text{Avec : } l = \sqrt{2.40^2 + 1.4^2} + 1.40 = 4.18\text{m}$$

Donc on prend l'épaisseur du l'escalier : $e = 15 \text{ cm}$

Tableau V. 16 : Calcul des sollicitations des escaliers.

	$G_{\text{volée}}$	G_{palier}	G_{mur}	Q	$Q_{u,\text{volée}}$	$Q_{u,\text{palier}}$	$Q_{u,\text{mur}}$	$Q_{\text{ser},\text{volée}}$	$Q_{\text{ser},\text{palier}}$	$Q_{\text{ser},\text{mur}}$
BO*	8.22	5.4	2.32	2.5	14.84	11.04	3.186	10.72	7.9	2.32
BL*	7.12	4.76	2.32	2.5	13.36	10.17	3.186	9.62	7.26	2.32

- Schéma statique d'escalier :

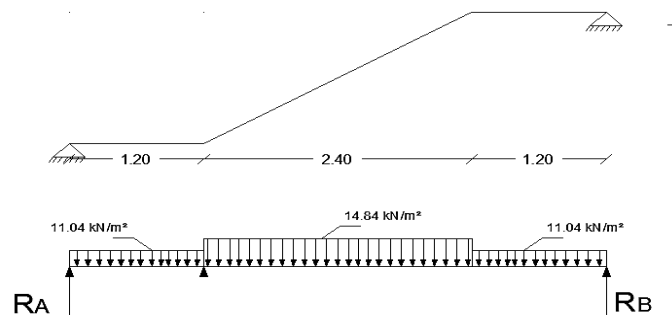


Figure V. 13: Schéma statique d'escalier.

- Calcul des moments et les efforts tranchants :(sollicitations de calcul)

Les sollicitations sont déterminées en utilisant le logiciel RDM6.

- ❖ Diagramme des efforts internes (béton ordinaire)

À l'ELU

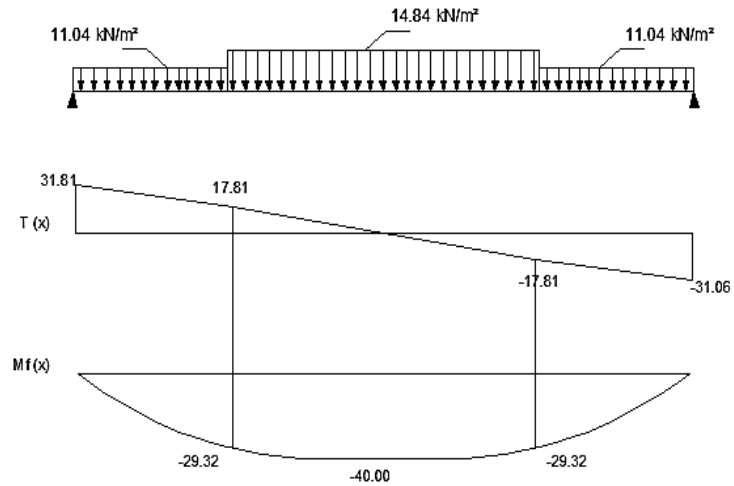


Figure V. 14: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

À l'ELS

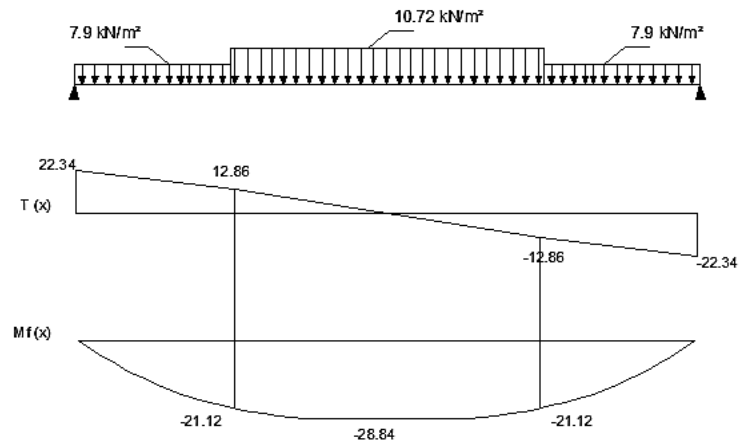


Figure V. 15: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

❖ Diagramme des efforts internes (béton léger)

À l'ELU

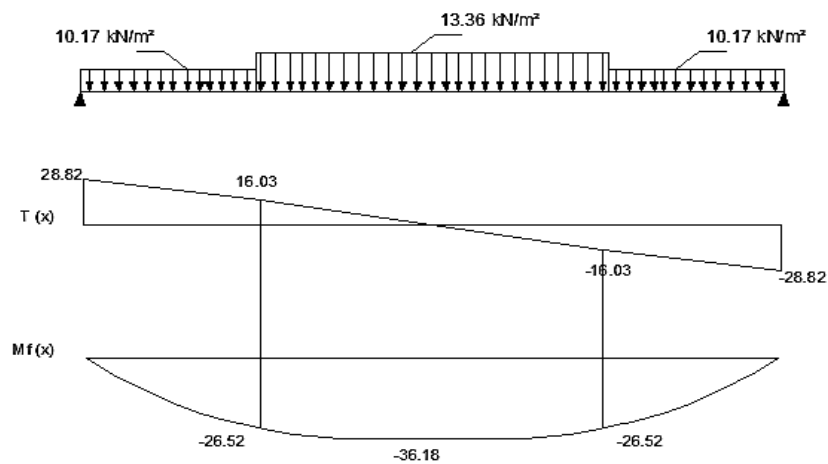


Figure V. 16: Diagramme des efforts internes à l'ELU.

À l'ELS

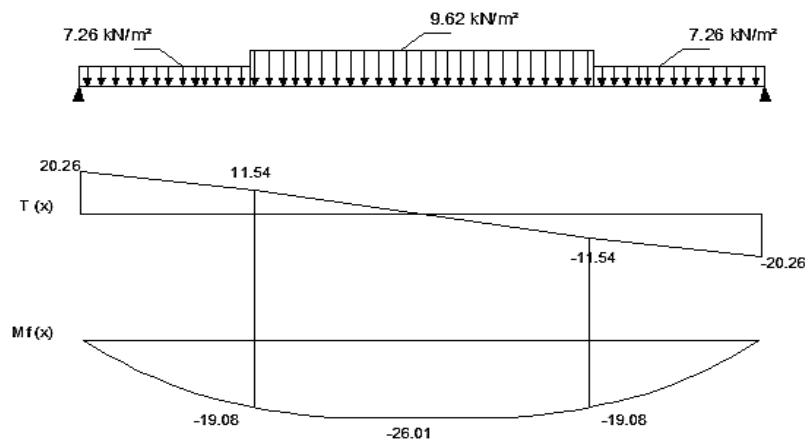


Figure V. 17: Diagramme des efforts internes à l'ELS.

• Ferrailage

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (100x15) cm. Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur

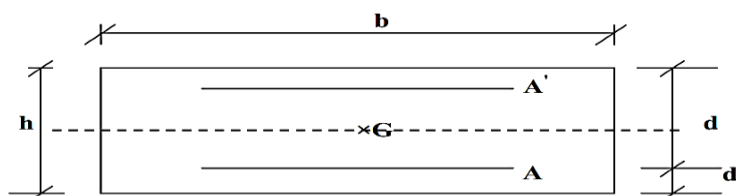


Tableau V. 17 : Section de calcul des escaliers.

	M_u	μ_U	$\mu_l=0.391$	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	A_{min} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)	e (cm)
Béton ordinaire										
Travée	34	0.1313	$\mu_U < \mu_l$	0.1766	12.54	7.79	2.56	6T14	9.24	15
Appui	20	0.07728	$\mu_U < \mu_l$	0.10	12.96	4.43	2.56	6T12	6.76	15
Béton léger										
Travée	30.75	0.1188	$\mu_U < \mu_l$	0.158	12.64	6.99	1.94	5T14	7.70	20
Appui	18.09	0.0699	$\mu_U < \mu_l$	0.090	13.01	4.01	1.94	5T14	5.65	20

• Armature de répartition

1/Béton ordinaire

- En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.97 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 3.95 \text{ cm}^2/ml$

Le choix est de 5T10 avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.37 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2.75 \text{ cm}^2/ml$

Le choix est de 5T10 avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

Chapitre V : Eléments secondaires

2/Béton léger

- En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.92 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 3.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 5T10 avec $S_t=20\text{cm}$

- Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de 5T10 avec $S_t=20\text{cm}$.

Armatures de répartition :

$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{60 ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$

$S_t = \{20 ; 20\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

• Vérification de l'effort Tranchant

Tableau V. 18 : Vérification de l'effort Tranchant des escaliers.

	$C_{ird,c}$	η_1	K_1	ρ_1	$f_{lck}; f_{ck}$ (MPa)	σ_{cp} (N_{ed}/A_c)	$b_w x d$ (cm ²)	$V_{ird,c}$ (MPa)	$V_{1,min}$ (MPa)	$V_{ird,c} \geq V_{1,min}$
BO*	0.12	-	2	0.005	25	0	1500	0.55	0.40	Vérifie
BL*	0.1	0.99	2	0.004	20	0	1500	0.40	0.36	Vérifie

• Vérification de la condition d'adhérence

La contrainte d'adhérence ne doit pas dépasser la contrainte ultime d'adhérence $\tau_{su} \leq f_{bd}$

Tableau V. 19 : Vérification de la condition d'adhérence des escaliers.

	$V_{u,max}$ (KN)	U_i (m)	τ_u (MPa)	f_{bd} (MPa)	$\tau_u \leq f_{bd}$
BO*	31.84	2.63	0.74	3	vérifié
BL*	28.86	2.20	0.33	2.7	vérifié

• Vérification à l'ELS

Tableau V. 20 : Vérification à l'ELS des escaliers.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm)	Y (cm ²)	I (cm ⁴)	σ_{st}	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}} > \sigma_{st}$	$\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc}$
BO*	24.51	7.94	4.6	10103.6	315	320	15	11.16	Vérifie	Vérifie
BL*	22.10	7.69	4.54	9947.53	298.60	320	12	10.1	Vérifie	Vérifie

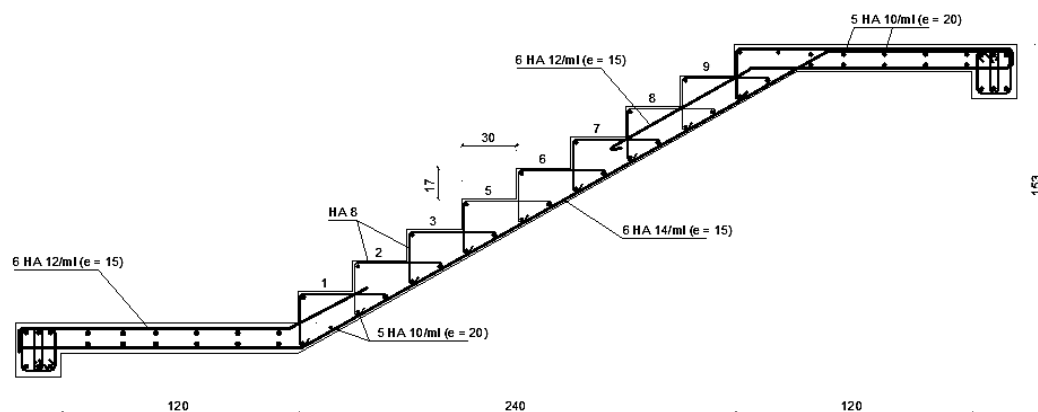


Figure V. 1 : Schémas de ferrailage d'escaliers en béton ordinaire.

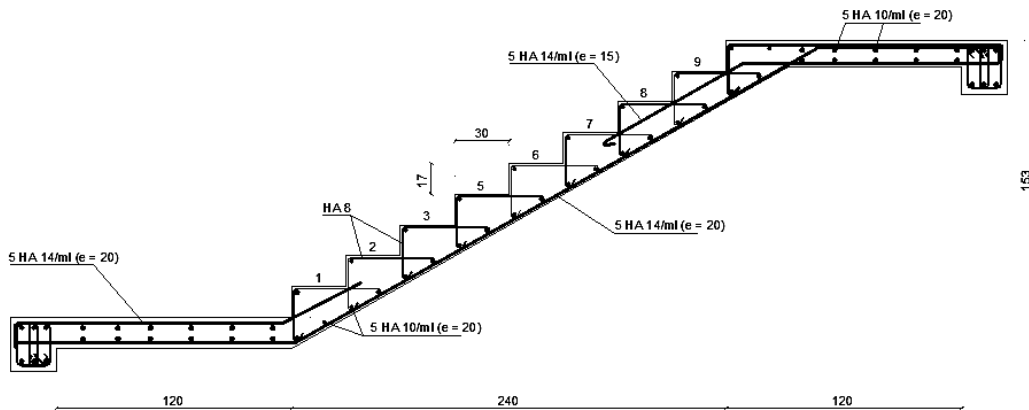


Figure V. 18: Schémas de ferrailage d'escaliers en béton léger.

Remarque : on admet le même ferrailage pour les escaliers à trois volées.

V.6. La poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (b×h) et uniformément chargée, les charges venant à cette poutre sont :

- ❖ Poids propre de la poutre palière
- ❖ Réaction due au moment fléchissant.

- **Prédimensionnement de la poutre palière**

$L = 435\text{cm}$

$435/15 < h < 435/10$ Donc : $30.2 < h < 43.5$ On prend : $h = 35\text{ cm}$

$0.3h < b < 0.7h$ Donc : $10,5 < b < 24,5$ On prend : $b = 30\text{ cm}$

On adopte pour une poutre de section (b× h) = (30×35) cm².

Evaluation des charges

Tableau V. 21 : Evaluation des charges de la poutre palière.

	R _u	R _{ser}	G _{mur}	G _{pp}	Q _{u,mur}	Q _u	Q _{ser}
BO*	31.81	22.34	2.32	2.5	3.186	39.31	27.90
BL*	28.82	20.26	2.32	2.5	3.186	36.32	25.82

- **Schéma statique :**

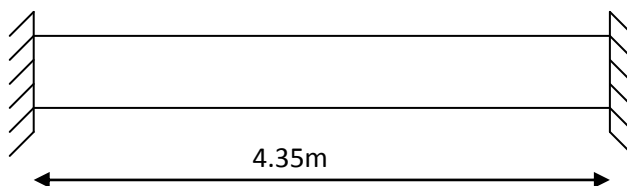


Figure V. 19: Schéma statique de la poutre palière.

- **Evaluations des moments :(sollicitation de calcul)**

-

Tableau V. 22 : Evaluations des moments de la poutre palière.

	M _{ser}	M _u	V _u	M _{u,Appui}	M _{u,travée}	M _{ser,Appui}	M _{ser,travée}
BO*	65.99	92.98	85.5	46.49	79.033	32.99	56.09
BL*	61.07	85.90	79	42.95	73.01	30.53	51.90

• **Calcul des Armatures principales**

Tableau V. 23 : Calcul des Armatures principales de la poutre palière.

	M _u	μ _U	μ _I =0.39 1	α	Z (cm)	A _S (cm ²)	A _S ^{Min} (cm ²)	Choix	A _S ^{adopté} (cm ²)
Béton ordinaire									
Travée	79.03	0.1869	μ _U < μ _I	0.26	28.22	8.04	1.57	6HA14	9.24
Appui	46.49	0.109	μ _U < μ _I	0.145	29.66	4.50	1.57	3HA14	4.62
Béton léger									
Travée	73.01	0.1727	μ _U < μ _I	0.238	28.49	7.36	1.53	5T14	7.40
Appui	42.95	0.101	μ _U < μ _I	0.133	29.82	4.13	1.53	3HA14	4.62

-Les armatures transversales

Diamètre des armatures :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(12; 10; 30)$$

Ont choisi : $\phi_8 = 0,5 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

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

NB : Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers, donc on doit pas vérifier la relation $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

Tableau V. 24 : Vérification à l'ELS de la poutre palière.

	M _{ser} (K N.m)	A _S (cm)	Y(cm ²)	I (cm ⁴)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc}$
BO*	56.09	9.24	13.05	69404.26	15	10.54	Vérifié
BL*	51.90	7.40	12	59487.75	12	10.01	Vérifié

• **Espacement des barres**

- Armatures principales : $S_{max} \leq (3 * h ; 400 \text{ mm}) = 20 \text{ cm} < (45 ; 40)$ condition vérifier

- Armatures de répartition : $S_{max} \leq (3,5 * h ; 450 \text{ mm}) = 20 \text{ cm} < (52,5 ; 45)$ condition vérifier

• **Vérification de l'effort Tranchant de la poutre palière**

Tableau V. 25 : Vérification de l'effort Tranchant de la poutre palière.

	$C_{ird,c}$	η_1	K_1	ρ_1	$f_{lck};$ f_{ck} (MPa)	σ_{cp} (N_{ed}/A_c)	$b_w \times d$ (c m^2)	$V_{lrd,c}$ (M Pa)	$V_{l,min}$ (MPa)	$V_{lrd,c}$ $\geq V_{l,min}$
BO*	0.12	-	2	0.01	25	0	945	0.70	0.40	Vérifié
BL*	0.1	0.99	2	0.008	20	0	945	0.50	0.36	Vérifié

• Vérification de la condition d'adhérence

La contrainte d'adhérence ne doit pas dépasser la contrainte ultime d'adhérence $\tau_{su} \leq f_{bd}$

Tableau V. 26 : Vérification de la condition d'adhérence de la poutre palière.

	$V_{u,max}$ (KN)	U_i (m)	τ_u (MPa)	f_{bd} (MPa)	$\tau_u \leq f_{bd}$
BO*	85.5	2.64	2.14	3	Vérifié
BL*	79	2.19	1.27	2.7	Vérifié

• Vérification de la flèche :

Tableau V. 27 : Vérification de la flèche.

	f_{ck} (MPa)	ρ	ρ_0	ρ^*	$\rho \leq \rho_0 \frac{1}{d} < \rho^*$
BO*	25	$8.8 \cdot 10^{-3}$	$5.47 \cdot 10^{-3}$	1.57	Vérifié
BL*	20	$7.04 \cdot 10^{-3}$	$4.47 \cdot 10^{-3}$	1.49	Vérifié

• Schéma de ferrailage de poutre palière

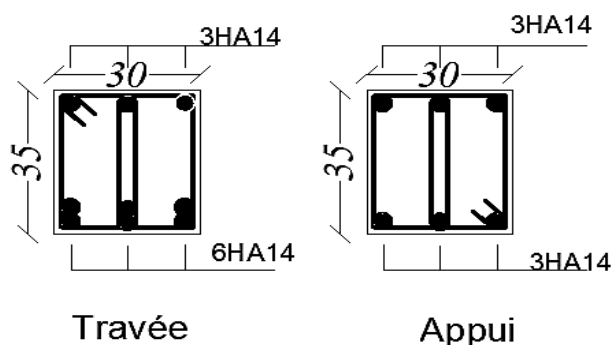


Figure V. 20: Schéma de ferrailage de poutre palière en béton ordinaire.

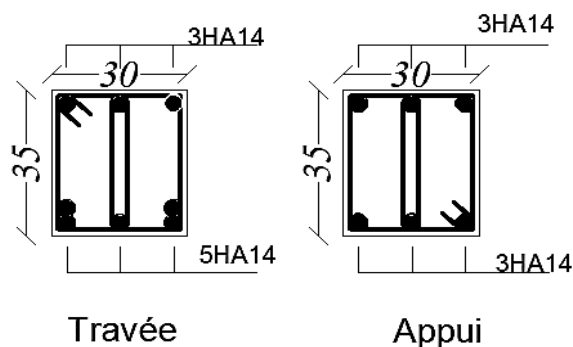


Figure V. 21: Schéma de ferrailage de poutre palière en béton léger.

V.7. Salle machine

Chapitre V : Eléments secondaires

Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), de surface égale à $(1,60 \times 2,50 = 4,00\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes. La charge totale transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes. La dalle est soumise aux charges suivantes :

- Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée. Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,60\text{ m}$ et $L_y = 2,50\text{ m}$

Calcul de M_x et M_y :

$$M_x = q(M_1 + v.M_2) ; M_y = q(M_2 + v.M_1).$$

v : coefficient de poisson

avec : M_1, M_2 valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

U, V : dimensions du rectangle sur lequel s'applique la charge q contenue de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

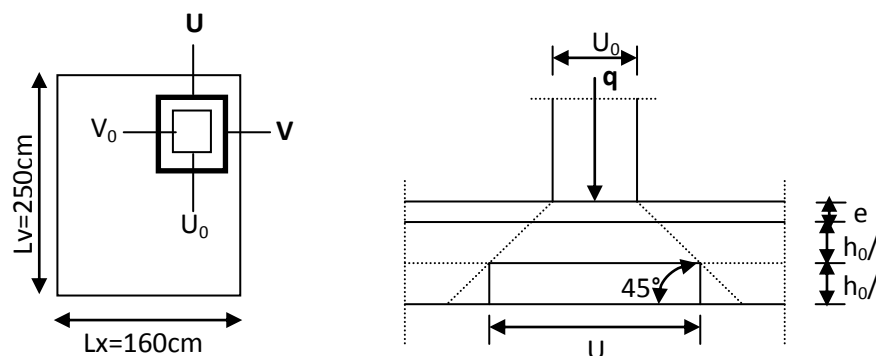


Figure V. 22: Schéma de la salle machine.

Dimensionnement :

Chapitre V : Eléments secondaires

Nous avons la limite de **RPA** minimale qui est de 12 cm.

On opte pour $e_p = 15$ cm

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15$ cm).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm)

k : coefficient pris égal à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

u_0, v_0 : coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($u_0 = v_0 = 80$ cm)

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

Calcul des efforts :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{250} = 0,64$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,65$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{250} = 0,40$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

A partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons après interpolation :

$$M_1 = 0,104$$

$$M_2 = 0,057$$

Calcul des moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :

A L'ELU : $v = 0$

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 90 = 121,50 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,50 \times 0,104 = 12,63 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = qM_2 = 121,50 \times 0,057 = 6,92 \text{ KNm}$$

Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,64 \Rightarrow 0,4 < 0,83 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0759 \\ \mu_y = 0,356 \end{cases} \quad \text{Avec } \mu_x, \mu_y : \text{coefficients donnés en fonction de } \rho.$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Chapitre V : Eléments secondaires

Poids de la dalle : $p_u = 1,35 \times G + 1,5 Q$. Avec : $Q = 1 \text{ kn}$

$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,048 \text{ KN} / \text{mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0759 \times 8,048 \times (1,6)^2 = 1,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,356 \times 1,56 = 0,56 \text{ KN.m}$$

a-superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,63 + 1,56 = 14,19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,92 + 0,56 = 7,48 \text{ KN.m}$$

NB : Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Moment en travée : $M_t = 0,85 M$.**

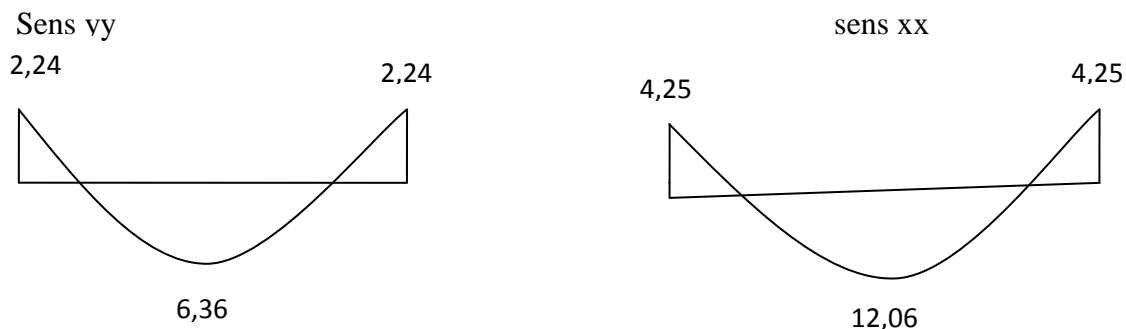
$$M_{xt} = 0,85 M_x = 12,06 \text{ Kn} . \text{m} .$$

$$M_{yt} = 0,85 M_y = 6,36 \text{ K} . \text{m} .$$

- **Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M$.**

$$M_{xa} = -0,3 M_x = -4,25 \text{ kn} . \text{m} .$$

$$M_{ya} = -0,3 M_y = -2,24 \text{ kn} . \text{m} .$$



Calcul de la section d'armature :

Sens x-x :

A- En travée :

$$\text{-Calcul des moments réduits : } \mu_b = \frac{M_{xt}}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{12,06.10^3}{100.12^2.14,2} = 0,059$$

$$\text{On } \mu_b = 0,059 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,059 \Rightarrow \beta = 0,969$$

Chapitre V : Eléments secondaires

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,06 \cdot 10^3}{0,969 \cdot 12 \cdot 348} = 2,98 \text{ cm}^2.$$

On opte pour: $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

B- Aux appuis :

$$\text{-Calcul des moments réduits : } \mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,25 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,02$$

On $\mu_b = 0,020 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,020 \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,25 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 12 \cdot 348} = 1,03 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$

Sens y-y :

C- En travée :

$$\text{-Calcul des moments réduits : } \mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,36 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,031$$

On $\mu_b = 0,031 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,36 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 12 \cdot 348} = 1,55 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

D- Aux appuis :

$$\text{-Calcul des moments réduits : } \mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,24 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,2} = 0,011$$

On $\mu_b = 0,011 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,0074 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,24 \cdot 10^3}{0,994 \cdot 12 \cdot 348} = 0,54 \text{ cm}^2.$$

On opte pour : $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

Vérification à L'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91[20]) :

$$A > A_{\min} = \rho \times S = \rho_0 \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} \times b \times h$$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

ρ_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008x \left(\frac{3-0,64}{2} \right) \times (15 \times 100) = 1.416 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{ cm}^2 > 1,416 \text{ cm}^2.$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > 1,416 \text{ cm}^2.$$

Alors la condition est vérifiée.

B- Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91 [20]) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

B- Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\diamond \text{ Armatures // } l_x : A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \text{ Armatures // } l_y : A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C- Condition de non poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Nu \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Avec :

Uc: périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$Mc = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4.20 \text{ m}.$$

Nu : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$Nu = 1,35G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kn}.$$

$$Nu = 121.5 < 0.045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 4.20 = 472.5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

D- Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U} \Rightarrow T_{\max} = \frac{Nu}{2U+V} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38.57 \text{ KN}.$$

$$\text{Au milieu de V} \Rightarrow T_{\max} = \frac{Nu}{3U} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38.57 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{38,57}{1 \times 0,12} = 321.41 \text{ KN/m}^2 = 0.32 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}.$$

Donc aucune armature de l'effort tranchant n'est requise

Calcul à l'ELS :

A- Les moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P = 90 \text{ KN.}$$

À ELS : $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = 90 (0,0984 + 0,2 \times 0,0388) \Rightarrow M_{x1} = 10.386 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,0388 + 0,2 \times 0,0984) \Rightarrow M_{y1} = 7.002 \text{ KN.m}$$

B- Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5.85 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0759 \times 5,85 \times (1,6)^2 = 1,136 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,356 \times 1,136 = 0,404 \text{ KN.m}$$

C- Superposition des moments :

$$M_x = 10.386 + 1.136 = 11.522 \text{ KN m}$$

$$M_y = 7.002 + 0.404 = 7.406 \text{ KN m}$$

Remarque : Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

Moment en travée : $M_t = 0,85 M$.

$$M_{xt} = 0,85 M_x = 9,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 M_y = 6,29 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis : $M_a = -0,3 M$.

$$M_{xa} = -0,3 M_x = -3,45 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ya} = -0,3 M_y = -2,22 \text{ KN. m.}$$

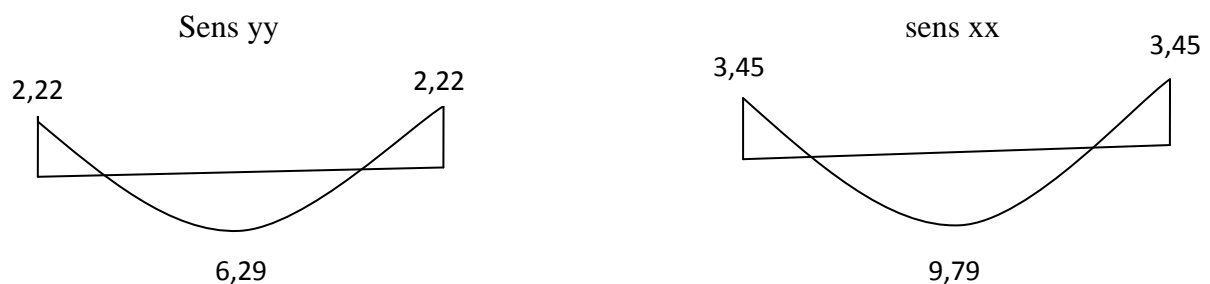


Figure V. 24: Les moments dans les deux sens à l'ELS.

Verification à L'ELS:

1. Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge

On a $u = v$ donc :

Au milieu de u :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$
$$V_u = \frac{90}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,238 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

2. Vérification des contraintes dans le béton

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

Sens x-x :(sens le plus défavorable) :

$$\diamond \text{ Aux appuis} \quad Ma = 3.45 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167 \Rightarrow k = 0.018 \text{ et } \beta = 0.930.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{4,25 \times 10^6}{0,990 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 164,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,018 \times 164,30 = 2,96 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\diamond \text{ En travée} \quad Mt = 12.06 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \quad k = 0.021 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{12,06 \times 10^6}{0,969 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 304,89 \text{ MPa}$$

Chapitre V : Eléments secondaires

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.021 \times 304.89 = 6.40 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

3- Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

NB : Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

3. Vérification au poinçonnement

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2 \times 2 \times 0,95 = 3,8 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 8,048 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 3,8 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 2850 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

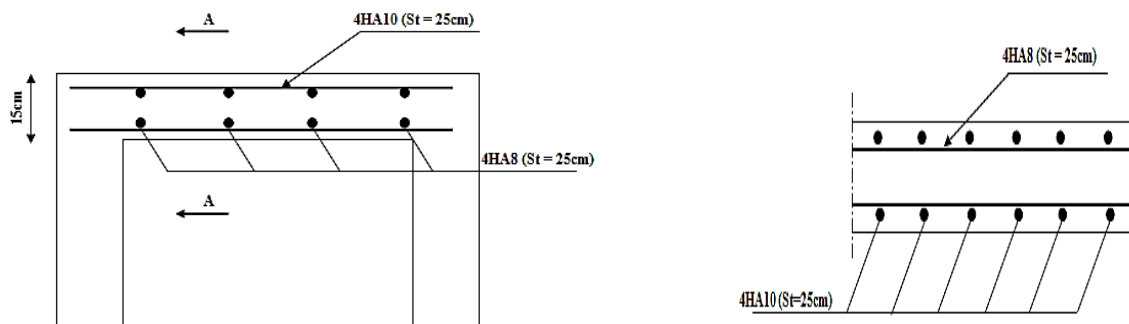


Figure V. 25: Ferrailage de la dalle de la salle machine.

Chapitre VI :

Etude dynamique

Chapitre VI : Etude dynamique

VI.1. Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques. A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.2. Analyse sismique

VI.2.1 paramètres définissant la structure selon l'eurocode

Tableau VI. 1 : Paramètres définissant la structure.

Paramètres sismique	Valeur	Référence	Observation ; justification
Zone de sismicité	Zone de sismicité 4	EC8-1 art 4.1	Moyenne sismicité
Catégorie d'importance	III	EC2-1.1 art 6.3.1.1	Risque élevé pour les personnes et présentant une importance socio-économique
Catégories d'usage	A	EC 1- 1.1	Habitation,résidentiel
Classe du sol	Catégorie C	EC 8-1 art 3.1.2	Un sol meuble
Coefficient de sol	$S = 1,5$	EC 8-1 art 3.1.2	Selon zone de sismicité 4
Coefficient d'importance γ_1	$\gamma_1=1.2$	EC8-1 art, 4.2.5	Selon catégorie du bâtiment
Amortissement	$\xi = 5\%$		Béton armé
Coef de correction d'amortissement	$\eta = 1$		$\xi = 5\%$
Accélération de référence au niveau du sol	$a_{gr} = 1.92$		En fonction de la zone de sismicité
Type de spectre	Type 2		Zones de sismicité moyenne
parametres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2	$S = 1,5 ; q = 3.12 ; T_B = 0,10 ; T_c = 0,25 ; T_D = 1,2$	EN 1998-1 Art.3.2.2	/
Accélération nominale horizontale	$a_g = a_{gR} \gamma_1$ $a_g = 2.30$	EC8-1 art 3.2.1	Selon la catégorie d'ouvrage
Coefficient de combinaison pour les actions variables ψ_{Ei}	$\psi_{Ei} = \phi \psi_{2i}$ $\phi = 0.5 ; \psi_2 = 0.3, \psi_E = 0.3 \times 0.5 = 0.15$	EC8-1 art 4.2.4 Et EC0 annexe A1	La catégorie du bâtiment
Masse source	$\sum G_{k,i} + \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{k,i}$ $G + 0.15 Q$	EC8-1 art 4.2.4	/
Combinaisons d'actions	$G + 0.3Q \pm EQX \pm 0.3EQY$ $G + 0.3Q \pm EQY \pm 0.3EQX$	EC 1	Ex ; Ey : Composantes horizontales de l'action sismique
Classe de ductilité	Classe de ductilité moyenne DCM.	EC8-1 /4.4.2.3	L'ouvrage de catégorie III situé en zone 4, on dimensionne l'ouvrage en DCM.
Conditions de régularité en élévation	Le bâtiment est régulier en élévation.	EC8-1 /4.2.3.2-(S) b, EC8-1 /4.2.3.3-(2), EC8-1 /4.2.3.3- (3)	$\frac{L - L_2}{L} = 0 \geq 0.3$
Conditions de régularité en plan	Non régulier	EC8-1/4.3.3.2.1-(2)	$T1 = 0.71s < (4 \times 0.4 ; 2s)$ $L_{max}/L_{min} < 4$ $r_x^2 = \frac{\sum l_{ix} x_i^2 + \sum l_{iy} y_i^2}{\sum l_{ix}}$
Coefficient de comportement	$q = \max(q_0 K_w ; 1.5)$ On se place en sécurité en prenant la valeur $q = 3,12$. afin de nous épargner ces calculs compliqués	EC8-1 /3.2.2.5-(3) ; EC8-1 /4.2.3.3 ; EC8-1 /5.2.2.2	En fonction de la régularité du bâtiment et de la classe de ductilité. On distingue des bâtiments réguliers et des bâtiments irréguliers répondant aux critères détaillés dans

VI.2.2.1. Méthode d'analyse par forces latérales

1) Périodes de vibration du mode fondamental (EC8-1/4.3.3.2.2-(2, 3))

Pour les bâtiments réguliers jusqu'à 40 m de hauteur, une valeur approchée de T_1 (en secondes) peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T_1 = C_T \cdot H^{3/4}$$

$C_T = 0,05$ (Contreventement mixte)

$$T_1 = C_T \cdot h^{3/4} = 0,05 \cdot 34,68^{3/4} = \mathbf{0,71 \text{ s}}$$

2) Effort tranchant à la base et distribution des forces

L'effort tranchant à la base, F_b , est déterminé, pour chaque direction principale dans laquelle le bâtiment est analysé, au moyen de l'expression suivante [EC8-1/4.3.3.2.2].

$$F_b = S_d(T_c) \cdot m \cdot \lambda$$

Suivant la hauteur les forces horizontales F_i sont données par l'expression :

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

F_i : La force horizontale agissant au niveau i

F_b : Effort tranchant à la base au niveau i

z_i : Hauteur de niveau i

m_i : La masse de niveau i

VI.2.2.2. Méthode d'analyse modale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, basée sur :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse ;
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

L'analyse modale est basée sur les observations suivantes :

Comportement global peut être considéré comme la somme des contributions des différents modes.

L'analyse dynamique/méthode modale spectrale peut être appliquée à tout type de structure (bâtiments irréguliers, ouvrages à risque spécial qu'ils soient réguliers ou irréguliers), à l'exception de ceux présentant des non-linéarités géométriques accusées (décollement des radiers $\geq 30 \%$) ou des non-linéarités mécaniques (isolateurs et amortisseurs).

1) Spectres élastiques de dimensionnement

Ces sont les spectres de calcul pour l'analyse élastique. (EN 1998-1 Art. 3.2.2.5). Le mouvement dû au séisme en un point donné de la surface du sol, à partir duquel les règles de construction doivent être appliquées, est représenté par un spectre de réponse élastique en

Chapitre VI : Etude dynamique

accélération, dénommé par la suite « spectre de réponse élastique ». La forme de ce spectre dépend de plusieurs paramètres.

Spectres Horizontaux : [EC8-1/3.2.2.5].

Pour les deux composantes horizontales, le spectre de calcul est défini par les équationssuivantes :

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_D T_C}{T^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

a_{gR} : Accélération horizontale maximale de référence du sol

T_B et T_c : sont respectivement limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_D : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

NB : Les valeurs des paramètres T_B , T_C , T_D et S sont les mêmes que celles définies pour le spectre élastique. La valeur de β est fixée à 0,2 par l'annexe nationale de l'EC8- 1.

2) Effort tranchant à la base et distribution des forces

$$F_b = S_d \times m \times \lambda$$

Avec:

S_d : ordonnée du spectre de calcul pour la période T_1

m : masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations

On tire les masses de chaque étage à partir de l'Etabs

λ : Coefficient de correction est égal à 0,85

$$a_g = 2.3 ; S = 1.5 ; \beta = 0.2 ; q = 3.12 ; T_B = 0.10 ; T_c = 0.25 ; T_D = 1.2 ; S_d(T_1) = 0.72$$

VI.3. Modélisation de la structure

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis utilisé c'est **ETABS**.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

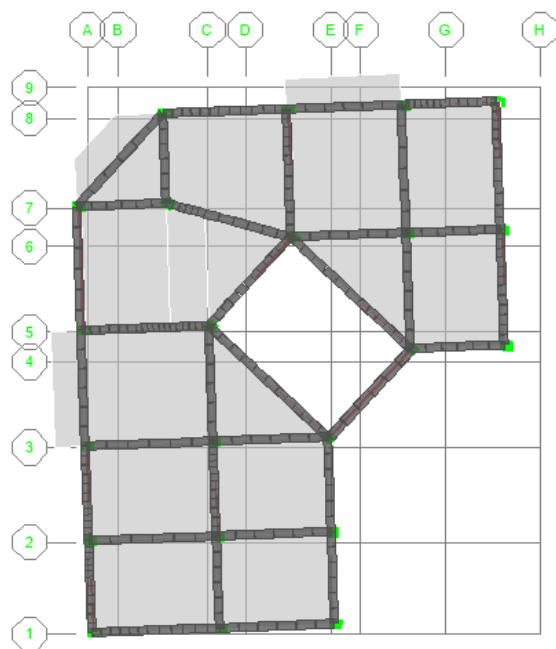
Dans ce projet, la difficulté se présente dans l'Insertion du matériau béton léger. Pour cela, on a opté pour un calcul simplifier en utilisant le même matériau (béton 25) et jouer sur l'épaisseur des planchers comme suit : Insertion du béton léger sur etabs à partir du menu define → material propety → add new material

Tableau VI. 2 : Insertion des planchers sur Etabs.

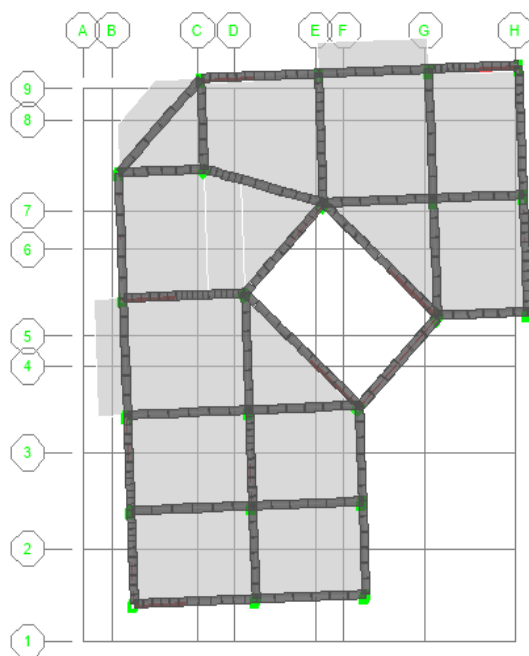
Plancher corps creux	
Béton ordinaire	Béton léger
$e = \frac{q}{\gamma} = \frac{2.8}{25} = 0.112 \text{ m}$	$e = \frac{q}{\gamma} = \frac{2.41}{25} = 0.0964 \text{ m}$
Dalle pleine	
Béton ordinaire	Béton léger
$e = \frac{q}{\gamma} = \frac{3.75}{25} = 0.15 \text{ m}$	$e = \frac{q}{\gamma} = \frac{2.15}{25} = 0.126 \text{ m}$

VI.3. 2.Présentation de la vue en plan

- Mode 1
BO-T=0.8691 S
BL-T=0.8448S



- Mode 2
BO-T=0.6420S
BL-T= 0.6242 S



- Mode 3
BO-T= 0.5962S
BL-T= 0.5811S

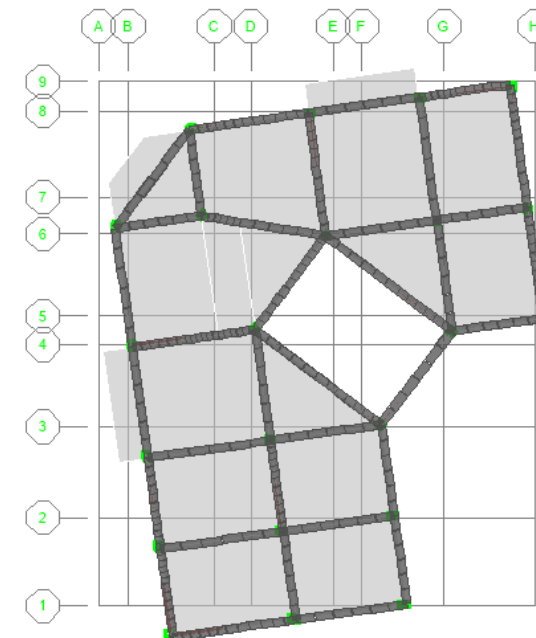


Figure VI. 1 : Présentation de la vue en plan.

VI.3.3. Vérification de la structure

1) Vérification de l'effort tranchant à la base :

Tableau VI. 3 : Effort tranchant à la base et distribution des forces selon l'Eurocode 8.

Mode	λ	Béton ordinaire				Béton léger			
		Période	S_d	m	$F_{b,dyn}$	Période	S_d	m	$F_{b,dyn}$
1	0.85	0.8691	0.818	2980.4893	2072.3342	0.8448	0.818	2855.1521	1985.1873
2	0.85	0.6420	1.107	2980.4893	2804.4914	0.6242	1.107	2855.1521	2686.5554
3	0.85	0.5962	1.189	2980.4893	3012.2315	0.5811	1.189	2855.1521	2885.5595
4	0.85	0.2386	2.764	2980.4893	7002.3616	0.2322	2.764	2855.1521	6707.8943
5	0.85	0.1672	2.764	2980.4893	7002.3616	0.1629	2.764	2855.1521	6707.8943
6	0.85	0.1587	2.764	2980.4893	7002.3616	0.1549	2.764	2855.1521	6707.8943
7	0.85	0.1073	2.764	2980.4893	7002.3616	0.1046	2.764	2855.1521	6707.8943
8	0.85	0.0760	2.764	2980.4893	7002.3616	0.0742	2.764	2855.1521	6707.8943

1) Béton ordinaire $V_{x,dyn}=2072.33KN > 80\% V_x =1459.008 KN \rightarrow$ Condition vérifiée.
 $V_{y,dyn}=2804.49KN > 80\% V_y =1459.008 KN \rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Béton léger $V_{x,dyn}=1985.1873 > 80\% V_x =1397.88 KN \rightarrow$ Condition vérifiée.
 $V_{y,dyn}=2686.5554 > 80\% V_y =1397.88 KN \rightarrow$ Condition vérifiée.

2) La force horizontale agissant aux niveaux :

$$F_i = F_b \frac{z_i m_i}{\sum z_i m_i}$$

Tableau VI. 4 : Les forces horizontales agissant aux niveaux.

Niveau	Z_i	Béton ordinaire						Béton léger					
		$F_b(x-x)$	$F_b(y-y)$	m_i	$Z_i m_i$	$F_i(x-x)$	$F_i(y-y)$	$F_b(x-x)$	$F_b(y-y)$	m_i	$Z_i m_i$	$F_i(x-x)$	$F_i(y-y)$
1	4.08	2072.3342	2804.49	306.1178	306.1178	274.40	371.34	1985.1873	2686.5554	296.0367	1207.83	265.28	359.00
2	3.06	2072.3342	2804.49	284.063	284.063	190.97	258.44	1985.1873	2686.5554	274.0776	838.68	184.20	249.28
3	3.06	2072.3342	2804.49	279.9948	279.9948	188.24	254.74	1985.1873	2686.5554	270.0095	826.23	181.47	245.58
4	3.06	2072.3342	2804.49	276.4468	276.4468	185.85	251.51	1985.1873	2686.5554	266.4615	815.37	179.08	242.35
5	3.06	2072.3342	2804.49	272.8077	272.8077	183.40	248.20	1985.1873	2686.5554	262.8224	804.24	176.64	239.04
6	3.06	2072.3342	2804.49	269.6887	269.6887	181.31	245.36	1985.1873	2686.5554	259.7033	794.69	174.54	236.20
7	3.06	2072.3342	2804.49	266.4786	266.4786	179.15	242.44	1985.1873	2686.5554	256.4933	784.87	172.38	233.28
8	3.06	2072.3342	2804.49	263.7886	263.7886	177.34	240.00	1985.1873	2686.5554	253.8033	776.64	170.57	230.84
9	3.06	2072.3342	2804.49	261.0077	261.0077	175.47	237.47	1985.1873	2686.5554	251.0223	768.13	168.71	228.31
10	3.06	2072.3342	2804.49	254.2929	254.2929	170.96	231.36	1985.1873	2686.5554	244.7712	749.00	164.50	222.62
11	3.06	2072.3342	2804.49	245.8027	245.8027	165.25	223.63	1985.1873	2686.5554	219.951	673.05	147.82	200.05

3) Participation des masses modales

C'est le pourcentage de participation des voiles dans la dissipation de l'énergie dégagée par le séisme.

Il doit être supérieur à 90% dans les deux sens (XX et YY). Pour notre structure nous aurons cette vérification au mode 10 ; les résultats sont donnés par le tableau ci-dessous :

Après l'analyse par logiciel **ETABS 9.6.0**, on a tiré les résultats illustrés dans le tableau suivant

Tableau VI. 5 :Participation massique.

Mode	Béton ordinaire						Béton léger					
	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.8691	64.4566	3.2554	64.4566	3.2554	2.6164	0.8448	64.3973	3.2732	64.3973	3.2732	2.6527
2	0.6420	4.1453	63.1629	68.6019	66.4183	2.0663	0.6242	4.2546	62.6332	68.6519	65.9065	2.4861
3	0.5962	1.2629	2.9202	69.8648	69.3385	65.6170	0.5811	1.2051	3.4188	69.8570	69.3252	65.1522
4	0.2386	14.7640	0.6718	84.6289	70.0103	0.8951	0.2322	14.7515	0.6743	84.6085	69.9995	0.9011
5	0.1672	1.4356	15.8075	86.0644	85.8178	0.6751	0.1629	1.5018	15.5835	86.1103	85.5830	0.8411
6	0.1587	0.9998	1.2729	87.0643	87.0907	15.3850	0.1549	0.9477	1.5030	87.0580	87.0860	15.2168
7	0.1073	5.4707	0.2089	92.5350	87.2996	0.5669	0.1046	5.4702	0.2109	92.5282	87.2969	0.5687
8	0.0760	0.5525	5.1419	93.0875	92.4415	0.6514	0.0742	0.5777	5.0292	93.1059	92.3261	0.7374

4) Vérification de l'effort normal réduit : [EC8-1/5.4.3.2.1]

Dans les poteaux sismiques primaires, la valeur de l'effort normal réduit ν_d ne doit pas dépasser 0,65

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0,65$$

A_c : Aire de la section

f_{cd} : Contrainte de calcul de béton en compression

N_{Ed} : L'effort normal maximal

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}; \alpha_{cc} = 1$$

Si la résistance du béton est déterminée à plus de 28 jours, la valeur α_{cc} est remplacée par $k_t \alpha_{cc}$, avec $k_t = 0,85$. Alors : $\alpha_{cc} = 0,85$

Dans les situations accidentelles $\gamma_c = 1,2$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau VI. 6 : Vérification de l'effort normal réduit.

A_c	f_{cd} (MPa)	Béton ordinaire			Béton léger		
		N_{Ed} (KN)	ν_d	Obs	N_{Ed} (KN)	ν_d	Obs
0,3025	17.50	1259.16	0.23	CV	1202.98	0.227	CV
0.2500	17.50	1103.62	0.252	CV	1053.04	0.24	CV
0.2025	17.50	835.14	0.235	CV	794.76	0.224	CV
0.1600	17.50	596.98	0.213	CV	565.53	0.202	CV
0.1225	17.50	386.42	0.180	CV	362.62	0.169	CV
0.09	17.50	198.54	0.126	CV	181.16	0.115	CV

5) Vérification de l'effet P-Delta : [EC8-1/4.4]

Cette vérification est effectuée en considérant les sollicitations Ed calculée par l'analyse de la structure sans prendre en compte les effets du second ordre (effets P- Δ) si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux du bâtiment :

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

θ : est le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages

P_{tot} : la charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré

d_r : est calculé sur base de déplacements réels $d_r = q_d d_e$

V_{tot} : est l'effort tranchant sismique total au niveau considéré ; h est la hauteur du niveau, entre étages.

Tableau VI. 7 :Vérification de l'effet P-Delta.

H (m)	h _k (m)	Béton ordinaire									Béton léger								
		P _k (KN)	x-x				y-y				P _k (KN)	x-x				y-y			
			d _r (m)	V _k (KN)	θ _k (cm)	ob s	d _r (m)	V _k (KN)	θ _k (cm)	ob s		d _r (m)	V _k (KN)	θ _k (cm)	ob s	d _r (m)	V _k (KN)	θ _k (cm)	ob s
34.2	3.06	2411.324	0.13	1080.99	0.098	CV	0.103	1236.201	0.065	CV	2157.719	0.13	993.23	0.094	CV	0.100	1132.3	0.062	CV
31.1	3.06	2494.613	0.12	1783.80	0.056	CV	0.093	2116.940	0.035	CV	2401.205	0.12	1698.2	0.055	CV	0.090	2010.6	0.035	CV
28.1	3.06	2560.485	0.10	2210.02	0.041	CV	0.082	2723.317	0.025	CV	2462.528	0.10	2134.0	0.040	CV	0.080	2622.0	0.024	CV
25.5	3.06	2587.766	0.09	2491.27	0.032	CV	0.071	3166.694	0.019	CV	2489.810	0.09	2425.9	0.031	CV	0.069	3071.7	0.018	CV
22.4	3.06	2614.155	0.08	2721.21	0.025	CV	0.060	3537.867	0.014	CV	2516.199	0.08	2664.0	0.024	CV	0.059	3446.2	0.014	CV
19.3	3.06	2645.646	0.06	2965.73	0.019	CV	0.049	3898.812	0.011	CV	2547.689	0.06	2910.6	0.018	CV	0.048	3805.4	0.010	CV
16.3	3.06	2676.243	0.05	3261.54	0.014	CV	0.038	4279.544	0.007	CV	2578.287	0.05	3200.8	0.013	CV	0.037	4179.0	0.007	CV
13.2	3.06	2711.943	0.03	3597.61	0.009	CV	0.028	4668.771	0.005	CV	2613.987	0.03	3526.0	0.009	CV	0.027	4557.3	0.005	CV
10.2	3.06	2746.748	0.02	3938.69	0.006	CV	0.018	5032.110	0.003	CV	2648.793	0.02	3853.9	0.005	CV	0.018	4908.0	0.003	CV
7.14	3.06	2786.658	0.01	4228.29	0.003	CV	0.010	5321.179	0.001	CV	2688.701	0.01	4131.5	0.003	CV	0.010	5185.6	0.001	CV
4.08	4.08	3003.015	0.00	4394.80	0.000	CV	0.004	5483.723	0.000	CV	2904.120	0.00	4291.2	0.000	CV	0.004	5341.6	0.000	CV

6) Vérification des déplacements latéraux inter-étage : [EC8-1/4.4.3.2]

$d_r / v < 0,006 h$

d_r : déplacement de calcul entre étages défini prend la valeur de $d_r = q_d d_e$ (Art EC8-1/4.3.4).

Avec :

d_s : déplacement d'un point du système structural, dû à l'action sismique de calcul ;

q_d : coefficient de comportement du déplacement supposé égal à q .

h : hauteur entre étages

ν : Coefficient de réduction fonction de la catégorie du bâtiment dans notre cas $\nu = 0.5$

Tableau VI. 8 : Vérification des déplacements latéraux inter-étage.

Niveaux	H (m)	ν	0,006 h	Béton ordinaire								Béton léger							
				Sens xx				Sens yy				Sens xx				Sens yy			
				d _e (m)	d _r (m)	d _r x ν (m)	obs	d _e (cm)	d _r (m)	d _r x ν (m)	obs	d _e (m)	d _r (m)	d _r x ν (m)	obs	d _e (cm)	d _r (m)	d _r x ν (m)	obs
34.22	3.06	0.5	0.023	0.135	0.01	0.009	CV	0.103	0.01	0.005	CV	0.133	0.0195	0.010	CV	0.1002	0.009	0.005	CV
31.16	3.06	0.5	0.023	0.123	0.02	0.011	CV	0.093	0.010	0.005	CV	0.12	0.0195	0.010	CV	0.0905	0.01	0.005	CV
28.1	3.06	0.5	0.023	0.109	0.02	0.011	CV	0.0827	0.010	0.005	CV	0.107	0.0195	0.010	CV	0.0805	0.010	0.005	CV
25.5	3.06	0.5	0.023	0.095	0.02	0.011	CV	0.0718	0.011	0.006	CV	0.094	0.021	0.011	CV	0.0699	0.010	0.005	CV
22.44	3.06	0.5	0.023	0.081	0.02	0.011	CV	0.0605	0.010	0.005	CV	0.08	0.021	0.011	CV	0.059	0.010	0.005	CV
19.38	3.06	0.5	0.023	0.067	0.02	0.011	CV	0.0496	0.010	0.005	CV	0.066	0.021	0.011	CV	0.0484	0.010	0.005	CV
16.32	3.06	0.5	0.023	0.053	0.02	0.011	CV	0.0387	0.010	0.005	CV	0.052	0.021	0.011	CV	0.0378	0.010	0.005	CV
13.26	3.06	0.5	0.023	0.039	0.01	0.010	CV	0.0284	0.009	0.005	CV	0.038	0.018	0.009	CV	0.0275	0.009	0.005	CV
10.20	3.06	0.5	0.023	0.026	0.01	0.008	CV	0.0187	0.008	0.004	CV	0.026	0.0165	0.008	CV	0.0181	0.007	0.004	CV
7.14	3.06	0.5	0.023	0.015	0.01	0.007	CV	0.0106	0.01	0.005	CV	0.015	0.0135	0.007	CV	0.0103	0.01	0.005	CV
4.08	4.08	0.5	0.030	0.006	0.00	0.003	CV	0.0041	0.004	0.002	CV	0.006	0.006	0.003	CV	0.0041	0.004	0.002	CV

7) Déplacement de calcul du sol

Le déplacement de calcul au niveau du sol d_g correspondant à l'accélération de calcul au niveau du sol peut être estimé à l'aide de l'expression suivante [EC8-1 /3.2.2.4-(1)] :

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Avec: $a_g = 2,3$ $S = 1,5$ $T_C = 0,25$ $T_D = 1,2$

Tableau VI. 9 :Déplacement d_g (m) au niveau du sol pour les batiments de classe II.

Zone sismique	Classe de sols				
	A	B	C	D	E
1	0.0088	0.0147	0.021	0.0252	0.0099
2	0.0138	0.0231	0.033	0.0396	0.156
3	0.020	0.0336	0.048	0.0576	0.0227
4	0.060	0.09	0.1035	0.162	0.105

Pour les classes **I, III, IV** les valeurs des déplacements d_g ci-dessus doivent être multipliées par les coefficients d'importance respectifs : 0,8 ; 1,2 ; 1,4

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D = 0,025 \times 2,3 \times 1,5 \times 0,25 \times 1,2 = 0,025 \text{ m} < 0,048 \times 1,2 = 0,057 \text{ m}$$

8) Vérification du renversement

Ainsi, pour des bâtiments à ossatures [EC8-1/4.4.2.3- 4], quel que soit le matériau, on vérifie pour l'ensemble des poutres et poteaux (à l'exception du dernier étage [EC8-1/4.4.2.3]) que:

$$\frac{\sum M_S}{\sum M_R} > 1.3$$

$\sum M_R$: La somme des moments renversants

$\sum M_S$: La somme des moments résistants

Tableau VI. 10 :Vérification du renversement.

Béton ordinaire					
	W(KN)	b(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr
Sens longitudinal	29238.600	8.09119639	525971.964	236575.255	2.2
Sens transversal	29238.600	8.81783319	663935.745	257821.098	2.57
Béton léger					
Sens longitudinal	28009.042	8.08855123	510233.855	226552.572	2.25
Sens transversal	28009.042	8.8290448	642009.461	247293.088	2.59

9)Prise en compte de la torsion [EC8-1/4.3.2(1)]

En règle générale [EC8-1/4.3.2(1)], les effets de torsion accidentelle doivent être pris en

Chapitre VI : Etude dynamique

compte, dans les modèles 3D, en déplaçant, dans chaque direction horizontale et à chaque niveau i , le centre de gravité de chaque plancher d'une « excentricité accidentelle additionnelle e_{ai} égale à : $e_{ai} = \pm 0,05 L$; L_i étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Dans notre cas :

- $e_x = 0.63 \text{ m} < 0.05 \times 15.70 = 0.78 \text{ m}$ (condition vérifiée)
- $e_y = 0.77 \text{ m} < 0.05 \times 19.26 = 0.96 \text{ m}$ (condition vérifiée)

Chapitre VII : Ferrailage des éléments

VII.1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené sur les éléments principaux de la structure légère et celle en béton ordinaire

VII.2. Ferrailage des poteaux

II.2.1. Généralité sur le calcul des poteaux

L'analyse des effets du second ordre concerne les éléments et les structures soumis à une charge axiale. L'effet de second ordre c'est la prise en compte de la déformation du poteau. Si le poteau se déforme il faut tenir compte du moment de second ordre. Les effets globaux du second ordre sont à considérer dans les structures à nœuds déplaçables. Lorsque les effets du second ordre sont pris en compte, l'équilibre et la résistance doivent être vérifiées à l'état déformé. Pour les bâtiments, les effets du second ordre peuvent être négligés s'ils représentent moins de 10 % des effets du premier ordre correspondant.

Calcul des poteaux contreventés

La procédure de calcul est la suivante :

a) Elancement

Longueur efficace l_0 : [EC2-1-1/5.8.3.2]

La longueur efficace l_0 peut être définie comme la longueur de flambement, c'est-à-dire la longueur du poteau bi-articulé soumis à un effort normal constant, ayant la même section droite et la même charge de flambement que l'élément considéré.

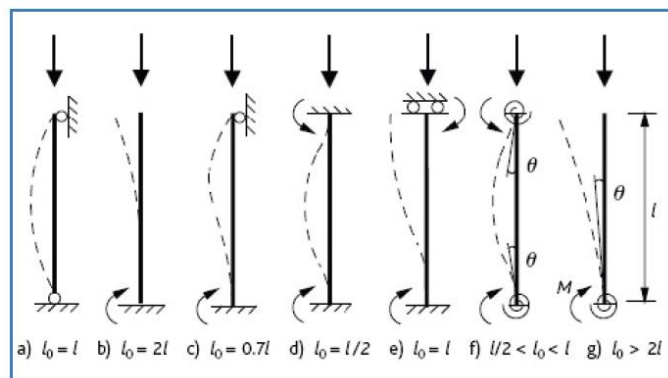


Figure VII. 1 : Longueurs de flambement.

Avec :

l : Hauteur libre de l'élément comprimé entre liaisons d'extrémité

l_0 : longueur efficace (longueur de flambement)

b) Détermination des moments du premier ordre :

$$M_{01} = \text{Min} \{ |M_{\text{top}}|, |M_{\text{Bottom}}| + e_i N_{ED} \}$$

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

$$M_{02} = \text{Max} \{ |M_{\text{top}}|, |M_{\text{Bottom}}| + e_i N_{ED} \}$$

Où :

$$e_i = l_0 / 400$$

Avec :

$M_{\text{top}}, M_{\text{Bottom}}$: les moments ultimes

M_{01}, M_{02} : les moments d'extrémité du premier ordre

M_{01}, M_{02} doivent avoir le même signe s'ils provoquent des tractions du même côté

e_i : Excentricité liée à des imperfections géométrique

N_{ED} : valeur de calcul de l'effort normal

c) Détermination l'élancement λ

$$\lambda = l_0 / i$$

ou :

$$i : \text{rayon de giration ; ou : } i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = 3,46 l_0 / h \text{ pour section rectangulaire}$$

h : Hauteur totale

d) Détermination la limite d'élancement λ_{lim}

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

Avec :

$$A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}} ; B = \sqrt{1 + 2\omega} ; C = 1,7 - r_m$$

φ_{ef} : le coefficient de fluage effectif

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

ω : Ratio mécanique d'armature

$$f_{yd} : \text{Résistance de calcul des armatures (limite élasticité) ; } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

$$f_{cd} : \text{Contrainte de compression du béton ; } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} ; r_m : \text{rapport des moments}$$

On prend $r_m = 1$ dans le cas des éléments contreventés

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}}$$

n : effort normal réduit; A_c : aire de la section

Dans le cas général :

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

On prend $A=0,7$; $B=1,1$; $C=0,7$ par défaut

- Si $\lambda \leq \lambda_{lim}$: Le poteau n'est pas élancé et les effets de second ordre peuvent être négligés. On fait un calcul en compression

Alors :

$$M_{ED} = \max \{ M_{02} ; h/30 * N_{Ed} ; 20 \text{ mm} * N_{Ed} \}$$

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

b : largeur de section

h : hauteur de section

On tire la valeur de ω à partir d'un diagramme d'interaction qui est établi pour la valeur de $d/h = 0,9$

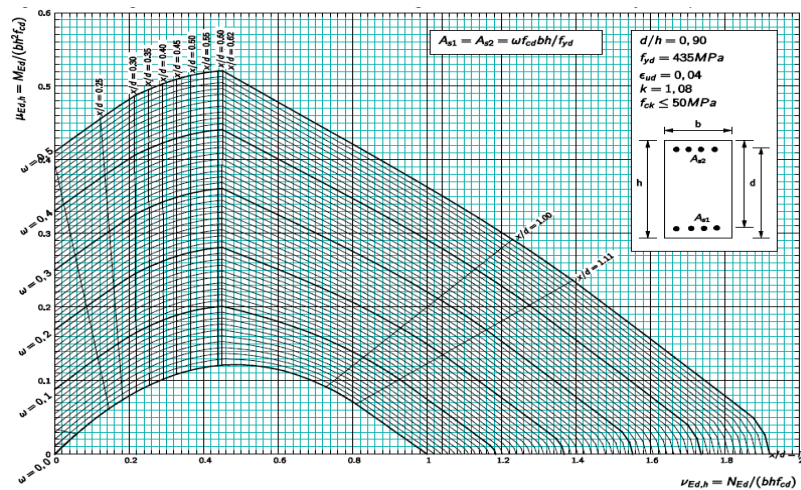


Figure VII. 2 : Diagramme d'interaction section rectangulaire.

- Si $\lambda > \lambda_{lim}$: Le poteau est élancé, il faut tenir compte des effets de second ordre.
On fait un calcul en flexion composée
- e) Calcul de coefficient de correction K_r :

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})}$$

Avec :

$n_u = 1 + \omega$; n_u : coefficient qui tient compte des armatures dans le poteau

$n_{bal} = 0,4$; n_{bal} : valeur de n pour le moment résistant maximal

$$\omega = \frac{A_{s,est} f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$A_{s,est}$: Aire totale estimée de l'armature, $A_{s,est}$ n'est pas connu pour le moment, on admettra

$$A_{s,est} = \frac{3 A_c}{100}$$

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

A_c : Aire de béton ; $A_c = b \cdot h$

f) Calcul de coefficient de fluage

$$K\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$$

Où :

$K\varphi$: Coefficient qui tient compte du fluage

φ_{ef} : Coefficient du fluage effective

β : Coefficient ; $\beta = 0,35 + (f_{ck}/200) - (\lambda/150)$

λ : Coefficient d'élanement

g) Calcul de l'excentricité du second ordre e_2

$$e_2 = \frac{(1/r)l_0^2}{10}$$

$1/r$: courbure nominale ; $1/r = K_r \cdot K\varphi \frac{2 f_y}{E_s \cdot 0,9 d}$

E_s : module d'élasticité de l'acier d'armature (200 GPa)

h) Calcul de moment équivalent de premier mode M_{0e}

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01}$$

i) Détermination de moment fléchissant M_{ED}

$$M_{ED} = \text{Max} \{M_{02} ; M_{0e} + M_2 ; M_{01} + 0,5M_2, h/30 * N_{ED} ; 20mm N_{ED}\}$$

Avec :

M_2 : Moment nominal au second ordre ; $M_2 = N_{ED} e_2$

j) Calcul de la section nécessaire d'armatures

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

k) Section Maximale des armatures

L'Eurocode 2[17] stipule que la section nominale maximale d'armatures pour les poteaux en dehors des zones de recouvrement est de **4 %**. Cette section peut toutefois être augmentée à condition de permettre une mise en place et un compactage satisfaisant du béton. Du béton autocompactant peut au besoin être utilisé dans des zones de forte concentration d'armatures.

l) Section minimale des armatures

Le diamètre minimal recommandé pour les armatures longitudinales des poteaux est de 12mm pour les éléments coulés en place et **8 mm** pour les éléments préfabriqués coulés horizontalement. La section minimale des armatures longitudinales des poteaux est donnée par :

$A_{s, \min} = 0,10 N_{Ed}/f_{yd} \geq 0,002A_c$. Le diamètre des armatures transversales ne doit pas être inférieur à 6 mm ou à un quart du diamètre maximal des barres longitudinales.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

m) Exigences relatives aux espacements des armatures transversales des poteaux

L'espacement maximal des armatures transversales (c'est-à-dire les cadres) des poteaux (Article 9.5.3(1)) ne doit pas être supérieur à :

- 15 fois le diamètre minimal des barres longitudinales.
- La plus petite dimension du poteau.
- 300 mm

À une distance inférieure ou égale à la dimension la plus élevée d'un poteau au-dessus d'une poutre ou d'une dalle, il convient de multiplier ces espacements par **0,6**.

Dans les zones de recouvrement d'armatures longitudinales de diamètre supérieur à **14mm**, il convient également d'appliquer ce facteur **0,6**. Un minimum de **3 barres** transversales régulièrement disposées dans la longueur de recouvrement, est nécessaire.

La distance libre entre les barres doit être supérieure à la plus grande des valeurs suivantes :

1 x diamètre de barre, la dimension du **granulat+ 5 mm ou 20 mm**,

n) Vérification des règlements de l'EC8

Armatures longitudinales

$$1 \% < \frac{A_s}{B} < 4 \%$$

Armatures transversales

$$\phi_t = 8\text{mm} > 6\text{mm} \quad \text{C.V}$$

$$St < \min \{b_0/4 ; 175\text{mm} ; 8\phi_{l_{\min}}\}$$

-Vérification de l'effort normal réduit

$$\frac{N_{ed}}{A_{cf_{ed}}} > 0,1$$

VII.2.2. Exemple de calcul

Tableau VII. 1 : Tableau des données de calcul.

Section	N _{ED} (KN)	M _{top} (KN.m)	M _{bottom} (KN.m)	L(m)	l ₀ (m)
55X55	2904.19	156.149	141.426	4,08	2,04

a) Détermination les moments du premier ordre

$$M_{01} = \text{Min} \{ |M_{\text{top}}| , |M_{\text{Bottom}}| + e_i N_{ED} \}$$

$$M_{02} = \text{Max} \{ |M_{\text{top}}| , |M_{\text{Bottom}}| + e_i N_{ED} \}$$

$$e_i = l_0/400 = 204 / 400 = 0,51 \text{ cm} = 0,0051 \text{ m}$$

$$M_{01} = \text{Min} \{ |156.149| , |141.426| + 0,0051 * 2904.19 \} = \text{Min} \{ 170.96; 156.23 \}$$

$$M_{01} = 156.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \text{Max} \{ |156.149| , |141.426| + 0,0051 * 2904.19 \} = \text{Max} \{ 170.96; 156.23 \}$$

$$M_{02} = 170.96 \text{ KN.m}$$

b) Détermination l'élancement λ

$$\lambda = l_0 / i$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = 3,46 l_0 / b = 3,46 * 2,04 / 0,55$$

$$\lambda = 12.83$$

c) Détermination la limite d'élancement λ_{lim}

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{2904.19 \times 1000}{550 \times 550 \times 16,66} = 0,57$$

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * 0,7 * 1,1 * 0,7}{\sqrt{0,57}} = 14.28$$

Alors :

$\lambda \leq \lambda_{lim}$: Le poteau n'est pas élancé et les effets de second ordre peuvent être négligés.

On fait un calcul en compression

$$M_{ED} = \max \{ M_{02} ; h/30 * N_{Ed} ; 20 \text{ mm} * N_{Ed} \} = \max \{ 170.96 ; 55/30 * 1108.14 ; 0,02 * 2904.19 \} = \max \{ 170.96 ; 53.24 ; 58.08 \}$$

$$M_{ED} = 170.96 \text{ KN.m}$$

On tire la valeur de ω à partir d'un diagramme d'interaction qui est établi pour la valeur de :

$$d/h = 0,9$$

d) Calcul de la section d'armature A_s

$$\text{On a } \omega = 0,1$$

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,1 * 550^2 * 16,66 / 435 = 11.58 \text{ mm}^2 = \mathbf{11.58 \text{ cm}^2}$$

e) Calcul de pourcentage minimal d'armature

$$A_{smin} = 0,10 N_{ed} / f_{yd} = 0,10 * 2904.19 * 10 / 435 = 6.67 \text{ cm}^2 > 0,002 A_c = 6.05 \text{ cm}^2$$

f) Pourcentage maximal d'armature

$$A_{smax} = 0,04 A_c = 0,04 * 55 * 55 = 121 \text{ cm}^2$$

VII.2.3. Ferrailage et vérifications des poteaux

Tableau VII. 2 :Tableau récapitulatif de calcul des moments Selon EC2.

Zone Section	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (cm ²)	h (m)	l ₀ (m)	Béton ordinaire				Béton léger				A _s ^{adopté} (cm ²)	Choix
					N _{Ed}	Moment ultime		A _s ^{calculé} (cm ²)	N _{Ed}	Moment ultime		A _s ^{calculé} (cm ²)		
						M _{top}	M _{bottom}			M _{top}	M _{bottom}			
I (55x55)RDC	6,67	121	4,08	2,04	1342.7	141.42	156.15	11.58	1329.24	137.91	151.64	11.58	15.21	4T14+8T12
II (50x50)/Etg* 1 ; 2	5	100	3,06	1,53	938.01	197.14	241	9.57	930.56	193.26	234.95	9.57	15.21	4T14+8T12
III (45x45)/Etg* 3 ; 4	4.5	81	3,06	1,53	513.33	187.13	222.58	7.75	510.11	182.40	216.58	7.75	15.21	4T14+8T12
IV (40x40)/Etg* 5 ; 6	3.2	64	3,06	1,53	257.59	160.72	179.33	6.12	267.97	156.90	174.557	6.12	15.21	4T14+8T12
V (35x35)/Etg* 7 ; 8	2.45	49	3,06	1,53	103.45	119.744	129.53	4.69	99.77	117.11	126.26	4.69	6.16	8T14
VI (30x30)/Etg* 9 ; 10	1.8	36	3,06	1,53	63.54	79.10	79.115	3.44	64.66	77.86	77.89	3.44	6.16	8T14
NB : puisque les résultats obtenus selon l'EC son similaire dans le cas des deux structures, les comparaisons seront faites pour les sections calculer pas le logiciel SOCOTEC (logiciel conçu pour le ferrailage des sections rectangulaire suivant la réglementation algérienne)														

Etg : étage

-Vérification de l'effort normal réduit : [EC8.5.1.2]

Tableau VII. 3 :Tableau récapitulatif vérification de l'effort normal réduit.

$N_{red} = \frac{N_{ed}}{A_c f_{ed}} < 0,65$	Poteau	N _{ed}	A _c	f _{ed}	N _{red}	Observation
	55x55	2904.19	3025	16,66	0.57	CV
	50x50	2088.63	2500	16,66	0.50	CV
	45x45	652.96	2025	16,66	0.19	CV
	40x40	393.46	1600	16,66	0.15	CV
	35x35	191.15	1225	16,66	0.09	CV
	30x30	79.85	900	16,66	0.05	CV
NB : les résultats des deux structures sont plus en moins similaire il suffit de vérifier pour une seule						

➤ Armatures longitudinale

$$1 \% < \frac{A_s}{B} < 4 \%$$

Tableau VII. 4 :Tableau récapitulatif de calcul des armatures longitudinales.

Zone	A_s , adopté	$\frac{A_s}{B}$	Observation
I (55x55)RDC	16.52	1,83	CV
II (50x50)Etage 1 ; 2	11.12	2.24	CV
III (45x45)Etage 3 ; 4	11.12	1,82	CV
IV (40x40)Etage 5 ; 6	8.48	1.88	CV
V (35x35)Etage 7 ; 8	6.16	1.98	CV
VI (30x30)Etage 9 ; 10	6.16	1.46	CV

➤ Armature transversales

$$\phi_t = 8\text{mm} > 6\text{mm} \quad \text{C.V}$$

$$St < \min \{b_0/4 ; 175\text{mm} ; 8\phi_{l_{\min}}\}$$

En zone de recouvrement

$$S=10\text{mm} < h/4 = 100\text{mm} \quad \text{C.V}$$

VII.2.4. Schémas des ferrailages des poteaux

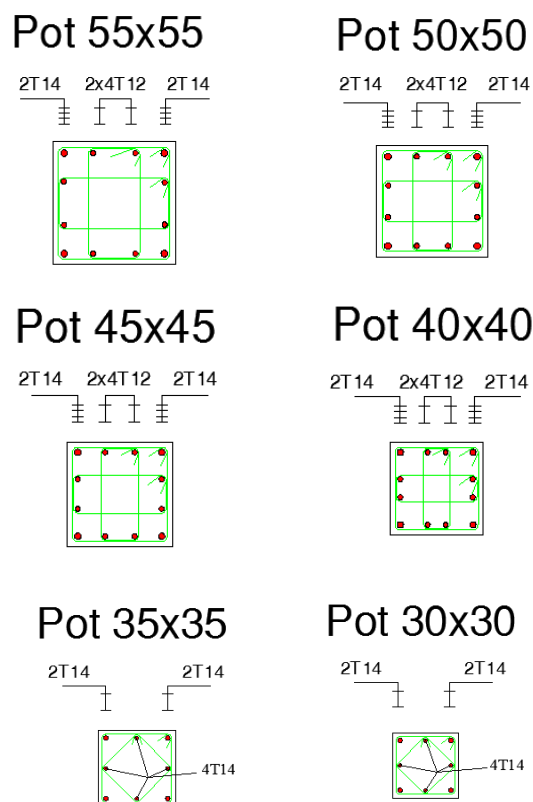


Figure VII. 3 : Schémas des ferrailages des poteaux.

VII.3. Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux. Elles sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

VII.3.1. Calcul des armatures longitudinales

a) Détermination de coefficient K

$$K = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}}$$

Avec :

$$f_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}$$

b) Détermination de coefficient K'

En appliquant éventuellement un coefficient de redistribution entre $0,75 \leq \delta \leq 1$

On prend $\delta = 1$

$$K' = 0,82 \delta - 0,205 \delta^2 - 0,321$$

Ou, de ce tableau, on tire la valeur de K' :

Tableau VII. 5 : Valeurs de K'.

Pourcentage de redistribution	0%	5%	10%	15%	20%	25%	30%
Coefficient δ	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70
Valeur de K'	0,294	0,273	0,251	0,228	0,204	0,179	0,153

Alors la valeur de **K'=0,294**

- Si $K \leq K'$: Les armatures de compression n'est pas nécessaire

c) Calcule le bras de levier z

$$z = 0,5 (1 + \sqrt{1 - 2K}) d \text{ avec : } d = 0,9 h$$

Tableau VII. 6 : Les Valeurs de z/d pour les sections rectangulaires à simple armature.

K	z/d	K	z/d	K	z/d
0,10	0,947	0,17	0,906	0,24	0,861
0,11	0,942	0,18	0,900	0,25	0,854
0,12	0,936	0,19	0,894	0,26	0,846
0,13	0,930	0,20	0,887	0,27	0,839
0,14	0,924	0,21	0,881	0,28	0,832
0,15	0,918	0,22	0,874	0,29	0,824
0,16	0,912	0,23	0,867	0,294	0,821

d) Calcul des armatures tendues

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}}$$

- Si $K > K'$: Les armatures de compression sont nécessaires

e) **Calcul le bras de levier z**

$$z = 0,5 (1 + \sqrt{1 - 2 K'}) d$$

f) **Calcul la section des armatures de compression nécessaire A_{s2}**

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}}$$

g) **Calcule la section des armatures tendues nécessaire A_s**

$$A_s = \frac{K' f_{cd} b d^2}{z f_{yd}} + \frac{A_{s2} f_{sc}}{f_{yd}}$$

Avec :

$$f_{sc} = \frac{(x-d_2)}{x} 700 \text{ MPa} \leq f_{yd}$$

$$x = 2,5 (d-z)$$

- **Calcul des Armatures minimales**

$$A_s = (0,26 f_{ctm} b_w d) / f_{yk}$$

Tableau VII. 7 : Pourcentage minimal d'armatures nécessaire.

f_{ck}	f_{ctm}	Pourcentage minimal % ($0,26 f_{ctm} / f_{yk}^a$)
25	2,6	0,13 %
30	2,9	0,15 %
35	3,2	0,17 %
40	3,5	0,18 %
45	3,8	0,20 %
50	4,1	0,21 %
Légende a où $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$.		

- **Calcul des Armatures maximales**

$$A_{smax} = 0,04 A_c$$

➤ **Effort tranchant**

L'**Eurocode 2** présente la méthode des bielles à inclinaison variable pour les vérifications de la résistance à l'effort tranchant. Cette méthode consiste à déterminer la résistance à l'effort tranchant sur la base d'un modèle de calcul plastique formé de bielles de béton inclinées comprimées et d'armatures d'effort tranchant tendues.

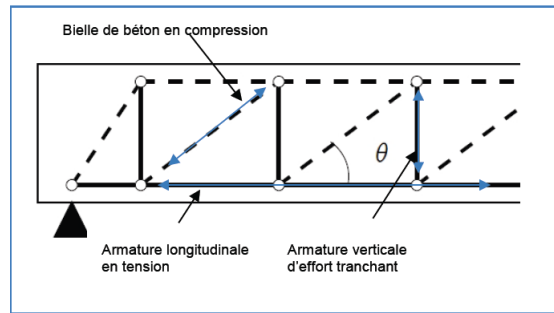


Figure VII. 4 : Méthode de l'inclinaison de la bielle.

L'angle de la bielle de béton peut être choisi entre les valeurs limites :

$1 < \cot \theta < 2$, afin d'optimiser la quantité d'étriers tout en vérifiant que la résistance à la compression des bielles en béton n'est pas dépassée. L'effort tranchant y est exprimé sous la forme d'une contrainte de cisaillement moyenne plutôt que sous la forme d'un effort. Lorsque des armatures d'effort tranchant sont nécessaires, il convient de déterminer l'angle des bielles de béton qui permet de minimiser la quantité d'étriers tout en vérifiant que la résistance à la compression des bielles en béton n'est pas dépassée. Pour la plupart des poutres, lorsque l'effort tranchant sollicitant n'est pas trop important, cet angle correspond à la limite supérieure $\cot \theta = 2$, c'est à dire $\theta = 26,56^\circ$. Pour la classe de béton C30/37, l'angle de bielle dépasse $26,56^\circ$ uniquement lorsque la contrainte de cisaillement est supérieure à 4,22 MPa. Lorsque la contrainte de cisaillement est très importante, il peut être nécessaire de réduire la valeur de $\cot \theta$ (augmenter l'angle θ) afin d'éviter de dépasser la résistance des bielles comprimées $V_{Rd, \max}$. La valeur maximale de $V_{Rd, \max}$ est obtenue pour $\cot \theta = 1$ ($\theta = 45^\circ$), au-delà de cette valeur, il convient de modifier les dimensions de l'âme ou d'augmenter la classe de résistance du béton.

a) Déterminer la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{0,9 b_w d}$$

b) Déterminer la résistance de bielles de béton $V_{Rd, \max}$ cot $\theta = 2,0$

Tableau VII. 8 : Contrainte de cisaillement maximale $V_{Rd, max}$.

f_{ck}	$V_{Rd, max}$ (MPa)						ν
	$\theta = 26,57^\circ$ $\cot\theta = 2$	$29,05^\circ$ 1,8	$32,01^\circ$ 1,6	$35,54^\circ$ 1,4	$39,81^\circ$ 1,2	45° 1,0	
20	2,94	3,12	3,31	3,48	3,62	3,68	0,552
25	3,60	3,82	4,04	4,26	4,43	4,50	0,540
30	4,22	4,48	4,75	4,99	5,19	5,28	0,528
35	4,82	5,11	5,41	5,69	5,92	6,02	0,516
40	5,38	5,71	6,04	6,36	6,61	6,72	0,504
45	5,90	6,27	6,63	6,98	7,26	7,38	0,492
50	6,40	6,79	7,19	7,57	7,87	8,00	0,480

Dans notre cas ; $V_{Rd, max} = 3,60$ MPA ($f_{ck} = 25$ MPA ; $\cot \Theta = 2,0$)

Le tableau a été élaboré à partir de l'EN 1992-1-1 en supposant la présence de cadres verticaux, c'est-à-dire $\cot \alpha = 0$.

- Si $V_{Ed} < V_{Rd, max \cot \Theta = 2,0}$:

c) On Calcule la section des armatures d'effort

$$A_{sw}/s = \frac{V_{Ed} b_w}{f_{ywd} \cot \theta}$$

d) Vérifier les armatures transversales minimales

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} \geq \rho_{w, min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}}$$

e) Vérification de l'espacement maximal des armatures d'effort tranchant verticales

$$S \leq S_{l, max} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm}$$

$$S = \min \{ h_w/4 ; 24 d_{bw} ; 225 \text{ mm} ; 8d_{bL} \}$$

- Si $V_{Ed} > V_{Rd, max \cot \Theta = 2,0}$

On prend la valeur de $V_{Rd, max \cot \Theta = 1,0}$ et on compare avec V_{Ed}

Si $V_{Ed} < V_{Rd, max \cot \Theta = 1,0}$

f) On détermine Θ à partir du tableau de Contrainte de cisaillement maximale

$V_{Rd, max}$:

$$\Theta = 0,5 \text{ Arc sin} \left(\frac{V_{Ed}}{0,20 f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)} \right)$$

g) On Calcule la section des armatures d'effort

$$A_{sw}/s = \frac{V_{Ed} b_w}{f_{ywd} \cot \theta}$$

h) Vérifier les armatures transversales minimales

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} \geq \rho_{w, \min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

i) Vérification de l'espacement maximal des armatures d'effort tranchant verticales

$$S \leq S_{l, \max} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm}$$

$$S = \min \{h_w/4; 24 d_{bw}; 225 \text{ mm}; 8d_{bL}\}$$

d_{bL} : diamètre minimal des barres longitudinales (en mm)

d_{bw} : diamètre des armatures de confinement

Si $V_{Ed} > V_{Rd, \max \cot \Theta=1,0}$: On redimensionner la section

Alternativement, la quantité d'étriers peut être déterminée au moyen des valeurs de

$\rho = \frac{A_{sw}}{s b_w}$ indiquées dans ce tableau. Ce tableau permet de déterminer immédiatement la valeur de $\cot \theta$ optimale.

Tableau VII. 9 : Valeurs de ρ_w en % en fonction de $V_{Ed,z}$

$V_{Ed,z}$ (MPa)	f_{ck}							$V_{Ed,z}$ (MPa)	f_{ck}						
	20	25	30	35	40	45	50		20	25	30	35	40	45	50
0,5	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,3	0,74	0,51	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
0,6	0,07	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,4	0,82	0,55	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
0,7	0,08	0,08	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,5	0,59	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52	0,52
0,8	0,09	0,09	0,09	0,09	0,10	0,11	0,11	4,6	0,62	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53	0,53
0,9	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,11	0,11	4,7	0,67	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54	0,54
1,0	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	4,8	0,72	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55	0,55
1,1	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	4,9	0,77	0,59	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
1,2	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	0,14	5,0	0,83	0,62	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
1,3	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	5,1	0,91	0,65	0,59	0,59	0,59	0,59	0,59
1,4	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	5,2	1,01	0,70	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
1,5	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17	5,3	0,74	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
1,6	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	5,4	0,78	0,63	0,62	0,62	0,62	0,62	0,62
1,7	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	5,5	0,83	0,66	0,63	0,63	0,63	0,63	0,63
1,8	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	5,6	0,89	0,70	0,64	0,64	0,64	0,64	0,64
1,9	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22	5,7	0,94	0,73	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
2,0	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23	5,8	1,02	0,78	0,67	0,67	0,67	0,67	0,67
2,1	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	5,9	1,12	0,81	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68
2,2	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	6,0	1,28	0,86	0,72	0,69	0,69	0,69	0,69
2,3	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	6,1	0,91	0,75	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
2,4	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	0,28	6,2	0,95	0,78	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71
2,5	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	0,29	6,3	1,02	0,82	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72
2,6	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	6,4	1,08	0,86	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74
2,7	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	6,5	1,17	0,90	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
2,8	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	6,6	1,27	0,94	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81
2,9	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	6,7	1,43	0,99	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
3,0	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	0,36	6,8	1,05	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
3,1	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	6,9	1,11	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91
3,2	0,44	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	0,37	7,0	1,17	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
3,3	0,48	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	0,38	7,1	1,24	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3,4	0,53	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	7,2	1,33	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
3,5	0,59	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	0,40	7,3	1,46	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10	1,10
3,6	0,67	0,42	0,41	0,41	0,41	0,41	0,41	7,4	0,97	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14
3,7	0,45	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	7,5	1,05	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
3,8	0,49	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	0,44	7,6	1,12	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28	1,28
3,9	0,53	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	7,7	1,21	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34	1,34
4,0	0,56	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	7,8	1,31	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44
4,1	0,61	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	0,47	7,9	1,43	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56	1,56
4,2	0,67	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	0,48	8,0	1,56	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66

➤ Vérification de recommandation de l'EC8 [17]

a) Coffrage [EC8-1/5.4.1.2.2].

La largeur b_w d'une poutre sismique primaire doit respecter la condition donnée par l'expression suivante :

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$$

Avec :

b_w : largeur d'une poutre

b_c : grande dimension de la section transversale du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.

h_w : hauteur de la poutre.

b) Armatures transversales

- **Diamètre** : $\phi_t > 6$ mm

Espacement $S < \min \left(\frac{h_w}{4} ; 24\phi_t ; 225\text{mm} ; 8\phi_l \right)$ h_w : hauteur de la poutre

Flèches

L'Eurocode 2[17] propose deux méthodes pour calculer les flèches, soit à l'aide de la valeur limite du rapport portée/hauteur utile, soit en évaluant la flèche théorique à l'aide des expressions données dans l'Eurocode.

➤ Vérification de l'ELS

• Limitation de la compression du béton

L'EC2 indique le principe de la limitation destinée à éviter les fissurations longitudinales, la microfissuration et le fluage excessif. $0,6 f_{ck}$ sous chargement quasi permanent pour éviter la microfissuration par excès de compression.

• Limitation de l'ouverture des fissures

L'ouverture limite en environnement est égale à 0,3 mm, cette valeur s'applique explicitement aux combinaisons de charge quasi permanentes.

VII.3.2.Exemple de calcul

- Poutre secondaire non liée au voile (40x30) cm²

$$M_{Ed} = 142.516 \text{ KN.m}$$

$$V_{Ed} = 105.85 \text{ KN}$$

a) Détermination de coefficient K

$$K = \frac{M_{Ed}}{b d^2 f_{cd}} = \frac{142.516 \cdot 10^6}{300 \cdot 360^2 \cdot 16,66} = 0,22$$

$$d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 16,66 \text{ MPa}$$

On a la valeur de $K' = 0,294$

$K \leq K'$ alors les armatures de compression n'est pas nécessaire

b) Calcule le bras de levier z

$$z = 0,5 (1 + \sqrt{1 - 2K}) d = 0,5 (1 + \sqrt{1 - 2 * 0,22}) 36 = 31.47 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 36 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z f_{yd}} = \frac{142,516 \cdot 10^6}{314,7 \cdot 400} = 1,132 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des Armatures minimales

$$A_s = (0,26 f_{ctm} b_w d) / f_{yk} = (0,26 \cdot 2,6 \cdot 30 \cdot 36) / 400 = 1,8 \text{ cm}^2$$

d) Calcul de l'effort tranchant

d1- Déterminer la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w z} = \frac{V_{Ed}}{0,9 b_w d} = \frac{105,85 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 300 \cdot 360} = 1,08 \text{ MPa}$$

d2- Déterminer la résistance de bielles de béton $V_{Rd, \max \cot \theta = 2,0}$

On a $V_{Rd, \max} = 3,60 \text{ MPa}$

$V_{Ed} < V_{Rd, \max \cot \theta = 2,0}$; Alors

d3- On Calcule la section des armatures d'effort tranchant

$$A_{sw}/s = \frac{V_{Ed} b_w}{f_{ywd} \cot \theta} = \frac{1,08 \cdot 300}{400 \cdot 2} = 4,05 \text{ cm}^2$$

e) Vérifier les armatures transversales minimales

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} \geq \rho_{w, \min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

$$\rho_w = \frac{405}{300 \sin 45} = 1,90 \% \geq \rho_{w, \min} = 0,080 \%$$

$$A_{s \text{ transversale min}} = b \cdot h \cdot 0,08\% = 0,96 \text{ cm}^2$$

f) Calcul des Armatures maximales

$$A_{s \max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 40 \cdot 30 = 48 \text{ cm}^2$$

g) Vérification de l'espacement maximal des armatures d'effort tranchant verticales

$$S \leq S_{l, \max} = 0,75 d \leq 600 \text{ mm}$$

$$S = \min \{ h_w/4 ; 24 d_{bw} ; 225 \text{ mm} ; 8 d_{bL} \} = \min \{ 40/4 ; 24 d_{bw} ; 225 \text{ mm} ; 8 d_{bL} \}$$

$$S = 22,5$$

On prend $S = 25 \text{ cm}$

$$S = 25 \text{ cm} \leq S_{l, \max} = 0,75 d = 27 \text{ cm} \leq 600 \text{ mm} = 60 \text{ cm} \quad \text{condition Vérifier}$$

• Vérification de recommandation de l'EC8 [18]

a) Coffrage [EC8-1/5.4.1.2.2]

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w ; 2b_c \}$$

$$b_w = 30 \text{ cm} \leq \min \{ 40 + 40 ; 80 \} \quad \text{Condition Vérifier}$$

VII.3.3.Ferrailage et vérification des poutres

Tableau VII. 10 :Calcul des armatures des Poutres

poutres		A _{smin}	A _{smax}	Béton ordinaire				Béton léger				A _s adopté	Choix
				M _{Ed} (KN.m)	V _{Ed} (KN)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)	M _{Ed} (KN.m)	V _{Ed} (KN)	A _s (cm ²)	A _{s'} (cm ²)		
PP* liée au voile	En travée	1.43	48	79.19	100.33	4.44	0	74.18	93.6	4.12	0	6,08	3HA16
	En appui	1.43	48	258.105	189.95	19.25	6.04	251.52	183.22	18.85	5.49	20.36	7HA16 2HA20
PP* non liée au voile	En travée	1.43	48	75.287	80.49	4.34	0	69.49	77.73	3.92	0	4.62	3HA14
	En appui	1.43	48	142.51	105.85	10.20	0	139.90	102.87	9.78	0	10.65	3HA14 3HA16
PS* liée au voile	En travée	1.43	48	56.98	71.03	3.05	0	54.54	68.15	2.91	0	4.62	3HA16
	En appui	1.43	48	248.525	198.47	18.46	5.45	194.77	243.714	18.15	5.06	20.36	7HA16 2HA20
PS* non liée au voile	En travée	1.43	48	46.177	65.75	2.33	0	44.75	61.68	2.27	0	4.62	3HA14
	En appui	1.43	48	104.02	123.53	6.28	0	102.59	120.41	6.19	0	7.70	5HA14

PP* : poutre principale ; PS* : poutre secondaire

Tableau VII. 11 :Vérification des Poutres

Zone		ρ _{w, min}	Béton ordinaire				Béton léger			
			V _{Ed} (KN)	V _{Ed} (MPa)	A _{sw} /s	ρ _w	V _{Ed} (KN)	V _{Ed} (MPa)	A _{sw} /s	ρ _w
PP* liée au voile	En travée	0,080	100.33	1.03	3.87	1.82	93.6	0.96	3.61	1.70
	En appui	0,080	189.95	1.95	7.32	3.46	183.22	1.88	7.06	3.33
PP* non liée au voile	En travée	0,080	80.49	0.83	3.10	1.46	77.73	0.80	2.99	1.41
	En appui	0,080	105.85	1.09	4.08	1.93	102.87	1.06	3.96	1.87
PS* liée au voile	En travée	0,080	71.03	0.73	2.74	1.29	68.15	0.70	2.62	1.24
	En appui	0,080	198.47	2.04	7.65	3.61	243.714	2.51	9.40	4.43
PS* non liée au voile	En travée	0,080	65.75	1.03	3.87	1.82	61.68	0.96	3.61.11	1.70
	En appui	0,080	123.53	1.95	7.32	3.46	120.41	1.88	7.06	3.33

VII.3.4. Schéma ferrillages

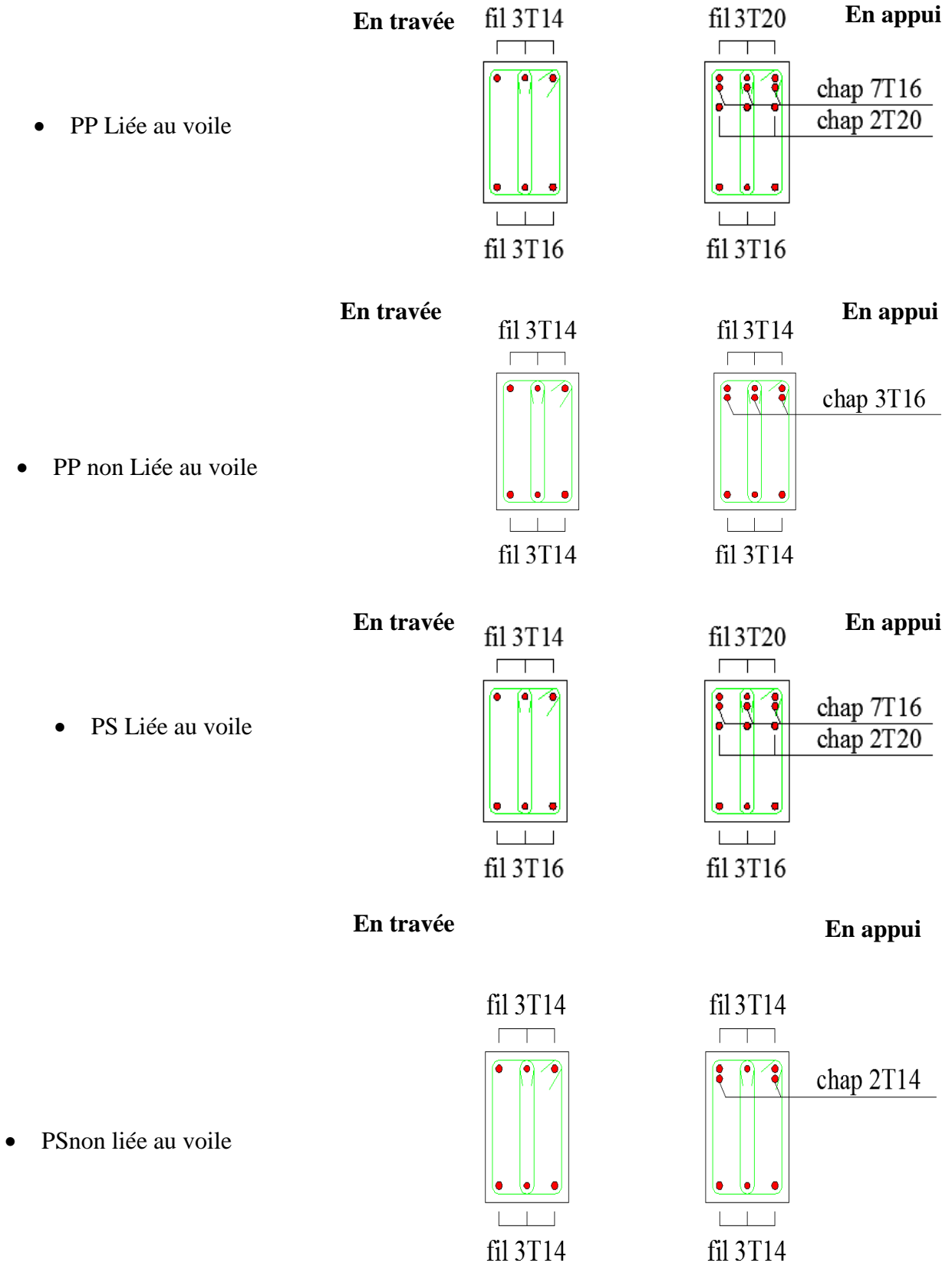


Figure VII. 5 : Schémas de ferrillages des poutres.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

VII.4. Ferrailage des voiles

Le mur en béton peut être considéré comme un élément voile lorsque sa longueur l_w est au moins égale à 4 fois l'épaisseur h_w . En cas contraire, l'élément structural est classé comme un poteau, qui fait objet des règles de la section 5 dans l'EC2-1-1.

Un mur ou un voile est qualifié en béton armé ou non lorsque ses armatures sont prises en compte ou non dans le calcul de sa résistance (Cf. titre 5).

La quantité d'armature et les dispositions constructives appropriées peuvent aussi être déduites de modèles bielles et tirants (EC2-1-1, clause 6.5).

Lorsque les murs sont soumis principalement à une flexion due à des charges non-coplanaires, les règles pour les dalles s'appliquent.

Un voile est caractérisé par :

- son épaisseur h_w ;
- sa hauteur libre l_w (distance libre entre deux planchers successifs, ou distance entre la face supérieure de la semelle de fondation et la sous-face du premier plancher) ;
- sa largeur b
- sa longueur dite efficace l_o ;
- une excentricité e de l'effort de compression dans la direction de l'épaisseur.

La résultante d'effet des actions est une densité de force N_{Ed} verticale aux ELU, situé dans un plan plus ou moins excentré du plan moyen du mur.

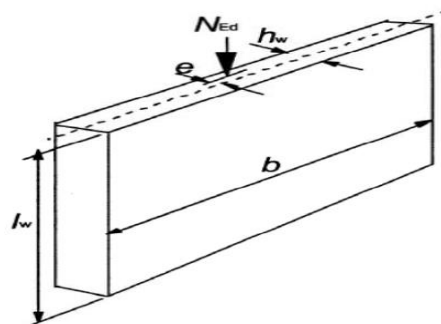


Figure VII. 6 : Caractéristique d'un voile Selon l'EC2.

Le calcul des voiles ne se diffère pas significativement de celui des poteaux

VII.4.1. Règle de calcul

Le coefficient d'élancement est défini comme suit : $\lambda = l_o/i$ où l_o est la longueur efficace et i le rayon de giration de la section de béton non fissurée.

La figure montre des exemples de longueur efficace d'éléments isolés et de section constante.

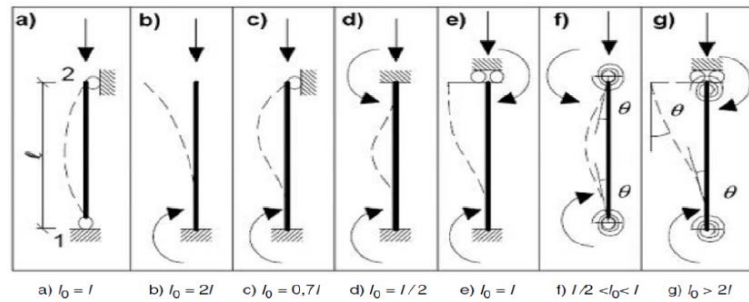


Figure VII. 7 : Modes de flambement et longueurs efficaces correspondantes.

Dans le cas des voiles ou des bandes de voile, la longueur efficace de l'élément peut être supposée égale à : $l_0 = \beta l_w$

Les conditions d'appui sont prises en compte au moyen d'un coefficient β dont la valeur est :

- pour les voiles libres à une extrémité $\beta = 2$;
- pour les autres voiles, les valeurs de β sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII. 12 : (EC2-1-1, TAB.12.1)[17] : Valeurs de β pour diverses conditions de rive.

Encastrement en rive	Croquis	Expression	Facteur β	
Sur deux cotés			$\beta = 1,0$ pour tout rapport l_w/b	
Sur trois cotés		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
Sur quatre cotés		<p>Si $b \geq l_w$</p> $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ <p>Si $b < l_w$</p> $\beta = \frac{b}{2l_w}$	b/l_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
1,5	0,69			
2,0	0,80			
5,0	0,96			

NOTE

Les données de la table ont une application que si le voile n'a pas d'ouverture de hauteur supérieure à 1/3 de la hauteur l_w du voile, ou de surface supérieure à 1/10 de la surface du voile.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Pour les voiles encastrés sur 3 ou 4 cotés avec des dimensions d'ouvertures excédant les limites ci-avant, il convient de considérer les parties situées entre les ouvertures comme encastrées sur deux côtés seulement et de les dimensionner en conséquence.

➤ Méthode de Calcul des armatures longitudinales selon l'EC2 [17]

a) Détermination des moments du premier ordre

$$M_{01} = \text{Min} \{ |M_{\text{top}}|, |M_{\text{Bottom}}| + e_i N_{ED} \}$$

$$M_{02} = \text{Max} \{ |M_{\text{top}}|, |M_{\text{Bottom}}| + e_i N_{ED} \}$$

Où :

$$e_i = l_0 / 400$$

Avec :

$M_{\text{top}}, M_{\text{Bottom}}$: les moments ultimes

M_{01}, M_{02} : les moments d'extrémité du premier ordre

M_{01}, M_{02} doivent avoir le même signe s'ils provoquent des tractions du même côté

e_i : Excentricité liée à des imperfections géométriques

N_{ED} : valeur de calcul de l'effort normal

b) Détermination de l'élancement λ

$$\lambda = l_0 / i$$

ou :

$$i : \text{rayon de giration ; ou } i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = 3,46 l_0 / h \text{ pour section rectangulaire}$$

h : Hauteur totale

c) Détermination de la limite d'élancement λ_{lim}

$$\lambda_{lim} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

Avec :

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \varphi_{ef}}$$

$$B = \sqrt{1 + 2\omega}$$

$$C = 1,7 - r_m$$

φ_{ef} : le coefficient de fluage effectif

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

ω : Ratio mécanique d'armature

$$f_{yd} : \text{Résistance de calcul des armatures (limite élastique)} ; f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

f_{cd} : Contrainte de compression du béton

$$; f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$$

$$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} ;$$

r_m : rapport des moments

On prend $r_m = 1$ dans le cas des éléments contreventés

$$n = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$$

n : effort normal réduit; A_c : aire de la section

On prend $A=0,7$; $B=1,1$; $C=0,7$ par défaut

d) Si $\lambda \leq \lambda_{lim}$: Le voile n'est pas élancé et les effets de second ordre peuvent être négligés. On fait un calcul en compression

Alors :

$$M_{ED} = \max \{ M_{02} ; h/30 * N_{Ed} ; 20 \text{ mm} * N_{Ed} \}$$

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

b : largeur de section

h : hauteur de section

On tire la valeur de ω à partir d'un diagramme d'interaction qui est établi pour la valeur de $d/h = 0,9$

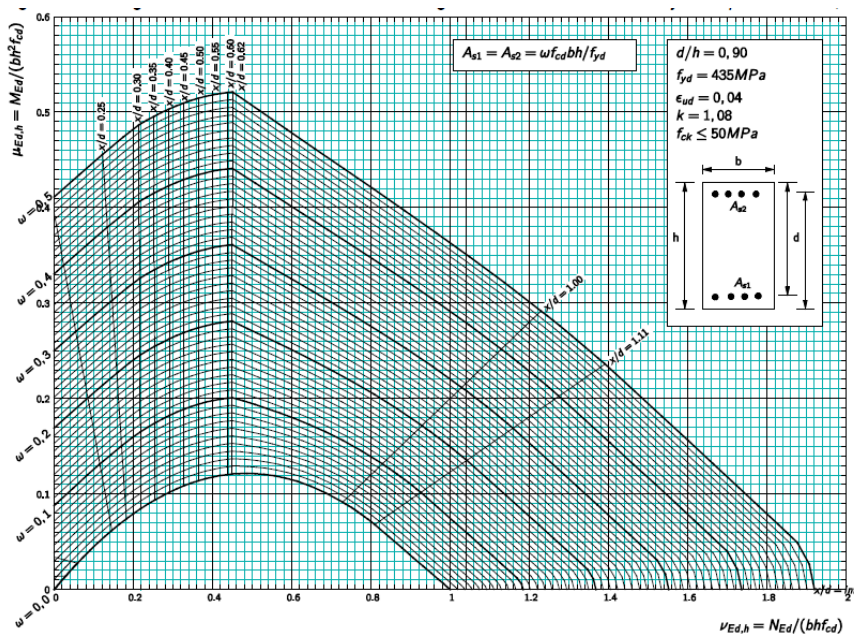


Figure VII. 8 : Diagramme d'interaction section rectangulaire.

e) Si $\lambda > \lambda_{lim}$: Le voile est élancé, il faut tenir compte des effets de second ordre.

On fait un calcul en flexion composée

f) Calcul de coefficient de correction K_r .

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})}$$

Avec :

$n_u = 1 + \omega$; n_u : coefficient qui tient compte des armatures dans le voile

$n_{bal} = 0,4$; n_{bal} : valeur de n pour le moment résistant maximal

$$\omega = \frac{A_{s,est} f_{yd}}{A_c f_{cd}}$$

$A_{s,est}$: aire totale estimée de l'armature, $A_{s,est}$ n'est pas connu pour le moment, on admettra

$$A_{s,est} = \frac{3 A_c}{100}$$

A_c : aire de béton ; $A_c = b \cdot h$

g) Calcul de coefficient de fluage

$$K\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$$

Où :

$K\varphi$: Coefficient qui tient compte du fluage

φ_{ef} : Coefficient du fluage effective

β : Coefficient ; $\beta = 0,35 + (f_{ck}/200) - (\lambda/150)$

λ : Coefficient d'élanement

h) Calcul de l'excentricité du second ordre e_2

$$e_2 = \frac{(1/r)l_0^2}{10}$$

$1/r$: courbure nominale ; $1/r = K_r K\varphi \frac{2f_y}{E_s 0,9d}$

E_s : module d'élasticité de l'acier d'armature (200 GPa)

i) Calcul de moment équivalent de premier mode M_{0e}

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01}$$

j) Détermination de moment fléchissant M_{ED}

$$M_{ED} = \text{Max} \{M_{02} ; M_{0e} + M_2 ; M_{01} + 0,5M_2, h/30 * N_{ED} ; 20mm N_{ED}\}$$

Avec :

M_2 : Moment nominal au second ordre ; $M_2 = N_{ED} e_2$

k) Calcul de la section nécessaire d'armatures

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

l) Section Maximale des armatures

L'Eurocode 2 stipule que la section nominale maximale d'armatures pour les voiles en dehors des zones de recouvrement est de **4 %**. Cette section peut toutefois être augmentée à condition

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

de permettre une mise en place et un compactage satisfaisant du béton. Du béton autocompactant peut au besoin être utilisé dans des zones de forte concentration d'armatures.

m) Section minimale des armatures

$A_{s, \min} = \max (0,10 N_{Ed}/f_{yd} ; 0,002A_c)$. Le diamètre des armatures transversales ne doit pas être inférieur à **6 mm** ou à un quart du diamètre maximal des barres longitudinales.

n) Exigences relatives aux espacements des armatures transversales des voiles

La distance entre deux barres verticales adjacentes ne doit pas dépasser la plus petite des Valeurs parmi : trois fois l'épaisseur du voile et 400 mm

La section minimale des armatures horizontales des voiles est la plus grande des valeurs entre 25 % des armatures verticales et $0,001 A_c$. Une quantité d'armature minimale plus importante peut être requise dans le cas où l'on veut maîtriser la fissuration due aux effets thermiques ou au retrait.

Il convient de limiter à 400 mm l'espacement entre deux barres horizontales adjacentes.

Dans toute partie d'un voile où l'aire totale de la section des armatures verticales placées sur les deux faces est supérieure à $0,02 A_c$, il convient de prévoir des armatures transversales en forme de cadres, étriers ou épingles conformément aux exigences données pour les poteaux.

La grande dimension citée en del' **Eurocode 2 [17]** n'a pas à être prise supérieure à 4 fois l'épaisseur du voile.

Lorsque les armatures principales sont celles des lits situés le plus près des parements du voile, il convient également de prévoir au moins 4 armatures transversales en forme de cadre ou d'étrier par 2m de surface de voile.

Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures transversales lorsque des treillis soudés et des barres de diamètre < 16 mm sont employés avec un enrobage de béton supérieur à 2Φ .

o) La section minimale des armatures longitudinales

La section minimale des armatures longitudinales est donnée par : $A_{s, \min} = 0,002A_c$.

p) La section minimale des armatures horizontales

La section minimale des armatures horizontales des voiles est la plus grande des valeurs entre 25 % des armatures verticales et $0,001 A_c$.

-Exigence relative à l'EC8

- **Condition sur l'épaisseur du voile**

$$b_{w0} \geq \max \{0,15 ; h_s/20\}$$

h_s : hauteur libre d'étage

- **Vérification de l'effort normal réduit**

$$v_d = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} < 0,4$$

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

Avec :

v_d : l'effort normal réduit

A_c : section du voile

f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance en compression du béton

- La densité minimale des armatures de confinement

$$P_{\min} = 0,5 \%$$

VII.4.2. Disposition des voiles

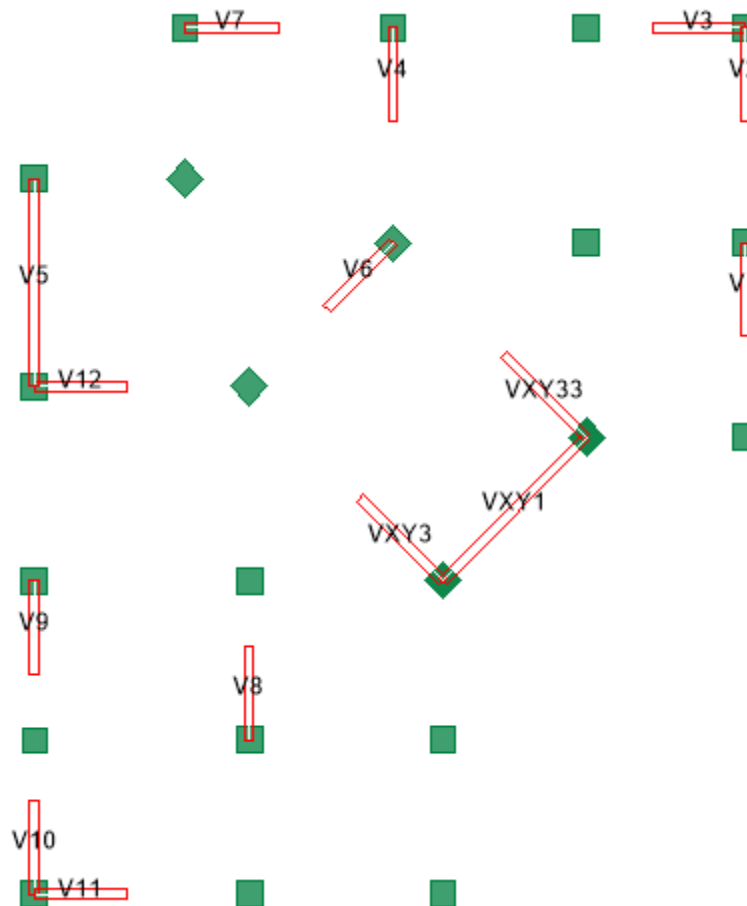


Figure VII. 9 : Disposition des voiles.

VII.4.3.Exemple de calcul

Tableau VII. 13 :Les données de calcul de voile.

Voile	$N_{ED}(KN)$	$M_{top}(KN.m)$	$M_{bottom}(KN.m)$	$L(m)$	$l_0(m)$
Zone 1	2554,95	715,333	1118,652	4,08	2,04

a) Détermination les moments du premier ordre

$$M_{01} = \text{Min} \{ |M_{top}| , |M_{Bottom}| + e_i N_{ED} \}$$

$$M_{02} = \text{Max} \{ |M_{top}| , |M_{Bottom}| + e_i N_{ED} \}$$

$$e_i = l_0 / 400 = 204 / 400 = 0,51 \text{ cm} = 0,0051 \text{ m}$$

$$M_{01} = \text{Min} \{ |715,333| , |1118,652| + 0,0051 * 2554,95 \}$$

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

$$M_{01} = 766,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \text{Max} \{ |715,333| , |1118,652| + 0,0051 * 2554,95 \}$$

$$M_{02} = 1169,75 \text{ KN.m}$$

b) Détermination l'élancement λ

$$\lambda = l_0 / i$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} = 0,057$$

$$\lambda = 2,04 / i = l_0 / 0,057$$

$$\lambda = 35,33$$

c) Détermination la limite d'élancement λ_{lim}

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 A B C}{\sqrt{n}}$$

$$n = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{2554,95 * 1000}{200 * 1200 * 16,66} = 0,75$$

$$\lambda_{\text{lim}} = \frac{20 * 0,7 * 1,1 * 0,7}{\sqrt{0,75}}$$

$$\lambda_{\text{lim}} = 18,56$$

Alors :

$\lambda > \lambda_{\text{lim}}$: Le voile est élancé, il faut tenir compte des effets de second ordre. On fait un calcul en flexion composée

d) Calcul de coefficient de correction K_r

$$K_r = \frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})} = \frac{(1,18 - 0,75)}{(1,18 - 0,4)} = 0,55$$

Avec :

$$n_u = 1 + \omega = 1 + 0,18 = 1,18$$

$$n_{bal} = 0,4$$

$$n = 0,75$$

e) Calcul de coefficient de fluage

$$K\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1$$

$$K\varphi = 1,24 > 1$$

Avec :

$$\varphi_{ef} = 2$$

$$\beta = 0,12$$

f) Calcul de moment équivalent de premier mode M_{0e}

$$M_{0e} = 0,6 M_{02} + 0,4 M_{01} = 0,6 * 1169,75 + 0,4 * 766,43$$

$$M_{0e} = 1008,42275 \text{ KN.m}$$

g) Détermination de moment fléchissant M_{ED}

$$M_{ED} = \text{Max} \{M_{02} ; M_{0e} + M_2 ; M_{01} + 0,5M_2, h/30 * N_{ED} ; 20\text{mm } N_{ED}\}$$

Avec :

$$M_2 = N_{ED} e_2 = 0$$

$$e_2 = \frac{(1/r)l_0^2}{10} = 0$$

$$M_{ED} = 1169,75 \text{ KN.m}$$

h) Calcul de la section nécessaire d'armatures

$$A_s = \omega b h \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,10 \cdot 200 \cdot 2000 \cdot \frac{16,67}{400} = 1002 \text{ mm}^2 = 16,67 \text{ cm}^2$$

- La section minimale des armatures longitudinales

$$A_{s, \text{min}} = 0,002 A_c = 4,8 \text{ cm}^2$$

- La section minimale des armatures horizontales

$$A_{s, \text{min}} = \max \{ 25 \% A_{s, \text{min, arms long}} ; 0,001 A_c \} = \max \{ 1,2 ; 2,4 \} = 2,4 \text{ cm}^2$$

Exigence relative à l'EC8

- Condition sur l'épaisseur du voile

$$b_{w0} \geq \max \{ 0,15 ; h_s/20 \}$$

$$b_{w0} \geq \max \{ 0,15 ; 4,08/20 \} = \max \{ 0,15 ; 0,204 \} = 0,204 \text{ m}$$

- Vérification de l'effort normal réduit

$$v_d = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} < 0,4 \rightarrow v_d = \frac{2554,95 \cdot 1000}{(1,2 \cdot 0,20) \cdot 1000 \cdot 16,74} = 0,31 < 0,4$$

VII.4.4.Ferrailage et vérification des voiles

Tableau VII. 14 :Calcul des armatures des voiles pour la structure a base de béton ordinaire.

Voile		$A_{min}(cm^2)$	N(KN)	M(KN.m)	$\sigma_1(KN/m^2)$	$\sigma_2(KN/m^2)$	$L_t(m)$	Lc(m)	$A_{vcal}(cm^2)$	$N_t(KN)$
I (55x55) RDC	2m	16.67	1371.69	2385.74	-1446.35	2132.20	0.81	1.19	29.23	116.91
	2.5m	20.83	1352.54	2966.011	-1153.18	1694.18	1.01	1.49	29.19	116.76
	4.45m	36.25	3792.57	7704.126	-741.013	1593.27	1.51	3.03	26.11	104.68
	4.35m	37.09	496.99	8426.796	-1278.87	1393.12	2.08	2.26	66.27	266.26
II (50x50) Etg 1 ; 2	2m	16.67	470.52	1573.524	-1062.65	1297.9	0.9	1.1	23.92	95.67
	2.5m	20.83	2348.53	1804.688	-396.56	1335.96	0.57	1.93	5.67	22.69
	4.45m	36.25	3503.95	6369.26	-751.21	1358.51	1.31	3.13	18.81	75.23
	4.35m	37.09	53.9	7386.023	1164.59	1177.18	2.16	2.18	63	252.0
III (45x45) Etg 3 ; 4	2m	16.67	163.5	1044.037	742.27	823.78	0.94	1.05	17.59	70.36
	2.5m	20.83	1166.77	1094.002	-232.58	562.58	0.73	1.77	4.25	17.01
	4.45m	36.25	377.21	4058.60	752.45	657.24	2.07	2.37	29.85	118.59
	4.35m	37.09	375.44	4972.87	-745.25	231.55	2.05	2.29	38.31	153.22
IV (40x40) Etg 5 ; 6	2m	16.67	305.51	777.94	-4032.4	551.55	0.86	4.14	9.31	37.25
	2.5m	20.83	825.3	828.286	217.9	460.62	0.8	1.7	4.37	17.49
	4.45m	36.25	407.14	2682.90	-360.70	452.19	1.97	2.47	17.81	71.22
	4.35m	37.09	334.05	3353.79	493.31	570.11	2.01	2.33	24.89	99.54
V (35x35) Etg 7 ; 8	2m	16.67	278.31	669.32	-307.68	379.03	0.9	1.10	6.89	29.75
	2.5m	20.83	606.842	706.842	-167.02	278.22	0.94	1.56	3.92	15.66
	4.45m	36.25	324.18	1894.68	344.42	399.99	2.01	2.33	17.33	69.32
	4.35m	37.09	241.74	2347.72	-250.61	323.46	1.94	2.50	12.17	48.68
VI (30x30) Etg 9 ; 10	2m	16.67	142.71	457.822	-307.68	379.04	0.89	1.10	6.89	27.67
	2.5m	20.83	278.01	463.874	-153.84	263.28	0.92	1.58	3.55	14.18
	4.45m	36.25	212.03	1097.62	-142.46	190.10	1.9	2.54	6.79	27.15
	4.35m	37.09	121.08	1332.84	-197.37	227.22	2.03	2.31	10.03	40.10

Tableau VII. 15 :Calcul des armatures des voiles pour la structure légère.

Chapitre VII : Ferrailage des éléments structuraux

voile		$A_{min}(cm^2)$	N(KN)	M(KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L_t (m)	L_c (m)	$Av_{ca}(cm^2)$	N_t (KN)
I (55x55) RDC	2m	16.67	1353.01	2334.84	-1412.85	2089.35	0.81	1.19	28.5	113.99
	2.5m	20.83	1353.39	2902.15	-1122.35	1663.67	1.01	1.49	28.26	113.03
	4.45m	36.25	3682.43	7514.13	-724.60	1552.11	1.42	3.03	25.66	102.62
	4.35m	37.09	520.18	8230.45	1245.09	1364.62	2.08	2.27	64.6	258.40
II (50x50) Etg 1 ; 2	2m	16.67	472.31	1541.47	-1037.98	1274.13	0.9	1.1	23.3	93.20
	2.5m	20.83	2322.57	1766.69	-393.47	1312.47	0.57	1.93	5.42	21.68
	4.45m	36.25	3397.08	6616.0	-560.01	1323.83	1.92	3.13	18.52	74.1
	4.35m	37.09	18.14	7215.31	1141.84	1164.0	2.17	2.18	61.67	247.9
III (45x45) Etg 3 ; 4	2m	16.67	159.10	1024.248	-728.380	807.93	0.95	1.05	17.27	69.07
	2.5m	20.83	1147.37	1072.04	285.08	744.04	0.69	1.91	4.94	19.75
	4.45m	36.25	344.88	2591.38	-564.02	641.53	2.08	2.37	29.36	17.43
	4.35m	37.09	344.16	3255.09	-730.4	809.51	2.06	2.29	37.68	150.7
IV (40x40) Etg 5 ; 6	2m	16.67	289.78	756.624	-495.0	693.9	0.87	1.13	10.80	43.18
	2.5m	20.83	787.48	804.30	228.58	543.54	0.74	1.76	4.23	19.92
	4.45m	36.25	386.25	4856.52	-349.18	435.96	1.97	2.47	17.28	69.10
	4.35m	37.09	918.31	3978.88	-479.48	552.65	2.02	2.34	24.22	96.89
V (35x35) Etg 7 ; 8	2m	16.67	264.51	638.785	-412.9	554.15	0.86	1.14	8.9	35.59
	2.5m	20.83	571.07	675.71	-210.14	438.54	0.81	1.89	4.25	17.02
	4.45m	36.25	311.03	1796.91	-237.28	307.17	1.94	2.51	11.50	46.02
	4.35m	37.09	233.25	2241.07	-328.50	382.11	2.01	2.34	16.71	86.06
VI (30x30) Etg 9 ; 10	2m	16.67	146.28	428.807	-285.05	388.15	0.89	1.11	6.32	25.27
	2.5m	20.83	273.59	434.499	-153.84	263.28	0.92	1.58	3.55	14.18
	4.45m	36.25	195.16	1034.87	134.85	178.69	1.91	2.54	6.45	25.81
	4.35m	37.09	105.25	1242.45	-184.87	209.06	2.04	2.03	9.44	37.74

Tableau VII. 16 :Ferrailage longitudinal des voiles.

Voile	Zone	BO	BL	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)/nappe$	Zone cour	$S_t (cm)$	Zone D'abou	St (cm)
		$A_{v_{cal}}(cm^2)$	$A_{v_{cal}}(cm^2)$						
2m	I	29.23	28.50	16.67	17.47	4HA16	15	3HA20	7
	II	23.92	23.30	16.67	12.66	4HA16	15	3HA14	7
	III	17.59	17.27	16.67	9.55	4HA14	15	3HA12	7
	IV	10.80	9.31	16.67	9.14	4HA12	15	3HA14	7
	V	6.89	8.90	16.67	9.14	4HA12	15	3HA14	7
	VI	6.69	6.32	16.67	9.14	4HA12	15	3HA14	7
2.5m	I	29.19	28.26	20.83	15.30	7HA14	15	4HA12	7
	II	5.67	5.42	20.83	12.94	6HA12	15	4HA14	7
	III	4.94	4.25	20.83	12.94	6HA12	15	4HA14	7
	IV	4.37	4.23	20.83	12.94	6HA12	15	4HA14	7
	V	3.92	4.25	20.83	12.94	6HA12	15	4HA14	7
	VI	3.55	3.55	20.83	12.94	6HA12	15	4HA14	7
4.45m	I	26.11	25.66	36.25	32.08	13HA14	15	6HA16	7
	II	18.81	18.52	36.25	32.08	13HA14	15	6HA16	7
	III	29.85	29.36	36.25	19.42	13HA12	15	6HA16	7
	IV	17.81	17.28	36.25	19.42	13HA12	15	6HA16	7
	V	12.17	11.50	36.25	19.42	13HA12	15	6HA16	7
	VI	6.79	6.45	36.25	19.42	13HA12	15	6HA16	7
4.35m	I	66.27	64.60	37.09	38.33	16HA16	15	4HA14	7
	II	63	61.67	37.09	38.33	16HA16	15	4HA14	7
	III	38.31	37.68	37.09	24.54	13HA14	15	4HA12	7
	IV	24.89	24.22	37.09	24.54	13HA14	15	4HA12	7
	V	17.33	16.71	37.09	24.54	13HA14	15	4HA12	7
	VI	10.03	9.44	37.09	24.54	13HA14	15	4HA12	7

NB : le ferrailage adopté a été calculé grâce à un fichier Excel existant conçu au ferrailage des voiles selon la réglementation algérienne

Tableau VII. 17 :Ferrailage transversal des voiles.

Zone	L	A _h	A _{min/nappe}	St	Choix	A _{h,adopté}
I RDC	2m	34.94	4.36	20	13HA10	10.21
	2.5m	25.88	3.23	20	13HA10	10.21
	4.45m	64.04	8.005	20	13HA10	10.21
	4.35	76.66	9.58	20	13HA10	10.21
	NB : les résultats des deux structures sont plus en moins similaire il suffit de calculer juste pour le RDC					

- Vérification de l'effort normal réduit

$$v_d = \frac{N_{ed}}{A_c f_{cd}} \leq 0.4$$

Tableau VII. 18 :Vérification de l'effort normal réduit.

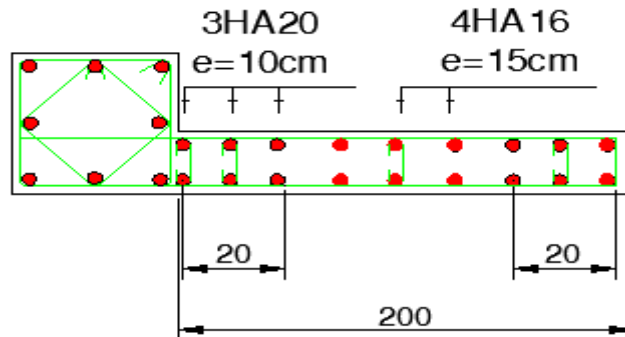
e(m)	L	f _{cd} (MPa)	Béton ordinaire			Béton léger		
			N _{Ed} (KN)	v _d	Obs	N _{Ed} (KN)	v _d	Obs
0,20	2m	16.67	1371.69	0.2	CV	1353.01	0.2	CV
0,20	2.5m	16.67	1353.39	0.16	CV	1352.54	0.16	CV
0,20	4.45m	16.67	3792.57	0.25	CV	3682.43	0.26	CV
0,20	4.35 m	16.67	496.99	0.34	CV	520.18	0.049	CV

- La densité minimale des armatures de confinement

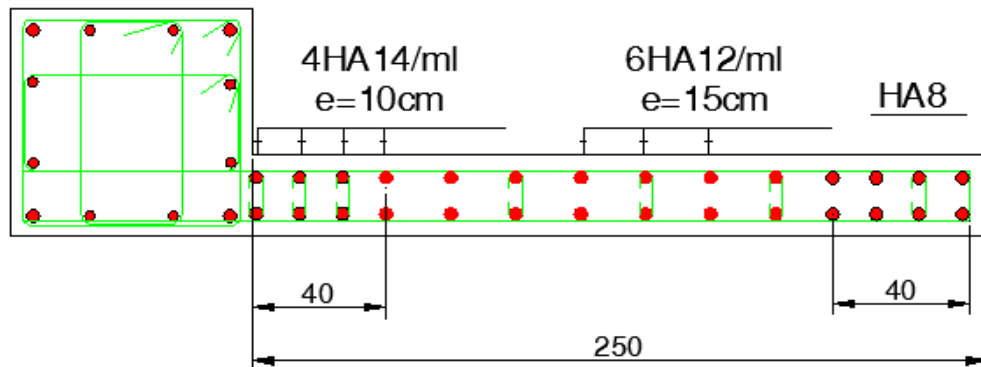
$$P_{\mu v} = 0,5 \%$$

VII.4.5. Schéma de ferrailage des voiles de RDC (zone I)

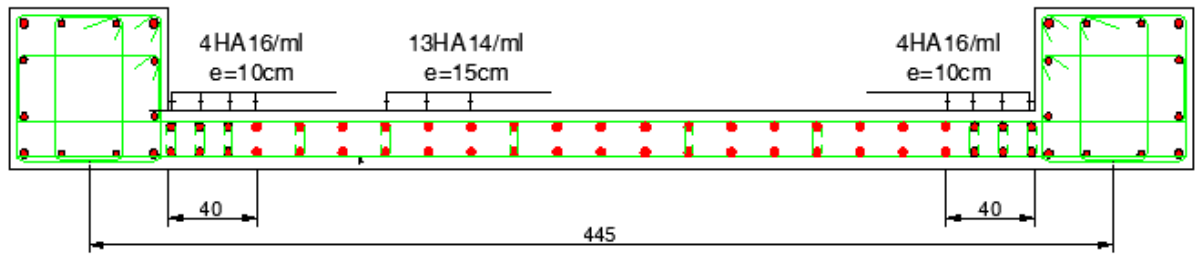
- Voile de 2 m de longueur



- Voile de 2.50 m de longueur



- Voile de 4.45 m de longueur



- Voile de 4.35 m de longueur

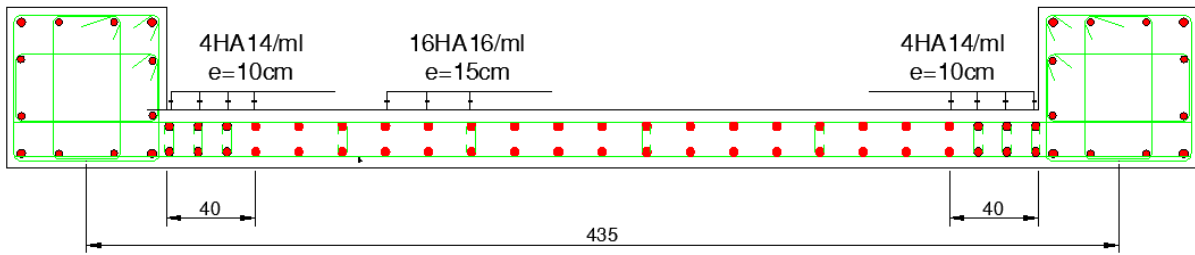


Figure VII. 10 : Schémas Ferrailage des Voiles.

Chapitre VIII :

Etude de

l'infrastructure

VIII.1. Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être régularisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

Ce travail sera réalisé juste sur la structure en béton ordinaire. Vu la simultanéité des résultats entre les deux structures.

VIII.2. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur **2.00 bars** pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de **2.00 m**.

1) Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.
- Des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

2) Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

3) Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a au choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général nervure

Nous proposons en premier lieu un radier nervure comme solution, car la hauteur du bâtiment est importante.

VIII.3. Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

1) Pré dimensionnement du radier :

a) L'épaisseur du radier :

a.1) Condition forfaitaire :

Pour la nervure :

- Sous poteaux :

$$- \text{ Poutre : } h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46.50 \text{ cm}$$

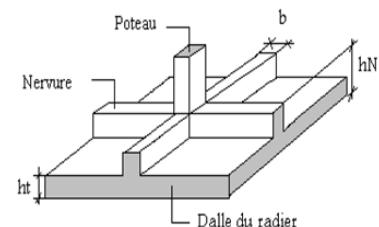


Figure VIII. 1: Les éléments du radier.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

L_{\max} : Entre axes des poteaux parallèlement aux nervures

- Sous voiles :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

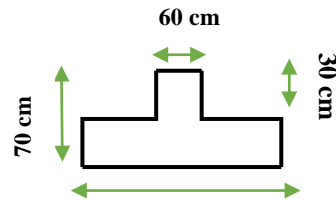
$L_{\max} = 3.37$ m: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $46.62\text{cm} \leq h_r \leq 67.40\text{cm}$.

Pour la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{445}{20} = 22.25\text{cm}$$

Soit : $h_t = 40\text{cm}$



a.2) Condition de rigidité :

$$Le \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

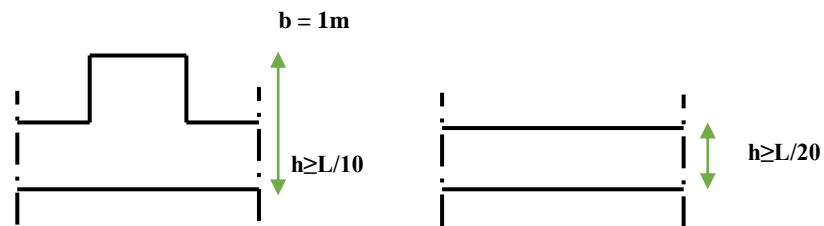


Figure VIII. 2: Dimensionnement du radier.

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique $Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$ Avec $I = \frac{bh^3}{12}$

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times (4.65)^4}{32164.195 \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0.43\text{m}$$

2) Caractéristiques géométriques du radier

Les données géométriques du radier sont tirées du logiciel ETABS et en utilisant l'application SOCOTEC.

Tableau VIII. 1 : Tableau récapitulatif des caractéristiques géométriques du radier.

	Centre de masse (m)	Inertie (m ⁴)	Centre d'application des efforts	L'excentricité	surface
X-X	X _r = 7.10	I _x = 6271.20	X _s = 8.20	e _x = 1.1 m	S = 237 m ²
Y-Y	Y _r = 10.18	I _y = 4411.1	Y _s = 9.95	e _y = 0.23 m	S = 237 m

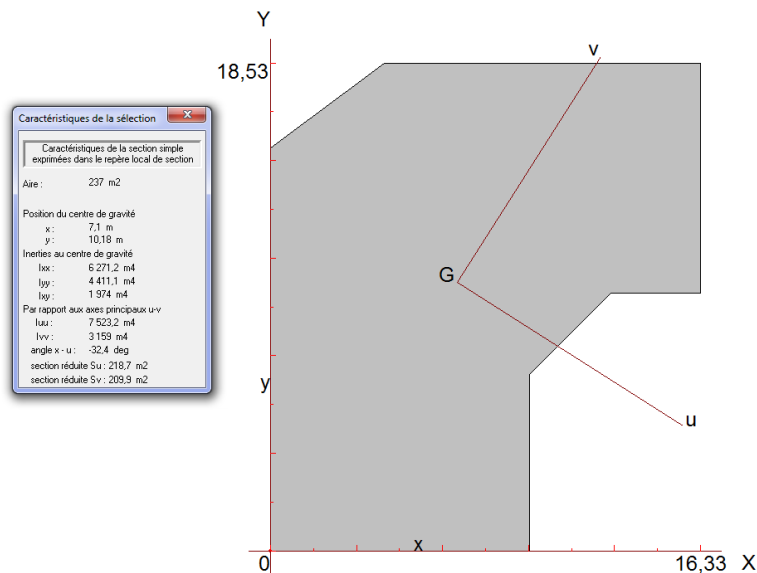


Figure VIII. 3 : Caractéristique géométrique du radier.

3) Surface minimale du radier :

Pour la détermination de la surface de radier il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{min}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{min} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a: $N_{ser} = 30457.57\text{KN}$ (béton ordinaire) , $N_{ser} = 27676.73\text{KN}$ (béton Léger)

$\bar{\sigma}_{adm} = 2.00\text{bars} = 200 \text{ KN /m}^2$.

$$S_{min} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{30457.57}{200} = 152.28\text{m}^2 \text{ (béton ordinaire)}$$

$$S_{min} = \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{27676.73}{200} = 138.38\text{m}^2 \text{ (béton Léger)}$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S= 237 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier.

4) Vérifications :

1. Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier. La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{adm}$$

Avec $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot V}{I}$; $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot V}{I}$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

-N : Effort normal du au charges verticales :

-M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Tableau VIII. 2 :Vérification des contraintes sous le radier.

	Béton ordinaire				Béton Léger			
	ELU		ELS		ELU		ELS	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (Ton)	4159.928	4159.928	3045.757	3045.757	3786.009	3786.009	2767.673	2767.673
e(m)	1.1	0.47	1.1	0.23	1.1	0.47	1.1	0.23
M (Ton.m)	4575.9208	1955.16616	3350.3327	700.52411	4164.6099	1779.42423	3044.4403	636.56479
V (m)	7.1	10.18	7.1	10.18	7.1	10.18	7.1	10.18
I (m⁴)	6271.2	4411.1	6271.2	4411.1	6271.2	4411.1	6271.2	4411.1
S (m²)	237	237	237	237	237	237	237	237
σ₁(Bar)	0.22733112	0.220645994	0.166444071	0.14467975	0.206897251	0.200813023	0.151247378	0.131470185
σ₂ (Bar)	0.123717656	0.130402782	0.090581836	0.112346157	0.11259718	0.118681407	0.082311525	0.102088718
σ_{moy}(Bar)	0.201427754	0.198085191	0.147478512	0.136596352	0.183322233	0.180280119	0.134013415	0.124124818
σ_{adm}(Bar)	0.3	0.3	0.2	0.2	0.3	0.3	0.2	0.2
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

2. Vérification de la stabilité :

Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M = M_0 + T_0 \times h \quad \text{Avec :}$$

M₀ : Moment sismique à la base de la structure.

T₀ : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : profondeur de l'infrastructure. $h = 4.60m$.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $G + 0.3Q \pm EX + 0.3EY$
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + 0.3Q \pm EY + 0.3EX$

2.1 Vérification de renversement : $G + 0.3Q \pm 0.3EX + EY / G + 0.3Q + 0.3EX - EY$.

Tableau VIII. 3 : Vérification de renversement.

	béton ordinaire				béton Léger			
	G+0.3Q+03EX+EY		G+0.3Q+03EX-EY		G+0.3Q+03EX+EY		G+0.3Q+03EX-EY	
	Sens XX	Sens YY	Sens YY	Sens XX	Sens XX	Sens YY	Sens YY	Sens XX
N (Ton)	3522.0	3521.95	2120.12	2120.12	3202.0	3201.99	1869.96	1869.96
M (Ton.m)	10923.6	5649.31	5572.99	2033.47	9961.3	5193.05	5466.73	1759.86
V (m)	7.10	10.18	7.10	10.18	7.10	10.18	7.10	10.18
I (m⁴)	6271.20	4411.10	6271.20	4411.10	6271.2	4411.10	6271.20	4411.10
S (m²)	237	237	237	237	237	237	237	237
σ₁(Bar)	0.27	0.28	0.15	0.14	0.25	0.25	0.14	0.12
σ₂(Bar)	0.02	0.02	0.03	0.04	0.02	0.02	0.02	0.04
σ_{moy}(Bar)	0.21	0.21	0.12	0.11	0.19	0.20	0.11	0.10
σ_{adm}(Bar)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
La condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

2.1 Vérification de soulèvement : G+0.3Q+EX+0.3EY condition

Tableau VIII. 4 : Vérification de soulèvement.

		G+0.3Q+EX+0.3EY									OBS
		N (Ton)	M (Ton.m)	V (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	σ ₁ (Bar)	σ ₂ (Bar)	σ _{moy} (Bar)	σ _{adm} (Bar)	
BO	Sens XX	3807.82	7726.56	7.10	6271.20	237	0.25	0.07	0.20	0.3	CV
	Sens YY	3807.82	7311.96	10.18	4411.10	237	0.33	-0.01	0.25	0.3	CV
BL	Sens XX	3478.59	7105.01	7.10	6271.20	237	0.23	0.07	0.19	0.3	CV
	Sens YY	3478.59	6770.61	10.18	4411.10	237	0.30	-0.01	0.22	0.3	CV

2. Vérification au poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées. Il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suite :

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \times h_r \times f_{c28} / \gamma_b$$

_ μ_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

_ N_u: la charge de calcul vis à vis de l'état limite.

➤ **Sous poteau :**

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

N_u = 1.75MN (béton ordinaire)

N_u = 1.65MN (béton léger)

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4(a + h_r) = 4(0.55 + h_r)$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 4(0.55 + h_r) \times h_r \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 3(0.55 + h_r)h_r$$

$$3h_r^2 + 1.65h_r - 1.75 \geq 0$$

=> $h_r \geq 53.68$ cm (béton ordinaire) ; $h_r \geq 51.60$ cm (béton léger) .

➤ **Sous voile :**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de longueur L = 4.45 m.

$$N_u = 2.98 \text{ MN (béton ordinaire)}$$

$$N_u = 2.69 \text{ MN (béton léger)}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + L + 2 h_r) = 2 (4.65 + 2 h_r)$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h_r \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \times 2(4.65 + 2h_r) \times h_r \times 25}{1.5}$$

$$N_u \leq 1.5(4.65 + 2h_r)h_r$$

$$3h_r^2 + 6.97h_r - 2.98 \geq 0$$

=> $h_r \geq 36.00$ m (béton ordinaire) ; $h_r \geq 33.00$ m cm (béton léger) .

3. Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. Il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5 \quad ; \quad d = 0.9 h_r \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 4.45 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \cdot d \\ V_u = \frac{qL_{\max}}{2} \\ N \end{array} \right.$$

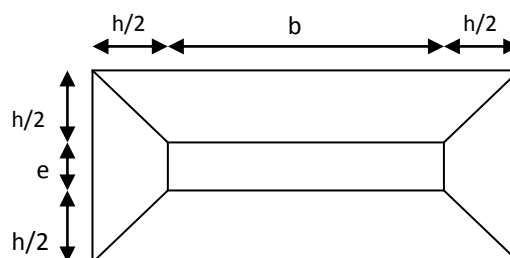


Figure VIII. 4 : Schéma de transmission des charges.

a) Détermination des charges et des surcharges :

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S_{rad} \times 0.06 f_{cj}}$$

Tableau VIII. 5: Coffrage du radier.

	Superstructure	Infrastructure			Efforts (Ton)	Coffrage du radier
		Poids de la dalle	Poids du remblai	Poids du radier		
BO	G	2724.724 Ton	59.25 Ton	853.20 Ton	3930.99	$N_U = 5877.25$ $h_r = 0.70m$
	Q	321.034 Ton	59.25 Ton	0	380.28	$N_S = 4311.27$ $h_D = 0.40m$
BL	G	2436.67 Ton	59.25 Ton	853.20 Ton	3642.94	$N_U = 5091.31$ $h_r = 0.70m$
	Q	321.034 Ton	59.25 Ton	0	380.28 Ton	$N_S = 4023.22$ $h_D = 0.40m$

4. Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{radier}$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier,

$$W = W_{radier} + W_{bâtiment}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s = 1,5$;

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) ;

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 2.00m$) ;

Tableau VIII. 6 : Vérification de l'effort tranchant.

	W radier	W bâtiment	W	$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S_{radier}$	condition
BO	293.82	3274.70	3568.52	711	Vérifiée
BL	293.82	29643.9	29937.72	711	Vérifiée

VIII.4.Ferraillage des panneaux du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles de l'ossature, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 côtés et chargés par les contraintes dues au chargement du sol, en tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le **BAEL91**, le ferraillage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau

1) Calcul des sollicitations

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

- $0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte sur un seul sens.
- $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

- $0.4 \leq \alpha \leq 1$

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur d'unité et ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$
 - Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$
- Les valeurs des μ_x, μ_y ont fonction de ($\alpha = L_x/L_y$)

- $0 \leq \alpha \leq 0.4$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = q \cdot L_x^2 / 8$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = 0$

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75M_x, M_{ty} = 0.75M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0.5M_x, M_{ay} = 0.5M_y$)

Si le panneau est considéré un panneau de rive

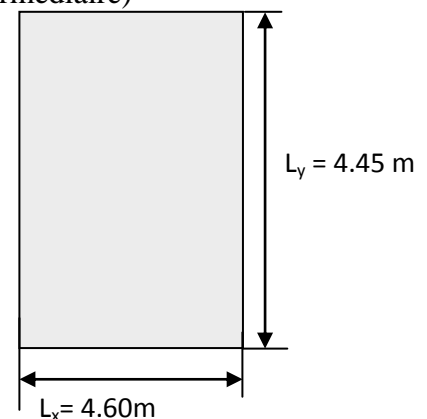
- Moment en travée : ($M_{tx} = 0.85M_x, M_{ty} = 0.85M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{tx} = 0.3M_x, M_{ty} = 0.3M_y$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter

L'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

Figure VIII. 5 : Le panneau le plus sollicité.



Evaluation des charges et surcharges :

➤ ELU :

$$N_u = 1.35(2724.724) + 1.5(321.034) = 4159.92\text{Ton} \quad (\text{Béton ordinaire})$$

$$N_u = 1.35(2436.67) + 1.5(321.034) = 3771.05\text{Ton} \quad (\text{Béton léger})$$

$$q_u = \frac{N_u}{s_{rad}} = \frac{4159.92}{237} = 17.55\text{Ton} / \text{m}^2 \quad (\text{Béton ordinaire})$$

$$q_u = \frac{N_u}{s_{rad}} = \frac{3771.05}{237} = 15.91\text{Ton} / \text{m}^2 \quad (\text{Béton léger})$$

Calcul du ferrailage longitudinal

Le ferrailage est déterminé par le calcul de la section rectangulaire en flexion simple pour le panneau le plus sollicité.

Evaluation des moments :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.45}{7.70} = 0.57 \quad \text{Le panneau porte sur les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \quad \text{Dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} \quad \text{Dans le sens de la grande portée.}$$

Les valeurs de μ_x, μ_y sont données par le BAEL.

Tableau VIII. 7 : Evaluation des moments à ELU.

		$L_x(m)$	$L_y(m)$	μ_x	μ_y	$q(KN)$	$M_{0x}(KN.m)$	$M_{0y}(KN.m)$
BO	$\nu = 0$	4.45	4.60	0.039	0.93	175.50	136.920	127.60
BL	$\nu = 0$	4.45	4.60	0.039	0.93	159.10	124.13	115.67

2) Calcul du ferrailage :

Pourcentage minimal :

$$\text{Sens // } l_y : A_{y\min} (cm^2 / m) = 8h = 3.2cm^2 / m$$

$$\text{Sens // } l_x : A_{x\min} (cm^2 / m) = A_{y\min} \frac{3-\alpha}{2} = 3.2 \frac{3-0.57}{2} = 3.88cm^2 / m \text{ (Béton ordinaire)}$$

$$A_{x\min} (cm^2 / m) = A_{y\min} \frac{3-\alpha}{2} = 3.2 \frac{3-0.96}{2} = 3.26cm^2 / m \text{ (Béton léger)}$$

Espacement maximal :

Fissuration préjudiciable

$$S_{tx} \text{ et } S_{ty} \leq \text{Min}(2 \cdot h, 25cm) = 15 \text{ cm}$$

$$S_{tx} = S_{ty} = 15cm$$

Calcul des armatures est indique ci âpre

$$S_{tx} = S_{ty} = 15cm$$

Calcul des armatures à L'ELU

Tableau VIII. 8 : Ferrailage à ELU.

		Béton ordinaire			Béton léger			A ^{ado} (cm ²)	Choix
		M _u (Kn/m)	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)	M _u (Kn/m)	A _S (cm ²)	A _{min} (cm ²)		
Sens xx	En appuis	68.46	5.74	3.88	62.08	5.19	3.26	12.06	7HA14
	En travée	102.69	8.70	3.88	93.10	7.86	3.26	12.06	7HA14
Sens yy	En appuis	63.80	5.34	3.88	63.80	4.83	3.26	12.06	7HA14
	En travée	95.70	8.09	3.88	86.76	7.31	3.26	12.06	7HA14

❖ Schéma de ferrailage du radier :

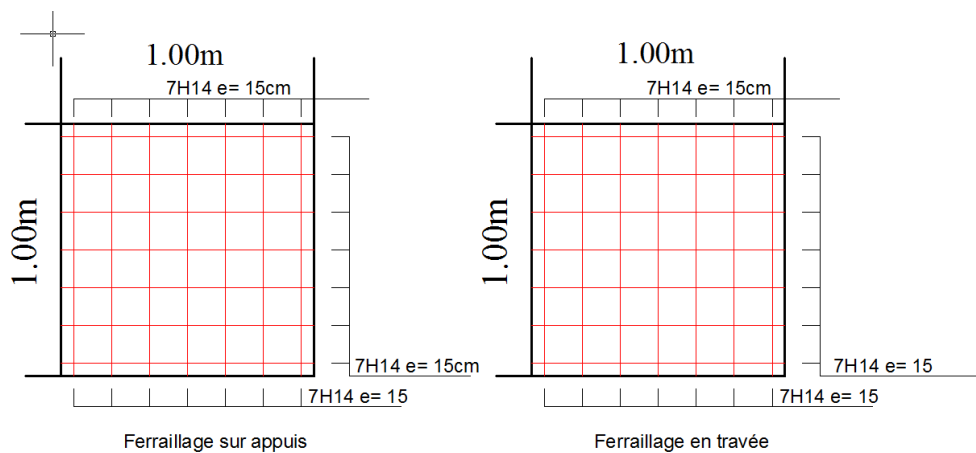


Figure VIII. 6 : Ferrailage du radier.

• **Ferrailage de la nervure :**

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$h_t = 70 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

Tel que la largeur du poteau le plus large est de 55 cm,

NB : On calcule ces poutres à l'aide de logiciel ETABS

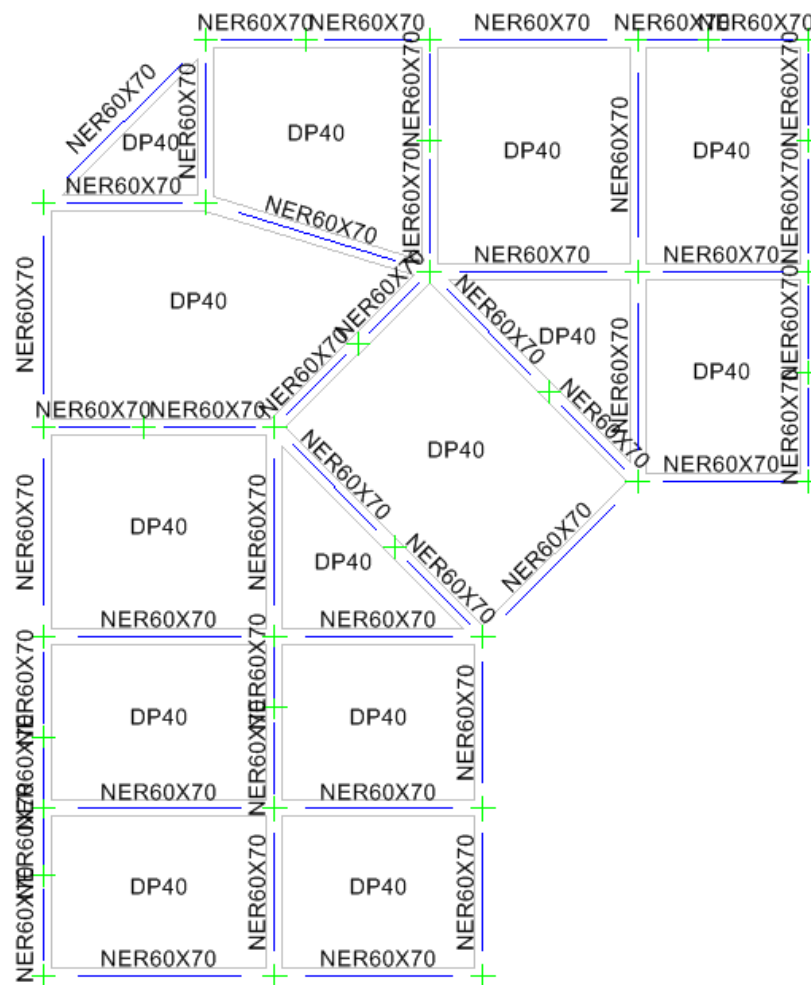


Figure VIII. 7 : Vue en plan de radier.

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 9 : Ferrailage du radier.

Sens	Zone	Béton ordinaire					Béton léger				
		M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
x-x	Appuis	1024.45	55.14	12.89	12HA20+10HA16	57.81	973.40	51.71	12.89	12HA20+8HA16	53.78
	Travée	828.54	42.49	12.89	12HA20+4HA16	45.74	794.10	40.42	12.89	12HA20+2HA16	41.72
y-y	Appuis	938.163	49.46	12.89	12HA20+6HA16	49.76	894.60	46.6	12.89	12HA20+6HA16	49.76
	Travée	757.71	38.25	12.89	12HA20+2HA16	41.72	755.90	38.15	12.89	12HA20+2HA16	41.72

❖ Armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{\phi_{16}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm \quad \text{On choisit 2cadre de } \emptyset 8$$

❖ Espacement minimal :

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 37.5 \text{ cm}$

On prend :

En zone nodale et en travée : $S_t = 15 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale (zone courante) : $S_t = 20 \text{ cm}$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 12.89 \text{cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

Vérification de la contrainte de cisaillement

il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u$

Tableau VIII. 10 :Vérification de l'effort tranchant.

Sens	Béton ordinaire				Béton léger			
Sens	V_u KN	τ_u KN	$\bar{\tau}_u$	obs	V_u KN	τ_u KN	$\bar{\tau}_u$	obs
X-X	845.59KN	2,25	3,33	cv	769.23	2.03	3,33	cv
Y-Y	1043.96KN	2.76	3,33	cv	974.15	2.57	3,33	cv

Contrainte de compressions dans le béton

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

Tableau VIII. 11 :Contrainte de compressions dans le béton.

Sens		$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	OBS	Mser (KN.m)	As (cm ²)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
X-X	Appuis	15	605.52	55.14	13.4	CV	600.20	51.71	12	CV
	Travée	15	275.29	42.49	6.07	CV	269.25	40.42	5.84	CV
Y-Y	Appuis	15	686.86	49.46	14.01	CV	670.80	46.6	12.41	CV
	Travée	15	554.78	38.25	12.20	CV	554.78	38.15	11.90	CV

VIII.5.Schéma de ferrailage

- Schéma de ferrailage de la nervure sens xx (béton ordinaire)

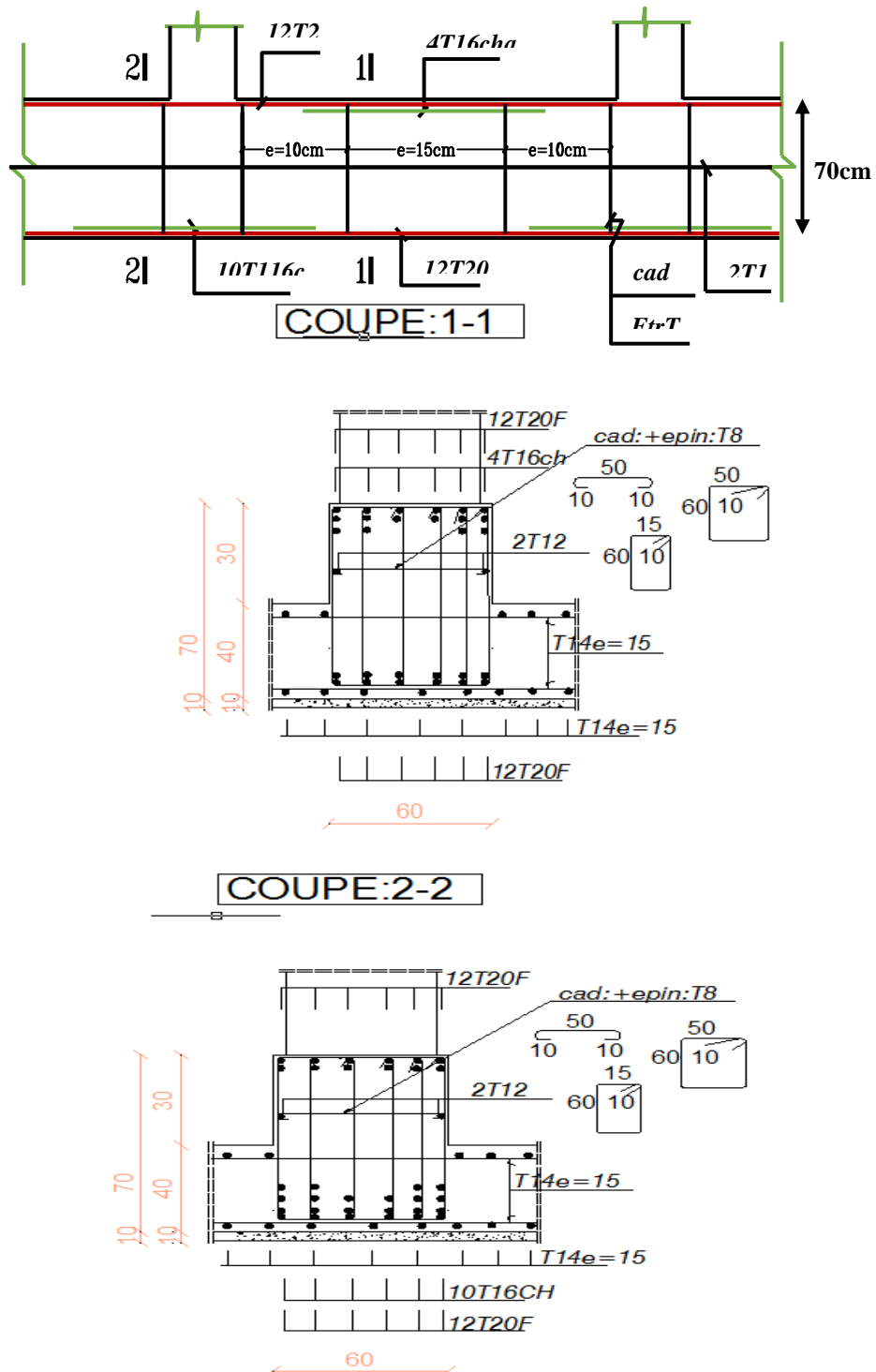
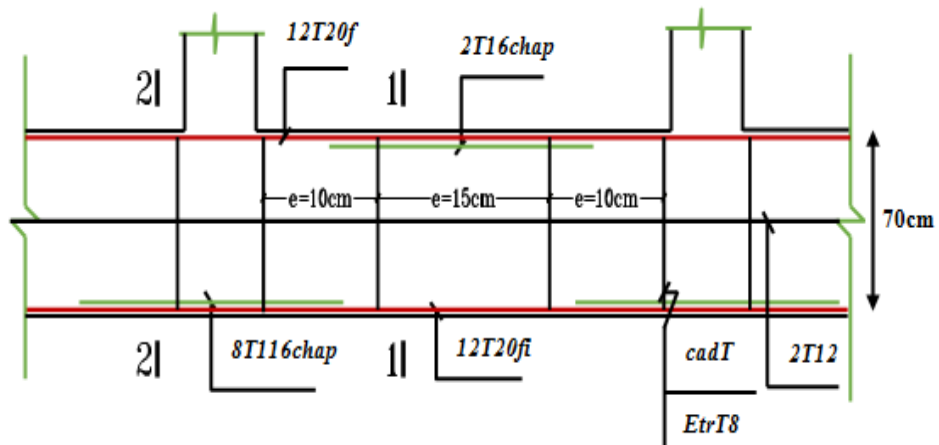
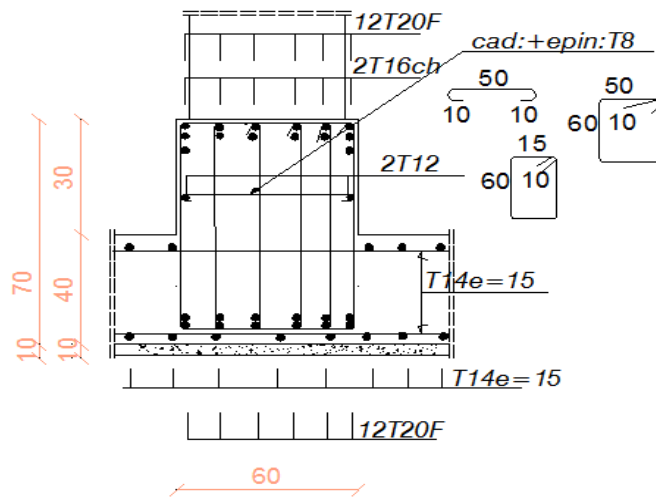


Figure VIII. 8 : Ferrailage des nervures suivant le sens x-x (B O).

- Schéma de ferrailage de la nervure sens xx (béton léger).



COUPE:1-1



COUPE:2-2

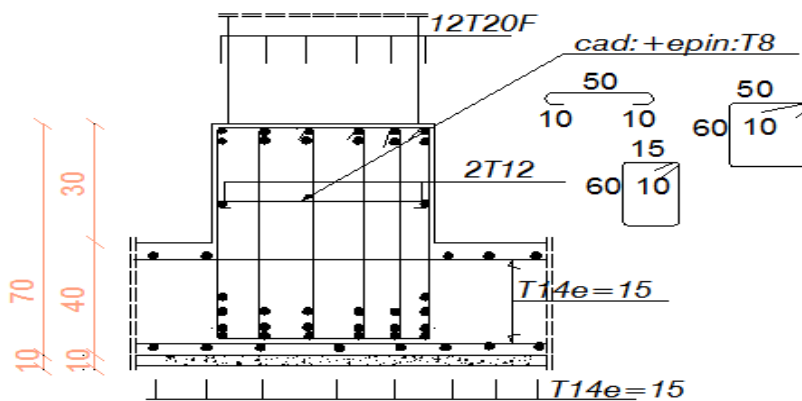
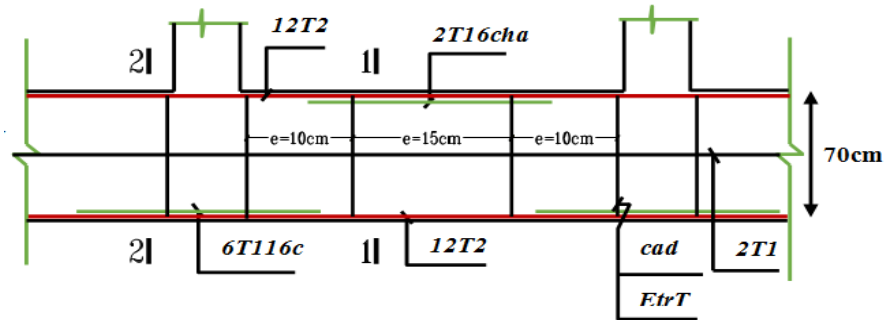


Figure VIII. 9 : Ferrailage des nervures suivant le sens x-x (B L).

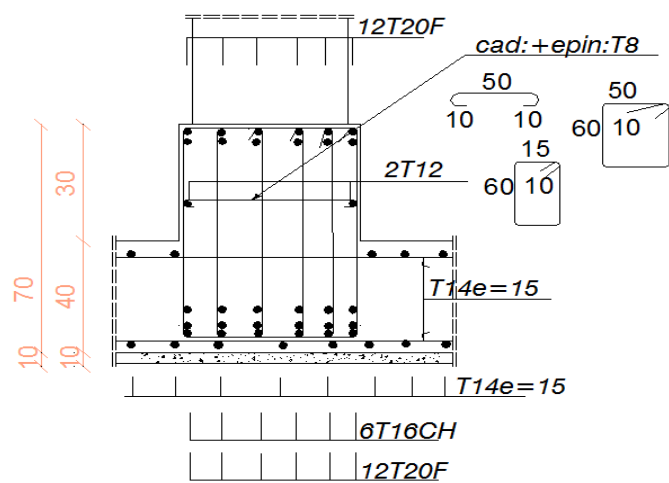
- Schéma de ferrailage de la nervure sens yy

Le ferrailage est similaire pour les deux structures suivant le sens y



COUPE:2-2

COUPE:2-2



COUPE:1-1

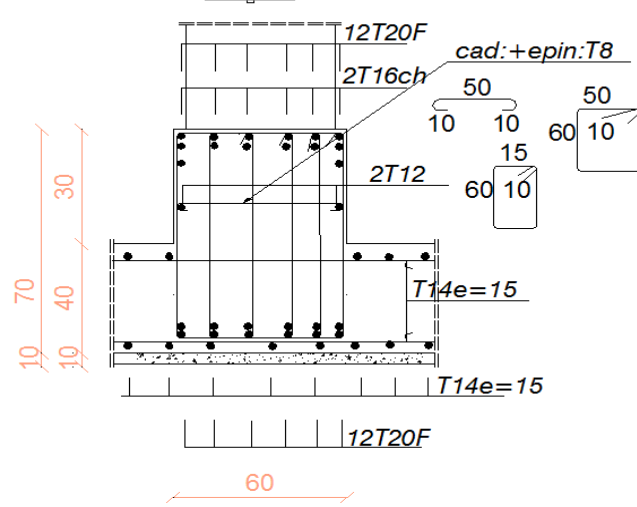


Figure VIII. 10 : Ferrailage des nervures suivant le sens y-y pour les deux structures.

Chapitre IX : Résultats et analyses

IX.1. Introduction

Pour mettre en évidence l'utilisation du béton recyclé dans les planchers nous allons comparer les :

- Comportement dynamique ;
- Le déplacement horizontal ;
- Efforts internes maximum dans les éléments structuraux (poutres ; poteaux ; voiles) ;
- Masses globales de la structure ;
- Le ferrailage.

IX.2. Les résultats et interprétation

a) Les résultats des paramètres dynamiques

Le tableau suivant résume les résultats dynamiques comparatifs entre les deux structures.

Tableau IX. 1 : Comparaison des résultats dynamique des deux structures.

Mode	T (s)	BO*		
		α_x	α_y	α_z
1	0.8691	64.4566	3.2554	2.6164
2	0.6420	4.1453	63.1629	2.0663
3	0.5962	1.2629	2.9202	65.6170
Mode	T (s)	BL		
		α_x	α_y	α_z
1	0.8448	64.3973	3.2732	2.6527
2	0.6242	4.2546	62.6332	2.4861
3	0.5811	1.2051	3.4188	65.1522
Mode	ΔT en			
	s	%		
1	0.0243	2.79		
2	0.0178	2.77		
3	0.0151	2.53		
Mode	$\Delta\alpha$			
	x	y	z	
1	0.0593	-0.0178	-0.0363	
2	-0.1093	0.5297	-0.4198	
3	0.0578	-0.4986	0.4648	
Mode	$\Delta\alpha(\%)$			
	x	y	z	
1	0.09	0.54	-1.37	
2	2.56	0.84	-16.89	
3	4.58	14.58	0.71	
NB : Les valeurs négatives désignent une augmentation.				

Les figures suivantes illustrent la comparaison des résultats dynamiques des deux structures, période et coefficients d'amortissement.

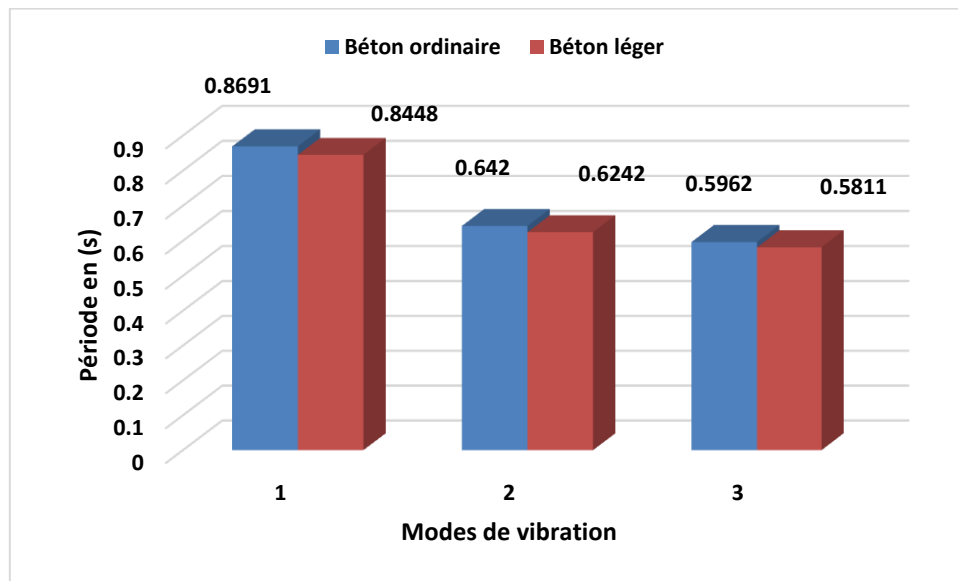


Figure IX. 1 : Comparaison des périodes des deux structures.

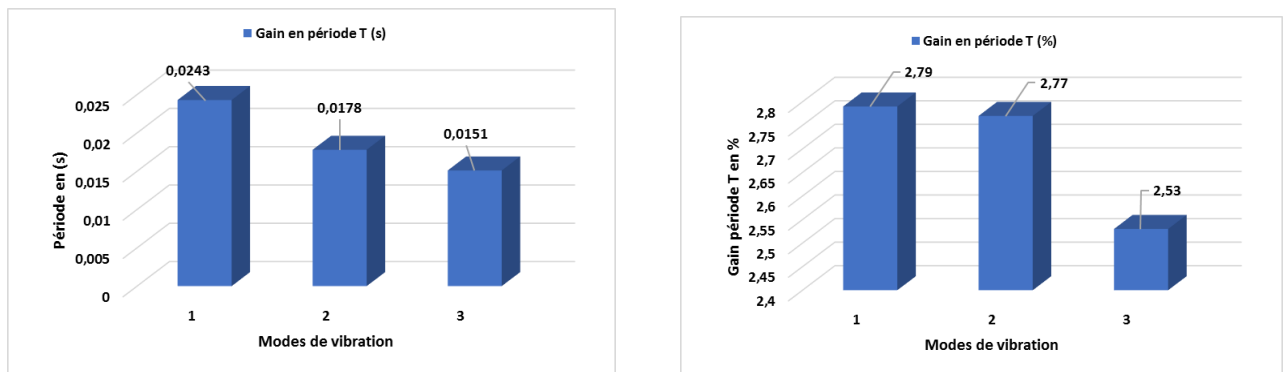


Figure IX. 2 :Gain en période cas de la structure en béton léger.

Le tableau suivant résume les résultats comparatifs des efforts internes des deux structures étudiées.

Tableau IX. 2 : Comparaison des efforts internes des deux structures.

	Efforts internes							
	BO		BL		Comparaison			
	N _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	N _{max}		M _{max}	
					(KN)	(%)	(KN.m)	(%)
Poteau	1342.7	156.15	1329.24	151.64	13.46	1	13.51	2.89
Poutre	258.108	198.96	251.52	183.22	5.59	2.55	15.75	7.91
Voile	3792.57	7704.126	3682.43	7514.13	110.14	2.90	189.99	2.46

La figure suivante montre la variation des efforts normaux au niveau des différents éléments de la structure, en béton ordinaire et léger.

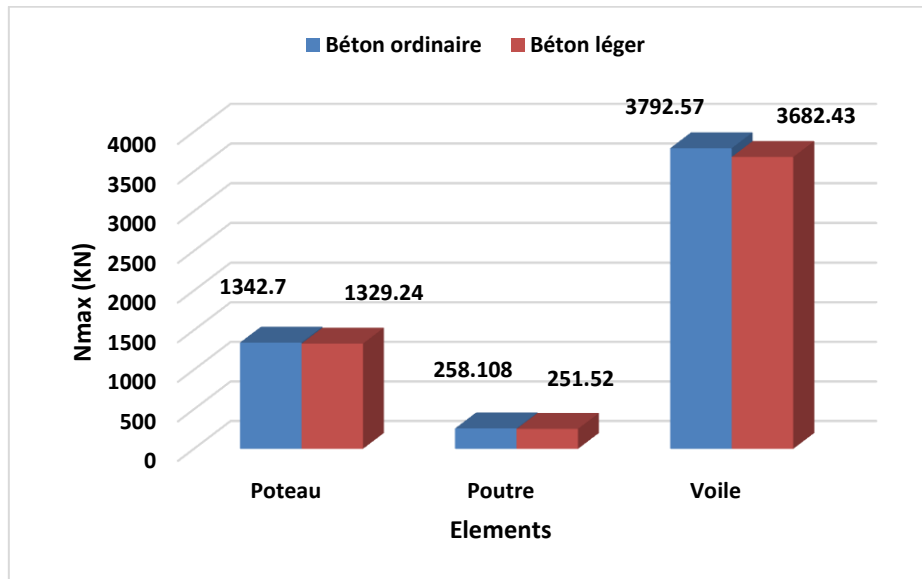


Figure IX. 3 : Variation des efforts au niveau des différents éléments de la structure.

La figure suivante montre la variation des moments maximaux au niveau des différents éléments de la structure, en béton ordinaire et léger.

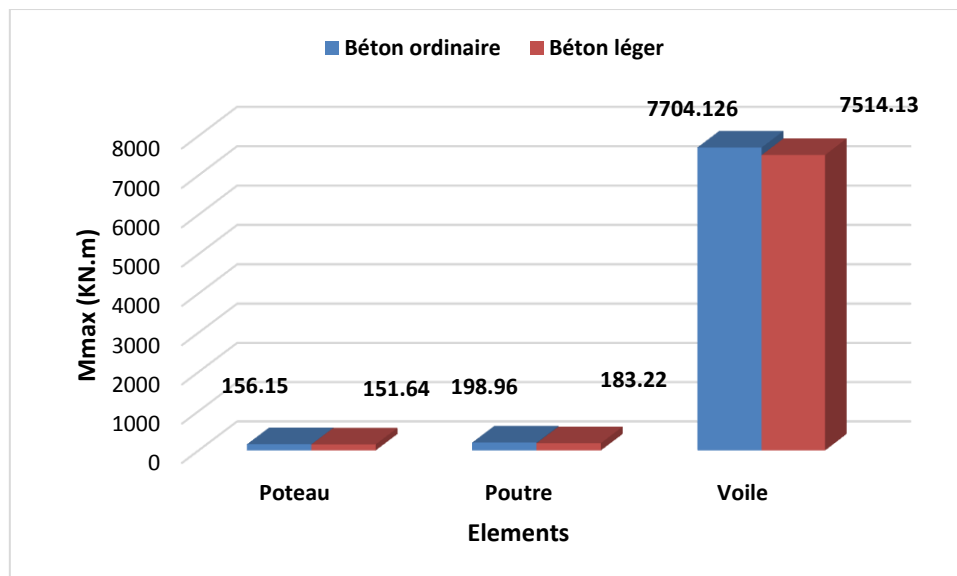


Figure IX. 4 : Variation des moments au niveau des deux structures.

La figure suivante illustre les estimations de gain en pourcentage des efforts et des moments au niveau des différents éléments de la structure en béton légers par comparaison à celle en béton ordinaire.

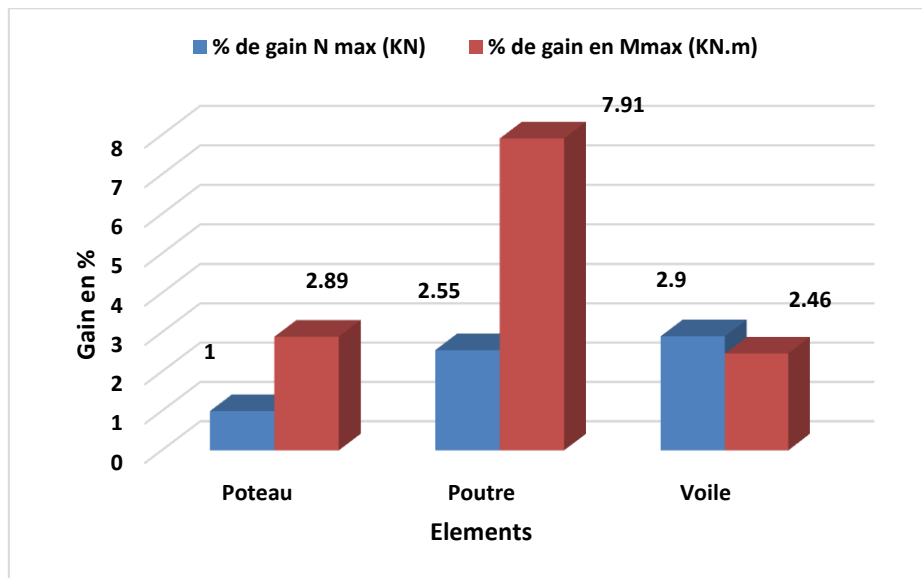


Figure IX. 5 :Gain en pourcentage des efforts et des moments.

Le calcul de la masse des planchers dans le cas des deux structures étudiées, a permis d'avoir le gain global en masse dans le cas d'utilisation des bétons légers, les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau IX. 3 : Comparaison des masses globales

Masse globale (tonnes)		Comparaison	
BO	BL	Δm (tonnes)	Δm %
2980.4893	2855.1521	125.37	4.20%

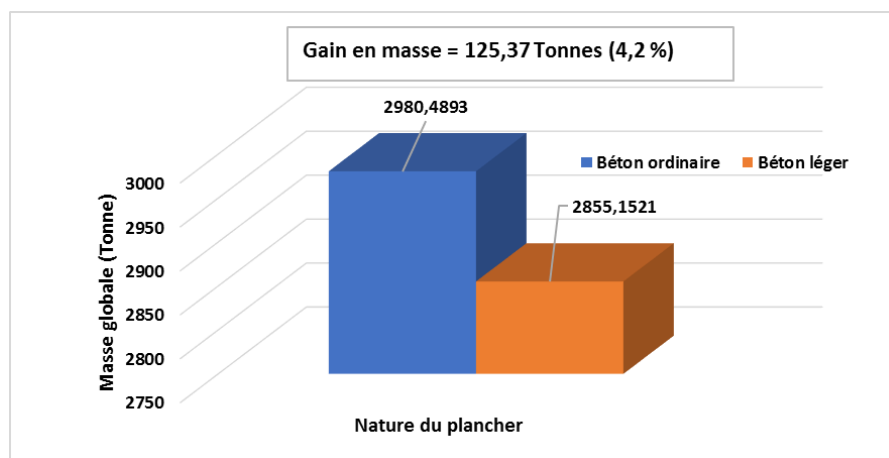


Figure IX. 6 :Gain en masse, cas d'une structure légère.

Analyse des résultats

- En analysant les résultats, on remarque que dans la structure avec plancher en béton léger, la période fondamentale diminue de 2.79%, ce qui favorise la stabilité de la structure.
- La structure avec plancher léger a une légère torsion estimée de **-1.37%** dans le sens (x-x) et de **16.89%** dans le sens (y-y), qui peut être expliquée par la légèreté de la structure, en gardant un écartement entre le centre de masse et de rigidité de la structure.
- Les efforts internes agissant sur la structure avec des planchers en béton léger présentent une diminution qui ne dépasse pas les 10% par rapport à la structure avec des planchers en béton ordinaire, expliquée par la diminution de la masse de la structure.
- L'utilisation des bétons légers à base de granulats légers issus des déchets de briques, a induit à la réduction de la masse de la structure, cette diminution est estimée à 4.20 % (125.37 Tonnes).

b) Les résultats des placements

Tableau IX. 4 : Comparaison des déplacements des deux structures.

Déplacements								
Etage	BO		BL		Comparaison			
	dx	dy	dx	dy	Δdx (cm)	Δdx (%)	Δdy (cm)	Δdy (%)
Etage 11	0.04340	0.03300	0.04250	0.03210	0.00090	2.07373	0.00090	2.72727
Etage 10	0.03930	0.02980	0.03850	0.02900	0.00080	2.03562	0.00080	2.68456
Etage 9	0.03500	0.02650	0.03430	0.02580	0.00070	2.00000	0.00070	2.64151
Etage 8	0.03060	0.02300	0.03000	0.02240	0.00060	1.96078	0.00060	2.60870
Etage 7	0.02610	0.01940	0.02560	0.01890	0.00050	1.91571	0.00050	2.57732
Etage 6	0.02150	0.01590	0.02110	0.01550	0.00040	1.86047	0.00040	2.51572
Etage 5	0.01700	0.01240	0.01660	0.01210	0.00040	2.35294	0.00030	2.41935
Etage 4	0.01260	0.00910	0.01230	0.00880	0.00030	2.38095	0.00030	3.29670
Etage 3	0.00840	0.00600	0.00830	0.00580	0.00010	1.19048	0.00020	3.33333
Etage 2	0.00480	0.00340	0.00470	0.00330	0.00010	2.08333	0.00010	2.94118
Etage 1	0.00180	0.00130	0.00180	0.00130	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Moyenne					0.00044	1.80491	0.00044	2.52233

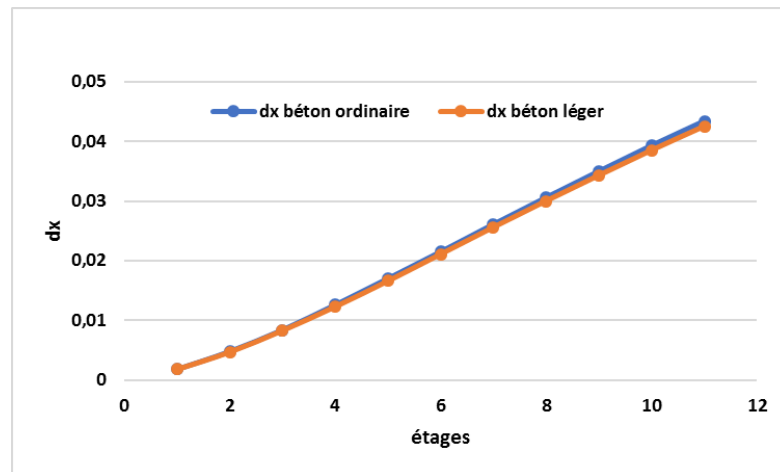


Figure IX. 7 : Comparaison des déplacements (dx) des deux structures.

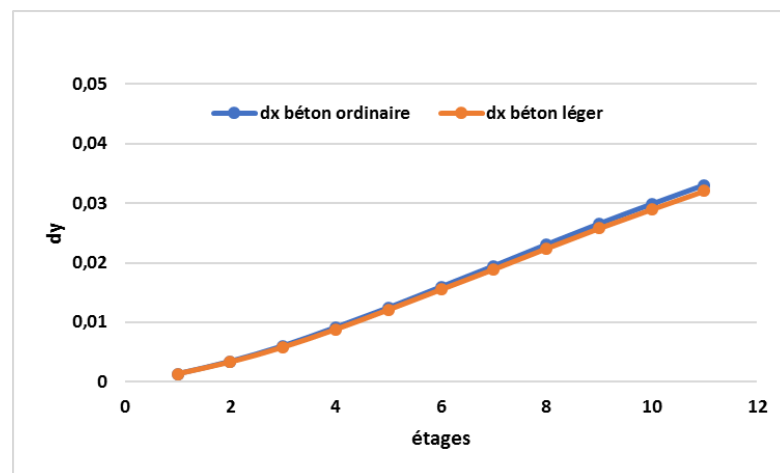


Figure IX. 8 : Comparaison des déplacements (dy) des deux structures.

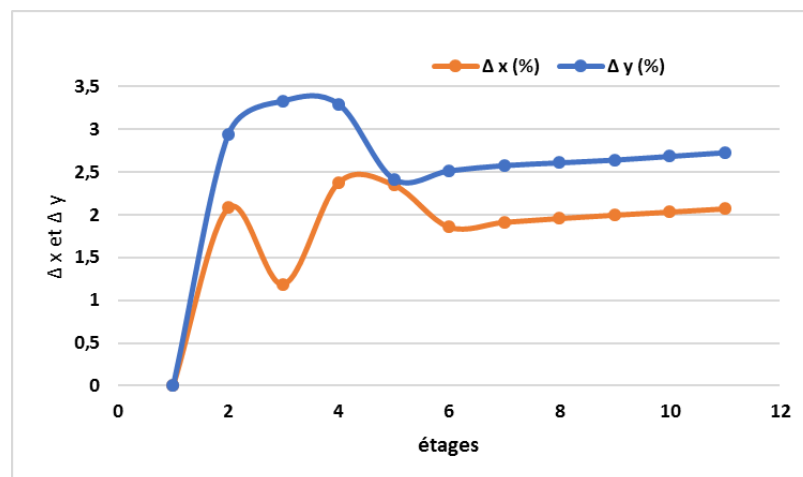


Figure IX. 9 : Comparaison des pourcentages de déplacements (dx et dy).

Analyse des résultats

Chapitre IX : Résultats et analyses

- En analysant les résultats, on remarque que dans la structure avec plancher en béton léger, les déplacements moyens des planchers de la structure diminuent de **1.80 %** suivant la direction (X) et de **2.52 %** suivant la direction (Y).

c) Les résultats du ferrailage

Cette comparaison prend en compte les éléments de RDC

Tableau IX. 5 : Comparaison des sections d'armatures des deux structures.

Elément		BO		BL		Comparaison			
		Section d'armature				ΔA_s en cm^2		ΔA_s en %	
		A_s	A'_s	A_s	A'_s	A_s	A'_s	A_s	A'_s
Poteau	55x55	5.56	0	5.44	0	0.21	0	3.77	0
Poutre (en appui)	PP* liée au voile	19.25	6.04	18.85	5.49	0.4	0.55	2.08	9.10
	PP* non liée au voile	10.20	0	9.78	0	0.42	0	4.12	0
	PS* liée au voile	18.46	5.45	18.15	5.06	0.31	0.39	1.67	7.155
	PS* non liée au voile	6.28	0	6.19	0	0.09	0	1.43	0
Voile	2 m	29.23	0	28.50	0	0.73	0	2.50	0
	2.5 m	29.19	0	28.26	0	0.93	0	3.19	0
	4.45 m	26.11	0	25.66	0	0.45	0	1.72	0
	4.35 m	66.27	0	64.60	0	1.67	0	2.52	0
Radier (nervurés)	En appui Suivant x-x	55.14	0	51.71	0	3.43	0	6.22	0
	En travée Suivant x-x	42.49	0	40.42	0	2.07	0	4.87	0
	En appui Suivant y-y	49.46	0	46.60	0	2.86	0	5.79	0
	En travée Suivant y-y	38.25	0	38.15	0	0.1	0	0.26	0

PP* : poutre principale ;PS* : poutre secondaire.

Les histogrammes de la figure suivante représentent le gain exprimé en pourcentage des section d'armatures des deux structures étudiées.

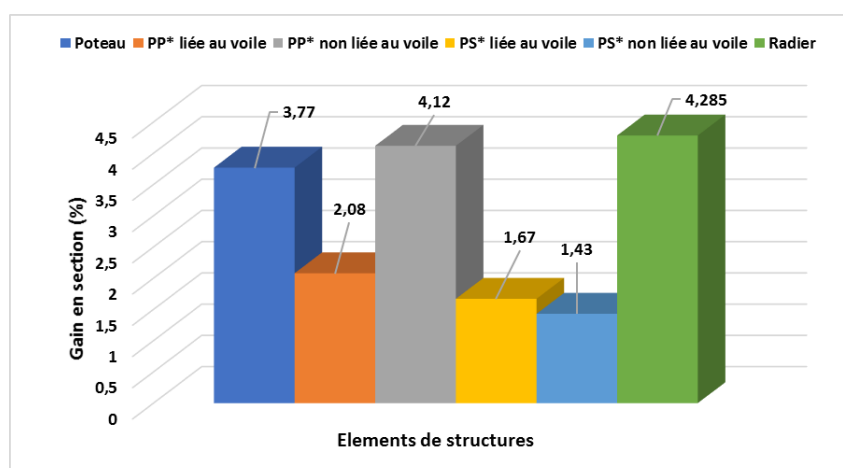


Figure IX. 10 : Pourcentage de gain des sections d'armatures, cas de structures légère.

Analyse des résultats

De même pour la section du ferrailage, la structure légère présente une réduction au niveau de la section d'armature. Soit **3.77%** au niveau des poteaux RDC, **2.32%** de réduction en moyenne dans les poutres et jusqu'à **3.19%** au niveau des voiles. Cependant le pourcentage de gain maximal est enregistré au niveau de la fondation (radier) qui atteint **6%**.

IX.3. Discussions des résultats

Les résultats comparatifs obtenus dans cette étude, confirme l'effet de la légèreté de la structure sur son comportement et le dimensionnement de cette dernière.

La réduction de masse a fait réduire la période (2.53 % à 2.79 %), lors de l'analyse dynamique, cela est expliquée par la légèreté du plancher qui joue le rôle d'un amortissement lors de la transmission des vibrations des poteaux au plancher, et aussi le changement du matériau utilisé dans le plancher (une hétérogénéité des éléments constitutifs de la structure, dans notre cas, le planché est en béton léger).

L'étude comparative entre les deux structures, a mis en exergue aussi, une variation des déplacements dans le sens x (1.8 %) et y (2.52 %), mais d'une manière plus importante dans le sens y. Cela peut être expliqué par, le changement de rigidité, dû à l'allègement du plancher de 4.2 %, traduit par un gain de masse estimé à 125.37 tonnes, dans le cas de la structure avec plancher en béton léger.

Aussi, le dimensionnement des différents éléments constitutif de la structure, a montré un gain significatif des sections correspondantes à ses derniers, la figure IX.10, illustre les pourcentages de gain en section, le plus notable est noté au niveau du radier avec un gain estimé à 4.28 %, expliquer par l'allègement de la structure au niveau des planchers.

En fin, il est important aussi de rappeler que dans cette étude le béton léger pris en considération est à la base de granulats issus de la déconstruction, ce qui induit à la prise en charge des déchets de construction, qui répercute sur l'économie sur le matériau béton, notamment un effet direct sur l'exploitation des ressources naturelles, par la réduction du rythme d'exploitation, participer réellement au développement durable.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Dans ce projet de fin d'études. Nous nous sommes intéressés à évaluer l'influence de la nature des granulats sur le dimensionnement et le comportement des bâtiments au béton armé, cas des granulats recyclés issus de la démolition (déchet de brique).

Nous avons effectué une analyse comparative entre deux modèles de structures où nous avons considéré que les planchers du premier modèle sont composés d'une dalle de compression en béton ordinaire et pour le deuxième modèle, les planchers sont composés d'une dalle de compression en béton léger.

Après analyse des différents résultats obtenus, il résulte que l'influence de la masse des planchers est significative, que ce soit, sur les résultats dynamiques ou sur le dimensionnement de la structure.

Les conclusions auxquelles on a abouti dans ce présent travail sont résumées comme suit :

- Une réduction en masse de la structure
- Le type de béton utilisé dans le coulage des planchers influence les paramètres dynamiques de la structure à savoir la chute de la période indiquant la stabilité de la structure.
- Les efforts internes et les sections d'armatures sont en baisse et cela revient à la réduction des charges.
- La translation suivant les deux (x-x, y-y) est affectée par une torsion significative due à la légèreté de la structure et qui semble négligeable vu la réduction de la section d'armatures des éléments principaux.

Dans le contexte d'utilisation de déchet de démolition, comme les déchets de brique dans notre cas, cette étude s'avère très intéressante de point de vue économique et environnementale. Avec la recherche appliquée, cette technique peut être appliquée dans les constructions à venir.

Recommandations et perspectives

Recommandations et perspectives

A la lumière des résultats tirés de cette études, des recommandations ont été soulever, telles que :

- Une étude au laboratoire sur la formulation des bétons légers à base de granulats de déchets de brique, dont ce choix vise l'obtention des bétons légers.
- Une étude sur la possibilité d'utilisation des bétons légers dans l'ensemble des éléments.
- Les Règlement Parasismique Algérien, ne prend pas en charge le cas des bétons légers, une réflexion dans ce sens doit être envisager.
- Une étude de coût des bétons légers à base de granulats recyclés, afin de montrer l'intérêt économique de leur utilisation dans la construction.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

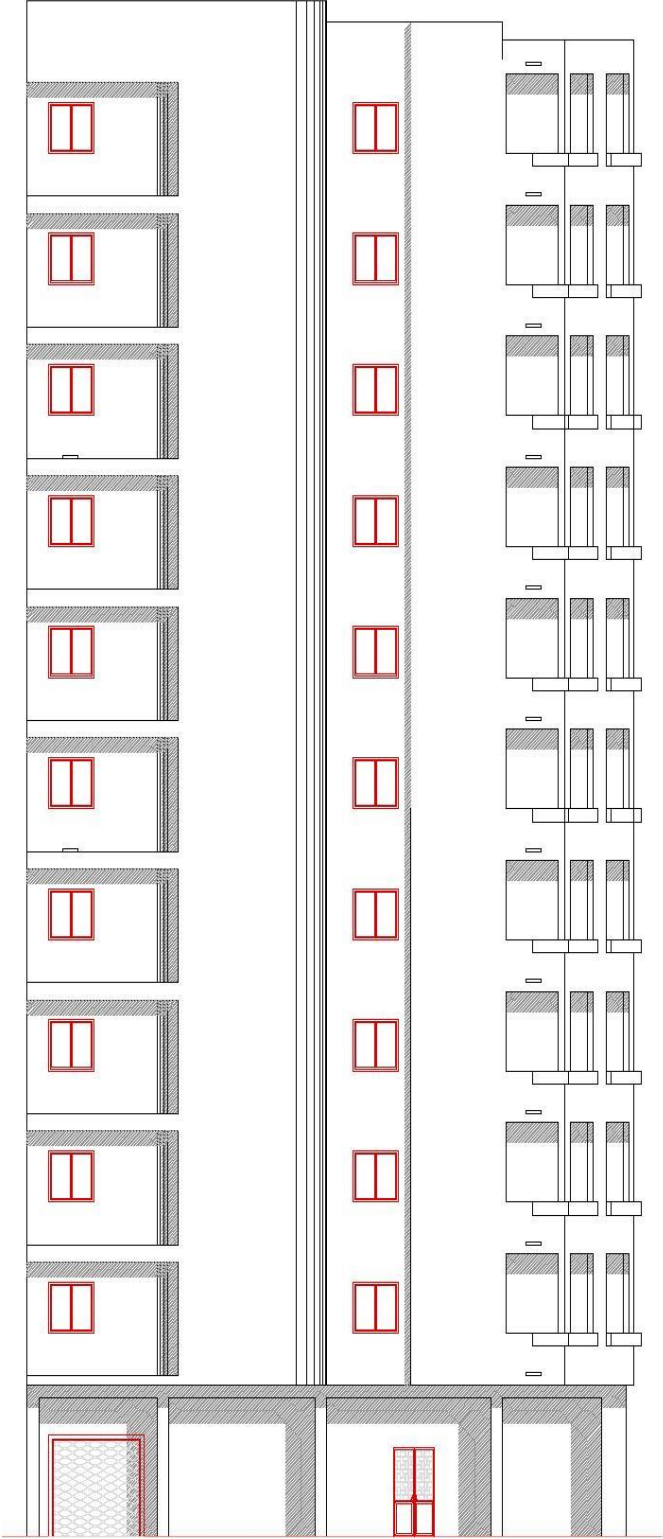
- [1] ZONG, Lan, FEI, Zhengyue, et ZHANG, Shiping. Permeability of recycled aggregate concrete containing fly ash and clay brick waste. *Journal of Cleaner Production*, 2014, vol. 70, p. 175-182.
- [2] SOUCHE, Jean-Claude. *Etude du retrait plastique des bétons à base de granulats recyclés avec mesure de l'influence de leur degré de saturation*. 2015. Thèse de doctorat.
- [3] BATAYNEH, Malek, MARIE, Iqbal, et ASI, Ibrahim. Use of selected waste materials in concrete mixes. *Waste management*, 2007, vol. 27, N°12, p. 1870-1876.
- [4] KUMUTHA, R. et VIJAI, K. Strength of concrete incorporating aggregates recycled from demolition waste. *ARPJ Journal of Engineering and Applied Sciences*, 2010, vol. 5, N°5, p. 64-71.
- [5] KENAI, S. et DEBIEB, F. Caractérisation de la durabilité des bétons recyclés à base de gros et fins granulats de briques et de béton concassés. *Materials and structures*, 2011, vol. 44, N°4, p. 815-824.
- [6] AMAR, LAICHI et TAHAR, TERKI. *Etude du comportement d'un béton à hautes performances à base de déchets de brique*. 2019. Thèse de doctorat. UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF-M'SILA.
- [7] MOHAMMED, Tarek Uddin, HASNAT, Ariful, AWAL, Mohammad Abdul, *et al.* Recycling of brick aggregate concrete as coarse aggregate. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2015, vol. 27, N° 7, p. B4014005.
- [8] LAHMADI, Azzeddine, ZEGHICHI, Leila, et BENGHAZI, Zied. L'influence de la substitution des granulats naturels par les déchets de brique sur le comportement mécanique du béton. 2012.
- [9] MOHELLEBI, Samira. *Caractérisation et modélisation des paramètres physico-hygro-mécaniques d'un béton léger à base granulats composites*. 2015. Thèse de doctorat. Université Mouloud Mammeri.
- [10] GAYARRE, Fernando López, GONZÁLEZ, Jesús Suárez, PÉREZ, Carlos López-Colina, *et al.* Performance of concrete based on recycled brick aggregate. In : *Advances in Construction and Demolition Waste Recycling*. Woodhead Publishing, 2020. p. 321-337.
- [11] YANG, Jian, DU, Qiang, et BAO, Yiwang. Concrete with recycled concrete aggregate and crushed clay bricks. *Construction and Building Materials*, 2011, vol. 25, N° 4, p. 1935-1945.
- [12] BOURMATTE, Nadjoua et HOUARI, Hacène. CARACTERISATION EXPERIMENTALE DES BETONS ET MORTIERS A BASE DE GRANULATS RECYCLES: BETON DE DEMOLITION ET DECHETS DE BRIQUES. *Sciences & Technologie. B, Sciences de l'ingénieur*, 2013, p. 25-31.

Références Bibliographiques

- [13] WONG, Chee Lum, MO, Kim Hung, YAP, SoonPoh, *et al.* Potential use of brick waste as alternate concrete-making materials: A review. *Journal of cleaner production*, 2018, vol. 195, p. 226-239.
- [14] ARABI, Nourredine et BERREDJEM, Layachi. Valorisation des déchets de démolition comme granulats pour bétons. *Déchets-revue francophone d'écologie industrielle*, 2011, vol. 60, N°1, p. 25-30.
- [15] DJEMACI, Brahim. *La gestion des déchets municipaux en Algérie: Analyse prospective et éléments d'efficacité*. 2012. Thèse de doctorat.
- [16] Ali A. Aliabdo et all, Utilization of crushed clay brick in concrete industry, *Alexandria Engineering Journal* (2014) 53, 151–168.
- [17] Calcul des structures en béton et document d'application national français « EC2 ».
- [18] Conception et dimensionnement de structures pour leur résistance aux séismes « EC8 ».
- [19] Charges permanentes et charges d'exploitation « DTR.B.C.2.2 ».
- [20] règles de calcul aux états limites « BAEL ».
- [21] Règles parasismiques Algériennes 1999 – Version 2003 DTR-BC 248 – CGS- Alger « RPA99/2003 ».

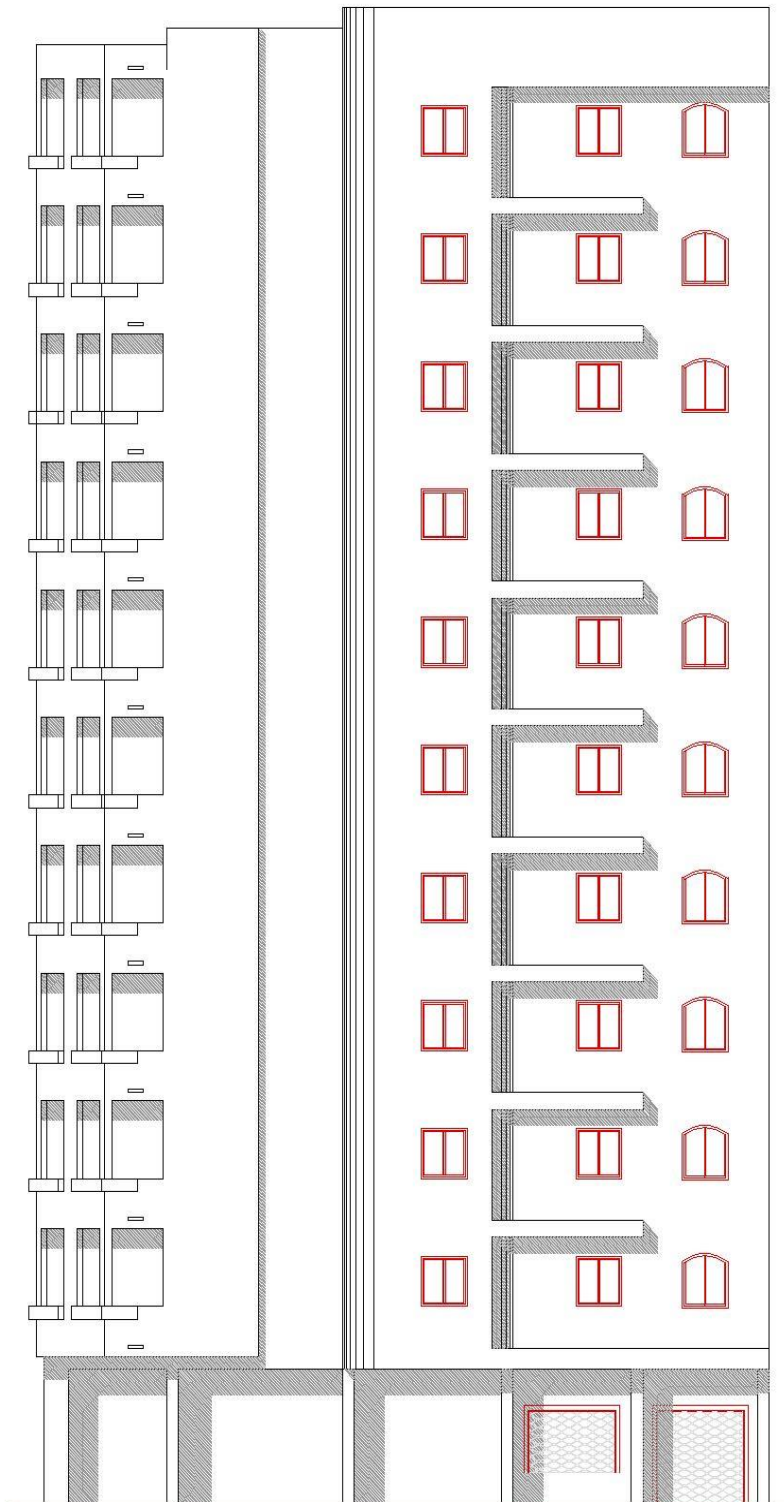
Annexe

Facade principale 1



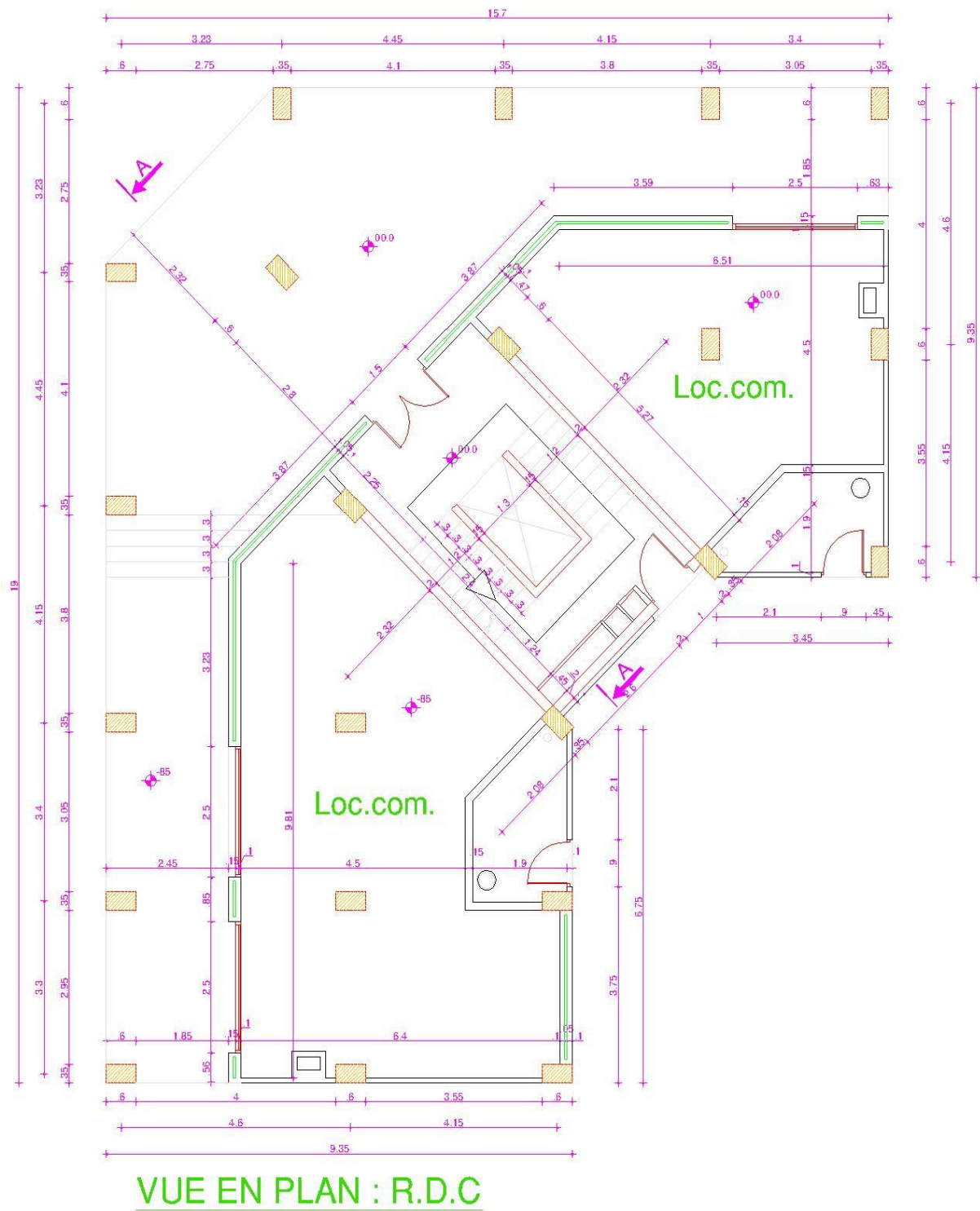
FACADE PRINCIPALE 1

Facade principale 2



FACADE PRINCIPALE 2

Vue en plan RDC



Vue en plan étage courant

