

جمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique



Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila -
Institut Des Sciences et De Technologie
Département De Génie Civil et Hydraulique

N° deRef:.....

Projet de fin d'étude préparé en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure
Thème

Etude d'un Bâtiment à usage d'habitation situé
à Mila

Présentée et soutenue par : BEN ZEBOUCHI Abderrezak
KAHLESSENANE Hicham

Devant le jury composé de :

Mr. LECHEHEB MOSTEFA	C.U. Mila	(Président)
Mr. DJEGHADER DJAMEL	C.U. Mila	(Examineur)
Mr. BELGHIAT CHOAYB	C.U Mila	(promoteur)

Année Universitaire : 2023-2024



Remerciements

Tout d'abord nous tenons à remercier Allah le tout puissant qui nous a donné la santé l'énergie et la patience pour terminer ce présent travail.

Nous tenons à remercier vivement ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, particulièrement notre encadreur

*Dr ; **Belghiat choayb** pour son aide, ses conseils et ses critiques objectives qui étaient nécessaires pour la réalisation de ce travail.*

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont assuré notre formation durant notre cursus.

Nous voulons remercier aussi, les membres de jury pour l'honneur qui nous a accordé, en participant à notre soutenance.

Abderrezak & Hicham

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ;

Tout d'abord aux deux personnes les plus chères de ma vie

Ma mère, et mon père.

Ma femme et mon fils Ail.

Mes sœurs et mes frères

A tous mes collègues et mes amis.



Hicham

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

✦ *Mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin pour atteindre ce stade de formation.*

✦ *Ma femme et Mes enfants « M^{ed} Eyad » et « Tayem »
et Ma petite fille « Nour el Bayan »*

✦ *Mes sœurs et mes frères*

✦ *Mon chère amie et binôme*

✦ *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.*

✦ *Tous les amis sans exception*

✦ *A toutes personnes chères à mon cœur*

✦ *Tous ceux qui nous ont aidés dans la réalisation de ce projet*

✦ *Tous mes collègues*



Abderrezak

ملخص

المبنى المدروس في هذه المذكرة يتكون من طابق أرضي وخمسة طوابق ذو طابع سكني، تم إنجازه بولاية ميللة بلدية سيدي مروان - فرضوة - المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA نسخة 2003). لذلك يتم ضمان استقرار ومقاومة المبنى بواسطة نظام مختلط (الروافد، الأعمدة والجدران) المشكلة من مادة الخرسانة المسلحة. الدراسة الديناميكية تمت باستعمال برنامج ROBOT 2010 وحساب القوة الزلزالية بواسطة طريقة الأنماط الطيفية. تم التصميم وتحديد الأبعاد والتسليح اللازم لكل العناصر المقاومة في البناية طبقا للقوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL 91 معدلة في 99) و (RPA نسخة 2003). كما تم تبني أسس مستمرة لنظام البنية التحتية لهذا المبنى.

الكلمات المفتاحية:

الخرسانة المسلحة، RPA نسخة 2003، CBA93، BAEL 91 معدلة في 99، ROBOT 2010.

Abstract

The structure studied in this thesis consists of a ground floor and five residential stories. it will be located in the wilaya of Mila, in the city of Sidi Merouan-feradoua, classified as zone IIa according to the Algerian seismic code (RPA99 version 2003). therefore, the stability and bracing of the structure are ensured by mixed (reinforced concrete frames and shear walls).

The study and analysis of this structure were conducted using the software ROBOT 2010. In this process, with seismic force calculations performed using the spectral modal analysis method. The preliminary sizing and reinforcement calculations of the load-bearing elements were carried out manually, in accordance with the most widely used codes in Algeria (BAEL 91 amended in 99 and RPA99 version 2003).

Finally, strip footing foundation were adopted on the soil report of the construction site.

Key words:

Reinforced concrete, RPA99-version 2003, CBA93, BAEL 91 edit 99, ROBOT 2010.

Résumé

Résumé

Le bâtiment étudié dans ce mémoire est constitué d'un rez-de-chaussée et cinq étages à usage d'habitation. Il sera implanté dans la wilaya de Mila, commune sidi Merouan - Feradoua - classé en zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003). Par conséquent, la stabilité et le contreventement de l'ouvrage est assurée par les éléments structuraux (poteau, poutre et voiles).

L'étude et l'analyse de cette structure ont été établies par le logiciel (ROBOT 2010). Dans laquelle, le calcul des forces sismiques est mené par la méthode d'analyse modale spectrale. A savoir, le pré-dimensionnement et le calcul du ferrailage des éléments résistants sont réalisés manuellement conformément aux règles en vigueur en Algérie : le BAEL91 modifier 99 et RPA 99 version 2003. Finalement, des fondations filantes ont été adoptées en fonction du rapport du sol du site de construction.

Mots clés :

Béton armé, RPA99 modifié 2003, CBA93, BAEL91 modifié 99, ROBOT 2010.

Sommaire

Table Des Matières

Introduction général.....

CHAPITRE I: PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

I.1 Introduction :	2
I.2 Présentation de l'ouvrage :	2
I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :	9
I.4 Caractéristiques géométriques du sol :	9
I.5 Description de l'ossature :	9
I.6. Nature des actions :	11
I.7. Règles et hypothèses de calcul :	11
<i>I.7.1 Régles Parasismique Algérienne (RPA99)</i>	11
<i>I.7.2 Règlement (BAEL 91)</i>	12
I.8 Combinaison d'action :	14
I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	14
<i>I.9.1 Béton :</i>	14
<i>I.9.2 Acier :</i>	19
I.10 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :	22
I.11 Conclusion :	22

CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1. Introduction :	23
II.2. Pré dimensionnement des planchers :	23
II.2.1. Plancher à corps creux :	23
II.2.2. Les poutrelles :	24
II.2.3. Les dalles pleines (les balcons) :	25

Sommaire

II.3. Les poutres :	26
II.3.1. Poutres principales porteuses (sens transversale) :	26
II.3.2. Poutres secondaires (non porteuses) :	27
II.3.3. Poutre palière :	27
II.4. Les poteaux :	27
II.4.1. Evaluation des charges :	28
II.4.2. Descente de charges :	30
II.4.3. Vérification des poteaux au flambement :	34
II.5. Les voile :	35
II.6. Conclusion.....	36
 CHAPITRE III: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1. Introduction :	37
III.2 Calcul de l'acrotère :	37
III.2.2 Evaluation des Charges :	38
III.2.3 Calcul des sollicitations :	38
III.2.5. Vérification au séisme :	43
III.3. Calcul des dalles pleines des balcons :	44
III.3.1. Introduction :	44
III.3.2. Evaluation des charges	44
III.3.4 Sollicitation de calcul.....	45
III.4. Escalier.....	49
III.4.1. Introduction	49
III.4.2. Terminologie :	49
III.4.3. Pré dimensionnement :	50
III.4.5. Vérification de l'effort tranchant.....	54
III.4.6. Vérification des contraintes à ELS :	54
III.5. Calcul de la poutre palière :	58

Sommaire

III.5.1. Introduction :	58
III.5.2. Pré dimensionnement :	58
III.5.3 Evaluation des charges :	59
III.5.4. Calcul des sollicitations :	59
III.5.5. Ferrailages de la poutre palière à la flexion :	59
III.5.6. Calcul de la poutre palière à la torsion :	62
III.6. Calcul des plancher.....	63
III.6.1 Introduction	63
III.6.2 Calcul des poutrelles :	64
III.6.3. Evaluation des charges	64
III.6.4. Les différents Types des plancher :	64
III.6.5. Choix de la méthode de calcul :	65
III.6.6. Calcul plancher terrasse :	67
III.6.8. Ferrailage de la table de compression :	89
III.7. Conclusion :	91
CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE	
IV.1. Introduction :	92
IV.2. Objectif de l'étude dynamique :	92
IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	93
IV.3.1. Méthode statique équivalente :	93
IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	94
IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	95
IV.3.4. Choix de la méthode de calcul :	96
IV.4. LA MODELISATION DE LA STRUCTURE :	96
IV.4.1. DEMARRAGE DE ROBOT :	96
IV.4.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE :	101
IV.5. Analyse numérique des résultats modaux :	110
IV.5.1. Calcul de la force sismique totale :	112

Sommaire

IV.5.2. Période fondamentale théorique (RPA Art 4.2.4) :.....	114
IV.5.3. Justification du choix de facteur de comportement « R » :.....	115
IV.5.4. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme :.....	118
IV.5.5. Calcul de déplacements :	118
IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :	119
IV.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet ($P - \Delta$)	120
IV.6. Vérification de l'effort normal réduit :.....	121
IV.7. Conclusion :	121

CHAPITRE V: CALCUL DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. Introduction :	122
V.2. Ferrailage des poutres :	122
V.2.1. Sollicitations du calcul :	122
V.2.2. Les recommandations du RPA99/2003.....	123
V.2.3. Exemple de ferrailage :	123
V.2.4. Vérifications :	129
V.3. Etude des poteaux :	134
V.3.1. Armatures longitudinales :	134
V.3.2. La section d'acier maximale :	143
V.3.3. Les armatures transversales	144
V.3.4. Vérifications :	145
V.4. Ferrailage des voiles :	149
V.4.1 Ferrailage des voiles :	149
V.4.2 Vérification :	154
V.5. Conclusion	168

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

VI.1 Introduction :	169
VI.2 Les différents types de fondations :	169

Sommaire

VI.2.1. Fondation superficielle en béton armé :	169
VI.2.2. Fondation Profondes et semi Profondes :	169
VI.3 Justification pour le choix de type de fondation :	169
VI.3.1 Combinaisons de calcul :	170
VI.3.2 Calcul des contraintes :	170
VI.4 Choix type de fondation :	170
VI.4.1 Vérification de la semelle isolée	170
VI.4.2 Vérification de la semelle filante :	171
VI.4.3 Dimensionnement de la semelle :	172
VI.4.4 Calcul des sollicitations :	177
VI.4.5 calcule Ferrailage :	179
VI.5 Schéma de ferrailage semelle filante :	182
VI.6 Vérification au renversement :	182
VI.7 L'étude des longrines :	182
VI.7.1 Pré dimensionnement :	182
VI.7.2 Ferrailage de la longrine :	183
VI.7.3 Condition de non fragilité :	184
VI.7.4 L'espacement :	184
VI.7.5 Armatures transversales :	184
VI.8 Schéma de ferrailage La Longrine :	184
VI.9. Conclusion :	184
CONCLUSION GENERALE.	

Liste des figures

CHAPITRE I :PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX.

figure I.1: vue de la façade principale du bâtiment.....	3
figure I.2: vue de la façade postérieure du bâtiment.	4
figure I.3: vue en plan de rdc du bâtiment.	5
figure I.4: vue en plan de l'étage	6
figure I.5: plan terrasse du bâtiment.	7
figure I.6: coupe aa.	8
figure I.7: diagramme des déformations limitent de la section.....	13
figure I.8: module de déformation instantané et différée.....	17
figure I.9: diagramme contraintes déformation du béton à l'elu	18
figure I.10: diagramme contrainte – déformation du béton à l'els	19
figure I.11: diagramme contraintes déformation de l'acier.	21

CHAPITRE II:PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

figure II. 1: coupe d'un plancher à corps creux.....	23
figure II. 2: schéma d'une poutrelle.	24
figure II. 3 : Disposition des poutrelle.	25
figure II. 4: vue en plan poteau le plus sollicité.....	31
figure II. 5: surface du poteau le plus sollicitée	32
figure II. 6: coupe de voile en élévation et en plan.....	36

CHAPITRE III: CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III. 1: coupe de l'acrotère.	37
Figure III. 2: schéma statique de l'acrotère.	38
Figure III. 3: schéma de ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure III. 4 : schéma statique du balcon.....	45
Figure III. 5: schéma de ferrailage de balcon.	48
Figure III. 6: vue 3d des escaliers.	49
Figure III. 7: schéma d'escalier.	50
Figure III. 8: diagrammes des moments à l'elu.	52
Figure III. 9: diagrammes des moments à l'els.....	52
Figure III. 10: diagrammes des moments de la charge g.	52
Figure III. 11: diagrammes des moments (poids propre).....	52
Figure III. 12: diagrammes des efforts tranchant à l'elu.....	53
Figure III. 13: schéma de ferrailage d'escalier.	58
Figure III. 14: poutre palière.....	58
Figure III. 15: diagrammes des moments à l'elu	59
Figure III. 16: diagrammes des moments à l'els.....	59

Liste des figures

Figure III. 17: la poutre palière à la torsion.	62
Figure III. 18: schéma de ferrailage de la poutre palière.	63
Figure III. 19: schéma de poutrelle (09 travée).....	64
Figure III. 20: schéma de poutrelle (07 travée).....	64
Figure III. 21: schéma de poutrelle (04 travée).....	65
Figure III. 22: schéma de poutrelle (02 travée).....	65
Figure III. 23: définition des trios cas de charge.	66
Figure III. 24: disposition constructive des armatures de la dalle de compression.	90
Figure III. 25: disposition constructive des armatures dans la poutrelle en appuis de rive et appuis intermédiaires et sur travée (terrasse).	90
Figure III. 26: disposition constructive des armatures dans la poutrelle en appuis de rive et appuis intermédiaires et sur travée (étage courant)..	90

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

figure IV. 1: type de la structure à étudier.	97
figure IV. 2: lignes de construction.....	105
figure IV. 3: vue générale de la structure.....	106
figure IV. 4: liaisons rigides du plancher.....	110
figure IV. 5: les trois premiers mode (translations sur 'x' et 'y' et rotation sur 'z' respectivement.	112
figure IV. 6: disposition des voiles dans le bâtiment.	112

CHAPITRE V: CALCULE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

figure V. 1: schéma de ferrailage poutre principale.....	133
figure V. 2: schéma de ferrailage poutre secondaire.	133
figure V. 3: schéma de ferrailage poteau(30x30).	148
figure V. 4: schéma de ferrailage poteau (30x40.....	148
figure V. 5:disposition des armatures verticales dans les voiles.....	154
figure V. 6:dimensions du voile v1.....	156
figure V. 7:diagramme des contraintes v1.	157
figure V. 8: dimensions du voile v3.....	160
figure V. 9: schéma de ferrailage de viols sens yy.	163
figure V. 10: schéma de ferrailage de viols sens xx.	163
figure V. 11:efforts dans les bielles du linteau.	166
figure . 12: schéma de ferrailage des linteaux.	168

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

figure vi. 1:semelle isolée	169
figure vi. 2: semelle filante.	172
figure vi. 3: coupe de la semelle isolée.	176

Liste des figures

figure vi. 4: la distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qu »	177
figure vi. 5: distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qs ».....	177
figure vi. 6: coupe de la semelle filante.	177
figure vi. 7: diagramme moment a « elu »	178
figure vi. 8: diagramme moment a « els »	178
figure vi. 9: diagramme de l'effort de tranchant a « elu »	179
figure vi. 10: diagramme de l'effort de tranchant a « els ».....	179
figure vi. 11: schéma de ferrailage de semelle filante	182
figure vi. 12: schéma de ferrailage de la longrine.....	184

Liste des tableaux

Liste des tableaux

CHAPITRE I: PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Tableau I. 1: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	20
Tableau I. 2: Matériaux dans l'élaboration du projet.....	22

CHAPITRE II: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II. 1: Charge de plancher terrasse inaccessible.....	28
Tableau II. 2: Charge de plancher étage courant.	29
Tableau II. 3: Charge de la dalle pleine (Balcon Terrasse).....	29
Tableau II. 4: Charge de la dalle pleine (Balcon Etage Courant).	29
Tableau II. 5: Charge de mur extérieur.....	30
Tableau II. 6: Charge de mur intérieur.....	30
Tableau II. 7: Descente de charges du Poteau intermédiaire.	32

CHAPITRE III: CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1: Disposition constructive des armatures dans la poutrelle.	45
Tableau III. 2: Ferrailage de balcon.....	46
Tableau III. 3: Charge de palier.	51
Tableau III. 4: Charge de paillasse.	51
Tableau III. 5: Combinaisons des charges d'escalier.....	52
Tableau III. 6: Tableau récapitulatif des sollicitations.....	53
Tableau III. 7: Ferrailage des escaliers.	53
Tableau III. 8: Vérification des contraintes à ELS.	55
Tableau III. 9: Résultats sollicitation du calcul.	59
Tableau III. 10: Ferrailage de la poutre palière à la flexion.	60
Tableau III. 11: Vérification des contraintes à ELS.	61
Tableau III. 12: Ferrailage totales (flexion +torsion).	63
Tableau III. 13: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	64
Tableau III. 14: Moment aux appuis (poutrelle type1-terrasse inaccessible).	67
Tableau III. 15: Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible 1).	68
Tableau III. 16: Efforts tranchants (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	68
Tableau III. 17: Moment aux appuis (poutrelle type2-terrasse inaccessible).	69
Tableau III. 18: Moment en travée (poutrelle type2 terrasse inaccessible 1).	70
Tableau III. 19: Efforts tranchants (poutrelle type2 terrasse inaccessible).....	70
Tableau III. 20: Moment aux appuis (poutrelle type04_terrasse inaccessible).	71
Tableau III. 21: Moment en travée (poutrelle type04_terrasse inaccessible).	71
Tableau III. 22: Efforts tranchants (poutrelle type 04 terrasse inaccessible).....	71
Tableau III. 23: Sollicitation max du calcul.....	72
Tableau III. 24: Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée.	73

Liste des tableaux

Tableau III. 25: Vérification la contraint de compression du béton.	74
Tableau III. 26: Moment aux appuis (poutrelle type1_ RDC + Etage courant).	77
Tableau III. 27: Moment en travée (poutrelle type01_ RDC+ Etage courant).	78
Tableau III. 28: Efforts tranchants (poutrelle type01_ RDC+Etage courant).....	79
Tableau III. 29: Moment aux appuis (poutrelle type02- RDC + Etage courant).	79
Tableau III. 30: Moment en travée (poutrelle type2RDC+Etage courant).	80
Tableau III. 31: Efforts tranchants (poutrelle type 02RDC+Etage courant).....	81
Tableau III. 32: Moment aux appuis (poutrelle type03- RDC + Etage courant).	81
Tableau III. 33: Moment en travée (poutrelle type03RDC+Etage courant).	82
Tableau III. 34: Efforts tranchants (poutrelle type 03 _RDC+ Etage courant).....	82
Tableau III. 35: Moment aux appuis (poutrelle type04_RDC + Etage courant).	82
Tableau III. 36: Moment en travée (poutrelle type04_RDC+Etage courant).	83
Tableau III. 37: Effort tranchant (poutrelle type 04_RDC+Etage courant).....	83
Tableau III. 38: Sollicitation max du calcul.....	83
Tableau III. 39: Ferrailage des poutrelles (RDC +Etage courant).	85
Tableau III. 40: Vérification la contraint de compression du béton.	86

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

Tableau IV. 1: Les différentes type structure à étudier.....	98
Tableau IV. 2: Résultats de l'analyse dynamique.....	111
Tableau IV. 3: Coefficient d'accélération de zone A.	113
Tableau IV. 4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	114
Tableau IV. 5: Valeurs du coefficient Ct.....	114
Tableau IV. 6: Valeurs des pénalités Pq.	116
Tableau IV. 7: La force sismique V dynamique à la base.	116
Tableau IV. 8: Centre de masse et centre de torsion.....	117
Tableau IV. 9: Calcul de l'excentricité.	117
Tableau IV. 10: Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.....	118
Tableau IV. 11: Vérification de déplacement.....	118
Tableau IV. 12: Vérification au renversement sens x.....	119
Tableau IV. 13: Vérification au renversement sens y.....	120
Tableau IV. 14: Vérification vis avis de l'effet (P- Δ) sens x.....	121
Tableau IV. 15: Vérification vis avis de l'effet (P- Δ) sens y.....	121
Tableau IV. 16: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.....	121

CHAPITRE V: CALCULE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

Tableau V. 1: Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).....	122
Tableau V. 2: Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).	123
Tableau V. 3: Ferrailage des poutres principale et secondaires.....	128

Liste des tableaux

Tableau V. 4: L'espace des armatures transversales.	129
Tableau V. 5: Les armatures transversales.	129
Tableau V. 6: Vérification des contraintes tangentes.	130
Tableau V. 7: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	130
Tableau V. 8: Vérification de la compression du béton.....	131
Tableau V. 9: Vérification de la contrainte de compression de béton.	132
Tableau V. 10: Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	134
Tableau V. 11: Sollicitation (M, N,) Poteaux (30x40).	135
Tableau V. 12: Sollicitation (M, N,) Poteaux (30x30).	136
Tableau V. 13: Ferrailage longitudinal des poteaux.	143
Tableau V. 14: Sections des armatures transversales.	145
Tableau V. 15: Vérification au flambement.	146
Tableau V. 16: Vérification aux sollicitations tangentes.	147
Tableau V. 17: Sollicitations de calcul (voile plein).....	155
Tableau V. 18: Résultats du ferrailage vertical voiles (RDC +1ereETA).	162
Tableau V. 19: Sollicitations de calcul (Linteaux).	166

CHAPITRE VI: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI . 1: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELS"	173
Tableau VI . 2: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELU"	173
Tableau VI . 3: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " G+Q+EY ".....	173
Tableau VI . 4: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " G+Q-EY ".....	174
Tableau VI . 5: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " 0.8G +EY ".....	174
Tableau VI . 6: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " 0.8G -EY ".....	174
Tableau VI . 7: Résultats du moment maximal.....	178
Tableau VI . 8: Résultats de calcul ce ferrailage.	181

Liste des tableaux

Liste des notations

A	Coefficient d'accélération de zone.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Action accidentelle.
F	Force concentrée.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur , portée.
M	Moment fléchissant.
N	Effort normal.
Q	Action d'exploitation ; Facteur de qualité.
R	Coefficient de comportement global de la structure.
T	Effort tranchant, période.
V	Force sismique totale.
W	Poids totale de la structure.
Z	Bras de levier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite service.
A_r	Armature de réparation.
A_{st}	Section d'armature.
B_r	Section réduite.
C_p	Facteur de force horizontal.
C_T	Coefficient de période.
E_b	Module de déformation longitudinale du béton.
E_{ij}	Module d'élasticité instantané.

E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_{vj}	Module d'élasticité différé.
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène.
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
I_x, I_y	Moment d'inertie.
L_f	Longueur de flambement.
M_0	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
M_a	Moment en appuis.
M_t	Moment en travée.
M_u	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	Moment à l'état limite service.
N_u	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
N_{ser}	Effort normal pondéré aux états limites de service.
S_t	Espacement.
W_i	Poids au niveau « i ».
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
e	Epaisseur.
f	Flèche.
f	Flèche admissible.
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature sup)
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_i	Flèche due aux charges instantanées.
f_v	Flèche due aux charges de longue durée.
f_{bc}	Contrainte de calcul.

f_{cj}	Résistance à la compression du béton à (j) jour.
f_{tj}	Résistance à la traction du béton à (j) jour.
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
i_x, i_y	Rayon de giration.
a	Position relative de la fibre neutre.
β	Coefficient de pondération
λ	Elancement.
ε	Déformation relative.
ϕ	Diamètre des armatures.
η	Facteur de correction d'amortissement.
θ	Coefficient d'application.
μ_u	Moment ultime réduit.
γ_b	Coefficient de sécurité de béton.
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier.
τ_u	Contrainte de cisaillement.
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement.
σ_{bc}	Contrainte de béton.
σ_{st}	Contrainte d'acier.
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible du béton.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible d'acier.
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte admissible du sol



Introduction générale

Introduction générale

Le secteur du bâtiment et de la construction est l'un des secteurs les plus concernés par les enjeux du développement durable, l'homme a toujours essayé de suivre le progrès et apprend des nouvelles techniques de construction, pour répondre à ses besoins ainsi que pour améliorer la qualité et le comportement des structures des bâtiments.

Le bâtiment est le premier élément à être touché par les catastrophes naturelles tels que les séismes, les cyclones, les volcans...etc., son endommagement induit automatiquement des pertes humaines très importantes aussi la dislocation de la vie sociale et économique des régions sinistrées. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés pendant le tremblement de terre de Boumerdes le 23 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques afin de protéger convenablement les constructions contre un éventuel séisme.

A ce propos et dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment à implanter dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa), comportant un RDC et cinq étages, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques.

Afin de dimensionner l'ouvrage d'une façon résistante et économique le béton armé (B.A) était adopté comme matériaux de réalisation et c'est déjà un avantage d'économie.

Le présent mémoire est organisé en six chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments ainsi que le choix des matériaux élémentaires à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement de l'ensemble d'éléments tels que : les poteaux, les poutres, les voiles, les planchers, les escaliers, l'acrotère et les balcons.
- Le troisième chapitre rapport le calcul de ferrailage des éléments secondaire (l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers).
- Le quatrième chapitre porte sur l'étude dynamique du bâtiment à l'aide du logiciel ROBOT 2010.
- Le cinquième chapitre illustre le calcul des ferrailages des éléments structuraux,
- Le dernier chapitre comporte l'étude de l'infrastructure et le choix des fondations.

A la fin, ce travail se termine par une conclusion générale rassemblant tous ce qu'on a appris durant ce projet de fin d'études.



Chapitre

I

*Présentation de projet et
caractéristiques des matériaux*

I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter les spécifications du bâtiment étudié tels que : le type de la structure, les éléments secondaires, la géométrie et les propriétés des matériaux utilisés.

La structure porteuse (squelette) d'un bâtiment supporte les efforts dus aux poids propre de la construction elle-même, aux charges d'exploitation et aux actions accidentelles. Le calcul des éléments constituant un ouvrage doit être, par conséquent, basé sur des règlements de construction et des méthodes en vigueur tout en appuyant sur les connaissances de matériaux (béton et acier) (BAEL91[1], et de zones sismiques RPA99/modifié en 2003[4] dans le présent cas).

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail a pour but d'étudier un bâtiment (R+5) à usage d'habitation affilié au groupe d'usage 2 et ayant une forme peu rectangulaire. Il fait partie d'un projet de 255 logements sociaux locatifs destiné à FERDOUA MILA (Zone IIa), celle qui présente une zone de sismicité moyenne.

En tenant compte des exigences imposées par le RPA99/version 2003 [4] et l'impact économique, les critères suivants doivent être assurés :

- Le bâtiment comporte RDC + cinq (5) étages à usage d'habitation.
- La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.
 - Murs extérieurs en deux parois.
 - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
 - Murs intérieurs (cloisons de séparation) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur
- Les planchers sont constitués par des planchers en corps creux assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.
- La structure est contreventée par voiles, dans les deux sens assurant une stabilité du bâtiment lors d'un séisme ou d'un vent, et présentant une résistance aux sollicitations dues aux charges verticales.

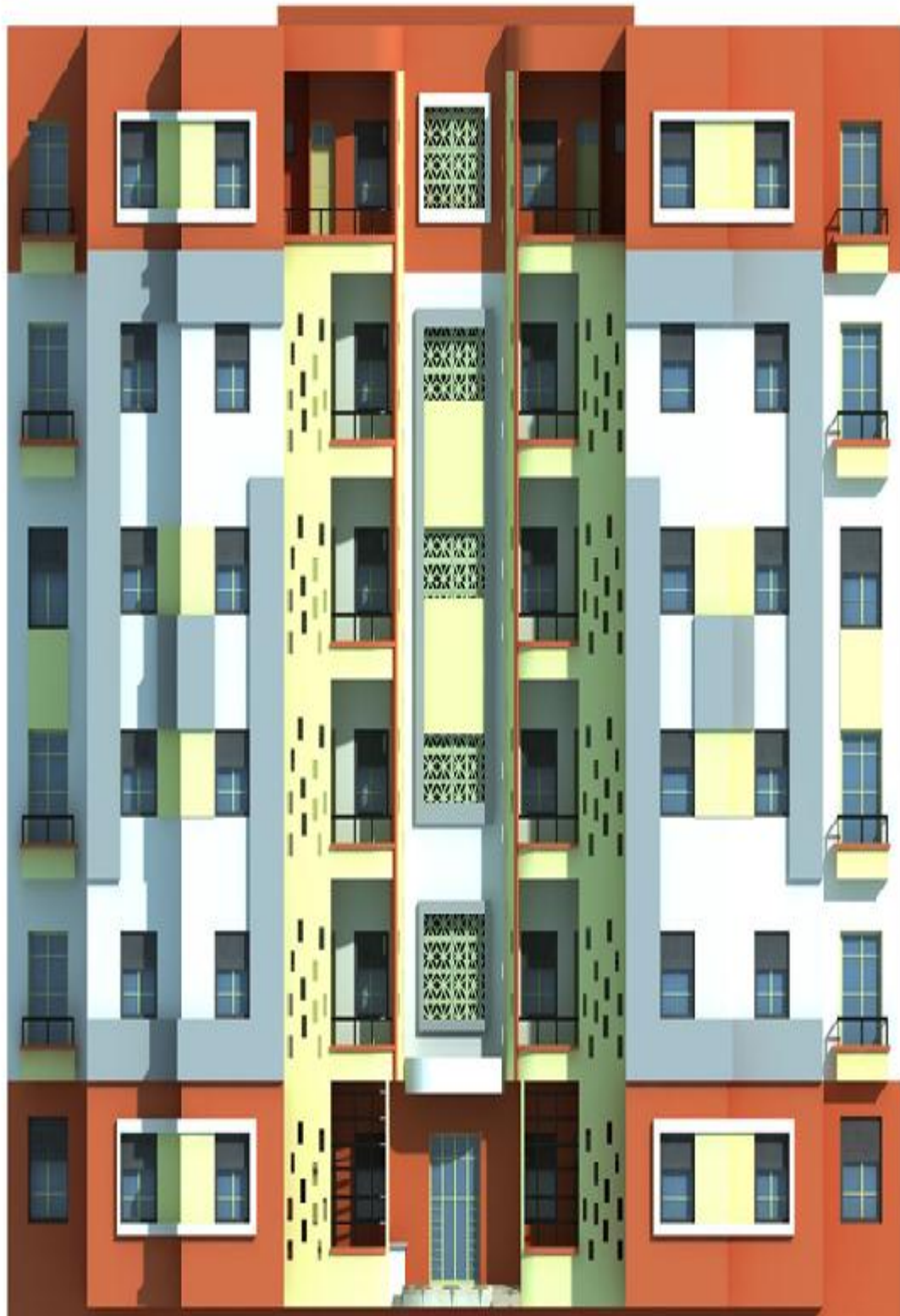


Figure I. 1: Vue de la façade principale du bâtiment.



Figure I. 2: Vue de la façade postérieure du bâtiment.

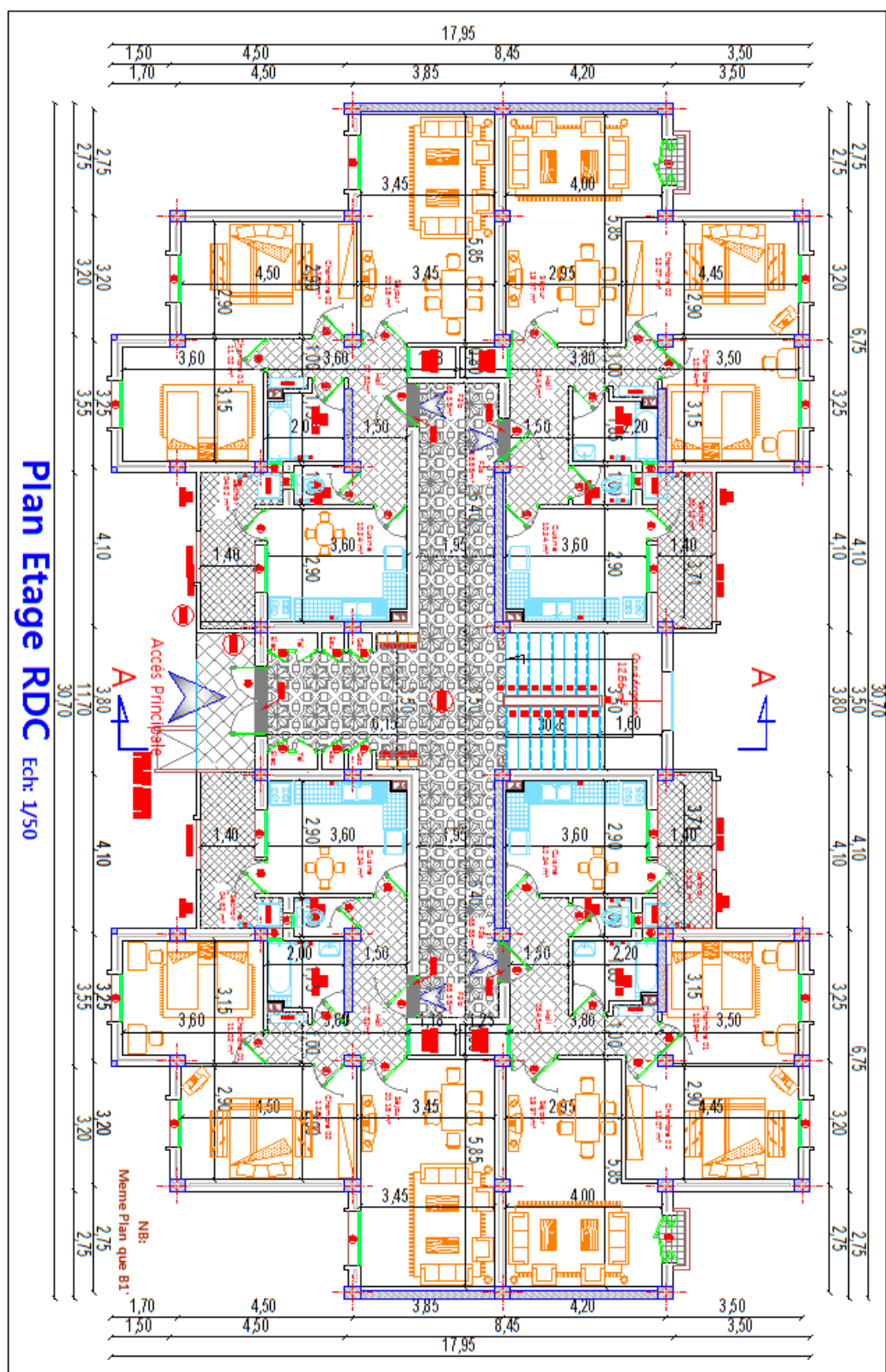
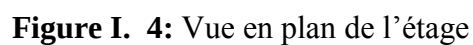


Figure I. 3: Vue en plan de RDC du bâtiment.



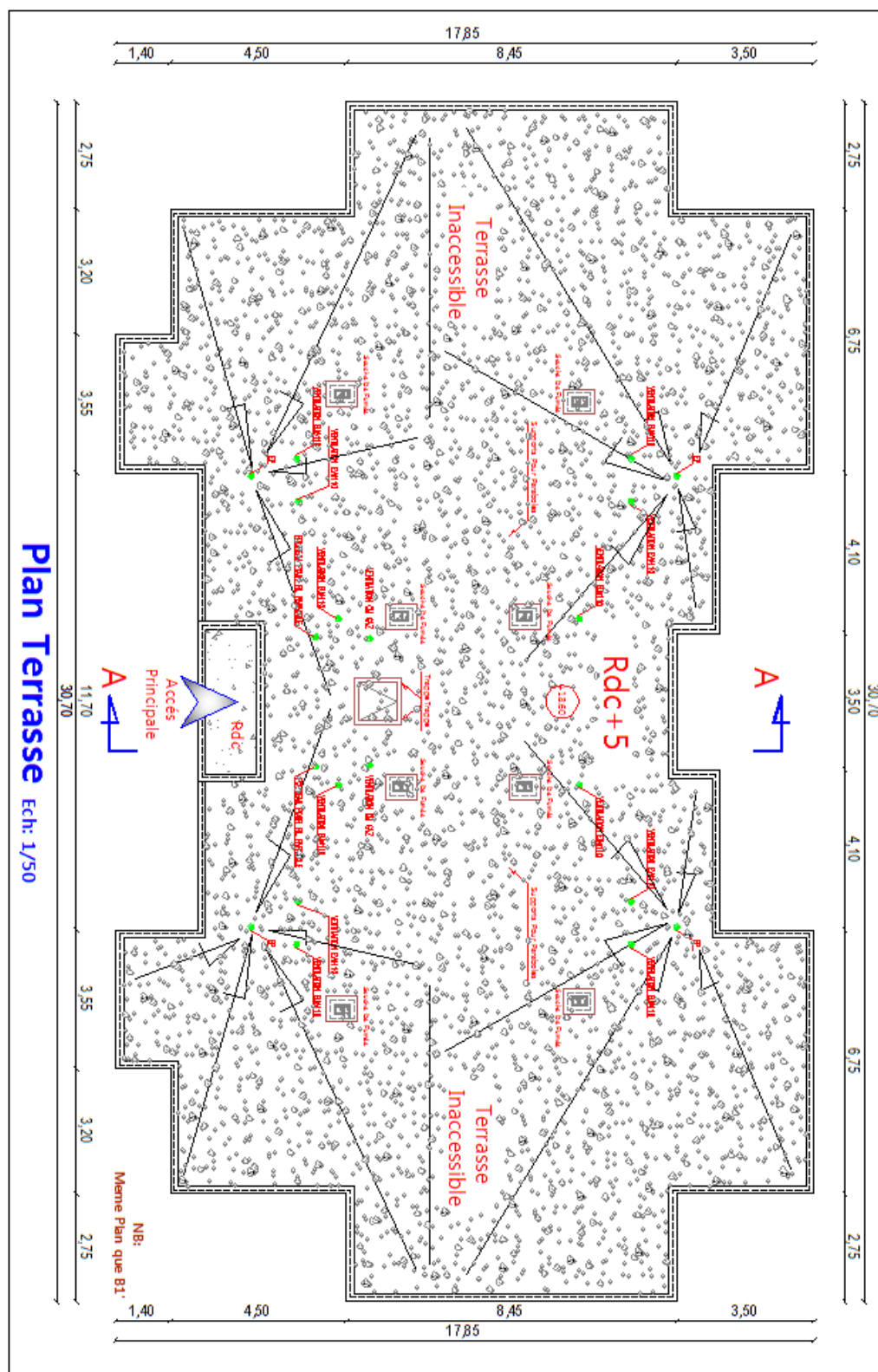


Figure I. 5: Plan terrasse du bâtiment.

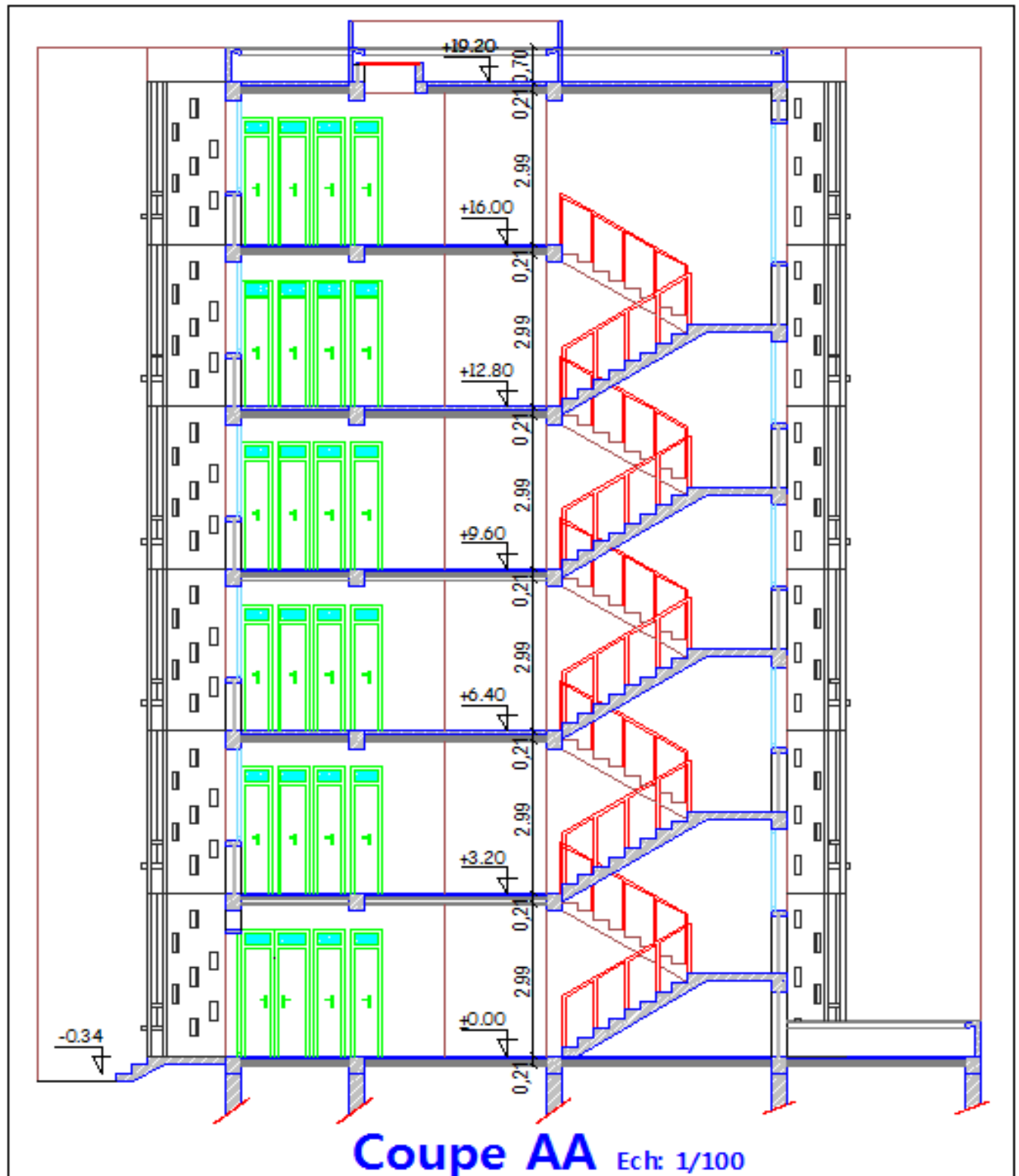


Figure I. 6: Coupe AA.

I.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Comme illustré la vue en plan, les dimensions de la structure sont répertoriées comme suit :

- Largeur totale de bâtiment..... $B = 17.95$ m.
- Longueur totale de bâtiment..... $L = 30.70$ m.
- Hauteur totale du bâtiment..... $H = 19.20$ m.
- Hauteur de RDC..... $h_{RDC} = 3.20$ m.
- Hauteur d'étage courant..... $h_e = 3.20$ m.
- Hauteur de l'acrotère $h_{ACR} = 0.60$ m.

I.4 Caractéristiques du site d'assise :

Le sol d'assise de la construction est considéré comme meuble d'après le rapport du laboratoire du sol au niveau de la wilaya de Mila daté en mars 2014. De plus :

- La contrainte étudiée du sol est $\delta_{sol} = 1.80$ bar pour un ancrage de 1.5m
- Le poids spécifique de terre $\gamma_h = 1.8t / m^3$.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 30^\circ$
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).

I.5 Description de l'ossature :

- **Conception structurales :**

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte portique - voiles. Le choix du système de contreventement rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003), vu qu'il dépasse 2 niveaux (8 m), ce qui assure la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions vertical et des actions horizontal.

- **Planchers :**

Dans notre projet deux types de plancher sont utilisées :

- Plancher corps creux pour RDC et étages courants.
- Dalle pleine pour les balcons.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations elles sont sollicitées à la flexion plane.

- Les poutres transversales (principales).
 - Les poutres longitudinales (secondaires).
-

• Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

- **Escalier :** La cage d'escalier permet l'accès des niveaux RDC au 5^{ème} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

• Murs :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques creux de 10 cm et 15 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

• Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

• Voile :

Ce sont des éléments verticaux (épaisseur petite par rapport aux autres dimensions). Réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

• Infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé pour assurer les fonctions suivantes :

Transmission des charges verticales et horizontales au sol.

Limitation des tassements.

L'encastrement de la structure dans le sol.

• Acrotère :

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

• Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

• Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher. Par contre, au niveau de murs extérieurs, l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation.

I.6. Nature des actions :

On distingue

a) Action permanente (Charges permanentes et charges d'exploitation [BC22]) [5].

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles sont désignées par la lettre G. Elle comprenant :

- ✓ Poids propre des structures : Calculer d'après les dimensions prévues aux dessins d'exécution, la masse volumique de béton armé étant près égale à $2.5t/m^3$.
- ✓ Poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage ...).
- ✓ Force exercée par la poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous-sol).
- ✓ Déformation différées dans le temps (celles causées par le retrait du béton).

b) Action variable

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

- ✓ Charges d'exploitation (ratio d'utilisateurs, de véhicules ...etc.) classées par durée d'application (provision, longue durée).
- ✓ Charges climatiques (action du vent, action de la neige).
- ✓ Action passagère en cours d'exécution.

c) Action accidentelle

Soit des actions de courte durée. Il s'agit d'actions dues des phénomènes rares et exceptionnels : séismes, explosion, chocs et les incendies.

I.7. Règles et hypothèses de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

I.7.1 Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003) [4].

Notre bâtiment situé en zone **IIa** et est dépassé quatre niveaux (14 mètres). Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

Le système (Système 2 de RPA2003) est constitué de voiles uniquement ou de voile et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent **plus de 20%** de sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

I.7.2 Règlement (BAEL 91) (Béton Armé Aux Etats Limites). [1].

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle. De plus, un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, au encore le confort des usages. Par conséquent, les états limite sont classés en 2 catégories :

a. Etats limites ultimes (ELU)

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

- Equilibre statique (Renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de la forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est :

$$q = 1.35G + 1.5Q.$$

Hypothèses

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton limite à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple, par conséquent le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivotes (A ; B ; C).

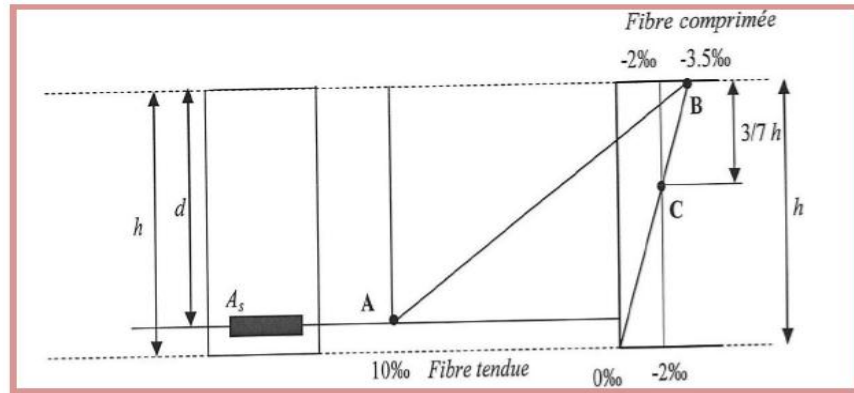


Figure I. 7: Diagramme des déformations limitent de la section.

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

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

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

b. Etat limite de service

- Constituent les frontières, au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- L'ouverture des fissures, (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (La flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).

Résistance à la compression du béton.

La combinaison d'action à l'état limite de service est :

$$q = G + Q.$$

Hypothèses

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

I.8 Combinaison d'action :

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL91. [1].

✓ Pour les plancher

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations, pour cela les combinaisons considérées sont :

A l'ELU : $1.35G + 1.5Q$

A l'ELS : $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance sont :

D'après RPA99/2003 [4]. On a :

✓ Pour les poutres

$1.35 G + 1.5 Q E$

$G + Q$

$G + Q \pm E$

✓ Pour les poteaux

$G + Q \pm 1.2 E$

$0.8 G \pm E$

✓ Pour les voiles

$G + Q \pm E$

$0.8 \pm E$

I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93[3]., le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91[1]., ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003[4].

I.9.1 Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et l'eau de gâchage, le béton armé est obtenue en introduisant dans le béton des aciers (armatures disposés de manière à équilibré les efforts de traction).

Le béton est défini par une valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jour, dite valeur caractéristique requise $f_{c28} = 25$ MPa.

I.9.1.1 Avantages et inconvénient du béton armé :

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : Sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

Les inconvénients du béton armé sont :

- **Le poids** : Les ouvrages en BA sont plus Lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** :
 - La préparation de coffrage demande beaucoup de temps et travail, ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.
 - Le placement des armatures.
 - Pendant la mise en place du béton, il faut prendre des précautions pour protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : Les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains et brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisation.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : Il est difficile de modifier un élément déjà réalisé .

I .9.1.2 Dosage du béton :

Le dosage du béton est lié à la quantité du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par 1m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les

garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature. Pour un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 325)dosé à 350 kg /m³
- Sable grossier.....0 < D_g < 5mm → 400 L
- Gravier.....15 < D_g < 25mm→800L
- Eau de gâchage.....175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg/m³[6, 7,10].

I.9.1.3 Caractéristique mécanique de béton selon (CBA93) :

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, le béton est élaboré soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'un central à béton.

Le central à béton est utilisé lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés et la durée de la production sur un site donné est suffisant longue.

a) Résistance du béton à la compression (f_{cj})

Dans les cas courants, le béton est défini au point de vue mécanique par la résistance à la compression à 28 jours d'âge, Cette résistance est mesurée sur les cylindres droits de révolution de 200cm² de diamètre égale à 16cm et ayant une hauteur égale à 32cm.

Pour le béton d'un âge $j < 28$ jours la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{Pour } j < 28 \text{ jours.}$$

Lorsque l'âge de béton dépasse 28 jours on peut admettre une résistance au plus égale à $f_{cj} = 1.1f_{c28}$, La résistance caractéristique à la compression f_{c28} est prise égale à **25MPa**.

b) Résistance du béton à la traction

La résistance du béton à la traction, est très faible. Elle est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa)} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas $f_{tj} = 2.1$ (MPa).

c) Déformation longitudinale du béton

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

Module de déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \rightarrow \quad E_{v28} = 10818.685 \text{ MPa}$$

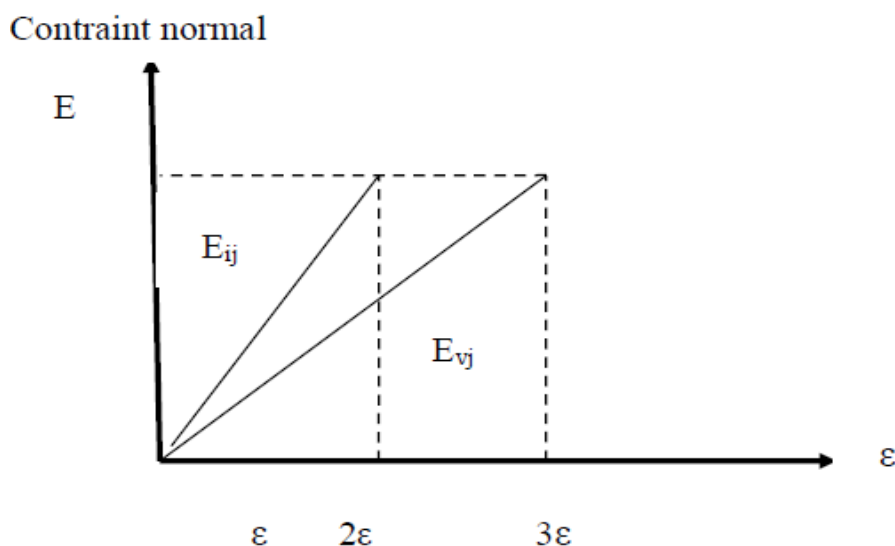


Figure I. 8: Module de déformation instantané et différé.

Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversal est donnée par :

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

- E : module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- V : coefficient de poisson.

d) Coefficient de Poisson

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative par la déformation longitudinale relative.

- $\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U) (section fissurée).
- $\nu = 0.2$ dans le cas des états limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

e) Diagramme contraintes déformation du béton à ELU

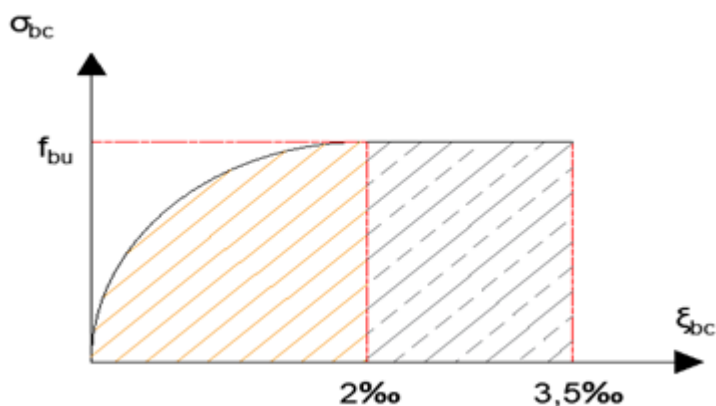


Figure I. 9 : Diagramme contraintes déformation du béton à l'ELU

Le diagramme de déformation ξ_{bc} contraintes σ_{bc} du béton pouvant être utilisé dans les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle ».

La contrainte limite ultime est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

θ : dépend du probable d'application (t) de la charge:

- $\theta = 0.85$ si $t < 1h$
- $\theta = 0.9$ si $1h \leq t \leq 24h$
- $\theta = 1$ si $t > 24h$

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans béton.

- 1.5 : en situation durable et transitoire.
- 1.15 : en situation accidentelle.

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$:

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$ en situation durable et transitoire.
- $f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.
- $f_{bu} = 21.74 \text{ MPa}$ en situation sismique.

f) Contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

➤ Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}.$$

➤ Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}.$$

➤ Dans le cas des armatures inclinées

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.27 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 4.5 \text{ MPa}$$

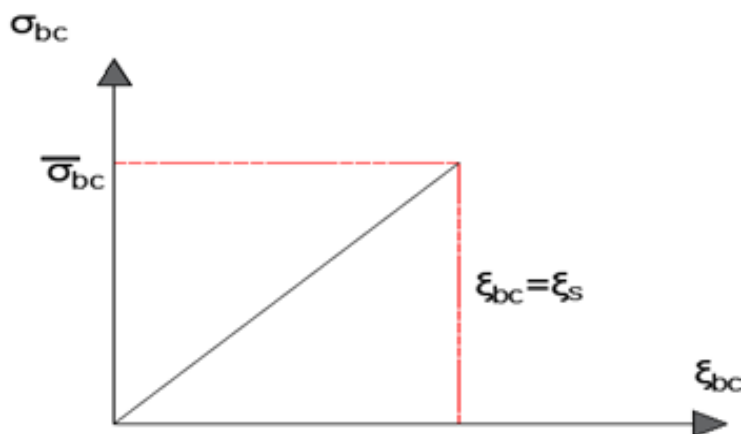
Diagramme contrainte déformation du béton à ELS

Figure I. 10: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\text{D'où : } \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

I.9.2 Acier :

Le matériau acier est un alliage de Fer et de Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour le béton armé sont de :

- Nuance douce avec 0.15% à 0.25% de teneur en Carbone.
- Nuance mi-dure à dure avec 0.25% à 40% de teneur en Carbone.

I.9.2.1 Caractères mécaniques :

La caractéristique mécanique servant de base aux justifications est l'état limite d'élasticité est garantie par le fournisseur est désignée par $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers :

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

Tableau I. 1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type d'acier	Nuances	Limite d'élasticité (MPa)	Utilisation
Rond lisse (RL)	FeE 220	215	Cadres, étriers, Anneaux de levage des pièces préfabriquées
	FeE 240	235	
Haute adhérence (HA)	FeE 400	400	Tous les travaux en béton armé
	FeE 500	500	
Treillis soudés	TLE 500	500	Empois courant pour radier Voiles, Planchers, Dallage
	TLE 600	600	

a) Contraint limite de l'acier**Contrainte à ELU**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

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

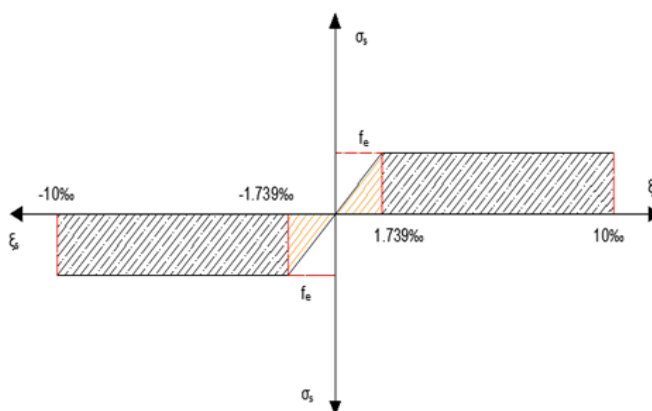


Figure I. 11: Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul des aciers se déduit en remplaçant f_e par f_e/γ_s , et en conservant la pente E_s de la droite d'élasticité.

Le coefficient γ_s :

- 1.15 : en situation durable et transitoire.
- 1 : en situation accidentelle.

On rappelle que : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$\text{Si } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

$$\text{Si } \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = f_e/\gamma_s$$

• Contraintes de traction

$\varepsilon_s = 10\text{‰}$ donc : $\sigma_s = f_e/\gamma_s$

Pour : $f_e = 400 \text{ MPa}$:

- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ en situation durable et transitoire.
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

Contrainte à ELS

Elle dépend de l'état de fissuration :

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$.

η : Coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL, $\eta = 1.6$ pour les HA).

- $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_{st} = 192.79 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_{st} = 157.74 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration très préjudiciable.

I.10 Choix des matériaux dans l'élaboration du projet :

Tableau I. 2: matériaux dans l'élaboration du projet

Béton	Acier
➤ Ciment CPJ 42 .5	➤ Les barres (HA): Fe E400
➤ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	➤ $\sigma_s = 348 \text{ MA}$
➤ $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$	➤ $\gamma_s = 1.15$
➤ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	➤ $\eta = 1.6$
➤ $\gamma_b = 1.5$	➤ $\gamma_s = 1.15$
➤ $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$	➤ $E_s = 2. 10^5 \text{ MPa}$
➤ $E_{vj} = 10818.78 \text{ MPa}$	

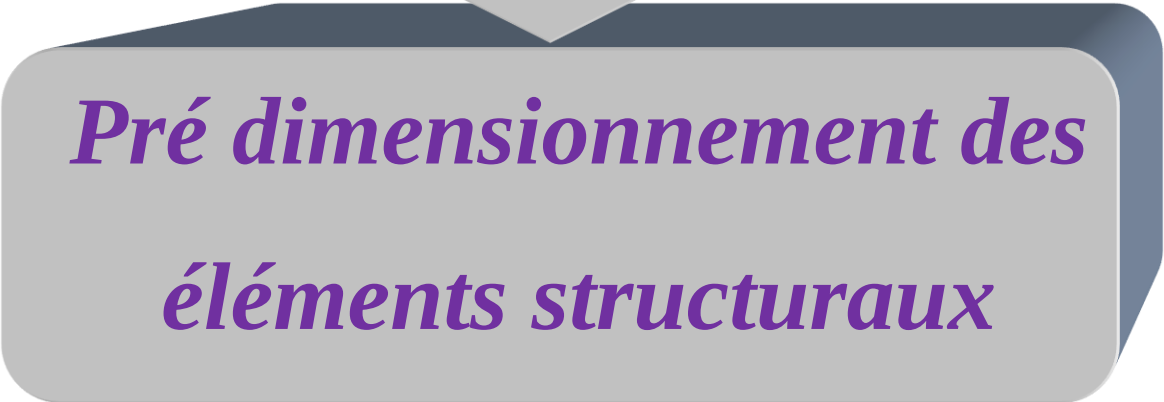
I.11 Conclusion :

Le bon fonctionnement de la structure dépend fortement du fonctionnement de chaque élément. Ceci nous encourage à étudier chaque élément soigneusement tout en assurant sa stabilité ce qui entrainera par la suite la stabilité de la structure entière. Alors comme première étape, il sera très utile de pré dimensionner les éléments structuraux et secondaires de notre structure ce qui fait l'objet du chapitre suivant.



Chapitre

II



*Pré dimensionnement des
éléments structuraux*

II.1. Introduction :

Afin d'assurer la stabilité de la structure vis-à-vis les différentes sollicitations exercées. Les différents éléments structuraux (Planches ; Poutres ; Poteaux ; Voiles) ont été dimensionnée et calculés selon les normes et règles techniques en vigueur tels que : le CBA 93[3]., RPA99/version2003[4]., BAEL 99 et le DTR.B.C2.2[5].

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante ;
- Dalle pleine pour les balcons et cage d'escalier

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de

Poutrelles en béton armé espacées de 65 cm, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé avec treillis soudé.

L'épaisseur du plancher **h** est obtenue par la formule empirique suivante :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{avec} \quad L_{\max} = \min [L_x(\max), L_y(\max)]$$

L_{max}: La plus grande portée, ici **L = 380 cm**. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.  **h = 20cm**

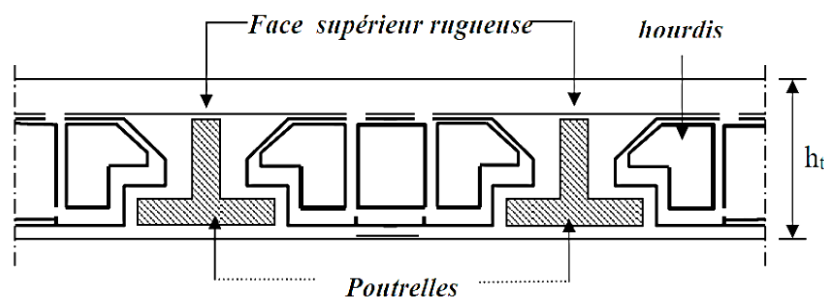


Figure II. 1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

II.2.2. Les poutrelles :

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur les poutres principales ou les voiles. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T). La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

La largeur de la dalle de compression b à prendre est définie par :

$$\frac{b_1 - b_0}{2} \leq \min \frac{L_x}{2} ; \frac{l_y}{10}$$

- b_0 : Largeur de la nervure.
- L_x : Distance entre nus des deux poutrelles.
- L_y : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

On a : b_0 est compris entre $0.4ht$ et $0.6ht$ sachant que $ht = 20 \text{ cm}$

$$b_0 = 13$$

$$L_x = 65 - b_0 = 52 \text{ cm},$$

$$L_y = 380 \text{ cm}.$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b_1 \leq \min \left(\frac{52}{2} ; \frac{380}{10} \right)$$

$$\rightarrow b_1 \leq \min (26; 38)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 26 \text{ cm } b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26 + 13 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } b = 65 \text{ cm}$$

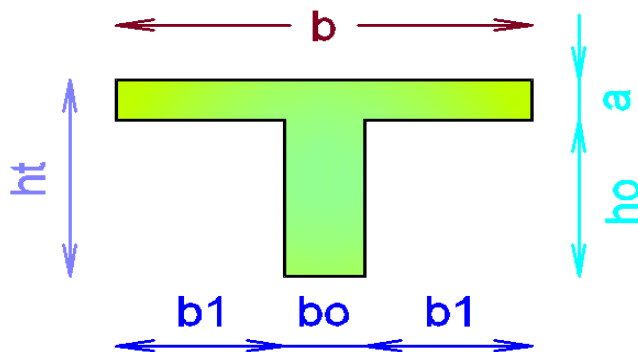


Figure II. 2: Schéma d'une poutrelle.

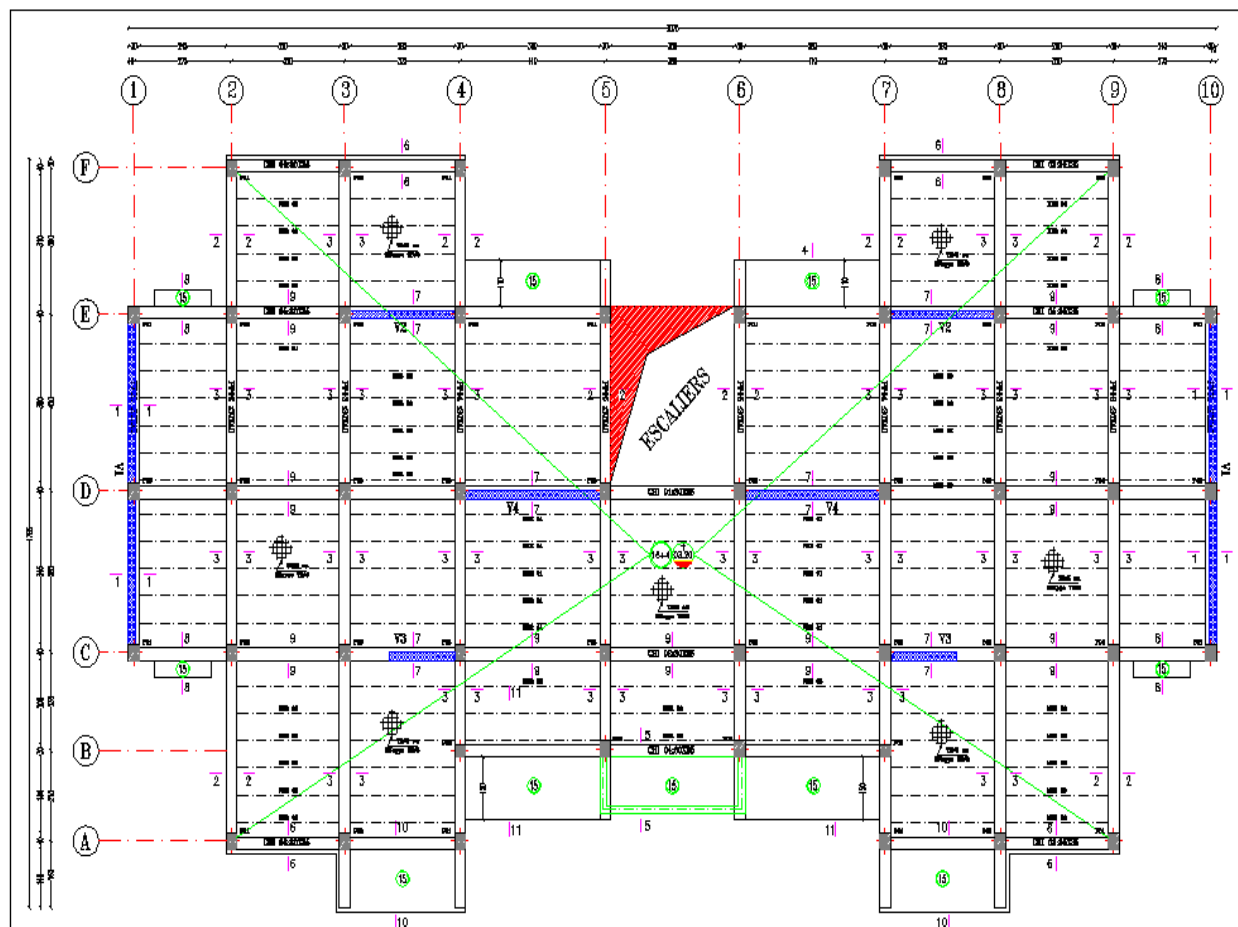


Figure II. 3 : Disposition des poutrelles.

II.2.3. Les dalles pleines (les balcons) :

Ce type de plancher va être utilisé pour les balcons. Ce sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place. L'épaisseur doit vérifier deux conditions :

- La condition de résistance : elle est donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle

Pour une dalle sur un seul appui: $e \geq \frac{L_x}{20}$

Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$.

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur deux appuis donc : $L = 150 \text{ cm}$.

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30} \rightarrow \frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \rightarrow 4.28 \text{ cm} < e < 5 \text{ cm}$$

Avec des considération pratique (expérience) on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à $e=15\text{cm}$

- Conditions supplémentaires dues à l'incendie :

$$\left(\begin{array}{l} 7\text{cm pour 1 heure de coupe - feu} \\ 11\text{cm pour 2 heures de coupe - feu} \\ 17.5\text{ cm pour 4 heures de coupe - feu} \end{array} \right)$$

Pour satisfaire ces conditions, nous adoptons l'épaisseur suivant : $e=15\text{cm}$

$L_x = 1.50\text{ m}$; $L_y = 4.10\text{ m}$; $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{4.10} = 0.36 < 0.4$ la dalle travaille dans une seul sens (comme une console)

II.3. Les poutres :

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

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par CBA93 et vérifiées, par la suite, par le RPA99 (v2003) [4].

II.3.1. Poutres principales porteuses (sens transversale) :

D'après le CBA93[3].

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.

$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec :

L : portée maximale de poutre.

Nous avons : $L = 4,10\text{m}$.

$L/15 = 410/15 = 27,33\text{cm}$ } $\Rightarrow$ $27,33\text{cm} \leq h_t \leq 41\text{cm}$. On prend $h=40\text{ cm}$.

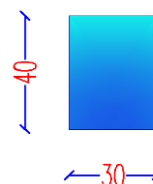
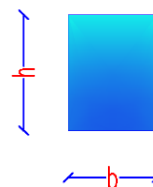
$0,3h_t = 0,3 \times 40 = 12\text{ cm}$ } $\Rightarrow$ $12\text{ cm} \leq b \leq 28$ On prend $b=30\text{cm cm}$.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/V2003 suivant :

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

$h \geq 30\text{ cm}$. } $\Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.

$h/b \leq 4$ } $\Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4$ vérifie.



II.3.2. Poutres secondaires (non porteuses) :**D'après le CBA93 [3] :**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t: \text{ hauteur de la poutre.}$$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{ largeur de la poutre.}$$

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L = 3.80m.

$$\left. \begin{array}{l} L/15 = 380/15 = 25.33 \text{ cm} \\ L/10 = 380/10 = 38 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm} \quad \text{On prend } h=35$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.3h_t = 0.3 \times 35 = 10.5 \text{ cm} \\ 0.7h_t = 0.7 \times 35 = 24.5 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow 10.50 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \text{On prend } b=30 \text{ cm.}$$

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/V2003 suivant :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie.} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie.} \\ 35/30 = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifie.} \end{array}$$

II.3.3. Poutre palière :

Les dimensions de la poutre sont :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$\text{On a : } L=350\text{cm} \text{ alors : } 23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm.}$$

$$\text{On prend : } h=35\text{cm.}$$

$$\text{La largeur de poutre : } 0.3h \leq b \leq 0.8h \text{ donc : } 10.5\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

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



- Poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$
- Poutre palière : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

- D'après les conditions de RPA 99/V 2003 Art 7.4.1[4].

La zone sismique est la zone IIa, donc il faut vérifier les trois conditions suivantes :

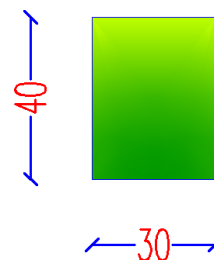
✓ $\text{Min}(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots(1)$

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \dots\dots\dots(2)$

✓ $\text{Min}(b; h) \geq 25\text{cm} \dots (3)$

On propose : $b=30\text{cm}$, $h=40\text{cm}$.

- **La vérification :** (RPA99 /V2003-art-7.4.1) [4].



$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{h_e}{20} = \frac{320-40}{20} = 14 \quad \Rightarrow \quad \text{Min}(30; 40) > 15 \dots\dots \text{CV} \\ \bullet \frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0.75 \quad \Rightarrow \quad 0.25 < 0.75 < 4 \dots\dots \text{CV (2)} \\ \bullet \text{Min}(b, h) > 25\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Min}(30; 40) = 30 > 25\text{cm} \dots\dots \text{CV (3)} \end{array} \right.$$

Les trois conditions signalées ci-dessus sont vérifiées, donc on admit les dimensions des poteaux rectangulaires tels que :

$b = 30 \text{ cm} , h = 40\text{cm}$

II.4.1. Evaluation des charges :

II.4.1.1. Les charges permanentes :

➤ Plancher terrasse :

Tableau II. 1: charge de plancher terrasse inaccessible

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	1500	85
2	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
3	Forme de pente	0,04	2200	220
4	Isolation thermique en liège	0,04	400	16
5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	280
6	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
Charge total				G = 633 kg/m²

La charge permanente totale pour le plancher terrasse inaccessible a corps creux est :

$G = 6.33 \text{ KN/m}^2$

➤ Etage courant :

Tableau II. 2: charge de plancher étage courant.

N	Composants de plancher dalle pleine	E(m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G kg/m ²
1	carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	280
5	Enduit en plâtre	0.02	1300	26
6	Cloisons légères	/	/	75
Charge total				G=501kg/m ²

La charge permanente totale pour un étage courant à corps creux est :

G=5.01KN/m²

➤ Dalle pleine (Balcon Terrasse) :

Tableau II. 3: Charge de la dalle pleine (Balcon Terrasse).

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	1500	85
2	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
3	Forme de pente	0,04	2200	220
4	Isolation thermique en liège	0,04	400	16
5	Plancher dalle pleine	0.15	2500	375
6	Enduit en ciment(ep=2cm)	0,02	1800	36
Charge total				G = 744 kg/m ²

La charge permanente totale pour la dalle pleine est :

G=7.44 KN/m²

➤ Dalle pleine (Balcon Etage Courant) :

Tableau II. 4: charge de la dalle pleine (Balcon Etage Courant).

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
1	carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher dalle pleine	0.15	2500	375
5	Enduit en ciment(ep=2cm)	0.02	1800	36
Charge total				G=531kg/m ²

La charge permanente totale pour la dalle pleine est :

G=5.31KN/m²

➤ **Mur extérieur (double parois en briques creuses) :****Tableau II. 5:** charge de mur extérieur.

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,15	900	135
3	Brique creuse	0,10	900	90
4	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
Charge totale				G = 281Kg/m ²

La charge permanente totale qu'on a est :

$$G=2.81\text{KN/m}^2$$

Tableau II. 6: charge de mur intérieur.

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	2 Enduit en plâtre	0,02	2x1000	40
Charge totale				G = 166 Kg/m ²

La charge permanente totale de mur intérieur est :

$$G=1.66 \text{ KN/m}^2$$

II.4.1.2. La charge d'exploitations : (DTR:B.C2.2) [5].

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est **Q=1KN/m²**.
- La charge d'exploitation à prendre pour l'étage courant est **Q=1.5 KN/m²**.
- La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est **Q=3.5 KN/m²**.
- La charge d'exploitation des escaliers est **Q = 2.5KN/m²**.

II.4.2. Descente de charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.4.2.1. Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3) [5].

Soit **Q₀** la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. (Q₀, Q₁Q_n) sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage (1,2.....n) numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse..... Q_0 .

Sur le dernier étage..... Q_0+Q_1 .

Sur l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sur l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Pour $n \geq 5$ $Q_0+ (3+n) /2*n (Q_1+Q_2+.... +Q_n)$.

Lorsque la charge d'exploitation est la même (comme notre cas) pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la terrasse Q_0

Pour le dernier étage Q

Pour l'étage immédiatement inférieur... $0.90 Q$

Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0.80 Q$

II.4.2.2. Descente de charge :

❖ Etapes de calcul :

Les étapes de pré dimensionnement sont :

- Le choix du poteau le plus sollicité.
- Le calcul de la surface reprise par ce poteau.

La détermination des efforts reprises par ce poteau à l'ELU et on vérifie finalement par le RPA99(mod2003).

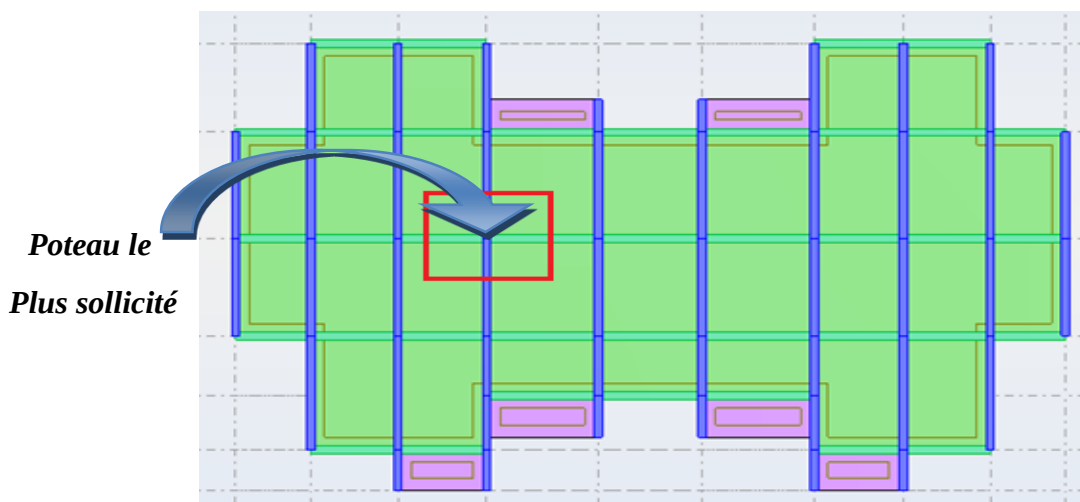


Figure II. 4: Vue en plan poteau le plus sollicité.

II.4.2.3. Descente de charges du poteau intermédiaire :

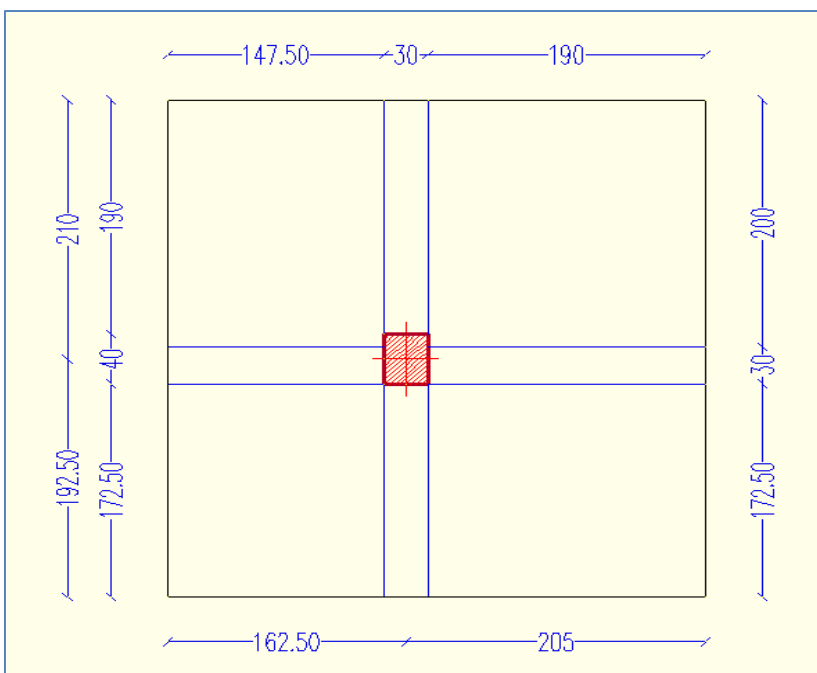


Figure II. 5: surface du poteau le plus sollicitée.

La surface atterrente pour la charge permanente :

$$S = \left(\frac{4.20}{2} + \frac{3.85}{2} \right) \left(\frac{4.10}{2} + \frac{3.25}{2} \right) = 14.79 \text{ m}^2$$

Tableau II. 7: Descente de charges du Poteau intermédiaire.

Etage	L'élément	G (kN)	Q (kN)
N0 Etage Terrasse	Plancher : 6,33×14.79	93.621	/
	PP : 25×0,30×0,40×3,625	10,87	/
	Ps : 25×0,30×0,35×3,675	9,647	/
	Surcharge : 1.00 x 14.79		14,79
Total ₀		114.138	14,79
N1 Etage Courant 5	Revenant : 0-0	114.138	14,79
	Plancher courant : 5,01×14.79	74.098	/
	Pp : 25×0,30×0,40×3,625	10,87	/
	Ps : 25×0,30×0,35×3,675	9,647	/
	Poteau: 25×0,30×0,40×3,2	9,600	/
	Surcharge : 1.50 x 14.79		22.185
Total ₁		218.353	36.975
N2 Etage Courant 4	Revenant : 1-1	218.353	36.975
	Plancher courant : 5,01×14.79	74.098	/
	Pp : 25×0,30×0,40×3,625	10,87	/
	Ps : 25×0,30×0,35×3,675	9,647	/
	Poteau: 25×0,30×0,40×3,2	9,600	/
	Surcharge : 1.50 x 14.79 x 0.9		19.967
Total ₂		322.568	56.942

N 3 Etage Courant 3	Revenant : 2-2	322.568	56.942
	Plancher courant : 5,01×14.79	74.098	/
	Pp : 25×0,30×0,40×3,625	10,87	/
	Ps : 25×0,30×0,35×3,675	9,647	/
	Poteau: 25×0,30×0,40×3,2	9,600	/
	Surcharge : 1.50 x 14.79 x 0.80		17.748
Total 3		426.783	74.690
N 4 Etage Courant 2	Revenant : 3-3	426.783	74.690
	Plancher courant : 5,01×14.79	74.098	/
	Pp : 25×0,30×0,40×3,625	10,87	/
	Ps : 25×0,30×0,35×3,675	9,647	/
	Poteau: 25×0,30×0,40×3,2	9,600	/
	Surcharge : 1.50 x 14.79 x 0.7		15.530
Total 4		530.998	90.219
N 5 Etage Courant 1	Revenant : 4-4	530.998	90.219
	Plancher courant : 5,01×14.79	74.098	/
	Pp : 25×0,30×0,40×3,625	10,87	/
	Ps : 25×0,30×0,35×3,675	9,647	/
	Poteau : 25×0,30×0,40×3,2	9,600	/
	Surcharge : 1.50 x 14.79 x 0.6		13.311
Total 5		635.213	103.530
N 6 Etage R-D-C	Revenant : 5-5	635.213	103.530
	Poteau : 25×0,30×0,40×3,2	9,60	/
	Longrine :3,675×25×0,30×0,35	9,647	/
	Surcharge : 1.50 x 14.79 x 0.5		11.093
Total 6		654.460	114.623

❖ **Combinaison des charges :**○ **ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$N_u = (1,35 \times 654.460) + (1,50 \times 114.623)$$

$$N_u = 1140.91 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées l'effort de compression ultime N_u à 10 %

$$N_u = 1.1 \times 1140.91 = 1255 \text{ KN}$$

○ **ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 688,39 + 141,06$$

$$N_{ser} = 829.45 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

L'effort ultime N_u supporté par un poteau quelconque doit satisfaire la condition suivante :

$$Br \geq \frac{k \times Nu \times \beta}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right) \times \frac{A}{B}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite de béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur sur toute la périphérie du poteau.

$$f_{bc}: 0.85 \left(\frac{f_c 28}{\gamma_b} \right) \approx 14.2 \text{ MPA}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

A : section d'aciers comprimés.

B : section du béton. $\frac{A}{B_r} = 1\%$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs $\beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

$K=1$ car moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

N_u : effort ultime évalué par combinaison des charges et surcharges appliquées (le tableau récapitulatif relatif aux charges et surcharges retenues pour la descente de charges sera détaillé dans le chapitre suivant.

$$Br \geq \frac{1 \times Nu \times 1.122}{\frac{14.2}{0.9} + 0.85\left(\frac{400}{1.15}\right) \times \frac{1}{100}}$$

$$Br \geq 0.059Nu$$

$$Br = (h-2)(b-2) = (28 \times 38) = 1064 \text{ cm}^2$$

$$Br = 1064 \text{ cm}^2 \geq 0.059Nu = 740.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.4.3. Vérification des poteaux au flambement :

Lorsqu'un poteau élancé est soumis à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale appelé flambement :

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement

- ✓ La section (caractéristiques géométriques)
- ✓ La nature des appuis

Le non flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Élancement du poteau ;

l_f : Longueur de flambement ; ($l_f = 0,7 \cdot l_0$)

l_0 : la hauteur de poteau (la hauteur libre d'étage)

i : Rayon de giration de la section transversale ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

B : aire de la section transversale du Poteau ($B = b \cdot h$)

I : Moment d'inertie de la section transversale dans le plan de flambement ($I = \frac{hb^3}{12}$)

b : petit côté du poteau

h : grand côté du poteau

Dans notre projet tous les poteaux sont rectangulaires donc :

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{hb^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \cdot l_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{0,7 \cdot l_0 \cdot \sqrt{12}}{b} \leq 50$
- $\lambda = \frac{l_f \cdot \sqrt{12}}{b} = \frac{0,7 \times 320 \times \sqrt{12}}{30} = 25,95 < 50$ (pas de risque de flambement) .

II.5. Les voiles :

Les voiles sont des éléments résistants de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales. Le pré dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques sur les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage **he** et les conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités) :

D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003 [4].

Ce sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition $L > 4a$ telle que :

L : longueur de voile.

a : épaisseur de voile.

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :

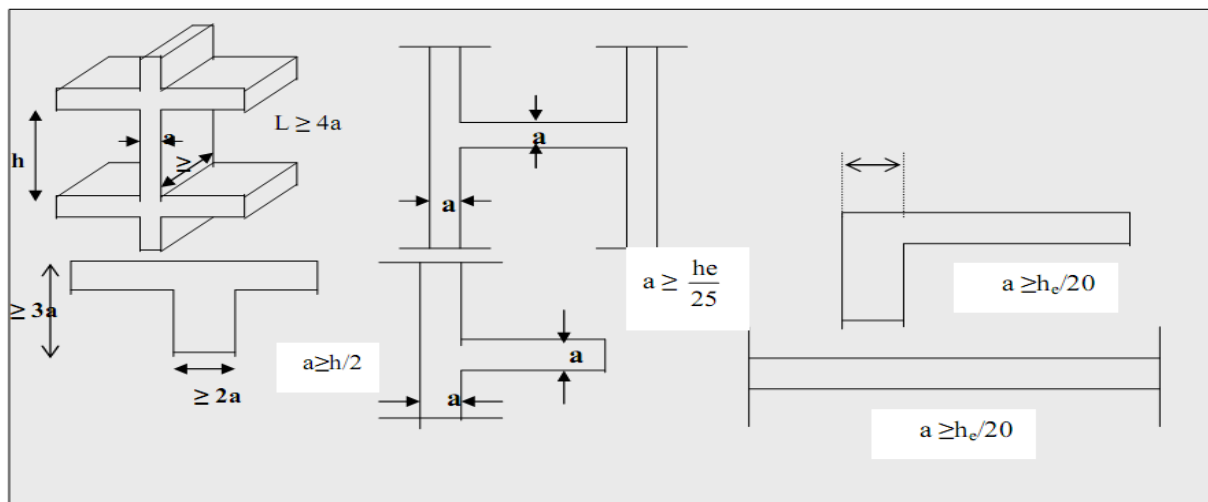


Figure II. 6: Coupe de voile en élévation et en plan

Dans notre cas :

Sens longitudinal $h_e = 3.20 - 0.4 = 2.80$ m

Sens transversal $h_e = 3.85 + 0.4 = 4.25$ m

$$a \geq h/25 = 280/25 = 11.20 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 13.63 \text{ cm}$$

$$a \geq h/22 = 425/22 = 19.31 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 13.86 \text{ cm. Donc on adopte : } \Rightarrow \boxed{a = 20 \text{ cm}}$$

$$a \geq \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

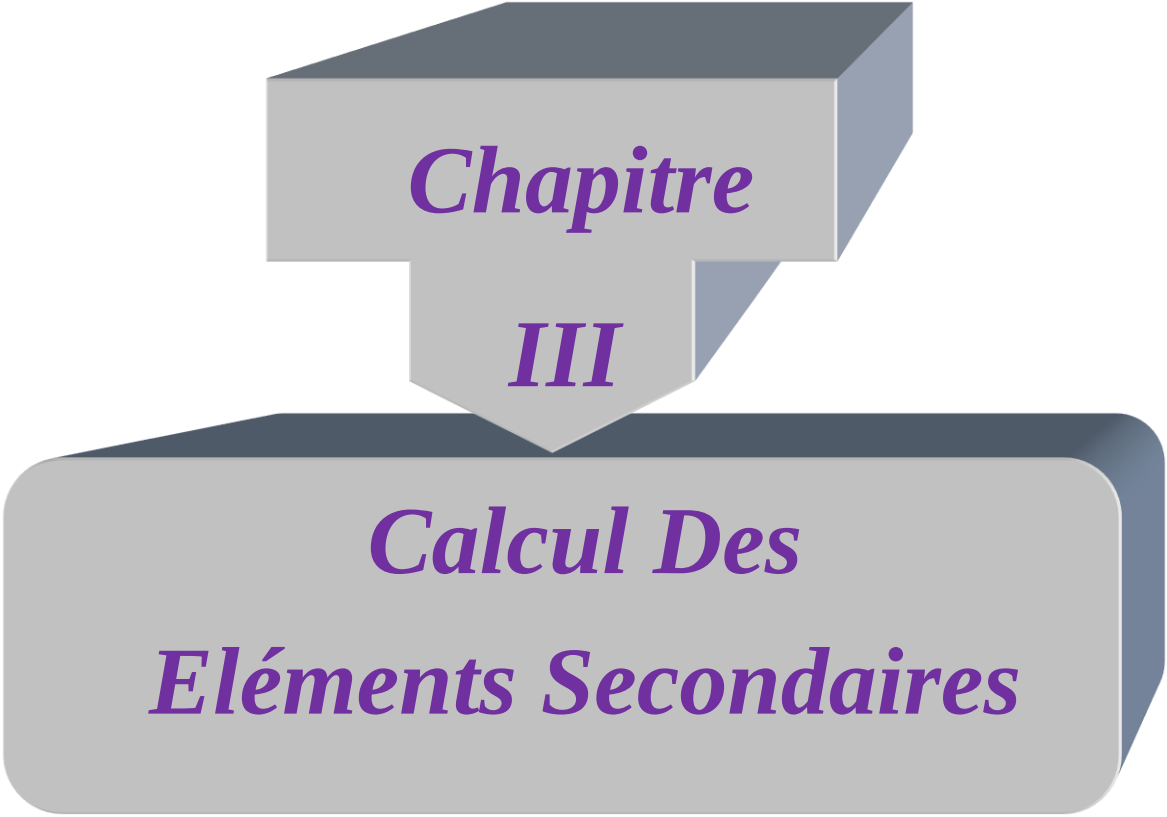
$$a \geq \max(15.00 ; 11.20; 19.31) \text{ cm.}$$

Il nous reste à vérifier les exigences du RPA 99 version 2003 concernant le rapport entre la longueur et l'épaisseur des voiles :

- Sens longitudinal : $L_{\min} = 280 \text{ cm} > 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ (Vérifié).
- Sens transversal : $L_{\min} = 425 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$. (Vérifié).

II.6. Conclusion

Après avoir pré dimensionné tous les éléments (planchers, poutres, poteaux, escalier et voiles) on passe au chapitre suivant pour l'étude et le ferrailage des éléments secondaires.



Chapitre

III

*Calcul Des
Eléments Secondaires*

III.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement comme les cloisons et les murs de façade en maçonnerie. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations comme auparavant rapporté au deuxième chapitre. Cependant, certains éléments doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère ;
- Les dalles pleines des balcons ;
- Les escaliers ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;

III.2 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section critique se trouve au niveau de l'encastrement et le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 m linéaire. A savoir, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries. Les dimensions de l'acrotère du présent travail sont illustrées par la figure (III.1).

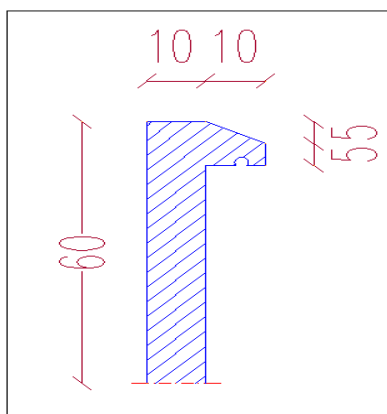


Figure III. 1 : Coupe de l'acrotère.

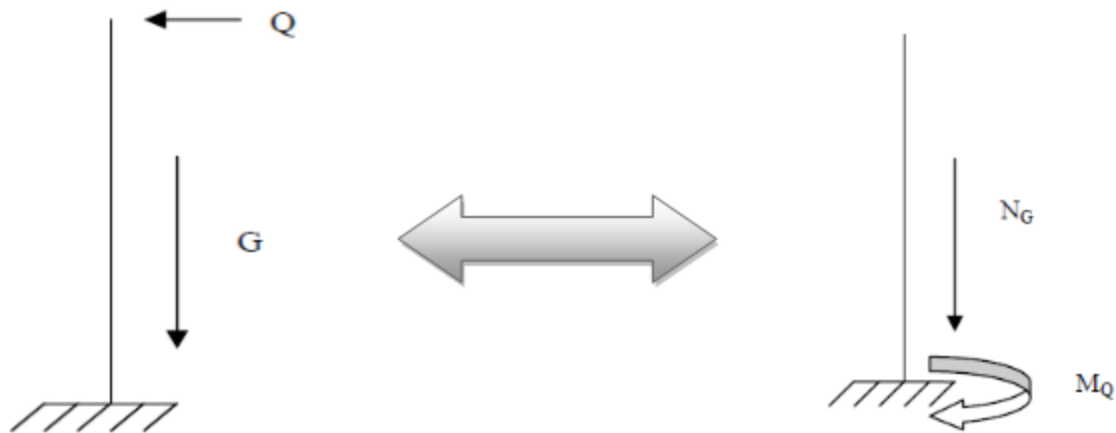


Figure III. 2: Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2 Evaluation des Charges :

Effort normal dû au poids propre(G) :

$$G = \rho .s$$

ρ : Masse volumique du béton = 25KN/m³

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$S = (0,1 \times 0,6) + \left(\frac{0,1 \times 0,05}{2} \right) + (0,05 \times 0,10) = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0675 = 1,69 \text{ KN/ml.}$$

Effort horizontal dû à la main courante : Q =1 KN/ml

III.2.3 Calcul des sollicitations :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

G : effort qui stabilise l'acrotère donc il n'y a pas de majoration de la charge permanente.

➤ Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN/ml}$

➤ Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

❖ Etat limite de service (E.L.S) :

➤ Effort normal de compression dû à G : $N_s = 1,69 \text{ KN/ml}$

➤ Moment de renversement dû à Q : $M_s = 1 \times 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

III.2.4. Calcul de Ferrailage :

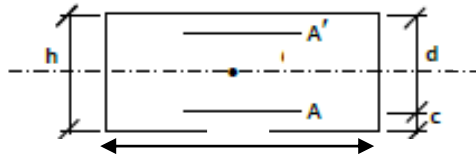
➤ Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande unitaire c'est-à-dire de 1m de largeur.

- La fissuration est considérée comme préjudiciable, en plus l'élément est exposé aux intempéries donc l'enrobage (c) est pris égale à 2 cm.
- Le calcul consiste à étudier une section rectangulaire à la flexion composée.

$$h = 10 \text{ cm};$$

$$b = 100 \text{ cm};$$

$$d = h - c = 8 \text{ cm}.$$



➤ Calcul de l'excentricité :

Selon l'article **A.4.3.5CBA93** [3]., en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

Avec ;

e_1 : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = e_0 + e_a$$

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité dus aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

• L'excentricité de la résultante

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{6} \rightarrow e_0 = \frac{0,9}{2,28} = 0,394 \text{ m} = 39,4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} = 1,6 \text{ cm}$$

$e_0 = 39,4 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_{fic}) puis on se ramène à la flexion composée.

➤ Calcul de flexion simple :

Moment fictif (M_{fic}) :

$$M_{fic} = M_u + N_u \cdot y$$

Y : la distance entre le centre de gravité de la section transversale de l'acrotère et le centre de gravité des armatures tendue.

$$y = d - \frac{h}{2} = 8 - \frac{10}{2} = 8 - 5 = 3 \text{ cm}$$

$$M_{fic} = 0,9 + (2,28 \times 0,03) = 0,968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{fic} = \frac{M_{fic}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,968}{1 \times 80^2 \times 14,2} \times 1000 = 0,0106 \text{ (moment réduite fictif)}$$

$$\mu_{fic} = 0,0106 < \mu_{AB} = 0,186 \text{ (}\dot{A}s=0 \text{ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

$$\alpha_{fic} = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,0106)}) = 0,013$$

$$\beta_{fic} = 1 - 0,4\alpha_{fic} = 1 - 0,4 \times 0,013 = 0,995$$

$$A_{sfic} = \frac{M_{fic}}{\beta_{fic} \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,968 \times 1000}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfic} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures au flexion composé A_s sont :

$$A_s = A_{sfic} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{2,28 \cdot 10}{348} = 0,35 - 0,065 = 0,285 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,285 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité (CBA93 A 4.2.1) :

$$A_{s\text{calc}} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e = 0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1/400 = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calcul}} = 0,285 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on adopte un ferrailage de l'acrotère : $A_{s \text{ adopté}} = 4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des barres :**

$$s_t \leq \min(3 h_t, 33 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min(3 \times 10 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

➤ **Les Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{s\text{adopté}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } A_r = 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1) [3].**

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

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime de calcul.

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

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa} \quad \tau_u = \frac{v_u}{b d}$$

v_u : L'effort tranchant ultime a la base de l'acrotère

$$v_u = 1,5. Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

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

Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 0,6. 25 = 15 \text{ Mpa}$ (C.B.A93 A4.5.2) [3].

Pour l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta.f_{tj}} \right) \text{ MPa}$ (C.B.A A.4.5.3.3) [3].

$$\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266,66 \text{ MPa}$$

$$110 \sqrt{\eta.f_{tj}} = 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa} \} \quad \text{donc :} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Calcul σ_{bc} et σ_{st} :

$$\sigma_{bc} = k.y_{ser}$$

$$\sigma_{st} = 15.k (d-y_{ser})$$

K : coefficient angulaire de contrainte

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

I : le moment d'inertie de la section homogène réduit

$$I = \frac{b.y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d-y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser}-d')^2]$$

y_{ser} : distance entre l'axe neutre et le fibre la plus comprimée (supérieur)

Les données sont :

$$N_{ser} = 1,69 \text{ KN}$$

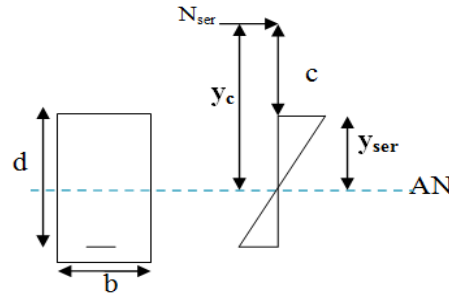
$$M_{ser} = 0,9 \text{ KNm}$$

$$\hat{A}s=0$$

$$As = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$



- **Détermination de y_c (distance entre le centre de pression et l'axe neutre de la section)** En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on obtient :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

y_c est la solution de l'équation

$$p = -3c^2 - 90As'(c-d)/b + 90As(d-c)/b$$

$$q = -2c^3 - 90As'(c-d)^2/b - 90As(d-c)^2/b$$

c : distance de centre de pression à la fibre supérieure

$$c = d - e_A$$

$$e_A = d - \frac{h}{2} + e_s$$

$$\text{on a : } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,69} = 0,355 \text{ m} = 35,5 \text{ cm}$$

$$e_A = 8 - \frac{10}{2} + 35,5 = 38,5 \text{ cm}$$

$$c = 8 - 38,5 = -30,5 \text{ cm}$$

On aura :

$$P = -3(-30^2) - 0 + 90 \cdot 2,01(8+30)/100 = -2631,26 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(-30^3) + 0 - 90 \cdot 2,01(8+30)^2/100 = 51387,8 \text{ cm}^2$$

Et l'équation deviendra :

$$y_c^3 + -2631,26y_c + 51387,8 = 0$$

La résolution de cette équation est obtenue par la méthode suivant :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = (51387,8)^2 + 4(-2631,26)^3/27 = -58198516,37$$

$$\Delta = -58198516,37 < 0 \Rightarrow \cos \varphi = 3q \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} / 2p = 3q \cdot \sqrt{\frac{-3}{-2631,16}} / 2 \cdot (-2631,16) = -0,989$$

$$\cos \varphi = -0,989 \Rightarrow \varphi = 171,55^\circ$$

$$\delta = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{2631,26}{3}} = 59,23$$

$$y_{c1} = \delta \cos \frac{\varphi}{3} = 59,23 \cos \frac{171,55}{3} = 32,09 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = \delta \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 59,23 \cos \left(\frac{171,55}{3} + 120^\circ \right) = -59,15 \text{ cm}$$

$$y_{c3} = \delta \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 59,23 \cos \left(\frac{171,55}{3} + 240^\circ \right) = 27,05 \text{ cm}$$

Puis :

$$y_{ser} = y_c + c$$

(Représente la distance du centre de pression à l'axe neutre a fibre supérieur de la section.)

Le calcul de y_c s'effectue dans le cas $\Delta < 0$, on choisit les trois solutions y_{c1} , y_{c2} , y_{c3} celle qui donne $0 < y_{ser} < d$

Donc on prend : $y_{c1} = 32,09 \text{ cm}$

$$y_{ser} = 32,09 - 30,5 = 1,59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - d')^2] = \frac{100 \cdot 1,59^3}{3} + 15[2,01(8 - 1,59)^2 + 0] = 13572,79 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,6 \cdot 100}{13572,79} = 0,044 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_{ser} = 0,044 \cdot 1,59 = 0,07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y_{ser}) = 15 \cdot 0,044(8 - 1,59) = 4,23 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

III.2.5. Vérification au séisme :

Selon RPA99 /V2003 (article 6.2.3) [4], l'acrotère est classé comme un élément non structurel, il doit alors résister à un effort sismique F_p donné par :

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

Il faut que : $F_p < 1,5 Q$

F_p : forces horizontales de calcul agissant sur l'acrotère

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1(RPA99/V2003.page34) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

La structure est installée dans une zone IIa (moyenne sismicité) avec groupe d'usage 2 .

Donc : $A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, voir tableau 6.1(RPA99/V2003.page 55)

$$C_p = 0,8$$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1.69 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,69 \cdot 0,8 = 0,81 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,81 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'effet sismique.

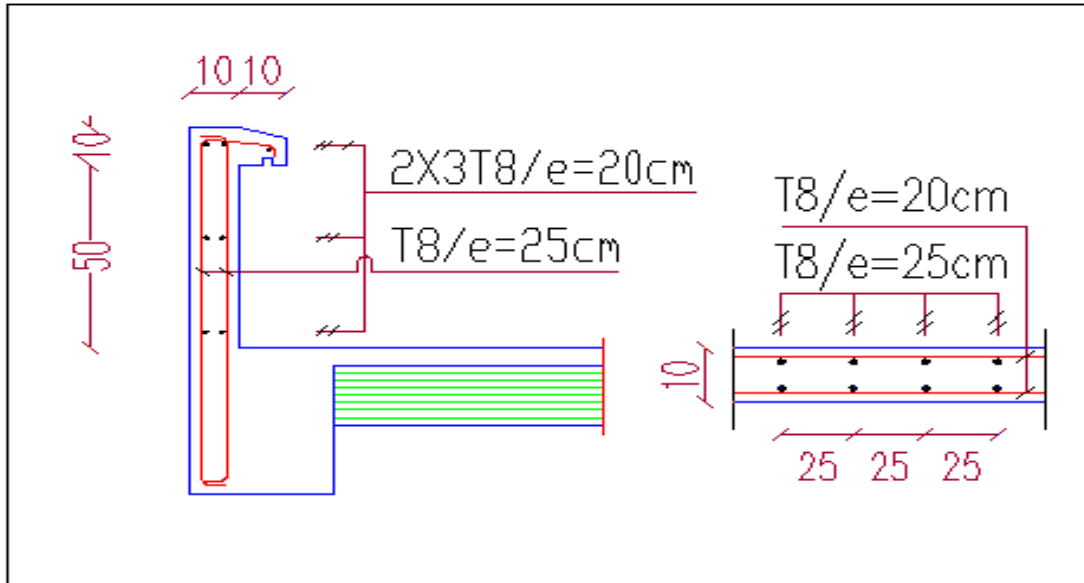


Figure III. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Calcul des dalles pleines des balcons :

III.3.1. Introduction :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon ce qui est assimilé à une console encastrée à une extrémité et libre à l'autre, et est soumise à ;

- Son poids propre
- Une surcharge d'exploitation
- Une charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.

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

III.3.2. Evaluation des charges

- Carrelage (ép=2cm)0, 4kN/m²
- Mortier de pose0,4 kN/m²
- Lit de sable0, 36kN/m²
- Dalle en B.A (ép=15cm)25kN/m³ x 0.15m =3,75 kN/m²
- Enduit au ciment (ép=2cm)0, 36kN/m

$$\Sigma G = 5,27 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m : $G \times 1m = 5,27 \times 1 = 5,27 \text{ KN/m}$

- **Charge d'exploitation :**

$Q = 3,5 \text{ kN/m}$, pour une bande de 1m.

- **Charge de Mur « P » :**

-Enduit au ciment :0,36 kN/m

- Maçonnerie (ép=10cm) :0,90 kN/m²

- Enduit au ciment :0,36 kN/m²

Pour une bande de 1m, $P = 1,62$ ($\sum P = 1,62 \text{ kN/m}^2$)

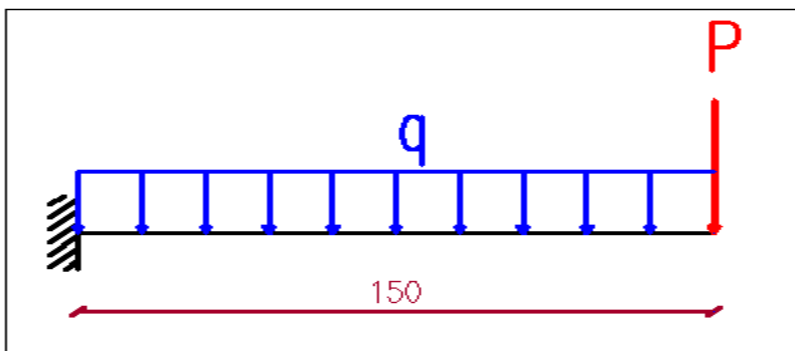


Figure III. 4 : Schéma statique du balcon.

III.3.3.1. Combinaison des charges :

Les combinaisons de charge appropriées sont résumées aux tableau suivant :

Tableau III. 1 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle.

Balcon	G (KN/M)	Q (KN/M)	P (KN/M)	1.35G+1.5Q (KN/M)	1.35P (KN/M)	G+Q (KN/M)
Etage courant	5.27	3.5	1.62	12.36	2.18	8.77

III.3.4 Sollicitation de calcul

➤ **ELU :**

$$Q_U = 1,35 \times (5,27) + 1,5 \times (3,5) = 12,36 \text{ KN/m}^2$$

$$P_U = 1,35 \times 1,62 = 2,18 \text{ KN}.$$

$$Mu = \frac{ql^2}{2} + P_U \times L$$

$$M_U = (12.36) \times 1.50^2 / 2 + 2.18 \times 1.50 = 17.17 \text{ KN}.$$

$$V_U = q_u \times L + P_U$$

$$V_U = 12.36 \times 1.50 + 2.18 = 20.72 \text{ KN}.$$

➤ **ELS :**

$$q_{\text{ser}} = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN} ; P_{\text{ser}} = 1.62 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q l^2}{2} + P_{\text{ser}} \times L$$

$$M_{\text{ser}} = 12.29 \text{ kn.m} ; V_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \times L + P_{\text{ser}}$$

$$V_{\text{ser}} = 5.27 \times 1.50 + 1.62 = 9.25 \text{ KN}$$

III.3.4.1 Calcul du ferrailage :

$$M_u = 17.17 \text{ KN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.17$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 17.17 / (1 \times 0.135^2 \times 14.17)$$

$$\mu = 0.066 < \mu_1 = 0.392 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)}$$

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

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.066}) = 0.085$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.085 = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_u}{\alpha \beta \sigma_s} = \frac{17.17}{0.085 \times 0.966 \times 348} = 6.00 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_s \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 2: Ferrailage de balcon.

L (cm)	B	D	μ	A	β	As cal (cm ²)	As min (cm ²)	As adpt (cm ²)
150	100	13.50	0.066	0.085	0.966	6.00	1.63	6.79

➤ **Espacement des armatures longitudinales :**

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

$$e = 100/6 \approx 15 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s/4 = 6.79/4 = 1.69 \text{ cm}^2$$

on prend:

$$A_r = 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures de répartition:**

$$e \leq \min(4h ; 45\text{cm}) \rightarrow e \leq 45\text{cm}$$

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

$$e = 15\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{c v}$$

III.3.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée.

$$T_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \tau_{\bar{u}} = \min(0.15f_c/28/1.5 ; 4)$$

$$T_{u \text{ max}} = 16.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.72 \times 10^{-3}}{1000 \times 135} = 0.153 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.153 \text{ Mpa} \leq \tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.3.4.3. Vérification à l'ELS :

$$M_s = 12.29 \text{ Kn.m} ; A_s = 6.79 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0$$

Il faut vérifier les deux conditions suivantes:

$$\text{La contrainte dans le béton comprimé : } \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\text{La contrainte dans l'acier tendu : } \sigma \leq \bar{\sigma}_s$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta A_s' s c (y - c') - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 6.79 (13.5 - y) = 0 \rightarrow y = 4.32 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s' s c (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = 100/3 \times 4,323 + 15 \times 6.79(13.5 - 4.32)^2 \rightarrow I = 11270.5295 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton comprimé :**

$$M_{ser}=12.29 \text{ kn.m; } \sigma_b = (M_{ser}/I). Y = (12.29/11270.5295) \times 4.32$$

$$\sigma_b = 3.51 \text{ MPa}; \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(cv)}$$

- Contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser \max}}{I} \cdot (d - y) = 112.15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \min(2/3 f_{e1}; 110 \sqrt{\eta} \times f_{28}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\eta = 1.6 ; \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150.15 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.4.4. Vérification de la flèche : (BAEL B .6.5.11) [2].

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \frac{0.15}{1.5} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0062 \dots cv$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10xM0} \dots\dots\dots \frac{0.15}{1.50} = 0.1 \geq \frac{10.44}{10x12.29} = 0.08 \dots\dots\dots cv$$

$$\frac{As}{bxd} \leq \frac{4.2}{fe} \dots\dots\dots \frac{6.79}{100 \times 13.5} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots\dots\dots cv$$

Avec,

$h=15\text{cm}$; $d=13.5\text{cm}$; $L=1.50\text{m}$; $M_{0\text{ ser}}=12.29\text{kn.m}$; $M_{t\text{ ser}}=12.29\times 0.85=10.44\text{kn.m}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

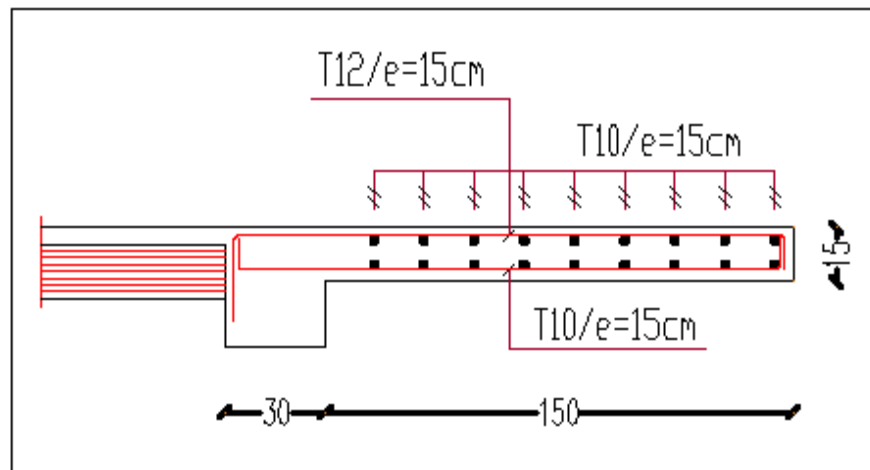


Figure III. 5: Schéma de ferrailage de balcon.

III.4. Escalier

III.4.1. Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escaliers.

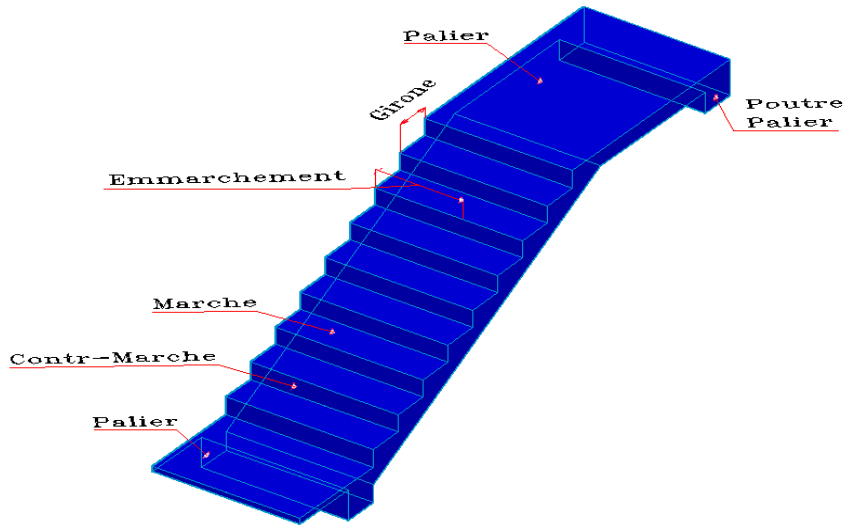


Figure III. 6: Vue 3D des escaliers.

III.4.2. Terminologie :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « Contremarche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

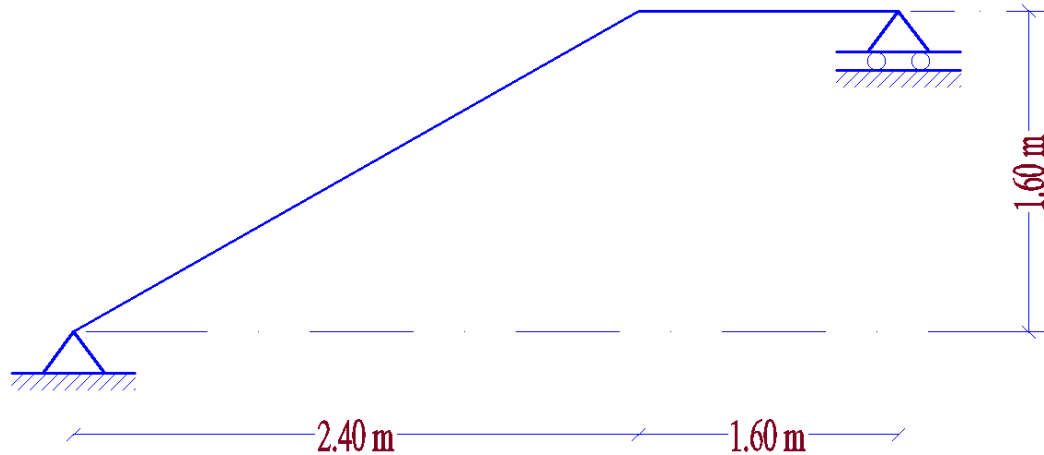


Figure III. 7: Schéma d'escalier.

III.4.3. Pré dimensionnement :

On a $H = 1.60\text{m}$; Prenons $h=17\text{cm}$ hauteur de contre marche

Chercherons n : nombre de contre marche ;

g : giron

$$n = \frac{H}{h} = \frac{160}{17} = 9$$

✓ Donc nombre de contre marche : $n=9$

✓ Nombre de marche $n-1 = 8$

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm} ; g=30\text{cm}$$

D'après la relation empirique de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$.

✓ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$ condition est vérifiée.

III.4.3.1. Dimensionnement de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} ; L : \text{longueur du palier et de la paillasse.}$$

L' : Longueur en plan de la volée.

$$H = n \times h = 1.60\text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{l} = \frac{155}{240} = 0.645 \Rightarrow \alpha = 32.85$$

$$L' = \sqrt{2.40^2 + 1.60^2} = 2.88$$

$$L = 2.88 + 1.60 = 4.47 \text{ cm}$$

$$\frac{447}{30} \leq e \leq \frac{447}{20} \Rightarrow 14.93 \leq e \leq 22.35$$

On adopt: $e_p = 18 \text{ cm}$.

- **Détermination des charges et surcharges :**

a) Charge permanente :

Tableau III. 3: Charge de palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kn / m ³)	G (kn / m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	18	25	4,50
Enduit de ciment	2	20	0,40
Total			G = 6,10kn/m ²

Tableau III. 4: Charge de paillasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kn / m ³)	G (kn / m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de sable	3	18	0,54
Marche	17	22	$(0,17/2) \times 25/\cos 33.69 = 2,55$
Paillasse	18	25	$(25 \times 0,18) / \cos 33,69 = 5,40$
Enduit de ciment	2	20	0,40
Gardes corps	/	/	01
Total			G = 10,74 kn/m ²

b) Charges d'exploitations:(DTR B.C 2.2/Art 7.1) [5].

- Palier 2.50KN/m²
- Paillasse 2.50KN/m²

➤ **Combinaison de charges :**

- À L'ELU :

Palier : $q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 6.10 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.98 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 10.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 18.24 \text{ KN/ml}$.

- À L'ELS :

Palier : $q_s = G + Q = 6.10 + 2.5 = 8.6 \text{ KN/ml}$.

Paillasse : $q_s = G + Q = 10.74 + 2.5 = 13.24 \text{ KN/m}$

Tableau III. 5: Combinaisons des charges d'escalier.

Combinaisons	Paillasse (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	18.24	11.98
ELS	13.24	8.6

❖ Diagrammes des moments fléchissant :

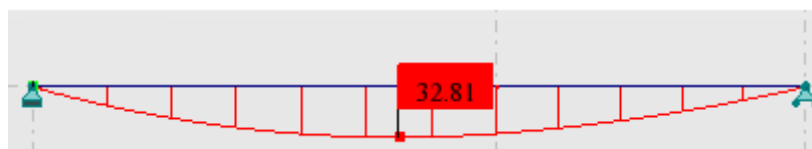


Figure III. 8: Diagrammes des moments à l'ELU.

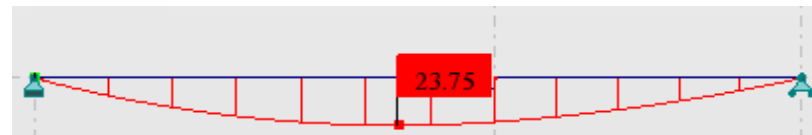


Figure III. 9: Diagrammes des moments à l'ELS.

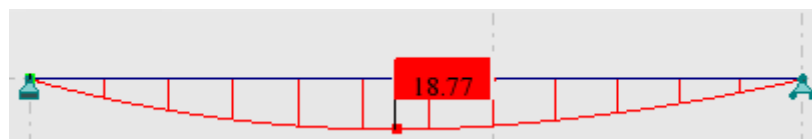


Figure III. 10: Diagrammes des moments de la charge G.

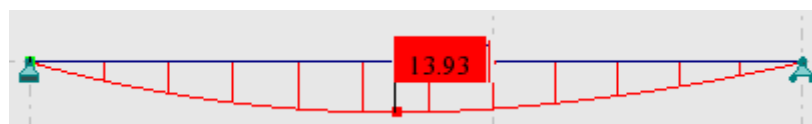


Figure III. 11: Diagrammes des moments (poids propre).

❖ Effort tranchant :

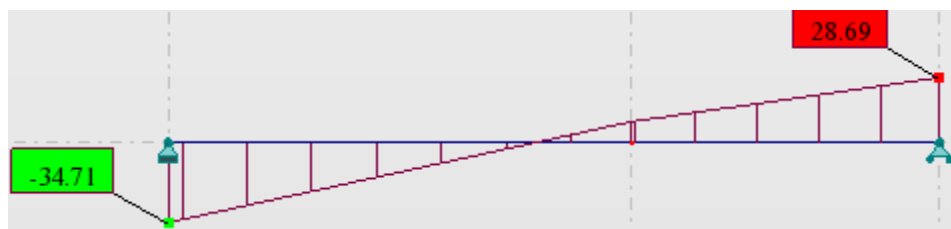


Figure III. 12: Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.

Tableau III. 6: Tableau récapitulatif des sollicitations.

	M max (KN.m)	Ma (KN.m) 0.50Mmax	Mt (KN.m) 0.85Mmax	Tmax (KN)
E.L.U	32.81	16.40	27.88	34.71
E.L.S	23.75	11.87	20.18	/

III.4.4. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple sur une bande de 01mètre avec fissuration peu préjudiciable.

III.4.4.1. Armatures longitudinales :

$$\beta = 1 - 0,4\alpha, \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}, \quad A_s = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$$

Si $\mu < \mu_{AB} = 0,186$ ($A_s = 0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

Avec : $\sigma_s = 348 \text{ MA}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

Tableau III. 7: Ferrailage des escaliers.

Section	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	A_s (cm ²)	A_s Adopté (cm ²)
appui	16.40	100	16.2	0,044	0,056	0,977	2.97	5T10=3.93
travée	27.88	100	16.2	0,074	0,096	0,961	5.14	5T12=5.65

• Condition non fragilité : $A_s > A_{min}$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16.2 \times \frac{2,1}{400} = 1.95 \text{ cm}^2$$

- $A_s \text{ appui} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$
- $A_s \text{ travée} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$

III.4.4.2. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

- Sur appui : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$. On adopte 5T10 = 3,93cm²
- En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$. On adopte 5T10 = 3,93cm²

Espacement des barres :

$$St \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

$$\text{Avec : } h=18 ; 3h=3 \times 18=54\text{cm} \Rightarrow St \leq (54 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Armatures longitudinales : soit $St = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition : soit $St = 20\text{cm}$

III.4.5. Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1) [3].

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

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcul.

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

Nous avons une fissuration peu préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min (0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa})$$

$$0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd}$$

$V_u^{\max}$: L'effort tranchant ultime max.

$$\tau_u = \frac{34.71 \times 10^3}{1000 \times 16.2} = 2,14 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,14 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

III.4.6. Vérification des contraintes à ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta A'_{sc}(y - c') - \eta A_s(d - y) = 0$$

En travée : $50y^2 - 15 \times 5.65 (16.2 - y) = 0 \rightarrow y = 4.46 \text{ cm}$

Sur appui : $50y^2 - 15 \times 3.93 (16.2 - y) = 0 \rightarrow y = 3.46 \text{ cm}$

Moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A'_{sc} (y - d')^2 + \eta A_{st} (d - y)^2$$

En travée = $100/3 \times 4.46^3 + 15 \times 5.65 (16.2 - 4.46)^2 \rightarrow I = 14368.2747 \text{ cm}^4$

Sur appui = $100/3 \times 3.46^3 + 15 \times 3.93 (16.2 - 3.46)^2 \rightarrow I = 9024.4124 \text{ cm}^4$

Tableau III. 8: Vérification des contraintes à ELS.

section	Moment ELS (KN.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	k (Mn/m ³)	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	obs
Appui	11.87	100	16.2	3.93	3.46	9025.4124	131.51	4.55	15	CV
Travée	20.18	100	16.2	5.65	4.46	14368.2747	140.44	6.26	15	CV

III.4.6.1. Vérification de la flèche :

Conditions de non vérification de la flèche :(CBA93 B.6.5.2) [3].

$L=4.00\text{m}$; $h=18\text{cm}$; $M_{0\text{ ser}}=23.75\text{kn.m}$; $M_t=20.18\text{kn.m}$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{400} = 0,045 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{18}{400} = 0,045 < \frac{20.18}{10 \times 23.75} = 0,084 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16.2} = 0,0034 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f_t \leq \bar{f} \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour } L \geq 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{pour } L \leq 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ pour les éléments en consols } L \leq 2\text{cm}$$

Dans notre cas :

$$L = 4.00 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4}{500} = 0.008\text{m} = 8\text{mm}$$

Calcul de flèche total (Δf_t) :(CBA93 6.5.2)

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (G0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \text{ (flèche différée).}$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{i,u}} \text{ (Moment d'inertie fictif instantanée).}$$

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{v,u}} \text{ (Moment d'inertie fictif différée).}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa (Module d'élasticité instantanée)}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa (Module d'élasticité différée)}$$

❖ Position de l'axe nature

$$Y = 4,46 \text{ cm.}$$

$$I = 14368,2747 \text{ cm}^4$$

❖ Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2, \text{ (Moment d'inertie de la section homogène par rapport à centre de gravité } y_g \text{).}$$

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16,2}{100 \times 16,2 + 15 \times 5,65} = 10,30 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 16,2^3}{12} + 100 \times 18 \left(\frac{18}{2} - 10,30 \right)^2 + 15 \times 5,65 (16,2 - 10,30)^2 = 38548,5475 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho}; \text{ dans notre cas } b_0 = b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 16,2} = 0,0034, \text{ (% taux d'Armature)}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \frac{100}{100}) 0,0034} = 6,17$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 6,17 = 2,47$$

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

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M(d-y)}{I} \text{ (Contrainte dans l'acier)}$$

➤ **Calcul le moment fléchissant à ELS :**

• **Calcul de (f_{gv} et f_{gi}) dus par la charge permanente : G**

Palier G=6,10 kn/m² ; paillasse G=10,74kn/m² ; M ser=18,77x0,85=15,95kn.m

$$\sigma_s = \frac{15 \times 15,95 \times 10^3 (16,2 - 4,46)}{14368,2747} = 195,47 \text{ Mpa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0034 \times 195,47 + 2,1} = 0,223$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times 38548,7475}{1 + (6,17 \times 0,223)} = 17847,3184 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 38548,7475}{1 + (2,47 \times 0,223)} = 27342,8867 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{15,81 \times 4,00^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 17847,3} = 4,40 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{15,81 \times (4 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 10818,87 \times 27342,8867 \times 10^4} = 8,55 \text{ mm}$$

• **Calcul de f_{ji} : la charge Permanente :(pois propre du béton seul Go)**

Palier =4.50kn/ml ; paillasse=7.95kn/ml ; M ser =13.93x0.85=11.84kn.m

$$\sigma_s = \frac{15 \times 11,84 \times 10^3 (16,2 - 4,46)}{14368,2747} = 145,11 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0034 \times 145,11 + 2,1} = 0,097$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times 35780,45}{1 + (6,17 \times 0,097)} = 24622,2966 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{11,84 \times (4 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 24622,2966 \times 10^4} = 2,39 \text{ mm}$$

• **Calcul de f_{pi} du par la charge (G+Q)**

Palier =8.60kn/m² ; paillasse=13.24kn/mm ; 2Mser =23.59x0.85=20,05kn.m

$$\sigma_s = 162,01 \text{ Mpa} ; U = 0,146 ; I_{fi} = 22307,9524 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{20,05 \times (4 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 22307,9524 \times 10^4} = 4,47 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (8,55 - 2,39) + (4,47 - 4,40) = 6,23 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

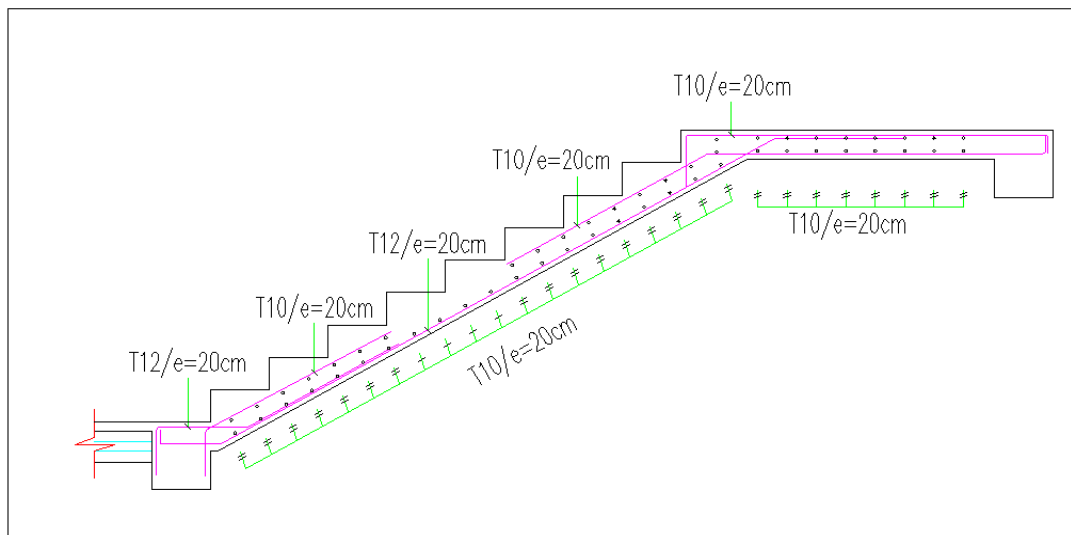


Figure III. 13: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.5. Calcul de la poutre palière :

III.5.1. Introduction :

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire calculée aux sollicitations de flexion et de torsion.

Le moment d'appui des escaliers provoque un moment de torsion ; ce dernier atteint sa valeur maximale au niveau des appuis.

III.5.2. Pré dimensionnement :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$L = 3,50\text{m} \Rightarrow \frac{350}{15} = 23.33\text{cm} \leq h \leq \frac{350}{10} = 35\text{cm}$$

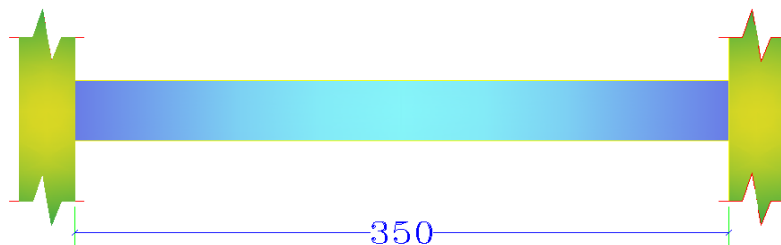


Figure III. 14: Poutre palière.

En suivant de l'article 7.5.1 de l'RPA99/2003, la poutre doit respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20\text{cm}$, on prend $b = 30\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$, on prend $h = 40\text{cm}$
- $\frac{b}{h} \leq 4$, $\frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots \dots CV$

Donc on adopte une section de (30x40) cm

III.5.3 Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.30\text{m} \times 0.4\text{m} \times 25\text{kn/m}^3 = 3 \text{ KN/m}^2$
- G mur : $1.60 \times 2.81 = 4.49\text{kn/ml}$
- Réaction des escaliers :
 - à l'ELU 28.69KN/ml
 - à l'ELS 20.70 KN/ml

➤ Combinaison des Charge :

ELU : $qu = 1.35 \times 3 + 28.69 + 4.49 = 37.23\text{KN/M}$

ELS : $qs = 3 + 20.70 = 23.70\text{KN/M}$

III.5.4. Calcul des sollicitations :

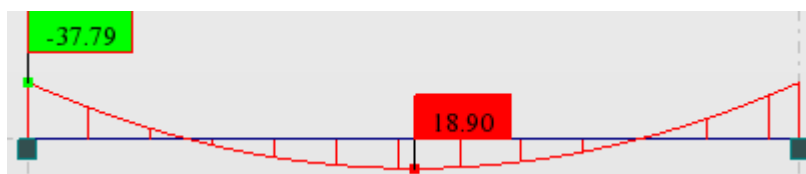


Figure III. 15: Diagrammes des moments à l'ELU

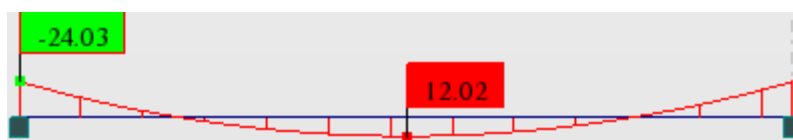


Figure III. 16: Diagrammes des moments à l'ELS.

Le tableau suivant résume le résultat précédant :

Tableau III. 9: Résultats sollicitation du calcul.

	R (KN) escalier palier	M (KN.m)		T (KN)
		Travée	appui	
ELU	28.69	18.90	37.79	64.78
ELS	20.70	12.02	24..03	41.2

III.5.5. Ferrailages de la poutre palière à la flexion :

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si $\mu < \mu_{AB} = 0,186$ ($A_s=0$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

Tableau III. 10: Ferrailage de la poutre palière à la flexion.

Section	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm) 0,9h	μ	α	μ	A_s (cm ²)	A_s Adopté (cm ²)
Appui	37.79	30	36	0,024	0,030	0,990	3,04	3T14= 4.62
Travée	18.90	30	36	0,012	0,015	0,994	1,52	3T14= 4.62

➤ **Condition non fragilité : $A_s > A_{min}$**

Avec : $f_{t28} = 2,1$ Mpa; $f_e = 400$ MPa

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

$$A_{s \text{ travée}} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

III.5.5.1. Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1) [3].

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

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcul.

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

Nous avons une fissuration peu nuisible, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant ultime max.

$$\tau_u = \frac{64.78 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,56 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

- **Espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de **C.B.A 93 (art A.5.1.2.2)** [3].les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 38 ; 40\text{cm}) = 34,2\text{cm}$$

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

- **Section minimale d'armature d'âme (A_t) :**

$$\frac{A_t f_e}{b s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa}\right)$$

$$\frac{\tau_u}{2} = \frac{0,56}{2} = 0,28 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \frac{A_t f_e}{b s_t} \geq 0,28 \Rightarrow A_t = \frac{0,415 \cdot b \cdot s_t}{f_e} = \frac{0,28 \times 300 \times 250}{400} \times 10^{-2} = 0,52 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

III.5.5.2. Vérification des contraintes à ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ (C.B.A93 A4.5.2) [3].

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \quad ; \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{b x y^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$$

Tableau III. 11: Vérification des contraintes à ELS.

section	Moment ELS (KN.m)	b (cm)	D (cm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (Mn/m3)	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	Obs
Appui	24 ,03	30	36	4,62	10,79	56605,3665	42,45	4,58	15	CV
Travée	12 ,02	30	36	4,62	10,79	56605,3665	21,23	2,29	15	CV

III.5.5.3. Vérification de la flèche :

Conditions de non vérification de la flèche :(CBA93 B.6.5.1) [3].

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{350} = 0,114 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{350} = 0,114 > \frac{0,75 \times 12,02}{10 \times 12,02} = 0,075 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 36} = 0,004 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots CV$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6. Calcul de la poutre palière à la torsion :

❖ Moment de torsion (M_{Tor}) :

La poutre palière est soumise à deux moments de torsion de palier et de pailasse.

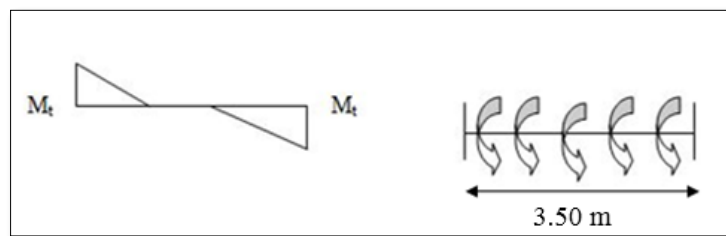


Figure III. 17: La poutre palière à la torsion.

$$M_{tor} = \frac{L}{2} M_{appui escalier} = \frac{3,5}{2} \times 16,40 = 28,70 \text{ KN.m}$$

➤ Contrainte tangentielle de torsion :

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \text{ Avec :}$$

$\Omega = (h - b_0)(b - b_0)$, aire du contour à mi- épaisseur

$$b_0 = \frac{b}{6} \text{ épaisseur de la section creuse ; } b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (h - b_0)(b - b_0) = (400 - 50)(300 - 50) = 87500 \text{ mm}^2$$

$$\tau_u = \frac{28,7 \times 10^3}{2 \times 87500 \times 50} = 0,0032 \text{ MPa}$$

D'après le (BAEL 91 article 5.4.3) [1].

On doit vérifier que :

$$\tau_{u_{tor}}^2 + \tau_{u_{flex}}^2 < \bar{\tau}_u^2$$

$$\tau_{u_{tor}}^2 + \tau_{u_{flex}}^2 = 0,0032^2 + 0,56^2 = 0,313 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = (3,33)^2 = 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

➤ Détermination des armatures :

➤ Armatures longitudinales (A_l) :

$$A_l \geq \frac{M_{tor} \cdot \gamma_s \cdot \mu}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}, \text{ Avec: } U = 2 \times [(b - b_0) + (h - b_0)]$$

$\mu = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120\text{cm}$, (périmètre de l'aire Ω de la section efficace)

$$A_l \geq \frac{28.70 \times 10^5 \times 1,15 \times 120}{2 \times 87500 \times 400} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T14 = 6,16cm²**

➤ **Armatures transversales :**

$$\left[\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \geq \frac{M_{\text{tor}}}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t \geq \frac{M_{\text{tor}} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{28.70 \times 10^5 \times 25 \times 1,15}{2 \times 87500 \times 400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Ont adopté : $A = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$

➤ **Les armatures totales : (flexion+ torsion) :**

Pour les armatures longitudinales :

Tableau III. 12: Ferrailage totales (flexion +torsion).

	flexion	torsion
Appui	3 HA14	4 HA14
Travée	3 HA14	

Pour les armatures transversales on adopte :

Cadres de T8 + Etrier de T8 + Epingle de T8.

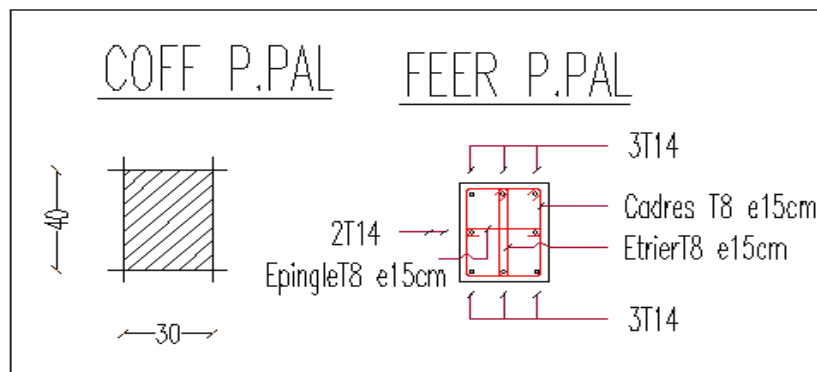


Figure III. 18: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6. Calcul des plancher

III.6.1 Introduction

Nous avons adopté comme des planchers en corps creux pour notre bâtiment qui ont pour avantages :

- une bonne isolation phonique et thermique.
- plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids total de la structure et par conséquent un facteur prépondérant en terme d'économie.

III.6.2 Calcul des poutrelles :

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T).

III.6.3. Evaluation des charges**a) plancher terrasse :**

$$G = 6,33 \times 0,65 = 4,11 \text{ kn/ml}; Q = 0,1 \times 0,65 = 0,065 \text{ kn/ml}$$

b) plancher étage courant

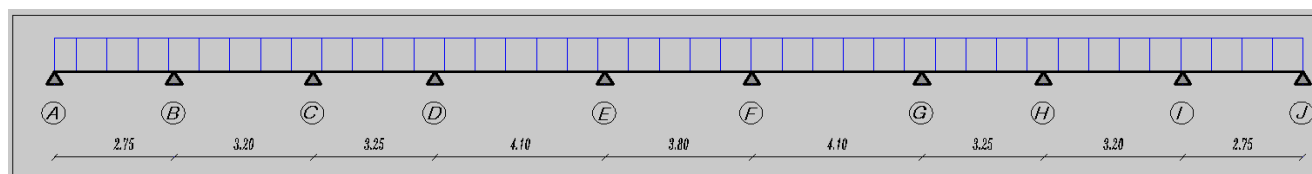
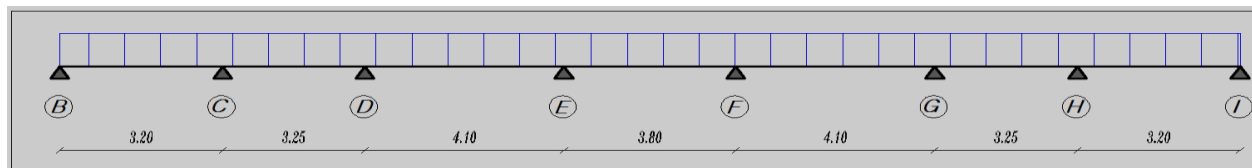
$$G = 5,01 \times 0,65 = 3,25 \text{ kn/ml}; Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ kn/ml}$$

➤ Combinaisons d'action :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$
- ELS : $q_{ser} = G + Q$

Tableau III. 13: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			$1,35G + 1,5Q$	$1,35 G$	$G + Q$	G
Terrasse inaccessible	4.11	0.65	6.52	5.54	4.76	4.11
Etage courant	3.25	0.97	5.85	4.38	4.23	3.25

III.6.4. Les différents Types des plancher :**Type 01 :****Figure III. 19:** Schéma de poutrelle (09 travée).**Type 02 :****Figure III. 20:** Schéma de poutrelle (07 travée).

Type 03 :**Figure III. 21:** Schéma de poutrelle (04 travée).**Type 04 :****Figure III. 22:** Schéma de poutrelle (02 travée).**III.6.5. Choix de la méthode de calcul :**

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles. Ces dernières sont considérées comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot ou Caquot minorée.

a) Méthode forfaitaire : (art.3.III.4. BAEL91/99) [1].

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- a)** $Q \leq \max(2G; 5 \text{ kn/m}^2) = 12.66 \text{ KN}$ C. V
- b)** Les moments d'inertie sont identiques le long de la poutre C. V
- c)** les portées successives (L_i / L_{i+1}) sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%).

$$0,85 < \frac{410}{325} < 1.25 \Rightarrow 0,85 < 1.26 < 1.25 \dots \dots \dots C.N.V$$

- d)** la fissuration peu préjudiciable..... C. V

La condition (a) est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de CAQUOT Minorée (annexe E2 du BAEL) [2].

III.6.5.1. La méthode de Caquot minorée (BAEL.6.210) [2]. :

Lorsqu'il est possible d'appliquer la méthode de Caquot minorée, le calcul des moments sur appui dus aux charges permanentes se fait avec $G' = 2/3G$ (et uniquement le calcul des moments sur appuis, on reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée).

➤ Moments en travée :

$$M_t(x) = \mu(x) + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \left(\frac{x}{l}\right) \quad ; \quad X = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

q : la charge permanente à l'ELU

X : abscisse de la valeur max du moment en travée

➤ Moments sur appui :

$$M_a = - \frac{q_w \times L'w^3 + q_e \times L'e^3}{8.5(L'w + L'e)} \quad \text{Avec :}$$

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

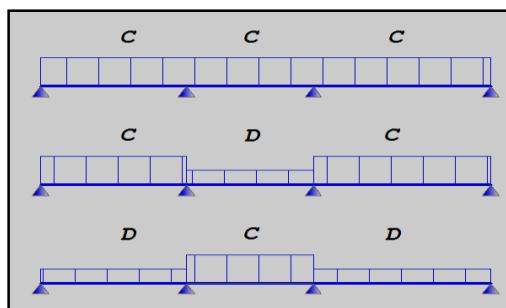
q_e : charge permanente à droite de l'appui.

➤ Effort tranchant :

$$V_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \quad ; \quad V_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

III.6.5.2. Définition des trois cas de charge :

À prendre en compte chacun de ces trois cas correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3. à l'ELU $C=1.35g+1.5q$ et $D= 1.35g$ et à l'ELS $C=g+q$ et $D=g$



Cas 1 : CCC M_w et M_e Maximums

Cas 2 : DCD M_t Maximum

Cas 3 : CDC M_t Minimum

Figure III. 23: Définition des trois cas de charge.

III.6.6. Calcul plancher terrasse :

Tableau III. 14: Moment aux appuis (poutrelle type1-terrasse inaccessible).

Appui	ELU	ELS	Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée (kn.m)	
	qw=qe	qw=qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
1^{er} cas de chargement : CCCCCCCC								
A1	6.52	4.76	/	2.75	0.00	0.00	0.00	0.00
A2	6.52	4.76	2.75	2.56	-5.43	-3.96	-3.89	-2.82
A3	6.52	4.76	2.56	2.60	-5.11	-3.73	-3.66	-2.66
A4	6.52	4.76	2.60	3.28	-6.90	-5.03	-4.94	-3.59
A5	6.52	4.76	3.28	3.04	-7,70	-5,62	-5.50	-4.00
A6	6.52	4.76	3.04	3.28	-7.70	5.62	-5.50	-4.00
A7	6.52	4.76	2.56	2.60	-6.90	-5.03	-4.94	-3.59
A8	6.52	4.76	2.60	2.56	-5.11	-3.73	-3.66	-2.66
A9	6.52	4.76	2.56	2.75	-5.43	-3.96	-3.89	-2.82
A10	6.52	4.76	2.75	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2^{ème} cas de chargement : CDCDCDCD								
A1	/	6.52	/	4.76	/	2.75	0.00	0.00
A2	6.52	5.54	4.76	4.11	2.75	2.56	-5.06	-3.72
A3	5.54	6.52	4.11	4.76	2.56	2.60	-4.73	-3.48
A4	6.52	5.54	4.76	4.11	2.60	3.28	-5.89	-4.58
A5	5.54	6.52	4.11	4.76	3.28	3.04	-7.05	-5.19
A6	6.52	5.54	4.76	4.11	3.04	3.28	-7.05	-5.19
A7	5.54	6.52	4.11	4.76	3.28	2.60	-5.89	-4.58
A8	6.52	5.54	4.76	4.11	2.60	2.56	-4.73	-3.48
A9	5.54	6.52	4.11	4.76	2.56	2.75	-5.06	-3.72
A10	6.52	/	4.76	/	2.75	/	0.00	0.00
3^{ème} cas de chargement : DCD CDCDCD								
A1	/	5.54	/	4.11	/	2.75	0.00	0.00
A2	5.54	6.52	4.11	4.76	2.75	2.56	-4.98	-3.66
A3	6.52	5.54	4.76	4.11	2.56	2.60	-4.71	-3.47

A4	5.54	6.52	4.11	4.76	2.60	3.28	-6.55	-4.81
A5	6.52	5.54	4.76	4.11	3.28	3.04	-7.18	-5.28
A6	5.54	6.52	4.11	4.76	3.04	3.28	-7.18	5.28
A7	6.52	5.54	4.76	4.11	3.28	2.60	-6.55	-4.81
A8	5.54	6.52	4.11	4.76	2.60	2.56	-4.71	-3.47
A9	6.52	5.54	4.76	4.11	2.56	2.75	-4.98	-3.66
A10	5.54	/	4.11	/	2.75	/	0.00	0.00

Tableau III. 15: Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible 1).

Travées	X0 (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 1 ^{er} cas		X0 (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 2 ^{ème} cas		X0 (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A-B	1.07	1.07	3.75	2.74	1.09	1.09	3.89	2.83	1.05	1.05	3.04	2.27
B-C	1.61	1.61	3.08	1.54	1.62	1.62	2.20	1.66	1.61	1.61	3.50	2.53
C-D	1.54	1.54	2.63	1.21	1.56	1.56	2.12	2.27	1.52	1.52	1.72	1.31
D-E	2.12	2.12	6.41	3.75	1.96	1.96	5.18	3.31	2.03	2.03	6.84	4.96
E-F	1.90	1.90	4.08	1.97	1.90	1.90	4.72	3.40	2.03	2.03	2.82	2.14
F-G	2.08	2.08	6.41	3.75	2.09	2.09	5.18	3.31	2.07	2.07	6.84	4.96
G-H	1.71	1.71	2.63	1.21	1.69	1.69	2.12	2.27	1.71	1.71	1.72	1.31
H-I	1.58	1.58	3.08	1.54	1.58	1.58	2.20	1.66	1.59	1.59	3.50	2.53
I-J	1.68	1.68	3.75	2.74	1.66	1.66	3.89	2.83	1.70	1.70	3.04	2.27

Tableau III. 16: Efforts tranchants (poutrelle type1 terrasse inaccessible).

appui	Efforts tranchants (KN)	
A ₁	V _w = 0.00	V _e = 7.12
A ₂	V _w = -10.93	V _e = 10.65
A ₃	V _w = -10.47	V _e = 10.14
A ₄	V _w = -11.43	V _e = 13.29
A ₅	V _w = -13.64	V _e = 12.55

A ₆	V _w = -12.55	V _e = 13.64
A ₇	V _w = -11.43	V _e = 13.29
A ₈	V _w = -10.47	V _e = 10.14
A ₉	V _w = -10.93	V _e = 10.65
A ₁₀	V _w = - 7.12	V _e = 0.00

Tableau III. 17: Moment aux appuis (poutrelle type2-terrasse inaccessible).

1 ^{er} cas de chargement : CCCCCC										
Appui	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (kn.m)		M appui Minorée (kn.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A2	/	6.52	/	4.76	/	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00
A3	6.52	6.52	4.76	4.76	3.20	2.60	-6.60	-4.86	-4.77	-3.64
A4	6.52	6.52	4.76	4.76	2.60	3.28	-6.90	-5.03	-4.94	-3.59
A5	6.52	6.52	4.76	4.76	3.28	3.04	-7.70	-5.62	-5.50	-4.00
A6	6.52	6.52	4.76	4.76	3.04	3.28	-7.70	-5.62	-5.51	-4.00
A7	6.52	6.52	4.76	4.76	3.28	2.60	-6.90	-5.03	-4.94	-3.59
A8	6.52	6.52	4.76	4.76	2.60	3.20	-6.60	-4.86	-4.77	-3.64
A9	6.52	6.52	4.76	4.76	3.20	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : CDCDCDC										
A2	/	6.52	/	4.76	/	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00
A3	6.52	4.76	4.76	4.11	3.20	2.60	-6.01	-4.43	-4.12	-3.03
A4	4.76	6.52	4.11	4.76	2.60	3.28	-6.21	-4.58	-4.26	-3.13
A5	6.52	4.76	4.76	4.11	3.28	3.04	-7.06	-5.19	-4.87	-3.57
A6	4.76	6.52	4.11	4.76	3.04	3.28	-7.06	-5.19	-4.87	-3.57
A7	6.52	4.76	4.76	4.11	3.28	2.60	-6.21	-4.58	-4.26	-3.13
A8	4.76	6.52	4.11	4.76	2.60	3.20	-6.01	-4.43	-4.12	-3.03
A9	6.52	/	4.76	/	3.20	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : DCD CDCD										
A2	/	4.76		4.11	/	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00
A3	4.76	6.52	4.11	4.76	3.20	2.60	-6.31	-4.63	-4.43	-3.23

A4	6.52	4.76	4.76	4.11	2.60	3.28	-6.56	-4.81	-4.60	-3.36
A5	4.76	6.52	4.11	4.76	3.28	3.04	-7.19	-5.28	-5.00	-3.66
A6	6.52	4.76	4.76	4.11	3.04	3.28	-7.19	-5.28	-5.00	-3.66
A7	4.76	6.52	4.11	4.76	3.28	2.60	-6.56	-4.81	-4.60	-3.36
A8	6.52	4.76	4.76	4.11	2.60	3.20	-6.31	-4.63	-4.43	-3.23
A9	4.76	/	4.11	/	3.20	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 18: Moment en travée (poutrelle type2 terrasse inaccessible 1).

Travées	X0 (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 1 ^{er} cas		X0 (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 2 ^{ème} cas		X0 (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
B-C	1.28	1.28	5.35	3.90	1.26	1.26	4.41	3.28	1.30	1.30	5.49	4.00
C-D	1.61	1.61	1.83	1.34	1.62	1.62	1.21	0.92	1.61	1.61	2.18	1.57
D-E	2.02	2.02	6.41	4.68	2.01	2.01	5.03	3.76	2.03	2.03	6.84	4.96
E-F	1.90	1.90	4.08	2.98	1.90	1.90	2.96	2.23	1.90	1.90	4.59	3.32
F-G	2.02	2.02	6.41	4.68	2.01	2.01	5.03	3.76	2.03	2.03	6.84	4.96
G-H	1.61	1.61	1.83	1.34	1.62	1.62	1.21	0.92	1.61	1.61	2.18	1.57
H-I	1.28	1.28	5.35	3.90	1.26	1.26	4.41	3.28	1.30	1.30	5.49	4.00

Tableau III. 19: Efforts tranchants (poutrelle type2 terrasse inaccessible).

appui	Efforts tranchants (KN)	
	V _w	V _e
A ₂	0.00	8.46
A ₃	-12.52	10.54
A ₄	-10.67	13.22
A ₅	-13.57	12.39
A ₆	-12.39	13.57
A ₇	-10.67	13.22
A ₈	-12.52	10.54
A ₉	-8.64	0.00

Tableau III. 20: Moment aux appuis (poutrelle type04_terrasse inaccessible).

1 ^{er} cas de chargement : CC										
Appui	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée(kn.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A6	/	6.52	/	4.76	/	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00
A7	6.52	6.52	4.76	4.76	3.20	2.60	-6.66	-4.86	-4.77	-3.46
A8	6.52	6.52	4.76	4.76	2.60	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DC										
A6	/	5.54	/	4.11	/	3.20	-0.00	0.00	0.00	0.00
A7	5.54	6.52	4.11	4.76	3.20	2.60	-6.01	-4.43	-4.12	-3.03
A8	6.52	/	4.76	/	2.60	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CD										
A6	/	6.52	/	4.76	/	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00
A7	6.52	5.54	4.76	4.11	3.20	2.60	-6.31	-4.63	-4.43	-3.23
A8	5.54	/	4.11	/	2.60	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 21: Moment en travée (poutrelle type04_terrasse inaccessible).

Travée	X0 (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée Mt (kn.m) 1 ^{er} cas		X0 (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (kn.m) 2 ^{ème} cas		X0 (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (kn.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
G-H	1.28	1.28	5.35	3.90	1.26	1.26	4.41	3.28	1.30	1.30	5.49	4.00
H-I	1.94	1.94	5.60	4.09	1.91	1.91	5.87	4.27	1.73	1.73	4.56	3.39

Tableau III. 22: Efforts tranchants (poutrelle type 04 terrasse inaccessible).

appui	Efforts tranchants (KN)		
A ₆	V ₀ =	V _w = 0.00	V _e = 5.53
A ₇	V ₀ =	V _w = -9.14	V _e = 9.23
A ₈	V ₀ =	V _w = -6.37	V _e = 0.00

❖ Sollicitation max :

Tableau III. 23: Sollicitation max du calcul.

Terrasse Inaccessible	ELU	ELS
M Appui minorée (KN.M)	5.50	4.00
M travée (KN. m)	6.84	4.96
T max (KN)	13.64	/

III.6.6.1. Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) :

➤ En travées :

$$M_{\max} = 6.84 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_b \Rightarrow M_t = 0,65 \cdot 0,04 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 59,07 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{\max}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6,84 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,98 \times 18 = 17,64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6,84 \times 10^{-3}}{0,1764 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 1,11 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On a adopté: 3 HA 10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$).

➤ Sur Appuis:

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 13 cm et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$M_{\max} = 5,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{5.50 \times 10^{-3}}{0.13 \times 0.18^2 \times 14,2} = 0.091 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,119$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,935 \times 18 = 17.13 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{5.50 \times 10^{-3}}{0,1713 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 0.92 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{ce}} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopter } 1\text{HA } 12 \text{ } A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

Tableau III. 24: Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée.

	M max (kn.m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
Appuis	5.50	0,091	0,119	17,13	348	0.92	0.28	1HA12	1.13
Travée	6.84	0,022	0,027	17,64	348	1.11	1,41	3HA10	2,36

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1.1) [3].**

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right).$$

$$\tau_u = \frac{13.64 \times 10^3}{130 \times 180} = 0,58 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Les armatures transversales : (art. A.7.2.2 / BAEL91) [1].**

On remarque bien que les conditions sont vérifiées donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire.

$$\emptyset \leq \min (h/35, b_0/10, \emptyset \text{ longitudinale}) = (5,7 ; 12 ; 12) \text{ mm}$$

On adopte : $1\emptyset 8 = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 8$

▪ **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91) [1].**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm.}$$

on Adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

$$S_t = 10 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

III.6.6.2. Vérification des contraintes à ELS :

➤ **Contrainte limite de compression du béton est : (BAEL91 Article A.4.5, 2) [1].**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

la section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est:

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x, \text{ on pose } k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a la contrainte limite dans le béton comprimé}$$

$$(x = y) \Rightarrow \sigma_{bc} = k y$$

La position de l'axe neutre :

$$y = \frac{bxy^2}{2} + 15.A_s . y - 15.A_s . d$$

$$\text{Le moment d'inertie: } I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = k.y \quad ; \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

La vérification des contraintes à L'ELS donnée dans le tableau suivant :

Tableau III. 25: Vérification la contrainte de compression du béton.

section	M_{ser} (kn.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	y (cm)	K (Mn/m ³)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
appui	4.00	13	18	1.13	5.62	118.79	3367.0117	6.67	15	CV
travée	4.96	65	18	2.36	3.91	59 .60	8323.0516	2.33	15	CV

III.6.6.3. Vérification de la flèche :(BAEL B .6.5.1) [1].

$$L=4.10\text{m}; b_0=13\text{cm}; d=18\text{cm}; h=20\text{cm}; A_s=2.36\text{cm}^2; M_0=\frac{6.84}{0.75}=9.12\text{kn.m}; M_s=4.96\text{kn.m}$$

$$1. A_s \leq \frac{4,2 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow 2.36 \leq 2.45 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2. \frac{h}{l} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right\} = 0,0487 \leq \text{Max}\{0,0625; 0.054\} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

$$3. L=4.10\text{m} \dots \dots \dots < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée}^2$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de flèche total (Δf_t) : (CBA93 6.5.2) [3].**

$\Delta f_t \leq \bar{f}$; avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{pour } L \geq 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots \text{pour } L \leq 5\text{m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \text{ pour les éléments en consols } \dots \dots \dots L \leq 2\text{m}$$

Dans notre cas :

$$L = 4.10 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4.10}{500} = 0.0082\text{m} = 8.2\text{mm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (G0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \text{ (flèche différée).}$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{i,u}} \text{ (Moment d'inertie fictif instantanée).}$$

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{v,u}} \text{ (Moment d'inertie fictif différée).}$$

- **Evaluation des charges à L'ELS :**

$P = (G+Q) = 4.76\text{kn/ml}$; l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$G = g = 4.11\text{kn/ml} \dots \dots$; l'ensemble des charges permanentes

$J = G_0 = 2.8 \times 0.65 = 1.82\text{kn/ml}$; charge permanent appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre du plancher).

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M(p) = 0.75 \frac{p \times l^2}{8} = \frac{4.76 \times 4.10^2}{8} = 7.5\text{kn.m}$$

$$M(g) = 0.75 \frac{g \times l^2}{8} = \frac{4.11 \times 4.10^2}{8} = 6.47\text{kn.m}$$

$$M(j) = 0.75 \frac{G_0 \times l^2}{8} = \frac{1.82 \times 4.10^2}{8} = 2.86\text{kn.m}$$

- Position de l'axe nature

$$Y=3.91\text{cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I=8323.0516 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 7.50 \times 10^6}{8323.0516 \times 10^4} (180 - 39.1) = 190.44 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6.47 \times 10^6}{8323.0516 \times 10^4} (180 - 39.1) = 164.29 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 2.86 \times 10^6}{8323.0516 \times 10^4} (180 - 39.1) = 72.62 \text{ Mpa}$$

- Calcul de λ_i , λ_v et μ

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3\frac{130}{650})0,010} = 4.03 \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_s}{b_0 x d} = \frac{2.36}{13 \times 18} = 0.010$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4.03 = 1.61$$

$$\mu(p) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho x \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 190.44 + 2,1} = 0.523$$

$$\mu(g) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho x \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 164.29 + 2,1} = 0.448$$

$$\mu(j) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\rho x \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 72.62 + 2,1} = 0.229$$

- Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2, \text{ (Moment d'inertie de la section homogène par rapport à centre de gravité } y_g \text{).}$$

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18}{65 \times 18 + 15 \times 2.36} = 11.31 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 65 \times 20 \left(\frac{20}{2} - 11.31\right)^2 + 15 \times 2.36 (18 - 11.31)^2 = 47148.62927 \text{ cm}^4$$

- Moment d'inertie fictif :

$$I_{fi(p)} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 47148.62927}{1 + (4.03 \times 0.523)} = 16688.75988 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 47148.62927}{1 + (4.03 \times 0.448)} = 18486.75865 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{i,u}} = \frac{1,1 \times 47148,62927}{1 + (4,03 \times 0,229)} = 26971,91812 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv(g)} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{v,u}} = \frac{1,1 \times 47184,62927}{1 + (1,61 \times 0,448)} = 30153,77637 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa (Module d'élasticité instantanée)}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa (Module d'élasticité différée)}$$

• **Les flèches :**

$$f_{pi} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{7,5 \times (4,10 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 16688,75988 \times 10^4} = 2,34 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{6,47 \times (4,10 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 18486,75865 \times 10^4} = 1,82 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{6,47 \times (4,10 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 10818,87 \times 30153,77637 \times 10^4} = 3,33 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{2,86 \times (4,10 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164,2 \times 26971,91812 \times 10^4} = 0,55 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (3,33 - 0,55) + (2,34 - 1,82) = 3,33 \text{ mm} < \bar{f} = 8,2 \text{ mm} \dots \text{CV}$$

III.6.7. Calcul Plancher étage courant :

Tableau III. 26: Moment aux appuis (poutrelle type1_ RDC + Etage courant).

1 ^{er} cas de chargement : CCCCCCCCC								
Appui	ELU	ELS	Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée(kn.m)	
	qw=qe	qw=qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A1	5.85	4.23	/	2.75	0.00	0.00	0.00	0.00
A2	5.85	4.23	2.75	2.56	-4.86	-3.52	-3.65	-2.61
A3	5.85	4.23	2.56	2.60	-4.58	-3.31	-3.43	-2.46
A4	5.85	4.23	2.60	3.28	-6.19	-4.47	-4.63	-3.32
A5	5.85	4.23	3.28	3.04	-6.90	-4.99	-5.17	-3.70
A6	5.85	4.23	3.04	3.28	-6.90	-4.99	-5.17	-3.70
A7	5.85	4.23	3.28	2.60	-6.19	-4.47	-4.63	-3.32
A8	5.85	4.23	2.60	2.56	-4.58	-3.31	-3.43	-2.46
A9	5.85	4.23	2.56	2.75	-6.86	-3.52	-3.65	-2.61
A10	5.85	4.23	2.75	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : CDCDCDCDC								

A1	/	5.85	/	4.22	/	2.75	0.00	0.00
A2	5.85	4.38	4.22	3.25	2.75	2.56	-4.32	-3.15
A3	4.38	5.85	3.25	4.22	2.56	2.60	-4.02	-2.94
A4	5.85	4.38	4.22	3.25	2.60	3.28	-5.15	-3.78
A5	4.38	5.85	3.25	4.22	3.28	3.04	-5.94	-4.35
A6	5.85	4.38	4.22	3.25	3.04	3.28	-5.94	-4.35
A7	4.38	5.85	3.25	4.22	3.28	2.60	-5.15	-3.78
A8	5.85	4.38	4.22	3.25	2.60	2.56	-4.02	-2.94
A9	4.38	5.85	3.25	4.22	2.56	2.75	-4.32	-3.15
A10	5.85	/	4.22	/	2.75	/	0.00	0.00
3^{ème} cas de chargement : DCD CDCDCD								
A1	/	4.38	/	3.25	/	2.75	0.00	0.00
A2	4.38	5.85	3.25	4.23	2.75	2.56	-4.19	-3.07
A3	5.85	4.38	4.23	3.25	2.56	2.60	-3.99	-2.92
A4	4.38	5.85	3.25	4.23	2.60	3.28	-5.67	-4.13
A5	5.85	4.38	4.23	3.25	3.28	3.04	-6.13	-4.48
A6	4.38	5.85	3.25	4.23	3.04	3.28	-6.13	-4.48
A7	5.85	4.38	4.23	3.25	3.28	2.60	-5.67	-4.13
A8	4.38	5.85	3.25	4.23	2.60	2.56	-3.99	-2.92
A9	5.85	4.38	4.23	3.25	2.56	2.75	-4.19	-3.07

Tableau III. 27: Moment en travée (poutrelle type01_ RDC+ Etage courant).

Travée	X0 (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 1 ^{er} cas		X0 (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 2 ^{ème} cas		X0 (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A-B	1.07	1.07	3.36	2.43	1.10	1.10	3.58	2.57	1.03	1.03	2.31	1.73
B-C	1.62	1.62	2.77	2.00	1.62	1.62	1.44	1.12	1.61	1.61	3.40	2.42
C-D	1.54	1.54	2.20	1.71	1.56	1.56	3.15	2.23	1.51	1.51	0.98	0.79
D-E	2.02	2.02	5.75	4.16	2.01	2.01	3.66	2.77	2.03	2.03	6.39	4.58
E-F	1.90	1.90	3.66	2.64	1.90	1.90	4.62	3.29	1.90	1.90	1.77	1.39
F-G	2.08	2.08	5.75	4.16	2.09	2.09	3.66	2.77	2.07	2.07	6.39	4.58

G-H	1.71	1.71	2.20	1.71	1.68	1.68	3.15	2.23	1.71	1.71	0.98	0.79
H-I	1.58	1.58	2.77	2.00	1.58	1.58	1.44	1.12	1.59	1.59	3.40	2.42
I-J	1.68	1.68	3.36	2.43	1.64	1.64	3.58	2.57	1.72	1.72	2.31	1.73

Tableau III. 28: Efforts tranchants (poutrelle type01_ RDC+Etage courant).

appui	Efforts tranchants (KN)	
A ₁	$V_w = 0.00$	$V_e = 6.46$
A ₂	$V_w = -9.80$	$V_e = 9.54$
A ₃	$V_w = -9.48$	$V_e = 9.15$
A ₄	$V_w = -10.16$	$V_e = 12.00$
A ₅	$V_w = -12.29$	$V_e = 11.36$
A ₆	$V_w = -11.36$	$V_e = 12.29$
A ₇	$V_w = -10.16$	$V_e = 12.00$
A ₈	$V_w = -9.48$	$V_e = 9.15$
A ₉	$V_w = -9.80$	$V_e = 9.54$
A ₁₀	$V_w = -6.46$	$V_e = 0.00$

Tableau III. 29: Moment aux appuis (poutrelle type02- RDC + Etage courant).

Appui	ELU	ELS	Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée (kn.m)	
	qw=qe	qw=qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
1^{er} cas de chargement type 02 : CCCCCC								
A2	/	/	/	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00
A3	5.85	4.23	3.20	2.60	-5.97	-4.32	-4.47	-3.20
A4	5.85	4.23	2.60	3.28	-6.19	-4.47	-4.63	-3.32
A5	5.85	4.23	3.28	3.04	-6.90	-4.99	-5.17	-3.70
A6	5.85	4.23	3.04	3.28	-6.90	-4.99	-5.17	-3.70
A7	5.85	4.23	3.28	2.60	-6.19	-4.47	-3.63	-3.32
A8	5.85	4.23	2.60	3.20	-5.97	-4.32	-4.47	-3.20
A9	5.85	4.23	3.20	/	0.00	0.00	0.00	0.00

2 ^{ème} cas de chargement type 02 : DCDCDCD								
A2	/	4.38	/	3.25	/	3.20	0.00	0.00
A3	4.38	5.85	3.25	4.22	3.20	2.60	-5.00	-3.66
A4	5.85	4.38	4.22	3.25	2.60	3.28	-5.15	-3.78
A5	4.38	5.85	3.25	4.22	3.28	3.04	-5.94	-4.34
A6	5.85	4.38	4.22	3.25	3.04	3.28	-5.94	-4.34
A7	4.38	5.85	3.25	4.22	3.28	2.60	-5.15	-3.78
A8	5.85	4.38	4.22	3.25	2.60	3.20	-5.00	-3.66
A9	4.38	/	3.25	/	3.20	/	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement type 02 : CDCDCDC								
A2	/	5.85	/	4.22	/	3.20	0.00	0.00
A3	5.85	4.38	4.22	3.25	3.20	2.60	-5.45	-3.97
A4	4.38	5.85	3.25	4.22	2.60	3.28	-5.67	-4.12
A5	5.85	4.38	4.22	3.25	3.28	3.04	-6.13	-4.98
A6	4.38	5.85	3.25	4.22	3.04	3.28	-6.13	-4.98
A7	5.85	4.38	4.22	3.25	3.28	2.60	-5.67	-4.12
A8	4.38	5.85	3.25	4.22	2.60	3.20	-5.45	-3.97
A9	5.85	/	4.22	/	3.20	/	0.00	0.00

Tableau III. 30: Moment en travée (poutrelle type 2RDC+Etage courant).

Travées	X0 (m) 1 ^{er} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 1 ^{er} cas		X0 (m) 2 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 2 ^{ème} cas		X0 (m) 3 ^{ème} cas		Moments en travée Mt (KN.m) 3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
B-C	1.28	1.28	4.80	3.47	1.25	1.31	3.39	2.53	1.31	1.31	5.00	3.60
C-D	1.55	1.55	1.64	1.19	1.62	1.61	0.72	0.57	1.61	1.61	2.16	1.53
D-E	2.02	2.02	5.75	4.16	2.01	2.03	3.68	2.77	2.03	2.03	6.38	4.57
E-F	1.90	1.90	3.66	2.64	1.90	1.90	1.98	1.52	1.90	1.90	4.41	3.15
F-G	2.02	2.02	5.75	4.16	2.08	2.08	3.68	2.77	2.08	2.08	6.38	4.57
G-H	1.64	1.64	1.64	1.19	1.64	1.64	0.72	0.57	1.63	1.63	2.16	1.53
H-I	1.92	1.92	4.80	3.47	1.89	1.89	3.39	2.53	1.96	1.96	5.00	3.60

Tableau III. 31: Efforts tranchants (poutrelle type 02RDC+Etage courant).

appui	Efforts tranchants (KN)	
A2	$V_w = 0.00$	$V_e = 7.65$
A3	$V_w = -11.21$	$V_e = 9.45$
A4	$V_w = -9.56$	$V_e = 11.86$
A5	$V_w = -12.15$	$V_e = 11.10$
A6	$V_w = -11.10$	$V_e = 12.15$
A7	$V_w = -9.56$	$V_e = 11.86$
A8	$V_w = -11.21$	$V_e = 9.45$
A9	$V_w = -7.65$	$V_e = 0.00$

Tableau III. 32: Moment aux appuis (poutrelle type03- RDC + Etage courant).

1 ^{er} cas de chargement : CCCC										
Appui	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée(kn.m)	
	qw	qe	qw	Qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A6	/	5.85	/	4.23	/		0.00	0.00	0.00	0.00
A7	5.85	5.85	4.23	4.23	4.10	2.60	-8.90	-6.42	-6.68	-4.78
A8	5.85	5.85	4.23	4.23	2.60	2.56	-4.59	-3.31	-3.44	-2.46
A9	5.85	5.85	4.23	4.23	2.56	2.75	-4.88	-3.52	-3.66	-2.62
A10	5.85	5.85	4.23	4.23	2.75	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DCDC										
A6	/	4.23	/	3.25	/	4.10	-0.00	0.00	0.00	0.00
A7	4.23	5.85	3.25	4.23	4.10	2.60	-7.12	-5.24	-4.90	-3.59
A8	5.85	4.23	4.23	3.25	2.60	2.56	-4.00	-2.92	-2.85	-2.07
A9	4.23	5.85	3.25	4.23	2.56	2.75	-4.33	-3.16	-3.11	-2.26
A10	5.85	/	4.23	/	2.75	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3 ^{ème} cas de chargement : CDCD										
A6	/	5.85		4.23	/	4.10	0.00	0.00	0.00	0.00
A7	4.38	5.85	3.25	4.23	4.10	2.60	-8.44	-6.12	-6.22	-4.48

A8	5.85	4.38	4.23	3.25	2.60	2.56	-4.03	-2.94	-2.88	-2.09
A9	4.38	5.85	3.25	4.23	2.56	2.75	-4.20	-3.01	-2.98	-2.17
A10	4.38	/	3.25		2.75	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 33: Moment en travée (poutrelle type03RDC+Etage courant).

Travée	X0 (m)		Moment en travée Mt (KN.m)		X0 (m)		Moment en travée Mt (KN.m)		X0 (m)		Moment en travée Mt (KN.m)	
	1 ^{er} cas		1 ^{er} cas		2 ^{ème} cas		2 ^{ème} cas		3 ^{ème} cas		3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
F-G	1.68	1.68	8.26	5.97	1.65	1.65	6.00	4.46	1.70	1.70	8.45	6.09
G-H	1.85	1.85	1.14	0.82	1.79	1.79	2.25	1.57	1.69	1.69	-0.19	-0.06
H-I	1.58	1.58	2.77	2.00	1.58	1.58	1.45	1.12	1.59	1.59	3.39	2.41
I-J	1.68	1.68	3.37	2.43	1.64	1.64	3.58	2.58	1.72	1.72	2.31	1.73

Tableau III. 34: Efforts tranchants (poutrelle type 03 _RDC+ Etage courant).

appui	Efforts tranchants (KN)	
A6	$V_w = 0.00$	$V_e = 9.55$
A7	$V_w = -14.18$	$V_e = 10.84$
A8	$V_w = -8.56$	$V_e = 9.32$
A9	$V_w = -9.46$	$V_e = 9.83$
A10	$V_w = -6.84$	$V_e = 0.00$

Tableau III. 35: Moment aux appuis (poutrelle type04_RDC + Etage courant).

1 ^{er} cas de chargement : CC										
Appui	ELU		ELS		Longueur fictives		M appuis (KN.m)		M appui Minorée(kn.m)	
	qw	qe	qw	qe	l'w	l'e	ELU	ELS	ELU	ELS
A8	/	5.85	/	4.23	/	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00
A9	5.85	5.85	4.23	4.23	3.20	2.60	-5.98	-4.32	-4.49	-3.21
A10	5.85	/	4.23	/	2.60	/	0.00	0.00	0.00	0.00
2 ^{ème} cas de chargement : DC										

A8	/	4.38	/	3.25	/	3.20	-0.00	0.00	0.00	0.00
A9	4.38	5.85	3.25	4.23	3.20	2.60	-5.00	-3.67	-3.51	-2.65
A10	5.85	/	4.23	/	2.60	/	0.00	0.00	0.00	0.00
3^{ème} cas de chargement : CD										
A8	/	5.85	/	4.23	/	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00
A9	5.85	4.38	4.23	3.25	3.20	2.60	-5.46	-3.97	-3.96	-2.86
A10	4.38	/	3.25	/	2.60	/	0.00	0.00	0.00	0.00

Tableau III. 36: Moment en travée (poutrelle type04_RDC+Etage courant).

Travée	X0 (m)		Moment en travée Mt (KN.m)		X0 (m)		Moment en travée Mt (KN.m)		X0 (m)		Moment en travée Mt (KN.m)	
	1 ^{er} cas		1 ^{er} cas		2 ^{ème} cas		2 ^{ème} cas		3 ^{ème} cas		3 ^{ème} cas	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
G-H	1.28	1.28	4.81	3.47	1.24	1.24	3.39	2.53	1.31	1.31	5.02	3.61
H-I	1.94	1.94	5.03	3.63	1.89	1.89	5.43	3.90	1.78	1.78	3.44	5.57

Tableau III. 37: Effort tranchant (poutrelle type 04_RDC+Etage courant).

appui	Efforts tranchants (KN)	
A ₈	V _w = 0.00	V _e = 5.53
A ₉	V _w = -8.12	V _e = 8.20
A ₁₀	V _w = -5.75	V _e = 0.00

➤ **Sollicitation Max :****Tableau III. 38:** Sollicitation max du calcul.

RDC + Etage courant	ELU	ELS
M appui Max(KN.M) Minorée	6.68	4.78
M travée Max (KN. m)	8.45	6.09
T max (KN)	14.18	/

III.6.7.1 Ferrailage des poutrelles (Etage courante + RDC):➤ **En travée :**

$$M_{\max} = 8.45 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

Le moment est pris par la table de compression

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_b \Rightarrow M_r = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 59 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_r > M_{\max}$$

Donc l'axe neutre est situé dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{8.45 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_c = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,035$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,98 \times 18 = 17,64 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8.45 \times 10^{-3}}{0,1764 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 1.37 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilites:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3HA10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

➤ **Sur Appuis:**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 13 cm et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$M_{\max} = 6.68 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6.68 \times 10^3}{13 \times 18^2 \times 14,2} = 0,111 < \mu_c = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,147 \quad ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,94$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,94 \times 18 = 16.92 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{6.68 \times 10^{-3}}{0,1692 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 1.13 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilites:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.28 \text{ cm}^2$$

On adopte: 1HA12 ($A_s = 1.13 \text{ cm}^2$)

Tableau III. 39: Ferrailage des poutrelles (RDC +Etage courant).

	M max (kn. m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
Appui	6.68	0,111	0,147	16.92	348	1.13	0.28	1HA12	1.13
travée	8.45	0,028	0,035	17,64	348	1.37	1.41	3HA10	2,36

III.6.7.2. Vérification de l'effort tranchant : (CBA93A.5.1.2.1.1) [3].

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right).$$

$$\tau_u = \frac{14.18 \times 10^3}{130 \times 180} = 0,60 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

- **Les armateurs transversaux : (art. A.7.2.2 / BAEL91) [1].**

On remarque bien que les conditions sont vérifiées donc les armatures transversales

Ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire

$$\emptyset \leq \min (h/35, b_0/10, \emptyset \text{ longitudinale}) = (5,7 ; 13 ; 12) \text{ mm}.$$

On adopte : $1\emptyset 8 = 8 \text{ mm}$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 8$

- **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91) [1].**

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}.$$

On adopte:

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{En zone courante}).$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots (\text{En zone nodale}).$$

III.6.7.3. Vérification des contraintes à ELS :

La contrainte limite de compression du béton est donné d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2] comme :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à la distance x de l'axe neutre est:

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x, \text{ on pose } k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a la contrainte limite dans le béton comprimé}$$

$$(x = y) \Rightarrow \sigma_{bc} = k y$$

La position de l'axe neutre :

$$y = \frac{bxy^2}{2} + 15.A_s . y - 15.A_s . d$$

$$\text{Le moment d'inertie: } I = \frac{b.y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$$

$$\sigma_{bc} = k.y \quad k = \frac{M_{ser}}{I}$$

La vérification des contraintes à L'ELS est donnée dans le tableau suivant.

Tableau III. 40: Vérification la contrainte de compression du béton.

Section	Mser (kn.m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (Mn/m ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	obs
Appui	3.69	13	18	1.13	5.62	3367.0117	109.59	6,15	15	CV
Travée	4.58	65	18	2,36	3.92	8323,0516	55.02	2,15	15	CV

III.6.7.4. Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5.1) [1].

$$L=4.10m; b_0=13cm; d=18cm; A_s=2.36cm^2; M_0=\frac{8.45}{0.75} = 11.26kn.m; M_{t_{ser}}=6.09kn.m$$

$$A_s \leq \frac{4.2b_0 d}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{13 \times 18} = 2.36 \leq 2.45 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \text{Max} \left\{ \frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right\} \Rightarrow 0.0487 \leq \text{Max} \{0.0625; 0.054\} \dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$L=4.10m \dots\dots\dots < 8m \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de flèche total (Δf_t) : (CBA93 6.5.2) [3].**

$$\Delta f_t \leq \bar{f} \quad ; \text{avec :}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour } L > 5m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{pour } L \leq 5m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \quad \text{pour les éléments en consols} \quad L \leq 2\text{m}$$

Dans notre cas :

$$L = 4.10 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4.10}{500} = 0.0082\text{m} = 8.2\text{mm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèche différée et instantanée dues à l'ensemble des charges permanentes (G)

f_{ji} : La flèche instantanée due à la charge permanente appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (G_0)

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation (G+Q)

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \quad (\text{flèche instantanée}).$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \quad (\text{flèche différée}).$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{i,u}} \quad (\text{Moment d'inertie fictif instantanée}).$$

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{v,u}} \quad (\text{Moment d'inertie fictif différée}).$$

- **Evaluation des charges à L'ELS :**

$P = (G+Q) = 4.22\text{kn/ml}$; l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation

$G = g = 3.25\text{kn/ml}$; l'ensemble des charges permanentes

$G_0 = J = 2.8 \times 0.65 = 1.82\text{kn/ml}$; charge permanent appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre du plancher).

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M(p) = 0.75 \frac{p x l^2}{8} = \frac{4.22 \times 4.10^2}{8} = 6.64 \text{ kn.m}$$

$$M(g) = 0.75 \frac{g x l^2}{8} = \frac{3.25 \times 4.10^2}{8} = 5.11 \text{ kn.m}$$

$$M(j) = 0.75 \frac{j x l^2}{8} = \frac{1.82 \times 4.10^2}{8} = 2.86 \text{ kn.m}$$

- **Position de l'axe nature**

$$Y = 3.91\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = 8323.0516 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 6.64 \times 10^6}{8323.0516 \times 10^4} (180 - 39.1) = 168.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 5.11 \times 10^6}{8323.0516 \times 10^4} (180 - 39.1) = 129.75 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15.M}{I} (d - y) = \frac{15 \times 2.86 \times 10^6}{8323.0516 \times 10^4} (180 - 39.1) = 72.62 \text{ Mpa}$$

• Calcul de λ_i , λ_v et μ

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \frac{130}{650}) 0,010} = 4.03 \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{13 \times 18} = 0.010$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 4.03 = 1.61$$

$$\mu(p) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 168.61 + 2,1} = 0.584$$

$$\mu(g) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 129.75 + 2,1} = 0.495$$

$$\mu(j) = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010 \times 72.62 + 2,1} = 0.265$$

• Calcule le moment d'inertie de la section homogène I_0

$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2$, (Moment d'inertie de la section homogène par rapport à centre de gravité y_g).

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bd + 15A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18}{65 \times 18 + 15 \times 2.36} = 11.31 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 65 \times 20 \left(\frac{20}{2} - 11.31 \right)^2 + 15 \times 2.36 (18 - 11.31)^2 = 47148.62927 \text{ cm}^4$$

• Moment d'inertie fictif :

$$I_{fi(p)} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 47148.62927}{1 + (4.03 \times 0.584)} = 15477.19775 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(g)} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 47148.62927}{1 + (4.03 \times 0.495)} = 17317.55921 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi(j)} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 47148.62927}{1 + (4.03 \times 0.265)} = 25079.66474 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv(g)} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 47148.62927}{1 + (1.61 \times 0.495)} = 28883.99381 \text{ cm}^4$$

• Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa (Module d'élasticité instantanée)}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa (Module d'élasticité différée)}$$

- Les flèches :

$$f_{pi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{6.64 \times (4.10 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 15477.19775 \times 10^4} \dots = 2.24 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{5.11 \times (4.10 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 17317.55921 \times 10^4} = 1.54 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} = \frac{5.11 \times (4.10 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 10818.87 \times 28883.99381 \times 10^4} = 2.74 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = \frac{2.86 \times (4 \times 10^3)^2 \times 10^6}{10 \times 32164.2 \times 25079.66474 \times 10^4} = 0.59 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = (2.74 - 0.59) + (2.24 - 1.54) = 2.85 \text{ mm} < \bar{f} = 8.2 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.6.8. Ferrailage de la table de compression :

La table de compression doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Les sections des armatures doivent normalement satisfaites aux conditions suivantes :

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \dots \dots \dots A \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

Dans notre cas : $L_n = 65 \text{ cm}$ et $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$A \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **AS// = 5Ø6 = 1.41 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm.**

▪ Armatures de répartition : Ts Ø 6

$$A_{s0} = \frac{A_{s\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2.$$

$$\mathbf{AS\perp = 0.705 \text{ cm}^2.}$$

On adopte : **AS⊥ = 5Ø6 = 1.41 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm.**

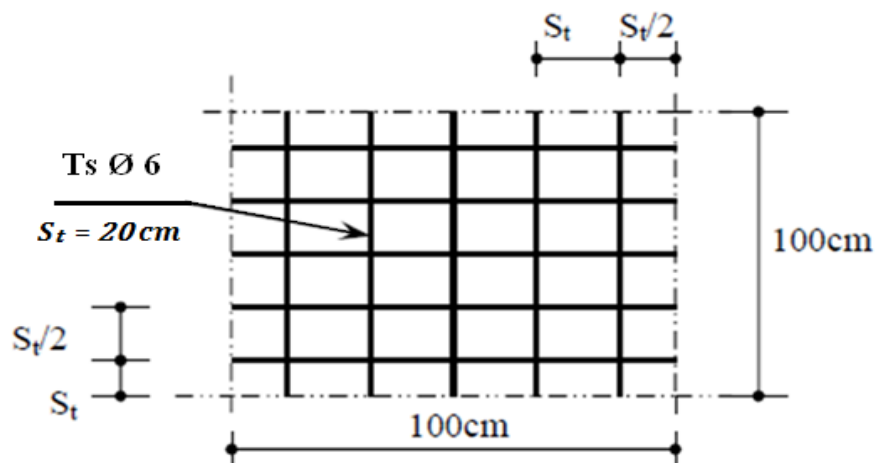


Figure III. 24: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

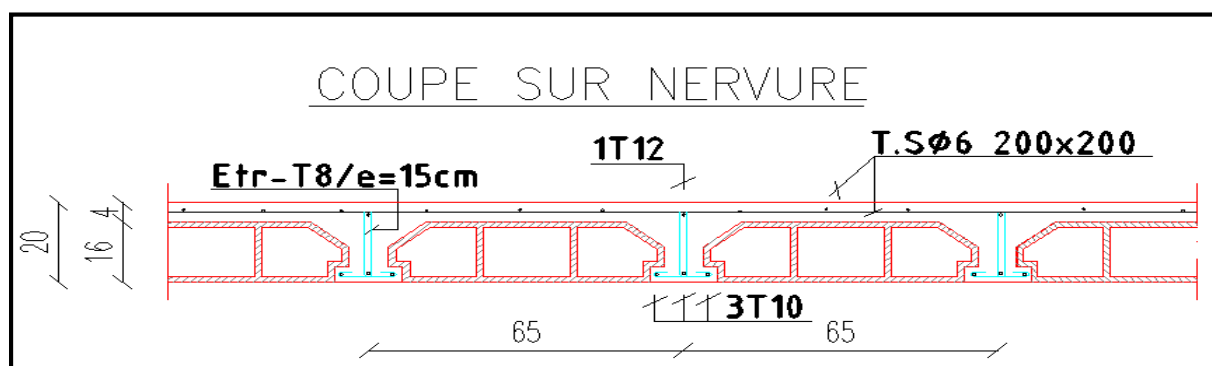


Figure III. 25: Disposition constructive des armatures dans la poutrelle en appuis de rive et appuis intermédiaires et sur travée (terrasse).

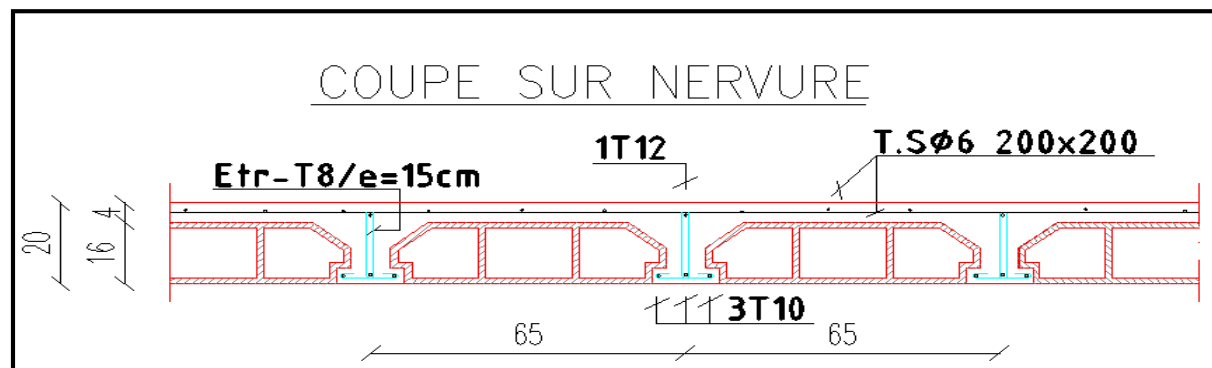
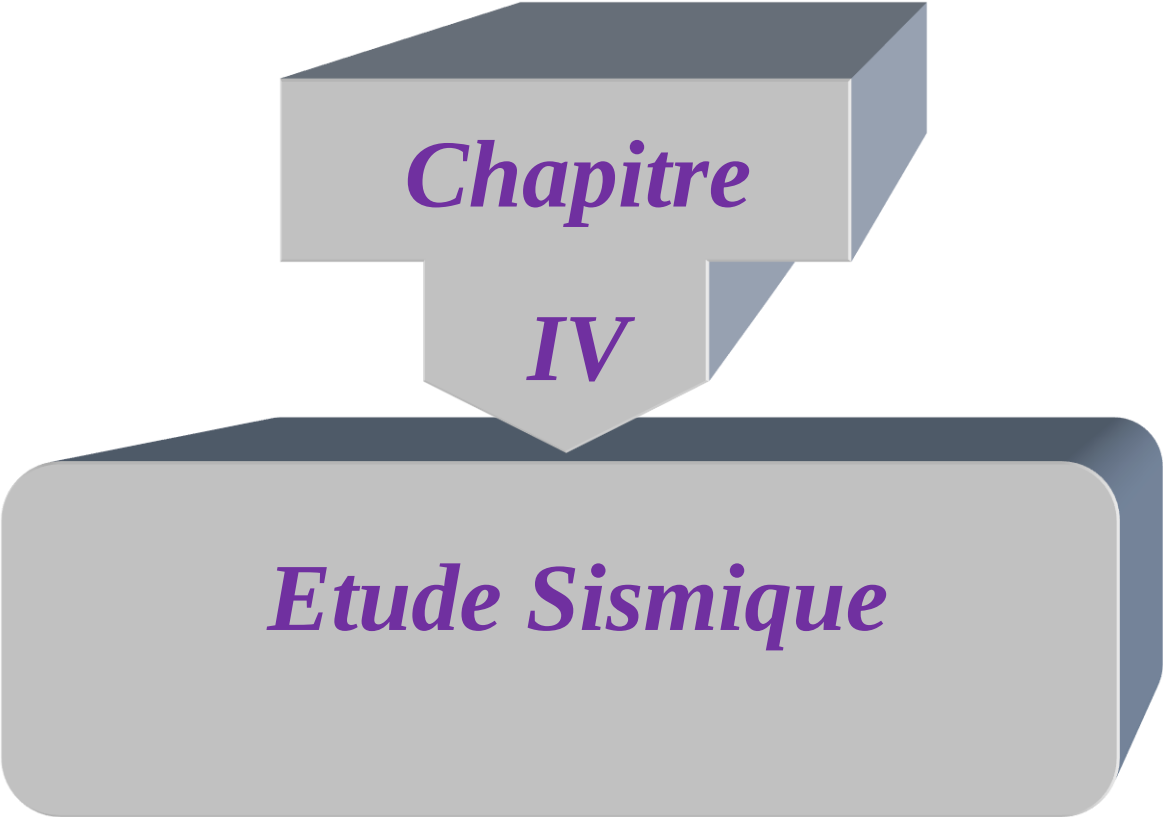


Figure III. 26: Disposition constructive des armatures dans la poutrelle en appuis de rive et appuis intermédiaires et sur travée (étage courant).

III.7. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA et le RPA 99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés comme auparavant détaillés.



Chapitre

IV

Etude Sismique

IV.1. Introduction :

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

Le séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ils peuvent conduire aux ruines partielles ou totales ainsi de provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions aussi que les effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami). Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoquée par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. De ce fait, plus la construction est lourde plus l'action sismique est importante. Il est donc nécessaire de construire des structures beaucoup plus adaptées à ce propos afin d'assurer une résistance suffisante aux séismes plus particulièrement au zone de sismicité élevée.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA). Ce qui présente une tâche souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « ROBOT, SAP2000, ETABS, » avec une

modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

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

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

❖ Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

❖ Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA/ modifié 2003 [4].

❖ Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers. Un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau est considéré sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés. Par ailleurs, la rigidité latérale des éléments porteurs du

système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées soit pour les structures en béton armé ou pour celle en maçonnerie. A savoir, le mode fondamental de vibration de la structure est le seul à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

❖ Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

❖ Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

❖ Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

IV.3.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.3.4. Choix de la méthode de calcul : (art 4.1 RPA99/2003 ; P33) [4].**❖ Méthode D'analyse Modale Spectrale :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III sismicité élevée.

Dans notre cas, Mila se situe dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa)

❖ Classification de l'ouvrage :

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

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2)

Le calcul de la force sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ($H=19.20\text{ m} > 10\text{m}$)

IV.4. LA MODELISATION DE LA STRUCTURE :**IV.4.1. DEMARRAGE DE ROBOT :**

Le système « ROBOT » regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement). Les modules fonctionnent dans le même environnement.

Après le lancement du système « ROBOT » pour ce faire, cliquer sur l'icône approprié affiché sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la barre des tâches), la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.

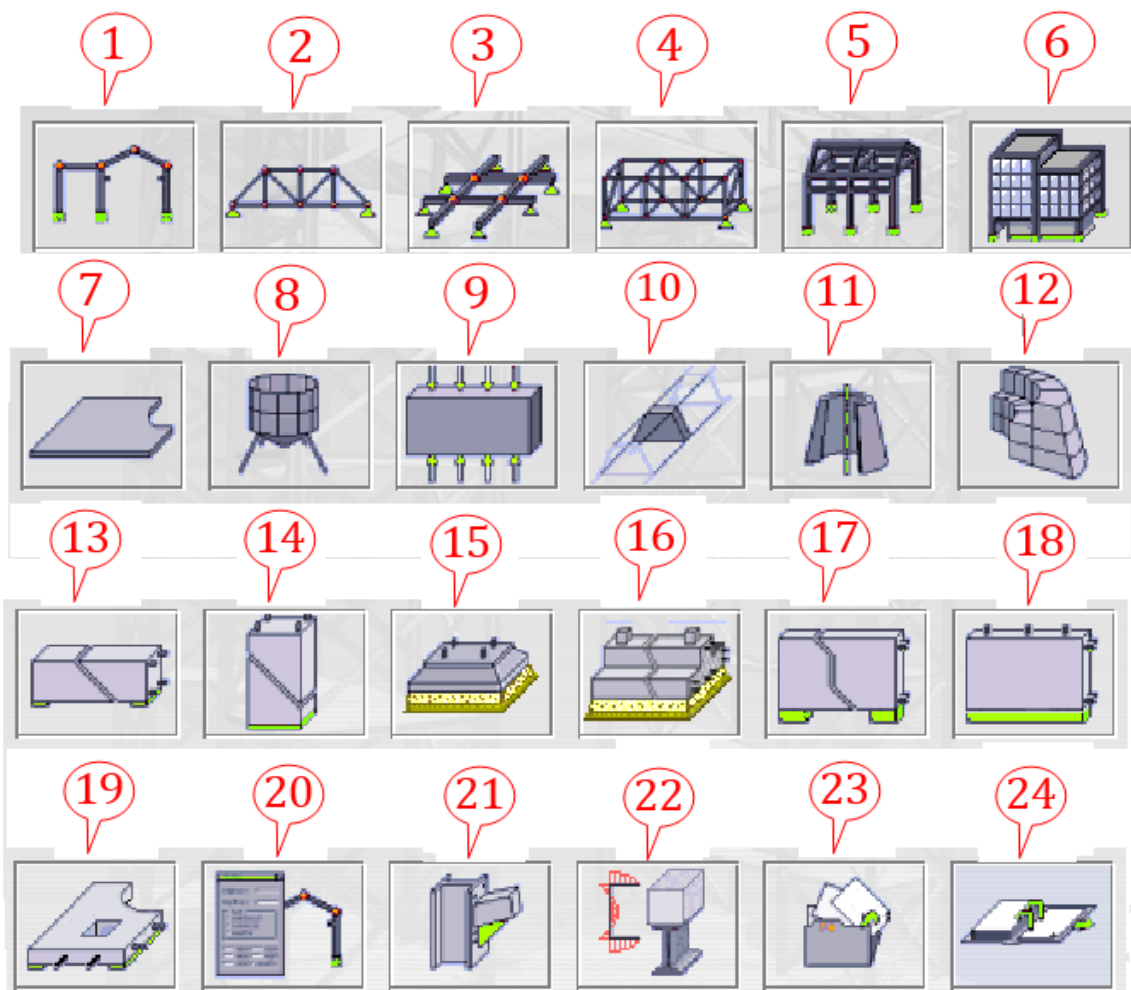
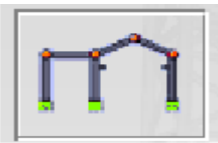
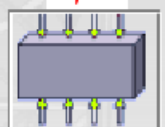
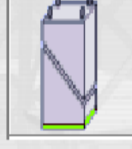
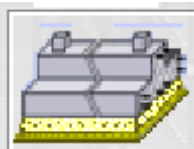


Figure IV. 1: Type de la structure à étudier.

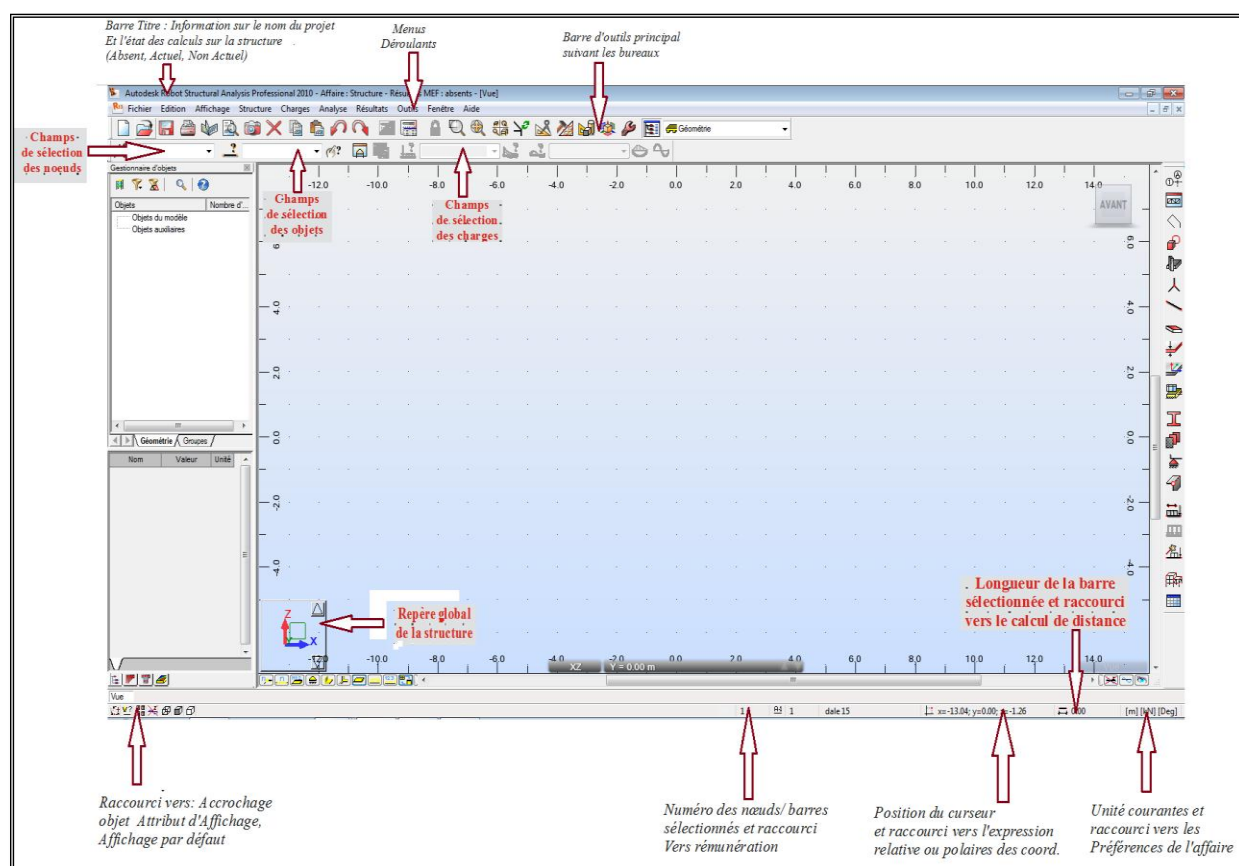
Tableau IV. 1: les différentes type structure à étudier

1 Conception D'un Portique Plan 	2 Conception D'un Treillis Plan 	3 Conception D'un Grillage 
4 Conception D'un Treillis Spatial 	5 Conception D'un Portique Spatial 	6 Conception D'un Bâtiment 
7 Etude d'un Plaque 	8 Etude d'un Coque 	9 Etude en Contraintes Planes 
10 Etude en Déformations Planes 	11 Etude d'un Structure Axisymétrique 	12 Modélisation en Volumiques 
13 Béton Armé : Ferrailage d'une Poutre 	14 Béton Armé : Ferrailage d'un Poteau 	15 Béton Armé : Ferrailage d'une Semelle 
16 Etude d'une Poutre Béton Armé Sur sol Elastique 	17 Béton Armé : Ferrailage d'une Poutre- Voile 	18 Etude d'un Voile Béton Armé 
19 Etude d'une Dalle Béton Armé 	20 Etude d'un Structure Paramétrée 	21 Etude des Assemblages 
22 Etude d'une Section 	23 Ouvrir Une Affaire Existante 	24 Ouvrir Une Nouvelle Affaire 

Après la sélection de l'une de ces options, les paramètres du logiciel Robot sont adaptés aux Fonctions du module réglementaire sélectionné ou au type de structure sélectionné. En fonction de l'objectif et du mode de fonctionnement du module, le logiciel affiche soit la fenêtre de l'éditeur graphique dans laquelle vous pouvez effectuer la saisie, soit le bureau spécifique adapté aux fonctions du module.

❖ L'environnement de Travail :

Une fois un type de structure sélectionné, vous arrivez à l'écran ci-dessous avec un certain nombre de zones utiles à connaître pour le déroulement de votre modélisation et de l'exploitation des résultats.



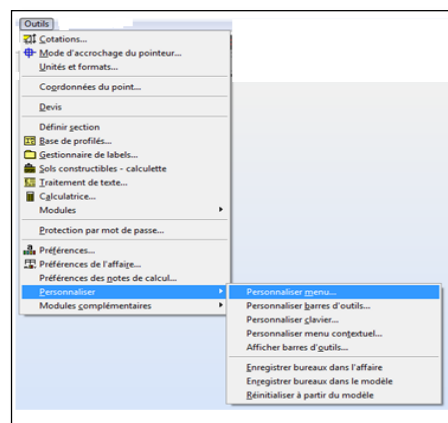
Le principe fondamental de Robot est la gestion par bureaux qui va vous guider à travers les étapes essentielles de modélisation, d'exploitation de résultats et enfin du dimensionnement métier.

La sélection d'un bureau se fait à l'aide de la liste principale se trouvant en haut et à droite de votre écran (le bureau de départ se nommant : (Démarrage)).

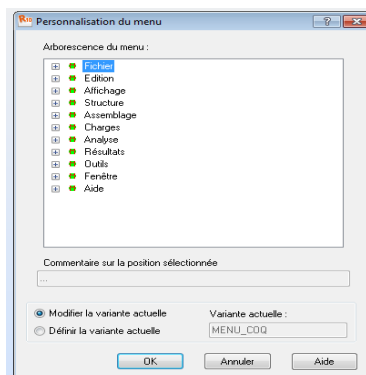
La barre d'outils à droite correspond à des fonctions additionnelles, relatives au bureau dans lequel vous vous trouvez.

Le menu contextuel de Robot est personnalisable de façon à rajouter de nouvelles fonctions propres à votre métier ou à l'utilisation de Robot.

Pour cela, dans le menu déroulant Outils, choisissez Personnaliser et Personnaliser menu contextuel.



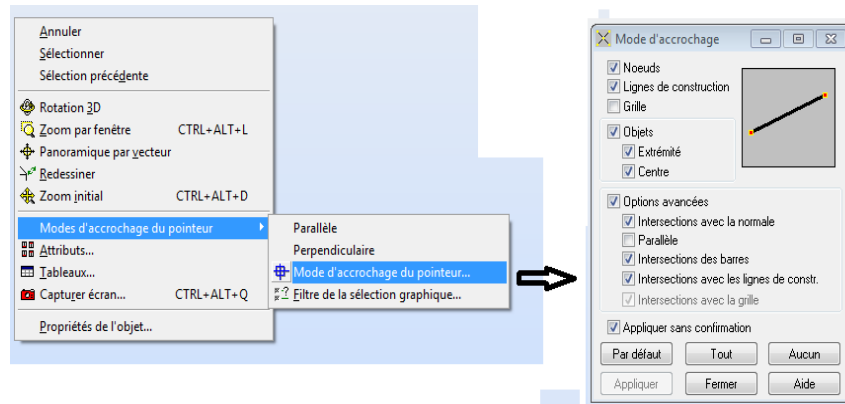
Il vous reste alors à rechercher dans l'arborescence proposée, la fonction que vous souhaitez choisir et à la glisser à droite de l'écran :



La même manipulation peut être effectuée pour personnaliser les barres d'outils liés au bureau, toujours à l'aide du Menu déroulant Outils / Personnaliser / Personnaliser Barre d'outils.

L'autre fonctionnalité indispensable aux manipulations sous Robot est l'utilisation du menu contextuel accessible par un simple clic droit de la souris.

Lors du travail dans l'éditeur graphique ou dans un tableau, un clic sur le bouton droit de la souris ouvre un menu contextuel supplémentaire qui affiche les commandes les plus souvent utilisées. Par exemple, la figure ci-dessous représente le menu contextuel qui s'ouvre après un clic sur la zone graphique du bureau Démarrage.



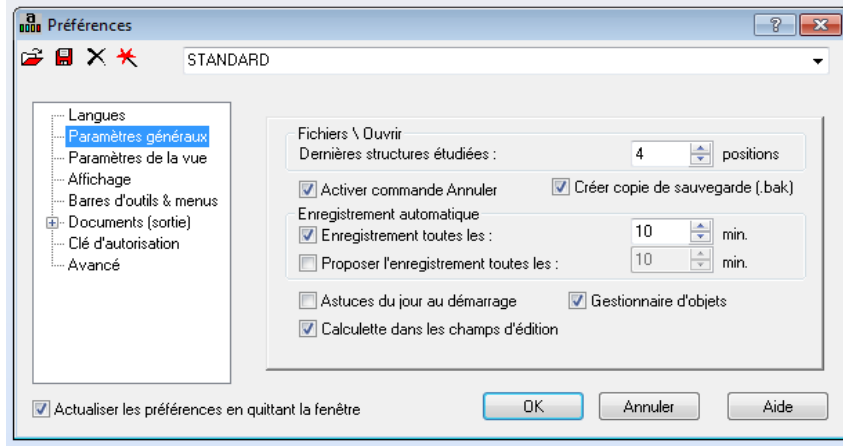
IV.4.2. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Afin de commencer la définition de la structure, lancer le système ROBOT (Clic sur l'icône correspondant). Dans la fenêtre de l'assistant affichée par ROBOT, sélectionner la première icône du premier rang (Etude d'une Coque).

➤ Les préférences :

Les préférences à contrario des préférences de l'affaires, vous permettront de changer les paramètres gérant la forme du logiciel : couleur, police, taille des icônes, etc...

Dans la boîte de dialogue Préférences représentées sur la figure ci-dessous, vous pouvez définir les paramètres de base du logiciel. Afin d'ouvrir la boîte de dialogue vous pouvez sélectionner dans le menu déroulant Outils puis Préférences.



La boîte de dialogue représentée ci-dessus se divise en plusieurs parties, notamment :

- La partie supérieure de la boîte de dialogue regroupe quatre icônes et le champ de sélection de fichiers de préférences. Par défaut, le nom des préférences actuelles est affiché. Dans ce champ, vous pouvez sélectionner un fichier de préférences existant ; pour cela, cliquez sur la flèche à droite du champ et sélectionnez les préférences appropriées à vos besoins dans la liste déroulante.
- La partie gauche de la boîte de dialogue Préférences contient une arborescence qui affiche la liste des options que vous pouvez personnaliser. Pour cela, cliquez du bouton gauche de la souris sur la position que vous voulez modifier.
- Dans la partie droite de la boîte de dialogue Préférences se trouve la zone dans laquelle vous pouvez définir les paramètres spécifiques du logiciel, l'aspect de cette zone varie en fonction de la sélection effectuée dans l'arborescence de gauche.

❖ **Les préférences de l'affaire :**

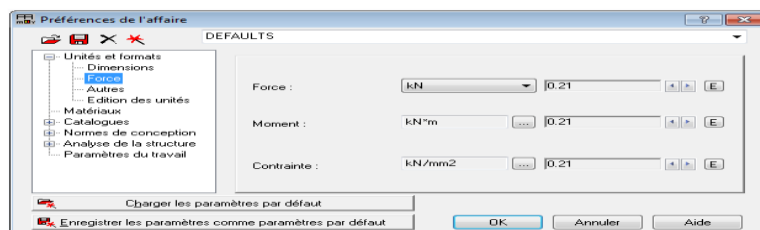
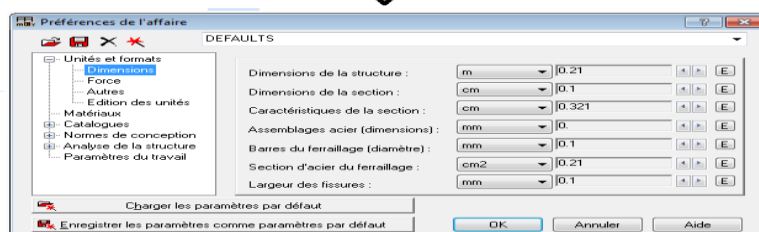
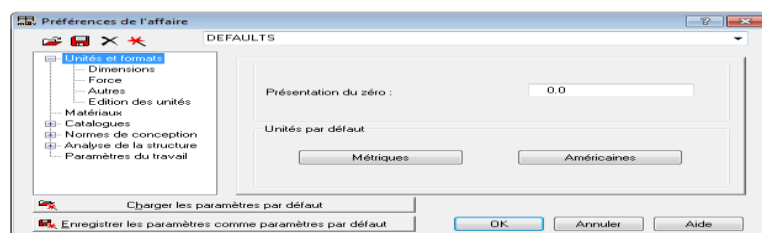
Les unités utilisées sont celles qui sont employées dans la pratique de Béton Arme. Elles sont parfois différentes des unités « légales » (Système International SI), ces dernières étant dans certains cas inadaptées, car disproportionnées par rapport aux ordres de grandeur des valeurs couramment rencontrées.

Les préférences de l'affaire vous permettent de changer le fond de votre étude à savoir les unités, les matériaux, les normes, etc.

Tout comme les Préférences, vous y accédez dans le menu déroulant Outils.

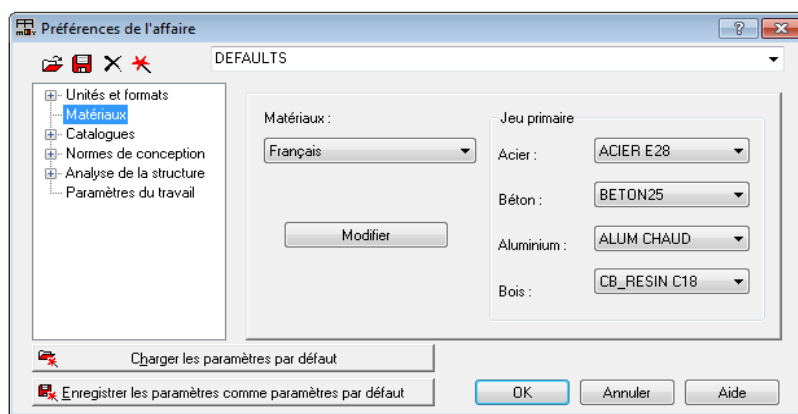
Vous naviguez dans l'arborescence de « ROBOT » afin de régler les différentes unités de Forces, dimensions et Normes.

➤ **Réglage des unités :**



➤ **Matériaux :**

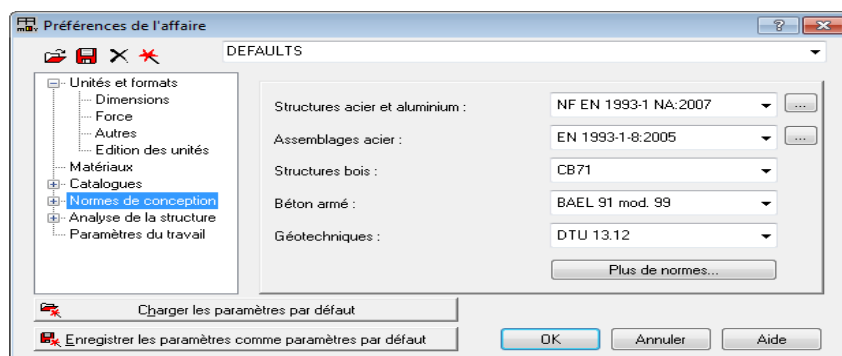
La fenêtre des préférences relatives aux matériaux est présentée dans la figure ci-après :



Pour consulter les caractéristiques des matériaux, les modifier ou même rajouter un matériau, vous devez sélectionner dans l'arborescence Matériaux et cliquez sur le bouton Modifier. Il suffit alors de consulter ou de modifier les données en faisant Ajouter pour valider les modifications.

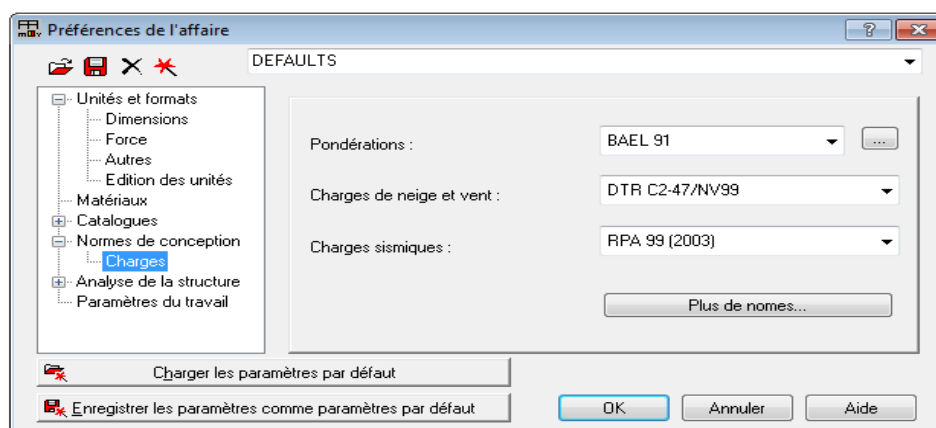
➤ **Réglage des normes :**

La fenêtre de réglage des normes est présentée sur la figure ci-après :



NB : le chapitre *Norme de conception* cache une sous-arborescence que vous pouvez afficher en cliquant sur le petit +.

Le sous-chapitre *Charges* apparaît et permet de définir notamment les paramètres d'actions du vent et le règlement de pondération utilisé (il peut être différent de la norme de dimensionnement).



➤ **Lignes de construction :**

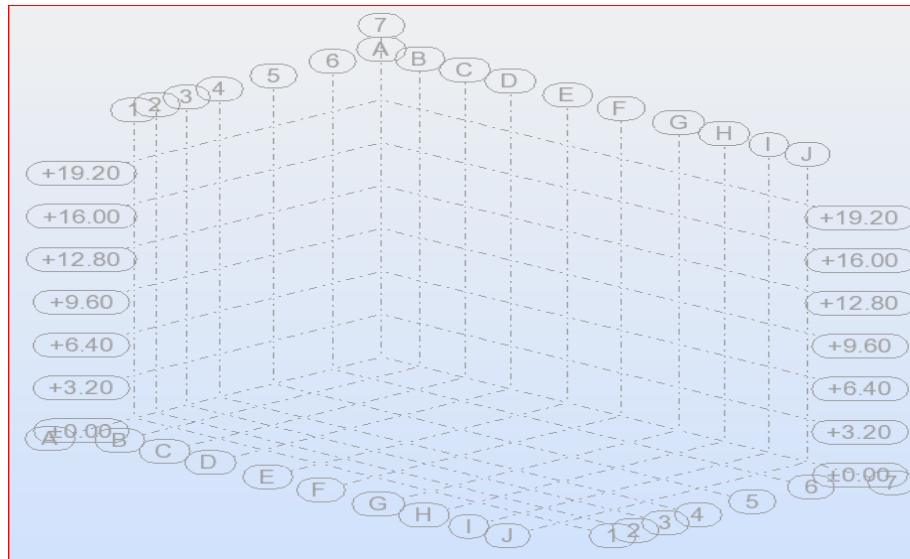


Figure IV. 2: Lignes de construction.

➤ **Définition des sections pour les éléments barres (poteaux et poutres) :**

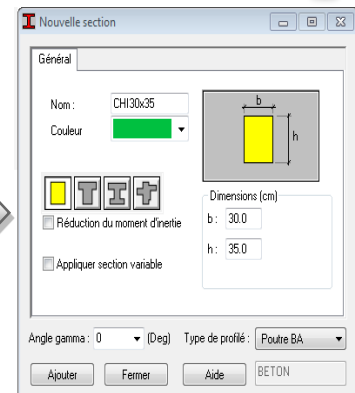
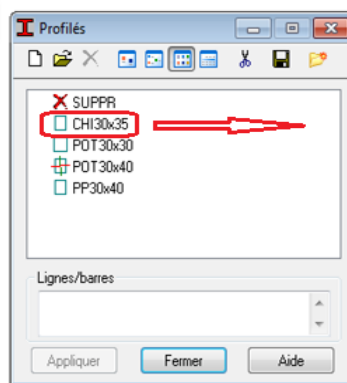
→ Sélectionner l'icône de définition de Profils de barres



Dans la boîte de dialogue (profilés) cliquez sur (supprimer toutes les sections non utilisées)

Puis cliquez sur (nouveau) :

- P P 30x40
- CHI 30X35
- POT 30X40
- POT 30X30



Dans la boîte de dialogue (nouvelle section) cliquez sur le champ (type de profilés) et Sélectionnez (poutre BA) :

Donnez le nom, la couleur et les dimensions de la poutre puis cliquez sur (ajouter) :

Refaire la même opération pour définir les autres sections des poutres et des poteaux

➤ **Définition de la structure :**

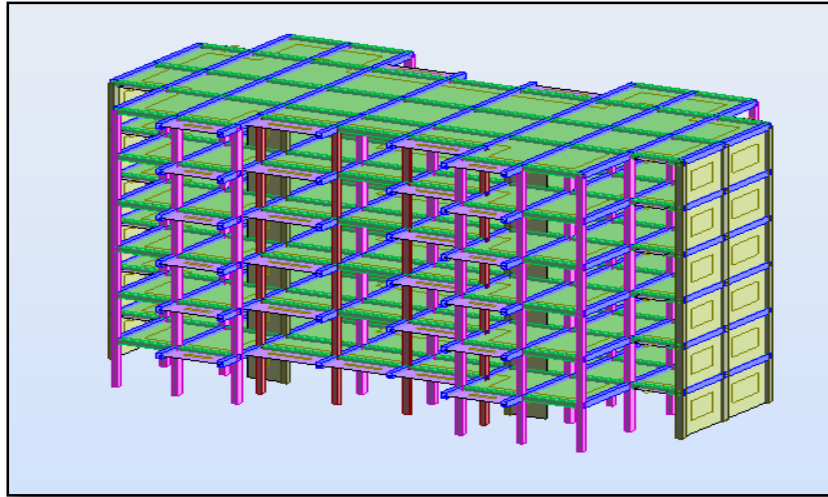


Figure IV. 3: Vue générale de la structure.

➤ Définition des cas de charges :

Sélectionner l'icône de définition de Cas de charge,



La boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre, dans cette boîte de dialogue on va définir deux types de cas de charge (poids propre PP et Charge permanente G et charge d'exploitation Q) :

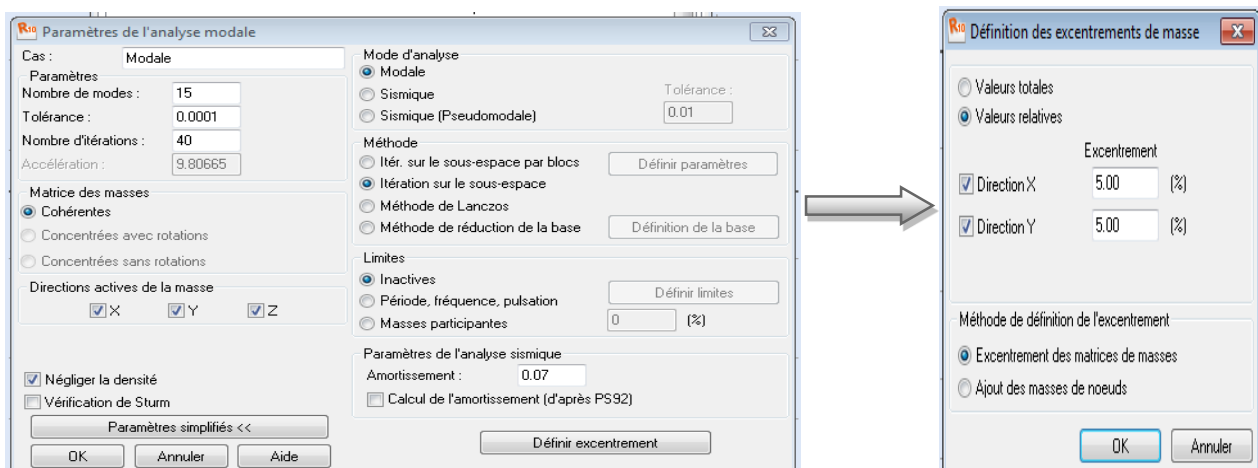
→ Fermer

Cliquez sur le menu déroulant : → analyse, puis cliquez sur → analyse détaillée

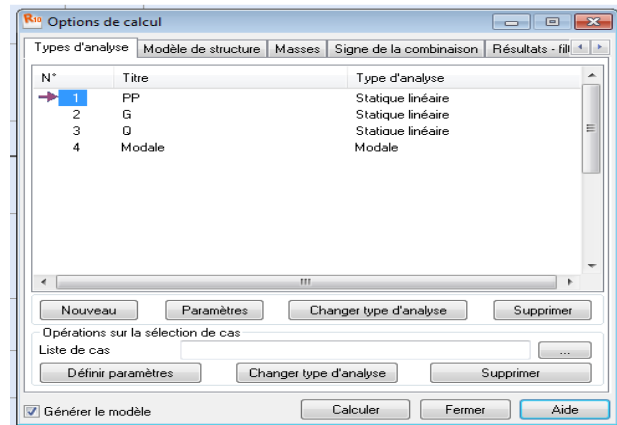
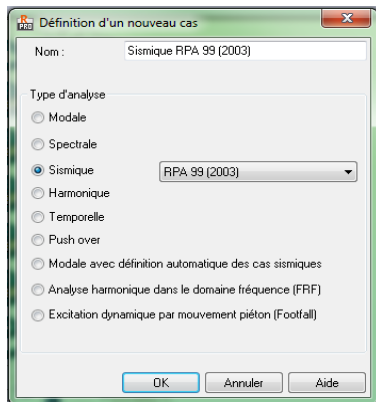
Dans la boîte de dialogue (option de calcul) cliquez sur → nouveau

Sélectionnez : type d'analyse → modale et cliquez sur ok.

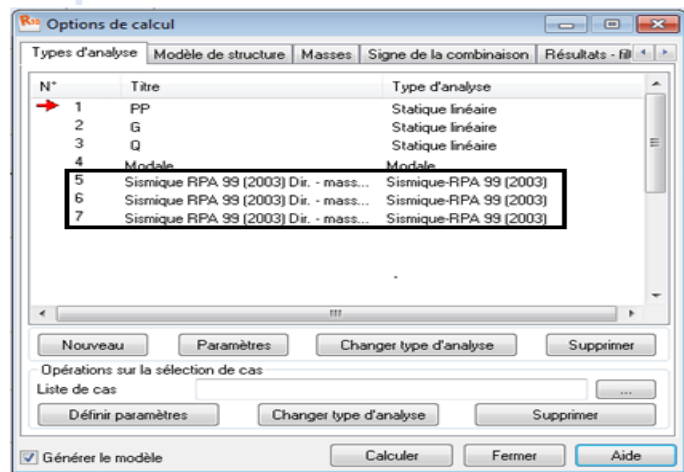
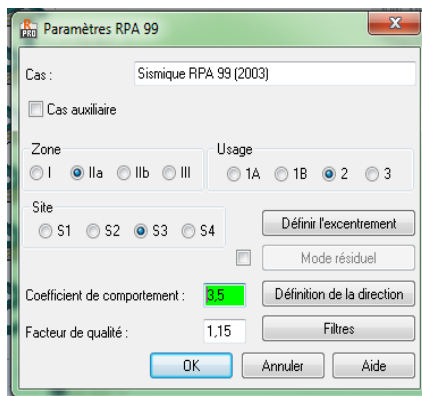
Dans la boîte de dialogue Paramètres de l'analyse modale faire les réglages suivants :



Cliquez une autre fois sur → nouveau, choisir → sismique, et sélectionnez → RPA (2003) :



Dans la boîte de dialogue (paramètres RPA99) sélectionnez les options suivantes :



Les trois cas sont les cas

De charge sismique selon

La direction d'excitation X, Y et Z.

→ Renommer le cas de charge

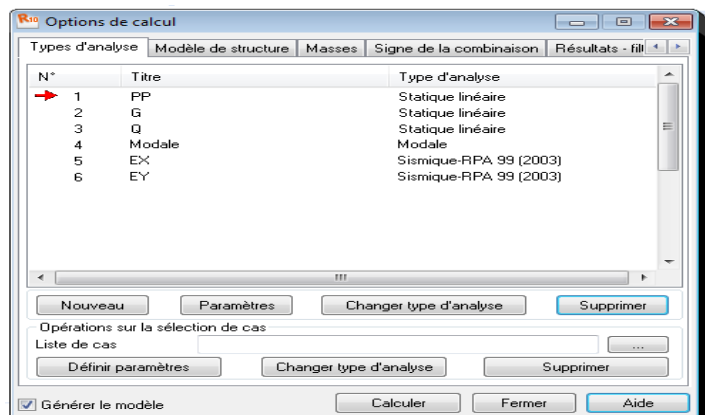
Sismique 5 au Ex

→ Renommer le cas de charge

Sismique 6 au Ey

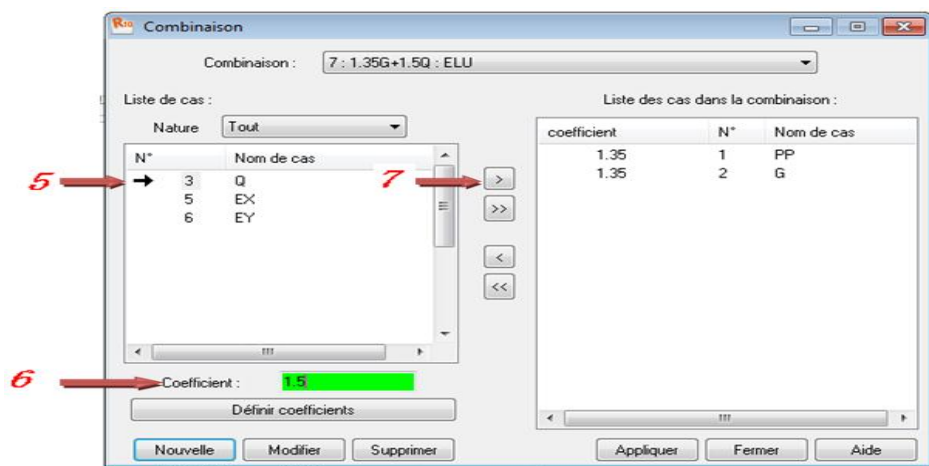
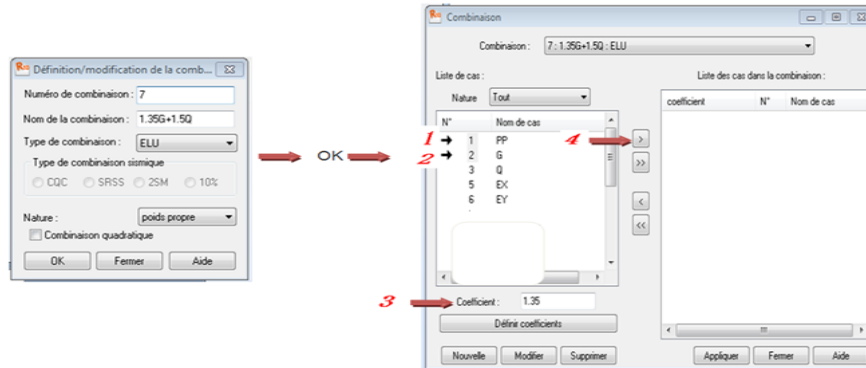
→ Supprimer le cas de charge

Sismique 7



➤ **Définition des combinaisons :**

→ Cliquez sur le menu déroulant: → Chargements → Combinaisons manuelles, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants:



Appliquer → Nouvelle

La boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants :

OK → Par le même principe on suit les 07 étapes précédentes

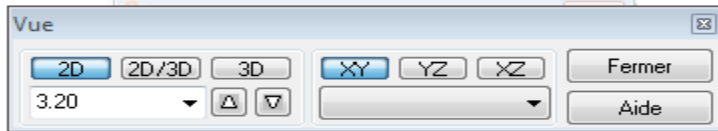
Refaire la même procédure pour définir les combinaisons

Accidentelle suivantes :

- $G+Q+Ex$; $G+Q-Ex$; $G+Q+Ey$; $G+Q-Ey$
- $0.8G+Ex$; $0.8G-Ex$; $0.8G+Ey$; $0.8G-Ey$

➤ **Définition des étages :**

Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 3.20 plan XY :



Sélectionner l'icône de définition de la structure

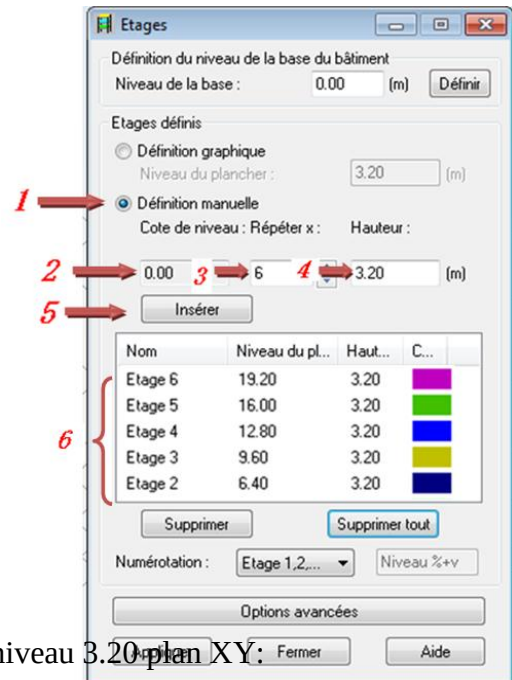
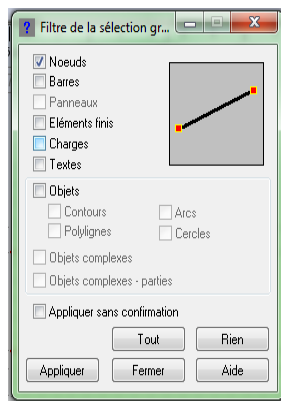


On choisit Etage de la structure

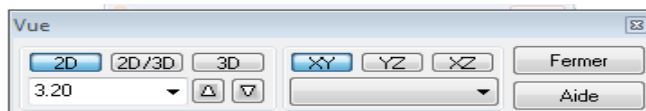


➤ Définition des liaisons rigides :

il faut désactiver la sélection de tous les objets et de ne laisser que la sélection des nœuds activée :

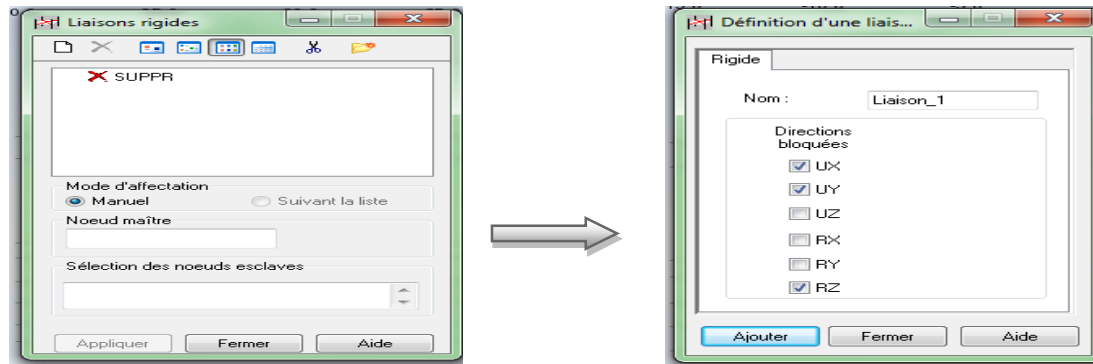


Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 3.20 plan XY:



Cliquez sur le menu déroulant : → Structure → Caractéristiques additionnelles → liaisons rigides

Nouvelle, on fait les réglages suivants :



Ajouter → Fermer

Aller à la case du nœud maître → sélectionnez un nœud du plancher

Aller à la case des nœuds esclaves → sélectionnez tous les nœuds du plancher

Applique → Fermer

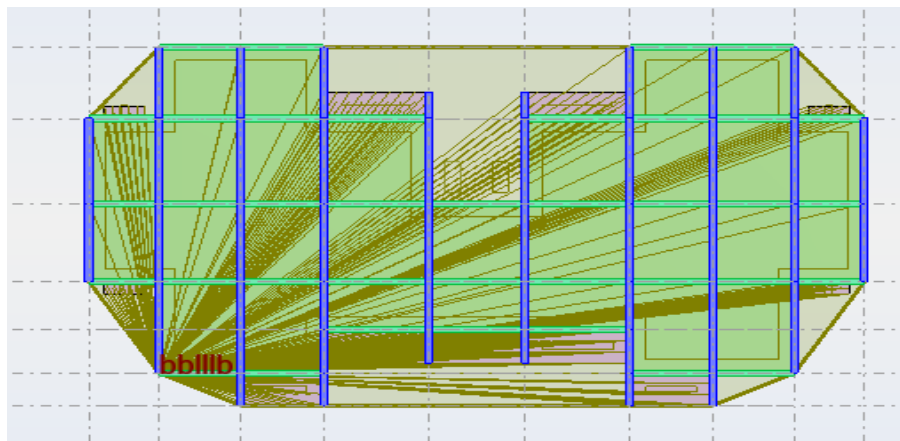


Figure IV. 4: Liaisons rigides du plancher.

Refaire la même procédure pour définir les liaisons rigides des autres planchers niveau :

6.40 ; 9.60 ; 12.80 ; 16.00 ; 19.20

IV.5. Analyse numérique des résultats modaux :

Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Avancé → Modes propres,

Dans la fenêtre des cas de charges on choisit les cas : 4 : Modale,

Le tableau suivant s'affiché :

Tableau IV. 2: Résultats de l'analyse dynamique.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
4/ 1	2.44	0.41	70.26	0.00	0.50	70.26	0.00	0.50	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 2	3.06	0.33	70.27	68.20	0.81	0.01	68.19	0.31	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 3	4.44	0.23	70.28	69.58	0.83	0.01	1.38	0.02	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 4	8.46	0.12	84.86	69.66	6.39	14.58	0.09	5.56	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 5	9.09	0.11	84.91	69.66	7.26	0.04	0.00	0.87	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 6	9.16	0.11	84.94	69.67	7.29	0.03	0.01	0.03	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 7	9.22	0.11	85.18	69.72	7.92	0.25	0.05	0.62	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 8	9.30	0.11	86.42	69.83	12.04	1.24	0.11	4.12	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 9	9.58	0.10	86.42	69.89	16.76	0.00	0.06	4.72	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 10	9.59	0.10	86.44	69.91	16.91	0.02	0.02	0.15	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 11	9.70	0.10	86.44	69.91	16.98	0.00	0.00	0.08	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 12	9.72	0.10	86.45	69.96	17.06	0.01	0.05	0.08	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 13	9.76	0.10	86.46	69.96	18.14	0.01	0.01	1.07	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 14	9.83	0.10	86.62	70.05	25.59	0.17	0.08	7.45	2936.12	2936.12	2936.12
4/ 15	9.85	0.10	86.63	70.05	25.75	0.00	0.00	0.17	2936.12	2936.12	2936.12

- Dans la première colonne s'affiche le nombre des modes qu'on a choisi dans les paramètres de l'analyse modale : 15 Modes
- Dans la deuxième colonne s'affiche la période appropriée pour chaque mode

Remarque : Une grande valeur de la période (ou une petite valeur de la fréquence)

→ Signifie un grand déplacement de la structure → structure souple, qui n'est pas rigide → risque d'effondrement de la structure au moment du séisme → il faut adapter un système de contreventement pour rigidifier la structure

- Dans la et la troisième et la quatrième, s'affiche les masses modales cumulées respectivement dans le sens : x, y
- Dans ces colonnes on peut retenir le nombre des modes à considérer pour chaque direction x ou y qui doit satisfaire la condition suivante :
 - la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- A partir la cinquième et sixième on peut tirer une idée sur le type de déplacement de la structure : translation (dans la direction x ou y) ou rotation (autour de l'axe z)

Le mode 01 et 02 sont appelés les modes principaux

Mode01 : le séisme frappe la structure au centre de gravité dans la direction x

Mode02 : le séisme frappe la structure au centre de gravité dans la direction y

Mode i : change de position

On peut dire que le bâtiment est bien contreventé ou le système de contreventement choisi est adéquate si le déplacement de la structure dans le mode 01 et 02 une translation respectivement dans la direction x et y

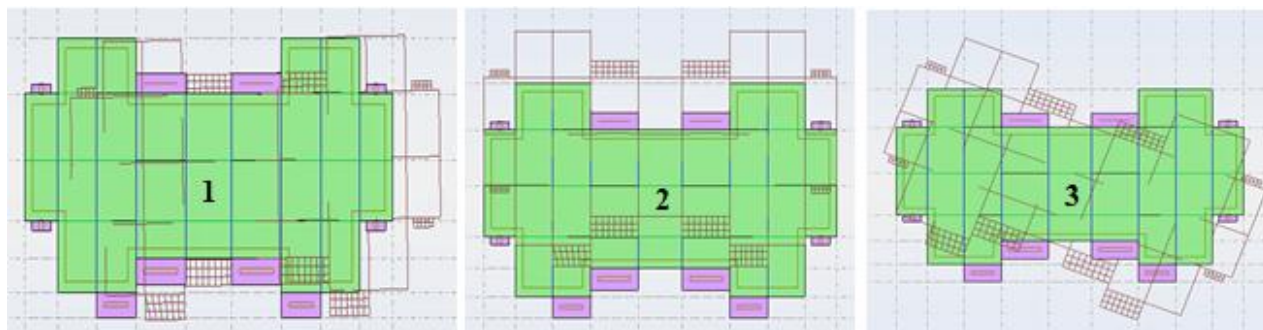


Figure IV. 5: Les trois premiers mode (translations sur 'x' et 'y' et rotation sur 'z' respectivement.

Remarque : concernant la disposition des voiles dans le bâtiment il faut toujours respecter leur symétrie dans les deux axes → pour que le centre des masses soit superposé ou très proche du centre de la torsion → qui conduit à une translation de la structure → pour éviter la rotation de la structure.

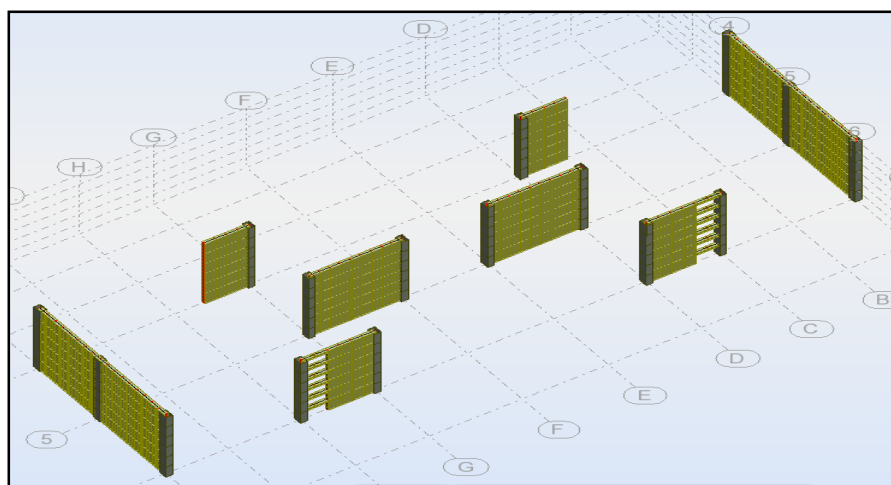


Figure IV. 6: Disposition des voiles dans le bâtiment.

IV.5.1. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone « A », donné par le tableau 4.1 suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A = 0.15**

Tableau IV. 3: Coefficient d'accélération de zone A.

	Zone		
Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de Coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T , Ce coefficient est donné par :

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

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7
- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de Structure et de l'importance des remplissages.
- ξ est donné par le Tableau (4-7) des règles RPA présenté ci-après.

Tableau IV. 4: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portique		Voile/mure
	Béton arme	acier	Béton arme/maçonnerie
Leger	6	4	10
dense	7	5	

$$\eta = (7/(2+\xi))^{0.5} = 0.882 > 0.7 ; \text{ on prend : } \xi = 7\%$$

IV.5.2. Période fondamentale théorique (RPA Art 4.2.4) :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépassant celles estimées à partir des formules empiriques conformes de plus de 30 %. La formule empirique à utiliser selon le cas est la suivante [4] :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$h_n = 19.20$: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau n.

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \times (19.20)^{3/4} = 0.459 \text{ sec}$$

$C_T = 0,05$: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage cas 03 et donné par le tableau 4-6 du RPA99/2003 [4].

Tableau IV. 5: Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 30.70 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.09 \times 19.20 / \sqrt{30.70} = 0.312 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad 1.3T_x = 0.42 \text{ sec}$$

$$D_y = 16.45 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.09 \times 19.20 / \sqrt{16.45} = 0.426 \text{ sec} \quad \Rightarrow \quad 1.3T_y = 0.55 \text{ sec}$$

Dans l'article (4.2.4 P42) RPA 2003 exige que les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30% .

$$T_{emp} \leq T_{num} \leq 1.3 T_{emp}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_{emp\ x} = \text{Min}(0.312 ; 0.459) = 0.312 \text{ sec} \\ T_{numérique} = 0.41 \text{ s} \end{array} \right\} 0.312 \leq 0.41 \leq 0.42 \quad (T_{emp} \leq T_{num} \leq 1.3 T_{emp})$$

$$\left. \begin{array}{l} T_{emp\ y} = \text{Min}(0.426 ; 0.459) = 0.426 \text{ sec} \\ T_{numérique} = 0.33 \text{ s} \end{array} \right\} 0.33 \text{ s} \leq 0.426 \quad (T_{num} \leq T_{emp})$$

➤ **Calcul facteur d'amplification dynamique moyen « D »:**

On a :

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{emp } x} = 0.312 \text{ s} \\ T2_{(S3)} = 0.5 \text{ s} \end{array} \right\} 0 \leq T \leq T2 \implies D_x = 2,5\eta \implies D_x = 2,205$$

$$\left. \begin{array}{l} T_{\text{emp } y} = 0.426 \text{ s} \\ T2_{(S3)} = 0.5 \text{ s} \end{array} \right\} 0 \leq T \leq T2 \implies D_x = 2,5\eta \implies D_y = 2,205$$

R : facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure.

Système portique contreventée par des voiles porteur Tableau V.3 RPA99 sur a : $R = 3.5$

IV.5.3. Justification du choix de facteur de comportement « R » :

Le système de contreventement adopté pour ce bloc est un **système en voiles porteurs**. Les voiles doivent reprendre plus de 20% des charges verticales ($W = G + \beta \cdot Q$).

- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99/Version2003).

- A partir de ROBOT Sous Combinaison $W = N_{\text{TOT}} = G + 0.2 Q$

$$\left. \begin{array}{l} N_{\text{TOT}} = 2936.12 \text{ T} \\ N_{\text{voiles}} = 1410.84 \text{ T} \end{array} \right\} \% \text{ voiles} = \frac{N_{\text{voil}}}{N_{\text{tot}}} \times 100 = 48 \% \Rightarrow 48 \% > 20\% \Rightarrow R = 3.5$$

Q : facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_i$$

La valeur de Q est déterminée par la formule :

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau « valeurs des pénalités P_q »

Tableau IV. 6: Valeurs des pénalités P_q.

		P_q	
Critère q »		Sens xx :	Sens yy :
1. Conditions minimales sur les files de contreventement		0.05	0,00
2. Redondance en plan		0.00	0,05
3. Régularité en plan		0.05	0,05
4. Régularité en élévation		0,00	0,00
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0,00	0,00
	Q =	1.15	1.15

$$\text{Alors : } V_{sta} = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 2936.12 = 319.08 \text{ T}$$

La force sismique V_{dynamique} à la base

Tableau IV. 7: La force sismique V_{dynamique} à la base.

Direction	0.8 V_{statique} (T)	V_{dynamique} (T)	Constatation
<i>Sens x</i>	255.27	288.97	<i>Condition vérifié</i>
<i>Sens y</i>	255.27	272.71	<i>Condition vérifié</i>

➤ **Centre de masse et centre de torsion :**

Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Etages

En cliquant sur la feuille → valeurs

Les coordonnées de centre de masse G (x,y,z) apparaître sur la quatrième colonne

Les coordonnées de centre de torsion R (x,y,z) apparaître sur la cinquième colonne

Tableau IV. 8: Centre de masse et centre de torsion.

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	15.20	9.44	15.17	10.29
1 ^{er} Etage	15.20	9.50	15.17	10.29
2 ^{eme} Etage	15.20	9.50	15.17	10.29
3 ^{eme} Etage	15.20	9.50	15.17	10.29
4 ^{eme} Etage	15.20	9.50	15.17	10.29
5 ^{eme} Etage	15.20	9.30	15.20	10.29

Calcul de l'excentricité :

- L'excentricité théorique :

$$e_x = |X_G - X_R| \quad ; \quad e_y = |Y_G - Y_R|$$

- L'excentricité accidentelle :

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Tableau IV. 9: Calcul de l'excentricité.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
RDC	0.03	0.85	1.52	0.88
1 ^{er} Etage	0.03	0.79	1.52	0.88
2 ^{eme} Etage	0.03	0.79	1.52	0.88
3 ^{eme} Etage	0.03	0.79	1.52	0.88
4 ^{eme} Etage	0.03	0.79	1.52	0.88
5 ^{eme} Etage	0.00	0.99	1.52	0.88

On peut tirez directement les cordonnées de l'excentricité théorique ou accidentelle à partir du robot on suivre les étapes suivantes :

Cliquez sur le menu déroulant : → Résultats → Etages

- Dans la feuille : Etages : sur les deux dernières colonnes apparaitre les cordonnées de l'excentricité accidentelle
- Dans la feuille : valeurs : sur les deux les avants dernière colonnes apparaitre les cordonnées de l'excentricité théorique

IV.5.4. Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme :**Tableau IV. 10:** Déplacements et Efforts tranchant de chaque Diaphragme.

Plancher	U_x (cm)	U_y (cm)	V_x (T)	V_y (T)
RDC	00.10	00.05	295.47	277.97
1 ^{er} Etage	00.20	00.10	288.93	271.83
2 ^{eme} Etage	00.30	00.20	264.33	251.19
3 ^{eme} Etage	00.50	00.40	224.24	213.38
4 ^{eme} Etage	00.60	00.50	167.60	156.51
5 ^{eme} Etage	00.80	00.60	91.90	78.16

IV.5.5. Calcul de déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau IV. 11: Vérification de déplacement

Plancher	U_x (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	U_y (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	H/100	Constatation
RDC	0,001	0,0035	0,0035	0,0005	0,0018	0,0018	0.320	C - V
1 ^{er} Etage	0,002	0,0070	0,0035	0,0010	0,0035	0,0035	0.320	C - V
2 ^{eme} Etage	0.003	0,0105	0,0035	0,0020	0,0070	0,0035	0.320	C - V
3 ^{eme} Etage	0,005	0,0175	0,0070	0,0040	0,0140	0,0070	0.320	C - V
4 ^{eme} Etage	0,006	0,0210	0,0035	0,0050	0,0175	0,0035	0.320	C - V
5 ^{eme} Etage	0,008	0,0280	0,0070	0,0060	0,0210	0,0035	0.320	C - V

Le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003 [4] impose un déplacement admissible qui de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage. Pour notre cas soit égale à 0.0320 m pour tous les étages, comme est indiqué dans la dernière colonne du tableau précédant.

A partir de l'analyse des résultats de déplacement horizontal calculé pour chaque niveau de la structure et suivant les deux directions on constate :

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dans la direction x sont plus grande que celle de la direction y, qui peut être justifiée par le système de contreventement que nous avons disposé que dans la direction y, qui rigidifie la structure et induit des faibles déplacements dans cette direction. Par contre dans la direction x la structure est plus souple qui conduit à des grandes valeurs de déplacements, même il dépasse la valeur admissible comme le cas pour le 1^{er} Etage.

IV.5.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

IV.5.6.1. Vérification au renversement :

$\sum F_k \cdot h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage k

h_k : La hauteur d'étage k

$\sum W_k \cdot b_i$: Le moment stabilisant sera calculé en compte le poids total de la construction

W_k : Le poids calculé à chaque niveau k : $W_k = W_{kG} + \beta W_{kQ}$

W_{kG} : Le poids du aux charges permanent

W_{kQ} : Le poids du aux surcharges d'exploitation

b_i : Le centre de gravité de la structure

Il faut donc vérifier :

$$\sum W_k \cdot b_i > \sum F_k \cdot h_k$$

Sens x :

Tableau IV. 12: Vérification au renversement sens x.

Plancher	$W_k (T)$	$B_i (m)$	$W_k \times B_i$	$F_{kx} (T)$	$h_k (m)$	$F_{kx} \times h_k$
RDC	496.36	15.20	7544.672	06.54	03.20	20.928
1 ^{er} Etage	491.52	15.20	7471.104	24.06	06.40	157.44
2 ^{eme} Etage	491.52	15.20	7471.104	40.09	09.60	384.864
3 ^{eme} Etage	491.52	15.20	7471.104	56.64	12.80	724.992
4 ^{eme} Etage	491.52	15.20	7471.104	75.70	16.00	1211.2
5 ^{eme} Etage	473.68	15.20	7199.936	91.90	19.20	1764.48
$\sum W_k \cdot b_i$			44629.024	$\sum F_k \cdot h_k$		4263.904

Sens-y :

Tableau IV. 13: Vérification au renversement sens y.

Plancher	$W_k(T)$	$B_i (m)$	$W_k \times B_i$	$F_{kx}(T)$	$h_k (m)$	$F_{kx} \times h_k$
RDC	496.36	09.44	4685.64	06.14	03.20	266,036
1 ^{er} Etage	491.52	09.50	4669.44	20.64	06.40	406,368
2 ^{eme} Etage	491.52	09.50	4669.44	37.81	09.60	575,464
3 ^{eme} Etage	491.52	09.50	4669.44	56.87	12.80	742,081
4 ^{eme} Etage	491.52	09.50	4669.44	78.35	16.00	939,634
5 ^{eme} Etage	473.68	09.30	4405.224	78.16	19.20	1291,228
$\sum W_k \cdot b_i$			27768.62	$\sum F_k \cdot h_k$		3996.928

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il faut vérifie la relation suivante :

$$M_S = \sum W_k \cdot b_k > M_R = \sum F_k \cdot h_k$$

Sens- x :

M_S	M_R	Constatacion
44629.024	4263.904	Condition vérifié

Sens-y :

M_S	M_R	Constatacion
27768.62	3996.928	Condition vérifié

IV.5.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Sens x :

Tableau IV. 14: Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) sens x.

Plancher	$P_k(T)$	$\Delta_{kx} (m)$	$V_{kx}(T)$	$h_k (m)$	θ	Vérification
RDC	496.36	0,0010	295,47	03.20	0,0005	Ok
1 ^{er} Etage	491.52	0,0010	288,93	03.20	0,0005	Ok

2 ^{eme} Etage	491.52	0,0020	264,33	03.20	0,0012	Ok
3 ^{eme} Etage	491.52	0,0020	224,24	03.20	0,0014	Ok
4 ^{eme} Etage	491.52	0,0020	167,6	03.20	0,0018	Ok
5 ^{eme} Etage	473.68	0,0020	91,9	03.20	0,0032	Ok

Sens-y :

Tableau IV. 15: Vérification vis avis de l'effet (P-Δ) sens y.

Plancher	W _k (T)	Δ _{ky} (m)	V _{ky} (T)	h _k (m)	θ	Vérification
RDC	496.36	0,0005	277,97	03.20	0,0003	Ok
1 ^{er} Etage	491.52	0,0010	271,83	03.20	0,0006	Ok
2 ^{eme} Etage	491.52	0,0010	251,19	03.20	0,0006	Ok
3 ^{eme} Etage	491.52	0,0020	213,38	03.20	0,0014	Ok
4 ^{eme} Etage	491.52	0,0020	156,51	03.20	0,0020	Ok
5 ^{eme} Etage	473.68	0,003	78,16	03.20	0,0057	Ok

Donc : $\theta < 0.10$, on peut négligés l'effet du 2^o ordre (ou effet P-Δ) dans toutes les niveaux du bâtiment.

IV.6. Vérification de l'effort normal réduit :

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N_{rd} = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$ [4]

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

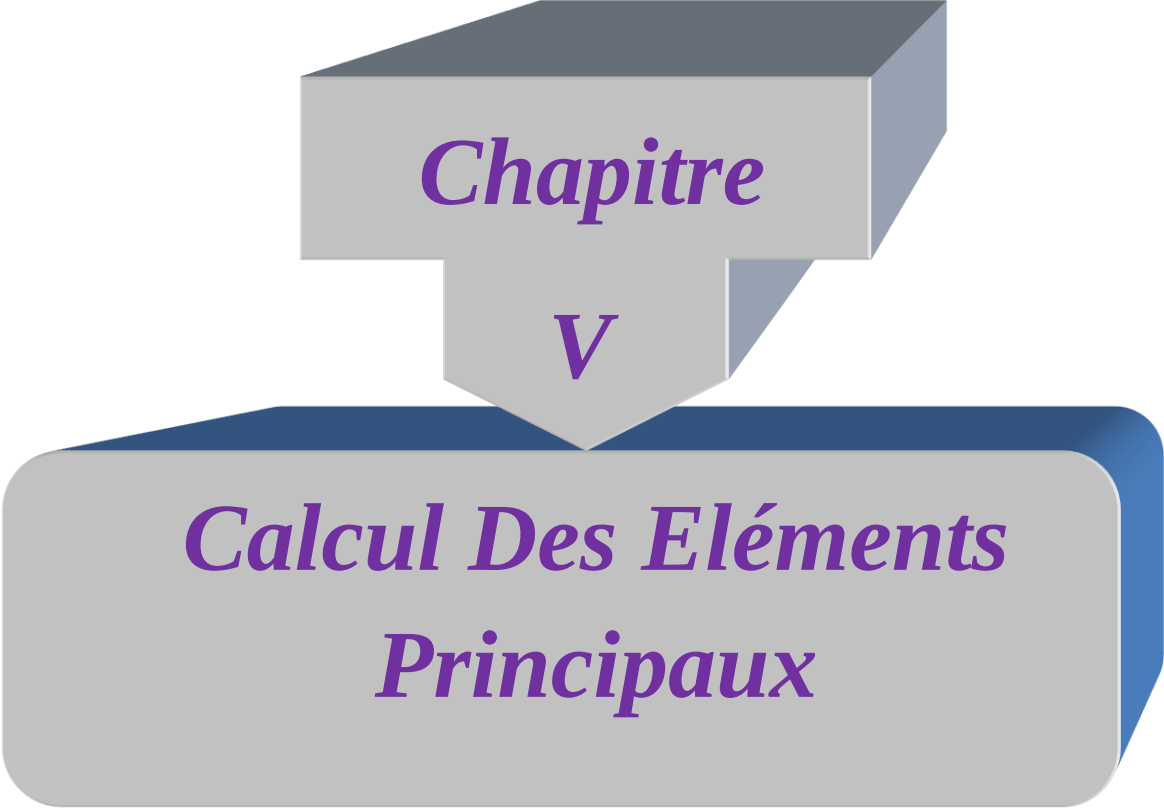
Fc28 : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV. 16: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

POTEAU	Br(cm ²)	Nd(KN)	V	Observation
30x30	900	580.44	0,26	CV
30x40	1200	829.09	0,28	CV

IV.7. Conclusion :

Après la modélisation de la structure, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.



Chapitre

V

*Calcul Des Eléments
Principaux*

V.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux-poutres) les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé et leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant, ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Nous allons étudier, dans le présent chapitre, le ferrailage des éléments structuraux. À savoir, notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux (Poutres, poteaux et voiles).

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sans un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres seront étudiées selon les dispositions des règles BAEL91 [1], et les exigences du RPA99 (version 2003) [3]. Elles sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ (E.L.U)
- $G + Q$ (E.L.S)
- $G + Q \pm E$ (selon RPA99)
- $0,8G \pm E$ (selon RPA99)

V.2.1. Sollicitations du calcul :

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2010 :

a) Poutre principale (30×40) :

Tableau V. 1: Sollicitations maximales de calcul (Poutres principales).

	Combinaison	M _{max} (kn.m)
Sur appui	G+Q-EY	- 76.89
	ELS	-66.70
En travée	ELU	37.16
	ELS	27.13

Tu max = 105.94 (kn)

b) Poutre secondaire (30×35) :**Tableau V. 2:**Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).

	Combinaison	M _{max} (KN.m)
En travée	ELU	21.46
	ELS	15.60
Sur appui	G+Q-EY	-64.29
	ELS	-35.78

$$T_u \max = 133.41 \text{ (kn)}$$

V.2.2. Les recommandations du RPA99/2003 (Art 7.5.2.1 RPA99) [4].**❖ Armatures longitudinal :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section, c'est-à-dire $A_{l \min} = 0.5\%(b \times h)$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \emptyset$ (zone II)

❖ Armature transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suite ;

$S_t \leq \min (12\emptyset ; h/4)$. Dans la zone nodale.

$S_t \leq h/2$: en dehors de la zone nodale.

- ✓ La valeur de diamètre $\emptyset$ est le plus petit diamètre utilisé.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de

L'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Exemple de ferrailage :**❖ Poutre principale :****a) En travée :**

$M_t \max = 37.16 \text{ KN.m}$ (Selon la combinaison ELU)

$h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 37.5 \text{ cm}$; $f_{c25} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$;

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{37.16 \times 10^{-3}}{14,16 \times 0.30 \times (0.375)^2} = 0.062$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.080$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.968$$

$$Z = \beta \times d = 36.3 \text{ cm}$$

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

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{37.16 \times 10^{-3}}{348 \times 0.363} 10^4 = 2.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.94 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification nécessaire**

Le pourcentage minimal d'armatures :

- **Poutre principale :**

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de poutre 0.5% en toute section $A_{\min} > 0.5\% b \times h$.

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max (A_{cal}, A_{\min(RPA)}, A_{\min(BAEL)}) \rightarrow \max(2.94; 6.00 ; 1.20) \text{ cm}^2$$

Donc $A = 6.00 \text{ cm}^2$ on adopte 3HA14+ 3HA 12 = 8.01cm²

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\min(BAEL)} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de poutre 0.5% en toute section $A_{\min} > 0.5\% b \times h$.

$$A_{\min(RPA)} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A = \max (A_{cal}, A_{\min(RPA)}, A_{\min(BAEL)}) \rightarrow \max(1.94; 5.25 ; 1.05) \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 5.25 \text{ cm}^2$ on adopte 3HA12+ 3HA12 = 6.78cm²

✓ **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$$l_r = 40 \times \emptyset l = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

b) Sur appui :

$$M_{a \max} = 76.89 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \text{ avec } \gamma_b \text{ 1.15 situation accidentelle, et } \theta = 0.85 \text{ t} < 01 \text{ heure}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{76.89 \times 10^{-3}}{21.73 \times 0.30 \times (0.375)^2} = 0.083 < 0.186 \text{ pivot } A \rightarrow A' = 0 (\text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires})$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.108$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.956$$

$$Z = \beta x d = 0.956 \times 37.5 = 35.85 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{76.89 \times 10^{-3}}{348 \times 0.358} \times 10^4 = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.17 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification nécessaire**

Le pourcentage minimal d'armatures :

- **Poutre principale :**

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.20 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de poutre 0.5% en toute section $A_{\min} > 0.5\% b \times h$.

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A_s = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min(\text{RPA})}, A_{\min(\text{BAEL})}) \rightarrow \max(6.17 ; 6.00 ; 1.20) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.17 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$$l_r = 40 \times \emptyset l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de poutre 0.5% en toute section $A_{\min} > 0.5\% b \times h$.

$$A_{\min(\text{RPA})} = 0.005 \times 0.30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

$$A_s = \max(A_{cal}, A_{\min(RPA)}, A_{\min(BAEL)}) \rightarrow \max(5.97; 5.25; 1.05) \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = 5.97 \text{ cm}^2$ on adopte $3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.78 \text{ cm}^2$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$l_r > 40 \times \emptyset$$

$$l_r = 40 \times \emptyset l = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}$$

✓ **Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :**

-En zone courante

Poutre principales $\rightarrow 3\text{HA}14 + 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2 < 4\%(b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Poutre secondaires $\rightarrow 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 6.59 \text{ cm}^2 < 4\%(b \times h) = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

-En zone de recouvrement

Poutre principales $\rightarrow 9\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 17.24 \text{ cm}^2 < 6\%(b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Poutre secondaire $\rightarrow 9\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = 13.57 \text{ cm}^2 < 6\%(b \times h) = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

✓ **Les armatures transversales :**

$$\emptyset t \leq \min(\emptyset t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) \text{ (BAEL 91 /99) [2].}$$

- Poutre principales:

$$\emptyset t \leq \min(1,4; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}) \rightarrow \emptyset t \leq \min(1,4; 1,1; 3)^2$$

Donc on prend $\emptyset = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- Poutre secondaires :

$$\emptyset t \leq \min(1,4; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}) \rightarrow \emptyset t \leq \min(1,4; 1; 3)$$

Donc on prend $\emptyset = 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

✓ **Espacements des armatures transversales :** (art 7.5.2.2 RPA 99 /2003 ; p 68) [4].

- Poutre principale :

- **Zone nodale :**

$$St \leq \min (12\phi l; h/4) \rightarrow St = \min (12 \times 1,4 ; 40/4) = 10 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

- **Zone courante:**

$$St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

Poutre secondaire :- **Zone nodale :**

$$St \leq \min (12\phi l; h/4) \rightarrow St = \min (12 \times 1,4 ; 35/4) = 8.75 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{St = 10 \text{ cm}}$$

- **Zone courante:**

$$St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{St = 15 \text{ cm}}$$

❖ **Poutre secondaire :**

En suivant les étapes précédentes.

Tableau V. 3:Ferrailage des poutres principale et secondaires

Type	Section	Localisation	M (kn.m)	μ	α	β	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
P.P	(30x40)	Appui	76.89	0.083	0.108	0.956	35.85	6.17	6.00	3HA14fil + 3HA14 = 9.24
		Travée	37.16	0.062	0.080	0.968	36.3	2.94		3HA14fil + 3HA12= 8.01
P.S	(30x35)	Appui	64.29	0.093	0.122	0.951	30.90	5.97	5.25	3HA12fil + 3HA12=6.78
		Travée	21.46	0.047	0.060	0.976	31.72	1.94		3HA12 + 3HA12=6.78

Tableau V. 4: L'espace des armatures transversales.

		Poutre principale (30x40)	Poutre secondaire (30x35)	On adopte St	
CBA	St	$\leq 33,3$ cm	$\leq 29,7$ cm	Zone nodale	Zone courante
RPA	St zone nodale	≤ 10 cm	≤ 10 cm	10 cm	15 cm
	St zone courante	≤ 20 cm	$\leq 17,5$ cm		

Tableau V. 5: Les armatures transversales.

	As (CBA)	As adopté
Poutre principale	1,35 cm ²	4Ø8 = 2,01 cm ²
Poutre secondaire	1,35 cm ²	4Ø8 = 2,01 cm ²

V.2.4. Vérifications :**V.2.4.1. Vérification des section armatures transversales :**

$$A_t \min = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4 \text{ Ø}8 \text{ mm} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t \min = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

V.2.4.2. Vérifications à L'ELU :

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1].**

- **Poutre principale :**

$$A \min \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A \min \geq 0.23 \times 300 \times 375 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{sur appui} \rightarrow A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$\text{En travée} \rightarrow A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 325 \times \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

sur appui $\rightarrow A_s = 8.01\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.17\text{cm}^2$ **Vérifiée**

En travée $\rightarrow A_s = 6.78\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.17\text{cm}^2$ **Vérifiée**

❖ **Vérification de l'effort tranchant :** (art 13.III.2.1 BAEL 91 /99) [2].

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u \leq \tau_u^- = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$

Tableau V. 6: Vérification des contraintes tangentielles.

type	Section	Vu max (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
P-P	(30x40)	105.94	0.94	3.33	vérifiée
P-S	(30x35)	133.41	1.36	3.33	vérifiée

❖ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :** (Art16.IV BAEL 91/99)[2]

- **Appuis de rives :** $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- **Appuis intermédiaires :** $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(\frac{M_a}{0.9 \times d} + V_u \right)$

Tableau V. 7: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

type	section	A_l (cm ²)	Vu (corr) (kn)	Ma(max) (kn.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{Int} (cm ²)	Obs
P.P	(30x40)	13.85	82.70	76.89	3.04	09.04	vérifiée
P.S	(30x35)	10,18	112,65	64.29	3.83	09.75	vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification de la compression du béton :** [1]

$$T_{\max} \leq 0.4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b$$

Tableau V. 8:Vérification de la compression du béton.

type	T max (KN)	$0.4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b$	Vérification
P.P (30×40)	105.94	800	cv
P.S (30×35)	133.41	700	cv

❖ **Vérification de l'entraînement des barres :**(art A.6.1.3 BAEL 91/99) [1].

La poutre la plus sollicitée par l'effort tranchant.

On a comme ferrailage sur appui : 3HA14fil + 3HA14=9.24cm²

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} ; \text{ avec}$$

τ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte d'adhérence limite ultime.

Ψ_s : coefficient qui dépend de l'état de surface des barres, et pour le cas des barres HA=1.5

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$V_{u \max}$; l'effort tranchant maximal =105.94 kn.

$\sum u_i$: la somme des périmètre des barres $\sum u_i = n \pi \varphi$

$$\sum u_i = n \pi \varphi = 3 \times (3.14 \times 1.4) + 3 \times (3.14 \times 1.4) = 26.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{105.94 \times 10}{0.9 \times 375 \times 26.26} = 1.19 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MA} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

V.2.4.3. Vérification à L'ELS

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ Les contraintes sont calculées à l'E LS sous le moment (M_{ser}).
- ✓ La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des

contraintes de traction de l'acier.

❖ **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = k \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad ; \quad k = \frac{M_{ser}}{I} \quad [1]$$

- **position de l'axe neutre :** $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0$

- **Moment d'inertie :** $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$

Tableau V. 9: Vérification de la contrainte de compression de béton.

Type	Position	M _{ser} (kn.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (Mn/m ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obs
P.P (30x40)	Appui	66.70	9.24	14.55	103803.67	64.25	9.34	15	CV
	Travée	27.13	8.01	13.78	93767.62	28.93	3.98	15	CV
P.S (30x35)	Appui	35.78	6.78	11.83	60007.16	59.62	7.05	15	CV
	Travée	15.60	6.78	11.83	60007.16	27.66	3.27	15	CV

V.2.5. Vérification de la flèche : (CBA article E.6.5.1) [3].

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

✓ **Poutre principale (30 × 40) :**

On a : h = 0.40 m ; L = 4.50 m ; $M_{0 \text{ ser}} = \frac{27.13}{0.85} = 31.91 \text{ kn.m}$; $M_t = 27.13 \text{ kn.m}$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.40}{4.50} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.08 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0.4}{4.50} \geq \frac{1}{10} \times \frac{27.13}{31.91} \rightarrow 0.08 \geq 0.08 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{8.01}{30 \times 37.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.007 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

✓ **Poutre secondaire (30 × 35) :**

On a : h = 0.35 m et l = 4.10 m ; $M_{0 \text{ ser}} = \frac{15.60}{0.85} = 18.35 \text{ kn.m}$; $M_t = 15.60 \text{ kn.m}$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.08 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0.35}{4.10} \geq \frac{1}{10} \times \frac{15.60}{18.35} \rightarrow 0.08 \geq 0.08 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.78}{30 \times 32.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.006 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

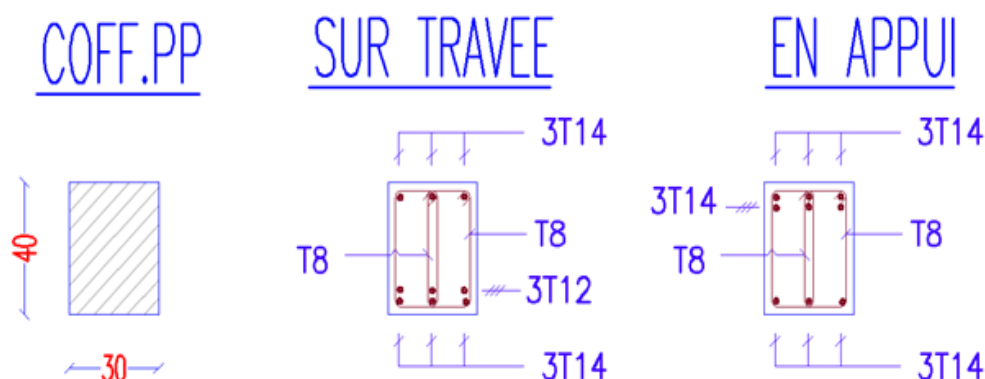


Figure V. 1: Schéma de ferrailage poutre principale

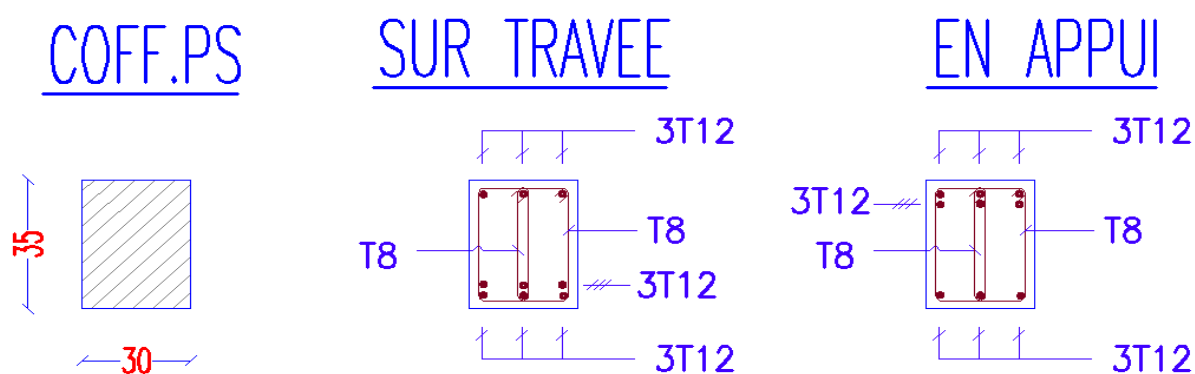


Figure V. 2: Schéma de ferrailage poutre secondaire.

V.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, donc le calcul se fait à la flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables, et les prescriptions du RPA99/2003 [3].

Les Combinaisons utilisées sont :

Selon CBA.93 :

- $G + Q$ (ELS)
- $1,35G + 1,5Q$ (ELU)

Selon RPA 99 (situation accidentelle) :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Tableau V. 10: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

	γ_b	γ_s	θ	F_{C28} (MPa)	σ_b (MPa)	F_{eE}	σ_s (MPa)
<i>Situation Sismique</i>	1.15	1.00	0.85	25	21.74	400	400
<i>Situation Durable</i>	1.50	1.15	1.00		18.48		348

V.3.1. Armatures longitudinales :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

- ✓ N max et M (correspondant)
- ✓ M max et N (correspondant)
- ✓ N min et M (correspondant)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ❖ Pourcentage minimal de RPA : **As min = 0,8% en zone IIa** [4]:

- Poteaux (30x40) : $0,8\% \times 30 \times 40 = 9,6 \text{ cm}^2$

- Poteaux (30x30) : $0,8\% \times 30 \times 30 = 7,20 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité :**

- Poteaux (30x40) :

$$As_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

- Poteaux (30x30) :

$$As_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.00 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage maximal de RPA :**

- 4% en zone courante : $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Poteaux (30x40)} : 48 \text{ cm}^2 \\ - \text{Poteaux (30x30)} : 36 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

- 6% en zone recouvrements : $\left\{ \begin{array}{l} - \text{Poteaux (30x40)} : 72 \text{ cm}^2 \\ - \text{Poteaux (30x30)} : 54 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

- Le diamètre minimum est : $\varnothing 12 \text{ mm}$

La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \varnothing$ en zone I et IIa ; $50 \varnothing$ en zone II_b et III.

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et IIa ; 20 cm en zone II_b et III.

❖ **Résultat des sollicitations :**

Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel ROBOT 2010 pour les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V. 11: Sollicitation (M, N,) Poteaux (30x40).

Poteaux (30x40)	N _{max} et M _{corr}		Combi -naons	N _{min} et M _{corr}		Combi -naons	M _{max} et N _{corr}		Combi -naons
	N	M		N	M		N	M	
	KN	KN.m		KN	KN.m		KN	KN.m	
RDC+1er	829.09	14.78	G+Q+EY	104.69	2.94	0.8G+EX	547.18	- 41.13	G+Q+EX
2eme+3eme	534.86	- 8.77	G+Q+EY	77.76	3.26	0.8G+EX	285.78	- 45.18	G+Q+EX
4eme+5eme	256.59	3.24	G+Q+EX	14.81	0.76	0.8G+EX	201.77	59.48	G+Q-EX

T_{Max} = 74.74 KN.

RDC+1^{ère} Etage

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	829,09	24,39	46,41	2,16	24,11	26,43
Barre	219	407	408	407	382	390
Noeud	182	973	29	973	43	987
Cas	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	104,69	-44,63	-49,34	-2,17	-41,13	-42,70
Barre	385	408	408	407	408	408
Noeud	959	29	977	25	977	29
Cas	17 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)

2^{ème}+3^{ème} Etage

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	534,86	45,68	52,25	2,89	44,59	35,62
Barre	550	693	693	694	693	671
Noeud	973	1973	1973	1477	1973	1459
Cas	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
MIN	77,76	-46,98	-54,04	-2,91	-45,18	-44,60
Barre	671	551	694	694	694	551
Noeud	1959	977	1977	1977	1977	977
Cas	17 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)

4^{ème}+5^{ème} Etage

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	256,59	50,37	49,79	3,17	59,48	40,39
Barre	824	836	836	837	836	248
Noeud	1988	230	230	231	1973	115
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	14,81	-27,89	-74,74	-3,19	-42,41	-42,45
Barre	274	837	836	837	836	243
Noeud	112	1977	1973	231	1973	87
Cas	17 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)

Tableau V. 12: Sollicitation (M, N,) Poteaux (30x30).

Poteaux (30x30)	N _{max} et M _{corr}		Combi -naons	N _{min} et M _{corr}		Combi -naons	M _{max} et N _{corr}		Combi -naons
	N	M		N	M		N	M	
	KN	KN.m		KN	KN.m		KN	KN.m	
RDC+1 ^{er}	580.44	0.11	G+Q-EY	183.07	5.32	0.8G+EX	375.46	-14.28	G+Q+EY
2 ^{ème} +3 ^{ème}	366.64	1.34	G+Q-EY	106.27	7.87	0.8G+EX	178.88	17.47	G+Q+EY
4 ^{ème} +5 ^{ème}	186.96	0.50	G+Q-EY	32.55	9.26	0.8G+EX	90.58	20.12	G+Q+EX

T_{Max} = 11.87 KN.

RDC+1^{ère} Etage

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	580,44	3,31	8,07	0,05	13,30	11,83
Barre	233	422	420	420	420	422
Noeud	197	32	22	22	970	980
Cas	16 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
MIN	183,07	-8,04	-8,04	-0,05	-13,26	-14,28
Barre	422	421	421	420	421	421
Noeud	980	26	26	22	974	26
Cas	17 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

2^{ème}+3^{ème} étage

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	366,64	3,90	10,69	0,07	17,08	17,47
Barre	564	708	706	708	707	708
Noeud	974	1480	1470	1480	1474	1980
Cas	16 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
MIN	106,27	-10,86	-10,65	-0,07	-17,16	-17,27
Barre	708	708	707	708	706	708
Noeud	1980	1480	1474	1480	1470	1480
Cas	17 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

4^{ème}+5^{ème} étage

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	186,96	3,62	11,87	0,07	20,12	19,02
Barre	850	851	278	851	278	280
Noeud	1974	1980	244	1980	98	108
Cas	16 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
MIN	32,55	-11,70	-11,73	-0,07	-19,86	-18,44
Barre	280	280	279	851	279	280
Noeud	108	246	245	1980	102	246
Cas	17 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)

❖ Exemple de calcul : Poteaux (30x40)

a) 1er cas : *N max et M corr*

$$N = 829.09 \text{ kN}$$

$$M = 14.78 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e = e_1 + e_2 \rightarrow e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricités global du premier ordre.

e_2 : excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_0 : excentricité de la résultante.

e_a : excentricités accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{14.78}{829.09} = 0.0178 \text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité accidentelle :**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1.28 \text{ cm}) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

L : longueur de la pièce.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0178 + 0.02 = 0.0306 \text{ m}$$

- **Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.20 = 2.24 \text{ m}$$

$$\frac{2.24}{0.40} \leq \max \left(15; 20 \frac{0.0306}{0.40} \right) \rightarrow 5.60 \leq \max(15; 1.53)$$

$$\rightarrow 5.60 \leq 15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les effets du second ordre peuvent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$M_G = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 0.28 \text{ KN.m}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times 2.24^2}{10^4 \times 0.4} (2 + (0.81 \times 2)) = 0.013 \text{ m}$$

ϕ : Généralement on prend $\phi = 2$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{1.22}{1.22 + 0.28} = 0.81$$

Donc :

$$e = e_1 + e_2 = 0.0306 + 0.013 = 0.0426 \text{ m} = 4.26 \text{ cm}$$

$$e = 4.26 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$M_{\text{corrigée}} = N \times e = 829.09 \times 0.0426 = 35.319 \text{ KN.m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section il faut vérifier la condition suivante :

$$N_U (d - d') - M_U \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$M_U = N_U (d - \frac{h}{2} + e) = 829.09 (0.375 - \frac{0.40}{2} + 0.0426) = 180.40 \text{ KN.m}$$

$$829.09 \times (0.375 - 0.03) - 180.40 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}) \times 0.30 \times 0.40^2 \times 21.73 \times 10^3$$

$$105.63 \text{ KN.m} \leq 288.13 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{180.40 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.375)^2 \times 21.73} = 0.196 > 0.186 \text{ pivot B}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.275$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 33.37 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{180.40 \times 10^{-3}}{348 \times 0.333} 10^4 = 15.56 \text{ cm}^2$$

→ La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimale

$$A_{min} (BAEL) = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{1200 \cdot 2.10}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} (RPA) = 0.8\% \times B = 0.008 \times 1200 = 9.60 \text{ cm}^2$$

b) 2^{eme} cas : $N_{min} \Rightarrow M_{corr}$

$$N_{max} = 104.69 \text{ kN}$$

$$M_{corr} = 2.94 \text{ kN.M}$$

- Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{2.94}{104.69} = 0.028 \text{ m} = 2.80 \text{ cm}$$

$$e_0 \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

$$e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.81$$

$$e_2 = 0.013 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.028 + 0.02 = 0.048$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.048 + 0.013 = 0.178 \text{ m} = 17.80 \text{ cm}$$

$$e = 17.80 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_U (d - d') - M_U \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$M_U = M + N_U (d - \frac{h}{2}) = 2.94 + 104.69(0.375 - 0.20) = 18.83 \text{ kn.m}$$

$$104.69 (0.375 - 0.02) - 18.83 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.4}) \times 0.30 \times 0.40^2 \times 21.73 \times 10^3$$

$$18.33 \text{ KN.m} \leq 309.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{18.83 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.375)^2 \times 21.73} = 0.020 < 0.186 \text{ pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.025$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 33.75 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{18.83 \times 10^{-3}}{348 \times 0.3375} 10^4 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{BAEL}) = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1200 \times 2.10}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0.8\% \times B = 0.008 \times 1200 = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_s, A_{\min} (\text{BAEL}), A_{\min} (\text{RPA}))$$

c) 3eme cas : $N_{\text{corr}} \Rightarrow M_{\text{max}}$

$$N_{\text{corr}} = 547.18 \text{ kN}$$

$$M_{\text{max}} = 41.13 \text{ kN.m}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 \rightarrow e_1 = e_0 + e_2$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- Calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} = \frac{41.13}{547.18} = 0.075 \text{ m} = 7.51 \text{ cm}$$

- Calcul l'excentricité accidentelle :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1.28 \text{ cm}) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

L : longueur de la pièce.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.075 + 0.02 = 0.095 \text{ m}$$

- Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

If: Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.20 = 2.24 \text{ m}$$

$$\frac{2.24}{0.40} \leq \max\left(15; 20 \frac{0.095}{0.40}\right) \rightarrow 5.425 \leq \max(15; 4.25)$$

$$\rightarrow 5.6 \leq 15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les effets du second ordre peuvent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$M_G = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 0.28 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0.81$$

$$e_2 = 0.013 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.095 + 0.013 = 0.108 \text{ m} = 10.8 \text{ cm}$$

$$e = 10.8 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$M_{\text{corr}} = N \times e_T = 547.18 \times 0.108 = 59.09 \text{ KN.m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u (d - d') - M_u \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$M_u = N_u (d - \frac{h}{2} + e_T) = 547.18 (0.375 - \frac{0.40}{2} + 0.108) = 36.66 \text{ KN.m}$$

$$547.18 \times (0.375 - 0.02) - 36.66 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.4}) \times 0.30 \times 0.40^2 \times 21.73 \times 10^3$$

$$157.58 \text{ KN.m} \leq 309.26 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{36.66 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.375)^2 \times 21.73} = 0.039 < 0.186 \text{ pivot } A \rightarrow A_s' = 0$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.049$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 36.76 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{36.66 \times 10^{-3}}{348 \times 0.3676} 10^4 = 2.86 \text{ cm}^2$$

La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimale

$$A_{\text{min}} (\text{BAEL}) = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1200 \times 2.10}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 0.8\% \times B = 0.008 \times 1200 = 9.60 \text{ cm}^2$$

→ $A_s = \max (A_{\text{cas1}} ; A_{\text{cas2}} ; A_{\text{cas3}})$

Tableau V. 13: Ferrailage longitudinal des poteaux.

Poteau		Section (cm ²)	$A_{s \text{ calculé}}$ (cm ²)	A_s min(BAEL) (cm ²)	A_s min(RPA) (cm ²)	A_s adpt (cm ²)	Choix d'armature
(30x40)	RDC+1 ^{er}	1200	15.56	6.30	9.60	16.08	8HA16
	2 ^{eme} +3 ^{eme}	1200	10.09	6.30	9.60	14.2	4HA16+4HA14
	4 ^{eme} +5 ^{eme}	1200	3.57	6.30	9.60	12.32	8HA14
(30x30)	RDC+1 ^{er}	900	8.61	4.72	7.2	9.05	8HA12
	2 ^{eme} +3 ^{eme}	900	5.26	4.72	7.2	9.05	8HA12
	4 ^{eme} +5 ^{eme}	900	2.61	4.72	7.2	9.05	8HA12

V.3.2. La section d'acier maximale :

- Poteau(30x40)

Selon BAEL91mod 99 :

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 5\% \times 30 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

Selon RPA99/Version2003 [1].

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

En zone recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures finales :

$$A_f = \max (A_{\text{calculée}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}}) = 9.60 \text{ cm}^2$$

- Poteau(30x30)

Selon BAEL91mod 99[2].

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 5\% \times 30 \times 30 = 45 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

Selon RPA99/Version2003 :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

En zone recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures finales :

$$A_f = \max (A \text{ calculée} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}}) = 7.2 \text{ cm}^2$$

V.3.3. Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 74.74 \text{ KN}$$

$$h_1 = 40 \text{ cm}$$

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

: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5, \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = (7.46 \text{ ou } 5.60) = 7.46 > 5 \rightarrow \rho = 2.5$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

❖ Zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10 \phi_l, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

$$t \leq \min (10 \times 1.4, 15\text{cm})$$

$$t \leq 14 \text{ cm} \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

❖ Zone courante :

$$t' \leq 15 \phi_l \text{ en zone IIa}$$

$$t' \leq 21 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 100 \times \frac{2.5 \times 74.74 \times 10^3}{400 \times 400} = 116,78 \text{ mm}^2 = 1,16 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{t \times b_1} = 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\lambda_g \geq 5 : A_{t \min} = 0.3\% (t \times b_1) \rightarrow A_{t \min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{t \min}) = \max (1.16 \text{ cm}^2 ; 0.9 \text{ cm}^2), \text{ donc on adopte } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 14: Sections des armatures transversales.

Section (cm ²)	Poteau (30x40)	Poteau (30x30)
$\Phi_{\min}$ (cm)	1,4	1,2
l_f (cm)	2.24	2.24
λg	7.46	7.46
V_u (KN)	74.74	11.87
L_{rec} (cm)	70	60
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15
ρ	2.5	2.5
A_t (cm ²)	1.16	0.24
$A_{t\min}$ (cm ²)	0.9	0.9
$A_{t\text{adop}}$ (cm ²)	4HA8=2.01	4HA8=2.01

✓ On adopte pour tous les étages : 4T8 = 2.01 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\diamond \phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} \rightarrow 8 \geq 5.33 \dots \dots \dots \text{Cv.}$$

V.3.4. Vérifications :

V.3.4.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, d'après (article B.8.4.1.P156) [1], il nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

Les poteaux ont le même élancement, avec une longueur de $l_0 = 3.20$ m et un effort normal égal à 829.09 KN.

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1) [3]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) \text{ avec } \lambda = \sqrt{12} \times \frac{I_f}{b}$$

$$I_f = 0.7 \times I_o \Rightarrow I_f = 0.7 \times 320 = 224 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{224}{30} \rightarrow \lambda = 25.86 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{25.86}{35} \right)^2} = 0.76$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1046 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \gamma_s = 1.15 \rightarrow A_s = 16.08 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.76 \times \left[\frac{0.1046 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1608 \times \frac{400}{1.15} \right] = 1897.82 \text{ KN}$$

$$N_U = 829.09 \text{ KN} < \bar{N}.$$

✓ Donc pas de risque de flambement.

Tableau V. 15: Vérification au flambement.

Poteau		N_u (KN)	I_f (cm)	α	λ	A_s (mm ²)	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	Condition
(30x40)	RDC+1er	829.09	224	0.76	25.86	1608	104600	1897.82	vérifiée
	2eme+3eme	534.86	224	0.76	25.86	1420	104600	1847.52	vérifiée
	4eme+5eme	256.59	224	0.76	25.86	1232	104600	1797.82	vérifiée
(30x30)	RDC+1er	580.44	224	0.76	25.86	905	78400	1342.64	vérifiée
	2eme+3eme	366.64	224	0.76	25.86	905	78400	1342.64	vérifiée
	4eme+5eme	186.96	224	0.76	25.86	905	78400	1342.64	vérifiée

V.3.4.2. Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 révision 2003 (Article 7.4.3.2)[4]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 16: Vérification aux sollicitations tangentielles.

Section (cm ²)	lf (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	obs
(30x40)	2.24	7.46	0.075	37.5	74.74	0.664	1,875	vérifiée
(30x30)	2.24	7.46	0.075	28.5	11.87	0.138	1.875	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 [4] sur les sollicitations tangentielles est vérifiée.

COFF POT(30x30)

FERR

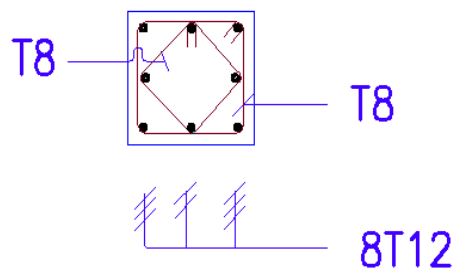
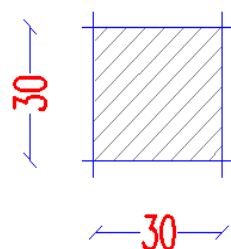
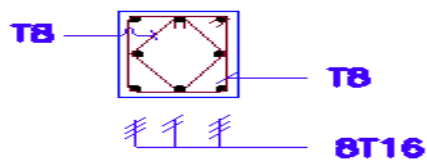
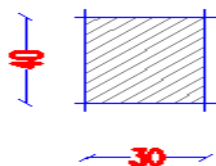


Figure V. 3: Schéma de ferrailage poteau(30x30).

COFF POT
30x40

FERR POT
RDC&1ereETAGE



FERR POT
2eme&3emeETAGE

FERR POT
4eme&5emeETAGE

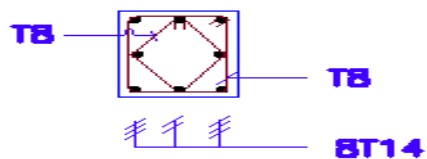
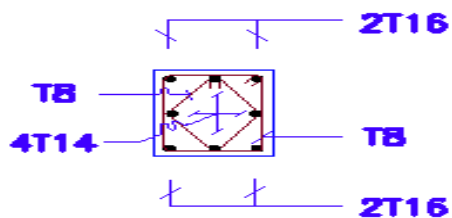


Figure V. 4: Schéma de ferrailage poteau (30x40).

V.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont soumis à des forces verticales « charges permanentes et surcharges d'exploitations » et à des forces horizontales « séisme ». Leur ferrailage s'effectuera selon le règlement CBA.93 [3] et règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché D.T.R : B.C.2.42 [7] et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 [4]. Ils sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant ramenant aux sollicitations suivant :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

On devra disposer les armatures suivantes :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

V.4.1 Ferrailage des voiles :

V.4.1.1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

A : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :

$$V' = V = \frac{L \text{ voile}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par ; CBA [3] RPA 99 version [4].

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} l_c \right\}$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

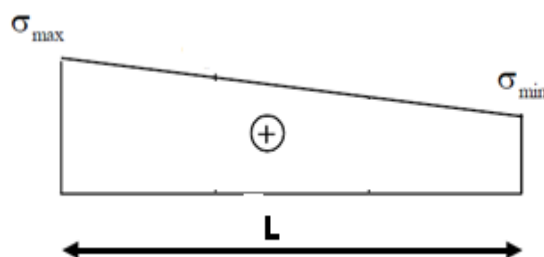
$$l_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times l$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ Section entièrement comprimée :

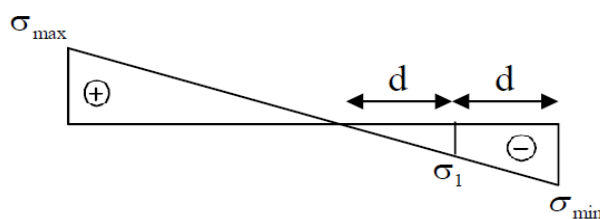
Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression, la section d'acier sera celle exigée par le règlement parasismique algérien RPA 99 V 2003 [4] .



❖ Section partiellement comprimée :

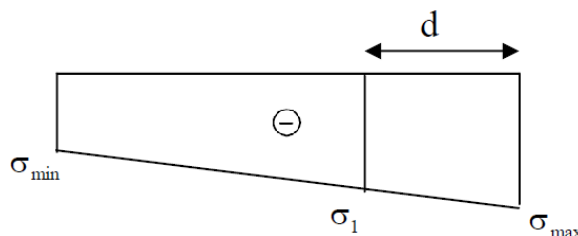
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



❖ Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



V.4.1.2 Armature vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il pourra reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99(Art 7.7.4.1) et décrites ci-dessous [4] :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + (B \cdot f_{c28})}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

❖ **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

V.4.1.3 Armatures minimales :

❖ **Compression du béton :**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

B : section du béton comprimée.

❖ **Traction simple :**

$$A_{min} \geq \frac{B \cdot x_{ft28}}{f_e}$$

B = section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

V.4.1.4 Exigences de RPA 99 révisé 2003 [4].

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.
- En zone courantes 0,10 %.

V.4.1.5 Armature horizontale :

D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_H \geq 15 \% \times B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10 Ø **RPA99/2003 (art. 7.7.4.2) [4]**.
- Dans le cas où il existe des serres de rigidité. Les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des serres permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.4.1.6 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 [4]. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.4.1.7 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{T}{F_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.4.1.8 Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003 [4], l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5 \times e, 30\text{cm})$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

V.4.1.9 Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- ❖ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.1.10 Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{L}{10}$ de l'épaisseur du voile.

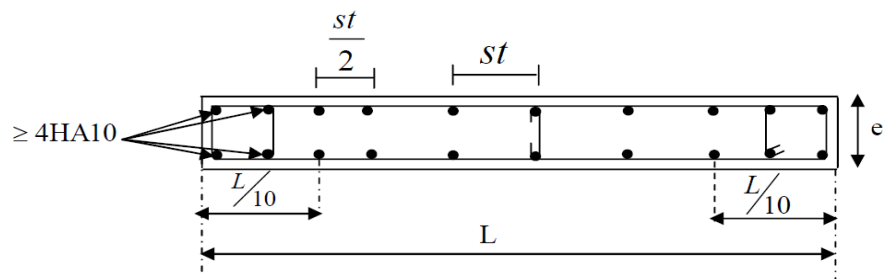


Figure V. 5:Disposition des armatures verticales dans les voiles.

V.4.1.11 Combinaisons :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**) [4] , les combinaisons réussies pour les voiles sont les suivantes [3] :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

V.4.2 Vérification :

V.4.2.1 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma b} \text{ avec :}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + (15.A)} \quad \text{et} \quad \overline{\sigma b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

V.4.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 [4].

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} \\ \tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} \end{cases}$$

$$T = 1.4xV_{u.calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 [1].

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Détermination des sollicitations : D'après ROBOT 2010 :

Tableau V. 17: Sollicitations de calcul (voile plein).

			Voile «V1» sen Y-Y	Voile «V2» sen Y-Y	Voile «V3» sen X-X	Voile «V4» sen X-X
L (m)			3.45	3.80	3.80	1.85
e (m)			0.20	0.20	0.20	0.20
H _{etage} (m)			3.20	3.20	3.20	3.20
RDC + 1 ^{er} ETA	N _{MIN}	N _{min} (T)	-173.96	-166.86	40.46	34.24
		M _{cor} (T.M)	151.90	187.48	203.68	53.91
		V _u (T)	46.10	64.73	87.24	10.97
	M _{MAX}	N _{cor} (T)	-155.32	327.78	11.37	130.56
		M _{max} (T.M)	152.94	194.37	314.88	63.91
		V _u (T)	45.72	81.37	54.68	19.56
	N _{MAX}	N _{max} (T)	307.54	327.78	248.84	130.56
		M _{cor} (T.M)	148.00	194.37	304.37	63.91
		V _u (T)	49.75	81.37	58.76	19.56
2eme	N _{MIN}	N _{min} (T)	-88.08	-64.36	35.25	32.51
		M _{cor} (T.M)	78.63	99.84	54.61	11.34

	M _{MAX}	V _u (T)	50.45	67.91	28.07	3.98	
		N _{cor} (T)	-74.94	193.81	197.48	88.54	
		M _{max} (T.M)	79.19	102.67	112.70	21.61	
		V _u (T)	50.45	69.75	52.00	10.57	
	N _{MAX}	N _{max} (T)	181.35	193.81	203.85	88.54	
		M _{cor} (T.M)	76.33	102.67	108.59	21.61	
		V _u (T)	48.98	69.75	50.08	10.57	
	4eme + 5eme ETA	N _{MIN}	N _{min} (T)	-16.70	-16.56	25.83	12.03
			M _{cor} (T.M)	21.79	29.36	1.10	5.18
V _u (T)			31.94	39.31	2.73	2.33	
M _{MAX}		N _{cor} (T)	66.38	-8.95	83.67	44.34	
		M _{max} (T.M)	22.20	29.42	35.36	9.56	
		V _u (T)	29.19	37.80	18.62	7.36	
N _{MAX}		N _{max} (T)	66.38	69.64	90.53	47.30	
		M _{cor} (T.M)	22.20	28.87	30.51	4.76	
		V _u (T)	29.19	39.76	21.05	9.56	

❖ Exemple d'application 01 (Sens y-y) :

On va choisir le voile plein le plus sollicité.

$$L=3.45\text{m}; e= 0.20 ; A= 0.20 \times 3.45 = 0.69 \text{ m}^2 ; I= ex \frac{L^3}{12} = 0.685 \text{ m}^3 ; V=L / 2 = 1.725\text{m}$$

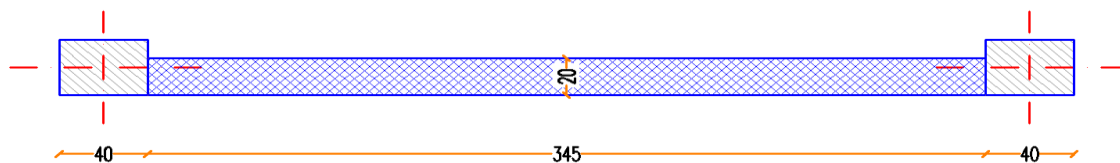


Figure V. 6:Dimensions du voile V1.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{-173.96}{0.69} + \frac{151.91 \times 1.725}{0.684} = +130.41 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{-173.96}{0.69} - \frac{151.91 \times 1.725}{0.684} = -634.64 \text{ t/m}^2$$

σ_{max} et σ_{min} sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction :

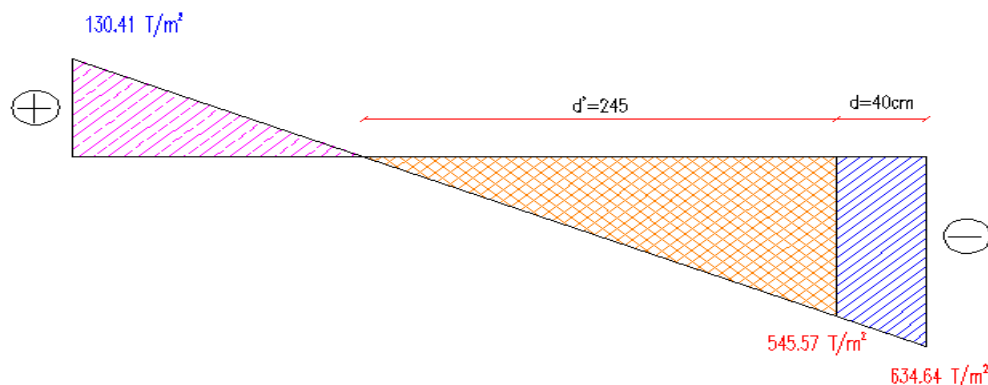


Figure V. 7: Diagramme des contraintes V1.

❖ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_c = L \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 0.60 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.45 - 0.60 = 2.85 \text{ m}$$

$$d = \min [h_e/2 ; (2/3) L_c] = 0.40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

On prendra :

$$1^{\text{ère}} \text{ bande } d = 0.40 \text{ m}$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande } d' = 2.45 \text{ m}$$

❖ **Le ferrailage de la 1^{ère} bande :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \cdot (L_t - d) / L_t = 634.64 \cdot (2.85 - 0.40) / 2.85 = 545.57 \text{ T/m}^2$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_1) \cdot d \cdot e = \frac{1}{2} (634.64 + 545.57) \times 0.40 \times 0.20 = 47.21 \text{ T}$$

La section d'acier à mettre pour 1^{ère} bande est :

$$A_1 = N_{u1} / \sigma_s = (47.21 \times 10^2) / 400 = 11.80 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ Mpa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d \times e = 0.002 \times 40 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d \times e) \times f_{t28} / f_e = 40 \times 20 \times 2.10 / 400 = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{S1} = 11.80 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 4 \text{ T14} = 12.32 \text{ cm}^2$$

❖ **Le ferrailage de la 2^{ème} bande :**

$$\sigma_2 = \sigma_{\min} \cdot (LT - d - d') / LT = 634.64 \cdot (2.85 - 0.40 - 2.45) / 2.85 = 0.00 \text{ t/m}^2$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_2) \cdot d' \cdot e = \frac{1}{2} (545.57 + 0.00) \times 2.45 \times 0.20 = 133.65 \text{ T}$$

La section d'acier à mettre pour 2^{ème} bande est :

$$A_2 = N_{u2} / \sigma_s = (133.65 \times 102) / 400 = 33.42 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times d' \times e = 0.002 \times 245 \times 20 = 9.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = (d' \times e) \times f_{t28} / f_e = 245 \times 20 \times 2.10 / 400 = 25.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{S2} = 33.42 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2 \times 16 \text{ T12} = 36.19 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{S1} + A_{S2} = 12.32 \text{ cm}^2 + 36.19 \text{ cm}^2 = 48.51 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement :**

- $St \leq \min (1.5e; 30) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$
- Soit : $St = 15 \text{ cm}$ Dans la zone courante.
- $Sa = St/2 = 7.5 \text{ cm}$ dans la zone d'environ

Remarque :

Cette section d'armature concerne la cote de la zone tendue. Il faut mettre la même section de ferrailage dans l'autre cote de la section.

❖ **Armatures horizontales :**

d'après le BEAL 91[1] :

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{48.51}{4} = 12.13 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 [4] .

$$A_H \geq 0.15 \% \times B = 15 \times 280 \times 20 = 8.40 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 18 \text{ HA10} = 28.27 \text{ cm}^2$ soit : 6HA10/ml avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{F_e}$$

$$\text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

$$V_u = 46.10 \text{ T} \quad \bar{V} = 1,4 \times 46.10 = 64.54 \text{ T} = 0.646 \text{ MN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{0.646}{400} = 0.001775 \text{ m}^2 = 17.75 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

d'après le BAEL 91[1] .

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{46.10 \times 100}{20 \times 0.9 \times 320} = 0.86 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.86 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

d'après le RPA99 révisé 2003 [4]:

$$\tau_b \leq T_b \rightarrow T_b = \frac{\bar{V}}{b \times d}$$

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

$$V_u = 46.10 \text{ T} \quad \bar{V} = 1,4 \times 46.10 = 64.54 \text{ T} = 0.646 \text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{64.54 \times 100}{20 \times 0.9 \times 320} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.20 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec : } \sigma_b = \frac{N_s}{B+(15.A)} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+(15.A)} = \frac{76.11 \times 10^{-2}}{0.69 + (15 \times 0.004851)} = 0.997 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.997 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C V$$

❖ Exemple d'application 02 :

On va choisir le voile plein le plus sollicité.

➤ Sens x-x :

$$L=3.45\text{m}; e=0.20; A=0.20 \times 3.80 = 0.76 \text{ m}^2; I=e^3/12 = 0.9145 \text{ m}^3; V=L/2 = 1.90 \text{ m}$$

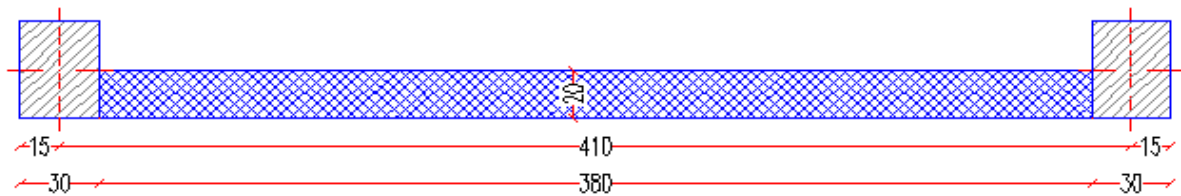


Figure V. 8: Dimensions du voile V3.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{+197.48}{0.76} + \frac{112.70 \times 1.90}{0.9145} = +493.98 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{+197.48}{0.76} - \frac{112.70 \times 1.90}{0.9145} = +25.70 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$ sont de signes positif (+), donc la section du voile est Entièrement Comprimée.

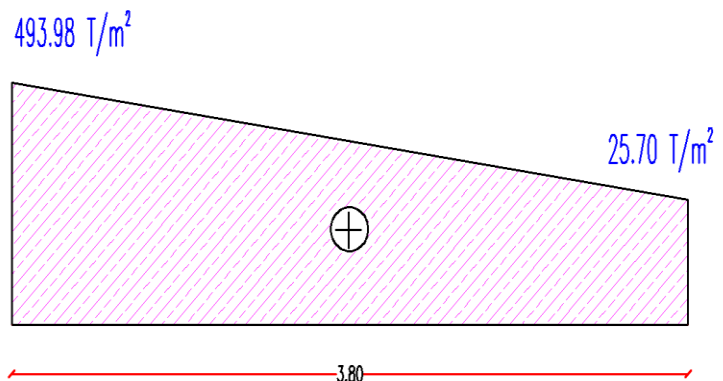
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1847.83 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 493.98 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{\max} < f_{bu} \dots\dots\dots C V$$

❖ Le ferrailage :

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.2 \% \times L \times e = 0.002 \times 380 \times 20 = 15.20 \text{ cm}^2$$



Donc : $A_s = 33.42 \text{ cm}^2$ soit $2 \times 25 \text{ T10} = 39.27 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement :**

$$St \leq \min(1.5e; 30) \text{ cm} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

❖ **Armatures horizontales :**

D'après le BEAL 91 [1]:

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{39.27 \text{ cm}^2}{4} = 9.82 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003[4] :

$$A_H \geq 0.15 \% \times B = 15 \times 280 \times 20 = 8.40 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 18 \text{ HA08} = 18,10 \text{ cm}^2$ soit : 6HA8/ml avec: $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$V_u = 520 \text{ KN}$$

D'après le BAEL 91 [1].

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{520 \times 10^3}{20 \times 0.9 \times 320} = 0.90 \text{ MPa}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \times 25 / 1.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.90 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\bar{\tau}_b \leq \tau_b \longrightarrow \tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d}$$

b : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

$$V_u = 52.00 \text{ T} \quad \bar{V} = 1,4 \times 52.00 = 72.80 \text{ T} = 0.728 \text{ MN}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} = \frac{72.80 \times 100}{20 \times 0.9 \times 320} = 1.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5.00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec : } \sigma_b = \frac{Ns}{B + (15.A)} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{Ns}{B + (15.A)} = \frac{45.66 \times 10^{-2}}{0.76 + (15 \times 0.003927)} = 0.598 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.598 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Nous avons les trois « 3 » types des voiles et avec la même méthode ont obtenu les résultats :

Tableau V. 18: Résultats du ferrailage vertical voiles (RDC +1ereETA).

	voile« V2 »	voile« V3 »	voile« V4 »
Effort normal (t)	-166.86	40.46	34.24
Moments flexion (t.m)	187.48	203.68	53.91
61 (t/m2)	120.20	412.84	565.09
62 (t/m2)	-517.49	-314.16	-380.01
Lt(m).	3.41	1.77	0.74
Effort de traction Ft(t).	176.38	55.66	28.27
Av	44.09	13.92	7.07
Ah	11.02	3.48	1.77
ARPA = 0,2%.e.Lt	13.64	7.08	2.96
Amin= 0.1%.e.L (cm2).	8.40	8.40	3.70
Amin= 0,15%.e.L	12.60	12.30	5.55
st	15	15	15
Choix de barres (Par nappe)	26HA12	25HA10	12HA12
A ADAPTE	29.41	19.63	13.57

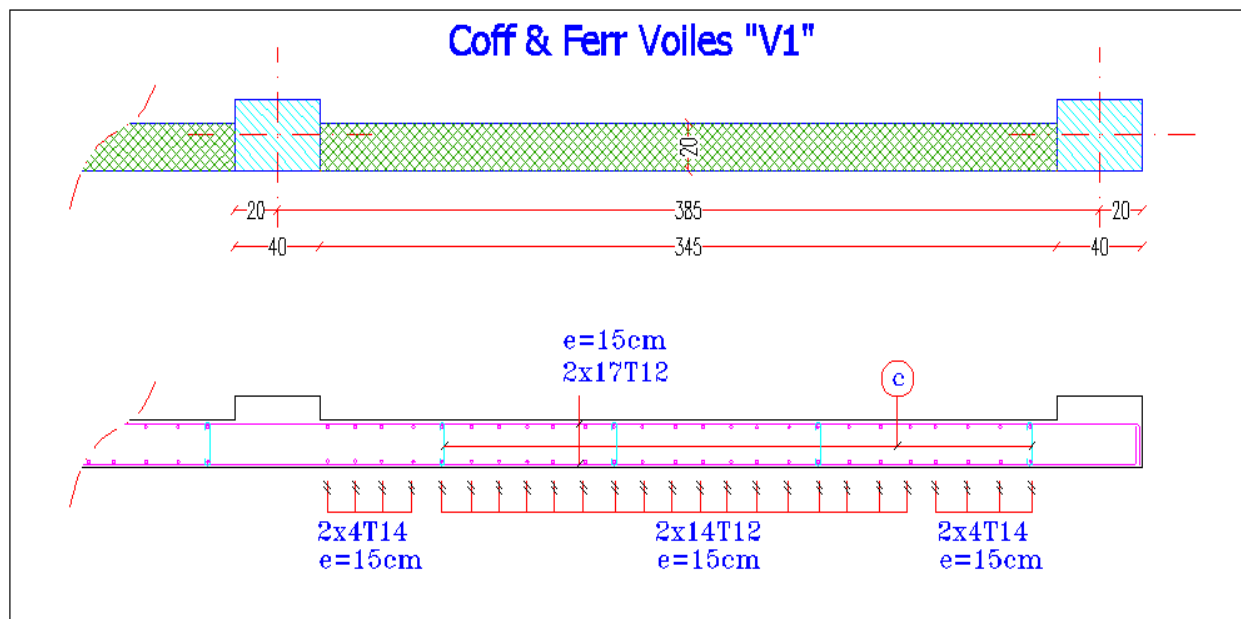


Figure V. 9: schéma de ferrailage de voiles sens yy.

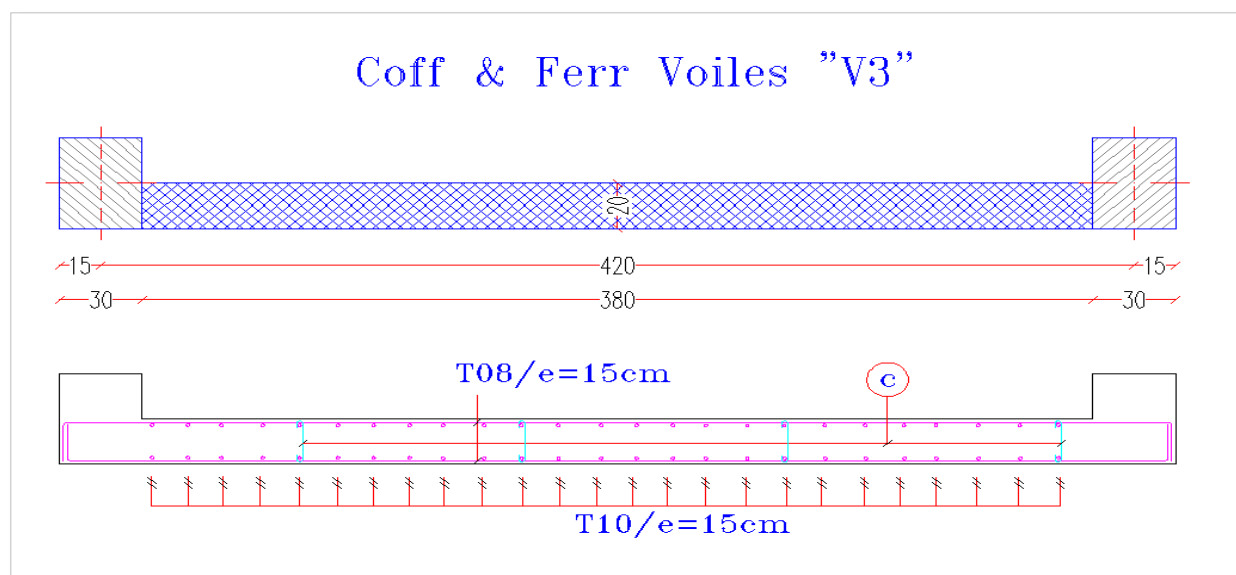


Figure V. 10: schéma de ferrailage de voiles sens xx.

V.4.3. Ferrailages des linteaux : Selon RPA : [4]

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 \times V_u$

V.4.3.1 Premier cas :

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al)
- des aciers transversaux (At)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

a) Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_1 \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$Z = h - 2d'$ où h est la hauteur totale du linteau d' est la distance d'enrobage

M: moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V}$)

b) Aciers transversaux :

a)Premier sous - cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$)

On a :

$$s \leq \frac{At \cdot f_e \cdot Z}{\bar{V}}$$

où s = espacement des cours d'armatures transversales.

At = section d'un cours d'armatures transversales

$$Z = h - 2d'$$

$\bar{V}$ = effort tranchant dans la section considérée

$$\bar{V} = 1.4 V_{\text{calcul}}$$

l = portée du linteau

b) deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

on doit avoir :

$$s \leq \frac{At.f_e.Z}{V + At.f_e}$$

$$V = \min(V_1, V_2)$$

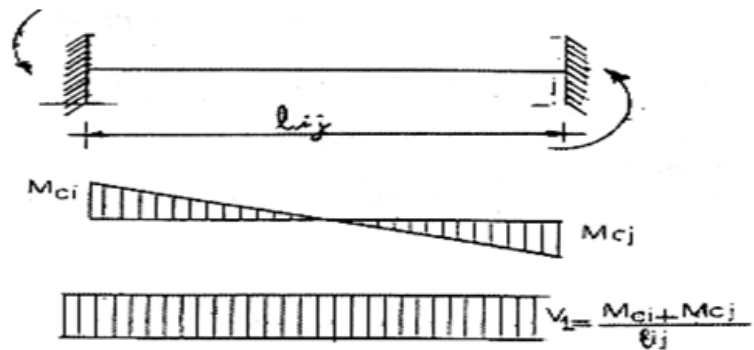
$$V_2 = 2V_u \text{ calcul}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l.f_e.z$$

$$Z = h - 2d'$$

**V.4.3.2 Deuxième cas :**

$$\tau_b > 0,06 f_{c28}$$

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales AD à disposer obligatoirement (voir figure V.9)

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} \quad (\text{voir Figure V.9})$$

$$V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration)}$$

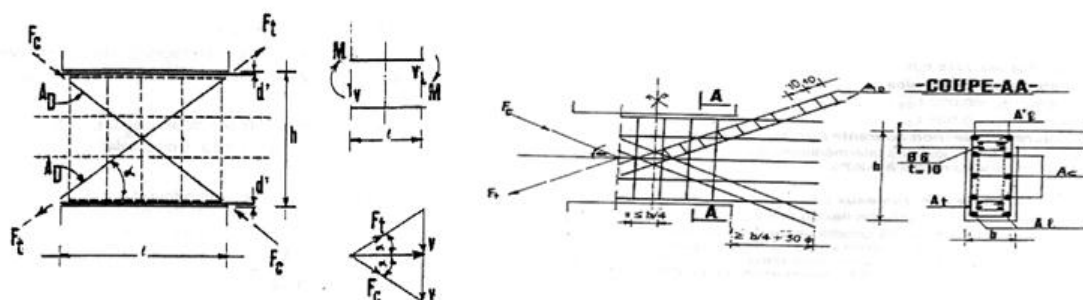


Figure V. 11: Efforts dans les bielles du linteau.

V.4.4 Ferrailage minimal :**a) Armatures longitudinales :**

$$(A_l, A_l') \geq 0,0015.b.h \quad (0,15\%)$$

b) Armatures transversales :

$$\text{- pour } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} : \quad A_t \geq 0,0015.b.s. \quad (0,15\%)$$

$$\text{- pour } \tau_b > 0,025 f_{c28} : \quad A_t > 0,0025.b.s. \quad (0,25\%)$$

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20

Tableau V. 19: Sollicitations de calcul (Linteaux).

		Linteaux «L1»
L (m)		1.15
b (m)		0.20
H (m)		1.00
RDC +1 ^{ere} ETA	Vu (T)	36.36
2 ^{eme} ETA +3 ^{eme} ETA	Vu (T)	35.39
4 ^{eme} ETA +5 ^{eme} ETA	Vu (T)	29.36

➤ Exemple d'application :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 \times V_u = 36.36 \times 1.4 = 50.91 \text{ T}$

$$d = 0.9xh = 0.9 \times 1.00 = 0.90 \text{ m}$$

$$\tau_b = \frac{50.91 \times 10^{-2}}{0.20 \times 0.90} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$0,06 f_{c28} = 1.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.83 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1.50 \text{ MPa} \Rightarrow A_D \neq 0$$

▪ **Armatures diagonales : « A_D »**

$$A_D = \frac{V}{2x f_{ex} \sin \alpha}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = 0.83 \Rightarrow \alpha = 39.56^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 0.64$$

$$A_D = \frac{36.36 \times 10^{-2}}{2 \times 400 \times 0.64} = 0.00071 \text{ m}^2 = 7.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{D \min} = 15\% \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{D \text{ Adoptée}} = 2 \times 4T14 = 12.32 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures longitudinales : « A_l ; A_l' »**

$$A_l = A_l' = 15\% \times b \times h = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{l \text{ Adoptée}} = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures de peau : « A_c »**

$$A_c = 20\% \times b \times h = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{c \text{ Adoptée}} = 2 \times 4T10 = 6.28 \text{ cm}^2$$

▪ **Armatures transversales : « A_t »**

- pour $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015.b.s.$

- pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025.b.s$

$$0,025 f_{c28} = 0.025 \times 25 = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28}$$

$$A_t > 0,0025.b.s$$

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

S = Escapement.

$$\text{Escapement minimal} = H/4 = 100/4 = 25 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t > 0,0025 \times 20 \times 15 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ Adoptée} = 7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$$

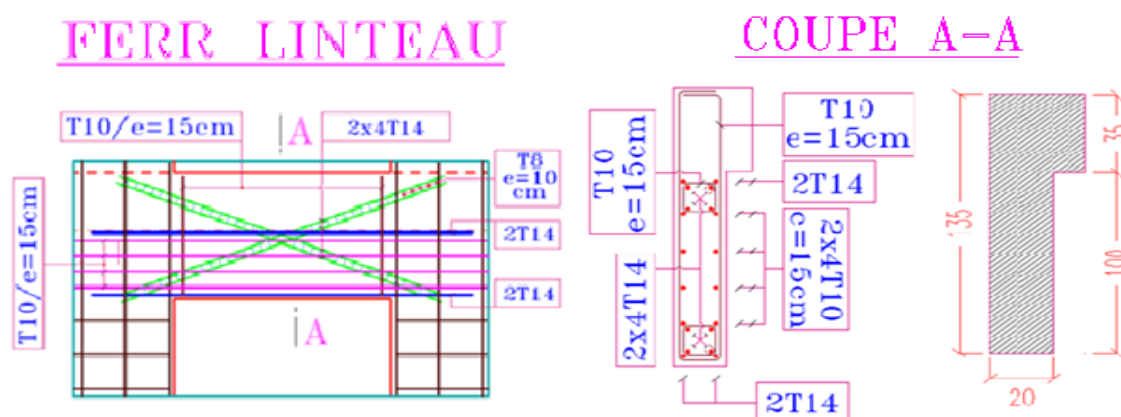


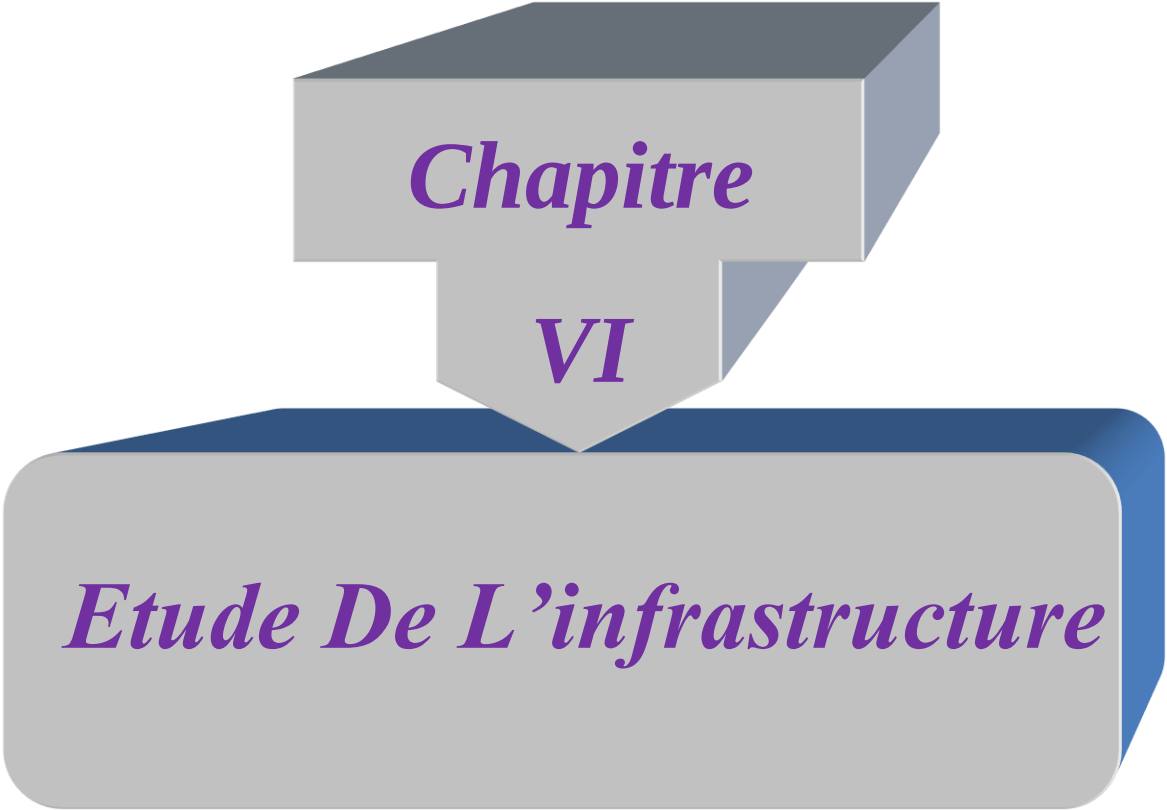
Figure V. 12: schéma de ferrailage des linteaux.

V.5. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

En outre que la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.



Chapitre

VI

Etude De L'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple). Donc c'est une tâche essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation pour une assise rigide assurant une bonne répartition des charges.

VI.2 Les différents types de fondations :

Il existe deux types de fondation selon la profondeur d'action :

VI.2.1. Fondation superficielle en béton armé :

Constituées par des semelles isolées, des semelles filantes, et de radiers généraux transmettent les charges à une couche de sol résistante de faible profondeur ($D/B \leq 1.5$).

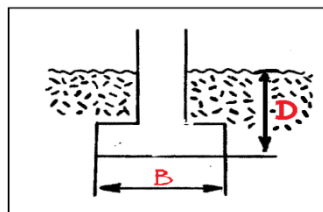


Figure VI. 1: Semelle isolée

VI.2.2. Fondation Profondes et semi Profondes :

Elles sont constituées par des pieux ou des barrettes qui sont des parois moulées porteuses dont le comportement est comparable à celui des pieux coulés en place sans tubage, transmettent les charges à une couche de sol résistante de grande profondeur.

VI.3 Justification pour le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques de sol.
- Type de la structure
- La charge transmise au sol
- L'aspect économique.

VI.3.1 Combinaisons de calcul :

D'après la réglementation, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le BAEL91 : } \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \quad [1]$$

$$\text{D'après le RPA99 : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases} \quad [4] \text{ (Art. 10.1.4.1)}$$

VI.3.2 Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\text{adm}} (\text{ELU}) = \frac{q_u^{\text{reel}}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{\text{adm}} (\text{ELS}) = \frac{q_u^{\text{reel}}}{\gamma_q} = 1.80 \text{ bar} \quad (\text{annexe 3}) \quad \text{Avec :}$$

γ_q : coefficient de sécurité sous les différents états limites

$$\gamma_q = 2 \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

$$\gamma_q = 3 \dots \dots \dots (\text{ELS})$$

Donc :

$$\sigma_{\text{ELS}} = \frac{q_u^{\text{reel}}}{3} \rightarrow q_u^{\text{reel}} = 3 \times \sigma_{\text{ELS}}$$

$$\sigma_{\text{ELU}} = \frac{q_u^{\text{reel}}}{2} \rightarrow q_u^{\text{reel}} = 2 \times \sigma_{\text{ELU}}$$

$$\sigma_{\text{ELU}} = \frac{3}{2} \sigma_{\text{ELS}}$$

$$\sigma_{\text{ELU}} = \frac{3}{2} \times 1.80 \text{ bar} = 2.7 \text{ bar}$$

VI.4 Choix type de fondation :**VI.4.1 Vérification de la semelle isolée**

Nous allons procéder à une 1^{ère} vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec ;

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT 2010 » (poteau le plus sollicité) $\rightarrow N_{\text{ser}} = 829.10 \text{ KN}$

S : Surface d'appui de la semelle $= A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{\text{sol}} = 1.80 \text{ bars}$ (annexe 4)

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} A$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.40}{0.30} \times \frac{829.10}{180}} \cong 2.50 \text{ m}$$

Nous allons procéder à une 2^{ème} vérification concernant l'interférence entre deux semelles. Il faut vérifier que ($L_{\min} \geq 1.5 B$) tel que : $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

$$\text{On a : } 1.5 B = 1.5 \times 2.5 = 3.75 \text{ m} > L_{\min} = 2.75 \text{ m}$$

❖ Commentaire :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.4.2 Vérification de la semelle filante :

On suppose que la force axiale empêchant la superstructure vers les fondations est appliquée au centre de gravité (C.D.G) des fondations. Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S_s} \geq \sigma_{sol} \rightarrow S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte de sols $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ kn/m}^2$ (annexe 4)

N : effort normale appliqué sur la fondation à l'ELS ($N = 31892.04 \text{ KN}$ obtenu par le logiciel « ROBOT 2010 »)

S_s : surface de la fondation

Nous allons procéder à une 1^{ère} vérification telle que :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

S_t : la surface totale du bâtiment

S_s : la surface des semelles

La surface totale nécessaire est :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{31892.04 \text{ kn}}{180 \text{ kn/m}^2} = 177.178 \text{ m}^2$$

$$S_t = 395 \text{ m}^2$$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

$$\frac{177.178}{395.00} = 0.45 = 45\% < 50\% \dots \dots \dots CV$$

Donc on est dans le cas d'une semelle filante.

VI.4.3 Dimensionnement de la semelle :

VI.4.3.1 largeur « B » :

La files des poteaux le plus sollicité

$$B = \frac{N_{ser}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3082.36 \times 10^{-3}}{17.60 \times 0.18} = 0.97 \text{ m}$$

$$B = \frac{N_{acc}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3106.94 \times 10^{-3}}{17.60 \times 0.18 \times 1.50} = 0.66 \text{ m}$$

On prend : B = 1,40m

❖ Calcul σ_{moy} :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma_{moy} = \frac{N}{B \times L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) & \text{si } e \leq \frac{L}{6} \quad [7] \\ \sigma_{moy} = \frac{2N}{3Bx\left(\frac{L}{2} - e\right)} & \text{si } e > \frac{L}{6} \quad [7] \end{array} \right.$$

$$e = \frac{\sum(N_i \times X_i + M_i)}{\sum N_i} - \frac{L}{2}$$

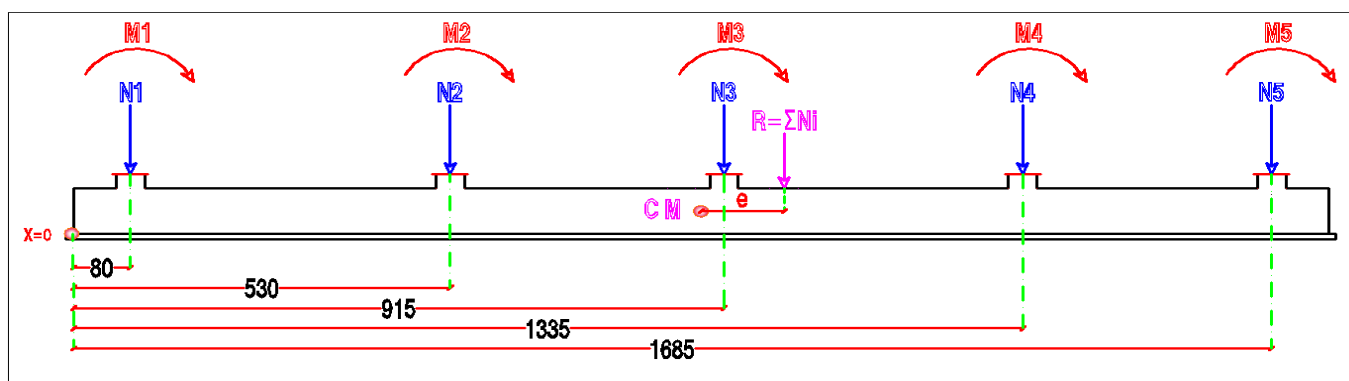


Figure VI. 2: Semelle filante.

Tableau VI . 1: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELS"

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	718,98	0,80	575,18	1,41	3522,23	29221,58	17,65	1,40	0,53	155,35	180,00	VER
B	511,40	5,30	2710,42	1,74								
C	673,13	9,15	6159,14	0,60								
D	405,52	13,35	5413,69	1,40								
E	454,60	16,85	7660,01	3,37								
Poid S+ Remb	758,60	8,825	6694,62	0,00								

Tableau VI . 2: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a "ELU"

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	982,02	0,80	785,62	2,01	4533,21	37423,84	17,65	1,40	0,57	201,22	270	VER
B	700,17	5,30	3710,90	2,41								
C	922,70	9,15	8442,71	0,84								
D	552,18	13,35	7371,60	2,94								
E	617,54	16,85	10405,55	4,65								
Poid S + Remb	758,60	8,825	6694,62	0,00								

Tableau VI . 3: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " G+Q+EY "

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	692,52	0,80	554,02	4,75	3546,54	30074,01	17,65	1,40	0,35	151,95	270,00	VER
B	504,65	5,30	2674,65	9,10								
C	679,91	9,15	6221,18	6,75								
D	416,44	13,35	5559,47	8,70								
E	494,42	16,85	8330,98	9,80								
id-P S + Remb	758,60	8,825	6694,62	0,00								

Tableau VI . 4: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " G+Q-EY "

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	745,40	0,80	596,32	7,56	3485,30	28265,97	17,65	1,40	0,71	158,19	270	VER
B	515,5	5,30	2732,15	5,52								
C	665,45	9,15	6088,87	7,95								
D	389,10	13,35	5194,49	5,89								
E	411,25	16,85	6929,56	3,05								
Poid-P S + Remb	758,60	8,825	6694,62	0,00								

Tableau VI . 5: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " 0.8G +EY "

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	487,80	0,80	390,24	5,6	2716,44	23336,63	17,65	1,40	0,23	114,31	270,00	VER
B	340,92	5,30	1806,88	8,37								
C	467,60	9,15	4278,54	6,96								
D	290,82	13,35	3882,45	8,15								
E	370,70	16,85	6246,30	8,53								
Poid-P S + Remb	758,60	8,82	6694,62	0,00								

Tableau VI . 6: Vérifications « σ_{moy} » et largeur « B » a " 0.8G -EY "

Axe	Ni(kn)	Xi(m)	Ni*Xi (kn*m)	Mi (kn*m)	ΣNi (kn)	$\Sigma(Ni*Xi + Mi)$ (kn*m)	L(m)	B(m)	e(m)	σ_{moy} (kn/m ²)	σ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	540,67	0,80	432,54	6,71	2655,17	21531,31	17,65	1,40	0,72	120,53	270,00	VER
B	351,77	5,30	1864,38	6,16								
C	453,13	9,15	4146,14	7,74								
D	263,45	13,35	3517,06	6,43								
E	287,55	16,85	4845,22	4,32								
Poid-P S + Remb	758,60	8,825	6694,62	0,00								

VI.4.3.2 Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 0.05$$

Avec : $d = B - b/4$.

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{1.4-0.30}{4} + 0.05 = 0.32 \text{ m.}$$

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

d : hauteur utile

b : coté du Poteau

VI.4.3.3 Vérification au poinçonnement :

Pour une semelle sous mur, ou bien pour une semelle isolée, la répartition des contraintes, sous la semelle peut être considérée comme uniforme, si nous vérifions la condition de raideur et éventuellement la condition de non poinçonnement. (Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armé A Fuentes) [8]

Pour les semelles continues sous poteaux, nous allons voir que la loi de répartition des contraintes sur le sol est fonction également de la raideur de la semelle.

Pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux nous utiliserons de la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calculera en premier lieu la longueur élastique de la semelle « l_e » :

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \quad [8]$$

I : l'inertie de la semelle.

E : module d'élasticité du béton

B : la largeur de la semelle.

K : le coefficient de raideur du sol.

Lorsque la longueur de la poutre ou l'écartement des charges qui la sollicitation est tel que :

$$l \leq \frac{\pi}{2} . l_e \quad [8]$$

Si les charges sont transmises à la poutre par l'intermédiaire de poteaux de la largeur « a » non négligeable. On pourra admettre la répartition linéaire sur une longueur totale de la semelle.

$$l \leq \frac{\pi}{2} . l_e + a \quad [8]$$

Si l'entraxe des poteaux est inférieure à cette valeur, la poutre se calcule, alors comme une poutre continue soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

l : plus grande distance entre deux portiques parallèles.

l_e : est la longueur élastique.

a : largeur de poteau.

VI.4.3.4 Calcul de la poutre de rigidité :

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

$$\frac{l}{8} < h < \frac{l}{6} \quad \text{avec} \quad l = 410 \text{ cm (plus grande distance entre deux portiques parallèles)}$$

$$\frac{410}{8} < h < \frac{410}{6} \Rightarrow 51.25 \text{ cm} < h < 68.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm}$$

Donc : prendre semelle section « T »

$$B = 1.4 \text{ m} / b_0 = 0.40 \text{ m} / h = 1.00 \text{ m} / h_0 = 0.40 \text{ m} / d = 0.9 \times h = 0.90 \text{ m}$$

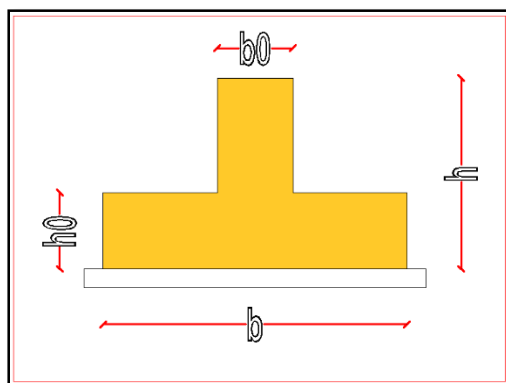


Figure VI. 3: Coupe de la semelle isolée.

$$l_{\max} = 4.10 \text{ m}$$

$$I = 0.0947 \text{ m}^4$$

$$E = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$B = 1.40 \text{ m}$$

$$a = 0.40 \text{ m}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} = 3.84 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot le + a = \frac{3.14}{2} \times 3.84m + 0.40m = 6.43m$$

$$4.10 m \leq 6.43 m$$

Donc le calcul peut être faite en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire des calculs relatifs 'a la poutre sur sol élastique.

VI.4.4 Calcul des sollicitations :

D'après RPA 99/2033 Le ferrailage solen combinaison ELU (1.35G+1.5Q).

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \text{ ELU} \times B = 201.22 \times 1.40 = 281.71 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \text{ ELS} \times B = 155.35 \times 1.40 = 217.49 \text{ KN/m.}$$

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT.

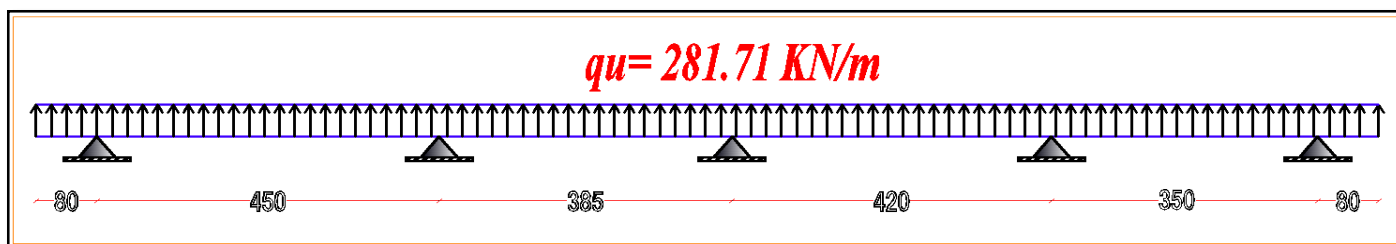


Figure VI. 4: La distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qu »

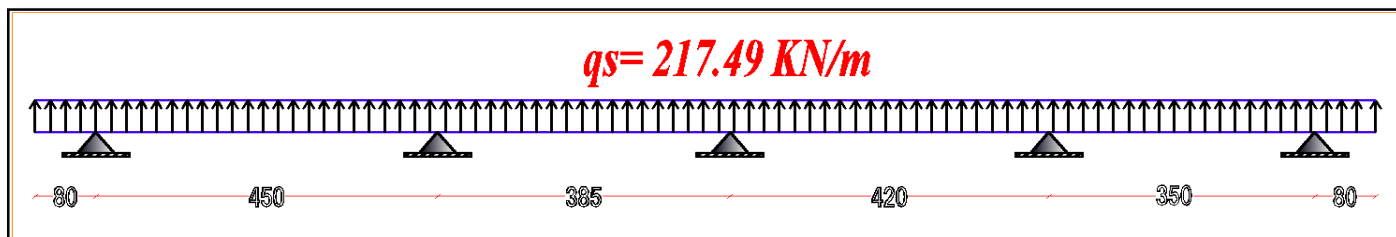


Figure VI. 5: Distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qs »

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en section « T » renversé :

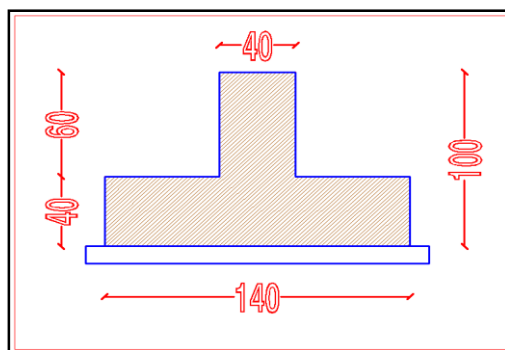
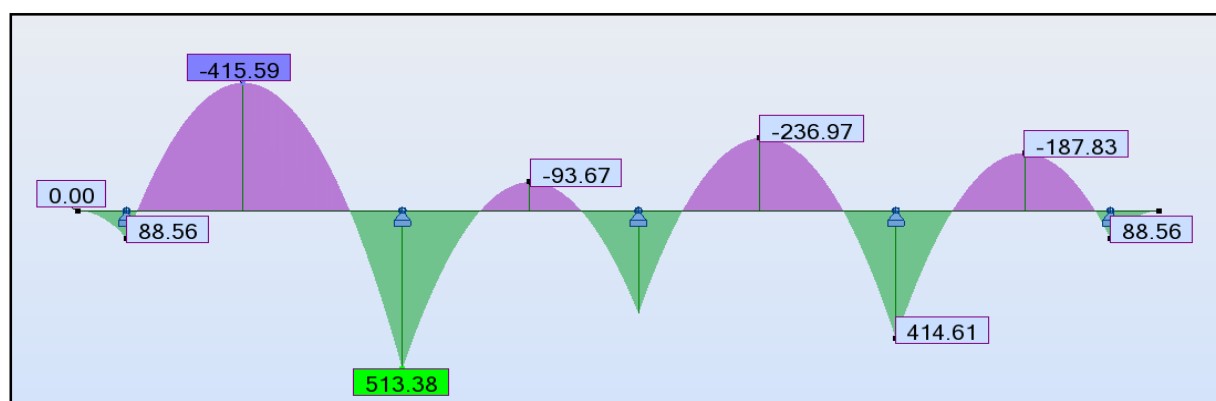
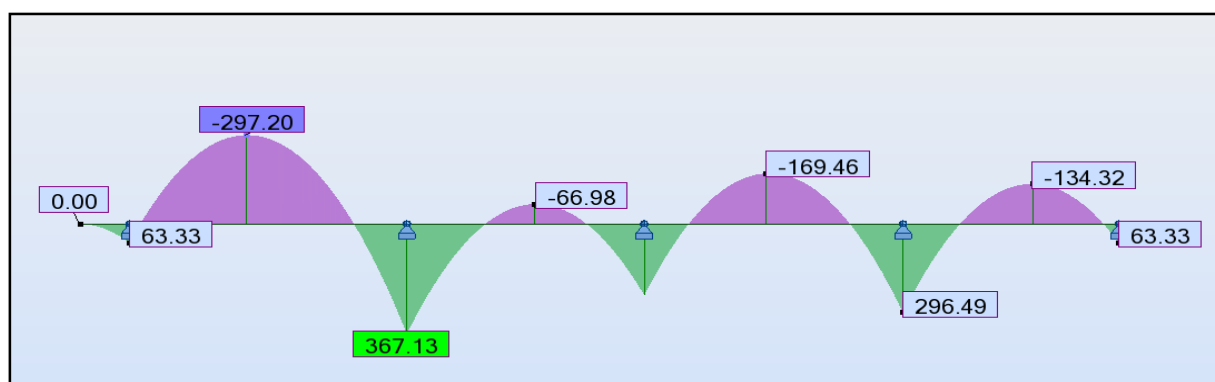


Figure VI. 6: Coupe de la semelle filante.

Tableau VI . 7: Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
Q (KN/m)	281.71	217.49
Moment en travée (KN.m)	-415.59	-297.20
Moment en appui (KN.m)	513.38	367.13
Effort tranchant (KN)	717.08	512.79

**Figure VI. 7:** Diagramme Moment a « ELU »**Figure VI. 8:** Diagramme Moment a « ELS »

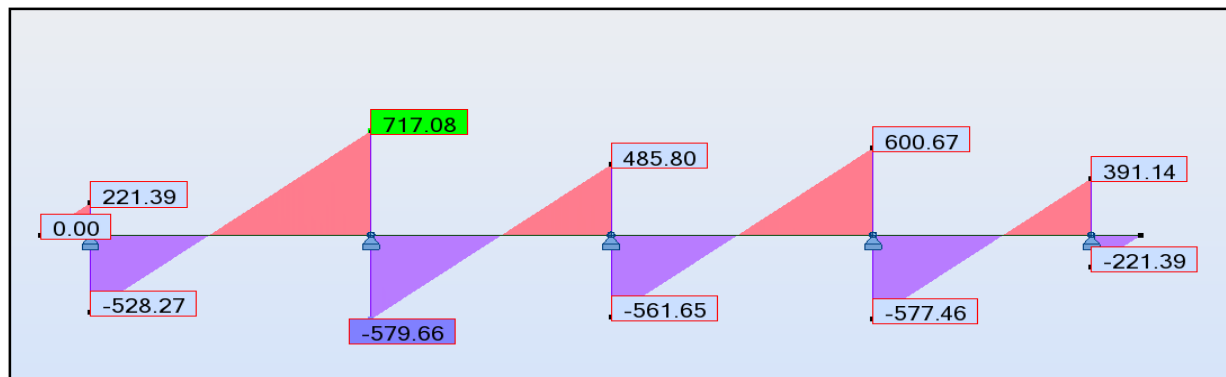


Figure VI. 9: Diagramme de l'effort de tranchant a « ELU »

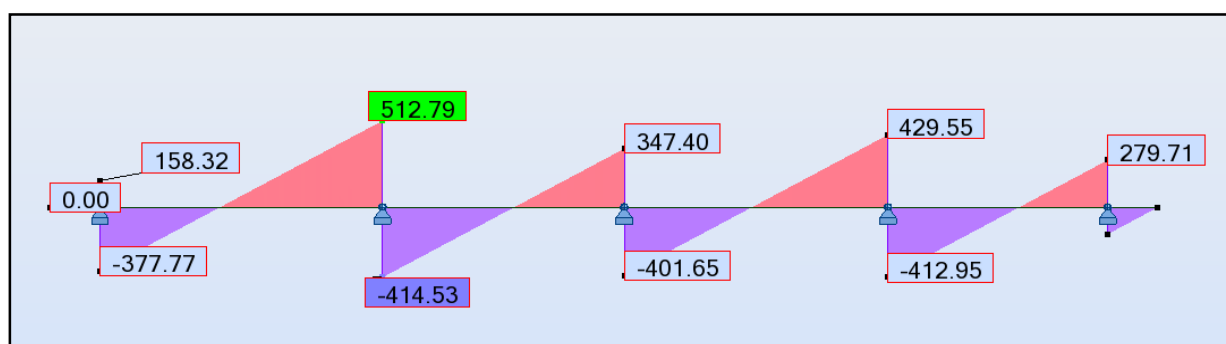


Figure VI. 10: Diagramme de l'effort de tranchant a « ELS »

VI.4.5 calcule Ferrailage :

VI.4.5.1 En Appuis :

- **Ferrailage principal:**

$$M_{\max} = 415.59 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad c=5\text{cm} \quad c'=5\text{cm}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b x h_0 x (d - \frac{h_0}{2}) x \sigma_b \Rightarrow M_t = 1.40 \times 0.40 \times (0.95 - \frac{0.40}{2}) \times 14,2 \times 10^3 = 5964 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_t > M_{\max}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 140 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 80 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{513.38 \times 10^{-3}}{1.40 \times 0.95^2 \times 14,2} = 0,029 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,037$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,985 \times 95 = 93.59 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{513.38 \times 10^{-3}}{0.9359 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 15.76 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{fe}} = 16.06 \text{ cm}^2$$

On a adopté: 8T12+4T16 ($A_s = 17.09 \text{ cm}^2$).

- **Ferraillage de répartition**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{17.09}{3} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 6HA12 $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

VI.4.5.2 Sur travée :

- **Ferraillage principal :**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 40 cm et de hauteur $h = 100 \text{ cm}$.

$$M_{\max} = -415.59 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad c = 5 \text{ cm} \quad c' = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{415.59 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.95^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivote A}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0.958 \times 95 = 91.01 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{415.59 \times 10^{-3}}{0.9101 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 13.12 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{fe}} = 04.59 \text{ cm}^2$$

On a adopté: 4T16 + 4T14 ($A_s = 14.20 \text{ cm}^2$).

- **Ferraillage de répartition**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Ni donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{14.20}{3} = 4.73 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 6HA12 $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$.

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 1.00\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 2x2T12

Tableau VI . 8 Résultats de calcul ce ferrailage.

	M (KN.m)	H (m)	B (m)	$b0$ (m)	$h0$ (m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix de ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	173.02	1.00	0.40	/	/	13.12	04.59	4T16fil+4T14chap	14.20
Appui	169.45	1.00	1.40	0.40	0.40	15.76	16.06	4T16fil+8T12e=15cm	17.09

- **Vérification à L'ELS :**

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

$$\gamma = \frac{415.59}{297.20} = 1.40$$

$$\alpha < \frac{1.40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0.45 \quad \text{Alors : } 0.45 \leq 0.65 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton : $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$.

- Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » : (BAEL91) [1]

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u$ avec la fissuration préjudiciable

$$\bar{T}_u = \min \left(\frac{0.20fc28}{\gamma b} ; 5\text{MPa} \right) \dots \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\bar{T}_u = \min \left(\frac{0.15fc28}{\gamma b} ; 4\text{MPa} \right) \dots \dots \text{(Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable)}$$

$$\bar{T}_u = \min (2.50 ; 4\text{MPa}) = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{717.08 \times 10^3}{400 \times 950} = 1.89 \text{ MPa}$$

$$1.89 \leq 2.50 \text{ Mpa}$$

$$\phi t \leq \min(h/30 ; bo/10 ; \phi l) = \min(33.33 ; 40 ; 16) \quad \text{On adopte } \phi t = 8 \text{ mm} (\phi 8)$$

$$(At.f_e/bo.St) \geq \max\left(\frac{\bar{T}_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) \quad \text{avec } At = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$(201 \times 400 / 400 \times 150) \geq 1.25 \text{ MPa} \quad 1.34 \text{ MPa} \geq 1.25 \text{ MPa.}$$

VI.5 Schéma de ferrailage semelle filante :

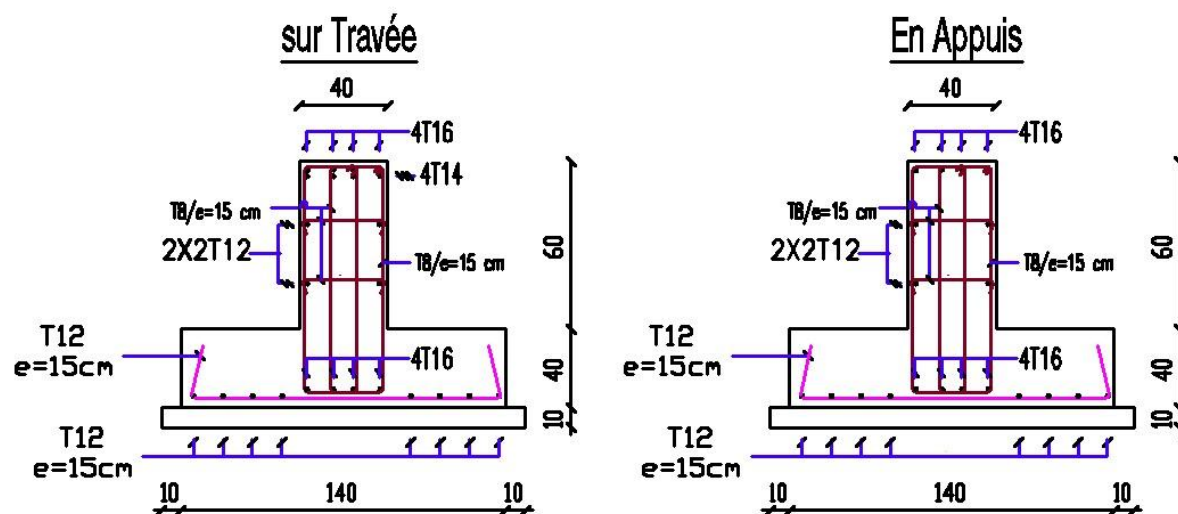


Figure VI. 11: Schéma de ferrailage de semelle filante

VI.6 Vérification au renversement :

Selon le RPA99 (article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$M_{xx} = 40724,48 \text{ kn.m}$; $M_{yy} = 43692,07 \text{ kn.m}$; $N_u = 28793,52 \text{ kn}$; $L_x = 30,40 \text{ m}$; $L_y = 16,45 \text{ m}$

$$\text{Sens } xx = \frac{M_y}{N_u} = \frac{43692,07}{28793,52} = 1,51 < \frac{30,40}{4} = 7,60 \dots \text{cv}$$

$$\text{Sens } yy = \frac{M_x}{N_u} = \frac{40724,48}{28793,52} = 1,41 < \frac{16,45}{4} = 4,11 \dots \text{cv}$$

Donc il ne y a pas de risque de renversement.

VI.7 L'étude des longrines :

Les longrines ont pour rôle :

Chainer les semelles entre elles.

Rigidifier l'infrastructure.

Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.7.1 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) [4]

Les longrines auront des dimensions minimales :

(25×30) cm²... Sites de catégorie S₂, S₃

(30×30) cm²... Site de catégorie S₄

Notre site c'est ferme S3, Pour des raisons constructives nous adapterons

Une section de dimensions suivantes : (30×35) cm².

VI.7.2 Ferrailage de la longrine :

VI.7.2.1 A L'ELU :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est

égale à : $F = \frac{N_u(max)}{\alpha} > 20KN$ (RPA 99 ver 2003 Article 10.1.1) [4]

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après l'article (RPA Article 10.1.1) [4] :

$\alpha = 12$ (site S3, zone IIa),

N_u (max) : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

N_u (max) : 992.45 KN

$$F = \frac{992.45}{12} = 82.70 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{82,70 \times 10^3}{348} = 238 \text{ mm}^2 = 2,38 \text{ cm}^2$$

VI.7.2.2 A L'ELS :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

N_{ser} = 725.10 KN

$$\sigma_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{\sigma_s} = \frac{\frac{725.10 \times 10^3}{12}}{201.63} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Recommandation de RPA 99 v2003 Article 10.1.1) [4] :

La section d'armature minimales donnée par RPA [4]:

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 7.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}, A_{min}) = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 (A_s = 6.79 cm²)

VI.7.3 Condition de non fragilité : (BAEL91) [1]

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 114.10 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopté}} \rightarrow 1.14 < 6.79 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.7.4 L'espacement :

$$S_t \leq \min (15\phi_l ; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (15 \times 1.2 ; 20 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min (18 ; 20 \text{ cm})$$

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

VI.7.5 Armatures transversales :

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) [3]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 ($A = 2.01 \text{ cm}^2$)

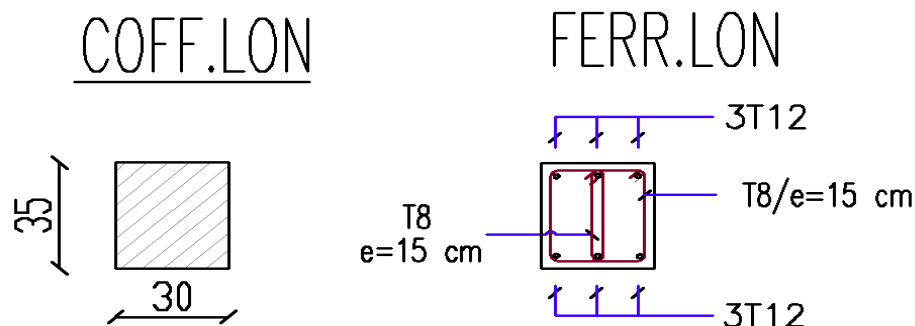
VI.8 Schéma de ferrailage La Longrine :

Figure VI. 12: Schéma de ferrailage de La longrine.

VI.9. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure. Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises, durant notre cycle de formation de master, d'analyser, étudier et de contrôler un projet de bâtiment réel. Nous avons bien saisi la valeur, l'important et la responsabilité de la conception des structures vis-à-vis la vie humaine. Ainsi, la bonne l'analyse de la structure est une étape très importante qui permettre de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Durant cette étude, nous avons utilisé pas mal de logiciels afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps aux techniques pratiques de réalisation. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Notons qu'enfin de ce projet, qui a constitué pour nous une expérience riche, nous avons bien affiné nos connaissances aux outils informatiques qui restent très importants à maîtriser et qui demandent des connaissances de certaines notions de base des sciences de master II. Ces outils jouent un rôle majeur dans notre domaine en réduisant le risque sismique a un niveau minimal et en adoptant des conceptions optimales satisfaisant à la fois les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Finalement, le travail que nous avons présenté est le couronnement de trios années d'étude après retour du système classique au système LMD. Il nous a permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteindre les objectifs soulignés et pouvoir exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Liste des références

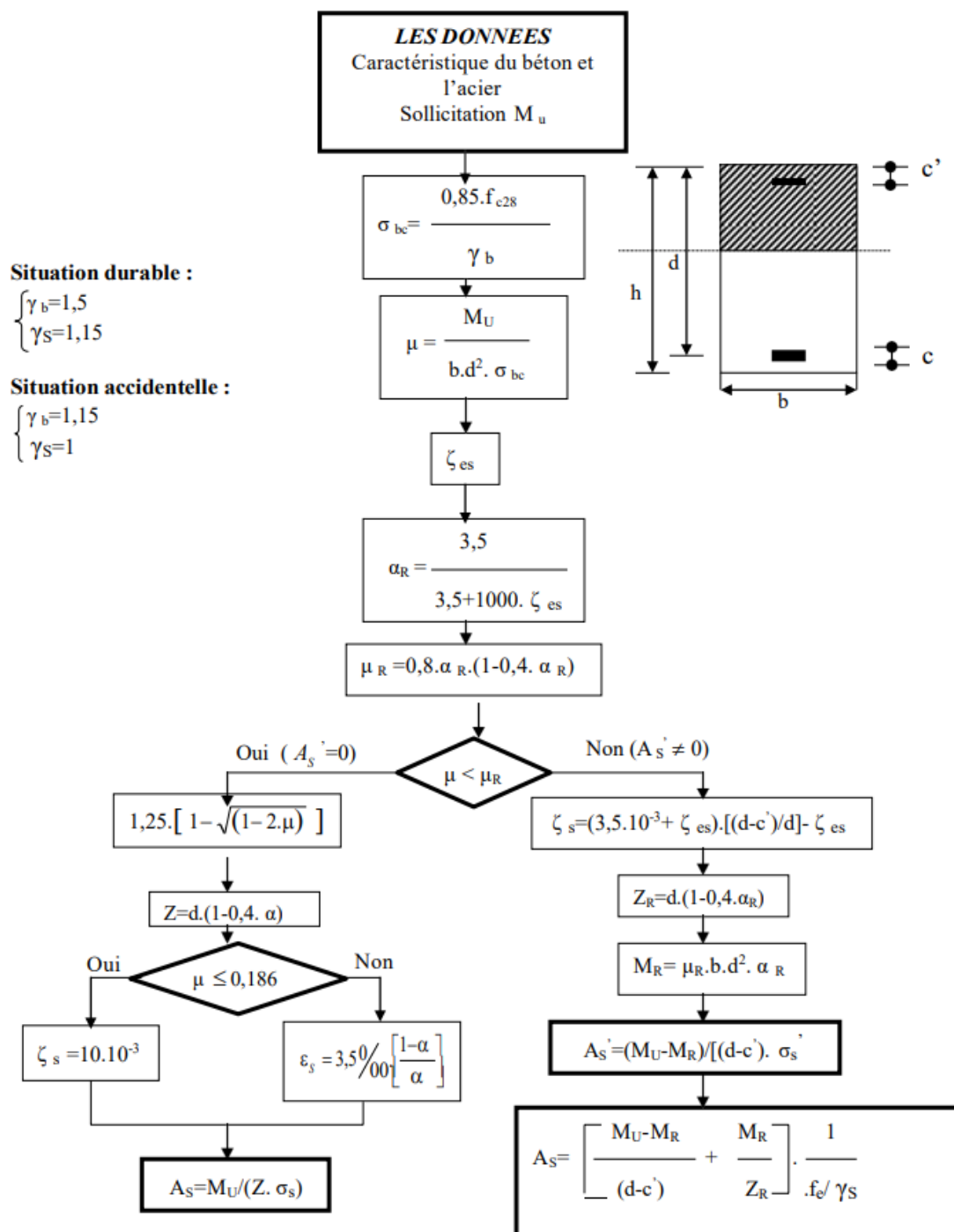
-  [1] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91**
-  [2] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL mod 99**
-  [3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**
-  [4] Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/version2003**
-  [5] Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C 2.2**
-  [6] Règles De Calcul Des Fondations Superficiels **D.T.R-B.C 2.331**
-  [7] règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché
D.T.R : B.C.2.42
-  [8] Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armée « **A - Fuentes** »
-  Mémoire dimensionnement et calcul d'un bâtiment (R+5) a usage multiple réalisé
par « **CH Aya & D Rayan** »
-  Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) **Dr. Abdelkader Brahim.**
-  Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) **Dr. Boukour Salima**
-  Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2010.
-  WORD 2016.
-  AUTO CAD 2010.

ANNEXES

ANNEXE 1

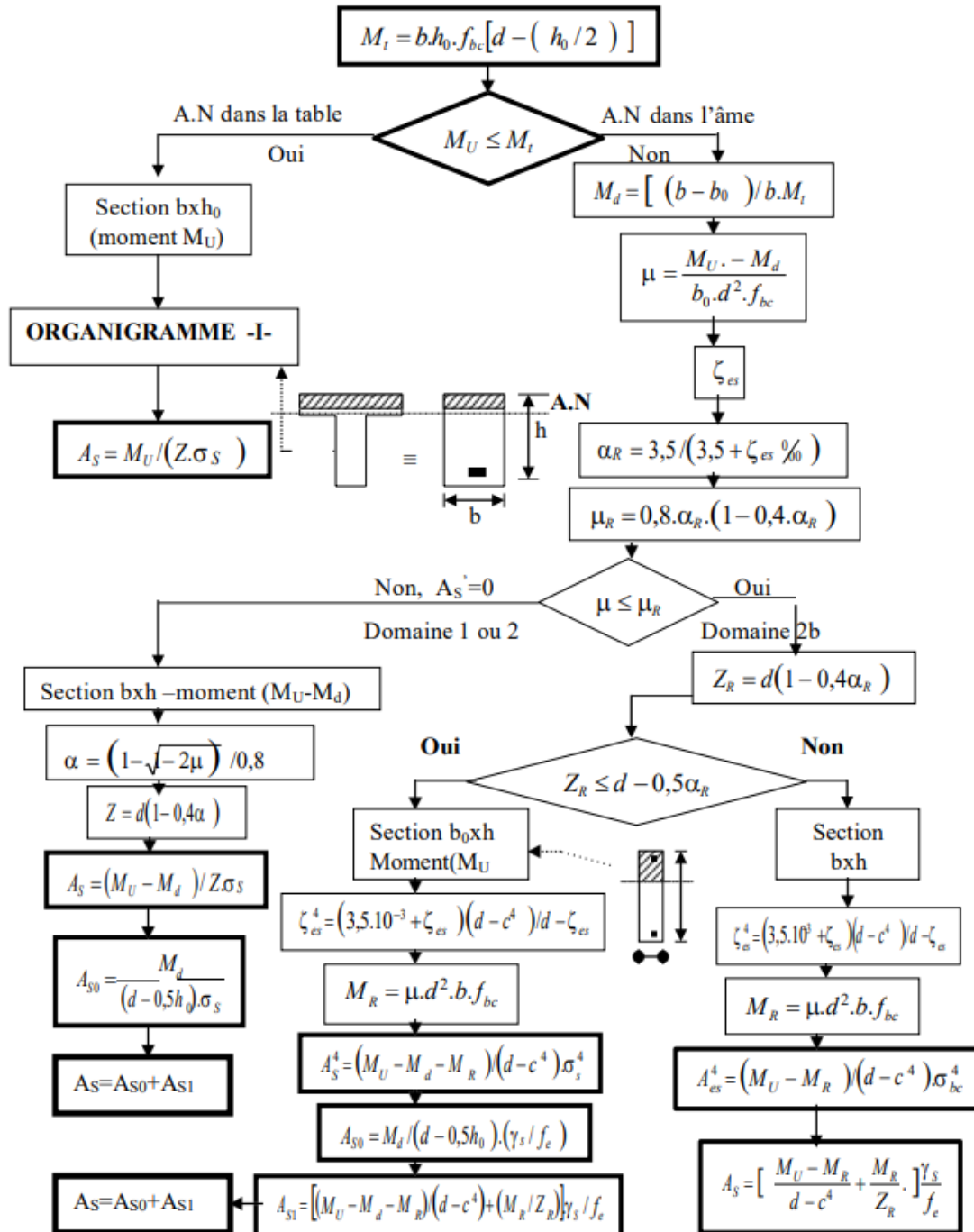
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



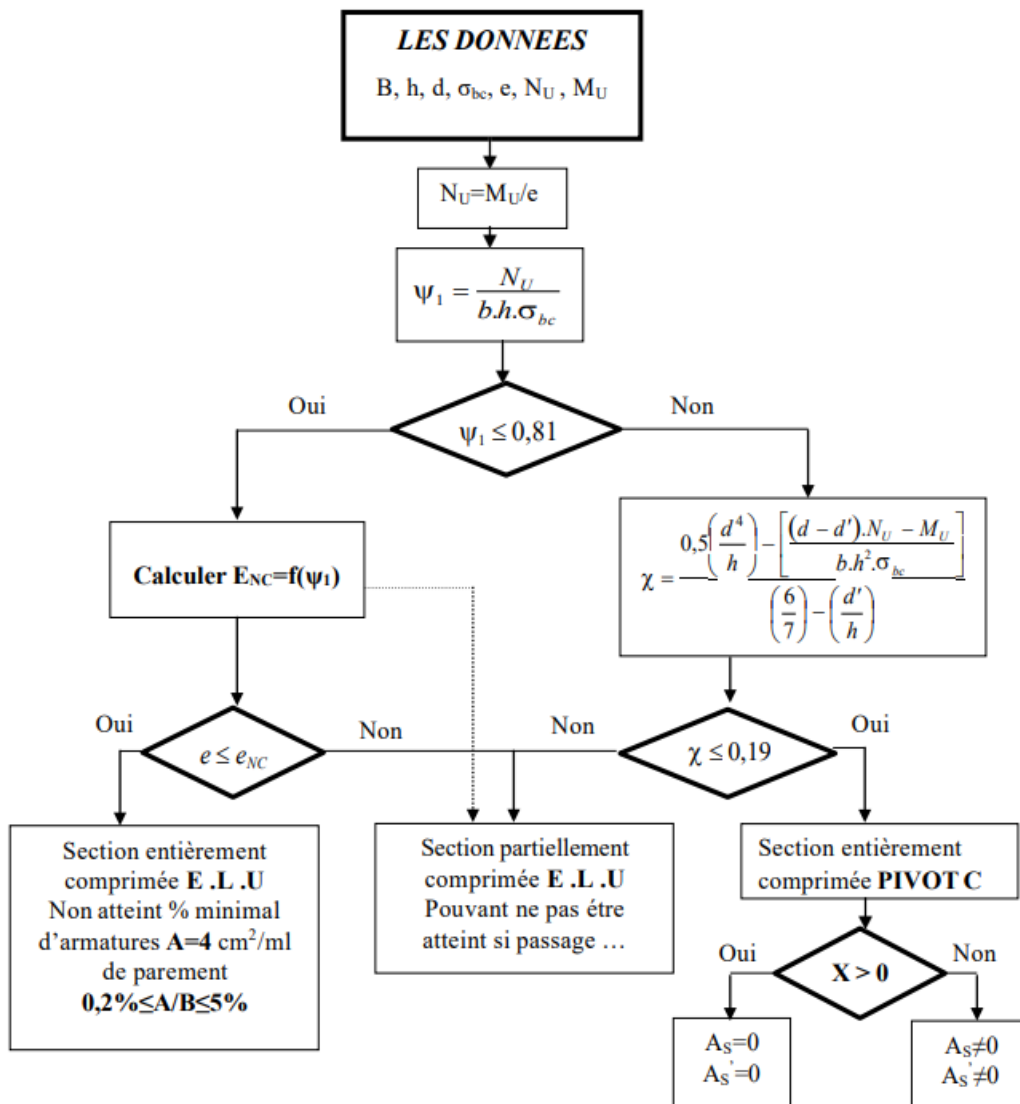
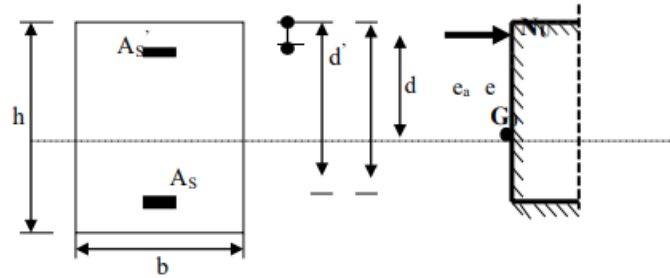
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

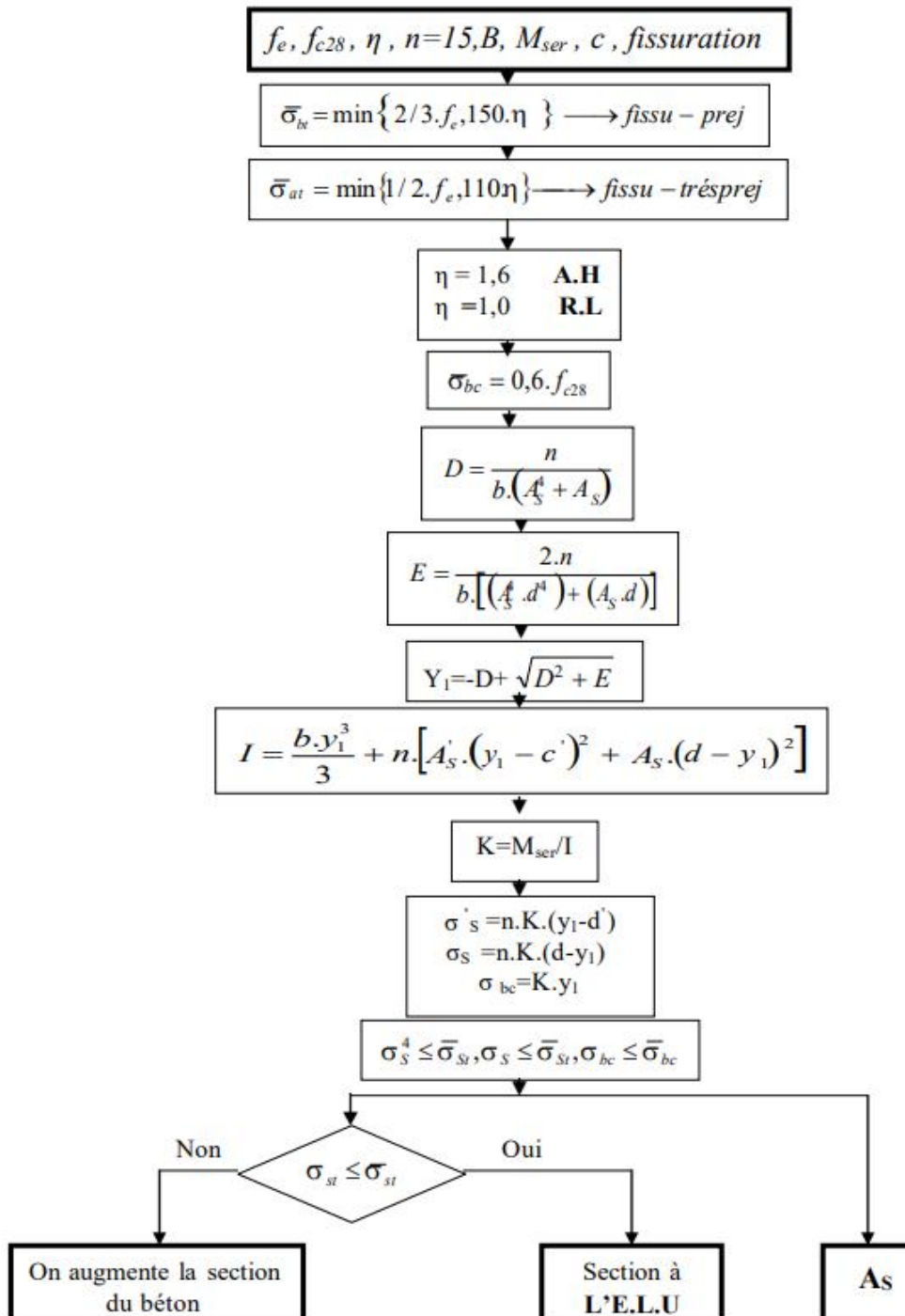
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



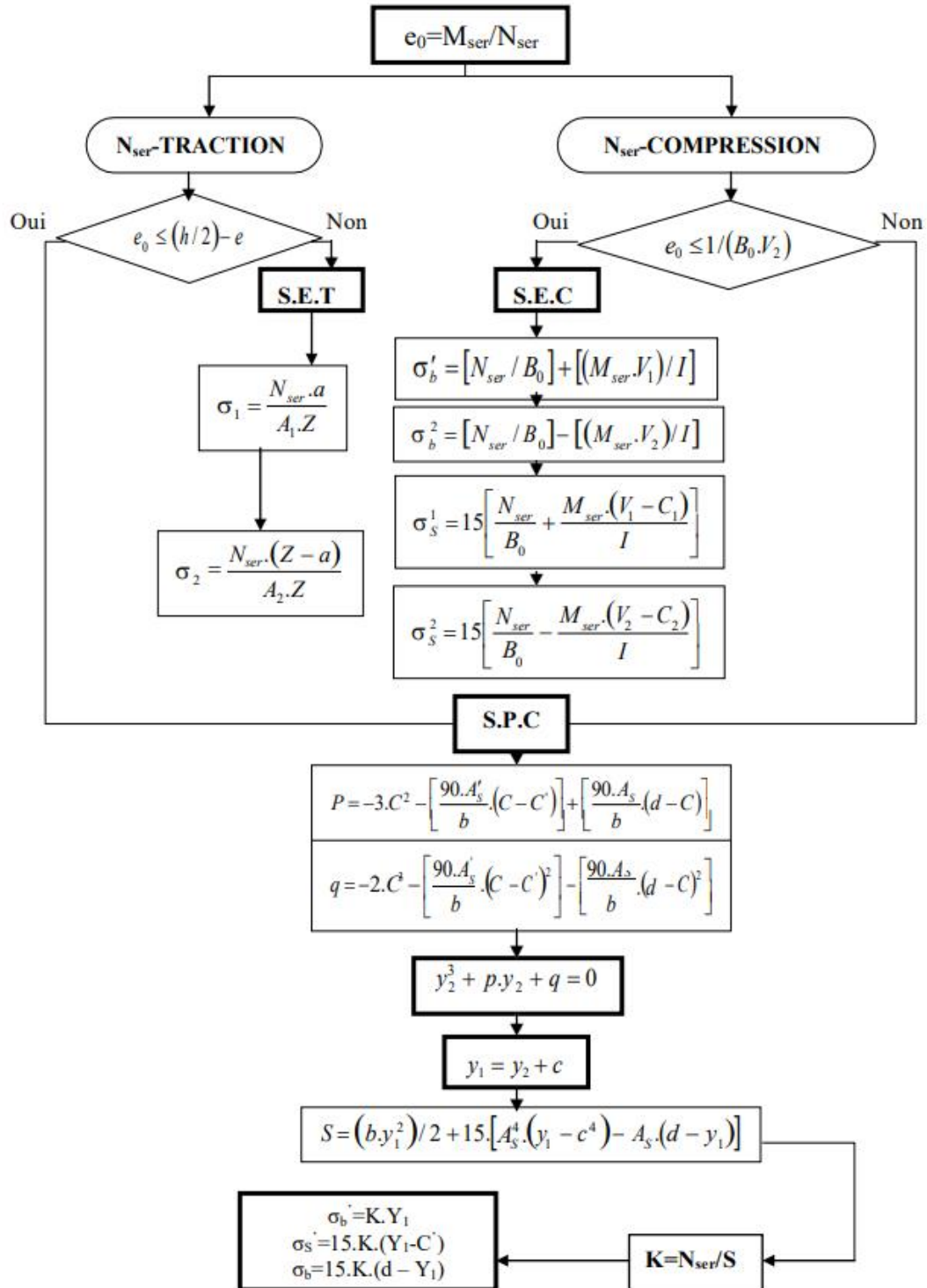
ANNEXE 2

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

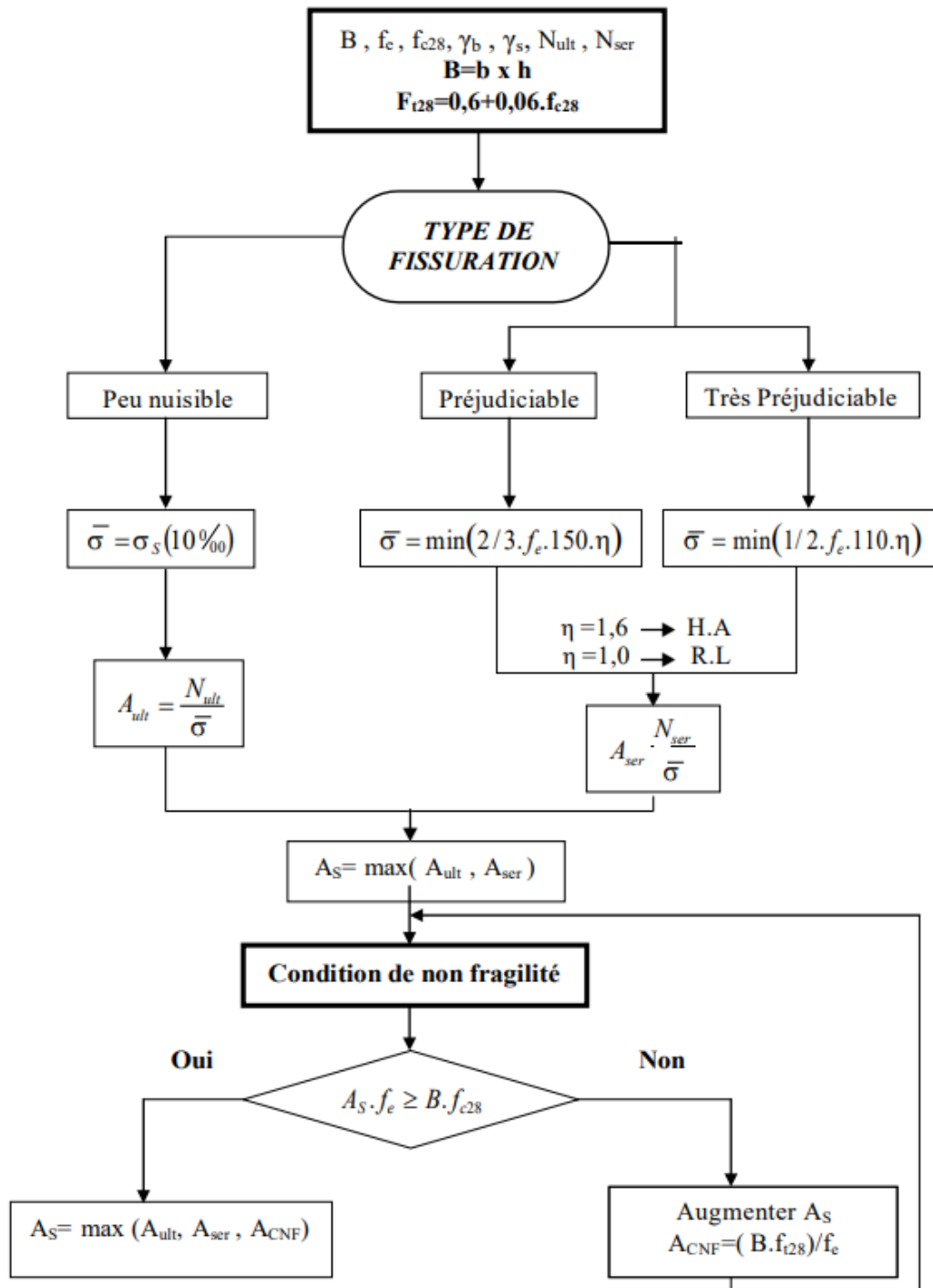


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE A L'E.L.S



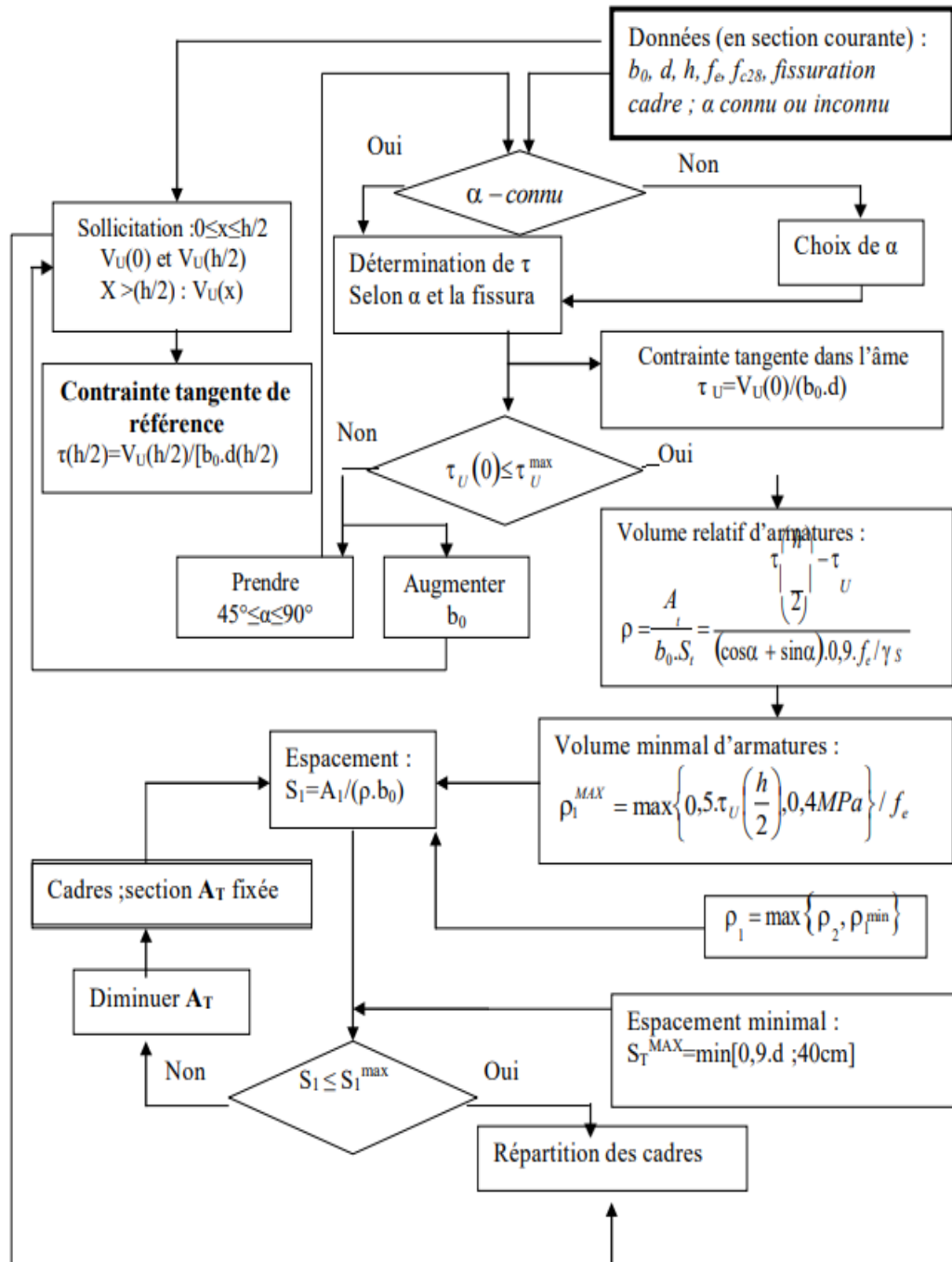
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



ANNEXE 3

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3

ANNEXE 4



MINISTÈRE DE L'HABITAT, DE L'URBANISME ET DE LA VILLE

المختبر الوطني للسكن والبناء

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

EPLE/SPA AU CARTEL DE CONSTRUCTION - R.C. 11000 BOUIRA

Direction régionale Est

UNITE : BOUIRA

Rapport d'étude géotechnique

N° DOSSIER : 54/ES/2021

PROJET : 100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIF LPL A SIDI MEROUANE- MILA

CLIENT : O.P.G.I MILA

SITE : SIDI MEROUANE-MILA

DATE : 14/08/2021

Adresse : Cité 1100 Logts- Tour N° :07-Bouira

Tél: 026 73 62 25 Fax: 026 73 62 24 /23 E-Mail: lhcc_bouira@yahoo.fr

Version : 00

I. INTRODUCTION :

Suite à la demande de l'OPGI de MILA, le Laboratoire de l'Habitat et de la Construction de BOUIRA, a entrepris l'étude de sol du terrain devant servir d'assise au projet **100 LOGEMENTS PUBLICS LOCATIFS LPL à SIDI MEROUANE WILAYA DE MILA**.

L'objectif défini à l'intervention du laboratoire LNHC BOUIRA est l'étude géotechnique du site du projet en vue d'établir le mode de fondation adéquat.

Des travaux de reconnaissances géotechniques matérialisés par les essais *in situ* (sondages carottés y compris pose piézométrique, sondage pressiométrique, et pénétromètre dynamiques lourd et une campagne des essais au laboratoire) ont été effectués.

II. DESCRIPTION DU SITE :

➤ SITUATION :

Le projet en question se trouve dans la commune de Sidi Merouane à la wilaya de Mila, il est localisé à côté des habitations individuelles, les limites sont matérialisées comme suit :

- Au Nord ; par une voie menant vers la commune de SIDI MAROUANE.
- Au Sud ; par des bâtiments en R+5.
- A l'Ouest ; par école primaire en cour de réalisations.
- A l'Est ; par une route nationale menant vers Grarem GOUGA.

SIDI MEROUANE- MILA



Fig.01 : Situation du projet

(Photographie satellite du 10/08/2021-Source Google MAPS)

➤ Topographie du site :

La visite du site que nous avons effectué nous a permis de constater que le terrain attribué pour l'étude présente une topographie inclinée, leur dénivellée orienté vers l'Est, et remblayée presque dans sa moyenne superficie d'une épaisseur allant de 0.30 mètre à 2.00 mètre.

III. GEOLOGIE:

> Géologie de la région :

La région du Mila, se situe dans le domaine tellien. Elle est caractérisée par la diversité de ses faciès géologiques ainsi que par sa complexité structurale.

La région d'étude fait partie des nappes telliennes une grande unité qui s'étend sur une superficie de 68,3km² environ. Elle se constitue principalement par quatre niveaux :

Le premier niveau : il est formé par des alluvions récentes qui couvrent le lit majeur de l'Oued Boussiah en amont comme en aval. Leur épaisseur est considérable puisqu'elle varie entre 0,5 et 1 mètre.

- Le deuxième niveau : c'est du quaternaire récent qui est très étendu puisqu'il s'étale sur une vaste partie de ce bassin. Il forme la terre arable qui est à la base de sa richesse agricole. Il recouvre également des formations de pentes et des alluvions plus anciennes.

- Le troisième niveau : il s'est constitué essentiellement sur les formations du Mio-pliocène continental. On y trouve des argiles, des conglomérats variés qui contiennent parfois des débris du calcaire lacustre. Ce niveau coiffe les terres élevées du col de Ferdjica et le replat de Mechta Draa El Amr.

- Le quatrième niveau : il présente des marnes grisâtres renfermant des boules jaunes. Il est adossé à la nappe tellienne de Djemila et étroitement localisée à la Mechta Beni Oukdene.

IV. SISMICITE DE LA REGION

Après le séisme de 21 mai 2003 de **Zemmouri**, le Centre de Recherche appliqué en Génie Parasismique (CGS) a établi une nouvelle carte de zonage sismique (**Figure 02**).

- **Zone 0 :** Région à sismicité négligeable
- **Zone I :** Région à sismicité faible
- **Zone II a :** Région à sismicité moyenne
- **Zone II b :** Région à sismicité moyenne
- **Zone III :** Région à forte sismicité.



Figure 02 : Nouvelle carte de zonage ; Règles Parasismiques Algériennes version 2003
Après le séisme de boumerdes

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la wilaya de **Mila** est classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**), selon le R.P.A 99 (Règles Parasismiques Algériennes) version 2003.



V. TRAVAUX DE RECONNAISSANCE

1- Phase de reconnaissance préliminaire :

Une visite du site a été effectuée dans le but de faire un constat des lieux-axé principalement sur les aspects suivants (la nature superficielle du terrain, la végétation, la présence des remblais, des talwegs, l'accessibilité du terrain à nos moyens d'investigation...) qui peuvent nous être utiles pour le choix du dispositif d'investigation le mieux approprié pour le projet.

2- Phase d'intervention in-situ :

2-1 : Sondages carottés :

Afin de reconnaître la nature du sol en place, nous avons effectués cinq (05) sondages carottés de quinze mètres linéaires (15.00m) de profondeur pour chacun, dont la description visuelle, nous a permis d'établir les coupes lithologiques suivantes :

Sondage 01

De 0.00-0.50 m : Argile noirâtre ;

De 0.50-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Sondage 02

De 0.00-0.80 m : Remblais ;

De 0.80-3.20 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 3.20-15.00m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Sondage 03

De 0.00-0.50m : Remblais ;

De 0.50-1.80m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 1.80-3.00m : Argile sableuse de couleur beige ;

De 3.00-14.50m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse)

De 14.50-15.00m : Mame de couleur beige verdâtre carbonatée.

Sondage 04

De 0.00-2.50 m : Remblais ;

De 2.50-8.00 m : Argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonates de couleur beige avec intercalation de blocs de grès entre 6-7.70 mètre ;

De 8.00-10.50 m : Argile de couleur beige brune riche en carbonates ;

De 10.50-15.00m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse) ;

Sondage 05

De 0.00-1.00 m : Argile noirâtre ;

De 1.00-3.80 m : Argile plus ou moins graveleuse riche en carbonates de couleur beige avec intercalation de blocs de grès entre 3.10m et 3.80 mètres ;

De 3.80-12.00 m : Argile de couleur beige brune avec présence des concrétions de carbonates ;

De 12.00-15.00 m : Alluvions récupéré sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse).

Les sondages réalisés, ont permis de mettre en évidence une nature lithologique constituée d'une assise alluvionnaire récupérée sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse), surmontée d'une couche d'argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonates de parfois intercalé par de blocs de grès. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais d'épaisseurs variables allant de 0.50 mètre jusqu' 2.50 mètre mettant en relief par des sondages SC01 ; SC02, SC03, SC04 . (Voir les logs du sondage ci-joint en annexes).

2-3- Essais pressiométriques :

L'essai pressiométrique est un essai de chargement in-situ réalisé par expansion d'une cavité cylindrique, les contraintes sont exercées sur les parois du cylindre, en contact avec le sol en place à l'aide d'un fluide agissant sur des membranes dilatables. On aboutit ainsi une relation effort-déformation.

Trois (03) essais pressiométriques de Ménard ont été réalisés au niveau de cette étude (voir le plan d'implantation) allant jusqu'à 15 m de profondeur. Les résultats ont été interprétés sous forme de courbe synoptique, pression de rupture P_r ; module de déformation Ménard "E" en fonction de la profondeur (qu'on y trouve en annexe).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant donnant l'état de consolidation de chaque couche, selon la classification des sols basée sur le rapport E/P_r Selon la D60 :

N°SP	P_r (bar)		E_m (bar)		E_m/P_r		Etat de Consolidation
	Min	Max	Min	Max	Min	Max	
SP 01	9.83	20.52	87.36	383.22	15.67	23.89	Surconsolidé
SP 02	12.23	13.19	108.16	533.06	8.48	43.58	Sur consolidé
SP 03	6.66	17.97	180.08	378.04	22.61	34.70	Sur consolidé

Les résultats des essais pressiométriques ont donné des valeurs moyennes à élevées jusqu'à 15.00 mètre de profondeur où la pression limite varie entre 9.83 bar et 20.52 bars, et le module de déformation varie entre 87.36 bars et 533.06 bars, donc le sol est classé comme Surconsolidé.

2-4 : Campagne pénétrométrique :

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe ; on compte de façon plus ou moins continue en fonction de la profondeur, le nombre de coups nécessaire à enfoncer le train de tiges d'une hauteur plus ou moins constante.

On calcule la résistance de pointe au moyen d'une formule dite des Hollandais :

$$R_p = \frac{m^2 \cdot h}{S \cdot e(m + m^2)} \quad m : \text{poids du mouton}$$

m^2 : poids total du train de tiges

h : hauteur de chute

e : hauteur d'enfoncement / nombre de coups correspondant

S : section de la pointe

Douze (12) essais de pénétration dynamique ont été effectués afin de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol en fonction de la profondeur, de vérifier le degré d'homogénéité du sous-sol et de localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

Les résultats sous forme de diagramme donnant la résistance en pointe du sol en fonction de la profondeur, ainsi que le plan d'implantation des essais figurent en annexe.

R_p (bars) Prof (m)	P01	P02	P03	P04	P05	P06
0.0- 1.0	792.51	792.51	792.51	792.51	792.51	792.51
1.0- 2.0	Refus	Refus	Refus	Refus	Refus	Refus
2.0- 3.0	-	-	-	-	-	-

$$\overline{Ep} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n (h_i | Ep_i)}$$

Avec :

h_i : l'épaisseur de la couche i .

l en ressort ;

- Une pression limite 9.83 bar $< P_l < 20.52$ bar
- Un module pressiométrique 87.36 bar $< E_p < 533.06$ bar.

Ce qui indique que le sol ferme, classé en catégorie **S3 (sol meuble)**, selon la classification du RPA 2003.

VIII. FONDATIONS DE STRUCTURE :

Considérant la nature du sol rencontré, nous recommandons l'utilisation de fondations superficielles.

Deux (02) types de méthode de calcul de la capacité portante ont été développés dans le cadre du présent projet :

- La méthode de calcul à partir des résultats d'essais in situ, c'est-à-dire à partir des essais à la pénétration dynamique et l'essai pressiométrique (PDL & SP).
- Les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement à court terme (méthode classique, dite méthode « c-φ »).

A- Capacité portante des fondations :

☐ Calcul de la capacité portante à partir des essais pénétration dynamique :

Selon le D.T.U 13.12, la contrainte limite de calcul q_L pour une fondation superficielle est obtenue par la formule empirique suivante :

(D.T.U 13.12 : Règle pour le calcul des fondations superficielles)

$$q_L = \frac{R_p}{(5 \div 7)}$$

De cette formule décrite ci-dessus, nous pouvons estimer la contrainte admissible pour une fondation superficielle par la formule suivante :

$$q_{adm} = \frac{q_L}{F_s}$$

Avec : F_s (coefficient de sécurité) égale à 3

En tenant compte des valeurs de résistance en pointe R_p enregistrées sur l'ensemble des essais réalisés au niveau du site, nous avons pris pour le calcul de la capacité portante des sols en place et cela pour plus de sécurité une résistance minimale de pénétration dynamique R_p égale à **38.00 bars**. Pour cette valeur, la contrainte admissible est de l'ordre de **1.80 bars** pour des fondations superficielles d'ancrage **D=2.00m**.

☐ Calcul de la capacité portante à partir des essais pressiométrique :

La capacité portante q_u d'un sol pour une fondation superficielle est déterminée selon l'annexe B1 du fascicule 62, titre V, suivant la formule ci-après :

$$q_u = q_u' + K_p \cdot P_{le}'$$

X. CONCLUSION :

Le terrain retenu pour Le projet **100 logements publics locatifs LPL** sise à Sidi Merouane-Mila, est constituée d'une assise alluvionnaire récupérée sous forme (galets, cailloux, gravier sable fin à matrice argileuse), surmontée d'une couche d'argile plus ou moins graveleuse riche en précipitation de carbonatés de parfois intercalé par de blocs de grès. L'ensemble de ces formations est recouvert par une couche de remblais d'épaisseurs variables allant de 0.50 mètre jusqu' 2.50 mètre mettant en relief par des sondages.

L'ensemble des résultats pénétrométrique, indiquant un sol homogène de point de vu résistance, Les valeurs de la résistance en pointe sont généralement appréciable à partir de premier mètre de profondeur dans l'ensemble. Avec des refus enregistrés attendre en faible profondeur entre 0,4 et 1,0 mètre.

Les résultats des essais *In situ* de type préssiométrique, montrent clairement que le terrain d'assise présente un bon état de compacité, avec des valeurs de pression limite *Pl* s'amélioré progressivement en fonction de la profondeur.

L'interprétation des essais de laboratoire montre que des échantillons testés présentent les caractéristiques géotechniques suivantes : un sol moyennement dense ; détrempé, peu plastique, moyennement compressible et a une tendance au gonflement.

Les analyses chimiques sommaires ont été effectuées afin de déterminer l'agressivité du sol, sur l'échantillon prélevé de la profondeur au droit de sondage réalisé, ont révélés un sol dans sa majeure partie comme non agressif

D'après le document technique réglementaire DTR BC 2-48 des règles parasismiques Algériennes RPA 99, révisées en 2003, la région **Mila** appartient à la zone **Ila**, indiquant une sismicité moyenne.

Selon le RPA99/2003, le site étudié peut être classé en fonction de ses propriétés mécaniques déduites des résultats des essais in-situ et lui confèrent un classement S3, sol meuble

- Compte tenu de la nature de sol, du type de projet et des résultats des investigations *in situ* et au laboratoire, nous vous suggérons d'opter pour :

Des fondations superficielles, adapté au type du projet en question, ancrées à environ 2.00m de profondeur par rapport à la cote des terrassements généraux, en dépassent toute épaisseur des remblais éventuels.

La contrainte admissible à prendre dans le calcul est de l'ordre de 1.80 bars.

-Le tassement des fondations de la largeur **B=2.00 m** est resté acceptable pour une contrainte de calcul de 1.80 bars.

RECOMMANDATIONS :

Compte tenu des caractéristiques géotechniques des formations superficielles et leur sensibilité à l'eau, les pentes abruptes que présente le site, ainsi que le caractère gonflant du sol, nous proposons les recommandations suivantes :

- ✓ Tout ancrage doit se faire en dépassant la couche de l'argile noirâtre