

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث 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° de Ref:.....

Mémoire en vue de l'obtention du diplôme
MASTER
Spécialité : Génie Civil
Option : Structure

Dimensionnement et étude sismique d'un bâtiment en béton armé

Présentée et soutenue par :
LAIOUAR Abdeldjalil

BOUHENNACHE Meryem

Devant le jury composé de :

Mr. BRAHIMI Abdelkader	MCA	C.U. Mila	(Président)
Mr. KITCHAH Fethi	MCA	C.U. Mila	(Examineur)
Mr. TIOUA Tahar	MCA	C.U. Mila	(promoteur)

Année Universitaire : 2023-2024



REMERCEMENT

Nous remercions en premier lieu notre Dieu qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail

Nous tenons à remercier nos très chers parents pour leurs soutient, nous remercions notre encadreur monsieur **Dr.TIOUA Tahar** pour ses orientations et ses conseils durant l'évolution de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants durant notre formation.

Nous tenons à remercier tous ceux qui de loin où de prés ont contribué à finaliser ce modeste travail.

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.
- ✦ Toute ma famille
- ✦ 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



Abdeldjalil

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A Ceux que j'aime :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère (Fatima) qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père (Rabah) qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents mes frères et mes sœurs, qui mon soutenus et crus en moi lors de mon parcours et à celle qui a partagé ce travail avec moi et à tous mes amies et toute la famille.

A celui qui ma collaboré dans la réalisation de ce mémoire Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite

A tous ceux que j'ai oubliés qui m'ont apporté d'aide et soutien durant ces années de formation.



Meryem

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

I.1 Introduction.....	4
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	4
I.2.2 Données du site.....	4
I.2.3 CARACTERISTIQUES DIMENSIONNELLES.....	4
I.3 Les éléments de l'ouvrage	10
I.3.1 OSSATURE	10
I.3.2 PLANCHER.....	10
I.3.3 ESCALIERS.....	10
I.3.4 MAÇONNERIE	10
I.3.5 REVETEMENT	10
I.3.6 TERRASSES	10
I.3.7 L'ACROTERE.....	10
I.3.6 FONDATION.....	11
I.4 Règles et hypothèses de calcul	11
I.4.1 REGLEMENT BAEL 91 (BETON ARME AUX ETATS LIMITES).....	11
I.4.2 REGLES PARASISMiques ALGERIENNES (RPA99/VERSION2003).....	12
I.4.3 REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME (CBA 93).	12
I.4.4 DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE (DTR B-C-2-2).	12
I.5 Action et sollicitation	13
I.5.1 ACTION.....	13
I.5.2 COMBINAISON D'ACTION.....	14
I.6 Caractéristique des matériaux.....	14
I.6.1 LE BETON	14
I.6.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression	15
I.6.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction	15

I.6.1.3 Module de déformation longitudinale	15
I.6.1.4 Module de déformation transversale	16
I.6.1.5 Coefficient de poisson (BAEL91, art A.2.1, 3)	16
I.6.1.6 Diagramme contraintes -déformations du béton à ELU	17
I.6.1.7 Diagramme contrainte déformation du béton à ELS.....	17
I.6.2 ACIER.....	18
I.7.1 CONTRAINT LIMITE DE L'ACIER.....	18
I.7 Conclusion	20

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

II.2 Pré-Dimensionnement des éléments secondaires	22
II.2.1 LES PLANCHERS.....	22
II.2.1.1 Planchers à corps creux.....	22
II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon)	24
II.2.2 LES ESCALIERS.....	25
II.2.3 L'ACROTERE	26
II.3 Evaluation des charges et surcharges (DTR BC 2.2)	26
II.3 Pré-Dimensionnement des éléments structuraux.....	29
II.3.1 LES POUTRES.....	29
II.3.2 LES POTEAUX.....	31
II.3.3 DESCENTE DE CHARGE :	32
II.3.3.1 Définition	32
II.3.3.2 Représentation des différents niveaux du bâtiment	32
II.3.3.4 Loi de dégression des sur charges	32
II.3.3.4 Poteau le plus sollicitée	33
II.3.3.5 Les vérifications nécessaires	35
II.3.4 LES VOILES	37
II.4 Conclusion.....	38

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTSSECONDAIRE

III.1 Introduction	40
III.2 Calcul de l'acrotère	40
III.2.1 INTRODUCTION	40
III.2.2 EVALUATION DES CHARGES.....	41

III.2.3. VERIFICATION AU SEISME.....	41
III.2.4. CALCUL DES SOLLICITATIONS	41
III.2.4.1 Etat limite ultime	41
III.2.4.2 Etat limite de service	41
III.2.5. CALCUL DE L'EXCENTRICITE	42
III.2.6. CALCUL DU FERRAILLAGE	43
III.2.6.1. Les armatures fictives	44
III.2.6.2. Armature de répartition	45
III.2.6.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]	45
III.2.7. VERIFICATION A L'ELS.....	45
III.2.7.1. Vérification des contraintes	45
III.2.8. SCHEMA DE FERRAILLAGE	46
III.3. Les Escaliers.....	46
III.3.1. COMBINAISON DES CHARGES	46
III.3.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS.....	47
III.3.3. DIAGRAMMES DE MOMENT FLECHISSANT ET EFFORT TRANCHANT	47
III.3.4. CALCUL DU FERRAILLAGE	48
III.3.4.1. Le ferrailage à ELU	49
III.3.4.2 Vérification des contraintes	52
III.3.6. SCHEMA DE FERRAILLAGE	56
III.3.7. POUTRE DE PALIERE	56
III.3.7.1 Pré dimensionnement.....	56
III.3.7.2. Evaluation des charges.....	57
III.3.7.3 Ferrailage à l'état limite ultime	58
III.7.4 VERIFICATIONS NECESSAIRES	60
III.3.8. SCHEMA DE FERRAILLAGE	62
III.4. Les balcons	62
III.4.1. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....	63
III.4.1.1. Détermination des charges	63
III.4.1.2. Détermination des sollicitations	63
III.4.2. DETERMINATION DU FERRAILLAGE	64
III.4.3. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON (ELS).....	65
III.4.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE	66

III.5.Calcul du plancher.....	66
III.5.1.DEFINITION :.....	66
III.5.2.1.Méthode forfaitaire	67
III.5.2.3.Méthode de Caquot minoré.....	69
III.5.2.4.Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	70
III.5.2.5 Types des planchers	70
III.5.3.CALCUL DES CHARGES REVENANT AUX POUTRELLES.....	71
III.5.3.1Exemple d'application sur Terrasse.....	71
III.5.4.CALCUL LES MOMENTS ET LES EFFORTS TRANCHANTS POUR LA POUTRE TERRASSE	72
III.5.4.1.La dalle mince (table de compression) (BAEL B.6.8, 423)	87
III.5.5.CALCUL LES MOMENTS ET LES EFFORTS TRANCHANTS POUR LA POUTRE ETAGE COURANT	88
III.5.5.1. La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423).....	107
III.6 Conclusion	108

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

IV.1.Présentation du logiciel ROBOT	110
IV.2. Introduction.....	110
IV.3.Objective de l'étude sismique	110
IV.4.Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique	111
IV.4.1.METHODE STATIQUE EQUIVALENTE.....	111
IV.4.1.1.Définition	111
IV.4.1.2.Principe de la méthode	111
IV.4.1.3.Modélisation	111
IV.4.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	112
IV.4.2.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE	112
IV.4.2.1.Principe de la méthode	112
IV.4.2.2.Modélisation	112
IV.4.2.3.Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale	113
IV.4.3.METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMME.....	113
IV.4.3.1.Principe de la méthode	113
IV.4.3.2.Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.....	114
IV.5.Classification de l'ouvrage selon leur importance	114
IV.6. Choix de la méthode de calcul	115

IV.7.Méthode statique équivalente	115
IV.7.1.CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE.....	115
IV.7.1.1.Coefficient d'Accélération de Zone « A »	115
IV.7.1.2.facteur d'amplification dynamique moyen « D »	116
IV.7.1.3.Coefficient de Comportement Global de la Structure « R ».....	118
IV.7.1.4.Facteur de qualité « Q »	120
IV.7.1.5.Poids totale de la structure « W »	122
IV.8.Vérification de l'effort tranchant à la base.....	123
IV.9.L'effort tranchant de chaque niveau	124
IV.10.Vérification des déplacements	124
IV.11.Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ	125
IV.12.Vérification de l'effort normal réduit	126
IV.13.Vérification le Nombre de modes à considérer	127
IV.14.Vérification de la période	127
IV.15.Les Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	128
IV.16.Vérification au renversement	130
IV.17.Conclusion	131

CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Introduction	133
V.2 Ferrailage des poutres.....	133
V.2.1 POUTRE PRINCIPALE.....	133
V.2.1.1.Vérification à L'ELS.....	137
V.2.2.1.Vérification à L'ELS.....	140
V.3 Ferrailage des poteaux	141
V.3.2 ETAT LIMITE DE STABILITE DE FORME.....	143
V.3.3 DETERMINATION DES SECTIONS D'ACIER.....	143
V.3.4 RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS.....	148
V.3.4.1 Armatures longitudinales	148
V.3.5 SCHEMA DE FERRAILLAGE :	154
V.4.Les voiles	155

V.4.1.INTRODUCTION	155
V.4.2.LES COMBINAISONS DE CALCUL	156
V.4.3.ETUDE DE LA SECTION SOUMISE A LA FLEXION COMPOSEE	157
V.4.4.LE FERRAILLAGE DES VOILES DE SENS LONGITUDINALES	157
V.4.4.1. Armatures verticales:	157
V.4.4.3.Schéma de Ferrailage	162
V.4.5. LE FERRAILLAGE DES VOILES DE SENS TRANSVERSAL	162
V.4.5.2.le ferrailage horizontal	164
V.4.5.3.Schéma de Ferrailage	165
V.5.Conclusion	165

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction.....	167
VI.2 Les différents types de fondations	167
VI.3 Justification pour le choix de type de fondation	167
VI.3.1 COMBINAISONS DE CALCUL :	167
VI.3.2 CALCULE DES CONTRAINTES :	168
VI.4 Choix type de fondation :	168
VI.4.1 VERIFICATION DE LA SEMELLE ISOLEE	168
VI.4.2 VERIFICATION DE LA SEMELLE FILANTE	169
VI.4.3 DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE	170
VI.4.4 CALCUL DE FERRAILLAGE.....	176
VI.5 Schéma de ferrailage	178
VI.6 L'étude des longrines.....	179
VI.6.1 PRE DIMENSIONNEMENT :	179
VI.6.2 FERRAILLAGE DE LA LONGRINE :	179
VI.7 Schéma de ferrailage :	181
VI.8 Conclusion	181

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Figure I.1: plan du rez-de-chaussée.....	5
Figure I.2: plan de l'étage courant.....	6
Figure I.3: façade principale	7
Figure I.4: Vue de la façade postérieure du bâtiment.....	8
Figure I.5: Coupe AA.....	9
Figure I.6: Diagramme des déformations limitent de la section	11
Figure I.7: Module de déformation instantané et différée.....	16
Figure I.8: Diagramme contraintes-déformations à ELU.	17
Figure I.9: Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS	18
Figure I.10: Diagramme contraintes déformation de l'acier.....	19

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Figure II.1: Plancher à corps creux	23
Figure II.2: Poutrelle.....	24
Figure. II.3: Les composants de l'escalier.	25
Figure II.4 : Schéma de l'acrotère.	26
Figure II.5: Poutres principales	30
Figure II.6: Poutres secondaires	31
Figure II.7: Schéma statique de la descente de charge	33
Figure II.8: Surface afférente du poteau.....	33
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.....	38

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTSSECONDAIRE

Figure III.1: Type d'acrotère	40
Figure III.2 : Section de calcul d'acrotère.....	43
Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'acrotère.....	46
Figure III.4 : Schéma statique d'escalier.	47
Figure III.5 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.	47
Figure III.6 : Diagramme de moment et effort tranchant à L'ELS.....	48
Figure III.7 : Section de calcul d'escalier.....	48
Figure III.8 : Schéma de ferrailage d'escalier	56
Figure III.9: diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palière	57
Figure III.10 : Schéma de ferrailage Poutre Palière	62
Figure III.11 : Schéma statique de balcon.....	63
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de balcon	66
Figure III.13: Evaluation des efforts tranchants.....	68
Figure III-14 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU.....	76
Figure III-15 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS	76
Figure.III.16 : Schéma de ferrailage des planchers.....	88

Figure III-17 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU.....	91
Figure III-18 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS	91
Figure III-19 : Courbe des effort tranchant poutrelle type1 (etage courant) en ELU	92
Figure III-20 : Courbe des moments poutrelle type2 (terrasse) en ELU.....	95
Figure III-21: Courbe des moments poutrelle type2 (terrasse) en ELS	95
Figure III-22 : Courbe des effort tranchant poutrelle type2 (etage courant) en ELU	96
Figure.III.23 : Schéma de ferrailage des planchers.....	108

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Figure IV 1 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens xx).	123
Figure IV 2 : La Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens yy).....	124
Figure IV.3 : La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.....	127
Figure IV.4 : translation de bâtiment selon l'axe X.	127
Figure IV.5 : translation de bâtiment selon l'axe Y.	128
Figure IV.6 : rotation de bâtiment autour de l'axe Z.....	128

CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure V.1: Schéma de ferrailage des poutres principales.	138
Figure V.2 : Schéma de ferrailage de La poutre secondaire.	141
Figure V.3: Schéma de cadres.	154
Figure V.4: Schéma de ferrailage des poteaux (40 x 40) cm2.....	154
Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux (30 x 40) cm2.....	154
Figure V.6 : Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).....	158
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinales.....	162
Figure V.8 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversal).....	163
Figure V.9 : Schéma de ferrailage de Voile transversal.....	165

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI.1 Semelle isolée.....	167
Figure VI.2 Semelle filante.	170
Figure VI.3 : la distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qu » & « qs »	174
Figure VI.4: Coupe de la semelle filante.	174
Figure VI.5: diagramme Moment a « ELU ».....	175
Figure VI.6: diagramme Moment a « ELS »	175
Figure VI.7: diagramme de l'effort de tranchant a « ELU »	175
Figure VI.8: diagramme de l'effort de tranchant a « ELS »	176
Figure VI.9: Schéma de ferrailage de semelle filante.....	178
Figure VI.10: Schéma de ferrailage de La longrine.	181

Liste des tableaux

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	27
Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible)	27
Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.....	27
Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.	28
Tableau II.5: Evaluation des charges du palier.....	28
Tableau II.6 : Evaluation des charges de la paillasse.	28
Tableau II.7: Evaluation des charges du balcon.....	29
Tableau II.8: Evaluation des charges de l'acrotère.....	29
Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation.....	33
Tableau II 10: Évaluation des poids propres des poteaux.	34
Tableau II.11: Descente de charge du poteau.....	34

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTSSECONDAIRE

Tableau III.1 : les combinaisons des charges de l'escalier.....	46
Tableau III.2 : Détermination des sollicitations	48
Tableau III-3 : Moments sur appuis (poutrelle type1 terrasse).	74
Tableau III-4 : X0 en travées cas1 CCCCCC(poutrelle type1 terrasse)	74
Tableau III-5 : X0 en travées cas2 DCDCDCD(poutrelle type1 terrasse)	75
Tableau III-6 : X0 en travées cas3 CDCDCDC(poutrelle type1 terrasse)	75
Tableau III-7 : Moments sur travées (poutrelle type1 terrasse).	75
Tableau III-8 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 Terrasse).....	76
Tableau III-9 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (terrasse).....	77
Tableau III-10 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 terrasse).....	83
Tableau III-11: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	83
Tableau III-12 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).....	85
Tableau III-13 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 terrasse).....	85
Tableau III-14 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1)	87
Tableau III-15 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1).	87
Tableau III-16 : Moments sur appuis (poutrelle type1 Etage courant).....	90
Tableau III-17 : X0 en travées cas1 CCC(poutrelle type1 Etage courant)	90
Tableau III-18 : X0 en travées cas2 DCD(poutrelle type1 Etage courant)	90
Tableau III-19 : X0 en travées cas3 CDC(poutrelle type1 Etage courant)	90
Tableau III-20 : Moments sur travées (poutrelle type1).....	90
Tableau III-21 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 Etage courant).	91
Tableau III-22 : Moments sur appuis (poutrelle type2 Etage courant).....	93
Tableau III-23 : X0 en travées cas1 CCCCCC(poutrelle type2 Etage courant).....	93
Tableau III-24 : X0 en travées cas2 DCDCDCD(poutrelle type2 Etage courant)	94
Tableau III-25 : X0 en travées cas3 CDCDCDC(poutrelle type2 Etage courant)	94
Tableau III-26 : Moments sur travées (poutrelle type2 Etage courant).....	94

Tableau III-27 : Efforts tranchants (poutrelles type 2 Etage courant).	96
Tableau III-28 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 ; 2 (Etage courant).	97
Tableau III-29 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 étage courant).	103
Tableau III-30: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	103
Tableau III-31 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).	105
Tableau III-32 : calcul des contraintes (poutrelles type étage courant).	105
Tableau III-33 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1)	106
Tableau III-34 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1).	107

CHAPITRE IV : ETUDE SISMIQUE

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.	115
Tableau IV.2 : Valeurs de μ (%).	116
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient CT.	117
Tableau IV.4 : valeurs du coefficient de comportement R.	119
Tableau IV.5 : valeurs des pénalités P_q	122
Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient de pondération α	122
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	124
Tableau IV.8 : La force sismique de chaque niveau.	124
Tableau IV.9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon le sens XX.	125
Tableau IV.10 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon le sens YY.	125
Tableau IV.11 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens xx.	126
Tableau IV.12 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens yy.	126
Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.	126
Tableau IV.14 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion.	129
Tableau IV.15 : Les résultats de l'excentricité.	130
Tableau IV.16 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).	130
Tableau IV.17 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).	131

CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau V.1 : Sollicitations de la poutre principale.	134
Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales.	136
Tableau V.3 : Vérification des contraintes à ELS.	137
Tableau V.4 : Vérification des contraintes à ELS.	137
Tableau V.5 : La vérification de la flèche.	138
Tableau V.6 : Sollicitations de la poutre secondaires	138
Tableau V.7: Ferrailage des poutres secondaires.	139
Tableau V.8 : Vérification des contraintes à ELS.	140
Tableau V.9 : Vérification des contraintes à ELS.	140
Tableau V.10 : La vérification de la flèche.	141
Tableau V.11 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques	142
Tableau V.12: Sollicitations dans les poteaux.	142
Tableau V.13 : Ferrailage longitudinal des poteaux	147
Tableau V.14: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	148

Tableau V.15: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux.	149
Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	150
Tableau V.17 : Justification de la contrainte de cisaillement	151
Tableau V-18 : Vérification des contraintes	153

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau VI.1: Calcul δ_{moy} a ELS.	171
Tableau VI.2: Calcul δ_{moy} a ELU.	171
Tableau VI.3: Calcul δ_{moy} a ACC (G+Q+EY)	171
Tableau VI.4: Calcul δ_{moy} a ACC (G+Q-EY)	171
Tableau VI.5: Calcul δ_{moy} a ACC (0.8G +EY)	172
Tableau VI.6: Calcul δ_{moy} a ACC (0.8G -EY)	172
Tableau VI.7 : Résultats du moment maximal.	175
Tableau VI.8 : résultat de Calcul de Ferrailage.	177

Liste des symboles

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre. B : Aire d'une section de béton. B_r : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : État limite de service.

ELU : État limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa).

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴). Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service. L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : Moment isostatique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global. **S** : Section, surface

S_r : Surface du radier (m²).

S_t : Espacement des armatures. **T** : Effort tranchant.

T1, T2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

u : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

Résumé

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation qui sera implanté à la ville de Oued Alatmania correspondant à la zone IIa selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 V 2003). La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement voiles porteurs. La conception a été faite selon les règlements de construction (BAEL 91, RPA 99 V 2003). L'analyse et le calcul des efforts internes des éléments de construction ont été réalisés par le logiciel ROBOT.

Mots clés : bâtiment, béton, ROBOT, RPA99 V 2003, CBA 93, BAEL91

Abstract

This work consists of the study of a building (R + 5) for residential use that will be located in the city of Oued Alatmania corresponding to zone IIa according to the Algerian earthquake regulations (RPA 99 V 2003). The resistance of the building is ensured by a bracing system for supporting sails. The design was made according to the building regulations (BAEL 91, RPA 99 V 2003). The analysis and calculation of the internal forces of construction elements were carried out by the ROBOT program.

Keywords: building, concrete, ROBOT, RPA99 V 2003, CBA 93, BAEL91.

ملخص

يتضمن هذا العمل دراسة مبنى (طابق ارضي + 5 طوابق) للاستخدام السكني والذي يقع في مدينة وادي العثمانية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (2 أ) وفق لمقياس هندسة الزلازل الجزائرية. تم ضمان مقاومة الهيكل بواسطة نظام دعامة مختلط (أعمدة وجدران من الخرسانة المسلحة). تم اجراء التصميم وفقا للوائح البناء:

(BAEL 99 , RPA 99 V 2003). تم تحليل وحساب القوى لعناصر البناية بواسطة برنامج روبرو

Introduction

Générale

Introduction Générale

Le domaine de génie civil s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure urbaines, afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Étude de projet d'une structure en béton armé (bâtiment) est une étape nécessaire pour nos études (Master structure). Elle permet d'appliquer les bases acquises durant les années de formation. Elle a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité du bâtiment.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limitent (BAEL 91) et les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) sont utilisées dans notre projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement.

L'étude de notre projet sera menée sur un bâtiment en R+5 usage d'habitation implanté en zone IIa.

Le travail est subdivisés en six étapes pour ce faire, nous avons considéré les étapes générales suivantes :

- 1^{er} chapitre sera portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition de ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- 2^{ème} chapitre sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- 3^{ème} chapitre sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier, les planchers et les balcons).
- 4^{ème} chapitre sera L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ROBOT, l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique.
- 5^{ème} chapitre sera le calcul le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).
- 6^{ème} chapitre sera l'étude de l'infrastructure.

Chapitre 1

Présentation du projet et caractéristiques des matériaux

I.1 Introduction

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

A cet effet, ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le présent projet est un bâtiment (R+5) en béton armé; composé d'un rez-de chaussé et cinq étage d'habitation identique, qui sera implanté à la ville d'Oued Athmania Wilaya de Mila.

I.2.2 Données du site

Le bâtiment est implanté à une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 02.
- Le site est considéré comme meuble.
- Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 1.8$ bars.

I.2.3 Caractéristiques dimensionnelles

Le bâtiment à étudier est de forme régulière, de dimensions suivantes:

- ♦ Largeur en plan ----- 13.00 m
- ♦ Longueur en plan ----- 26.40 m
- ♦ Hauteur du RDC ----- 3.20 m
- ♦ Hauteur étage courant ----- 3.20 m
- ♦ Hauteur totale ----- 19.20 m.

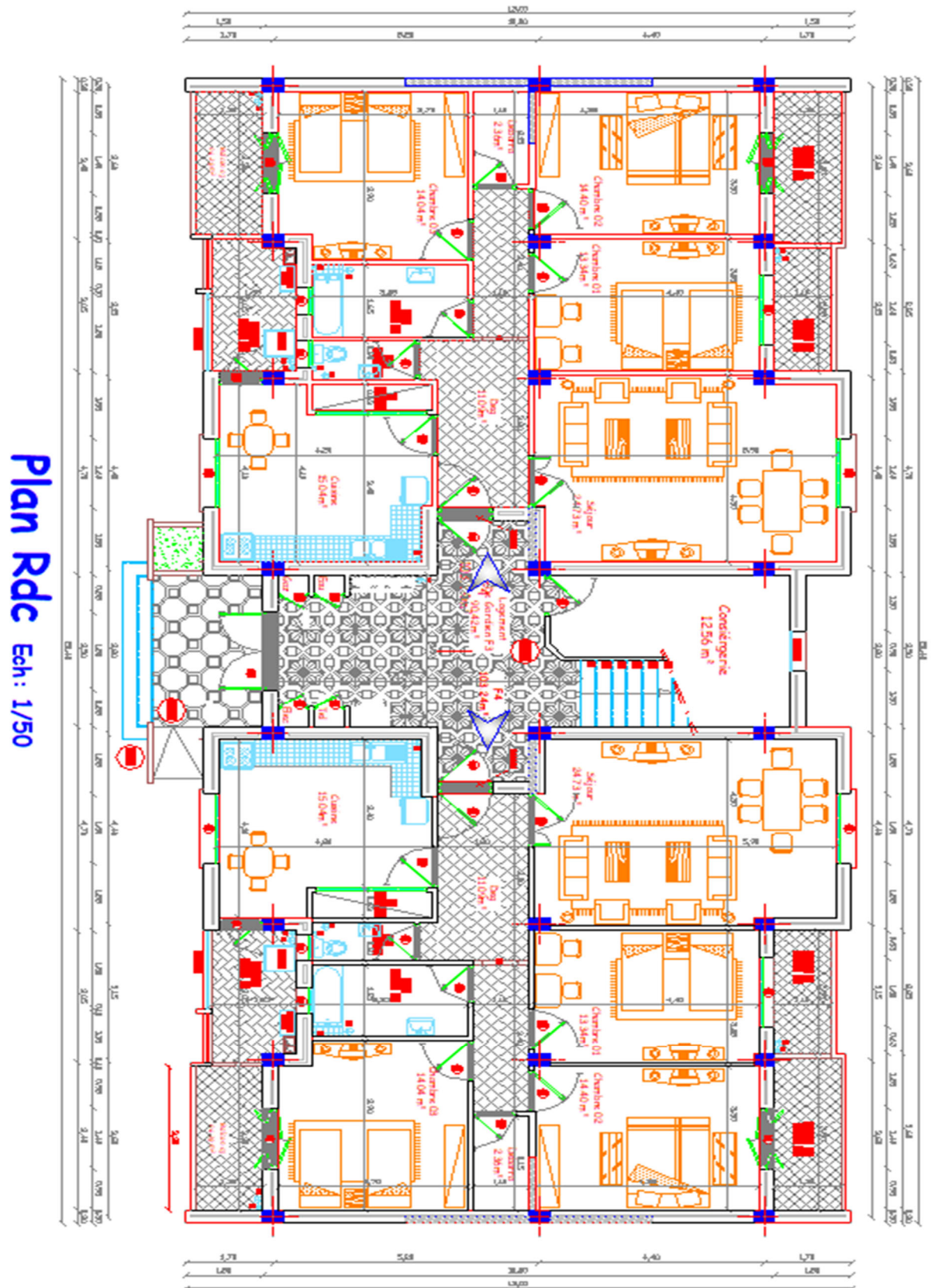


Figure I.1: plan du rez-de-chaussée.

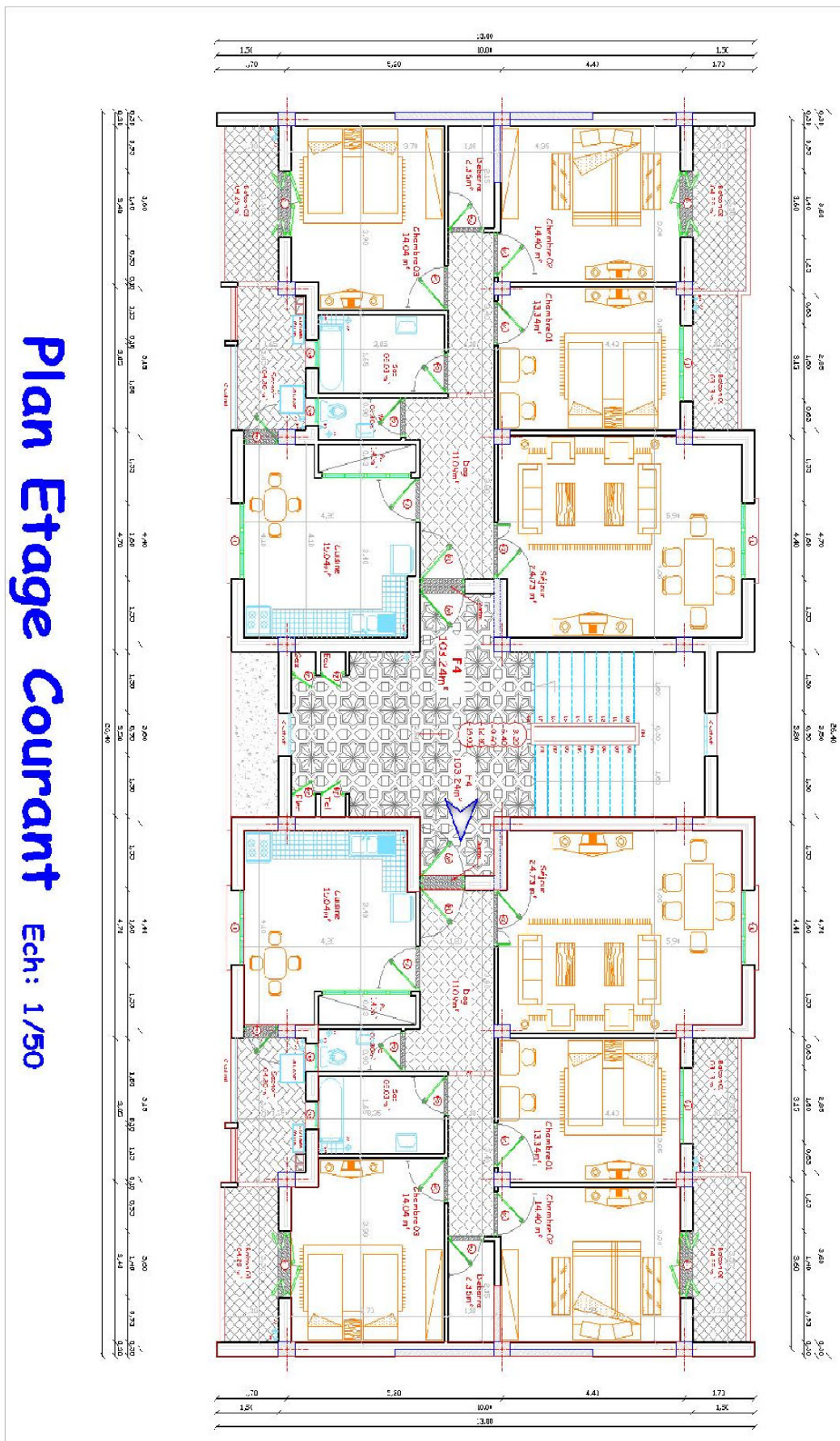


Figure I.2: plan de l'étage courant



Façade Principale Ech: 1/50

Figure I.3: façade principale



Façade Postérieure Ech: 1/50

Figure I.4: Vue de la façade postérieure du bâtiment.

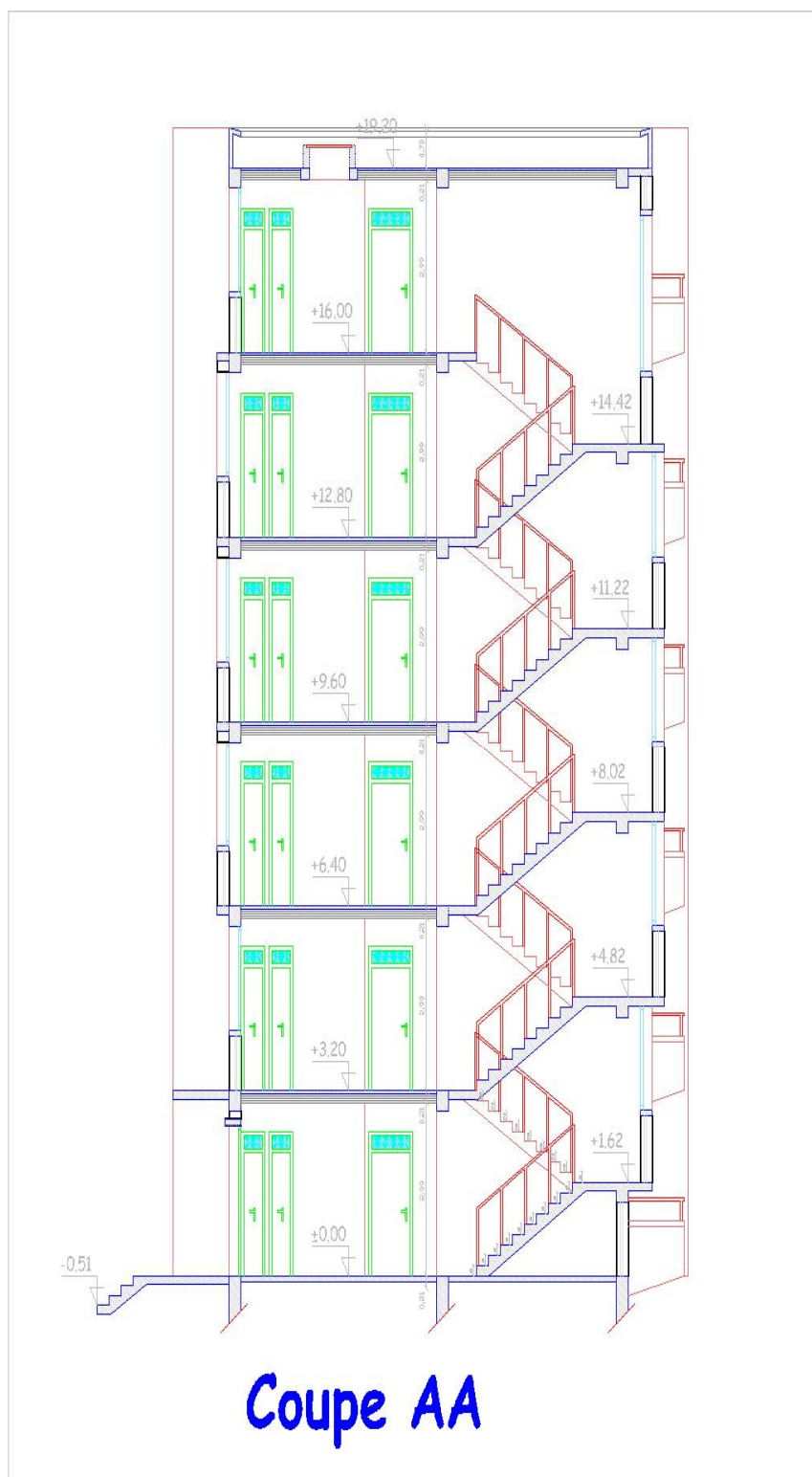


Figure I.5: Coupe AA.

I.3 Les éléments de l'ouvrage

I.3.1 Ossature

Le bâtiment a une ossature mixte (portiques-voiles) :

- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

I.3.2 Plancher

Ce sont des aires, généralement planes, destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, qui assure la transmission des charges verticales aux éléments structuraux, il existe deux types:

- Les plancher en corps creux : sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armée par treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.
- Les plancher en dalle pleine : Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé, leurs épaisseurs dépendant des conditions d'utilisation.

I.3.3 Escaliers

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

I.3.4 Maçonnerie

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison, en briques creuses de 10 cm pour la cloison extérieure et celle de l'intérieur, séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs de séparation intérieurs seront de simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.5 Revêtement

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.3.6 Terrasses

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et système en multicouches.

I.3.7 L'acrotère

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

I.3.6 Fondation

La fondation est l'élément qui est située à la base de la structure, elle assure la transmission des charge et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix de type de fondation dépend de du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4 Règles et hypothèses de calcul

Pour le calcul de ce projet on utilise les règlements suivants :

I.4.1 Règlement BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites)

Basé sur la théorie des états limites : Un ouvrage doit être conçue et calculer de manière a présenté durant toute sa durée d'exploitation des unités appropriée vis-à-vis sa ruine totale ou partielle.

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, au encore le confort des usages. 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 est des voiles).

A.1 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).

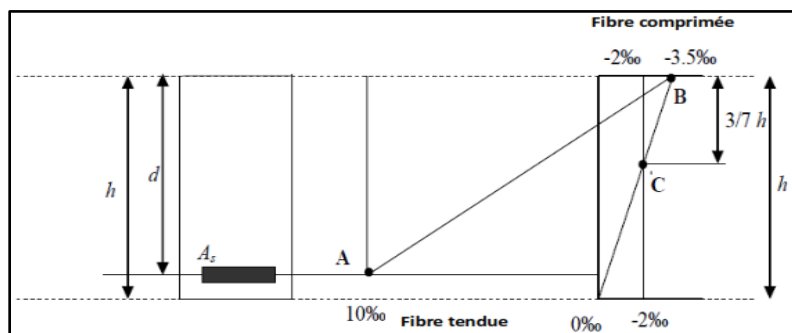


Figure I.6: Diagramme des déformations limitant de la section

B. Etat limite de service (ELS)

- Constituent les frontières, au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- 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 : $q = G + Q$

B.1 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.4.2 Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003)

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

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

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction,
- Les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux.

I.4.3 Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93). [3]**I.4.4 Document technique réglementaire (DTR B-C-2-2). [4]**

I.5 Action et sollicitation

I.5.1 Action

a) Définition : les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

- Directement : action permanentes ; action variables d'exploitation ; action climatiques et action accidentelles.
- Indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement.

b) Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- ✓ Le poids propre de la structure.
- ✓ Cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- ✓ Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides. Les déformations imposées à la structure.

c) Les actions variables (Q)

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- ✓ Les charges d'exploitation
- ✓ Les charges climatiques (neige et vent).
- ✓ Les effets thermiques.

d) Les actions accidentelles (F_a)

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ✓ Les chocs.
- ✓ Les séismes.
- ✓ Les explosions.
- ✓ Les feux.

I.5.2 Combinaison d'action

Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'action proposées par BAEL.

➤ Pour les plancher

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

- **ELU** : $1.35G + 1.5Q$

- **ELS** : $G + Q$

Dans le cas des actions sismique, les combinaisons a pour fournir une meilleure résistance d'après RPA99/2003 sont :

➤ Pour les poutres

$G + Q + E$

$1.35 G + 1.5 Q$

$G + Q$

➤ Pour les poteaux

$G + Q + 1.2 E$

$0.8G + E$

➤ Pour les voiles

$G + Q + 1.2 E$

$0.8 + E$

I.6 Caractéristique des matériaux

La structure de notre bâtiment sera construite en béton armé. Par conséquent nous avons besoin de déterminer les caractéristiques des deux matériaux composant le béton armé à savoir.

I.6.1 Le béton

a. définition

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Les matériaux constituant le béton doivent satisfaire à certaines exigences pour donner un béton de bonne qualité.

b. compositions

Le dosage est en fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée. Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25 MPa, on utilisera pour 1 m³ de béton :

- ✓ Ciment : 350 kg.
- ✓ Sable : 400 l ($D \leq 5\text{ mm}$).
- ✓ Gravier : 800 l ($D \leq 20\text{ mm}$).
- ✓ Eau : 175 litres.

I.6.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28} = 25\text{ MPa}$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit : [1]

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.8j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40\text{ MPa} \quad (\text{BAEL91, art A.2.1, 11})$$

I.6.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante : [1]

$$f_t = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (\text{BAEL91, art A.2.1, 12})$$

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

I.6.1.3 Module de déformation longitudinale

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée. Il existe deux modules de déformation longitudinale :

➤ Module de déformation instantanée

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 : [1]

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1, 21})$$

Pour $f_{cj} = 25\text{ MPa}$ on a $E_{ij} = 32164,2\text{ MPa}$.

➤ Module de déformation différée

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 : [1]

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \text{ (BAEL 91, art A.2.1, 22)}$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10818,80 \text{ MPa}$.

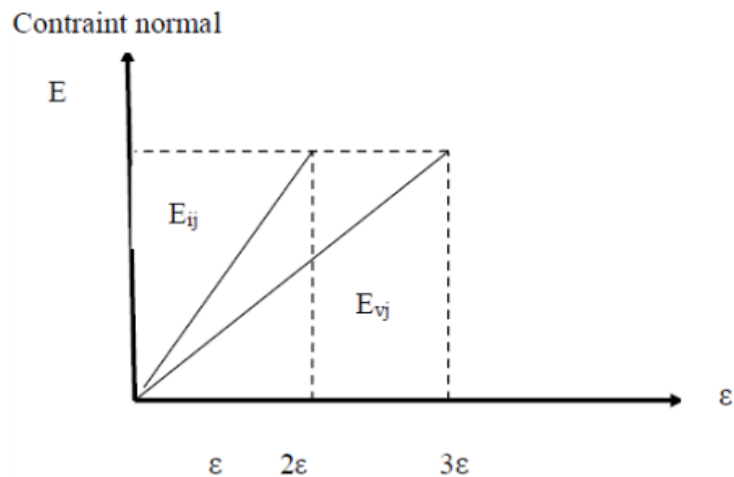


Figure I.7: Module de déformation instantané et différé.

I.6.1.4 Module de déformation transversale

Noté G , il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort Tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{(BAEL91, art A.2.1, 3)}$$

Avec :

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

I.6.1.5 Coefficient de poisson (BAEL91, art A.2.1, 3) [1]

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

- $\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations à ELU (béton fissuré).
- $\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations à ELS (béton non fissuré).

I.6.1.6 Diagramme contraintes -déformations du béton à ELU

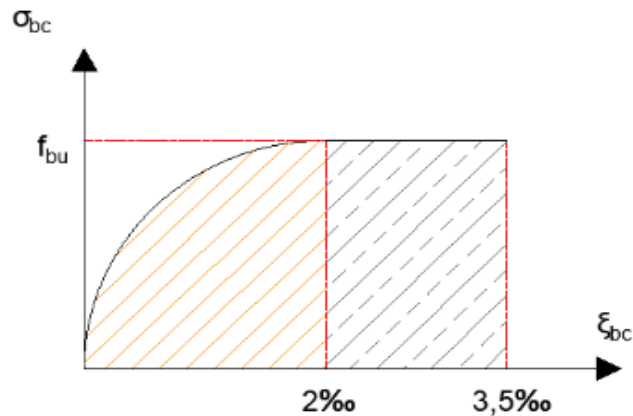


Figure I.8: Diagramme contraintes-déformations à ELU.

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\epsilon_b = 2\text{‰}$ et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

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

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.

θ : dépend de la durée d'application des charges:

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

- $\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ situation courante (durable).
- $\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ situation accidentelle.

I.6.1.7 Diagramme contrainte déformation du béton à ELS

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à: $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc}$

Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$ pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa}$

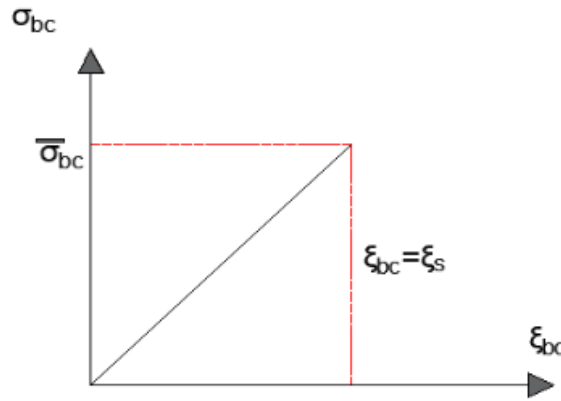


Figure I.9: Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS

I.6.1.8 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 :
 $\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$
- Dans le cas d’une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :
 $\bar{\tau}_u = \min (0.15.f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$
- Dans le cas des armatures inclinées :
 $\bar{\tau}_u = \min (0.27.f_{c28}/\gamma_b ; 7 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa}$

I.6.2 Acier

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses et les barres à haute adhérence. Pour les ronds lisses, il existe deux nuances (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d’élasticité de 215 MPa et 235 MPa. Pour les barres à haute adhérence les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d’élasticité de 400 MPa et 500 MPa. [6]

I.7.1 Contraint limite de l'acier

a) Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

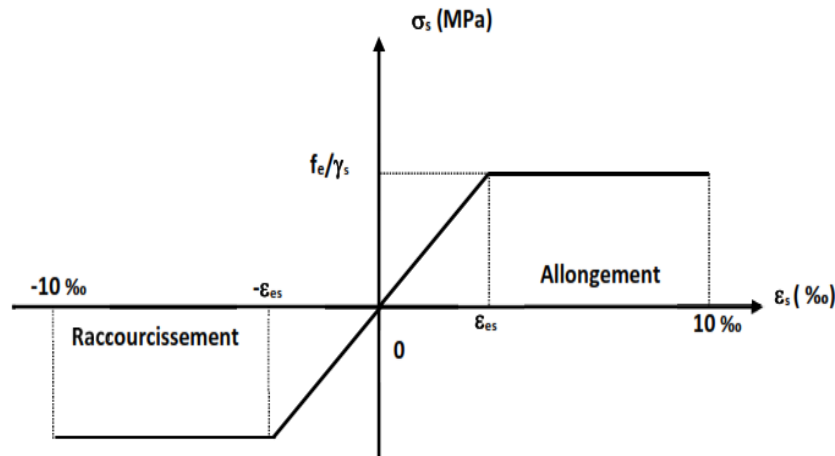


Figure I.10: Diagramme contraintes déformation de l'acier..

f_e : Contrainte limite élastique.

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

L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible. Nous aurons donc

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

- Contraintes de traction

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

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

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

b) Contrainte à ELS [1]

Elle dépend de l'état de fissuration :

Fissuration peu préjudiciable : Pas de limitation.

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \sigma_s \leq \sigma_{st} = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot F_{tj}})$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s \leq \sigma_{st} = \text{Min} (f_e / 2 ; 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot F_{tj}})$$

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

- $\sigma_s = 347.83 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration peu préjudiciable.
- $\sigma_s = 192.79 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration préjudiciable.
- $\sigma_s = 157.74 \text{ MPa}$ en cas de Fissuration très préjudiciable.

c) Coefficient d'équivalence

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

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I.7 Conclusion

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, on a défini les différents éléments qui la compose et le choix des matériaux utilisés, à et sa dans le but d'approfondir cette étude et faire un pré dimensionnement précis des éléments défini afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

Chapitre II

Pré-Dimensionnement et descente de charges

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul" des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91, le RPA 99 modifié 2003 et du CBA 93, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré-Dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 Les Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis. Ils déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitations. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance.

II.2.1.1 Planchers à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition suivant: C.B.A.93 [B.6.8.2.4].

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher (Epaisseur).

L: La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 410 \text{ cm}$$

$$(h_t / L_{\max}) \geq (1 / 22.5) \rightarrow h_t \geq L_{\max} / 22.5$$

$$h_t \geq 410 / 22.5$$

$$h_t \geq 18.22 \text{ cm}$$

Donc en adopte : **$h_t = 20 \text{ cm}$.**

Dalle de compression = 4 cm.

Corps creux = 16 cm.

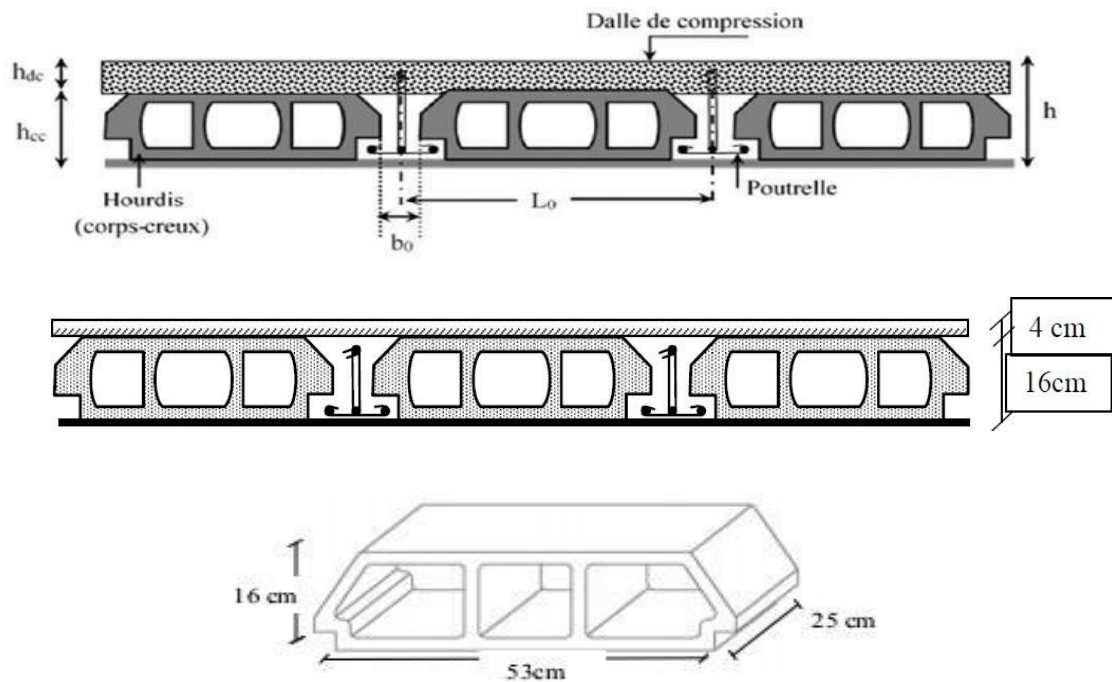


Figure II.1: Plancher à corps creux

a. Poutrelles

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$0.4h_t \leq b_0 \leq 0.6 h_t \quad \Rightarrow \quad 8 \leq b_0 \leq 12$$

On adopte: $b_0 = 10 \text{ cm.}$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 \geq \min (L_x/2; L_{\max}/10)$$

avec:

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

$L_{\max}$: représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_{\max} = 410 \text{ cm}$). Tel que:

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

$$b_1 \geq \min (55/2 ; 410 /10) = \min (27.5 ; 41) \text{ cm}$$

On adopte: $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

Pour la vérification:

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

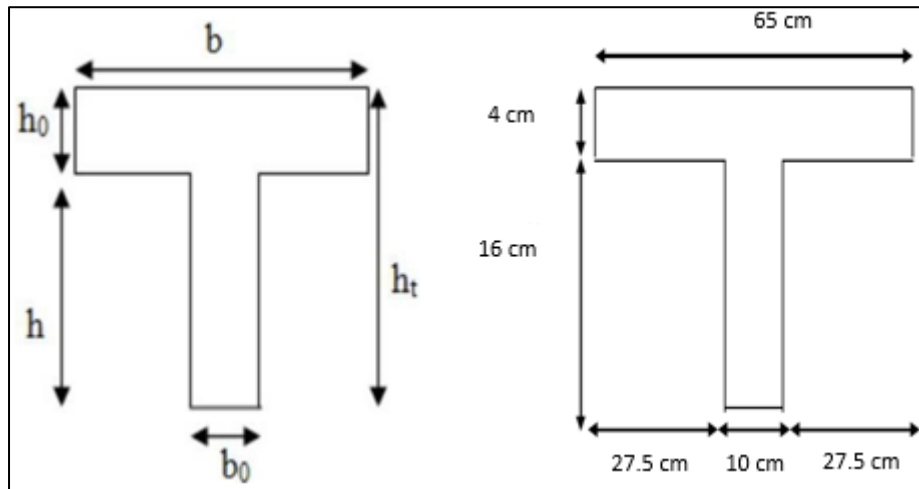


Figure II.2: Poutrelle

II.2.1.2 Dalles pleine (Balcon)

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

- Résistance au feu

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

On admet que : $e = 15 \text{ cm}$.

- Résistance à la flexion

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Dans notre projet nous avons dalle reposant sur trois appuis donc : $Lx = 1.70 \text{ m}$

$$\frac{170}{50} \leq e \leq \frac{170}{40}$$

$$3.4 \leq e \leq 4.25$$

$$e = 3.5 \text{ cm}$$

$$e_{\text{dalle}} = \max(15; 3.5) \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

II.2.2 Les escaliers

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction, est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

a) Caractéristiques techniques

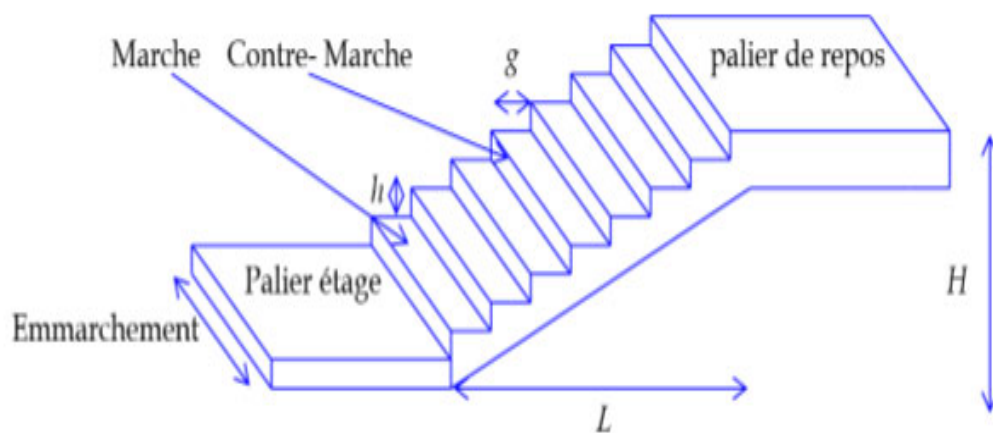


Figure. II.3: Les composants de l'escalier.

Dans notre projet on a un type d'escalier à deux volées pour les étages courants

b) Dimensionnement

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier. En pratique, nous avons :

- La hauteur h : $14 \leq h \leq 18$
- La largeur g : $25 \leq g \leq 32$

On prend: $h = 17.78 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \Rightarrow 2 \times 17.78 + 30 = 65.56 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Escalier RDC + EC

Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{320}{17.78} = 18 \text{ contre marche} \rightarrow n_t = 18 \text{ contre marche}$$

➤ **Paillasse**

$$n = \frac{H}{h} \rightarrow n = \frac{160}{17.78} \rightarrow n = 9 \text{ contre marche}$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow \tan \alpha = \frac{160}{240} = 0.66 \rightarrow \alpha = 33.7^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux côtés d'épaisseur (e)

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = 80 + 290 + 120$$

$$L = 490 \text{ cm}$$

$$490 / 30 \leq e \leq 490 / 20$$

$$16.33 \leq e \leq 24.5 \text{ On prend : } e = 18 \text{ cm pour la paillasse et le palier}$$

II.2.3 L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionnées dans les plans d'architecture. Pour la terrasse inaccessible on prend $H = 60 \text{ cm}$.

$$S_{\text{inacce}} = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{\text{inacce}} = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{inacce}} = S_{\text{inacce}} \times 1 = 0.0685 \text{ m}^3$$

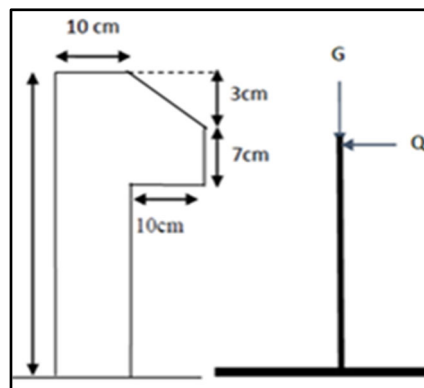


Figure II.4 : Schéma de l'acrotère.

II.3 Evaluation des charges et surcharges (DTR BC 2.2) [5]**a) Plancher terrasse inaccessible**

Tableau II.1: Charge pour plancher terrasse (inaccessible)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/ m ²)
protection en gravillon	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente 1%	0.1	22	2.2
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Corps creux	0.16+0.04	13.75	2.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente total			G = 6.28
Surcharge d'exploitation			Q = 1

b) Plancher courant

Tableau II.2: Charge pour plancher courant (accessible)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/ m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lite de sable	0.02	18	0.36
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Corps creux	0.16+0.04	13.75	2.8
Cloison intérieur	0.01	10	1
Charge Permanente total			G = 5.20
Surcharge d'exploitation			Q = 1.5

c) Murs Extérieurs

Tableau II.3 : Evaluation des charges des cloisons extérieures.

Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18	0.36
Brique creux de 15	0.15	8.66	1.30
Lame d'air	0.05	/	/

Brique creux de 10	0.1	9	0.9
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G=2.76

d) Murs intérieurs

Tableau II.4 : Evaluation des charges des cloisons intérieures.

Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit de ciment (extérieur)	0.02	18	0.36
Brique creux de 15	0.15	8.66	1.30
Enduit plâtre (intérieure)	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G=1.86

e) Escaliers

➤ Palier

Tableau II.5: Evaluation des charges du palier

Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.18	25	4.5
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G = 5.9
Surcharge d'exploitation			Q = 2.5

➤ Paillasse

Tableau II.6 : Evaluation des charges de la paillasse.

Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Poids des marches	0.17/2	25	2.125
Dalle pleine	0.18/cos α	25	5.42

Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G = 8.56
Surcharge d'exploitation			Q = 2.5

f) Balcon

Tableau II.7: Evaluation des charges du balcon.

Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente totale			G = 5.33
Surcharge d'exploitation			Q = 3.5

g) L'acrotère :

Tableau II.8: Evaluation des charges de l'acrotère.

charge	Poid (KN/ml)
Q	1
G	1.69

II.3 Pré-Dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1 Les poutres

a) Poutres principales

Selon le règlement BAEL 91 modifié 99 les poutres seront pré-dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le RPA 99 version 2003. [1]

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.80$ m).

$$(480/15) \leq h_t \leq (480/10) \Rightarrow 32 \leq h_t \leq 48$$

Soit $h = 40$ cm et $b = 30$ cm

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (Art : 7.5.1 RPA 99 version 2003) qui sont les suivantes:

Donc on adopte une poutre principale de section (30*35). Vérification selon RPA 99 version 2003: [4]

$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ Vérifiée.

$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ Vérifiée.

$(h/b) \leq 4 \rightarrow 40/30 = 1.33 < 4$ Vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre principale à une section de (30x40) cm².

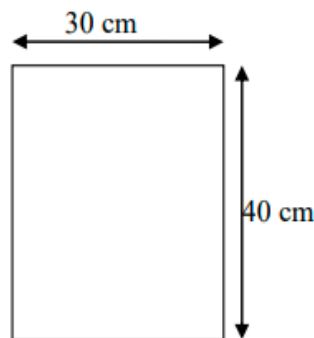


Figure II.5: Poutres principales

b) Poutres secondaires

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

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Avec :

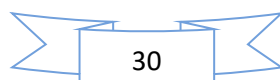
h_t : hauteur de la poutre.

$L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 4.10$ m).

$$\frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \leq h_t \leq 41$$

Soit $h = 35$ cm et $b = 30$ cm

Donc on adopte une poutre principale de section (30*35). Vérification selon RPA 99 version 2003:



$b \geq 20\text{cm} \rightarrow b=30\text{cm} > 20\text{cm}$ Vérifiée.

$h \geq 30\text{cm} \rightarrow h=35\text{cm} > 30\text{cm}$ Vérifiée.

$(h/b) \leq 4 \rightarrow 35/30 = 1.167 < 4$ Vérifiée.

Les conditions du RPA sont vérifiées donc la poutre secondaire à une section de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

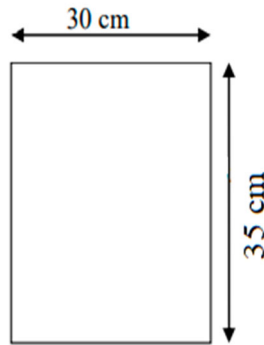


Figure II.6: Poutres secondaires

II.3.2 Les Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$$

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

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus. Les dimensions des poteaux supposées: $(30 \times 40) \text{ cm}$

Vérification (R.P.A 99) : [4]

$$\text{Min } (30, 40) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{Min } (30, 40) = 30 \text{ cm} \geq h_e / 20 = 16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$0.25 \leq 0.75 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

II.3.3 Descente de charge :

II.3.3.1 Définition

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura considéré :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.3.3.2 Représentation des différents niveaux du bâtiment

Sous terrasse Q_0

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

II.3.3.4 Loi de dégression des sur charges

- ✓ Un bâtiment en béton armé (R+5) à usage d'habitation.
- ✓ Plancher RDC $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Plancher 1er au 5ème (habitations) $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Plancher terrasse (non accessible) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $3+n/2n$ en étant valable, et on obtient les valeurs suivantes : La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

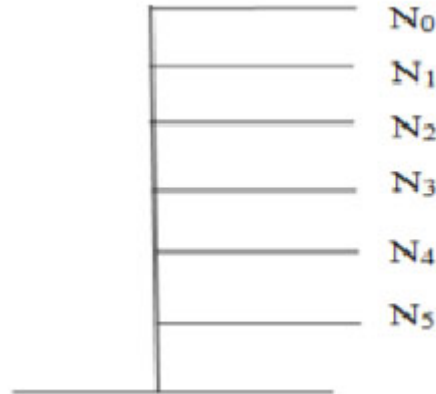


Figure II.7: Schéma statique de la descente de charge

Tableau II.9: Dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge(KN/m ²)
5	$Nq0=1,00$	1
4	$Nq1=q0+q1$	2.5
3	$Nq2=q0+0,95 (q1+q2)$	3.85
2	$Nq3=q0+0,90 (q1+q2+q3)$	5.05
1	$Nq4=q0+0,85 (q1+q2+q3+q4)$	6.1
RDC	$Nq6=q0+0,75 (q1+q2+q3+q4+q5+q6)$	7.75

II.3.3.4 Poteau le plus sollicitée

La surface afférente:

$$S_1 = (1.425 \times 2.00) = 2.85 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = (2.00 \times 2.05) = 4.10 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = (1.425 \times 2.50) = 3.56 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = (2.05 \times 2.50) = 5.13 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } S = 15.64 \text{ m}^2.$$

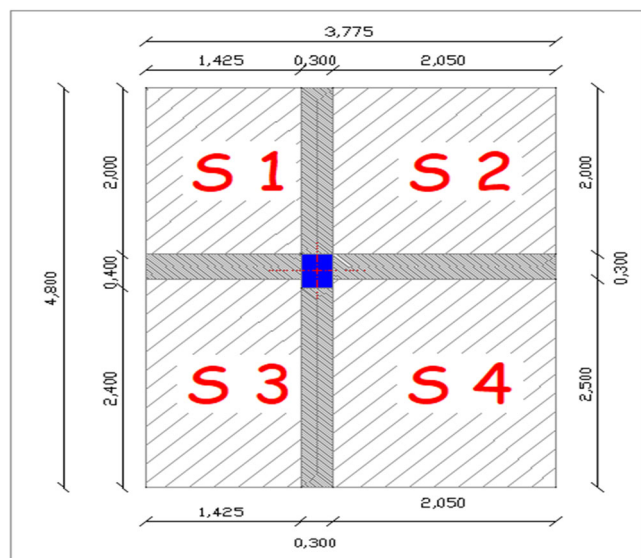


Figure II.8: Surface afférente du poteau

Plancher terrasse:

- $G = 15.64 \times 6.28 = 98.22 \text{ KN}$

- $Q = 15.64 \times 1 = 15.64 \text{ KN}$

Plancher étages:

- $G = 15.64 \times 5.20 = 81.33 \text{ KN}$
- $Q = 15.64 \times 1.5 = 23.46 \text{ KN}$

Les poutres:

$$G_{pp} = (2.00 + 2.40) \times 0.30 \times 0.40 \times 25 = 13.20 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = (2.05 + 1.425) \times 0.30 \times 0.35 \times 25 = 9.12 \text{ KN}$$

Poteaux:

$$G_{pot} = S \times 25 \times H_{\text{étage}}$$

Tableau II 10: Évaluation des poids propres des poteaux.

Étage	RDC+ étage
S (m ²)	0.30 x 0.40 = 0.12
Gp	0.12 x 3.20 x 25 = 9.60

Tableau II.11: Descente de charge du poteau.

Niveau	Éléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse	98.22	15.64
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.20	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.12	
	Total 1	120.54	15.64
2-2	Venant 1-1	120.54	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.60	
	Total 2	130.14	
3-3	Venant 2-2	130.14	15.64 23.46
	Plancher étage	81.33	
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.20	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.12	
	Total 3	233.79	39.10
4-4	Venant 3-3	233.79	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.60	
	Total 4	243.39	

5-5	Venant 4-4	243.39	39.10
	Plancher étage	81.33	23.46
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.20	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.12	
	Total 5	347.04	62.56
6-6	Venant 5-5	347.04	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.60	
	Total 6	356.64	
7-7	Venant 6-6	356.64	62.56
	Plancher étage	81.33	23.46
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.20	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.12	
	Total 7	460.29	86.02
8-8	Venant 7-7	460.29	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.60	
	Total 8	573.54	
9-9	Venant 8-8	573.54	89.02
	Plancher étage	81.33	23.46
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.20	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.12	
	Total 9	677.19	109.48
10-10	Venant 9-9	677.19	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.60	
	Total 10	686.79	
11-11	Venant 10-10	686.79	109.48
	Plancher étage	81.33	23.46
	Gpp (30 x 40) cm ²	13.20	
	Gps (30 x 35) cm ²	9.12	
	Total 11	790.44	132.94
12-12	Venant N3	790.44	
	Poteau (30 x 40) cm ²	9.60	
	Total 12	809.04	
	Total	G=809.04	Q=132.94

II.3.3.5 Les vérifications nécessaires

a- Poteau RDC

- L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 * 809.04 + 1.5 * 132.94 = 1291.614 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que: $N_u = 1.10 \times (1.35G + 1.5Q)$.

Donc $N_u = 1.10 \times 1291.614 = 1420.775 \text{ KN}$.

Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{1420.775 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.095 \text{ m}^2$$

On a: $B = 0.16 \text{ m}^2$

$B = 0.16 \text{ m}^2 > 0.095 \text{ m}^2$ Condition vérifiée.

Vérification au flambement:

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \left(\alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$B_r \leq \frac{N_u}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \left(\frac{0.85}{1 + 1.02 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \right) \rightarrow 0 < \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70$$

On calcule l'élancement : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur de poteau.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I : \text{Moment d'inertie } I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$l_f = 0.7 * 3.20 = 2.24\text{m}$$

$$B = 0.16 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.0192}{12} = 1.6 \times 10^{-3}$$

$$i = \sqrt{\frac{1.6 \times 10^{-3}}{0.16}} = 0.1$$

$$\lambda = \frac{2.24}{0.1} = 22.4 < 50 \rightarrow \alpha = \left(\frac{0.85}{1 + 1.02 \left(\frac{22.4}{35} \right)^2} \right) = 0.794$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{Br * \gamma_s} \right)}$$

$$Br \geq \frac{1348.42 \times 10^{-3}}{0.804 \times \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{8 \times 400}{1000 * 1.15} \right)}$$

$$Br \geq 0.078$$

$$As = 0.7\% * Br \dots\dots\dots \text{Zone I}$$

$$As = 0.8\% * Br \dots\dots\dots \text{Zone IIa}$$

$$As = 0.9\% * Br \dots\dots\dots \text{Zone IIb}$$

$$As = 0.9\% * Br \dots\dots\dots \text{Zone III}$$

Nous avons:

$$Br = (30-2) * (40-2) * 10^{-4} = 0.106 \text{ m}^2$$

$0.106 \text{ m}^2 > 0.085 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

II.3.4 Les voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des

charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le, RPA 99 V2003, (article 7.7.1), exige une épaisseur minimale de voile de 15 cm. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e = \max \left(\frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25}, 15 \text{ cm} \right)$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage, e : épaisseur du voile.

Donc: $e \geq \max (16 \text{ cm}, 14.54 \text{ cm}, 12.8 \text{ cm}, 15 \text{ cm}) \implies e = 16 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur de voile : $e = 20 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur : $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

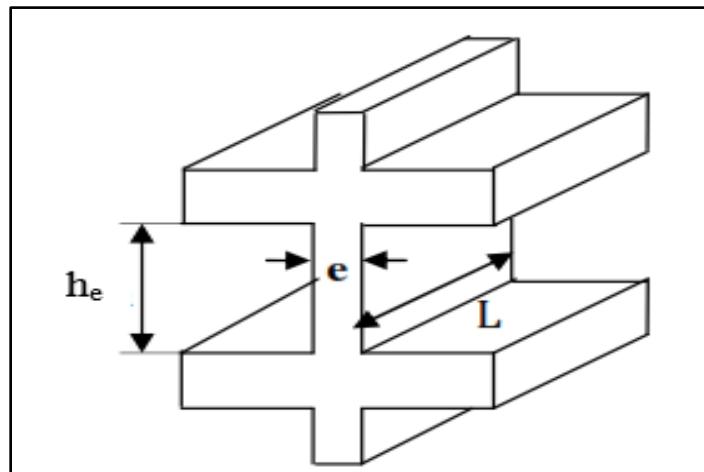


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation

II.4 Conclusion

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

Chapitre III

CALCUL Des ELEMENTS

SECONDAIRE

III.1 Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : Les éléments structuraux et non structuraux.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non-structuraux (différents planchers, escalier, acrotère).

Cette étude fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur les éléments considérées, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

III.2 Calcul de l'acrotère

III.2.1 Introduction

L'acrotère est un élément 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 encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure (figure. III.1)

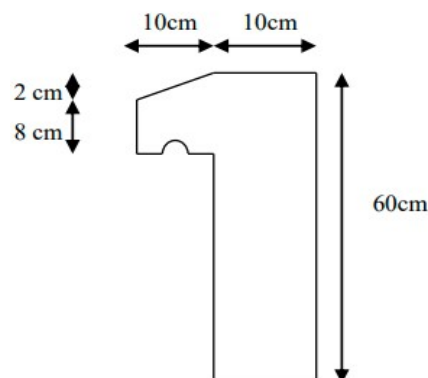


Figure III.1: Type d'acrotère

III.2.2 Evaluation des Charges

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

III.2.3. Vérification au séisme

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99.

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99).

W_p : Poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

Groupe d'usage 2, zone IIa

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.72 = 0.82 \text{ KN/ml}$$

Il faut : $F_p < 1.5Q \Rightarrow 0.82 \text{ KN/m} < 1.5 \text{ KN/m} \dots\dots\dots (cv)$

On va ferrailer l'acrotère avec la force F_p .

III.2.4. Calcul des sollicitations

III.2.4.1 Etat limite ultime

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 1.72 = 2.322 \text{ KN/m}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.m}$$

III.2.4.2 Etat limite de service

$$N_s = N_G = 1.72 \text{ KN/m}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.5. Calcul de l'excentricité

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ tel que } e_1 = e_0 + e_a [1]$$

♦ **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_0) :**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{2.322} = 0.39 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

♦ **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2)**

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10000 \times h} (2 + \alpha Q)$$

Calcul de l'élancement :

$$L_f = 2 \times L \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m}$$

$$i : \text{rayon de giration} : i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \rightarrow I = \frac{1 \times 0.1^3}{12} \rightarrow I = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1 \times 0.1 \Rightarrow S = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } i = 0.029$$

Alors :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\lambda = 1.2 / 0.029 = 41.38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max \{ 50 ; \min [67 \times (e_0/h), 100] \}$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41.38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10(1 - \mu_u / 1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10000 \times 0,1} \times 2$$

$$e_2 = 0,0086 \text{ m}$$

✓ **Excentricité additionnelle (ea)**

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250}) \rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 0,41 + 0,0086 \Rightarrow e = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{L_f}{h} = 12$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max(15 ; \frac{20 \cdot e_1}{h}) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale

III.2.6. Calcul du ferrailage

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

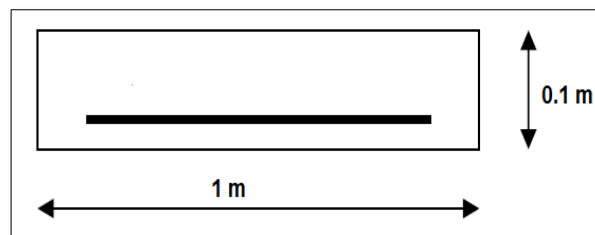


Figure III.2 : Section de calcul d'acrotère.

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 0,1 \text{ m}$
- ✓ Largeur de la section : $b = 1 \text{ m}$
- ✓ Enrobage : $c = 0,02 \text{ m}$
- ✓ Hauteur utile : $d = h - c = 0,08 \text{ m}$

♦ **Moment fictif (M_{ua})**

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \rightarrow M_{ua} = 0.9 + 2.322 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \rightarrow M_{ua} = 1.06 \text{ KN.m}$$

III.2.6.1. Les armatures fictives

$$U = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$U = \frac{1.06 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 90^2} = 0.010 \quad / \quad f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\mu = 0.010 < \mu_l = 0.186 \dots \dots \dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.010 \rightarrow \alpha = 0.013 \quad / \quad Z = 89.53 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{1.06 \times 10^6}{348 \times 89.53} = 34.02 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 108.67 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.08 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.34 ; 1.08)$$

Alors :

$$A_s = 1.08 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.08 < 2.01 \dots \dots \dots (\text{cv}).$$

♦ **L'espacement «e» :**

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

$$e \leq \min (30 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

III.2.6.2. Armature de répartition [1]

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow \frac{2.01}{400} = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

♦ L'espacement «e» :

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

$$e \leq \min(40 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \dots\dots\dots$ c v

III.2.6.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [1] tel que :

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 90} = 0.016 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.016 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.7. Vérification à L'ELS**III.2.7.1. Vérification des contraintes**

$$M_{ser}/A = M_{ser} + N_{ser} \times (d - \frac{h}{2}) = 0.6 + 1.72 \times (0.09 - \frac{0.1}{2}) = 0.67 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier, Selon la rectification 99 du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = 201.63 \text{ MPa} [1]$$

$$X = \frac{15 \times \sigma_{bc}}{15 \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b \times \sigma_{bc} \times Z = 1/2 (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser}/A = 0.067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser}/A < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{A_{ser}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{A_{ser}}{\sigma_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

III.2.8. Schéma de Ferrailage

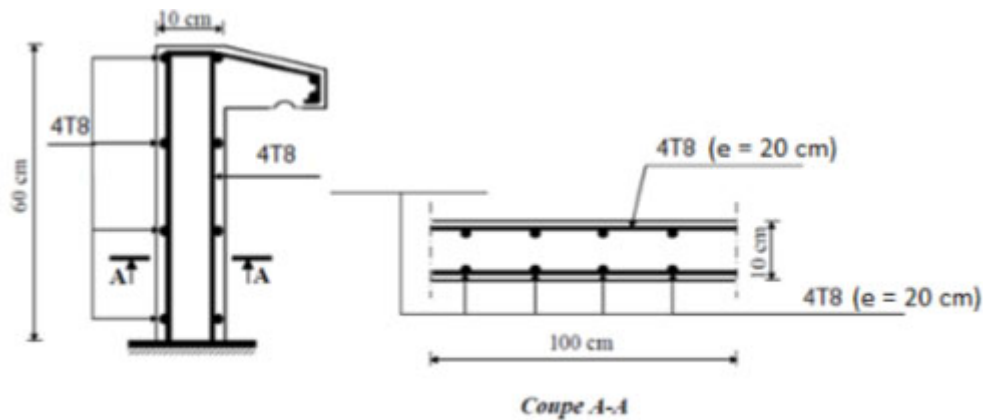


Figure III.3 : Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.3. Les Escaliers

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

III.3.1. Combinaison des charges

Les escaliers étudient pour une bonde de 1 m.

$$\text{Pallasse : } G_1 = 8.56 \text{ KN/m}^2 = 8.61 \times 1 \text{ m} = 8.56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } G_2 = 5.9 \text{ KN/m}^2 = 5.93 \times 1 \text{ m} = 5.9 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU : } P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q$$

Tableau III.1 : les combinaisons des charges de l'escalier.

Désignation	Paillasse(a) (KN/ml)	Palier (KN/ml)
ELU	15.31	11.72
ELS	11.06	8.40

III.3.2. Détermination des sollicitations

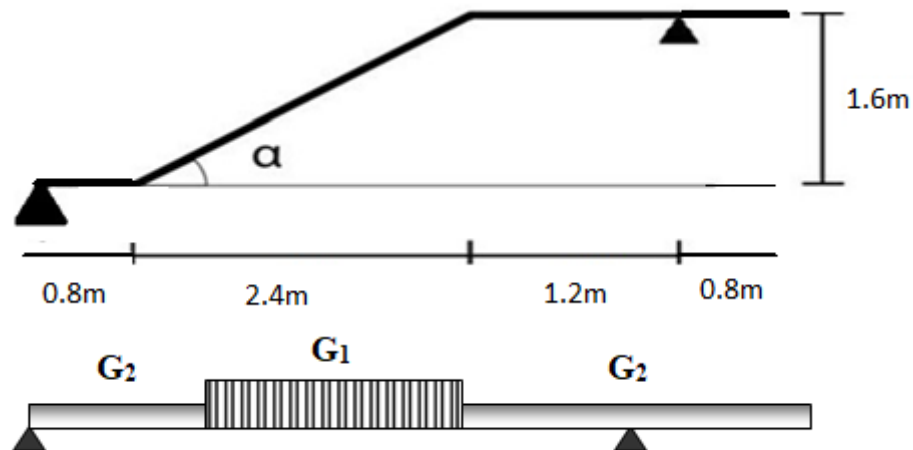


Figure III.4 : Schéma statique d'escalier.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre Uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose. Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes:

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode R.D.M.

III.3.3. Diagrammes de moment fléchissant et effort tranchant

ELU

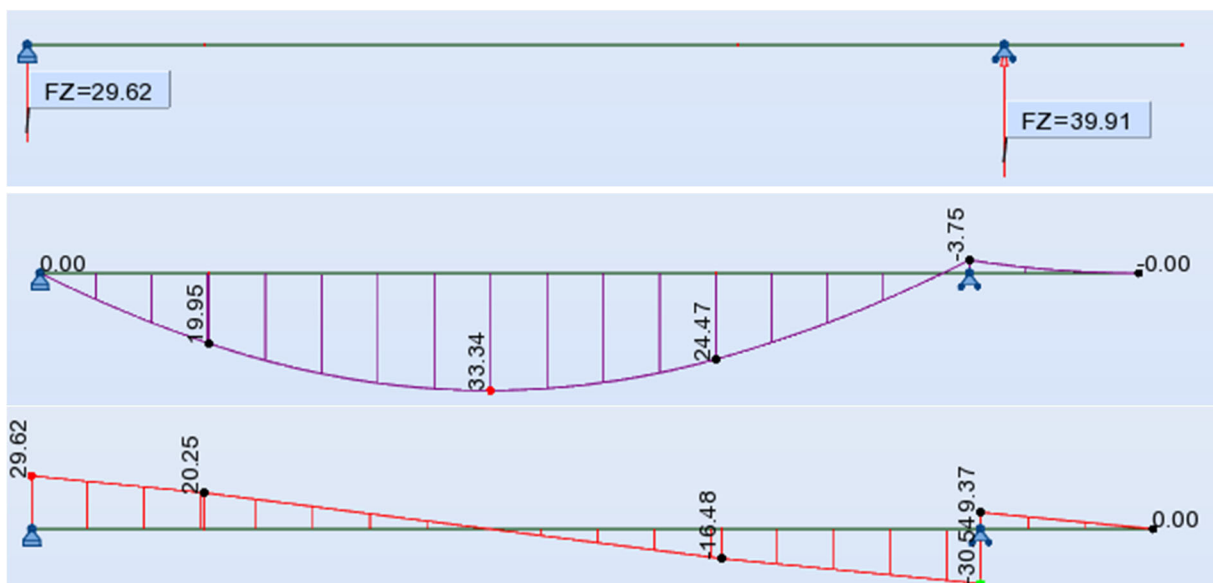


Figure III.5 : Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

ELS

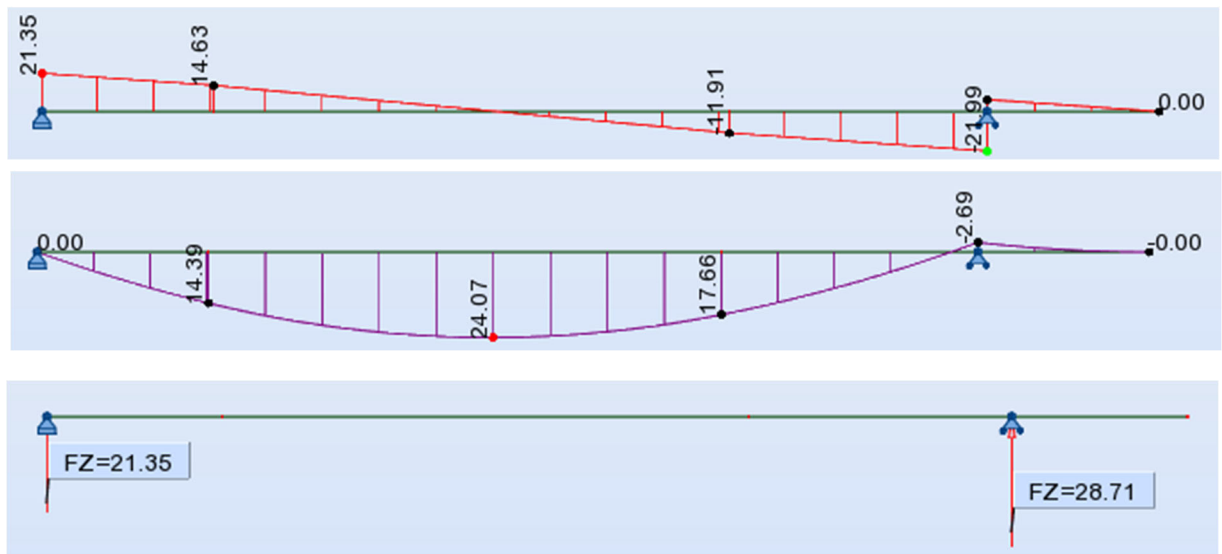


Figure III.6 : Diagramme de moment et effort tranchant à L'ELS.

Tableau III.2 : Détermination des sollicitations

Désignation	$M_{\max}$ (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	33.35	16.67	28.34	30.54
ELS	24.07	12.035	20.46	21.99

III.3.4. Calcul du ferrailage

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

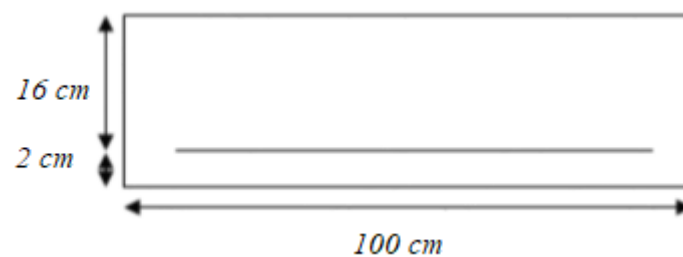


Figure III.7 : Section de calcul d'escalier.

- ✓ Epaisseur de la section : $h = 0.18\text{m}$
- ✓ Largeur de la section : $b = 1\text{ m}$
- ✓ Hauteur utile : $d = 0.9h \rightarrow d = 0.162\text{ m}$

III.3.4.1. Le ferrailage à ELU

a) En travée:

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \rightarrow \mu = \frac{28.34 \times 10^6}{1000 \times 162^2 \times 14.16} = 0.077 \quad / \quad F_{bu} = 14.16 \text{ [1]}$$

$$\mu = 0.077 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.077 < \mu_l = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A}$$

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.077 \rightarrow \alpha = 0.1 \quad / \quad Z = 155.52 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{Mt}{\sigma_s \cdot Z} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_u = \frac{28.34 \times 10^6}{348 \times 155.52} = 526.6 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$A_u = 5.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2.1}{400} = 195.615 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.95 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (5.26 ; 1.95)$$

Alors :

$$A_s = 5.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

♦ Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.95 < 5.65 \dots\dots\dots (cv).$$

♦ L'espacement «e»

$$e \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \quad [1]$$

$$e \leq \min(45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm [1]}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

♦ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T10 = 3.93\text{cm}^2$$

♦ **L'espacement «e » :**

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

$$e \leq \min(60 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

b) Sur appui

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{Ma}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} \rightarrow \mu = \frac{16.67 \times 10^6}{1000 \times 162^2 \times 14.16} = 0.045 / F_{bu} = 14.16$$

$$\mu = 0.045 < \mu_{\text{lim}} = 0.186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$0.045 < \mu_l = 0.186$ Pivot A

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

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$\mu = 0.045 \rightarrow \alpha = 0.063 / Z = 157.95 \text{ mm}$$

$$A_u = \frac{Ma}{\sigma_s \cdot Z} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa [1]}$$

$$A_u = \frac{16.67 \times 10^6}{348 \times 157.95} = 305.09 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } A_u = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa [1]}$$

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 1000 \times 162 \times \frac{2.1}{400} = 195.62 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{min}} \geq 1.95 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (3.05; 1.95)$$

Alors :

$$A_s = 3.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

♦ **Condition de non fragilité (BAEL 91)**

$$A_{min} < A_{\text{adopte}} [1] \Rightarrow 1.95 < 3.39 \dots\dots\dots (cv).$$

♦ **L'espacement «e »**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min (45; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

♦ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \rightarrow \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte: } 5T10 = 3.93\text{cm}^2$$

♦ **L'espacement «e »**

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

$$e \leq \min (60 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 45\text{cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

c) Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]

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

$$\bar{\tau} = \min (0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \Rightarrow \tau_u = \frac{30.54 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.189 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (cv).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.4.2 Vérification des contraintes

a) En travée

On doit vérifier que :

Pour le béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28} [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

♦ La contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 20.46 \text{ KN.m} ; A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 b y^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \text{ si : } (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 5.65 \times 15 (16.2 - y) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 530.82$$

$$y = 4.46 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 4.46^3)/3 + 15 \times 5.65 (16.2 - 4.46)^2 = 14638.11 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{20.46 \times 10^6 \times 4.46}{14638.11 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 6.23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

b) En appui

♦ La contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

$$M_{ser} = 12.035 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$1/2 by^2 + \eta (d-y) A_{sc} - \eta A_{st}(d-y) = 0$$

$$\eta = 15 \text{ si : } (A_{sc} = 0)$$

$$50y^2 - 2.26 \times 15 (16.2 - y) = 0 ; \sqrt{\Delta} = 333.14$$

$$y = 2.99 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie:

$$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 + \eta A_{sc}(d-y)^2 = 0$$

$$I = (100 \times 2.99^3)/3 + 15 \times 2.26 (16.2 - 2.99)^2 = 6806.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.035 \times 10^6 \times 29.9}{6806.72 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 5.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc : Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

III.3.5.1 Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]

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

$$\bar{\tau} = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \Rightarrow \tau_u = \frac{21.99 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.169 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.169 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.5.2. La vérification de la flèche

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

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe}$$

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$$

Nous avons :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{440} = 0.0409 \leq 0.0625 \dots\dots\dots \text{C N V}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow \frac{565}{1000 \times 162} \leq \frac{4.2}{fe} \rightarrow 0.0034 \leq 0.010 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \rightarrow 0.0409 \leq 0.085 \dots\dots\dots \text{C N V}$$

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est : $\Delta\sigma T = \sigma_v - \sigma_i$ [1]

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si : } L < 5\text{m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \quad \text{si : } L < 5\text{m}$$

$$- \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i I_{\delta i}} \dots\dots\dots \text{Flèche due aux charges instantanées.}$$

$$- \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v I_{\delta v}} \dots\dots\dots \text{Flèche due aux charges différées.}$$

Dans notre cas : $L = 4.40 \text{ m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène:

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\rightarrow I_0 = \frac{100 \times 18^3}{12} + 15 \times 5.65 \left(\frac{18}{2} - 16.2 \right)^2 = 52114.75 \text{ cm}^4$$

Moment d'inertie fictif :

$$- I_{\delta i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$- I_{\delta v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Avec :

$$- \lambda_i = \frac{0.05 \times Ft_{28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times Ft_{28}}{p \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\rho = \frac{As}{bd}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times Ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + Ft_{28}} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{As \times Z} \text{ et : } Z = d - \frac{y}{3}$$

$$y = \frac{\frac{bh^3}{12} + As \times d}{bh + 15As} = \frac{100 \times \frac{18^3}{12} + 5.65 \times 16.2}{(100 \times 18) + (15 \times 4.52)} = 26.06$$

$$Z = 16.2 - \frac{26.06}{3} = 7.51 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{20.46 \times 1000}{5.65 \times 7.51} = 602.74 \text{ MPA}$$

$$\rho = \frac{5.65}{100 \times 16.2} = 0.0028$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0028 \times 602.74 + 2.1} = 0.58$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0028 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 7.5$$

$$\lambda_v = 3$$

$$I_{\delta i} = \frac{52114.75}{1 + 7.5 \times 0.58} = 9741.07$$

$$I_{\delta v} = \frac{1.1 \times 52114.75}{1 + 3 \times 0.58} = 20921.98$$

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$\delta_i = \frac{12.035 \times 4.4^2 \times 10^8}{10 \times 32164.2 \times 9741.07} = 7.43 \text{ mm}$$

$$\delta_v = \frac{12.035 \times 4.4^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 20921.98} = 10.29 \text{ mm}$$

$$\text{Alors : } \Delta \sigma_t = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\rightarrow \Delta \sigma_t = 10.29 - 7.43 = 2.86 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8.8 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III.3.6. Schéma de ferrailage

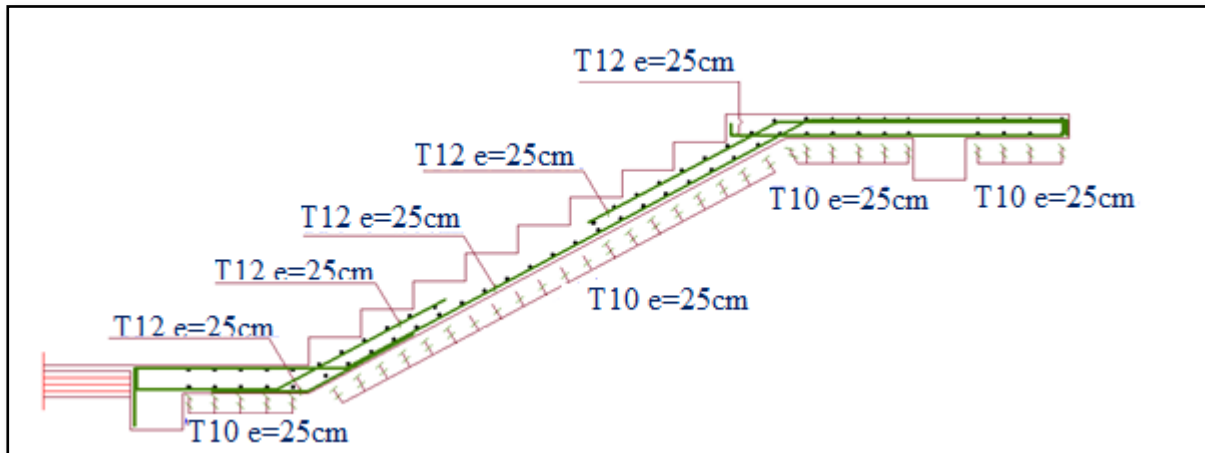


Figure III.8 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.3.7. Poutre de palière

Définition

Le calcul se fait en flexion simple pour une poutre simplement appuyée et uniformément chargée, les charges sont :

- Son poids propre.
- Poids de la maçonnerie.
- Réaction provenant du palier.

III.3.7.1 Pré dimensionnement

♦ D'après le BAEL

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23.33 \leq h \leq 35$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow b = 30$$

Exigences du RPA99/2003 (Art .5.1)

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV [4]}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte $b \times h = (30 \text{ cm} \times 35 \text{ cm})$

III.3.7.2. Evaluation des charges

- ♦ Le poids propre de la poutre palier :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 2.63 \text{ KN/ml}$$

$$G_{mur} \times H_{mur} = 2.76 \times \left(\frac{3.20}{2} - 0.35 \right) = 3.45$$

Charge linéaire du palier :

$$R_a = 39.91 \text{ KN/ml}$$

- Réaction d'escalier ou niveau du palier ELU

$$R_a^u = 39.91 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (1.35 \times G_{pp}) + R_a^u = (1.35 \times 2.63) + 39.91 = 43.46 \text{ KN/m}$$

$$M_u^t = \frac{qL^2}{24} = \frac{43.46 \times 3.50^2}{24} = 22.18 \text{ KN/m}$$

$$M_u^a = \frac{qL^2}{12} = \frac{43.46 \times 3.50^2}{12} = 44.36 \text{ KN/m}$$

$$T_u^t = \frac{qL}{2} = \frac{43.46 \times 3.50}{2} = 76.06 \text{ KN}$$

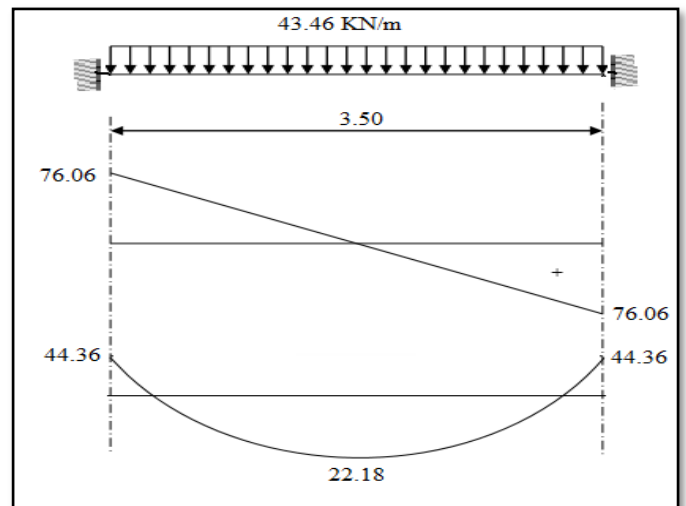


Figure III.9: diagrammes des Moments fléchissant et de L'effort tranchant de la palier

ELS

$$R_a^s = 28.71 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G_{pp} + R_a^s = 2.63 + 28.71 = 31.34 \text{ KN/m}$$

$$M_s^t = \frac{qL^2}{24} = \frac{31.34 \times 3.50^2}{24} = 16.00 \text{ KN/m}$$

$$M_s^a = \frac{qL^2}{12} = \frac{31.34 \times 3.50^2}{12} = 32.00 \text{ KN/m}$$

$$T_s^t = \frac{qL}{2} = \frac{31.34 \times 3.50}{2} = 54.85 \text{ KN}$$

III.3.7.3 Ferrailage à l'état limite ultime

a. Armatures longitudinales

$$h = 35 \text{ cm}; d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}; \sigma_b = 14,16$$

a.1 En travée

$$M_t = 22,18 \text{ KN.m}$$

$$U = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{22,18 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,16} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071})$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 0,092 / \beta = 0,963$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_s = \frac{22,18 \times 10^3}{348 \times 0,963 \times 27} = 2,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

a.2 Sur appuis

$$M_a = 44,36 \text{ KN.m}$$

$$U = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{44,36 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,16} = 0,143$$

$$\mu = 0,143 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

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

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 0,194 / \beta = 0,922$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_s = \frac{44,36 \times 10^3}{348 \times 0,922 \times 27} = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul à la torsion

Moment de torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{\text{tor}} = \frac{Ma \times L}{2}$$

$$M_{\text{tor}} = \frac{16.67 \times 3.5}{2} = 29.17 \text{ kn.m}$$

Ferraillage longitudinal

$$A_l = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

e : épaisseur de la paroi. $e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$

$\emptyset$: min(b,h)

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur. $\Omega = [(b-e) \times (h-e)] = 750 \text{ cm}^2$

U : périmètre de la section. $U = 2[(b-e) + (h-e)] = 110 \text{ cm}$

$$A_l = \frac{29.17 \times 10^3 \times 110 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 6.15 \text{ cm}^2$$

Ferraillage transversales [7]

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appui

- En travée: $A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{29.17 \times 10^3 \times 150 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 0.838 \text{ cm}^2$
- En appuis: $A_t = \frac{M_{\text{tor}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{29.17 \times 10^3 \times 100 \times 1.15}{2 \times 750 \times 400} = 0.556 \text{ cm}^2$

. Ferraillage global**Ferraillage longitudinal****En travée**

$$A_{\text{tra}} = A^{\text{tra}} + \frac{A_l}{2} = 2.45 + \frac{6.15}{2} = 5.53 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 9.24 \text{ cm}^2 + 2.26 \text{ cm}^2 = 11.50 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A_a = A^{\text{tor}} + \frac{A_l}{2} = 5.12 + \frac{6.15}{2} = 8.20 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 9.24 \text{ cm}^2 + 2.26 \text{ cm}^2 = 11.50 \text{ cm}^2$$

Ferrailage transversal

$$\varnothing t \leq \min : \begin{cases} h/35 \\ \varnothing = 12 \text{ mm} \rightarrow \varnothing t = 8 \text{ mm} \\ b/10 = 12 \text{ mm} \end{cases}$$

- Calcul des espacements :

Généralement, si la fissuration n'est pas très préjudiciable et il n'y a pas de reprise de bétonnage on utilise la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b(\tau - 0,3fc28)}{0,8fe}$$

$$A_t = 0,003 \times S \times b \quad \text{avec} \quad S \leq \frac{h}{2}$$

$$A_t = 0,003 \times \frac{35}{2} \times 30 = 1,58 \text{ cm}^2 \text{ (Minimum de RPA)}$$

$$\text{Donc on prend } 4 \varnothing 8 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Par condition :

$$S < \min \left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing_t; 30 \text{ cm} \right) = 8,5 \text{ cm} \text{ (Zone nodale)}$$

$$S' < \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \text{ (Zone courante)}$$

On prend

$$_S = 10 \text{ cm} \text{ (} L_{zn} = 2 \times h = 70 \text{ cm)}$$

$$_S' = 15 \text{ cm} \text{ (} L_{zc} = 180 \text{ cm)}$$

III.7.4 Vérifications nécessaires**a. Vérification de la contrainte**

Considérons le cas préjudiciable.

a.1 En travée

$$A_s = 11,50 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_{ser} = 16,00 \text{ kn.m}$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 14,13 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3) y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = 80257.69 \text{ cm}^4$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{16 \times 10^5 \times 14.13}{80257.69 \times 10^2} = 2.82 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

$$\sigma_a = 15 \frac{16 \times 10^5}{80257.69 \times 10^2} (31.5 - 14.13) = 51.94 < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

a.2 Sur appuis

$$M_a = 32.00 \text{ kn.m} ; A_s = 11.50 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$(b/2)y^2 - 15A_s(d - y) = 0 \rightarrow y = 14.13 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = (b/3) y^3 + 15 A_s (d - y)^2 = 80257.69 \text{ cm}^4$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc} \text{ et } \sigma_a = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d-y) < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{32 \times 10^5 \times 14.13}{80257.69 \times 10^2} = 5.63 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

$$\sigma_a = 15 \frac{32 \times 10^5}{80257.69 \times 10^2} (31.5 - 14.13) = 103.89 < \bar{\sigma}_a = 240 \text{ Mpa} \rightarrow \text{cv}$$

b. Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{s \min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s = \min (A_{st} ; A_{sa}) = \min (11.50 ; 11.50) = 11.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2 < A_s = 11.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Vérification de la flèche

On doit vérifier dans les deux sens

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.35}{3.5} = 0.10 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{11.50}{30 \times 31.5} = 0.010 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV}$$

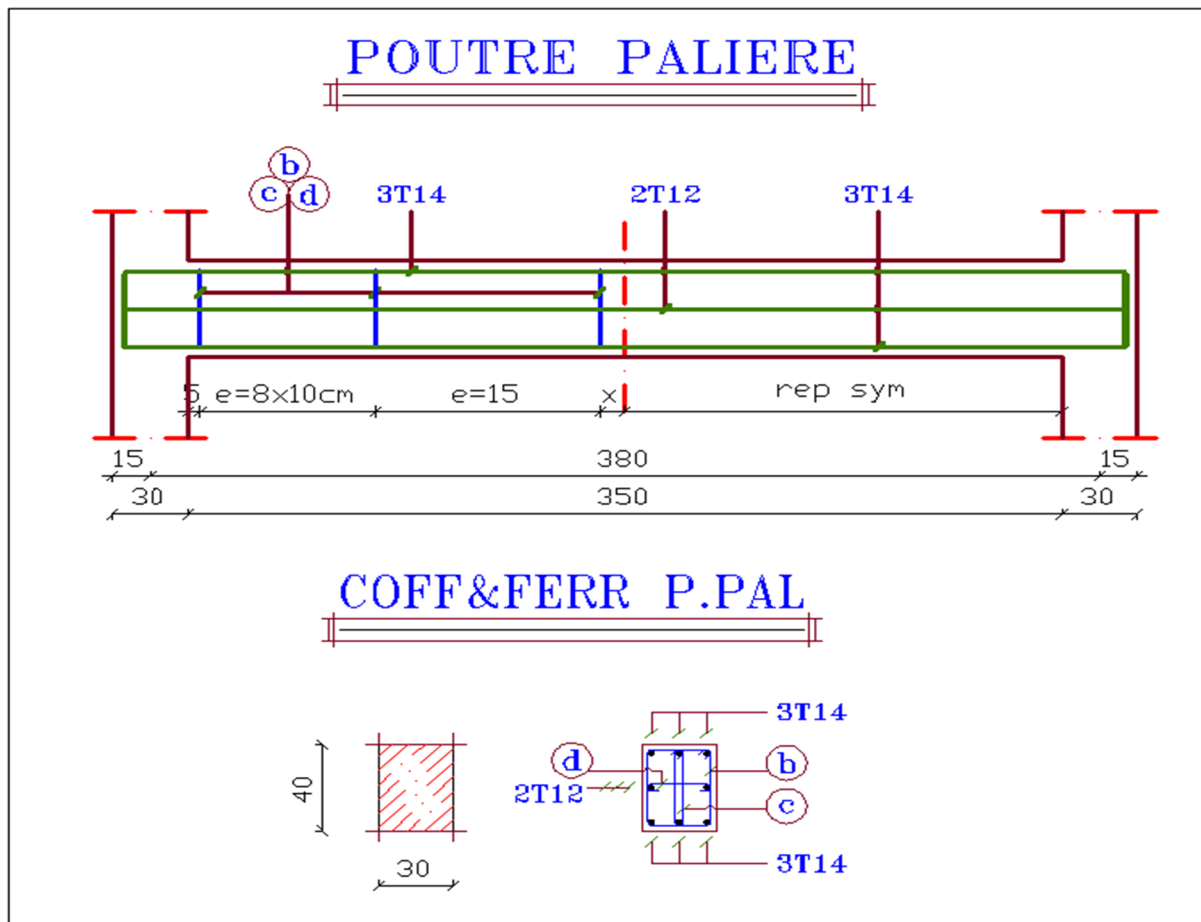
$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{0.35}{3.5} = 0.10 > \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{16.00}{10 \times 18.82} = 0.085 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement (effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq T_u = \min \left(0.2 \frac{F_{c28}}{F_e}; 5 \text{ Mpa} \right) = \min (3.33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$T_u = 54.85 \text{ kn} ; b = 30 \text{ cm} ; d = 31.5 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{54.85 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.58 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.8. Schéma de ferrailage**Figure III.10 : Schéma de ferrailage Poutre Palier****III.4. Les balcons**

Les balcons sont calculés comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive, il est soumis à une charge permanente G, au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement

e: épaisseur de la dalle.

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

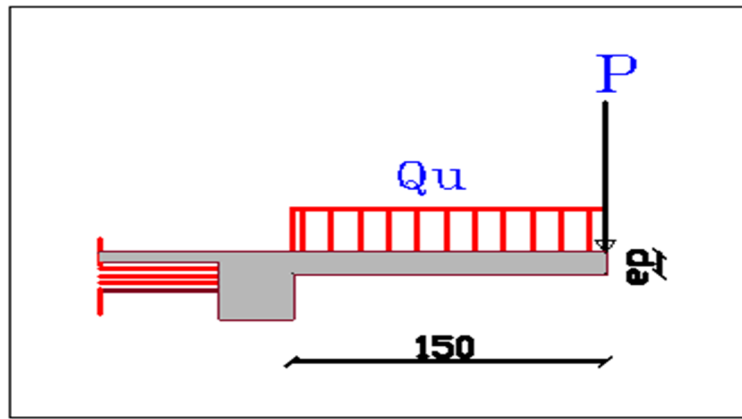


Figure III.11 : Schéma statique de balcon.

III.4.1. Evaluation des charges et surcharges

La charge permanente : $G=5.33\text{KN/ml}$.

La charge d'exploitation : $Q=3.5\text{KN/ml}$.

Le poids propre du garde-corps : $p=1\text{KN/ml}$.

Le balcon sera calculé en flexion simple, le calcul se fera pour une bande de 1 m.

III.4.1.1. Détermination des charges

ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.33) + (1.5 \times 3.5) = 12.45 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35 \times p = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = G + Q = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/ml}.$$

$$p_s = p = 1\text{KN/ml}$$

III.4.1.2. Détermination des sollicitations

ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + (p_u \times L) = \frac{12.45 \times 1.5^2}{2} + (1.35 \times 1.5) = 16.04 \text{ KN.m}$$

$$T_u = (q_u \times L) + p_u = (12.45 \times 1.5) + 1.35 = 20.03 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + (p_s \times L) = \frac{8.83 \times 1.5^2}{2} + (1 \times 1.5) = 10.87 \text{ KN.m}$$

$$T_s = (q_s \times L) + p_s = (8.83 \times 1.5) + 1 = 14.23 \text{ KN/ml}$$

III.4.2. Détermination du ferrailage

- Moment ultime réduit :

$$u_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} [1]$$

$$u_{bu} = \frac{16.04 \times 10^6}{1000 \cdot 135^2 \cdot 14.16} = 0.062 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$\mu_{bu} \leq 0.186$ donc nous avons dans le pivot A, et les armatures de compression ne sont pas nécessaires

- La hauteur réduite

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062})$$

$$\alpha = 0.080$$

- Bras de levé

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 135 (1 - 0.4 \times 0.080)$$

$$Z = 130.68 \text{ mm} = 13.068 \text{ cm}$$

- Section des armatures

$$A_u = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{16.04 \times 10^6}{348 \times 130.68} = 3.52 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité selon **CBA93**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1000 \times 135 \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2 [1]$$

$$\text{Donc: } A_s = \max (A_{\min} ; A_u)$$

$$A_s = \max (1.63; 3.52) = 3.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2}.$$

- **Condition de non fragilité : (BAEL 91)**

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 1.63 < 5.65 \dots \text{CV.}$$

- **L'espacement «e»**

$$e \leq \min (3h ; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min(45 ; 33\text{cm}) \rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

➤ Armature de répartition :

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

$$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte: $5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

➤ L'espacement «e »

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) [1]$$

$$e \leq \min(45 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u [1]$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b d} = \frac{20.03 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.148 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 f_{ct} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min(2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.148 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ Donc vérification des armatures transversales ne sont pas nécessaire

III.4.3. Vérification de l'état limite de compression du béton (ELS)

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} [1]$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{ct} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

• Position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A_s - \eta (d - y) A_s$$

$\eta = 15$ Si pivot A ($As' = 0$)

$$\frac{1}{2}by^2 + 15A_{st} \times y - 15 \times A_{st} \times d = 0$$

$$\frac{1}{2}by^2 + 15 \times 5.65 \times y - 15 \times 5.65 \times 13.5 = 0 \quad ; \sqrt{\Delta} = 485.806$$

Y=4.01 cm

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} by^3 + \eta As(d-y)^2 + \eta As'(d-y)$$

$$I=3757.928 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.87 \times 10^6 \times 40.1}{3757.928 \times 10^4} = 11.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.4.4. Schéma de ferrailage

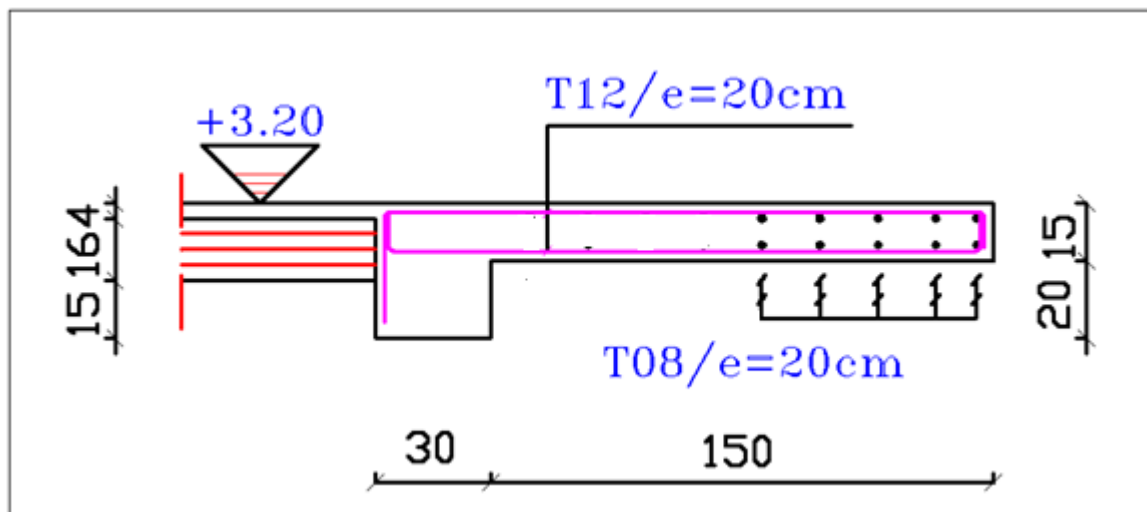


Figure III.12 : Schéma de ferrailage de balcon

III.5.Calcul du plancher

III.5.1.Définition :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux supposés infiniment rigides leur plan. Ils ont pour rôle.

- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assure l'isolation des différents étages des points de la vue thermique et acoustique.

III.5.2.Calcul des planchers (poutrelles)

Pour le calcul des moments et d'efforts tranchants On utilise les méthodes suivantes :

III.5.2.1.Méthode forfaitaire [1]

Domaine d'application

- Fissuration n'est pas préjudiciable
- Les portées successives des travées dans un rapport 0.8 à 1.25 ; $(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25)$
- Les éléments d'inertie dans les sections transversales sont les mêmes
- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5 KN/m²

Application de la méthode

Soit : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$: Moment fléchissant de la poutre isostatique.

$$\alpha = \frac{QB}{QB+G}$$

Les moments

- Les moments en travées :
 - **Pour les travées de rive:**

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

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$
 - **Pour les travées intermédiaires:**

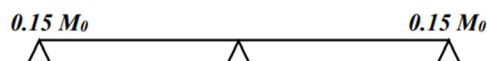
$$M_t + \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right) \geq \max [(1 + 0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

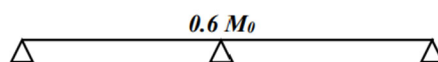
- **Les moments en appuis**

Pour une poutre à deux travées

0.15M₀ : Pour les appuis de rive



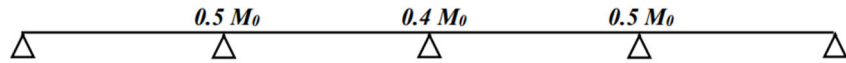
0.6M₀ : Pour une poutre à deux travées



$0.5M_0$: Pour les appuis de rive pour une poutre > 2 travées



$0.4M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre > 3 travées



L'effort tranchant

$$T_w = \frac{qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right| \quad ; \quad T_e = \frac{-qL}{2} + \left| \frac{M_w - M_e}{L} \right|$$

- **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

- **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de**

- (15 %) s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

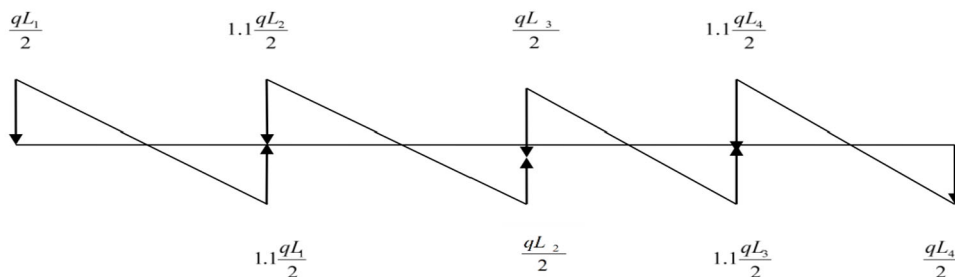


Figure III.13: Evaluation des efforts tranchants.

III.5.2.2.Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91/99)

➤ **Condition d'application Article B.6.2, 220 [1]**

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée :

$$(Q > \min (5\text{KN/m}^2; 2G)).$$

➤ **Principe de la méthode Article B.6.2, 221**

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée afin de tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne

moyenne de la poutre, ainsi que de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

➤ Application de la méthode

• Moments aux appuis article E.2.2,1 [1]

Le moment aux appuis est donné par l'expression suivante (sous charge répartie):

$$M_i = -\frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8.5 (L'_g + L'_d)}$$

Avec :

L'_g ; L'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré .

q_g ; q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$L' = 0.81$ travée intermédiaire.

$L' = 1$ Travée de rive.

• Moment en travée article E.2.2, 2 [1]

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} \times (l - x) ; x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

• Efforts tranchants (Article E.2.2, 3)

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

Avec,

M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée

III.5.2.3.Méthode de Caquot minoré

Cette méthode consiste à calculer les moments au niveau des appuis avec la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G par une charge permanente minorée

$$G' = 2/3 G.$$

Remarque :

Pour le calcul des moments max en travée, nous utilisons la charge permanente réelle G.

III.5.2.4. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- $Q = 1.5 \text{ kn / m}^2 \leq \min (2G = 10.30 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{CV}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \text{Constant} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Le rapport entre deux (02) travées successives ;

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

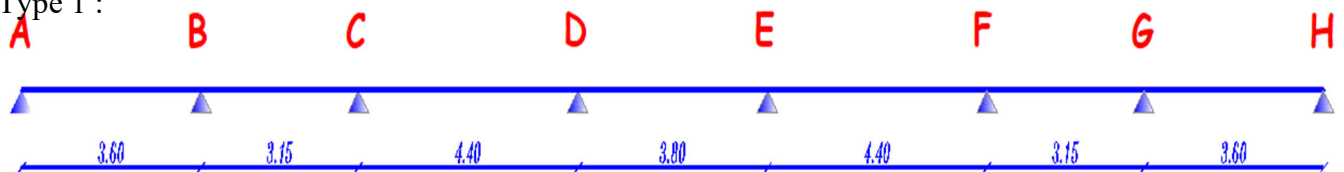
$$\frac{3.15}{4.4} = 0.72 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable vis-à-vis de la tenue du béton armé et de ses revêtements CNV

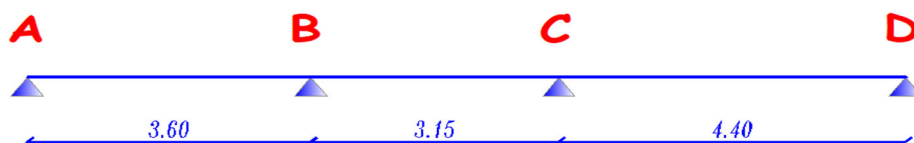
On va utiliser dans notre projet la méthode de Caquot minoré parce que la méthode forfaitaire n'est pas applicable, car la 3^{ème} et la 4^{ème} condition n'est pas vérifiée.

III.5.2.5 Types des planchers [7]**a. Terrasse :**

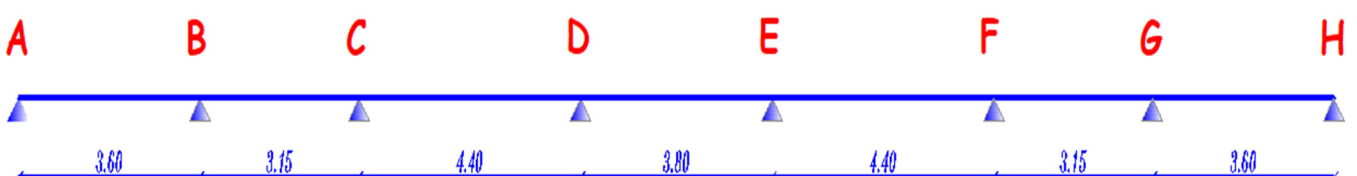
Type 1 :

**c. Etage courant + RDC :**

Type 1 :



Type 2 :



III.5.3.Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par les poutrelles sont résumées comme suit :

DESIGNATION	G	Q	ELU 1.35G + 1.5 Q		ELS G + Q(KN/m²)	
	(KN/m²)	(KN/m²)	P _u (KN/m²)	q _u 0.65× P _u (KN/m)	P _s (KN/m²)	q _s 0.65× P _u (KN/m)
Terrasse inaccessible(16+4)	6.28	1	9.98	6.49	7.28	4.73
Etage courant + RDC	5.15	1.5	9.20	5.98	6.65	4.32

III.5.3.1Exemple d'application sur Terrasse

La charge permanente $G = 6.28 \text{ KN/m}^2$

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

$$G' = 2/3 \times (G) = 2/3 \times (6.28)$$

$$G' = 4.18 \text{ KN/m}^2$$

à L'ELU

$$P_u' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$P_u' = 1.35 \times (4.18) + 1.5 \times (1)$$

$$P_u' = 7.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = P_u' \times 0.65 = 7.14 \times 0.65$$

$$\Rightarrow q_u' = 4.64 \text{ KN/m}$$

à L'ELS

$$P_s' = G' + Q ; P_s' = (4.18) + (1)$$

$$P_s' = 5.18 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = P_u' \times 0.65 = 5.18 \times 0.65 \Rightarrow q_s' = 3.37 \text{ KN/m}$$

Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par la poutrelle (type 1) sont résumées comme suit :

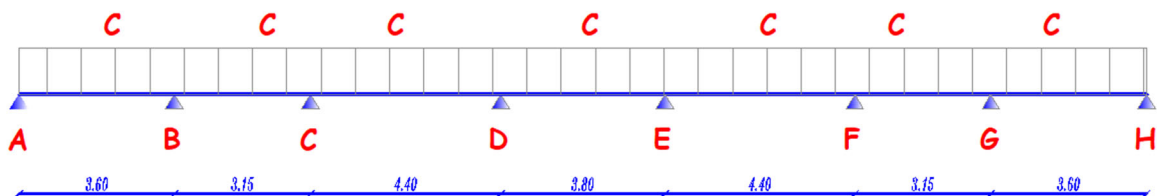
DESIGNATION	G'	Q	ELU 1.35G' + 1.5 Q		ELS G' + Q	
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	P _u ' (KN/m ²)	q _u ' 0.65× P _u (KN/m)	P _s ' (KN/m ²)	q _s ' 0.65× P _u (KN/m)
Terrasse inaccessible(16+4)	4.18	1	7.14	4.64	5.18	3.37
Etage courant + RDC	3.43	1.5	6.88	4.47	4.93	3.20

III.5.4.Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre terrasse

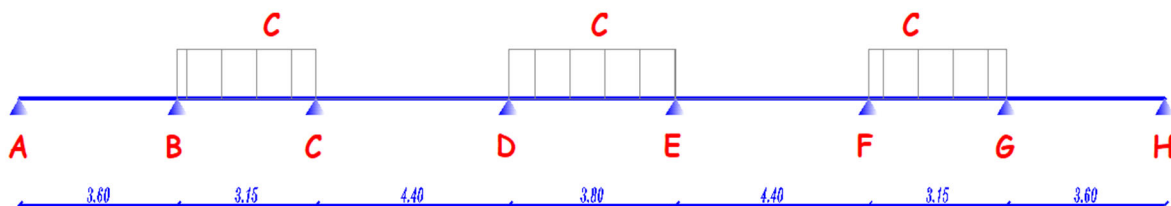
Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 01 terrasse:

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

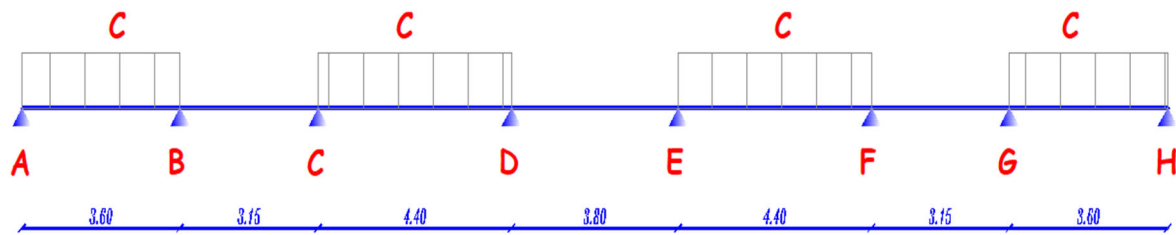
Cas 01 : CCCCCCC :



Cas 02 : DCDCDCD:



Cas 03 : CDCDCDC :



Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$

En ELS : $C = G + Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe)

A titre d'exemple on prend le cas 1 pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot :

a. Calcul des moments aux appuis

- Appuis intermédiaires

Appui –B

$$M_B = - \frac{q'_g \times L'_g{}^3 + q'_d \times L'_d{}^3}{8,5 (L'_g + L'_d)}$$

à ELU : Avec

$$q'_d = q'_g$$

$$l'_g = l_g$$

$$l'_d = 0,8 l_d$$

à ELS : Avec

$$q'_d = q'_g$$

$$l'_g = l_g$$

$$l'_d = 0,8 l_d$$

b. Calcul des moments en travées

Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \\ M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} \times (l - x_0) \\ M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \end{array} \right.$$

Tableau III-3 : Moments sur appuis (poutrelle type1 terrasse).

CAS	ELU (KN.m)							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Cas1	0	-7.81	-7.53	-8.34	-8.34	-8.56	-7.81	0
Cas2	0	-6.94	-6.70	-7.58	-7.58	-7.81	-7.51	0
Cas3	0	-7.51	-7.23	-7.58	-7.58	-8.03	-6.94	0
M_a^{max}	0	-7.81	-7.53	-8.34	-8.34	-8.56	-7.81	0
CAS	ELS (KN.m)							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Cas1	0	-5.70	-5.49	-6.09	-6.09	-6.25	-5.70	0
Cas2	0	-5.12	-4.94	-5.85	-5.85	-5.75	-5.50	0
Cas3	0	-5.50	-5.29	-5.76	-5.76	-5.89	-5.12	0
M_a^{max}	0	-5.70	-5.49	-6.09	-6.09	-6.25	-5.70	0

Tableau III-4 : X0 en travées cas1 CCCCCC(poutrelle type1 terrasse) .

Travées	x ₀ (m)	
	ELU	ELS
AB	1.47	1.47
BC	1.59	1.59
CD	2.17	2.17
DE	1.90	1.90
EF	2.19	2.19
FG	1.99	1.99
GH	2.13	2.13

Tableau III-5 : X_0 en travées cas2 DCDCDCD(poutrelle type1 terrasse) .

Travées	x_0 (m)	
	ELU	ELS
AB	1.44	1.44
BC	1.59	1.59
CD	2.16	2.16
DE	1.90	1.90
EF	2.19	2.19
FG	1.93	1.93
GH	2.22	2.22

Tableau III-6 : X_0 en travées cas3 CDCDCDC(poutrelle type1 terrasse) .

Travées	x_0 (m)	
	ELU	ELS
AB	1.47	1.47
BC	1.41	1.41
CD	2.59	2.59
DE	1.90	1.90
EF	2.19	2.19
FG	2.07	2.07
GH	2.07	2.07

Tableau III-7 : Moments sur travées (poutrelle type1 terrasse).

CAS	ELU (KN.m)						
	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Cas1	6.96	0.37	7.76	3.37	7.24	4.33	6.96
Cas2	5.80	0.02	6.20	2.37	5.64	3.47	5.56
Cas3	7.09	0.68	8.16	3.86	7.76	4.52	7.32
M_T^{max}	7.09	0.68	8.16	3.86	7.76	4.52	7.32
CAS	ELS (KN.m)						
	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Cas1	5.08	0.27	5.66	2.46	5.28	3.16	5.08
Cas2	4.30	0.03	4.62	1.79	4.22	2.59	4.15

Cas3	5.16	0.47	5.93	2.78	5.63	3.28	5.32
M_T^{max}	5.16	0.47	5.93	2.78	5.63	3.28	5.32

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max

La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

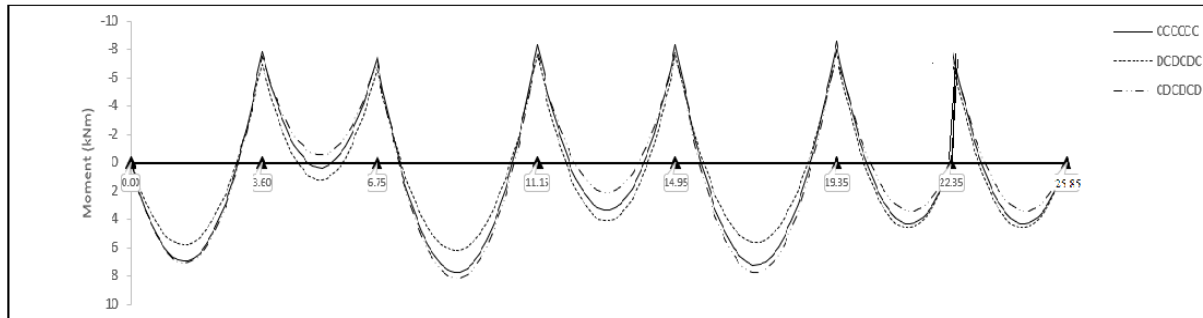


Figure III-14 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU

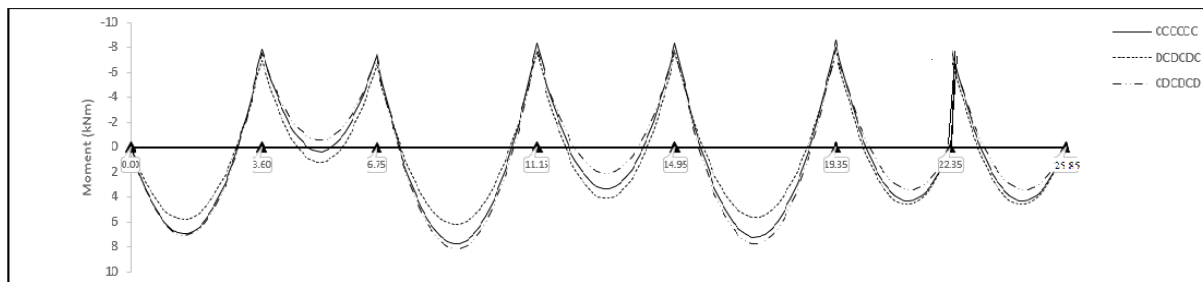


Figure III-15 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS

A partir de ces courbes, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres.

- **Calcul des efforts tranchants**

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad [7]$$

Tableau III-8 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 Terrasse).

Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 9.59 \text{ KN.m} ; V_B = -13.84 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 10.30 \text{ KN.m} ; V_C = -10.14 \text{ KN.m}$

CD	$V_C = 14.13 \text{ KN.m} ; V_D = -14.45 \text{ KN.m}$
DE	$V_D = 12.32 \text{ KN.m} ; V_E = -12.32 \text{ KN.m}$
EF	$V_E = 14.22 \text{ KN.m} ; V_F = -14.32 \text{ KN.m}$
FG	$V_F = 12.93 \text{ KN.m} ; V_G = -7.73 \text{ KN.m}$
GH	$V_G = 13.84 \text{ KN.m} ; V_H = -9.74 \text{ KN.m}$

Tableau III-9 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (terrasse).

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	8.16	5.93
Moment en appui (KN.m)	-6.14	-4.45
Effort tranchant (KN)	14.45	/

a. Ferrailage en travéeDonnées : $b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ;$ $h_0 = 4 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$ **Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

 f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}.$$

♣ Si ; $\leq \rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

♣ Si ; $> M_{Tu} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

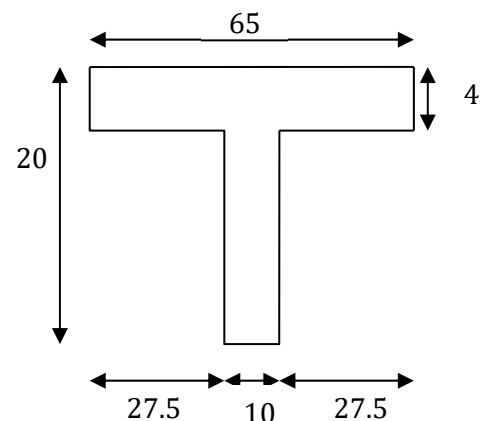
$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 8.16 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire } (b \times h).$$

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{8.16 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.027 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A'_s = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$



Ce qui donne :

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} = 1.25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027})] = 0.04$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.04) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{8.16 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 1.32 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1) [1]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.32 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 1.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

a. Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

b. Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{6.14 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.133 > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.188 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.167 \end{cases}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{6.14 \times 10^{-3}}{348 \times 0.167} = \mathbf{1.06 \text{ cm}^2}$$

c. Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[2]

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.10}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{au}^{interm} = 1.06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d. Choix des barres

En appui intermédiaire :..... $A_{au}^{interm} = 1.06 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **2 HA10** = 1.57 cm^2

Ferraillage transversal

Diamètre des armatures transversales :(BAEL A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10\text{mm}; 5.71 \text{ mm}; 10\text{mm})$$

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

D'où, $\phi_t = 2 \phi_8 = 1 \text{ mm}^2$

♣ Vérifications nécessaires**- Vérifications à l'ELU****a) Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211 [1]**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{\max} = 14.45 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14.45 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.80 \text{ MPA}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

e. Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22 [1]

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{t\max} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_{t\min} \geq 7 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{on pose } St = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \Rightarrow \frac{100 \times 400}{150 \times 100} = 2.66 > 0.4 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant**f. Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1, 321) [1]**

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$|M_u| = 8.16 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 14.45$$

= 2.34 KN.m donc les efforts T_u sont négligeables

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

g. Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313) [1]

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c)\text{cm}) = \min(0.9d ; (40 - 4)\text{cm})$$

$$= 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 0.10 = 108 \text{ KN}$$

$$V_u = 12.64 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Commentaire :

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

b) Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]} = 5.80 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

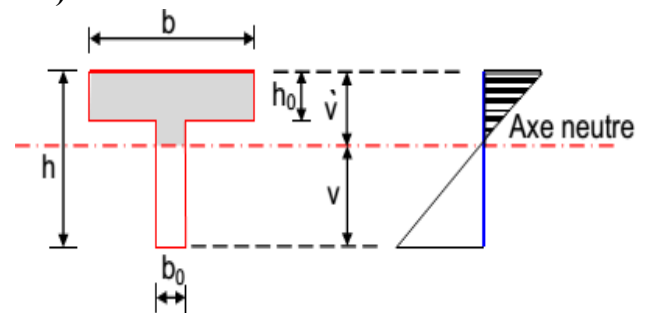
$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10) 4] (5.80)^2$$

$$I_{Gz} = 13711.19 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3}) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{13711.19 \times 10^4}{\left(216 - \frac{40}{3}\right) 163.4} \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$



Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2):

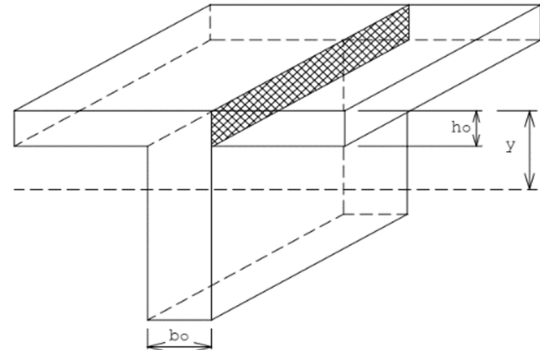
Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 14.45 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$



$$\tau_1^u = 0.94 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de la flèche.

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (BAEL91 Art. B.6.3)

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

M_{ser} : le moment en ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow (\text{Contrainte admissible du béton}).$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ Mpa}$

- position de l'axe neutre (y) :

Pour savoir où se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire pour déterminer le signe de :

$$\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y)$$

En remplaçant y par h_0 .

(Cas 1) Si le signe est positif, ($y \leq h_0$) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas).

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \text{ avec : } n = 15$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{b y^3}{12} + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

(Cas 2): Si le signe est négatif, ($y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T)

L'équation pour déterminer y devient :

$$\frac{b y^2}{2} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^2}{2} + n A_{sc}(y - d') - n A_{st}(d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{b y^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + n A_{st}(d - y)^2 + n A_{sc}(y - d')^2$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre;

$$n = 15$$

• **en travée :**

$$f(h_0) = \frac{1}{2} b h_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = 24.4 \Rightarrow f(h_0) > 0 ; \text{ L'axe neutre est dans la nervure}$$

(cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire.

$$\begin{cases} M_t = 5.93 \text{ KN.m} \\ A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \\ y = 3.91 \text{ cm} \\ I = 8323.05 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 1.86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui INTERMEDIAIRE :**

$$f(h_0) = \frac{1}{2} b h_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = 190.3 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0 ; \text{ L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : } y < h_0), \text{ les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire}$$

$$\begin{cases} M_a = 4.45 \text{ KN.m} \\ A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \\ y = 7.15 \text{ cm} \\ I = 3990.78 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 7.97 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III-10 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 terrasse).

Calculs	Vérifications
y=3.91cm	$\sigma_{bc} = 1.86\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$
I=8323.05 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 1.86\text{MPa}$	

Aux appuis intermédiaires

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-11: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires

Calculs	Vérifications
y=7.15 cm	$\sigma_{bc} = 7.97\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$
I=3990.78 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 7.97\text{MPa}$	

c. Vérification de la flèche

- Conditions de la vérification de la flèche (Article B.6.5.1) [1]

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ ser}}} ; \frac{1}{16} \right) \times L; \text{ pour les poutres simplement appuyées ou continues} \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \\ 3) L \leq 8. \end{array} \right.$$

On illustre comme exemple la travée "AB" de la poutrelle de **type (1)** du plancher étage courant.

Avec,

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux = 20cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}}=5.93\text{ KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t= 2.36\text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée :L =4.40m ;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ Ser}}= 9.70\text{ KN.m}$

y: position de l'axe neutre = 3.91 cm

I: Inertie de la section = 8323.05 cm⁴

D'où

$$\begin{cases} 1) h_t \geq \max\left(\frac{5.93}{10 \times 9.70} ; \frac{1}{16}\right) \times 4.40 \rightarrow h_t = 20 \text{ cm} < 26.8 \text{ cm} \dots \dots \dots C.N.V \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ tr}} = 2.36 \text{ cm}^2 > 2.26 \text{ cm}^2 C.N.V \\ 3) l = 4.40 < 8. \dots C.V \end{cases}$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Soit : (Article B.6.5.3) [1]

$$\begin{cases} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \Leftrightarrow \text{pour } l > 5 \text{ m} \\ \frac{L}{250} & \text{Pour les consoles avec } l \leq 2 \text{ m} \\ \frac{M_{ser} \times l^2}{10E \times I_f} \end{cases} \end{cases}$$

Avec,

L : porté entre nue d'appuis (CBA B.6.1.1).[2]

$$L = 4.40 - 0.4 = 4.00 \text{ m}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

f_{gv} : les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons) ;

f_j : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre cloisons).

f_p : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons ;

g : la charge permanente après la mise des cloisons ;

p : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

La flèche admissible $\bar{f}$ pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

- **Evaluation des moments en travée**

On note :

$$g_{\text{(total)}} = (G_{\text{plancher terrasse}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revêtement}}) = 6.28 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}}) = 3.300 + 0.90 = 4.20 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$p = G_{\text{Totale}} + Q_{\text{Totale}} = 6.28 + 1 = 7.28 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des charges**

$$q_j = 0.65 \times 4.20 = 2.73 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_g = 0.65 \times 6.28 = 4.08 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_p = 0.65 \times 7.28 = 4.73 \text{ KN/ml} ;$$

- **Evaluation des moments**

Les moments correspondant à chaque charge sont résumés sur le tableau suivant:

$M_t = 2.009 \times q - 0.674 \times \dot{q}$ obtenu par la méthode de Caquot minorée.

q' : la charge répartie minorée ($2/3(q)$)

Tableau III-12 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).

Moments correspondant à q_j	$M_j = 2.009 \times 2.73$ $- 0.674 \times 1.56$	$M_j = 4.43 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 2.009 \times 4.08$ $- 0.674 \times 2.72$	$M_g = 6.43 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 2.009 \times 4.73$ $- 0.674 \times 3.15$	$M_p = 7.37 \text{ KN.m}$

Tableau III-13 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 terrasse).

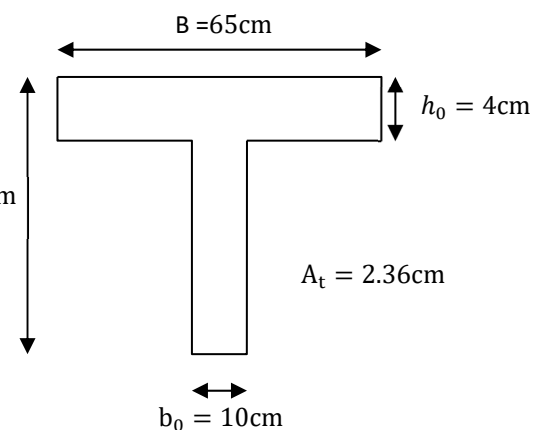
contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 106.12 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 163.28 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_p	$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 187.15 \text{ MPA}$

- **Caractéristiques de la section**

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h_0 \\ s_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ s_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$

$h = 20 \text{ cm}$



$$et \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h - h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases}$$

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_t} = 4.87 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A_s(y_G - d)^2$$

$$I_0 = 33618.96 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAEL B.6.5.2) [1]**

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

- **Calcul des coefficients λ :**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} : \text{Le pourcentage d'armature tendue} \Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 3.76 \\ \lambda_v = 1.504 \end{cases} ; \mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right.$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.52 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.66 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.69 \end{cases}$$

- **Calcul des moments d'inerties fictives**

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit:

Tableau III-14 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1)

I correspondant à q_{ji}	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 13721.01 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{fgi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{fgi} = 11733.99 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{fgv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{fgv} = 19903.58 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{fpi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{fpi} = 11380.83 \text{ cm}^4$

- **Calcul des modules de déformation**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.39 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton**

$E_i = 3 \times E_v = 32164.19 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant :

Tableau III-15 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1).

f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}}$	1.94mm
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}}$	2.29 mm
f_{gv} (flèche due aux charges permanentes)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fgv}}$	5.83 mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fpi}}$	3.90 mm
Δf (la flèche totale)	$F_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	5.5mm
$f_{\text{admissible}}$	$\frac{l}{500}$	8.8 mm

$\Delta f = 5.5 \text{ mm} < f_{\text{admissible}} = 8.8 \text{ mm}$

Commentaire : la flèche est vérifiée ;

III.5.4.1. La dalle mince (table de compression) (BAEL B.6.8, 423) [1]

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...)

Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D'après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

✓ $S_t \leq 20$ cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ($A \perp$),

✓ $S_t \leq 33$ cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures ($A \parallel$).

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A \perp = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A \perp = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

Pour $h_0 = 4$ cm $\rightarrow \emptyset \leq \frac{h_0}{10} = 4$ mm

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{\min} = 0.0006B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

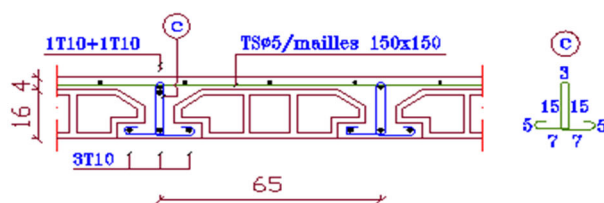
On adapte $A \perp = 5\emptyset 4 = 0.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \text{cv}$

$$A \parallel = \frac{A \perp}{2} \Rightarrow A \parallel = \frac{0.62}{2} = 0.314 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $6\emptyset 5 = 1.18 \text{ cm}^2$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\emptyset 5(150/150)$.

FERR NERVURE APPUIS INTERMEDIAIRE



FERR NERVURE TRAVÉE INTERMEDIAIRE

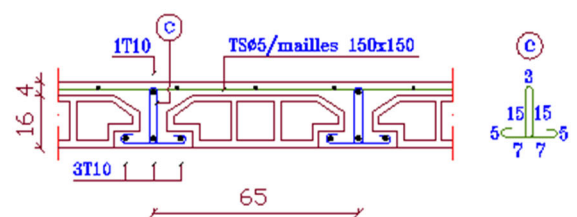


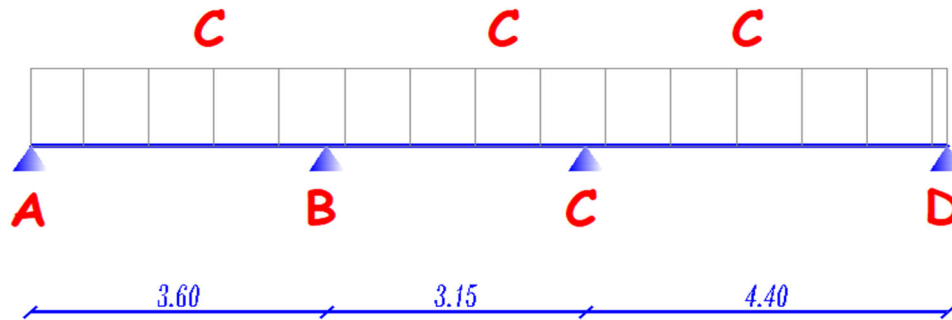
Figure.III.16 : Schéma de ferrailage des planchers.

III.5.5.Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Etage courant

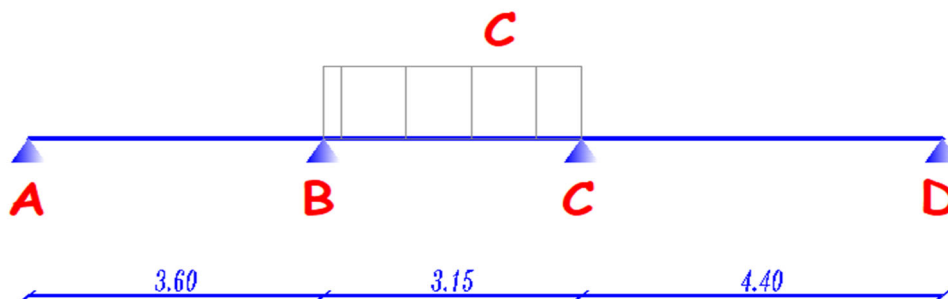
Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 01 Etage courant

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

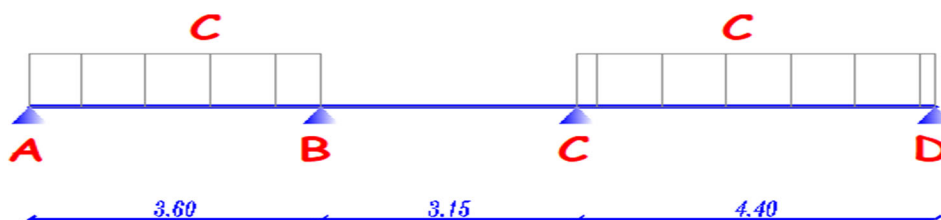
Cas 01 : CCC :



Cas 02 : DCD:



Cas 03 : CDC :



Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$

En ELS : $C = G + Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe)

A titre d'exemple on prend le cas 1 pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot :

Tableau III-16 : Moments sur appuis (poutrelle type1 Etage courant).

CAS	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)			
	A	B	C	D	A	B	C	D
Cas1	0	-7.22	-10.31	0	0	-5.22	-7.45	0
Cas2	0	-5.90	-9.91	0	0	-4.34	-7.18	0
Cas3	0	-6.77	-8.18	0	0	-4.91	-6.03	0
M_a^{max}	0	-7.22	-10.31	0	0	-5.22	-7.45	0

Tableau III-17 : X0 en travées cas1 CCC(poutrelle type1 Etage courant)

Travées	x ₀ (m)	
	ELU	ELS
AB	1.47	1.47
BC	1.41	1.41
CD	2.59	2.59

Tableau III-18 : X0 en travées cas2 DCD(poutrelle type1 Etage courant) .

Travées	x ₀ (m)	
	ELU	ELS
AB	1.44	1.44
BC	1.37	1.37
CD	2.69	2.69

Tableau III-19 : X0 en travées cas3 CDC(poutrelle type1 Etage courant) .

Travées	x ₀ (m)	
	ELU	ELS
AB	1.48	1.48
BC	1.13	1.13
CD	2.52	2.52

Tableau III-20 : Moments sur travées (poutrelle type1).

CAS	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	AB	BC	CD	AB	BC	CD
Cas1	6.43	-1.25	9.81	4.65	-0.90	7.09
Cas2	4.67	-0.34	6.55	3.48	-0.29	4.91
Cas3	6.62	-1.89	10.70	4.77	-1.33	7.68
M_t^{max}	6.62	-0.34	10.70	4.77	-0.29	7.68

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max

La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

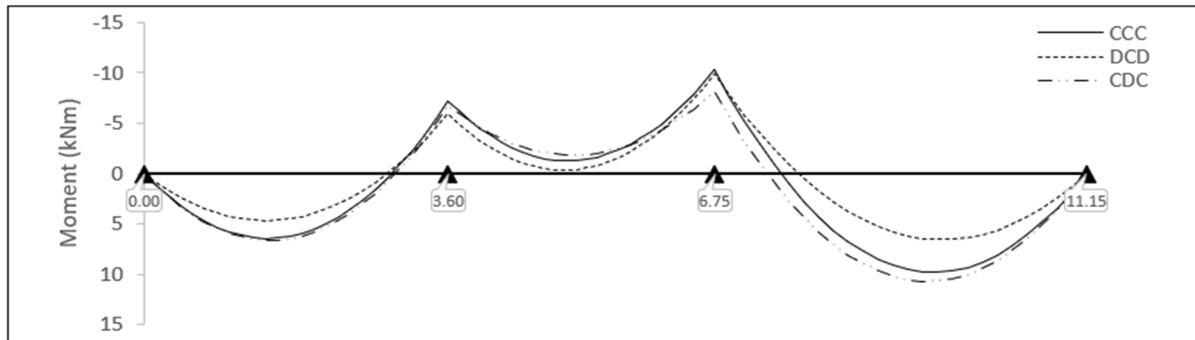


Figure III-17 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU

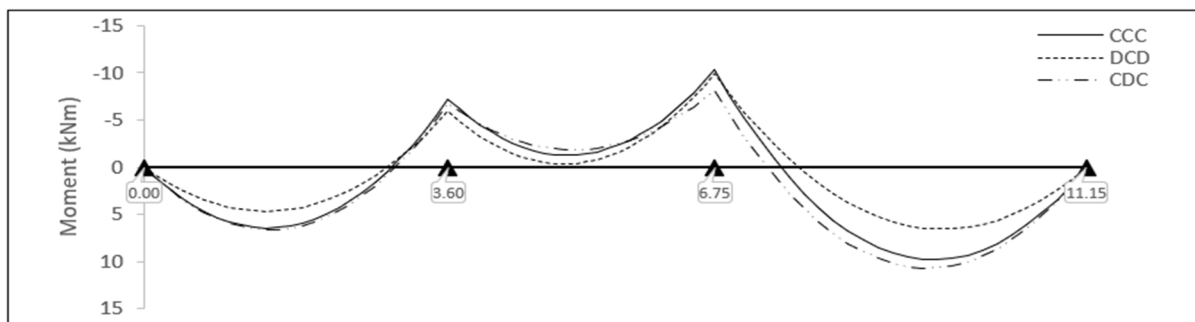


Figure III-18 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS

A partir de ces courbes, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres.

- **Calcul des efforts tranchants :**

L'évaluation des efforts tranchants est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Tableau III-21 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 Etage courant).

Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 8.91 \text{ KN.m}$; $V_B = -12.79 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 8.46 \text{ KN.m}$; $V_C = -10.71 \text{ KN.m}$
CD	$V_C = 15.53 \text{ KN.m}$; $V_D = -11.32 \text{ KN.m}$

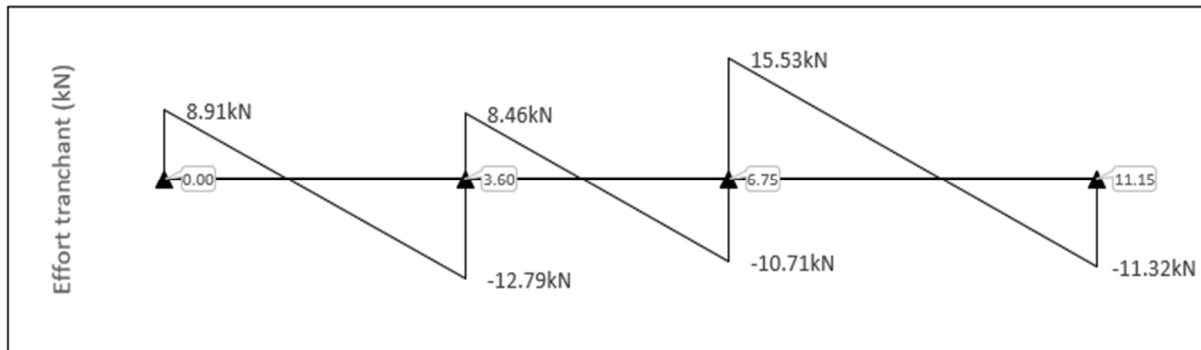
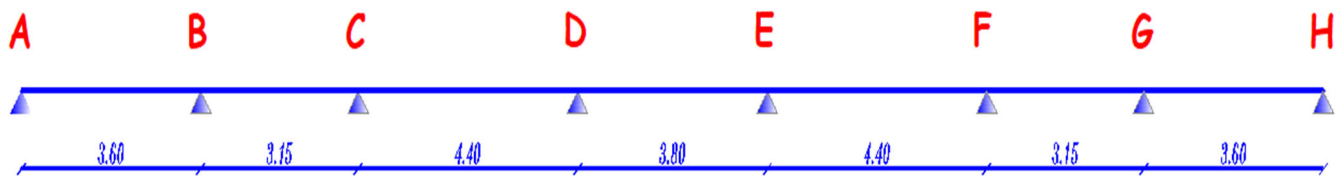


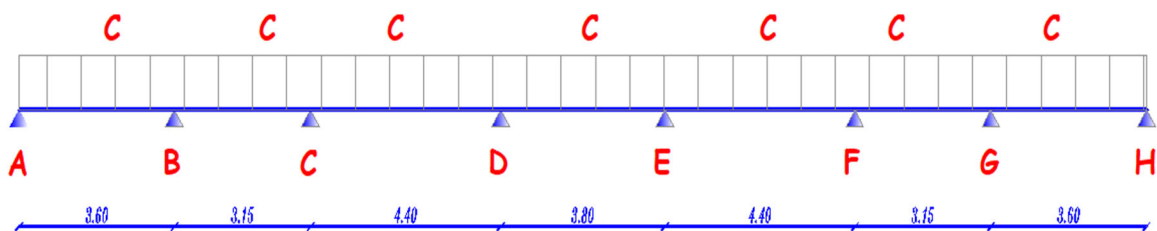
Figure III-19 : Courbe des effort tranchant poutrelle type1 (etage courant) en ELU

Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 02

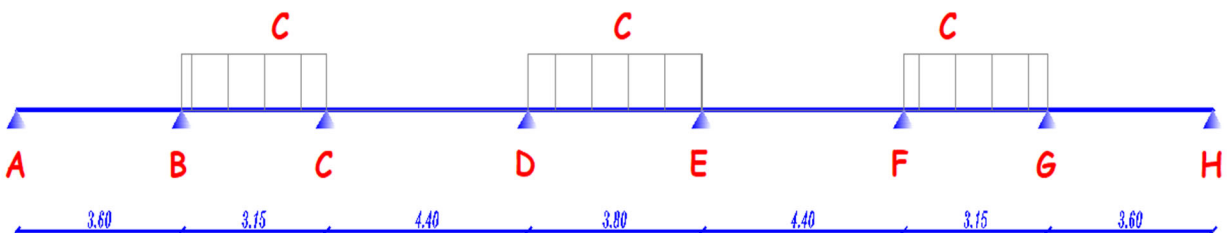


Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

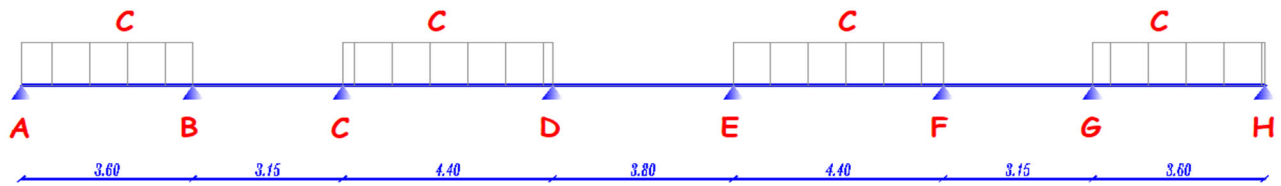
Cas 01 : CCCCCC :



Cas 02 : DCDCDCD :



Cas 03 : CDCDCDC :



Avec :

En ELU : $C = 1,35G + 1,5Q$; $D = 1,35G$ En ELS : $C = G + Q$; $D = G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe). Les résultats sera résumé dans le tableau 3.10 et 3.11.

Tableau III-22 : Moments sur appuis (poutrelle type2 Etage courant).

CAS	ELU (KN.m)							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Cas1	0	-7.22	-7.10	-7.71	-7.71	-7.91	-7.22	0
Cas2	0	-5.90	-5.71	-6.56	-6.56	-6.78	-6.77	0
Cas3	0	-6.77	-6.50	-6.97	-6.97	-7.10	-5.90	0
M_a^{max}	0	-7.22	-7.10	-7.71	-7.71	-7.91	-7.22	0
CAS	ELS (KN.m)							
	A	B	C	D	E	F	G	H
Cas1	0	-5.22	-5.03	-5.57	-5.57	-5.72	-5.22	0
Cas2	0	-4.34	-4.20	-4.80	-4.80	-4.96	-4.91	0
Cas3	0	-4.91	-4.72	-5.07	-5.07	-5.18	-4.34	0
M_a^{max}	0	-5.22	-5.03	-5.57	-5.57	-5.72	-5.22	0

Tableau III-23 : X_0 en travées cas1 CCCCCC(poutrelle type2 Etage courant)

Travées	x_0 (m)	
	ELU	ELS
AB	1.47	1.47
BC	1.59	1.59
CD	2.17	2.17

DE	1.90	1.90
EF	2.19	2.19
FG	1.99	1.99
GH	2.13	2.13

Tableau III-24 : X0 en travées cas2 DCDCDCD(poutrelle type2 Etage courant) .

Travées	x ₀ (m)	
	ELU	ELS
AB	1.44	1.44
BC	1.59	1.59
CD	2.16	2.16
DE	1.90	1.90
EF	2.19	2.19
FG	1.93	1.93
GH	2.22	2.22

Tableau III-25 : X0 en travées cas3 CDCDCDC(poutrelle type2 Etage courant) .

Travées	x ₀ (m)	
	ELU	ELS
AB	1.47	1.47
BC	1.41	1.41
CD	2.59	2.59
DE	1.90	1.90
EF	2.19	2.19
FG	2.07	2.07
GH	2.07	2.07

Tableau III-26 : Moments sur travées (poutrelle type2 Etage courant).

CAS	ELU (KN.m)						
	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Cas1	6.43	0.34	7.17	3.11	6.69	4.00	6.43
Cas2	4.67	-0.20	4.82	1.61	4.28	2.70	4.33
Cas3	6.62	0.80	7.77	3.85	7.47	4.26	6.98
M_T^{max}	6.62	0.80	7.77	3.85	7.47	4.26	6.98

CAS	ELS (KN.m)						
	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH
Cas1	4.65	0.25	5.18	2.25	4.84	2.89	4.65
Cas2	3.48	-0.11	3.61	1.24	3.22	2.02	3.25
Cas3	4.77	0.55	5.58	2.74	5.35	3.07	5.01
M_T^{max}	4.77	0.55	5.58	2.74	5.35	3.07	5.01

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max

La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

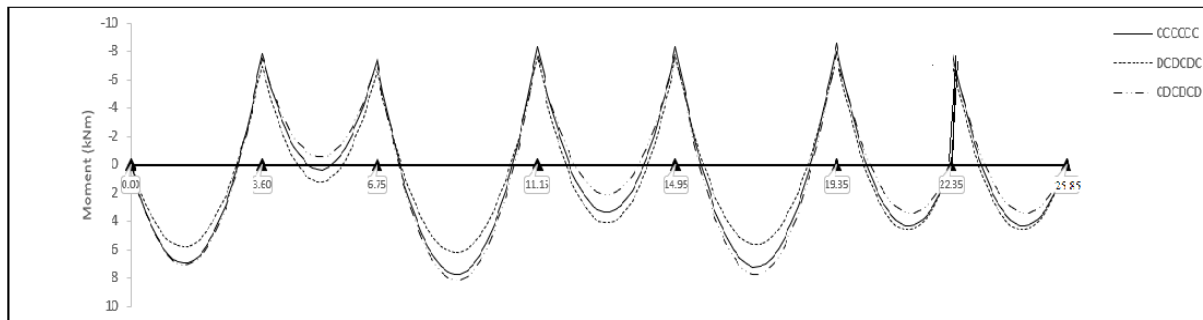


Figure III-20 : Courbe des moments poutre type2 (terrasse) en ELU

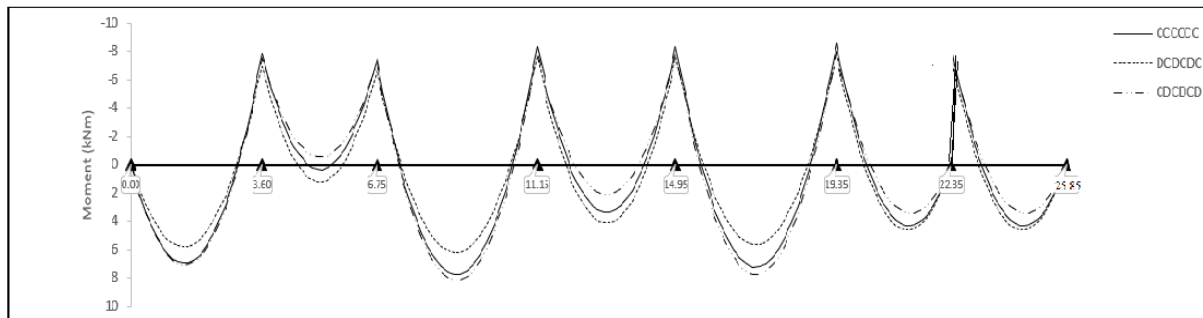


Figure III-21: Courbe des moments poutre type2 (terrasse) en ELS

A partir de ces courbes, il est possible de calculer les sections d'acier et de tracer l'épure d'arrêt de barres.

- **Calcul des efforts tranchants :**

L'évaluation des efforts tranchant est donnée par l'expression suivante :

$$V_i = \pm q_u \times \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

Tableau III-27 : Efforts tranchants (poutrelles type 2 Etage courant).

Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 8.91 \text{ KN.m}$; $V_B = -12.79 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 9.52 \text{ KN.m}$; $V_C = -9.38 \text{ KN.m}$
CD	$V_C = 13.08 \text{ KN.m}$; $V_D = -13.35 \text{ KN.m}$
DE	$V_D = 11.39 \text{ KN.m}$; $V_E = -11.39 \text{ KN.m}$
EF	$V_E = 13.14 \text{ KN.m}$; $V_F = -13.23 \text{ KN.m}$
FG	$V_F = 11.95 \text{ KN.m}$; $V_G = -7.28 \text{ KN.m}$
GH	$V_G = 12.79 \text{ KN.m}$; $V_H = -9.15 \text{ KN.m}$

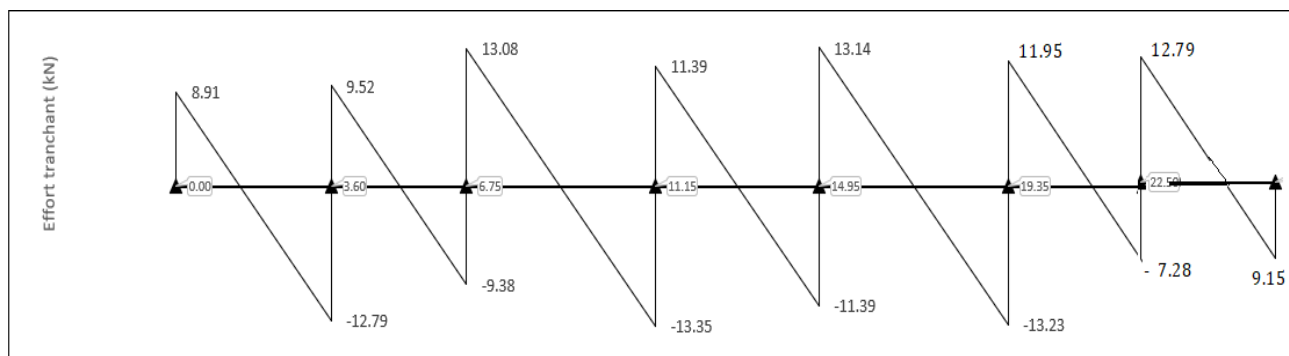


Figure III-22 : Courbe des effort tranchant poutrelle type2 (etage courant) en ELU

Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple. (Poutrelle type 1 du plancher terrasse).

b. Sollicitations maximales

Tableau III-28 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 ; 2 (Etage courant).

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	10.70	7.68
Moment en appui (KN.m)	-7.72	-5.53
Effort tranchant (KN)	15.53	11.22

Ferrailage en travéeDonnées : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.**Moment équilibré par la table de compression MT_u :**

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

 f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}.$$

♣ Si ; $\leq \rightarrow$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

♣ Si ; $> M_{Tu} \rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 10.70 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.70 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.035 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A'_s = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Ce qui donne :

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

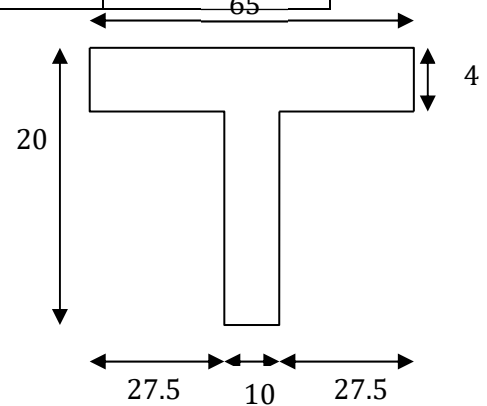
$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} = 1.25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035})] = 0.045$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.045) = 0.177 \text{ m}$$



$$A_{st} = \frac{10.70 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 1.73 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1) [1]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.73 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 1.73 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2}$$

h. Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

• Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{7.72 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.1 \times 0.18^2} = 0.167 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right] = 0.23 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.164 \end{cases}$$

$$A_{au} = \frac{7.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.164} = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

i. Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[2]

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.10}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.21 \text{ cm}^2 < A_{au} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

j. Choix des barres

$$\text{En appui intermédiaire :} \dots \dots A_{au} = 1.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{2 HA10 = 1.57 \text{ cm}^2}$$

Ferrailage transversal

Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

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

D'où, $\phi_t = 2 \phi_8 = 1 \text{ cm}^2$

♣ Vérifications nécessaires

- Vérifications à l'ELU

k. Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211 [1]

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{\max} = 15.53 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15.53 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.86 \text{ MPA}$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.86 \text{ MPA} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

l. Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22 [1]

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{t\max} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ S_{t\min} \geq 7 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on pose } St = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \rightarrow \frac{100 \times 400}{150 \times 100} = 2.66 > 0.4 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant

• Appui de intermédiaire (BAEL A.5.1,312) [1]

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 15.53 \times 10^{-3} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

• Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1, 321) [1]

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$|M_u| = 7.72 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 15.53$$

$$= 2.52 \text{ KN.m} \text{ donc les efforts } T_u \text{ sont négligeables}$$

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313) [1]

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad a = \frac{3.75 T U}{b \times f_{c28}} = 2.3 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm}$$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.162 \times 0.10 = 108 \text{ KN}$$

$$V_u = 15.53 \text{ KN} \leq 108 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Commentaire :

Il n'y a Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

- Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$v' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 \times 20 + (65 - 10) 4]} = 5.80 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 5.80 = 14.20 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 \times 20 + (65 - 10) 4] (5.80)^2$$

$$I_{Gz} = 13711.19 \text{ cm}^4$$

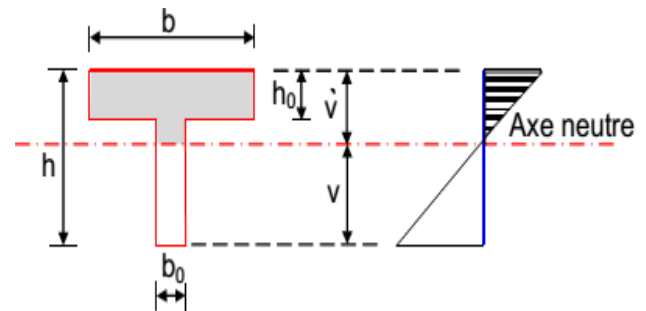
$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3}) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{13711.19 \times 10^4}{\left(216 - \frac{40}{3}\right) 163.4} \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2):**

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

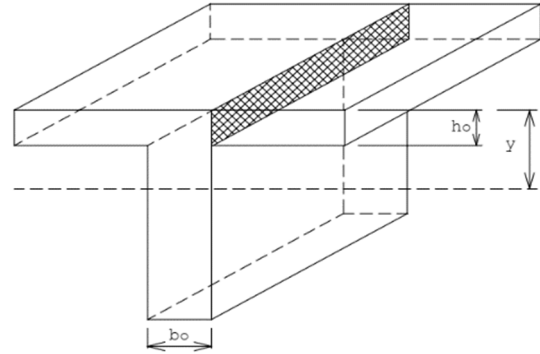


$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.275 \times 15.53 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 0.04 \times 0.18} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$



$$\tau_1^u = 1.01 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Commentaire :

Il n'y a pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de la flèche.

d. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (BAEL91 Art. B.6.3)

e. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

y : distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

M_{ser} : le moment en ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow (\text{Contrainte admissible du béton}).$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ Mpa}$

- position de l'axe neutre (y) :

Pour savoir où se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire pour déterminer le signe de :

$$\frac{b y^2}{2} + n A_{sc} (y - d') - n A_{st} (d - y)$$

En remplaçant y par h_0 .

(Cas 1) Si le signe est positif, ($y \leq h_0$) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas).

$$b \cdot y \cdot \frac{y}{2} + n \cdot A_{sc} \cdot (y - d') - n \cdot A_{st} (d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

(Cas 2): Si le signe est négatif, ($y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T)

L'équation pour déterminer y devient :

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre;

$$n = 15$$

- **en travée**

$$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{st}(d - h_0) = 24.4 \Rightarrow f(h_0) > 0 ; \text{L'axe neutre est dans la nervure}$$

(cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire.

$$\begin{cases} M_t = 7.68 \text{ KN.m} \\ A_s = 2.36 \text{ cm}^2 \\ y = 3.23 \text{ cm} \\ I = 8845.88 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 2.87 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

- **en appui intermédiaire**

$$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - nA_{st}(d - h_0) = 190.3 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0 ; \text{L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : } y < h_0), \text{ les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire}$$

$$\begin{cases} M_a = 5.53 \text{ KN.m} \\ A_s = 1.57 \text{ cm}^2 \\ y = 2.68 \text{ cm} \\ I = 5591.86 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 2.65 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III-29 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 étage courant).

Calculs	Vérifications
y=3.23cm	$\sigma_{bc} = 2.87 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
I=8845.88 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 2.87 \text{ MPA}$	

Aux appuis intermédiaires

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-30: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires

Calculs	Vérifications
y=2.68 cm	$\sigma_{bc} = 2.65 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
I=5591.86 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 2.61 \text{ MPA}$	

f. Vérification de la flèche**- Conditions de la vérification de la flèche (Article B.6.5.1) [1]**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ ser}}} ; \frac{1}{16} \right) \times L; \text{ pour les poutres simplement appuyées ou continues} \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \\ 3) L \leq 8. \end{array} \right.$$

On illustre comme exemple la travée "CD" de la poutrelle de **type (1)** du plancher étage courant.

Avec,

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux = 20cm ;

$M_{t \text{ ser}}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t \text{ ser}} = 7.68 \text{ KN.m}$;

$A_{t \text{ travée}}$: Section d'armature en travée $A_t = 2.36 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée : $L = 4.40 \text{ m}$;

$M_{0 \text{ ser}}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0 \text{ Ser}} = 10.45 \text{ KN.m}$

y: position de l'axe neutre = 3.23 cm

I: Inertie de la section = 8845.88 cm⁴

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{7.68}{10 \times 6.99} ; \frac{1}{16} \right) \times 4.05 \rightarrow h_t = 20 \text{ cm} < 29.5 \text{ cm} \dots \dots \dots C.N.V \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 1.89 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ tr}} = 2.36 \text{ cm}^2 > 2.26 \text{ cm}^2 C.N.V \\ 3) l = 4.40 < 8. \dots C.V \end{array} \right.$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Soit : (Article B.6.5.3) [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \quad \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \quad \Leftrightarrow \text{pour } l > 5 \text{ m} \\ \frac{L}{250} \text{ Pour les consoles avec } l \leq 2 \text{ m} \\ \frac{M_{ser} \times l^2}{10E \times I_f} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec,

L : portée entre nue d'appuis (CBA B.6.1.1). [3]

$$L = 4.40 - 0.4 = 4.00 \text{ m}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,).

f_{gv} et : les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons) ;

f_j : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre cloisons).

f_p : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons ;

g : la charge permanente après la mise des cloisons ;

p : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

La flèche admissible $\bar{f}$ pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

- **Evaluation des moments en travée**

On note :

$$g_{\text{(total)}} = (G_{\text{plancher étage}} + G_{\text{cloison}} + G_{\text{revêtement}}) = 5.15 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloison}}) = 3.300 + 0.90 = 4.20 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$p = G_{\text{Totale}} + Q_{\text{Totale}} = 5.15 + 1.5 = 6.65 \text{ KN/m}^2$$

- Evaluation des charges

$$q_j = 0.65 \times 4.20 = 2.73 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_g = 0.65 \times 5.15 = 3.34 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_p = 0.65 \times 6.65 = 4.32 \text{ KN/ml} ;$$

Evaluation des moments

Les moments correspondant à chaque charge sont résumés sur le tableau suivant:

$M_t = 2.009 \times q - 0.674 \times \dot{q}$ obtenu par la méthode de Caquot minorée.

q' : la charge répartie minorée ($2/3(q)$)

Tableau III-31 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).

Moments correspondant à q_j	$M_j = 2.009 \times 2.73$ $- 0.674 \times 1.82$	$M_j = 5.48 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 2.009 \times 3.34$ $- 0.674 \times 2.23$	$M_g = 5.20 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 2.009 \times 4.32$ $- 0.674 \times 2.8$	$M_p = 6.79 \text{ KN.m}$

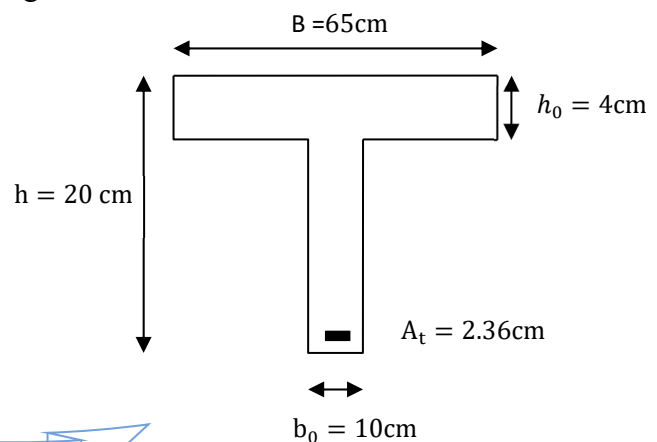
Tableau III-32 : calcul des contraintes (poutrelles type étage courant).

contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 137.25 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 130.24 \text{ MPA}$
contrainte correspondante à q_p	$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 170.06 \text{ MPA}$

- Caractéristiques de la section

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_g = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \text{avec} \begin{cases} s_1 = b \times h_0 \\ s_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ s_3 = 15 \times A_t \end{cases}$$



$$et \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h - h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases}$$

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15A_t} = 4.87 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \times y_G^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A_s(y_G - d)^2$$

$$I_0 = 33618.96 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des moments d'inertie fissurés I_f : (BAEL B.6.5.2) [1]**

$$I_f = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

- **Calcul des coefficients λ :**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL (article B.6.5.2) pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2+3\frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} : \text{Le pourcentage d'armature tendue} \Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 3.76 \\ \lambda_v = 1.504 \end{cases} ; \mu = \max \left\{ 1 - \left[\frac{0}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right] \right.$$

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.60 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.74 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.80 \end{cases}$$

- **Calcul des moments d'inerties fictives**

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit:

Tableau III-33 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1)

I correspondant à q_{ji}	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 11357.76 \text{ cm}^4$
----------------------------	--	-----------------------------------

I correspondant à q_{gi}	$I_{f_{gi}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{f_{gi}} = 9777.08 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{f_{gv}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{f_{gv}} = 17501.92 \text{ cm}^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{f_{pi}} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{f_{pi}} = 8435.41 \text{ cm}^4$

- **Calcul des modules de déformation**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.39 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton**

$E_i = 3 \times E_v = 32164.19 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant :

Tableau III-34 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1).

f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}}$	2.90 mm
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}}$	3.20 mm
f_{gv} (flèche due aux charge permanente)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$	5.36 mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fpi}}$	4.85 mm
Δf (la flèche totale)	$F_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	4.11mm
$f_{\text{admissible}}$	$\frac{l}{500}$	8.8 mm

$\Delta f = 4.11 \text{ mm} < f_{\text{admissible}} = 8.8 \text{ mm}$

Commentaire : la flèche est vérifiée ;

III.5.5.1. La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [1]

La dalle de compression résiste donc elle n'a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...)

Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D'après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

- ✓ $S_t \leq 20 \text{ cm}$ (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures (**A** $\perp$),
- ✓ $S_t \leq 33 \text{ cm}$ (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures (**A** $\parallel$).

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

2. Le diamètre ne doit jamais être sup à $1/10$ de l'épaisseur.

Pour $h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow \phi \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{\min} = 0.0006B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

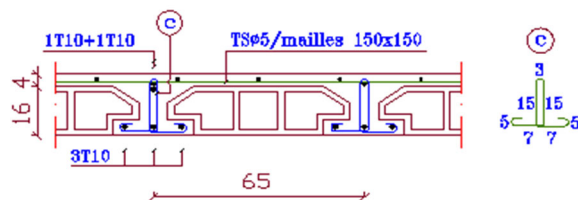
On adapte $A_{\perp} = 5\phi 4 = 0.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \text{cv}$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{0.62}{2} = 0.314 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2$.

Pour un choix pratique, on va opter pour un treillis soudé $\phi 5$ (150/150).

FERR NERVURE APPUIS INTERMEDIAIRE



FERR NERVURE TRAVÉE INTERMEDIAIRE

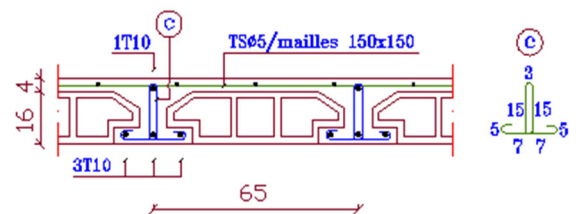


Figure.III.23 : Schéma de ferrailage des planchers.

III.6 Conclusion

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1.Présentation du logiciel ROBOT

Logiciel Robot est un logiciel de calcul et d'analyse des structures nous permet de représenter une structure réelle par un modèle numérique que le logiciel peut le traiter et l'analyser et détermine les efforts internes (moments, efforts normaux, efforts tranchants), qui résistent les charges extérieures appliquées sur la structure, par utilisation de la méthode des éléments finis.

Il permet de modéliser, calculer, vérifier et dimensionner différentes structures du génie civil

IV.2. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

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

IV.3.Objective de l'étude sismique

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.

mise en œuvre soignée.

IV.4.Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée, le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélogramme.

IV.4.1.Méthode statique équivalente

IV.4.1.1.Définition

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

IV.4.1.2.Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique 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 projecteur. [4]

IV.4.1.3.Modélisation

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale. [4]

IV.4.1.4. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/Version 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II: Groupe d'usage 3.

Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m. [4]

IV.4.2.Méthode d'analyse modale spectrale

IV.4.2.1.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.

IV.4.2.2.Modélisation

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. [4]

IV.4.2.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

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

IV.4.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

IV.4.3.1. Principe de la méthode

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'interpolation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques par un personnel qualifié. [4]

IV.4.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au préalable les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. [4]

IV.5. Classification de l'ouvrage selon leur importance

a) Classification des zones sismiques

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 II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en zone IIa.

b) Classification de l'ouvrage selon son importance

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003) chapitre 3 article 3.2 :

Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m dans le groupe 2

c) Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

IV.6. Choix de la méthode de calcul

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan).

Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, $h=19.20 \text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

IV.7.Méthode statique équivalente

IV.7.1.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 :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad [4] \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

IV.7.1.1.Coefficient d'Accélération de Zone « A »

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa  $A = 0.15$

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

/	ZONE			
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

IV.7.1.2.facteur d'amplification dynamique moyen « D » [4]

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

$$D = \begin{cases} - 2.5 \eta \\ - 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ - 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \eta \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} - 0 \leq T \leq T_2 \\ - T_2 \leq T \leq 3s \\ - T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

IV.7.1.2.1.Calcul de facteur de correction d'amortissement η

Donné par la formule :

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

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

- Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau IV.2 : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le Tableau $\xi = 7 \%$

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 \geq 0.7$$

IV.7.1.2.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

On a : $h_N = 19.20$ m

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \times 19.20^{\frac{3}{4}}$$

Alors : $T = 0.46$ sec

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables 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

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D: dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

$$\text{Sens X : } D_X = 26.40 \Rightarrow T = 0.09 \times \frac{19.20}{\sqrt{26.40}} \Rightarrow T_X = 0.34 \text{ s}$$

$$\text{Sens Y : } D_Y = 13.00 \Rightarrow T = 0.09 \times \frac{19.20}{\sqrt{10.00}} \Rightarrow T_Y = 0.55 \text{ s}$$

IV.7.1.2.3.Calcul facteur d'Amplification D

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1=0.15$ et $T_2=0.5$ on obtient :

Sens X :

$$T = \min (T ; T_x) \Rightarrow T = \min (0.46s ; 0.34s)$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empirique } x} = 0.34s \text{ et } 1.3T_{x \text{ empirique}} = 0.44s$$

$$\text{Et on a : } T_{\text{analytique } x} = 0.63s$$

$$T_{x \text{ empirique}} \geq 1.3T_{x \text{ analytique}} \Rightarrow T = 1.3 T_{x \text{ empirique}}$$

$$\text{Donc : } \mathbf{T = 0.44s}$$

$$\text{La condition : } 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.44s \leq 0.50s$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \Rightarrow D_x = 2.205$$

Sens-Y:

$$T = \min (T ; T_y) \Rightarrow T = \min (0.46s ; 0.55s)$$

$$\text{Alors : } T_{\text{empirique } y} = 0.46s$$

$$\text{Et on a : } T_{\text{analytique } y} = 0.56s$$

$$T_{\text{empirique } y} \leq T_{\text{analytique } y} \leq 1.3T_{\text{empirique } y} \Rightarrow T = T_{y \text{ empirique}}$$

$$\text{Donc : } T = 0.46s$$

$$\text{La condition : } 0 \leq T \leq T_2 \Rightarrow 0 \leq 0.46 \leq 0.5$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \Rightarrow D_y = 2.205$$

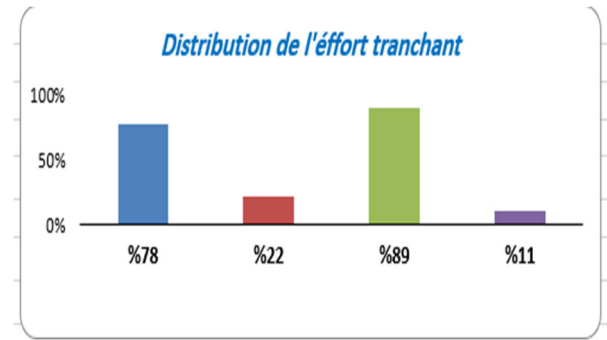
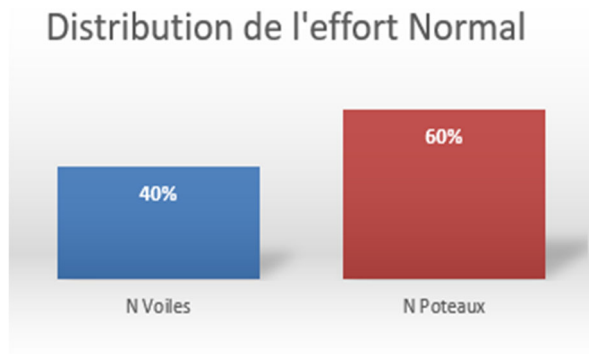
IV.7.1.3.Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » [4]

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV.4 : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques auto-stables ductiles	6
8	Portiques auto-stables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2.5
D	Autres systèmes	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3.5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un	4
17	noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	2
	Systèmes comportant des transparences (étages souples)	

$$\frac{N_{voile}}{N_{totale}} \geq 20\%$$



Dans notre cas : pour un système de contreventement Voiles porteurs contreventés par des voiles

Alors : $R = 3.5$

IV.7.1.4.Facteur de qualité « Q » [4]

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 des RPA99/version 2003.

- **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées.

Sens longitudinal : MIN 3 travées → 7 travées C.V

$$3.60 / 3.15 = 1.14 < 1.5$$

$$3.15 / 4.4 = 0.72 < 1.5$$

$$4.4 / 3.8 = 1.16 < 1.5$$

$$3.8 / 4.4 = 0.86 < 1.5$$

$$4.4 / 3.15 = 1.4 < 1.5$$

$$3.15 / 3.6 = 0.89 < 1.5$$

→ Critère observé $P_q = 0$

Sens transversal : MIN 3 travées  2 travées C.N.V

$5.2 / 4.4 = 1.18 < 1.5 \Rightarrow$ Critère observé $P_q = 0.05$

- **Redondance en plan**

Sens longitudinal

$$L_{\max} / L_{\min} = 5.2 / 4.4 = 1.18 < 1.5$$

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

Sens transversal

$$L_{\max} / L_{\min} = 4.4 / 3.15 = 1.4 < 1.5$$

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en plan**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales. L'excentricité ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $26.40 / 10.00 = 2.64 < 4$. La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Régularité en élévation**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. La masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois sa plus petite dimension.

Donc : la structure est classée régulièrement en élévation : $P_q = 0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Donc : le critère est observé alors : $P_q = 0$

- **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. On considère que ce critère est non observé : $P_q = 0.1$

Tableau IV.5 : valeurs des pénalités P_q .

« Critère q »	longitudinal	transversal
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
$\sum P_q$	0.15	0.15

Sens longitudinal $\rightarrow Q = 1 + 0.05 + 0.1 = 1.15$

Sens transversal $\rightarrow Q = 1 + 0.05 + 0.1 = 1.15$

IV.7.1.5. Poids totale de la structure « W » [4]

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

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 version 2003

Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0.30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40

3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\beta = 0.20$

On a des poids des différents niveaux donné par le logiciel ROBOT :

Donc : $W_i = 18937.71 \text{ KN}$

- **Calcul de l'effort sismique totale « V »**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 18937.71 \Rightarrow V_x = 2058.06 \text{ KN}$$

Sens-Y:

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 2.205 \times 1.15}{3.5} \times 18937.71 \Rightarrow V_y = 2058.06 \text{ KN}$$

IV.8.Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,..) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$ [4]

- Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Ex :

Cas	5 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	-1671.31	0.35	1.65	29.32	-498.55	-0.22
Somme réactions	-1667.53	-5.57	-0.00	-44.12	-23056.32	11992.45
Somme efforts	1667.52	5.59	0.0	44.13	23056.66	-11992.48
Vérification	-0.01	0.02	-0.00	0.01	0.34	-0.03
Précision	1.12460e-002	8.68409e-003				

Figure IV 1 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens xx).

- $V_x = 1667.53 \text{ KN}$

E_y :

Cas	6 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	1.51	-1765.07	-7.26	569.29	-7.52	-1.80
Somme réactions	5.60	-1737.91	-0.00	24166.42	32.81	-27423.59
Somme efforts	-5.59	1737.85	0.0	-24166.61	-32.80	27423.23
Vérification	0.01	-0.06	-0.00	-0.19	0.01	-0.36
Précision	1.12460e-002	8.68409e-003				

Figure IV 2 : La Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens yy).

- $V_y = 1737.91 \text{ KN}$

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	0.8V _{statique} (KN)	V _{dynamique} (KN)	V _{dynamique} > 80% V _{statique}
Suivant X	1646.45	1667.53	Condition vérifiée
Suivant Y	1646.45	1737.91	Condition vérifiée

IV.9.L'effort tranchant de chaque niveau

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule suivant :

$$F_i = \frac{(v - f_t) w_i h_i}{\sum w_j h_j} \dots\dots\dots (4-11 \text{ RPA99version2003}) [4]$$

Avec :

La force F_i concentrée au sommet de la structure :

$$T < 0,7s \Rightarrow F_{tx} = F_{ty} = 0$$

Tableau IV.8 : La force sismique de chaque niveau.

Niveau	Force F _x (KN)	Force F _y (KN)
RDC	96.265	96.265
1	192.529	192.529
2	288.794	288.794
3	385.059	385.059
4	481.324	481.324
5	613.892	613.892

IV.10.Vérification des déplacements

On doit vérifier que : $\Delta k \leq \Delta^{\sim}$

Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement (R=3.5).

Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage (RPA art 5-10)

$$\Delta = \frac{he}{100} = \frac{320}{100} = 3.20 \text{ cm}$$

Tableau IV.9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon le sens XX

etage	Hauteur	Δ_{ek}	Coefficient de comportement R	Δ_k dep reel	$\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1}$ dep elastique relatif	Δ_{kadm}	Remarque
H/5ème étage	3.2000	0.010	3.5	0.0350	0.0000	0.0320	verifié
H/4ème étage	3.2000	0.010	3.5	0.0350	-0.0035	0.0320	verifié
H/3ème étage	3.2000	0.011	3.5	0.0385	0.0000	0.0320	verifié
H/2ème étage	3.2000	0.011	3.5	0.0385	0.0070	0.0320	verifié
H/1er étage	3.2000	0.009	3.5	0.0315	0.0140	0.0320	verifié
H/RDC	3.2000	0.005	3.5	0.0175	0.0175	0.0320	verifié

Tableau IV.10 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau selon le sens YY

etage	Hauteur	Δ_{ek}	Coefficient de comportement R	Δ_k dep reel	$\Delta_k - \Delta_{k-1}$ dep elastique relatif	Δ_{kadm}	Remarque
H/5ème étage	3.2000	0.008	3.5	0.0280	-0.0035	0.0320	verifié
H/4ème étage	3.2000	0.009	3.5	0.0315	0.0000	0.0320	verifié
H/3ème étage	3.2000	0.009	3.5	0.0315	0.0035	0.0320	verifié
H/2ème étage	3.2000	0.008	3.5	0.0280	0.0035	0.0320	verifié
H/1er étage	3.2000	0.007	3.5	0.0245	0.0140	0.0320	verifié
H/RDC	3.2000	0.003	3.5	0.0105	0.0105	0.0320	verifié

Donc tous les déplacements relatifs sont inférieurs aux déplacements admissibles imposés par le « RPA99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.

IV.11. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10 \dots \dots \dots \text{(Article 5.6.R.P.A 2003) [4]}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

- Sens XX :

Tableau IV.11 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens xx

Sens X								
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (m)	$p_k \times d_k$	$v_k \times h_k$	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
H/5ème étage	3.20	3335.99	573.81	0.01	33.36	1836.19	0.0182	Vérifiée
H/4ème étage	3.20	3138.71	952.45	0.01	31.39	3047.84	0.0103	Vérifiée
H/3ème étage	3.20	3138.71	1245.64	0.011	34.53	3986.05	0.0087	Vérifiée
H/2ème étage	3.20	3138.71	1461.78	0.011	34.53	4677.70	0.0074	Vérifiée
H/1er étage	3.20	3138.71	1602.40	0.009	28.25	5127.68	0.0055	Vérifiée
H/RDC	3.20	3138.71	1667.52	0.005	15.69	5336.06	0.0029	Vérifiée

- Sens YY :

Tableau IV.12 : Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens yy

Sens Y								
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (m)	$p_k \times d_k$	$v_k \times h_k$	θ_k	$\theta_k \leq 0.1$
H/5ème étage	3.20	3335.99	608.81	0.008	26.69	1948.19	0.0137	Vérifiée
H/4ème étage	3.20	3138.71	1006.87	0.009	28.25	3221.98	0.0088	Vérifiée
H/3ème étage	3.20	3138.71	1308.36	0.009	28.25	4186.75	0.0067	Vérifiée
H/2ème étage	3.20	3138.71	1526.55	0.008	25.11	4884.96	0.0051	Vérifiée
H/1er étage	3.20	3138.71	1670.74	0.007	21.97	5346.37	0.0041	Vérifiée
H/RDC	3.20	3138.71	1737.85	0.003	9.42	5561.12	0.0017	Vérifiée

Donc : Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage, donc l'effet P- Δ est négligé.

IV.12.Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.30$ [4]

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.13 : Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	poteaux	Section(Cm ²)	N (KN)	N _{rd}	La condition
RDC + 1ETAGE	104	40×40	1128.91	0.282	vérifiée
2,3,4;5	1235	30×40	744.47	0.248	vérifiée

IV.13.Vérification le Nombre de modes à considérer

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chacune des directions considérées.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
4/ 1	0.63	72.95	0.00	72.95	0.00	1930.45	1930.45
4/ 2	0.56	72.95	68.66	0.00	68.66	1930.45	1930.45
4/ 3	0.42	72.95	71.40	0.00	2.74	1930.45	1930.45
4/ 4	0.18	88.22	71.40	15.27	0.00	1930.45	1930.45
4/ 5	0.14	88.23	88.43	0.00	17.03	1930.45	1930.45
4/ 6	0.10	88.23	88.84	0.00	0.41	1930.45	1930.45
4/ 7	0.08	94.29	88.84	6.06	0.00	1930.45	1930.45
4/ 8	0.06	94.29	95.06	0.00	6.22	1930.45	1930.45
4/ 9	0.05	97.05	95.06	2.76	0.00	1930.45	1930.45
4/ 10	0.04	97.05	95.11	0.00	0.05	1930.45	1930.45
4/ 11	0.04	97.05	95.11	0.00	0.00	1930.45	1930.45
4/ 12	0.04	97.05	95.18	0.00	0.07	1930.45	1930.45

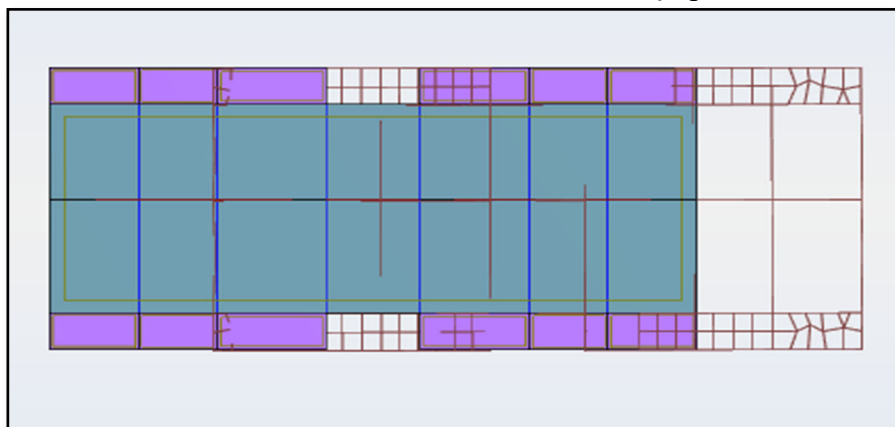
Figure IV.3 : La Résultat de Nombre de modes trouvées par le ROBOT.

On remarque qu'il n'y a pas de couplage entre les degrés de liberté de translation et de rotation.

D'autre part, on constate que les 8 modes premières de Vibration doivent être incluses dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90%

IV.14.Vérification de la période

- Le mode 1 est un mode de translation selon l'axe X ça période est de 0.63 s



- Le mode 2 est un mode de translation selon l'axe Y ça période est de 0.56 s

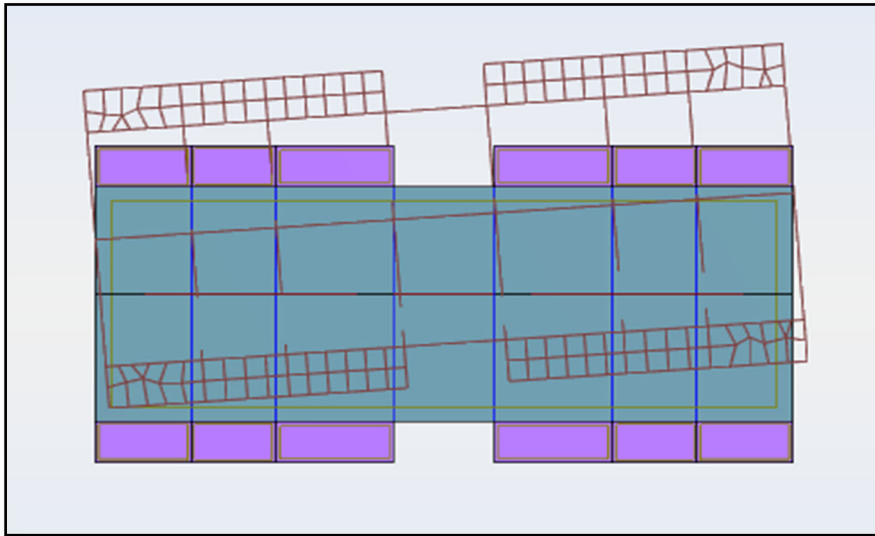


Figure IV.5 : translation de bâtiment selon l'axe Y.

- Le mode 3 est un mode de rotation autour de l'axe Z ça période est de 0.42 s

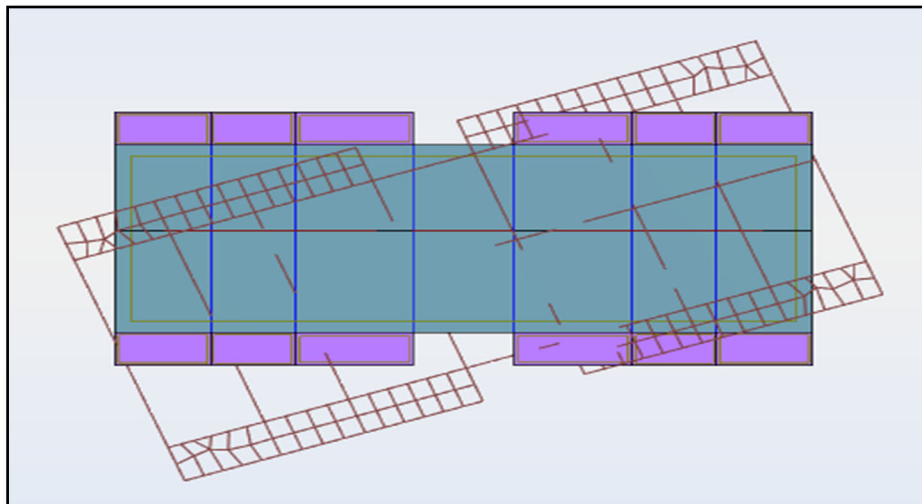


Figure IV.6 : rotation de bâtiment autour de l'axe Z.

IV.15. Les Caractéristiques géométriques du bâtiment

Les caractéristiques géométriques (centre de masse et centre de torsion) de chaque niveau.

a) centre de masse Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les coordonnées (XG, YG) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

M_i : La masse de l'élément « i ».

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

$\left. \begin{matrix} X_G \\ Y_G \end{matrix} \right\}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

b) Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau IV.14 : Les valeurs de Centre de masse et de torsion.

Niveau	$X_G (m)$	$Y_G (m)$	$X_t(m)$	$Y_t(m)$
RDC	13.05	6.60	13.05	7.17
1	13.05	6.60	13.05	7.17
2	13.05	6.60	13.05	7.17
3	13.05	6.60	13.05	7.17
4	13.05	6.60	13.05	7.17
5	13.06	6.52	13.05	6.83

❖ Calcul de l'excentricité

• Excentricité théorique

$$e_x = |X_G - X_t| ; e_y = |Y_G - Y_t|$$

• Excentricité accidentelle: RPA99 (version 2003) Article (4.2.7)

$$e_{acc} = 0.05L.$$

Tableau IV.15 : Les résultats de l'excentricité

Diaphragme	excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité	
	e_x (m)	e_y (m)	Sens-x	Sens-y	e_x (m)	e_y (m)
RDC	0	0.57	1.31	0.65	1.31	0.08
1	0	0.57	1.31	0.65	1.31	0.08
2	0	0.57	1.31	0.65	1.31	0.08
3	0	0.57	1.31	0.65	1.31	0.08
4	0	0.57	1.31	0.65	1.31	0.08
5	0.01	0.31	1.31	0.65	1.30	0.34

IV.16.Vérification au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de sol- fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction .Au poids des fondations et éventuellement au poids remblai.

Méthode de calcul

$$\sum W_k b_i > \sum F_k h_k$$

Avec :

W_k : le poids calculé a chaque niveau (k)

b_i : Centre de gravité de la structure.

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage (k).

h_k : la hauteur de l'étage k.

- Dans le sens xx :

Tableau IV.16 : Les résultats de Vérification au renversement (sens xx).

Niveau	W_k (T)	b_{ix} (m)	$M_S=W_k b_{ix}$	F_k (T)	h_k (m)	$M_r=F_k h_k$
RDC	323.11	13.05	4216.59	6.76	3.20	21.632
1	323.11	13.05	4216.59	14.32	6.40	91.648
2	317.99	13.05	4149.77	22.02	9.60	211.392
3	317.99	13.05	4149.77	30.09	12.80	385.152
4	317.99	13.05	4149.77	39.03	16.00	624.48
5	338.10	13.06	4415.59	59.43	19.20	1141.056
Σ	$\Sigma W_k b_i = 25298.07$			$\Sigma F_k h_k = 2475.36$		

$$\sum W_k b_{ix} > \sum F_k h_k \Rightarrow 25298.07 > 2475.36 \dots \text{CV}$$

Dans le sens yy :

Tableau IV.17 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy).

Niveau	$W_k(T)$	$b_{ix}(m)$	$M_S = W_k b_{ix}$	$F_k(T)$	$h_k(m)$	$Mr = F_k h_k$
RDC	323.11	6.60	2132.53	6.98	3.20	22.34
1	323.11	6.60	2132.53	14.84	6.40	94.98
2	317.99	6.60	2098.73	22.3	9.60	214.08
3	317.99	6.60	2098.73	30.82	12.80	394.50
4	317.99	6.60	2098.73	40.71	16.00	651.36
5	338.10	6.52	2204.41	62.33	19.20	1196.74
Σ	$\Sigma W_k b_i = 12765.67$			$\Sigma F_k h_k = 2573.98$		

$$\sum W_k b_{ix} > \sum F_k h_k \Rightarrow 12765.67 > 2573.98 \dots \text{cv}$$

IV.17.Conclusion

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Chapitre V

Ferraillages des éléments structuraux

V.1 Introduction

L'étude des éléments porteurs présente une grande importance dans la conception de cette étude vue le rôle important que joue ces éléments dans la construction, ces éléments reprennent seuls les différentes actions horizontales et verticales.

L'étude des éléments porteurs qui sont les plus sollicités, doit être conformes aux règlements de calcul et de conception « RPA 99 VERSION 2003 ; CBA 93 ».

Ce qui nous intéresse dans l'étude des portiques c'est la distribution des charges (horizontales et verticales) aux portiques et voiles, cette étude sera effectuée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel «ROBOT».

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux, elles sont sollicitées à la flexion simple.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

La section d'armature finale :

$A = \max (A_{\text{calcul}}; A_{\text{min BAE}} ; A_{\text{minRPA}})$ tel que :

A_{calcul} : section d'armature calculée en flexion simple.

A_{min} : Condition de non fragilité : $A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

A_{RPA} : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.5.2.1 P63).

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

V.2.1 Poutre principale

a) Les armatures transversales

Pour le calcul on va prendre les moments maximums (en travée et sur appui). D'après les résultats du logiciel **ROBOT 2014**.

Tableau V.1 : Sollicitations de la poutre principale.

	Barre N°=	Combinaison	M _{max} (KN.m)
En travée	1451	1.35G + 1.5Q (ELU)	56.12
		G + Q (ELS)	40.99
Sur appui	1213	G + Q + EY	-140.96
		G + Q (ELS)	-12.60

Ferrailage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q

➤ Ferrailage en travée

$$M_{t \max} = 56.12 \text{ KN.m}$$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; c = 2.5 \text{ cm}; d = h - c = 40 - 2.5 = 37.50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} [1]$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{56.12 \times 10^6}{14.17 \times 300 \times 375^2} = 0.093$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$$\mu_{bu} = 0.093 < \Rightarrow \mu_{bu} = 0.186 \Rightarrow \text{pivot} \dots A$$

$$\mu_{bu} = 0.093 < \Rightarrow \mu_i = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.093}) = 0.122$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 375 \times (1 - 0.4 \times 0.122) = 356.7 \text{ mm}$$

• Section des armatures

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_U a}{\sigma_s \times Z}$$

$$A_{st} = \frac{56.12 \times 10^6}{348 \times 356.7} = 4.52 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} [1] = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 375 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 135.84 \text{ mm}^2 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{st}} = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{CAL}}) = \max(1.35 ; 4.52) \rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA16 = 6.03 cm²

➤ **Ferrailage en appui**

➤ $M_{t \max} = -140.96 \text{ KN.m}$

$$h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; c = 2.5 \text{ cm}; d = h - c = 40 - 2.5 = 37.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} [1]$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{140.96 \times 10^6}{21.74 \times 300 \times 37.5^2} = 0.154$$

$$\mu_{bu} = 0.154 < \Rightarrow \mu_i = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.154}) = 0.21$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 37.5 \times (1 - 0.4 \times 0.21) = 34.35 \text{ mm}$$

- **Section des armatures**

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- $A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{Ua}}}{\sigma_s \times Z}$

$$A_{\text{st}} = \frac{140.96 \times 10^6}{400 \times 34.35} = 10.20 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} [1] \text{ Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 135.84 \text{ mm}^2 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{\text{st}} = 10.20 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{CAL}}) = \max(1.35 ; 10.20) \rightarrow A_s = 10.20 \text{ cm}^2$$

On prend : 3HA16+3HA14 = 10.64 cm²

Tableau V.2 : Ferraillage des poutres principales.

	M_u	b	h	d	U_{bu}	α	Z	A_s	A_{min}	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	56.12	30	40	37.5	0.093	0.122	356.7	4.52	6.00	3HA16=6.03cm²
appui	-140.96	30	40	37.5	0.154	0.21	343.5	10.20	6.00	3HA16+3HA14 =10.64cm²

❖ **Vérification pour les poutres principales**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [4]

$$0.5\% (b \times h) = 6.00 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_s \text{ max} = 48 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.
- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_s \text{ max} = 72 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

- $A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 6.00 < 6.03$ condition vérifiée.

❖ **Armatures transversales**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \varnothing_l) \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_t \leq \text{Min} (40/35 ; 30/10 ; 1.6) \Rightarrow \varnothing_t \leq \text{Min} (1.14 ; 3 ; 1.6)$$

$$\varnothing_t \leq 1.14 \text{ cm} = 11.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend : } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times St \times b$

$$St \leq \text{Min} (h/4 ; 12\varnothing_l)$$

$$St \leq \text{Min} (40/4 ; 12 \times 1.6) = St \leq \text{Min} (10 ; 19.20) \Rightarrow St \leq 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 10 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Pour la zone courante :

$$St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : [1]

$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$ (Fissuration non préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{202.12}{300 \times 400} = 1.68 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.68 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.2.1.1. Vérification à L'ELS

❖ Vérification des contraintes:

Tableau V.3 : Vérification des contraintes à ELS.

Moment service travée	M_{ser}	40.99
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y)=0$	$y= 12.32 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2$	$I = 76047.82 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 6.64 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 203.58 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$6.64 \leq 15 \text{ C.V}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta S$	$203.58 \leq 348 \text{ C.V}$

Tableau V.4 : Vérification des contraintes à ELS.

Moment service Appui	M_{ser}	12.60
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y)=0$	$y= 15.35 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	$I = 114471.4 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 1.68 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 36.57 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$1.68 \leq 15 \text{ C.V}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta S$	$36.57 \leq 348 \text{ C.V}$

❖ La vérification de la flèche : [1]

Tableau V.5 : La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.083	0.0625	vérifiée
$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e}$	0.009	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$	0.085	0.085	vérifiée

V.2.1.2 Schéma de ferrailage

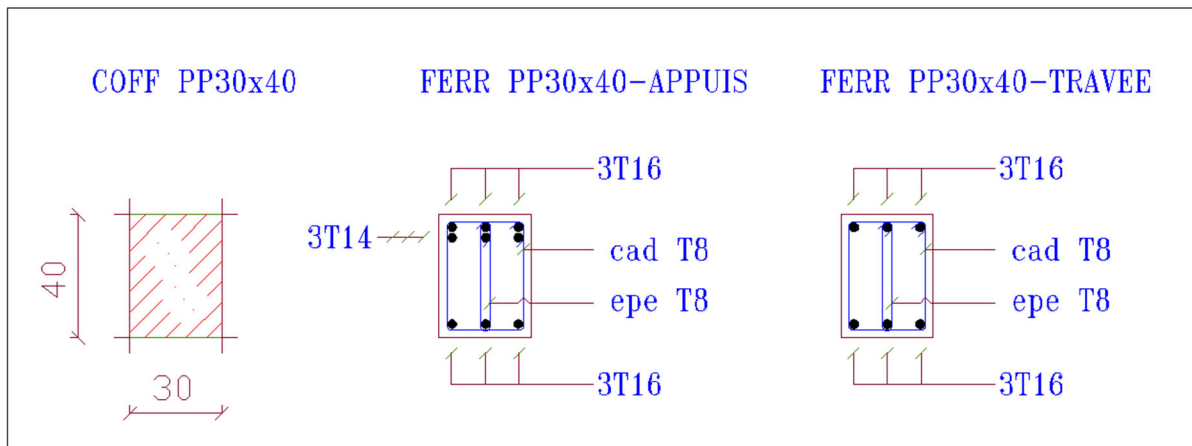


Figure V.1: Schéma de ferrailage des poutres principales.

V.2.2 Poutre secondaires

Tableau V.6 : Sollicitations de la poutre secondaires .

	Barre N°=		Combinaison	Mmax (KN.m)
En travée	1599		1.35G + 1.5Q (ELU)	16.80
			G + Q (ELS)	12.31
Sur appui	Sup	1188	G+Q - Ex	-67.28
			G + Q (ELS)	-11.64
	Inf	1366	0.8G - Ex	52.31
			G + Q (ELS)	-11.68

Tableau V.7: Ferrailage des poutres secondaires.

		M_u	b	h	d	u_{bu}	α	Z	A_s	A_{min}	$A \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée		16.80	30	35	32.5	0.037	0.047	318.89	1.51	5.25	3HA14+2HA12=6.88
Appuis	Sup	-67.28	30	35	32.5	0.098	0.129	308.23	5.46	5.25	3HA14+2HA12=6.88
	inf	52.31	30	35	32.5	0.076	0.099	312.13	6.61	5.25	3HA14+2HA12=6.88

❖ **Vérification pour les poutres secondaire**

Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (7.5.2.1) : [4]

$$5\% (b \times h) = 5.25 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % $b \times h$ en zone courante ($A_s \text{ max} = 42 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.
- 6 % $b \times h$ en zone de recouvrement ($A_s \text{ max} = 63 \text{ cm}^2$)condition vérifiée.

Condition de non fragilité : (BAEL 91)

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 5.25 < 6.88 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

✓ D'après le BAEL 91 :

$$\emptyset_t \leq \text{Min} (h/35 ; b/10 ; \emptyset_l) \text{ cm} \Rightarrow \emptyset_t = \text{Min} (35/35 ; 30/10 ; 1.2)$$

On prend : $\emptyset_t = 8 \text{ mm}$

✓ D'après le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimale est de : $A_t \geq 0.3\% \times St \times b$

$$St \leq \text{Min} (h/4 ; 12\emptyset_l)$$

$$St \leq \text{Min} (35/4 ; 12 \times 1.2) = 8.75 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 8 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

• **Pour la zone courante**

$$St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 15 \text{ cm}$.

$$A_t \geq 0.3\% \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Alors :

$$\text{On adopte : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91]**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que : [1]

$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \dots\dots\dots$ (Fissuration non préjudiciable)

$\bar{\tau} = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{120.93}{300 \times 375} = 1.07 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 1.07 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.2.2.1. Vérification à L'ELS❖ **Vérification des contraintes:****Tableau V.8 : Vérification des contraintes à ELS.**

Moment service travée	M_{ser}	12.31
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y) = 0$	$y = 12.98 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	$I = 62176.78 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 2.57 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 72.82 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$2.57 \leq 15 \text{ C.V}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta S$	$72.82 \leq 348 \text{ C.V}$

Tableau V.9 : Vérification des contraintes à ELS.

Moment service Appui	M_{ser}	11.68
Position de l'axe neutre	$1/2 by^2 - 15A_{st}(d-y) = 0$	$y = 12.98 \text{ cm}$
Moment d'inertie	$I = 1/3 b.y^3 + \eta A_{st}(d-y)^2 = 0$	$I = 62176.78 \text{ cm}^4$
Contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$	$\sigma_{bc} = 2.44 \text{ MPa}$
Contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}(d-y)}{I}$	$\sigma_{st} = 69.09 \text{ MPa}$
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{c28}$	$2.44 \leq 15 \text{ C.V}$
vérifiée Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e / \delta S$	$69.09 \leq 348 \text{ C.V}$

❖ La vérification de la flèche : [1]

Tableau V.10 : La vérification de la flèche.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	0.088	0.0625	vérifiée
$\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	0.007	0.010	vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0}$	0.088	0.085	vérifiée

V.2.2.2 Schéma de ferrailage :

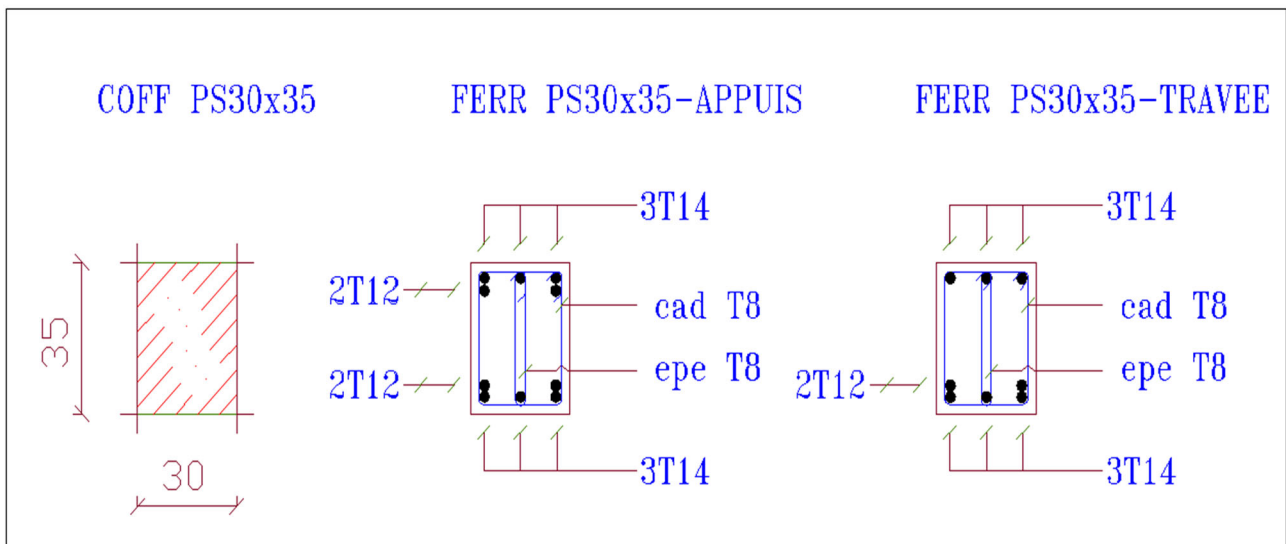


Figure V.2 : Schéma de ferrailage de La poutre secondaire.

V.3 Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumises aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux 'N'.
- ❖ Moments fléchissant 'M'.
- ❖ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

$$\text{❖ } N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

❖ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

❖ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

❖ $N_{\max}$: Effort normal maximum.

❖ $N_{\min}$: Effort normal minimum.

❖ $M_{\max}$: Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.11 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.2	25	347.82
Situation accidentelle	1.15	1	21.74	25	400

V.3.1 Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant **BAEL91 mod.99**.

- Soit à calculer le poteau le plus sollicité du STRUCTUR, avec les sollicitations suivantes :

Tableau V.12: Sollicitations dans les poteaux.

	$N_{\max} \quad M_{\text{corr}}$			$M_{\max} \quad N_{\text{corr}}$			$N_{\min} \quad M_{\text{corr}}$		
	Comb	N	M	Comb	N	M	Comb	N	M
Poteaux RDC+1^{ere} 40x40	G+Q+Ey	1128.91	59.71	G+Q-Ex	242.25	80.60	0.8G-Ex	68.49	5.36
	G+Q	781.60	12.90	G+Q	529.08	12.96	G+Q	529.08	12.96
Poteaux 2^{eme}+3^{eme} 30x40	G+Q+Ey	744.47	6.23	G+Q-Ey	243.43	56.40	0.8G-Ex	62.65	4.78
	G+Q	501.10	6.97	G+Q	339.21	9.35	G+Q	303.41	8.11
Poteaux 4^{eme}+5^{eme} 30x40	G+Q-Ey	347.40	18.26	G+Q-Ex	71.11	55.75	0.8G+Ex	40.61	7.13
	G+Q	323.66	3.94	G+Q	104.95	11.77	G+Q	104.55	11.87

V.3.2 Etat limite de stabilité de forme

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$ [8]

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} [8] ; e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\varphi)$$

Avec:

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi- permanentes, au

moment total du premier ordre. $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} [8]$ Où $\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) [8]$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.3 Détermination des sections d'acier

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1^{er} étage avec la section de (40*40) cm² :

1^{er} cas:

$$N^{max} = 1128.91KN$$

$$Mu^{corr} = 59.71KN.m$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{59.71}{1128.94} = 0.053m$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max\left[2cm, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2cm, 1.28cm] = 2cm = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 7.3cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_1}{h}\right) = \frac{2.24}{0.40} \leq \max\left(15; 20 \times \frac{0.073}{0.40}\right) = 5.6 < \max(15; 3.65) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\varphi)$$

α : le rapport de moment de première ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\varphi = 2.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{5.72}{5.72 + 2.55} = 0.69$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.20)^2}{10^4 \times 0.40} \times (2 + 0.69 \times 2) = 0.013m$$

$$e_2 = 1.30cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 8.60cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0)\left(\frac{h}{2} - d'\right) > M_u \text{ [8]}$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2272KN$$

$$M_2 = (1128.91 - 2272)\left(\frac{0.40}{2} - 0.025\right) = -200.04KN \dots \dots CV$$

$$M_3 = N_u\left(\frac{h}{2} - d'\right) - (0.337h - 0.81d')N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 1128.91\left(\frac{0.40}{2} - 0.025\right) - (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.025) \times 2272 = -62.7$$

$$\psi = \frac{0.3754N_0h + N_u\left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_u}{(0.8571h - d')N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2272 \times 0.40 + 1128.91\left(\frac{0.40}{2} - 0.025\right) - 59.71}{(0.8571 \times 0.40 - 0.025) \times 2272}$$

$$\psi = 0.663 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 1128.91 \times 0.086 = 97.09KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u\left(d - \frac{h}{2}\right) = 59.71 + 1128.91\left(0.375 - \frac{0.40}{2}\right) = 257.29KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{257.29 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14.2} = 0.322$$

$$\mu_{bu} = 0.322 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.322}) = 0.504$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.504) = 0.8$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{251.29 \times 10^3}{0.8 \times 0.375 \times 348}$$

$$A_1 = 24.10 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{eme} cas

$$N^{\min} = 68.49 \text{ KN}$$

$$M^{\text{corr}} = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{5.36}{68.49} = 0.078 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = (37.5 - \frac{40}{2}) \Rightarrow 7.8 \text{ cm} < 17.5 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_G \right) = 68.49 \times \left(0.375 - \frac{0.40}{2} + 0.078 \right) = 17.33 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d')\sigma_s} = \frac{17.33 \times 10^6}{(375 - 25)348} = 143.59 \text{ mm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{68.49 \times 10^3}{348} - 142.28 = 54.53 \text{ mm}^2 = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 1.97 \text{ cm}^2$$

➤ 3eme cas

$$M^{\max} : 80.60 \text{ KN .m}$$

$$N^{\text{corr}} : 242.25 \text{ KN}$$

Calcul excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{80.60}{242.25} = 0.33 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.28 \text{ cm}] = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.24}{0.40} \leq (15; 20 \times \frac{0.35}{0.40}) = 5.6 < \max(15; 17.5) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{8.45}{8.45 + 2.28} = 0.79$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.20)^2}{10^4 \times 0.40} \times (2 + 0.79 \times 2) = 0.013m$$

$$e_2 = 1.3cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 36.3 cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 400 \times 400 \times 14.2 = 2272KN$$

$$M_2 = (242.25 - 2272) \left(\frac{0.40}{2} - 0.025 \right) = -343.06KN.m$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d')N_0 \leq M_u$$

$$M_3 = 242.25 \left(\frac{0.40}{2} - 0.025 \right) - (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.025) \times 2272 = -217.87KN.m$$

$$\psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d')N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2272 \times 0.40 + 242.25 \left(\frac{0.40}{2} - 0.025 \right) - 80.60}{(0.8571 \times 0.40 - 0.025) \times 2272}$$

$$\psi = 0.42 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 242.25 \times 0.363 = 87.94 KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 80.60 + 242.25 \left(0.375 - \frac{0.40}{2} \right) = 122.99KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2f_{bu}} = \frac{122.99 \times 10^6}{400 \times 375^2 \times 14.2} = 0.154$$

$$\mu_{bu} = 0.154 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.154}) = 0.210$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.210) = 0.916$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{122.99 \times 10^3}{0.916 \times 0.375 \times 348} = 1028.89 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 10.29 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

➤ **La section des armatures longitudinale**

1. A calculer : A = 24.10 cm².

2. Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :

$$A_u (\text{min}) = \max (0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section en mètre.

$$A_u (\text{min}) = \max [0,2\% (40 \times 40) ; 4\% 160].$$

$$A_u (\text{min}) = \max (3.2 \text{ cm}^2 ; 6.4 \text{ cm}^2).$$

$$A_u (\text{min}) = 6.4 \text{ cm}^2.$$

– Le pourcentage maximal des armatures :

$$A_u (\text{max}) = 5 \% B = 80 \text{ cm}^2.$$

2. Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u (\text{min}) = 0,8\% B = 0.008 (40 * 40)$$

$$A_u (\text{min}) = 12.8 \text{ cm}^2$$

Tableau V.13 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{calculer} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des armatures	A _{adopté} (cm ²)
RDC+1	40×40	24.10	12.8	12T16	24.13
2+3	30×40	12.01	9.6	4T16+4T14	12.20
4+5	30×40	6.52	9.6	4T14+4T12	10.68

V.3.4 Recommandations des règlements

V.3.4.1 Armatures longitudinales

Selon RPA version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8 \frac{0}{0} \leq \frac{A}{bh} \leq 4 \frac{0}{0} \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8 \frac{0}{0} \leq \frac{A}{bh} \leq 6 \frac{0}{0} \quad (\text{Zone de recouvrement})$$
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimal des recouvrements est de 40ϕ en **(Zone IIa)**.
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en **(Zone IIa)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA.

Tableau V.14: Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) A _{min} =0.8%b.h	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1^{er}	40×40	12.8	64	150
2^{eme}+ 3^{eme}	30×40	9.6	48	72
4^{eme}+5^{eme}	30×40	9.6	48	72

❖ Selon BAEL

La section d'acier minimale

A_{min} = max (4cm de périmètre ; 0,2%. b. h).

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

La section d'acier maximale

A_{max}=5 % bh

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le **BAEL**:

Tableau V.15: Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
RDC + 1	40×40	8.4	80
2+3	30×40	6.3	60
4+5	30×40	6.3	60

❖ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont calculées suivants les règlements **BAEL91** et **RPA99**.

❖ **Selon le BAEL91**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

❖ **Selon le RPA99 (art7.4.2.2)**

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots si \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots si \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.24}{0.4} = 5.6 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2,5.$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min(10\varphi_l; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times (1.6); 15\text{cm})$$

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

$$S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq 15\varphi_l$$

$$S_t \leq 15\varphi_l$$

$$S_t \leq 15 \times (1.6)$$

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

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

$\Phi 1$: Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Tableau V.16 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λg (%)	ρ_a	T _{umax} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _{calt} (cm ²)	Choix	At (cm ²)
RDC+1	40×40	2.24	5.6	2.5	66.03	N	10	1.03	4T8	2.01
						C	15	1.54		
2+3	30×40	2.24	7.46	2.5	73.50	N	10	1.15	4T8	2.01
						C	15	1.72		
4+5	30×40	2.24	7.46	2.5	67.42	N	10	1.05	4T8	2.01
						C	15	1.58		

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.

$$\varphi_t \geq \frac{1}{3} \varphi_t^{max}$$

$$8 \geq \frac{16}{3} = 5.33 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

V.3.4.2 Vérifications

a) Justification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à l'état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖ Selon BAEL99 [2]

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(0,15f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

❖ Selon RPA99 v 2003 [4]

$$\bar{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\left[\begin{array}{ll} \rho_b = 0,075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0,04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17 : Justification de la contrainte de cisaillement

Niveau	Section (cm ²)	lf (m)	λ_g	ρ_a	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observation
RDC+1 ^{er}	40×40	2.24	5.6	0,075	37.5	66.03	0,44	3.75	C.V
2+3	30×40	2.24	7.46	0,075	37.5	73.5	0,65	3.75	C.V
4+5	30×40	2.24	7.46	0.075	37.5	67.42	0.60	3.75	C.V

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003** (Art 7.4.2.1) est de $40 \Phi_l$ en zone **IIa**.

$$L_r = \Phi_l \times 40$$

$$\Phi_l = 16 \text{ mm.}$$

$L_r = 1.6 \times 40 = 64 \text{ cm}$; alors on adopte : $L_r = 70 \text{ cm}$.

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $L_0=3.20\text{m}$ et un effort normal égal

$$N_u = 1128.91\text{KN} \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1)[3]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.24\text{m}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 19.39 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.80$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1444 \text{ m}^2$$

$$A = 24.13\text{cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.80 \left[\frac{0.1444 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2413 \frac{400}{1.15} \right] = 2139.93\text{KN}$$

$$1128.91\text{KN} < 2139.93\text{KN} \dots\dots \text{C.V}$$

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L.S

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$M_s = 12.90 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s(y - c') - n \times A_s(d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s(y - c') = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 - 15 \times 24.13(37.5 - y) = 0$$

$$20y^2 + 361.95y - 13573.125$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 1112.2$$

$$y = \frac{1103.11 - 361.95}{2 \times 20} = 18.53 \text{ cm} = 19 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

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

$$I_t = \frac{40 \times 19^3}{3} + 15 \times 24.13(37.5 - 19)^2 = 215330.72 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{12.90 \times 10^6 \times 19}{215330.72 \times 10^4} = 1.91 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow cv$$

Tableau V-18 : Vérification des contraintes

Niveau	poteaux	Calculs	Vérifications
RDC+1	40×40	Ms= 12.90 KN.m y=16.14 cm I=215330.72 cm ⁴ $\sigma_{bc} = 1.91 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc} = 1.91 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
2+3	30×40	Ms= 9.35 KN.m y=19 cm I=234114.27 cm ⁴ $\sigma_{bc} = 6.45 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc} = 6.45 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
4+5	30×40	Ms= 11.87 KN.m y=15.71 cm I=196690.072 cm ⁴ $\sigma_{bc} = 0.94 \text{ MPA}$	$\sigma_{bc} = 0.95 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_t$.

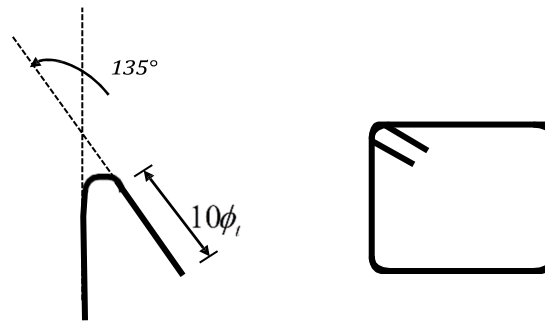


Figure V.3: Schéma de cadres.

V.3.5 Schéma de ferrailage :

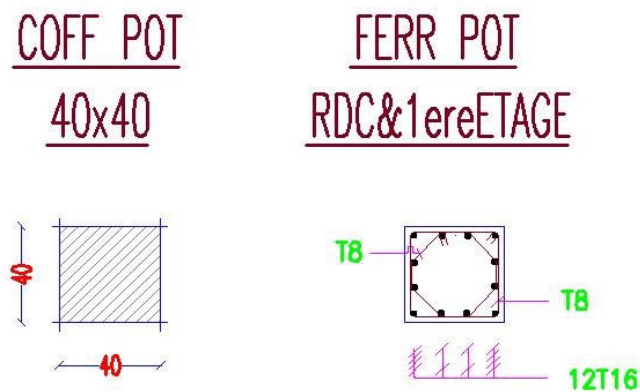


Figure V.4: Schéma de ferrailage des poteaux (40 x 40) cm2.

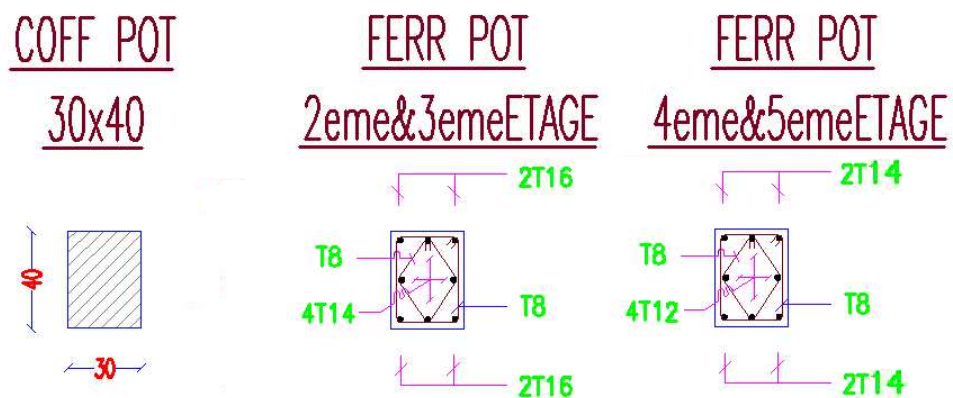


Figure V.5: Schéma de ferrailage des poteaux (30 x 40) cm2.

V.4.Les voiles

V.4.1.Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- 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.

Le ferraillage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

❖ Aciers verticaux :

La disposition du ferraillage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003:

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm. [4]

❖ Aciers horizontaux :

- ✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .

- ✓ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [4]

❖ **Règles communes :**

- a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$St \leq 1.5e$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : (e: l'épaisseur de voile)

- a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m², dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- b) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- c) Les longueurs de recouvrement doivent être égale 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 possible de charges. [4]

V.4.2. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Nous utilisons les combinaisons du RPA99 pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par «ROBOT».

V.4.3. Etude de la section soumise à la flexion composée

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER –BERNOULLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si σ_a et σ_b : sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

V.4.4. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales

(L=1.85 m ; H = 3.20 m ; e = 0.20 m)

On utilise la méthode des contraintes :

Pour des raisons pratiques, nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles dans le sens Y et pour tous les niveaux.

N = 1923.06 KN ; M = 809.21 KN.m ; T = -265.57 KN

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = \frac{0.2 \times 1.85^3}{12} \Rightarrow I = 0.106 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 1.85 \times 0.2 \Rightarrow S = 0.37 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{1.85}{2} \Rightarrow y = 0.925 \text{ m}$$

V.4.4.1. Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.y}{I} = \frac{1923.06}{0.37} + \frac{809.21 \times 0.925}{0.106}$$

$$\sigma_1 = 12258.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.y}{I} = \frac{1923.06}{0.37} - \frac{809.21 \times 0.925}{0.106}$$

$$\sigma_2 = -1864.04 \text{ KN/m}^2$$

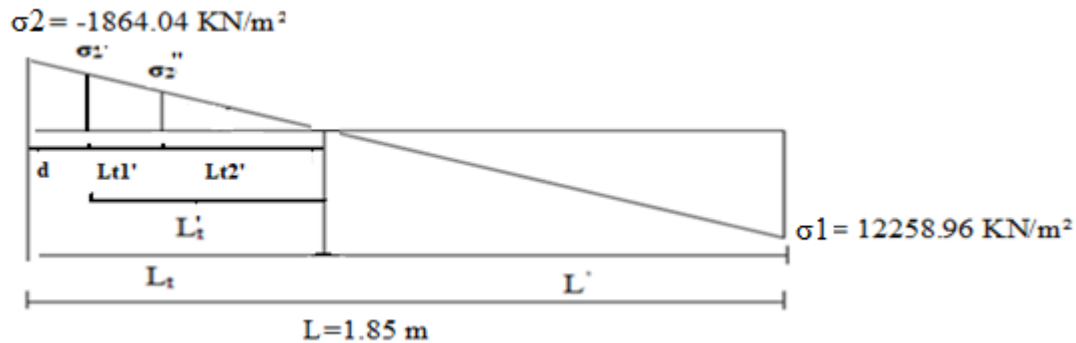


Figure V.6 : Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).

Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1.85 \times \left(\frac{1864.04}{1864.04 + 12258.96} \right) = 0.25 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 1.85 - 0.25 = 1.60 \text{ m}$$

$$d \leq \min (h_e/2 ; (2/3) \times L')$$

$$d \leq \min(3.2/2, (2/3) \times 1.60) = 1.06 \text{ m}$$

On ferraille alors sur une bonde de longueur d .

Calcul de σ_2' : ce qui est définie par la contrainte correspondant à la fin de la bonde d .

$$d < 1.6$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{1864.04}{2} = 932.02 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du ferrailage :

En zone d'about :

La longueur de la zone d'about dans notre cas est prise égale à 25 cm ce qui inférieur que la longueur exigée par le RPA ($L/10$).

$$N_{moy} = 932.02 \times 0.2 \times 0.25 = 46.60 \text{ KN}$$

La section de ferrailage au niveau de la zone d'about est égale donc à :

$$A_{about} = N_{moy} / \sigma_s ; \sigma_s \text{ est la contrainte ultime des aciers} = f_e / \gamma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{about}} = 1.17 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales de RPA 99

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_t \quad [4]$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 20 \times 25 = 1.00 \text{ cm}^2$$

❖ Le pourcentage minimal [1]

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max (A_s, A_{\text{min}}, A_{\text{RPA}}) = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

❖ La zone comprimée de RPA 99

$$0.20\% \times B \leq A_{\text{min}} \leq 0.50\% \times B$$

$$7.4 \leq A_{\text{min}} \leq 18.50 \quad A_{\text{min}} = 18.50 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales de RPA 99

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times e \times L_c \quad [4]$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0.20\% \times 20 \times 160 = 6.40 \text{ cm}^2$$

❖ Le pourcentage minimal

$$A_{\text{min}} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 185 = 5.55 \text{ cm}^2$$

❖ **Acier de couture**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_{fe}} ; \bar{V} = 1.4 \times V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 265.57 = 371.798 \text{ KN}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{371.798 \times 10^3}{400} = 10.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 10.22 \times \frac{L_t}{L} = 1.38 \text{ cm}^2 \text{ (On adopte pour les aciers de coutures } 2\emptyset 12)$$

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} A_T = 6.16 \text{ cm}^2 \\ A_c = 18.50 \text{ cm}^2 \\ A_{vj} = 2.26 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_t = 6.16 + 18.50 + 2.26 = 26.92 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2x2T14 + 2x11T12

L'espacement

En zone courante : $St \leq \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$

Soit : $St \leq 30 \text{ cm}$

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

En zone d'about : $St_a = St/2 = 7.5 \text{ cm}$

❖ **le ferrailage horizontal**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = (31.4)/4 = 7.76 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2x14 $\emptyset 8$ ($A_s = 14.08 \text{ cm}^2$)

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : $\emptyset 8$

❖ **Vérification des voiles à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ [4]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant du voile.

b: épaisseur de voile.

d: hauteur utile.

h: hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 265.57 \times 10^3}{200 \times 1700} = 1.09 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 1.09 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant

La section A_T des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e}$$

K=0 en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

K=1+3 σ_{cm} /f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

K=1-10 σ_{tm} /f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc : Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend K=0.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025f_{c28}$

❖ L'espacement

$$St \leq \min (1.5e, 30)$$

Soit : $St \leq 30 \text{ cm}$

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

$$At = \frac{b \times \tau_u \times St}{0.8 \times f_e} \Rightarrow At = \frac{200 \times 1.09 \times 150}{0.8 \times 400}$$

$$At = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$At_{\min}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 185 = 5.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2 \times 17T8 = 17.01 \text{ cm}^2$

V.4.4.3. Schéma de Ferrailage

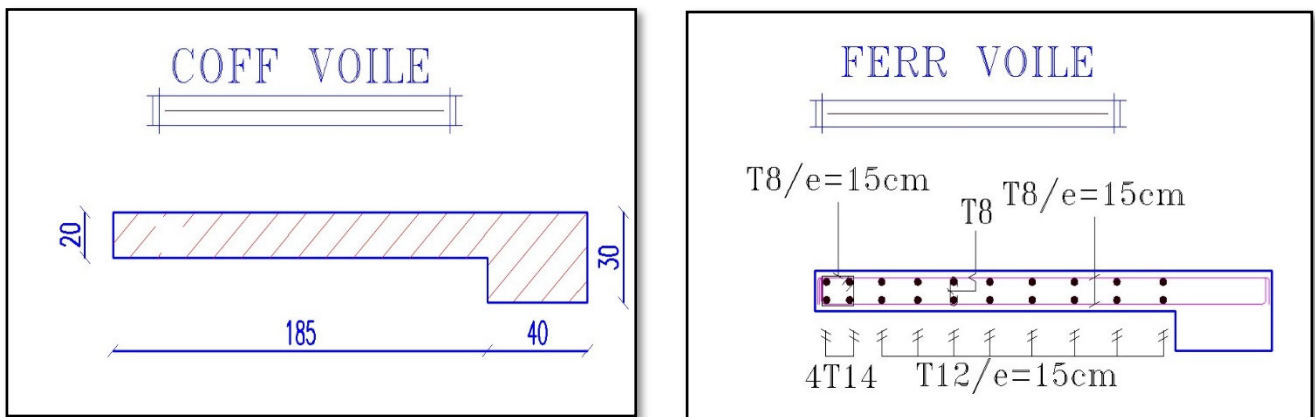


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinales.

V.4.5. Le ferrailage des voiles de sens transversal

($L=2 \text{ m}$; $H = 3.2 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$)

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

$N = 2945.37 \text{ KN}$; $M = 962.28 \text{ KN.m}$; $T = -385.07 \text{ KN}$

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I = 0.133 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 0.4 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = 1 \text{ m}$$

V.4.5.1. le ferrailage vertical

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.y}{I} = \frac{2945.37}{0.4} + \frac{962.28 \times 1}{0.133}$$

$$\sigma_1 = 14598.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.y}{I} = \frac{2945.37}{0.40} - \frac{962.28 \times 1}{0.133}$$

$$\sigma_2 = 128.24 \text{ KN/m}^2$$



Figure V.8 : Schéma de distribution des contraintes (Voile transversal).

❖ Calcul du ferrailage

La partie comprimée (Le voile entier dans ce cas) est ferrillée si la contrainte de compression agit dépasse la contrainte limite de résistance en compression du voile non armé ce qui n'est pas notre cas. Alors on travaille avec le ferrailage minimal comme ce qui suit :

$$0.20\% \times B \leq A_{min} \leq 0.50\% \times B$$

$$8.00 \leq A_{min} \leq 20$$

$$A_s = A_{min} = 16 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 2 \times 14\text{HA}12 = 31.66 \text{ cm}^2$$

❖ L'espacement

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e, 30)$$

$$\text{Soit : } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

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

En zone d'about : $Sta = St/2 = 10 \text{ cm}$

❖ Les armateurs de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 7.92 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2 \times 17T8 = 17.01 \text{ cm}^2$

Les deux nappes d'armateurs doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

On adopte les épingles : $\emptyset 8$

V.4.5.2. le ferraillage horizontal

❖ Vérification des voiles à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \quad \text{Avec :}$$

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

$$\tau_u = \frac{1.4 \times T}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 385.07 \times 10^3}{200 \times 1800} = 1.5 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{ct} = 5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 1.5 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 f_e}$$

K=0 en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

K=1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Donc dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage

Alors : on prend $K=0$.

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferraillage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_u \leq 0.025 f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_u > 0.025 f_{c28}$

❖ L'espacement

En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e, 30) = 30\text{cm}$

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

$$A_t = \frac{b \times \tau_u \times S_t}{0.8 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{200 \times 1.5 \times 150}{0.8 \times 400}$$

$$A_t = 1.40\text{ cm}^2$$

$$A_{tmin}(\text{RPA}) = 0.15\% \times e \times 200 = 6.00\text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2 \times 17T8 = 17.01\text{ cm}^2$$

V.4.5.3. Schéma de Ferraillage

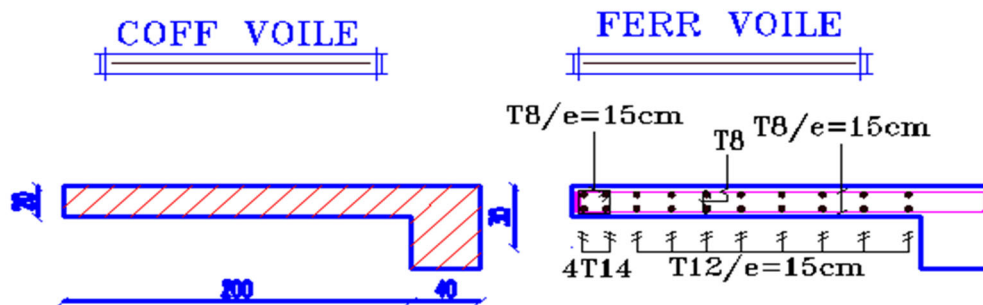


Figure V.9 : Schéma de ferraillage de Voile transversal.

V.5. Conclusion

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments Principaux ; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

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 et assure une bonne répartition des charges.

VI.2 Les différents types de fondations

Il existe plusieurs types de fondation :

a. 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 ($D/B \leq 1.5$).

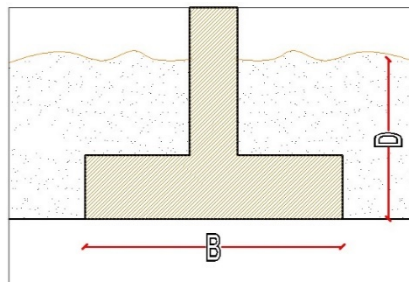


Figure VI.1 Semelle isolée

b. 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.

VII.3.1 Combinaisons de calcul :

D'après la réglementation, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

D'après le « BAEL »: $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$

D'après le « RPA99 »: $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$ (Art. 10.1.4.1) [4]

VI.3.2 Calcul des contraintes :

$$\sigma_{adm} (ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q}$$

$$\sigma_{adm} (ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} = 1.80 \text{ bar}$$

Avec :

γ_q : coefficient de sécurité sous les différents états limites

$\gamma_q=2$ (ELU)

$\gamma_q=3$ (ELS)

Donc :

$$\sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} \rightarrow q_u^{reel} = 3\sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} \rightarrow q_u^{reel} = 2\sigma_{ELU}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2}\sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.8 \text{ bar} = 2.7 \text{ bar}$$

VI.4 Choix type de fondation :

VI.4.1 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec ;

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT 2014 » (poteau le plus sollicité)

N_{ser} = 1005.65 KN

S : Surface d'appui de la semelle = $A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bars}$

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.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.40}{0.40} \times \frac{1005.65}{180}} \cong 2.36 \text{ m}$$

➤ Vérification de 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 .

On a : $1.5 B = 1.5 \times 2.36 = 3.54 \text{ m} > L_{\min} = 3.15 \text{ m}$

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 $\sigma_{sol} = 1.80 \text{ bar} = 180 \text{ kn/m}^2$

N : effort normale applique sur la fondation à l'ELS ($N_{ser} = 22490.31 \text{ KN}$)

S_s : surface de la fondation

➤ Choix type de fondation

Dans notre projet, nous indiquerons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une première 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 :

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{22490.31 \text{ kn}}{180 \text{ kn/m}^2} = 124.95 \text{ m}^2$$

$$S_t = 265 \text{ m}^2$$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

$$\frac{124.95}{265} = 0.47 = 47\% < 50\% \dots \dots \dots CV$$

Donc on est dans le cas d'une semelle filante.

VI.4.3 Dimensionnement de la semelle

La file des poteaux le plus sollicité

$$B = \frac{N_{ser}}{L \times \delta_{sol}} = \frac{3388.72 \times 10^{-3}}{11.20 \times 0.18} = 1.68 \text{ m}$$

$$B = \frac{N_{acc}}{1.5 \times L \times \delta_{sol}} = \frac{3289 \times 10^{-3}}{11.20 \times 0.18 \times 1.50} = 1.08 \text{ m}$$

On prend : **B = 1,70m**

❖ Calcul δ_{moy} :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \delta_{moy} = \frac{N}{B \times L} x \left(1 + \frac{3e}{L}\right) & \text{si } e \leq \frac{L}{6} \\ \delta_{moy} = \frac{2N}{3Bx\left(\frac{L}{2} - e\right)} & \text{si } e > \frac{L}{6} \end{array} \right.$$

$$e = \frac{\sum(N_i \cdot X_i + M_i)}{\sum N_i} - \frac{L}{2}$$

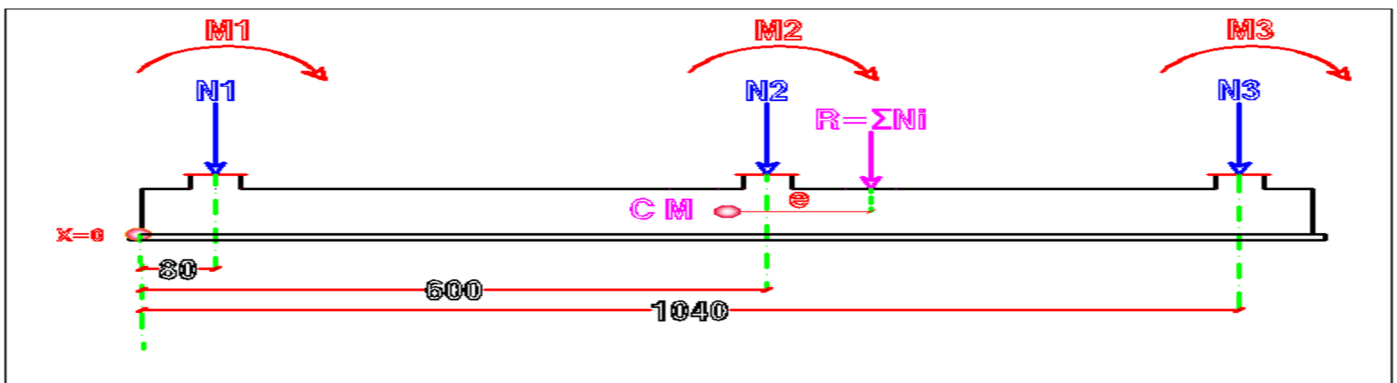


Figure VI.2 Semelle filante.

- Calcul de la hauteur de la semelle

$$h = d + 0.05.$$

$$\text{Avec : } d = B - b/4.$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{1.7-0.40}{4} + 0.05 = 0.375 \text{ m}.$$

On prend : **h=40cm**.

d: hauteur utile

b : coté du Poteau

Tableau VI.1: Calcul δ_{moy} 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)	δ_{moy} (kn/m ²)	δ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	1005.65	0.80	804.52	0.15	3388.72	19046.43	11.20	1,70	-0.02	177.00	180,00	VER
B	915.65	6.00	5493.90	3.97								
C	941.02	10.40	9786.61	1.7								
Poid-P S + Remb	526.40	5.60	2947.84	0.00								

Tableau VI.2: Calcul δ_{moy} 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)	δ_{moy} (kn/m ²)	δ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	1337.8	0.80	1070.24	0.23	4334.62	24364.07	11.20	1,70	-0.02	226.39	270	VER
B	1218.6	6.00	7311.60	5.26								
C	1251.82	10.40	13018.93	2.23								
Poid-P S + Remb	526.40	5.600	2947.84	0.00								

Tableau VI.3: Calcul δ_{moy} a ACC (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)	δ_{moy} (kn/m ²)	δ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	898.26	0.80	718.61	22.28	3302.06	19489.22	11.20	1,70	-0.30	159.39	270,00	VER
B	860.02	6.00	5160.12	30.46								
C	1017.38	10.40	10580.75	21.42								
Poid-P S + Remb	526.40	5.600	2947.84	0.00								

Tableau VI.4: Calcul δ_{moy} a ACC (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)	δ_{moy} (kn/m ²)	δ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	1046.9	0.80	837.52	22.66	3289	17689.74	11.20	1,70	0.22	182.99	270	VER
B	912.9	6.00	5477.40	22.84								
C	802.8	10.40	8349.12	24.62								
Poid-P S + Remb	526.40	5.600	2947.84	0.00								

Tableau VI.5: Calcul δ_{moy} a ACC (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)	δ_{moy} (kn/m ²)	δ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	571.43	0.80	457.14	22.18	2375.39	14282.61	11.20	1,70	-0.41	110.97	270,00	VER
B	565.93	6.00	3395.58	29.06								
C	711.63	10.40	7400.95	22.11								
Poid-P S + Remb	526.40	5.600	2947.84	0.00								

Tableau VI.6: Calcul δ_{moy} a ACC (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)	δ_{moy} (kn/m ²)	δ_{sol} (kn/m ²)	Verifi
A	720.03	0.80	576.02	22.76	2362.22	12484.25	11.20	1,70	0.32	134.54	270,00	VER
B	618.75	6.00	3712.50	24.24								
C	497.04	10.40	5169.22	23.93								
Poid-P S + Remb	526.40	5.600	2947.84	0.00								

- **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.

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'un 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 :

$$l \leq \frac{\pi}{2} \cdot l_e + a$$

l : plus grande distance entre deux portique parallèles

l_e : est la longueur élastique.

a : largeur de poteau

• Calcul de la poutre de rigidité

C'est une poutre disposé le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

$$\frac{l}{8} < h < \frac{l}{6} \quad \text{avec} \quad l = 520 \text{ cm (plus grande distance entre deux portique parallèles)}$$

$$\frac{520}{8} < h < \frac{520}{6} \Rightarrow 65 \text{ cm} < h < 86.67 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 80 \text{ cm}$$

Donc : prendre semelle section « T »

$$l_{\max} = 4.80 \text{ m}$$

$$I = 0.1647 \text{ m}^4$$

$$E = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

$$B = 1.70 \text{ m}$$

$$a = 0.40 \text{ m}$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} = 3.40 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} \cdot l_e + a = \frac{3.14}{2} \times 3.40 \text{ m} + 0.40 \text{ m} = 5.74 \text{ m}$$

$$4.80 \text{ m} \leq 5.74 \text{ m}$$

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.

♦Calcul des sollicitations

D'après **RPA 99/2033** Le ferrailage solen combinaison ELU(1.35G+1.5Q).

$$q = \delta_{\text{moy ELU}} \times B = 226.39 \times 1.70 = \mathbf{384.863 \text{ KN/m.}}$$

D'après **RPA 99/2033** Le ferrailage solen combinaison ELS(G+Q).

$$q = \delta_{\text{moy ELS}} \times B = 177 \times 1.70 = \mathbf{300.90 \text{ KN/m.}}$$

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du logiciel ROBOT.

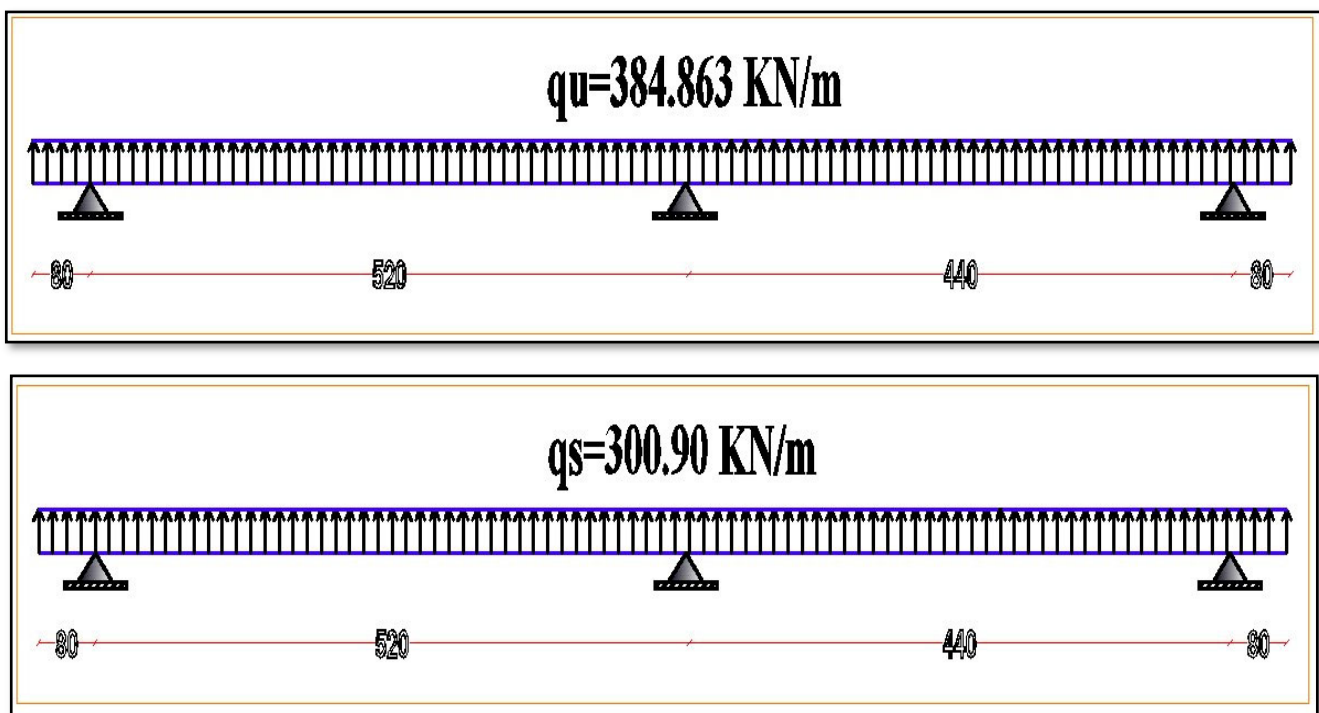


Figure VI.3 : la distribution des charges ponctuelle sur la poutre « qu » & « qs »

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé :

$$B = 1.7 \text{ m ;}$$

$$h = 1.20 \text{ m;}$$

$$b_0 = 0.40 \text{ m;}$$

$$h_0 = 0.40 \text{ m}$$

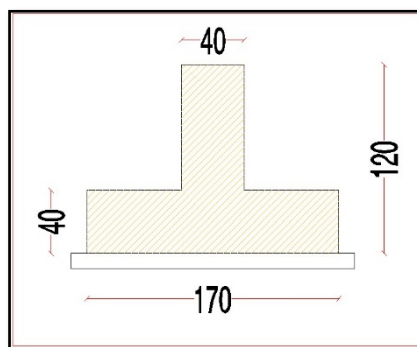


Figure VI.4: Coupe de la semelle filante.

Tableau VI.7 : Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
Q (KN/m)	384.863	300.90
Moment en travée (KN.m)	-737.71	-584.31
Moment en appui (KN.m)	1056.11	836.50
Effort tranchant (KN)	1167.45	924.36

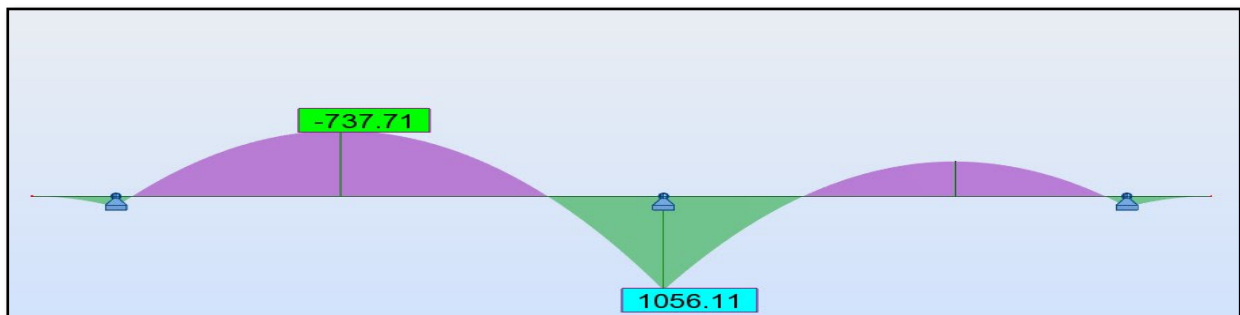


Figure VI.5: diagramme Moment a « ELU »

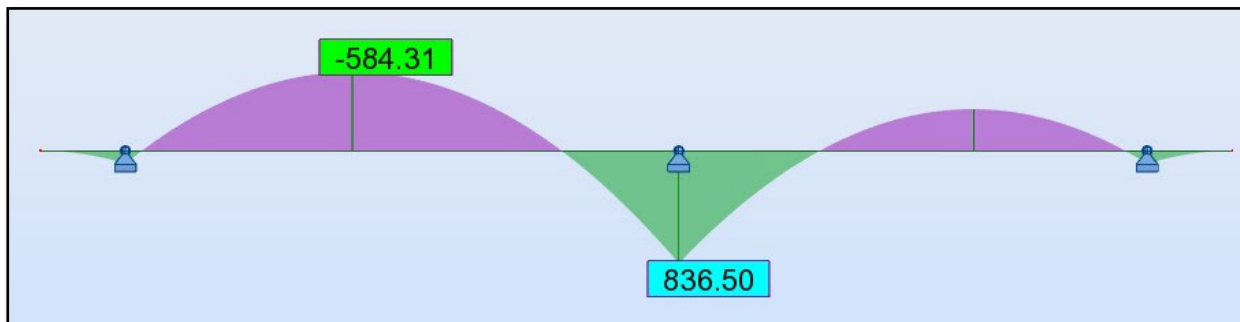


Figure VI.6: diagramme Moment a « ELS »

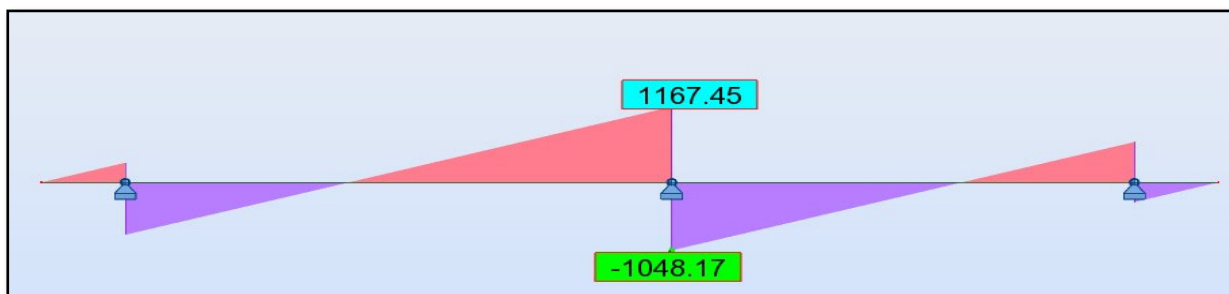


Figure VI.7: diagramme de l'effort de tranchant a « ELU »

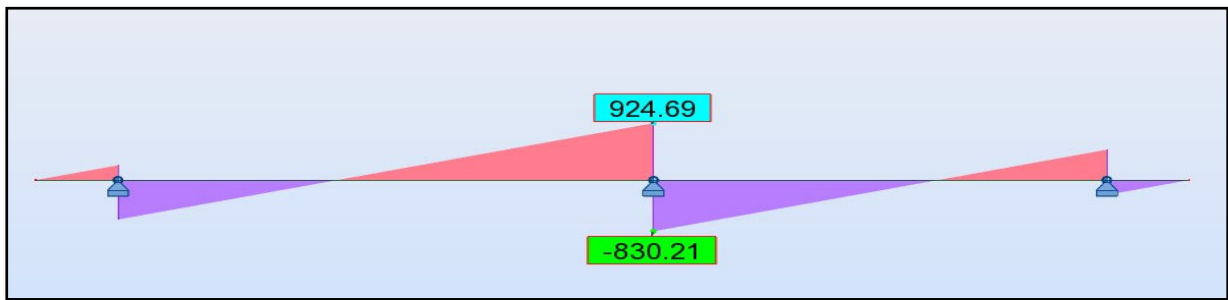


Figure VI.8: diagramme de l'effort de tranchant a « ELS »

VI.4.4 Calcul de Ferrailage

En Appuis :

➤ **Ferrailage principal :**

$$M_{\max} = 1056.11 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad c=5\text{cm} \quad c'=5\text{cm}$$

Le moment résistant de la table de compression :

$$M_t = b x h_0 x (d - \frac{h_0}{2}) x \sigma_b \Rightarrow M_t = 1.70 \times 0.40 \times (1.15 - \frac{0.40}{2}) \times 14,2 \times 10^3 = 9173.2 \text{ kn.m}$$

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

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 170 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 120 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{1056.11 \times 10^{-3}}{1.70 \times 1.15^2 \times 14,2} = 0,033 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,042$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$Z = \beta.d \Rightarrow Z = 0,983 \times 115 = 113.07 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z.\sigma_s} = \frac{1056.11 \times 10^{-3}}{1.1307 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 26.83 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 23.60 \text{ cm}^2$$

On a adopts: 10T12+2x4T16 ($A_s = 27.39 \text{ cm}^2$).

➤ **Ferrailage 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

$$A_r = \frac{27.39}{3} = 9.13 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 10HA12 $A_s = 11.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$.

Sur travée :**➤ Ferrailage 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 $h=120$ cm.

$$M_{\max} = -737.71 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa} \quad c=5\text{cm} \quad c'=5\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{737.71 \times 10^{-3}}{0.4 \times 1.15^2 \times 14,2} = 0,098 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,129$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$Z = \beta.d \Rightarrow Z = 0,948 \times 115 = 109.02 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z.\sigma_s} = \frac{737.71 \times 10^{-3}}{1.0902 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_s = 19.44 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 5.56 \text{ cm}^2$$

On a adopté: **8T16 + 4T14 ($A_s = 22.24 \text{ cm}^2$).**

➤ Ferrailage de répartition

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents Nl donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{22.24}{3} = 7.41 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 10HA12 $A_s = 11.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow St = 10\text{cm}$.

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h = 1.20\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 2x2T12

Tableau VI.8 : résultat de Calcul de Ferrailage.

	M (KN.m)	H (m)	B (m)	$b0$ (m)	$h0$ (m)	A_s (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	Choix de ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Travée	-737.71	1.20	0.40	/	/	19.44	5.56	4T16fil+(4T16+4T14) chap	22.24
Appui	1056.11	1.20	1.70	0.40	0.40	26.83	23.60	4T16fil+4T16+10T12	27.39

➤ Vérification à L'ELS :**En travée :**

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{737.71}{584.31} = 1.26$$

$$\alpha < \frac{1.26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.38$$

$$\propto \text{Travée} = 0.38 \quad \text{Alors : } 0.45 \leq 0.65 \dots \dots \dots \text{cv}$$

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] :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ [1] avec la fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots \text{(Fissuration peu préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \dots \text{(Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1167.45 \times 10^3}{400 \times 1150} = 2.54 \text{ MPa}$$

$$2.54 \leq 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\phi t \leq \min(h/30 ; b_0/10 ; \square \phi l) = \min(33.33 ; 40 ; 16) \quad \text{On adopte } \phi t = 8 \text{ mm} (\phi 8)$$

$$(A_t \cdot f_e / b_0 \cdot S_t) \geq \max\left(\frac{\bar{\tau}_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa}\right) \quad \text{avec } A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$(201 \times 400 / 400 \times 150) \geq 1.25 \text{ MPa} \quad 1.34 \text{ MPa} \geq 1.25 \text{ MPa.}$$

VI.5 Schéma de ferrailage

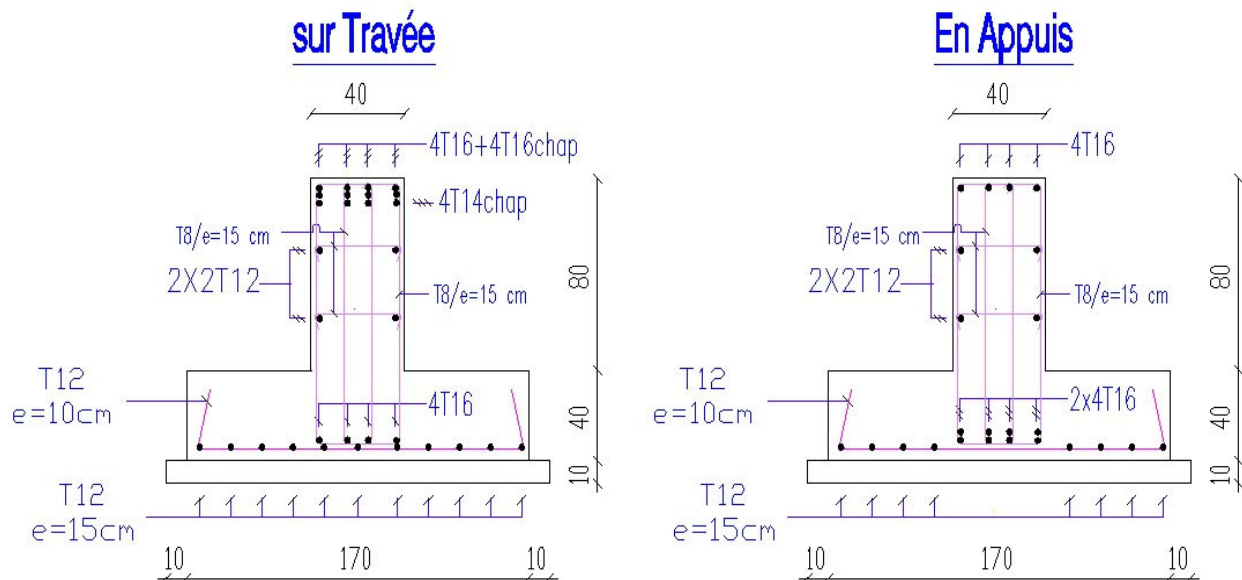


Figure VI.9: Schéma de ferrailage de semelle filante.

❖ **Vérification au renversement :**

Selon le RPA99 (article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$M_{xx} = 24250.54 \text{ kn.m}$; $M_{yy} = 23300.74 \text{ kn.m}$; $N_u = 19123.29 \text{ kn}$; $L_x = 26.40 \text{ m}$; $L_y = 10.00 \text{ m}$

$$\text{Sens } xx = \frac{M_y}{N_u} = \frac{23300.74}{19123.29} = 1.22 < \frac{26.40}{4} = 6.60 \dots \text{cv}$$

$$\text{Sens } yy = \frac{M_x}{N_u} = \frac{24250.54}{19123.29} = 1.27 < \frac{10.00}{4} = 2.5 \dots \text{cv}$$

Donc il ne y a pas de risque de renversement. :

VI.6 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.6.1 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.6.2 Ferrailage de la longrine :

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$F = \frac{N_u(\max)}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

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),

Nu (max) : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

Nu (max) : 1337.61 KN

$$F = \frac{1337.61}{12} = 111.47 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{111.47 \times 10^3}{348} = 320.31 \text{ mm}^2 = 3.20 \text{ cm}^2$$

• **A L'ELS**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 266.67 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 972.45 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{\sigma_s} = \frac{\frac{972.45 \times 10^3}{12}}{266.67} = 3.04 \text{ cm}^2$$

Recommandation de RPA 99 v2003 Article 10.1.1) [4] :

La section d'armature minimales donnée par RPA :

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{ser}, A_{min}) = 6.30 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL91)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1] / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 114.10 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{adopté} \rightarrow 1.14 < 6.79 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **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 : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armatures transversales :**

Calcul de la section minimale : CBA93l'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.7 Schéma de ferrailage :

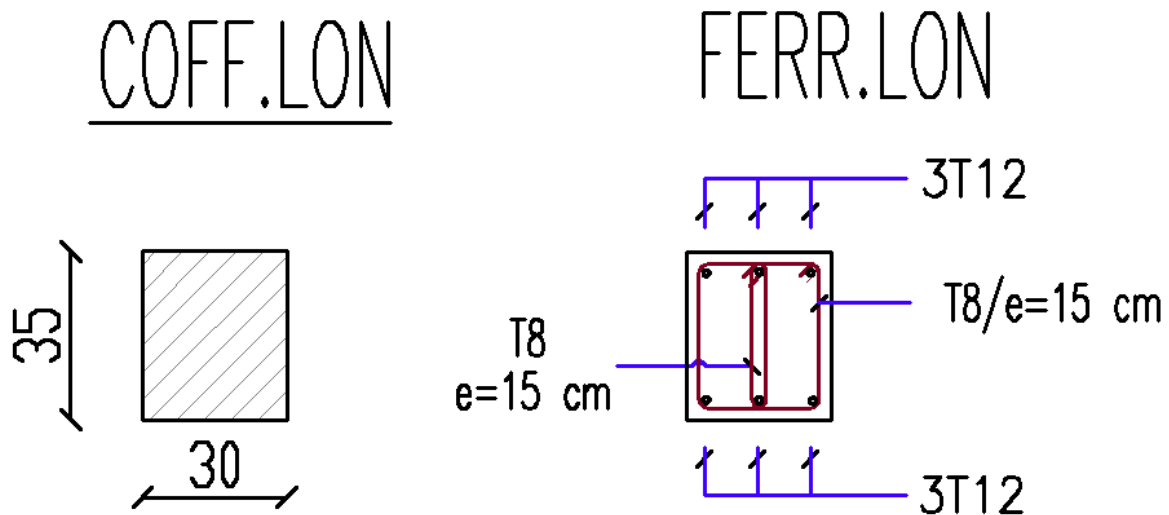


Figure VI.10: Schéma de ferrailage de La longrine.

VI.8 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 filante.

Conclusion

Générale

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation.

Ce projet de fin d'études nous permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

J'ai compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permettre de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, nous permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour moi une première expérience et m'a a était très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique ma permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

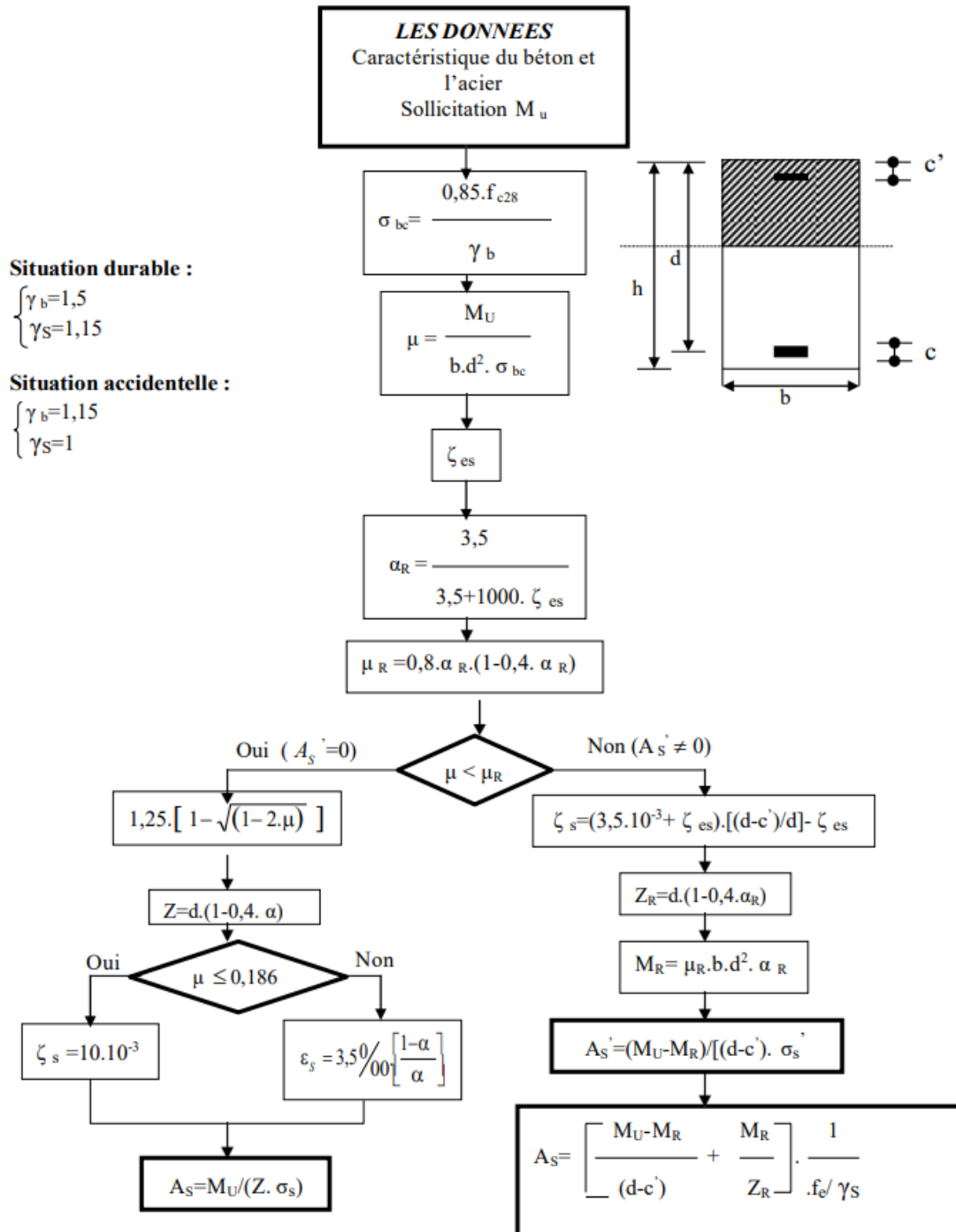
Bibliographie

- [1] BAEL91, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1991.
- [2] BAEL99, Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites, règlement, 1999.
- [3] CBA93, Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, règlement, 1993.
- [4] RPA99/version2003, Règles Parasismiques Algériennes, règlement, 2003.
- [5] DTRB.C 2.2, Document technique réglementaire, règlement, 1988.
- [6] mémoire Heythem ; Nidhal Etude d'un bâtiment à usage d'habitation « R+6 » en béton armé à-MILA
- [7] mémoire benchikh & Meftah ÉTUDE DE LA RÉPONSE SISMIQUE DE STRUCTURES PAR ANALYSE MODALE SPECTRALE ET ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE.
- [8] A Fuentes, Calcul pratique des ossatures de bâtiment en Béton Armée

Les Annexes

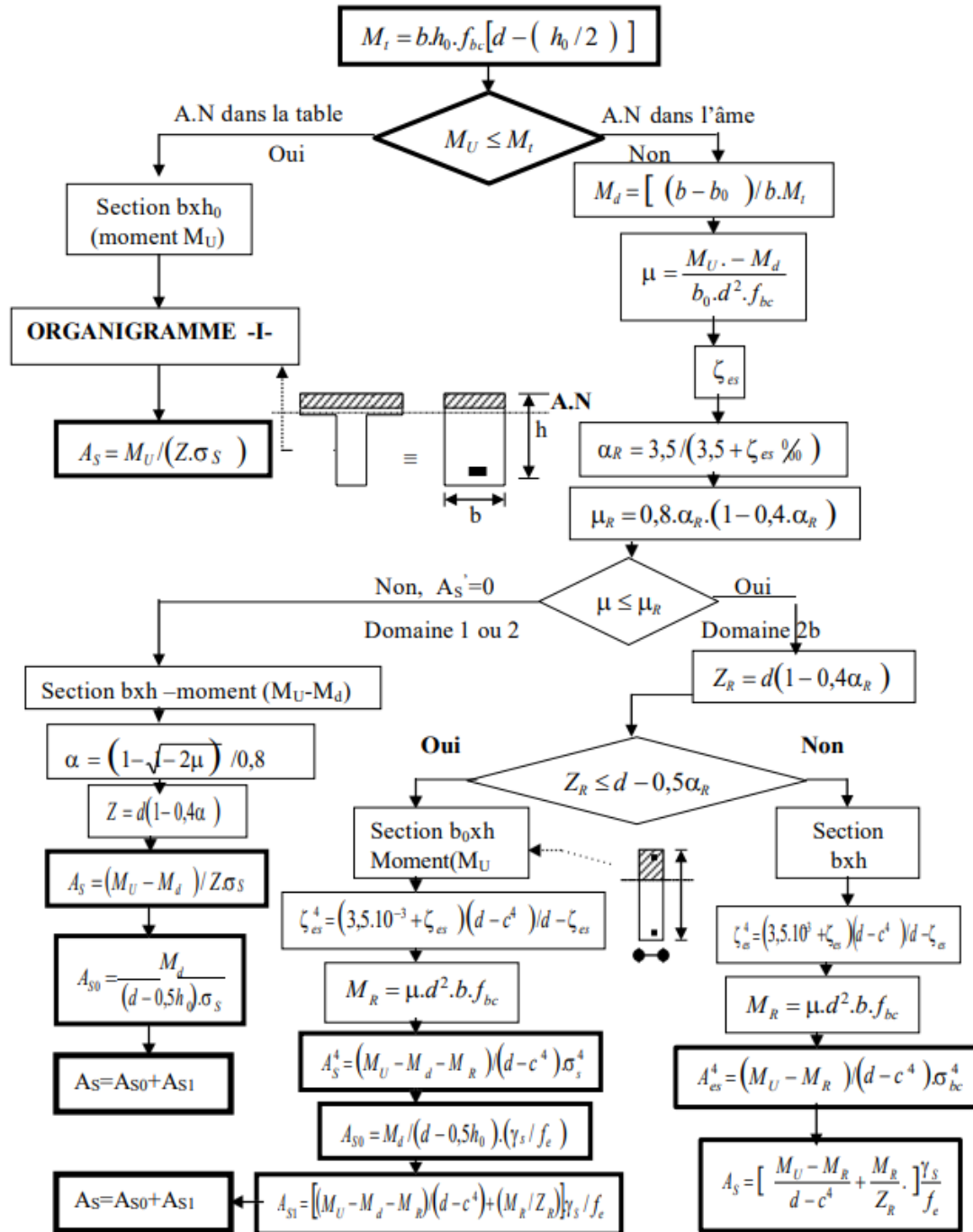
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



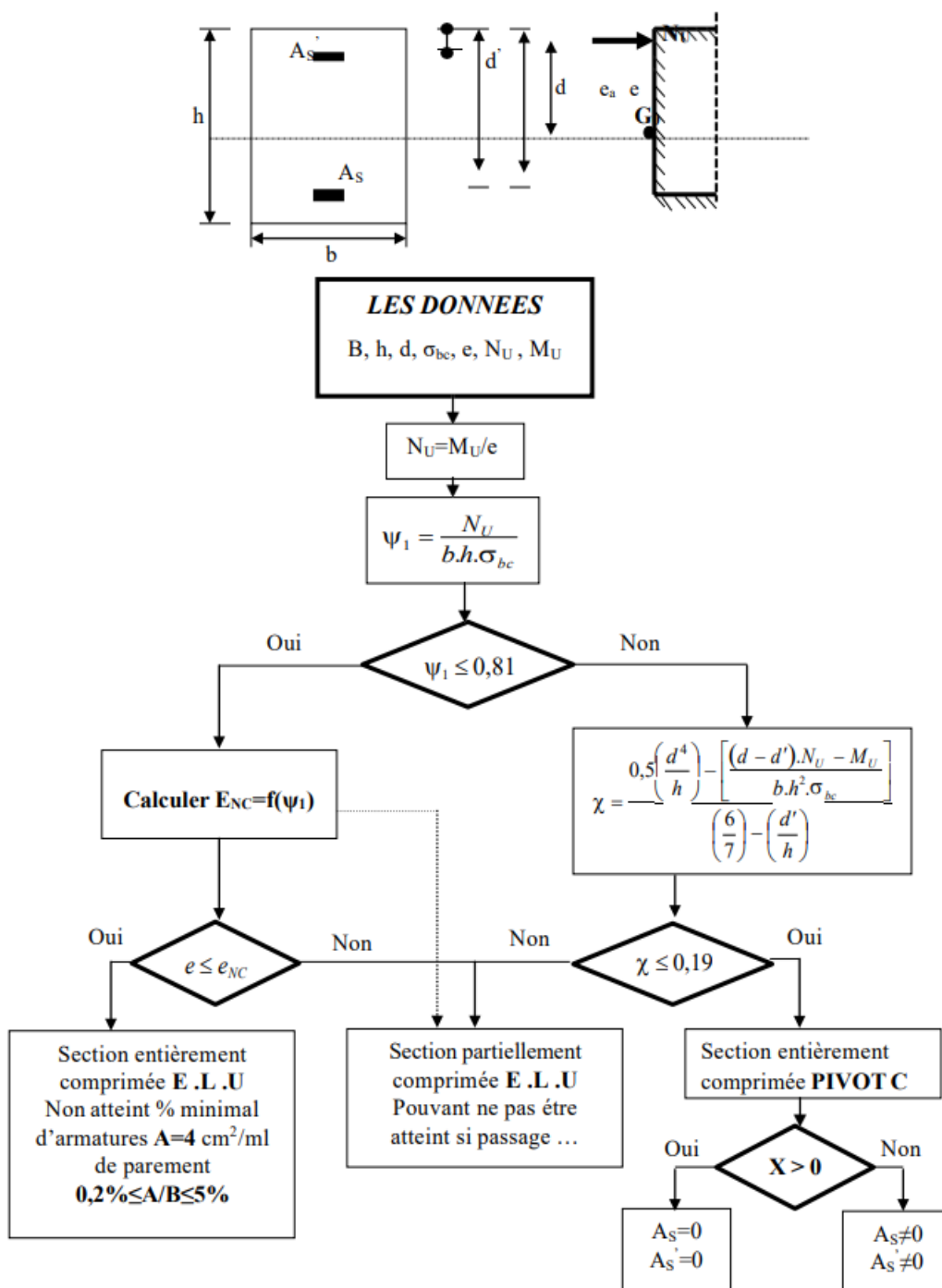
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



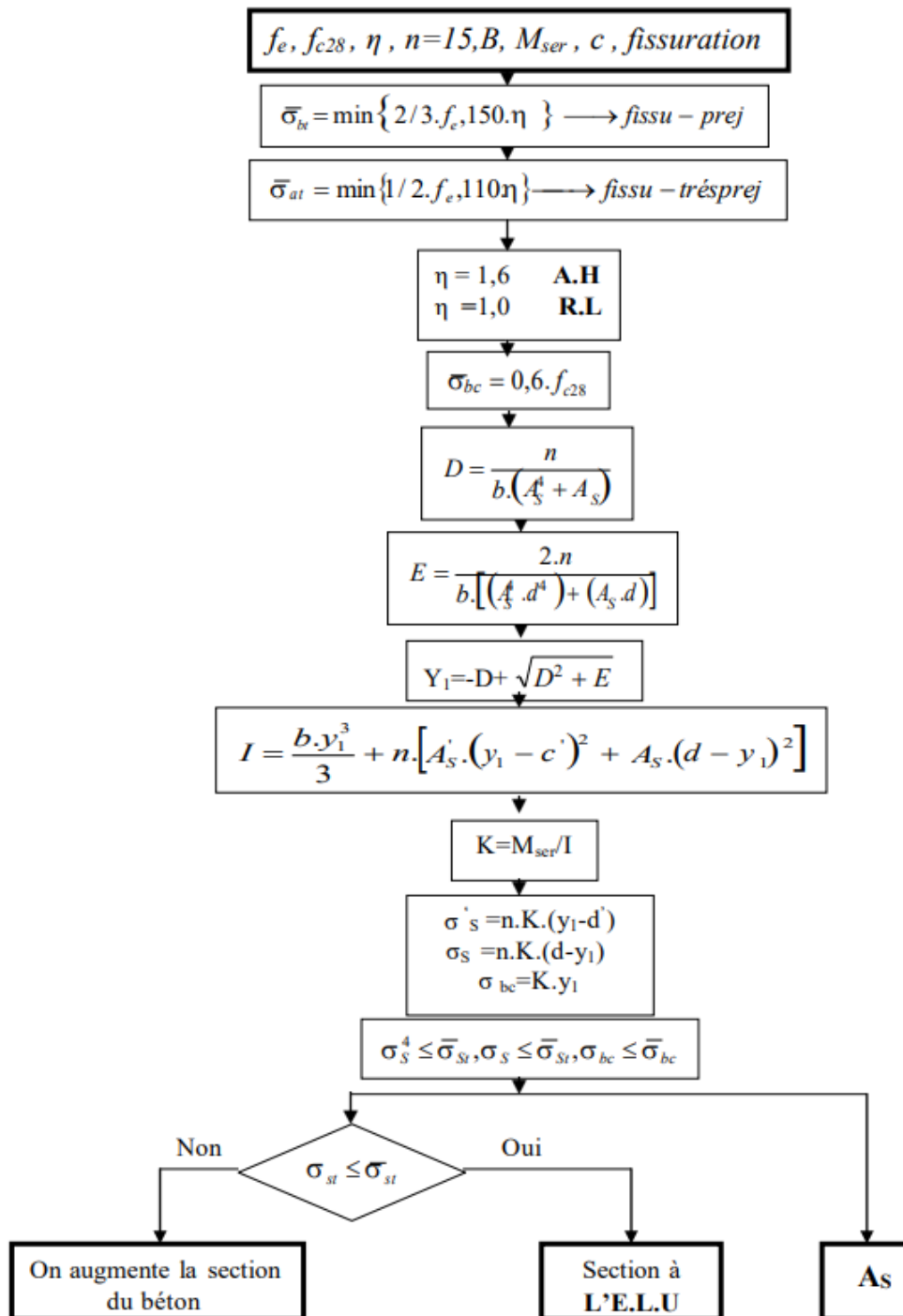
ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE

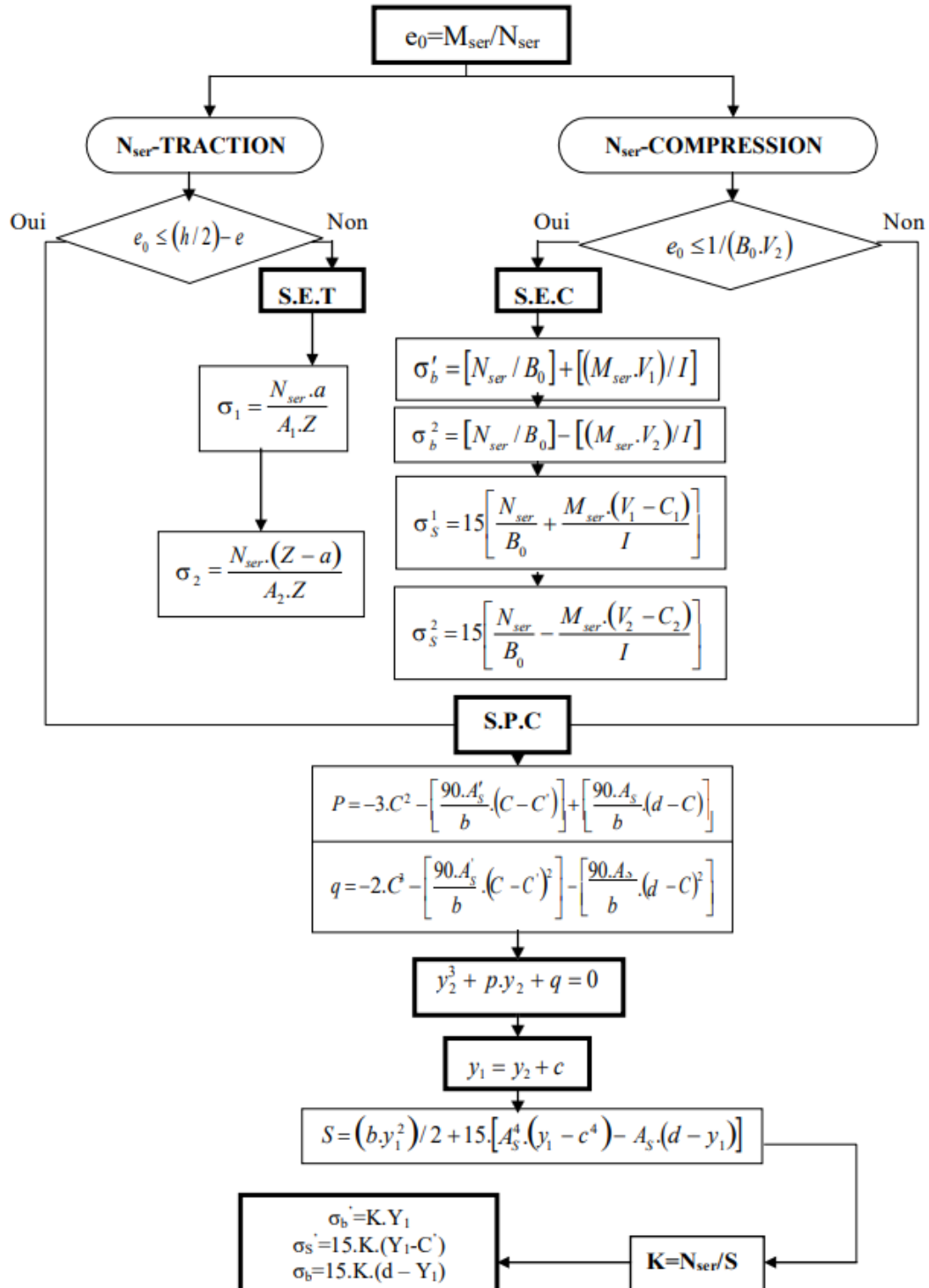


ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

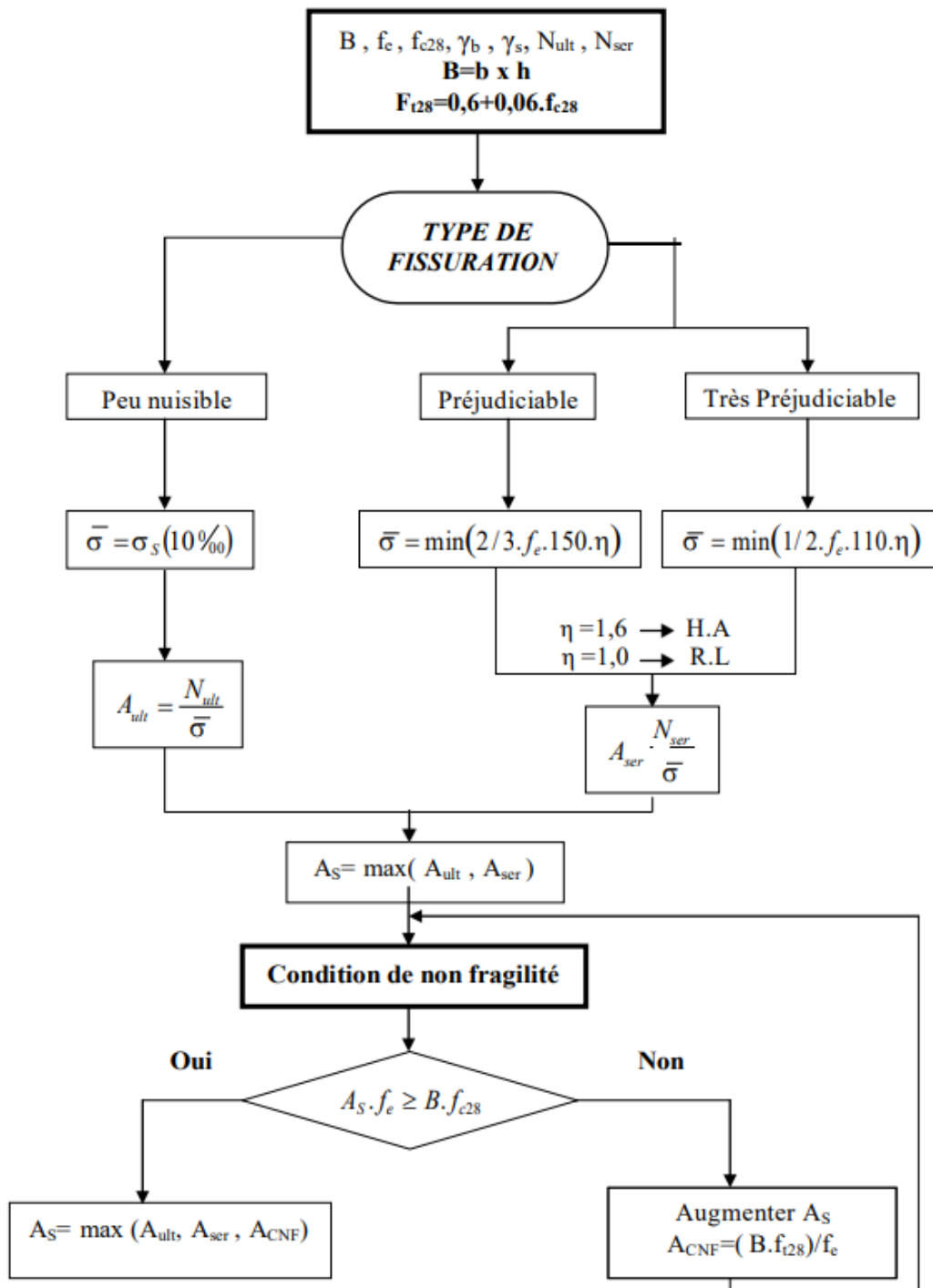


ORGANIGRAMME -V-
FLEXION COMPOSEE AL'E.L.S



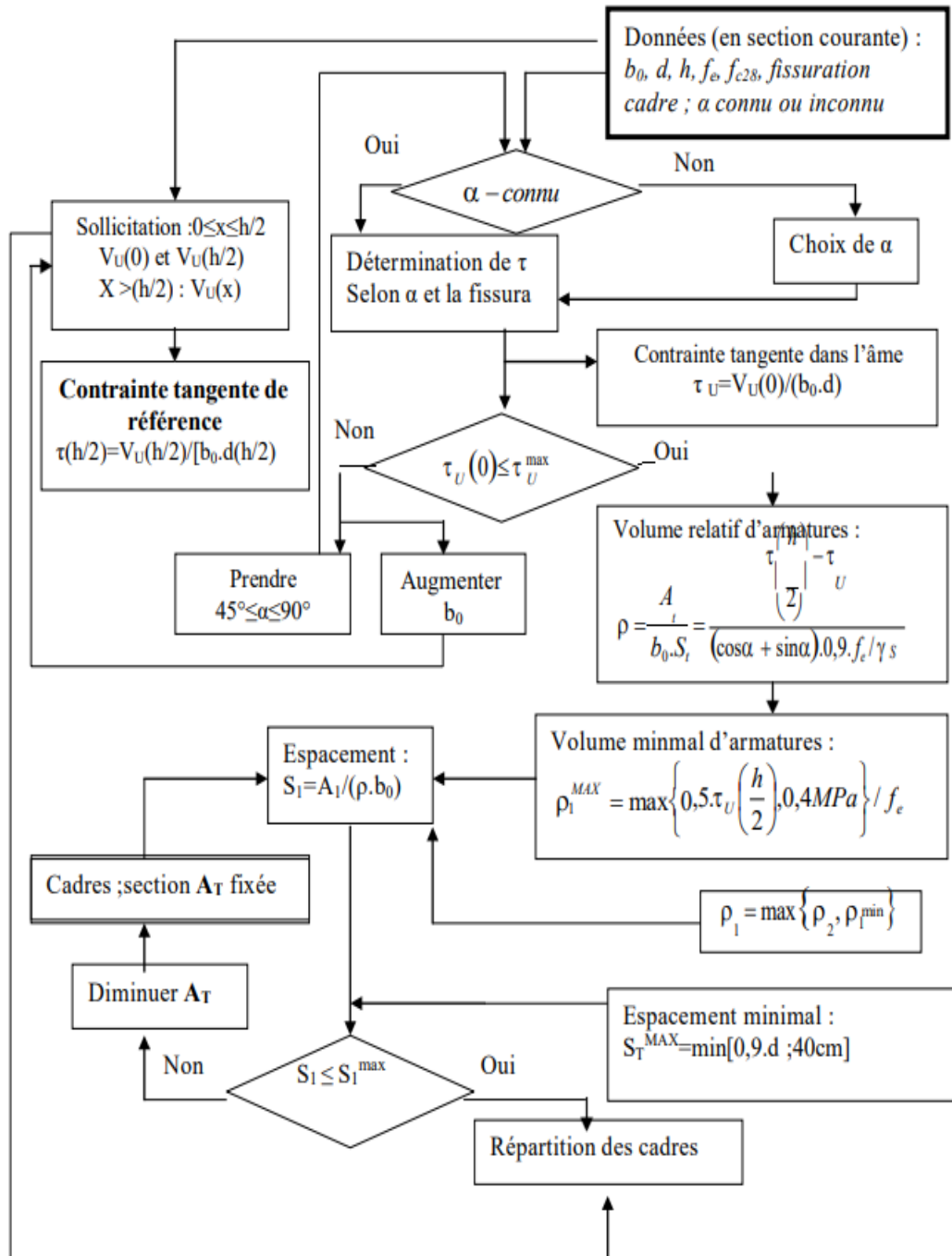
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D' UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre Φ en mm

Ø	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