



**MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE « Abbés LAGHROUR » DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

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

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation avec contreventement mixte.

Réalisé par : - *M^{me}. DENDOUGA Sabah*

- *M^{elle}. BENZRARA Naima*

Membres de jury :

Mr. REBAI Bilal

Président (MAA)

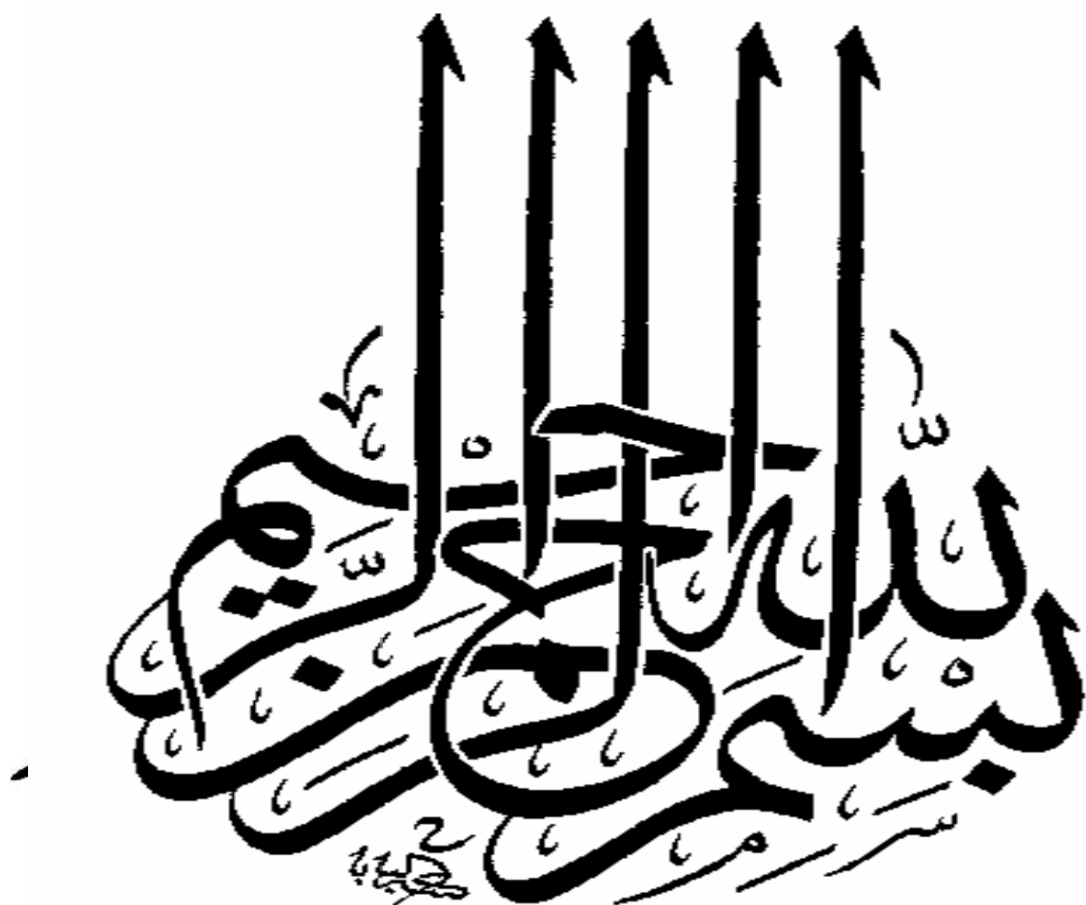
Mr. GHERDAOUI Moufida

Examinatrice (MCB)

Dirigé par :

Mr. BOUHADRA Abdelhakim (MCA)

Présenté le : 15/07/2021



Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

*Nous remercions vivement, notre promoteur **Dr. Bouhadra Abdelhakim** de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du Département de Génie Civil qui a contribué à notre formation master 2 en Génie Civil.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait L'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.

Sabah et Naima

Dédicace

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin.

A ma mère qui à été a mis cotes et ma soutenu durant tout ma vie, et mon père (que dieu lui fasse miséricorde)

Qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

Je remercie mon marie Lebid wahid pour son aide, sa sollicitude et sa patience

Et mes enfants Hana, Maissem, Mouhmed, Alaa.

A mes très chères Sour Rekai, Djamaa, Hanane, salima.

A mes frères Yassine, Abderrahmane, Djamale.

A toute ma famille sans exception surtout Lebid Hadil.

A Monsieur. Dr. alawi halim.

A tous la promotion de Génie Civil (structures) 2021.

Surtout Taki Lalacina Enfin à tous ceux qui nous senties.

A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études

Sabah

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude statique et dynamique d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation avec contreventement mixte portiques et voiles. La structure est implantée à willaya de Sétif, zone de moyenne sismicité (**zone IIa**). L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003, Les dimensions et le ferrailage des éléments structuraux ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), ainsi que le BAEL91 mod 99.

Mots clés : Bâtiment, contreventement mixte, zone Iia, RPA99 v2003, CBA93, BAEL91 mod 99.

Summary

This project mainly consists of the static and dynamic study of a building (R+5) for residential use with mixed gantry Crane-Wall system. The structure will be located in the wilaya of Sétif, a zone of moderate seismicity (zone IIa). The study complies with the Algerian earthquake regulation (AER99 modified in 2003), the dimensions and the reinforcement of the structural elements were made in accordance with the rules of design and calculation of reinforced concrete structures (CBA93), as well as the BAEL91 mod 99.

Keywords: Building, mixed bracing, zone IIa, AER 99 v2003, CBA93, BAEL91 mod 99.

ملخص

يتكون هذا المشروع بشكل أساسي من دراسة ثابتة وديناميكية لمبنى (R + 5) للاستخدام السكني مع تقوية مختلطة من البوابات والجدران. يقع الهيكل في ولاية سطيف، وهي منطقة زلزالية معتدلة (المنطقة IIa). تتوافق الدراسة مع القواعد الجزائرية 99 المعدلة في عام 2003، وقد تم إجراء أبعاد وتقوية العناصر الهيكلية وفقاً لقواعد تصميم وحساب الهياكل الخرسانية المسلحة (CBA93)، وكذلك BAEL91 mod 99.

الكلمات الرئيسية: مبنى، تقوية مختلطة، منطقة IIa، RPA99 v2003، CBA93، BAEL91 mod 99.

TABLEAU DES MATIER

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	
I.1. Présentation de l'ouvrage	03
I.1.1. Implantation de l'ouvrage	03
I.1.2. Caractéristiques de site	03
I.2. Réglementation et normes utilisées	05
I.3. Conception de la structure	05
I.3.1. Système de contreventement	05
I.3.2. Plancher	05
I.3.3. Maçonnerie	06
I.3.4. Revêtement	06
I.3.5. Escaliers	06
I.3.6. L'acrotère	06
I.4. Caractéristiques des matériaux	06
I.4.1. Béton	07
I.4.1.1. Composition moyenne des bétons	07
I.4.1.2. Les résistances caractéristiques du béton	07
I.4.1.3. Déformation longitudinale du béton	08
I.4.1.4. Coefficient de poisson (CBA 93 ART.A.2.1.3)	08
I.4.1.5. Diagramme déformation contraintes de béton	08
I.4.1.6. Les contraintes limites	09
I.4.2. Acier	10
I.4.2.1. Module d'élasticité de l'acier	10
I.4.2.2. Contraintes limites	10
I.4.2.3. Diagramme de déformation d'une section en béton armé	14
I.5. Hypothèses de calcul (A.4.P55.B.A.EL91)	14
I.6. Action et sollicitations	15
I.6.1. Les actions	15
I.6.2. Les sollicitations	15
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et des centre des charges	
II.1. Introduction	18
II.2. Prédimensionnement des éléments non structuraux	18
II.2.1. Prédimensionnement du plancher	18
II.2.1.1. Plancher à coprs creux	18
II.2.1.2. Prédimensionnement des poutrelles	20
II.2.1.3. Planchers à dalles pleine	22
II.3. Les escaliers	25
II.3.1. L'escaliers trois à deux volées	26
II.4. L'acrotère	28
II.4.1. Evaluation des charges et surcharges	29
II.4.2. Charges verticales	29
II.4.3. Charges horizontales	29
II.5. Prédimensionnement des éléments structuraux	30
II.5.1. Prédimensionnement des poutres	30

TABLEAU DES MATIER

II.5.1.2. Les poutres principales (sens longitudinal).....	30
II.5.1.3. Les poutres secondaires (sens transversales).....	31
II.6. Prédimensionnement des voiles.....	32
II.6.1. Type des voiles.....	33
II.7. Evaluation des charges et surcharges revenants.....	34
II.7.1 Charge permanente plancher.....	34
II.7.1.1. Charge permanente plancher terrasse inaccessible.....	34
II.7.1.2. Charge permanente plancher terrasse accessible.....	35
II.7.1.3. Plancher étage courant corps creux permanente.....	36
II.7.1.4. Balcon (dalle plein).....	36
II.7.2. Murs.....	37
II.7.2.1. Murs extérieurs.....	37
II.7.2.2. Murs intérieurs.....	38
II.7.3. Escalier.....	38
II.7.3.1. Evaluation des charges sur la volée.....	38
II.7.3.2. Evaluation des charges sur le palier.....	39
II.8. Prédimensionnement des poteaux.....	40
II.8.1. Etapes de Prédimensionnement.....	40
II.9. Détermination les charges et surcharges.....	42
II.9.1. Charges permanentes.....	42
II.9.2.1. Calcul la surface requise par le poteau d'angle A1.....	42
II.9.2.2. Calcul la surface requise par le poteau de rive B1.....	45
II.9.2.3. Calcul la surface requise par le poteau de central B2.....	48
II.10. Charge d'exploitation.....	51
II.10.1. Loi de dégression (D.T.R.B.C article 63).....	51
II.10.1.1. Charge d'exploitation (poteau d'angle.....	53
II.10.1.2. Charge d'exploitation (poteau de rive).....	53
II.10.1.3. Charge d'exploitation (poteau central).....	53
II.11. Effort normal de résistance.....	54
II.12. Vérification de la rection de poteau central.....	54
Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires	
III.1. Etude des planchers.....	58
III.1.1.Introduction.....	58
III.1.2.Méthode de calcul.....	58
III.1.3. Le différent type de nervures.....	60
III.1.4. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire.....	61
III.1.5. Calcul les charges revenant aux poutrelles.....	61
III.1.6. Calcul les sollicitations.....	62
III.1.6.1. Plancher terrasse.....	62
III.1.6.2. Plancher étage courant + étage RDC (ELU ; ELS).....	76
III.1.7.1. Calcule du ferrailage.....	92
III.1.7.2. Plancher terrasse inaccessible.....	92
III.1.7.3. Plancher étage courant +étage RDC.....	97
III.2. la section de compression (CBA P.21).....	103
III.3. Etude dalle plein terrasse «cage d'escalier ».....	105

TABLEAU DES MATIER

III.3.1. Introduction.....	105
III.3.2. Calcul des sollicitations.....	105
III.3.3. Ferrailage de la Dalle.....	106
III.4. Etude de dalle pleine (calcul balcon).....	111
III.4.1 .Calculs sollicitation.....	111
III.4.2. Calcul a L'ELU.....	111
III.4.3. Vérification à L'ELU.....	114
III.4.4. Vérification à L'ELS.....	115
III.5. Etude de l'acrotère.....	121
III.5.1. Hypothèse de calcul.....	121
III.5.2. Evaluation des charges et surcharges.....	122
III.5.3. Calcul des sollicitations.....	123
III.5.4. Calcul de l'excentricité a L'ELU.....	125
III.5.5. Ferrailage.....	126
III.6. Etude des escaliers.....	133
III.6.1. Calcul des sollicitations.....	133
III.6.2. Calcul de ferrailage.....	134
III.6.3. Ferrailage de l'escalier.....	138
III.6.4. Poutre palier.....	138
III.6.4.1. Ferrailage de la poutre palier.....	138
III.7. Calcul de la poutre a la torsion.....	146
III.7.1. Ferrailage de la poutre a la palier.....	148
Chapitre IV : Etude dynamique sismique.	
IV.1. Introduction.....	149
IV.2. Objectif de l'étude dynamique.....	149
IV.3. Présentation des règles parasismique algériennes RPA 99/ V 2003.....	149
IV.3.1. Introduction.....	149
IV.3.2. Modélisation de la structure étudiée.....	150
IV.3.2.1 Description du logiciel ROBT structural.....	150
IV.4. Modélisation des éléments structuraux.....	156
IV.4.1. Modélisation de la masse.....	156
IV.4.2. Méthode des calculs de l'action sismique.....	156
IV.4.2.1. Méthode statique équivalente.....	158
IV.5. Calcul de la force sismique totale à la base.....	159
IV.5.1. Hypothèse de calcul selon RPA99/V2003.....	159
IV.6. Calcul de la période fondamentale.....	166
IV.6.1. Spectre de réponse de calcul.....	168
IV.7. Analyse des résultats obtenus selon RPA99/V2003.....	170
IV.7.2. Mode de vibration obtenue.....	172
IV.7.3. Vérification de l'interaction voiles – portiques.....	173
IV.7.4. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	173
IV.7.5. Vérification des déplacements latéraux inter – étage.....	178
IV.7.6. Vérification au renversements (RPA99/V2003).....	180
Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux	
V.1. Introduction.....	183

TABLEAU DES MATIER

V.2. Etude de poteau.....	186
V.2.1. Sollicitation dans les poteaux.....	186
V.2.2. Section entièrement tendue.....	190
V.2.3. Section entièrement comprimée.....	190
V.2.4. Section partiellement comprimée / tendue.....	192
V.2.5. Dimensionnement des sections partiellement comprimés.....	196
V.2.6. Détermination des armatures.....	196
V.2.7. Ferrailage numérique des poteaux : (flexion composé).....	203
V.3. Etude des poutres.....	205
V.3.I. Introduction.....	205
V.3.1. Les combinaison de calcul.....	207
V.3.2. Ferrailage des poutres.....	208
V.4. Ferrailage des voiles.....	215
V.4.1. Introduction.....	215
V.4.2. Recommandation du RPA99/V2003.....	216
V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles.....	218
V.4.4. Présentation de la méthode de calcul.....	219
V.4.5. Calcul du ferrailage du voile.....	223
V.4.5.1. Armature verticale.....	223
V.4.5.2. Armature transversale.....	226
V.5. Conclusion.....	227
Chapitre VI : Etude d'infrastructure	
VI.1. Introduction.....	228
VI.2. Etude géotechnique du sol.....	228
VI.3. Choix du type de fondation.....	228
VI.4. Calcul des la semelle isolée sous poteau.....	229
VI.4.1. Pré-dimensionnement.....	230
VI.4.2. Vérification de la contrainte d'application de la méthode des bielles.....	230
VI.4.3. Vérification des conditions de rigidité.....	230
VI.4.4. Calcul de ferrailage.....	231
VI.4.5. Vérification au poinçonnement.....	232
VI.4.6. Disposition constructives.....	232
VI.4.7. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé.....	233
VI.5. Semelle filante sous deux poteaux et un voile.....	233
VI.5.1. Choix de largeur B.....	234
VI.5.2. Vérification de la capacité portante.....	234
VI.5.3. Calcul de ferrailage.....	235
Conclusion générale.....	239
Liste bibliographique.....	240
Les annex.....	241

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des matériaux.

Figure I.1 : Vue du bâtiment en plan.....	04
Figure I.2 : Vue du bâtiment en élévation.....	04
Figure I.3 : Diagramme déformation- contrainte de béton.....	04
Figure I.4 : Diagramme parabole rectangle des contraintes déformation du béton....	09
Figure I.5: Diagramme des contraintes déformations du béton (ELS).....	10
Figure I.6 : Diagramme de calcul contraint de l'acier (ELU).....	11
Figure I.7 : diagramme des déformations de limitent de la section.....	13

Chapitre II : prédimensionnement des éléments et descente des charges.

Figure II.1 : un schéma d'un plancher en corps creux.....	18
Figure II.2 : Schéma de disposition des poutrelles.....	19
Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle calculée.....	21
Figure II.4 : Dalle sur un seul appui (palier de repos).....	23
Figure II.5 : Dalle sur trois appuis.....	23
Figure II.5 : Dalle sur trois appuis.....	23
Figure II.6 : Dalle sur quatre appuis.....	24
Figure II.7 : Schéma d'un escalier.....	25
Figure II.8 : Escalier étage courant et RDC.....	26
Figure II.9 : Présentation de l'acrotère.....	28
Figure II.10 : Coupe transversal d'une poutre.....	31
Figure II.11 : Coupe d'un voile en élévation.....	33
Figure II.12 : Coupe d'un voile en plan.....	33
Figure II.13 : Plancher terrasse inaccessible.....	34
Figure II.14 : Plancher étage courant.....	36
Figure II.15 : Murs extérieurs.....	37
Figure II.16: double cloison et mur simple.....	38
Figure II.17 : La hauteur libre d'étage.....	41
Figure II.18 : Représentation du poteau d'angle.....	42
Figure II.19 : Représentation du poteau de rive.....	45
Figure II.20 : Représentation du poteau centrale.....	48
Figure II.21 : La dégression des charges.....	52

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires.

Figure III.1 : Schéma des valeurs absolu du moment sur appui.....	59
Figure III.2 : Schéma des différents types de nervure.....	61
Figure III.3 : Diagramme de moment de poutrelle type (plancher terrasse) à L'ELU	64
Figure III.4 : Diagramme des efforts tranchants de poutrelle type (plancher terrasse) à L'ELU.....	64
Figure III.5 : Diagramme des moments de poutrelle type 1 (plancher terrasse) à L'ELS.....	66
Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants de poutrelle type 1 (plancher terrasse) à L'ELS.....	66
Figure III.7 : Diagramme des moments de poutrelle type 2 (plancher terrasse) à L'ELU.....	70
Figure III.8 : Diagramme des efforts tranchants type 2 (plancher terrasse) à L'ELU	70

LISTE DES FIGURES

Figure III.9 : Diagramme des moments de poutrelle type 3 (plancher terrasse) à L'ELU.....	71
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants type 3 (plancher terrasse) à L'ELU.....	71
Figure III.11 : Diagramme des moments de poutrelle type 2 (plancher terrasse)à L'ELS.....	75
Figure III.12 : Diagramme des efforts tranchants type 2 (plancher terrasse) à L'ELS.....	75
Figure III.13 : Diagramme des moments de poutrelle type 3 (plancher terrasse) à L'ELS.....	75
Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants type 3 (plancher terrasse)à L'ELS.....	76
Figure III.15 : Diagramme des moments de poutrelle type 1 (étage courant+étage RDC) à L'ELU.....	78
Figure III.16 : Diagramme des efforts tranchants type 1 (étage courant +étage RDC) à L'ELU.....	78
Figure III.17 : Diagramme des moments de poutrelle type 1 (étage courant+étage RDC) à L'ELS.....	80
Figure III.18 : Diagramme des efforts tranchants type 1 (étage courant +étage RDC) à L'ELS.....	80
Figure III.19 : Diagramme des moments de poutrelle type 2 (étage courant+étage RDC) à L'ELU.....	85
Figure III.20 : Diagramme des moments de poutrelle type 3 (étage courant+étage RDC) à L'ELU.....	85
Figure III.21: Diagramme des moments de poutrelle type 3 (étage courant+étage RDC)à L'ELU.....	85
Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants type 3 (étage courant +étage RDC) à L'ELU.....	86
Figure III.23 : Diagramme des moments de poutrelle type 2 (étage couran+étage RDC) à L'ELS.....	90
Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants type 2 (étage courant +étage RDC) à L'ELS.....	90
Figure III.25 : Diagramme des moments de poutrelle type 3 (étage courant+étage RDC) à L'ELS.....	90
Figure III.26 : Diagramme des efforts tranchants type 3 (étage courant + étage RDC)L'ELS.....	91
Figure III.27 : Section béton armée (plancher terrasse).....	92
Figure III.28 : Schéma de ferrailage des nervures (plancher terrasse).....	97
Figure III.29 : Section béton armée (étage courant +étage RDC).....	97
Figure III.30 : Schéma de ferrailage de nervures (étage courant +étage RDC).....	102
Figure III.31 : Disposition constructive des armateurs de la table de compression...	104
Figure III.32 : Dalle sur quatre appuis (cage d'escalier).....	105
Figure III.33 : Ferrailage de dalle (cage d'es calier) en travée.....	110
Figure III.34 : Ferrailage de dalle (cage d'es calier) en appuis.....	110
Figure III.35 : Dalle sur trois appuis (balcon).....	111
Figure III.36 : Schéma de ferrailage du balcon.....	120
Figure III.37 : Présentation de l'acrotère.....	121
Figure III.38 : Schéma statique de l'acrotère.....	124
Figure III.39 : Section à ferrailer.....	126
Figure III.40 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	132
Figure III.41 : Schéma statique de l'escalier.....	133

LISTE DES FIGURES

Figure III.42 : Schéma des charges équivalentes à L'ELU d'escalier.....	134
Figure III.43 : Section de béton armé en travée.....	135
Figure III.44 : Section de béton armé en appui à L'ELU.....	136
Figure III.45 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	138
Figure III.46 : Section creuse.....	146
Figure III.47 : Schéma ferrailage de la poutre palière.....	148
Chapitre IV : Etude dynamique sismique	
Figure IV.1 : Modélisation de la structure.....	157
Figure IV.2 : Limites des décrochements en plan.....	159
Figure IV.3 : «Spectre de réponse»selon le RPA99/V2003.....	170
Figure IV.4 : Modes de vibrations obtenus.....	172
Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux	
Figure V.1 : Zone nodale.....	185
Figure V.2 : Section entièrement tendue.....	190
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	205
Figure V.4 : Schéma de ferrailage de poutre principale et poutres secondaires.....	215
Figure V.5 : Schéma de ferrailage de poutres secondaires.....	215
Figure V.6 : Disposition constructive de la poutre principale.....	215
Figure V.7 : Schéma de la disposition des voiles du ferrailage.....	216
Figure V.8 : Schéma de la disposition des voiles.....	219
Figure V.9 : Schéma d'un voile pleine.....	221
Figure V.10 : Section de voile.....	223
Figure V.11 : Ferrailage d'une bande de 1m voile pleine.....	226
Chapitre VI : Etude d'infrastructure.	
Figure VI.1 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carré.....	229
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage d'une semelle isolé.....	233
Figure VI.3 : Schéma de semelle filante sous deux poteaux et un voile.....	233
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de semelle filante selon x-x.....	236
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de semelle filante selon y-y.....	238

Chapitre I : présentation du projet et caractéristique des matériaux	
Tableau I.1 : Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	03
Tableau I.2 : Les compositions moyennes du béton.....	07
Tableau I.3 : Récapitulatif des caractéristiques des matériaux utilisées.....	13
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments et descente des charges	
Tableau II.1 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	29
Tableau II.2 : Charges et surcharges.....	29
Tableau II.3 : Pré dimensionnement des voiles.....	33
Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente (Terrasse inaccessible).....	34
Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente (Terrasse accessible).....	35
Tableau II.6 : Evaluation de charge permanente étage courant.....	36
Tableau II.7 : Evaluation de la charge permanente (balcon et dalle pleine).....	36
Tableau II.8 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	37
Tableau II.9 : Evaluation des charges des murs intérieurs.....	38
Tableau II.10 : Evaluation des charges sur la volée.....	38
Tableau II.11 : Evaluation des charges sur le palier.....	39
Tableau II.12 : Charge permanentes (5, 4, 3, 2,1) + RDC- poteau angle A1.....	42
Tableau II.13 : Charge permanentes (5, 4, 3, 2,1) + RDC- poteau de rive B1.....	45
Tableau II.14 : Charge permanentes (5, 4, 3, 2,1) + RDC- poteau centrale B2.....	49
Tableau II.15 : Les charge d'exploitation de poteau angle -loi de dégression.....	52
Tableau II.16 : Les charges d'exploitation de poteau de rive -loi de dégression.....	53
Tableau II.17 : Les charges d'exploitation de poteau centrale -loi de dégression.....	53
Tableau II.18 : Détermination de l'effort normale (Nu) poteaux centrale.....	18
Tableau II.19 : Vérification des poteaux au flambement.....	19
Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires	
Tableau III.1 : Charges revenant aux poutrelles.....	61
Tableau III.2 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à l'EL U.....	62
Tableau III.3 : Sollicitation du plancher terrasse type 1 à l'ELS.....	64
Tableau III.4 : Sollicitation du plancher terrasse type 2, type 3 à l'ELU.....	67
Tableau III.5 : Sollicitation du plancher terrasse type 2, type 3 à l'ELS.....	71
Tableau III.6 : La sollicitation maximum à l'ELU.....	76
Tableau III.7 : La sollicitation maximum à l'ELS.....	76
Tableau III.8 : Sollicitation d'étage courant + étage RDC .Type 1 à l'ELU.....	77
Tableau III.9 : Sollicitation d'étage courant + étage RDC type 1 à l'ELS.....	79
Tableau III.10 : Sollicitation d'étage courant + étage RDC type 2, type 3 à l'ELU.	81
Tableau III.11 : Sollicitation d'étage courant + d'étage RDC type 2, type 3 à l'ELS	86
Tableau III.12 : Sollicitation maximum ELU.....	91
Tableau III.13 : La sollicitation maximum à l'ELS.....	91
Tableau III.14 : Valeur des moments M(x,y) à l'ELU.....	91
Tableau III.15 : Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée en (sens l x).....	107
Tableau III.16 : Récapitulatif des résultats de ferrailage en travée en (sens l y).....	107
Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats de ferrailage en appui.....	108
Tableau III.18 : Valeur des moments M(x,y) à l'ELS.....	109
Tableau III.19 : Vérification à l'ELS.....	110

Tableau III.20 : Evaluation des charges verticales de l'acrotère.....	122
Tableau III.21 : Caractéristiques géométriques d'acrotères.....	123
Tableau III.22 : Les moments dans l'acrotère.....	124
Tableau III.23 : La combinaison d'action à utiliser.....	124
Tableau III.24 : Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ELS d'escalier.....	133
Tableau III.25 : L'effort agissant sur une poutre palière.....	139
Chapitre IV : Etude dynamique sismique	
Tableau IV.1 : la classification des zones sismiques RPA99/V2003.....	160
Tableau IV.2 : la classification des zones sismiques RPA99/V2003.....	160
Tableau IV.3 : Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A..	161
Tableau IV.4 : Classification des sites selon RPA99/v2003.....	161
Tableau IV.5 : valeurs des pénalités P_q	162
Tableau IV.6 : Coefficients d'accélération de zone A.....	163
Tableau IV.7 : coefficient d'amortissement critique.....	164
Tableau IV.8 : Valeur du coefficient de comportement R.....	165
Tableau IV.9 : La résultante des forces sismiques.....	165
Tableau IV.10 : Résumé des résultats.....	165
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	166
Tableau IV.12 : valeur de coefficient C_t	167
Tableau IV.13 : Valeurs de T1 et T2.....	169
Tableau IV.14 : Période et taux de participation.....	170
Tableau IV.15 : Sous charge verticale.....	174
Tableau IV.16 : Vérification des déformations.....	179
Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Delta.....	179
Tableau IV.18 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens xx.....	182
Tableau IV.19 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens yy.....	182
Chapitre V : Ferrailage des éléments principaux.	
Tableau V.1 : situation pour durable et accidentelle.....	183
Tableau V.2 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	186
Tableau V.3 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux.....	188
Tableau V.4 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul à L'ELU.....	193
Tableau V.5 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul à L'ELS.....	195
Tableau V.6 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul.....	197
Tableau V.7 : Ferrailage des poteaux.....	203
Tableau V.8 : Vérification des contraintes.....	204
Tableau V.9 : Ferrailage des armatures transversales.....	204
Tableau V.10 : situation pour le ferrailage des poutres.....	205
Tableau V.11 : Sollicitations les de la poutre sous différent combinaisons.....	208
Tableau V.12 : Les résultats de calcul des armatures longitudinales.....	213
Tableau V.13 : Les résultats de calcul L'E.L.U des armatures transversales.....	213
Tableau V.13 : Récapitulation des ferrailages des poutres à L'ELS.....	213
Tableau V.15 : vérification de la contrainte de cisaillement.....	214
Tableau V.16 : Les sollicitations obtenues par ROBOT de 1er type des voiles.....	226

Chapitre VI : Etude d'infrastructure.

Tableau VI.1 : Vérification de la capacité portante selon.....	234
Tableau VI.2 : Calcul de la section d'armateur selon.....	235
Tableau VI.3 : Vérification de la capacité portante selon.....	237
Tableau VI.4 : Calcule de la section d'armature.....	238

- A** : section d'acier tendu.
- A'** : section d'acier comprimé.
- A_{max}** , **A_{min}** : Section d'acier maximale et minimale.
- B** : Aire du béton.
- B_r** : Section réduite du béton d'un poteau.
- B_t** : Section de la partie tendue.
- L_t** : Largeur de la section tendue.
- M_t** : Masse torsionnelle.
- E.L.S** : Etat Limite de Service.
- E.L.U** : Etat Limite Ultime.
- E_v**: Module de déformation longitudinale différée du béton.
- E_I**: Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
- E_S**: Module de déformation longitudinale de l'acier.
- I** : Moment d'inertie.
- M** : Moment fléchissant.
- M_t**: Moment fléchissant en travée d'une poutre.
- M_a**: Moment fléchissant en appui d'une poutre.
- M_u**: Moment fléchissant à l'E.L.U.
- M_{ser}**: Moment fléchissant à l'E.L.S.
- N** : Effort normal.
- N_{ser}**: Effort normal service.
- N_u**: Effort normal ultime.
- T_u**: Effort tranchant ultime.
- G** : Charge permanente.
- Q** : Charge d'exploitation.
- E** : Charge sismique.
- C_d**: Coefficient dynamique.
- K_t**: Coefficient de terrain.
- Z_o**: Paramètre de rugosité.

- Z_{min} : Hauteur minimale.
- C_e : Coefficient d'exposition au vent.
- C_r : Est le Coefficient de rugosité.
- $C_{pe,10}$: Coefficient de pression intérieur des toitures plates.
- $C_{pe,1}$: Coefficient de pression intérieur des toitures plates.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.
- C_{pe} : Coefficient de pression de vent.
- W : Pression nette exercée sur l'élément.
- Q_j : La pression due au vent.
- R : Force résultante.
- F_w : La résultante des forces horizontales.
- F_i : Une force de soulèvement.
- h : Hauteur de la section du béton.
- b : Largeur de la section du béton.
- b_0 : Largeur de la nervure du béton (section en T).
- c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
- d : Hauteur utile d'une section.
- f : Flèche.
- F_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
- F_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- F_{tj} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
- F_{t28} : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « 28 » jours.
- i : Rayon de giration.
- I_e : Longueur de flambement.
- S_t : Espacement de cours d'armature transversale.
- c_t : Coefficient de topographie.
- Q_{dyn} : Coefficient de pression dynamique.
- Q_{ref} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.
- Δ : Variation.

LISTE DES NOTATION

Σ : Sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

W : poids.

α : Angle.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

ε : Coefficient (calcul de Cd).

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

δ : Déplacement d'un niveau.

Introduction générale

Dans la conception parasismique des structures, les règles utilisées ont pour objectif d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

En Algérie, le premier code parasismique est paru après le séisme d'El Asnam 1980. Ce code a connu plusieurs versions. La version actuelle utilisée est nommée le règlement parasismique algérien RPA 99/v2003 « DTR BC 2-48 », et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 Décembre 1999.

En Europe, l'Euro code 8 (EC8) est le code officiel de conception et de calcul des structures pour leur résistance aux séismes. Ce code comporte les recommandations pour le dimensionnement parasismique des Bâtiments, des Ponts et autres types de structures.

L'objectif de ce projet consiste à faire l'étude d'un bâtiment R+5 selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003).

Le bâtiment à étudier est situé dans la wilaya de Cétif classée zone IIa par le règlement parasismique Algérien. L'étude sera menée dans le strict respect des règles CBA 93 et des règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003). Les recommandations de l'EC8 seront vérifiées.

Pour se faire, nous avons structuré notre étude en six (06) chapitres:

I. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux : Le premier portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments qui le constituent ainsi que le choix des matériaux à utiliser.

II. Prédimensionnement des éléments des matériaux : Dans le second chapitre, il sera question de pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.

III. Ferrailage des éléments secondaire : Le calcul des éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, escalier...).

IV. Etude dynamique sismique : la détermination de l'action sismique fera l'objet du chapitre IV.

Dans ce chapitre, seront présentés les deux règlements de calcul avec leurs points de convergence et de divergence.

Dans le but d'obtenir une comparaison complète, les différentes étapes du dimensionnement sismique seront traitées et comparées une à une. L'étude comparative sera pleinement abordée à travers la définition des deux spectres de dimensionnement, et

l'analyse de la réponse de la structure aux deux spectres de calcul via le logiciel de modélisation 3D ETABS.

V. Ferrailage des éléments principaux : calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) sera traité dans le cinquième chapitre selon les règles CBA 93 et RPA 99/2003.

VI. Etude d'infrastructure : Enfin, nous allons clore cette étude par le chapitre 6 où il sera question du choix du type des fondations et de leur dimensionnement

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment à usage d'habitation Composé d'un rez-de-chaussée et de cinq étages, chaque étage comporte deux logements de type F3 de forme irrégulière en plan tel que :

- ✓ **RDC** à usage commercial.
- ✓ **quatre (5) étages** courants à usage d'habitation.

I.1.1. Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage est situé dans la commune de SETIF, classée zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA 99 / version 2003 qui correspond à zone de moyenne sismicité selon l'EUROCODE8.

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2(La hauteur ne dépasse pas 48m) selon les deux règlements (RPA 99 / version 2003 et l'EUROCODE8).

I.1.2. Caractéristiques de site

D'après le rapport du sol établi par le Laboratoire & Engineering de la Construction .le terrain réservé pour la réalisation d'une construction à usage d'habitation et, D'après les résultats des essais pénétrométriques PDL le sous sol est relativement homogène vis-à-vis de sa résistance, qui est très favorable à partir de 2 m de profondeur.

D'après ce rapport de sol on peut classer notre sol en classe S2 (sol ferme). Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de 2 bars.

La sous face des fondations devrait être à au moins 2cm de profondeur par rapport à la côte de la plate forme dégagé après démolition total de la bâtisse et dans tout les cas, sous les remblais.

Tableau. I.1 : Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

Largeur	15.67m
Longueur	15.67m
Hauteur du R.D.C	4.08m
Hauteur d'étage courant	3.06m
Hauteur totale avec l'acrotère	20.08m

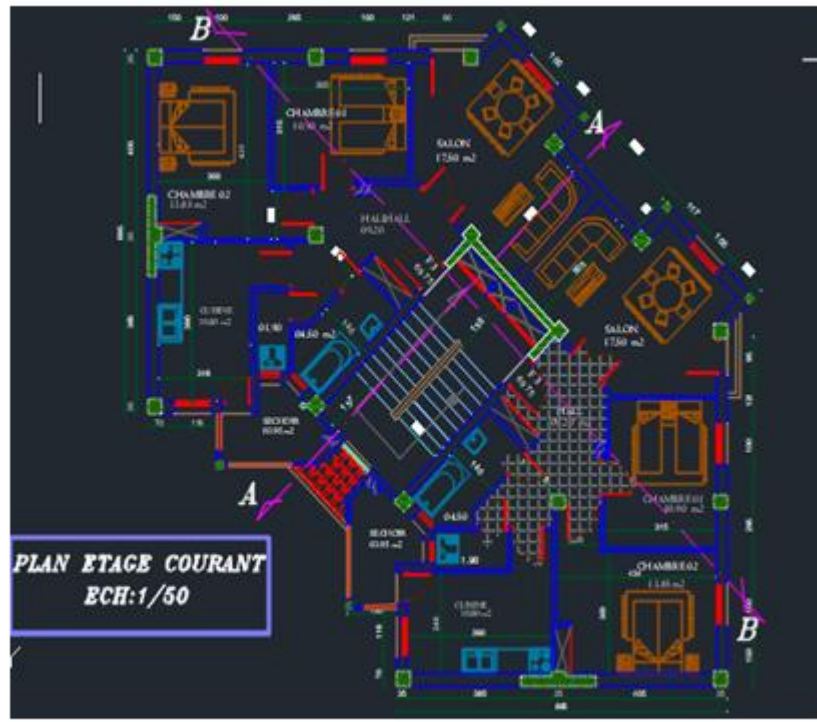


Figure. I. 1. Vue du bâtiment en plan.

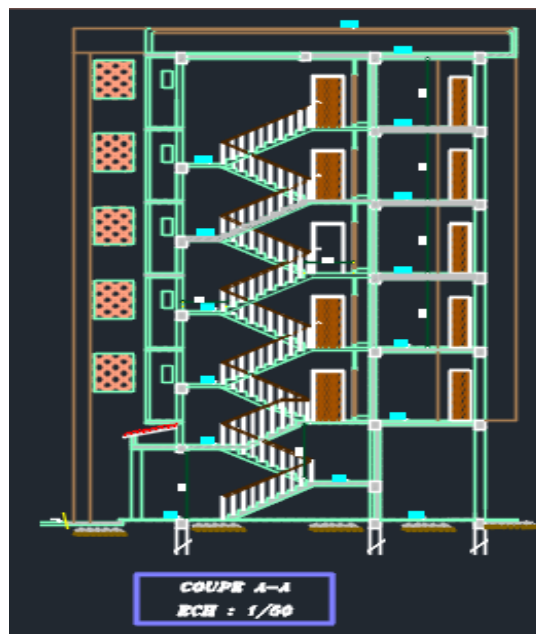


Figure. I.2 : Vue du bâtiment en élévation.

I.2. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ DTR-BC2.41 (Le CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- ✓ DTR-BC2.48 (Le RPA 99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

I.3. Conception de la structure

I.3.1. Système de contreventement

D'après les conditions de l'article **3.4.A des règles RPA** pour les structures en béton armé on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 14 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification éventuelle d'interaction portiques-voiles.

Pour ce genre de contreventement il y a lieu de vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les Portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- ✓ Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.3.2. Plancher

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur car il supporte les charges et surcharges. Il assure aussi un rôle d'isolation thermique et acoustique, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

I.3.3. Maçonnerie

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi extrême de **15cm** d'épaisseur et une paroi interne de **10cm** d'épaisseur, les deux parois étant séparées par un vide de **5cm** d'épaisseur, pour les murs intérieurs, une cloison simple de **10cm** d'épaisseur.

I.3.4. Revêtement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour la salle d'eau.

I.3.5. Escaliers

Les escaliers permettent la circulation verticale des personnes, Notre structure comporte des escaliers de type escaliers à paillasse.

I.3.6. L'acrotère

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

I.4. Caractéristiques des matériaux

Le béton et acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

I.4.1. Béton

I.4.1.1. Composition moyenne des Béton

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage de ciment permettant d'obtenir, dans des conditions courantes, une résistance à la compression égale à **25 MPa**.

Tableau. I.2 : Les compositions moyennes des Béton.

composantes	Graviers 5 / 25	Sable 0 / 5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	220 L
Poids (kg)	1200	600	400	220

La densité du béton armé est prise égale à $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$.

I.4.1.2. La résistance caractéristique du Béton

En compression (f_{cj}) : C.B.A 93 (CBA 93 Art : A.2.1.13).

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (valeur minimale exigée)

A une age $j \leq 28$ jours $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$

En traction (f_{tj}) : C.B.A.93 (CBA .Art: A.2.1.1.2).

La résistance caractéristique à la traction du béton: $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

Déduire de la formule: $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

I.4.1.3. Déformation longitudinale du béton

A. Déformations instantanées

(E_{ij}) - C.B.A [A.2.1.2.1,P7].

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

Le calcul sous charges de courte durée (< 24 jours).

b. Déformations différées

(E_{ij}) -C.B.A [A.2.1.2.2,P7].

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} = 1.08 \times 10^4 \text{ Mpa.}$$

Pour le calcul sous charge de longue durée pour lesquelles l'effet de retrait (diminution de volume d'une pièce, due à l'évaporation de l'eau restée le béton et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

I.4.1.4. Coefficient de poisson (CBA 93Art A.2.1.3)

$$\text{Coefficient de poisson : } \nu = \frac{\text{gonflement transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinale}}$$

$$\text{En général pour le béton : } \begin{cases} E.L.U : \text{ béton fissuré } \nu = 0 \\ E.L.S : \text{ béton non fissuré } \nu = 0,2 \end{cases}$$

I.4.1.5. Diagramme déformations –contraintes de béton

On distingue :

- Le diagramme [parabole - rectangle]
- Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
 - Sa simplicité d'emploi,
 - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme [parabole rectangle]

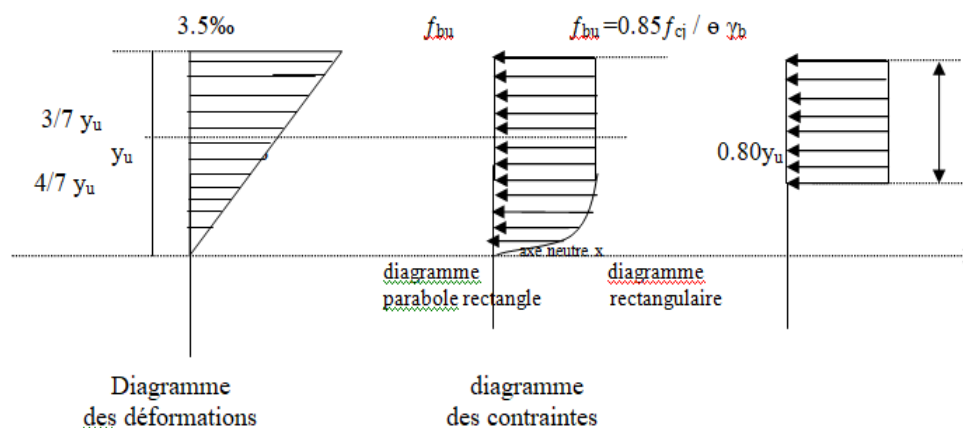


Figure. I.3 : Diagramme déformations –contraintes de béton

Avec:

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à j jours:

γ_b : Coefficient de sécurité égale **1.5**

f_{bu} : Contrainte de calcul

θ : Le coefficient θ prend les valeurs : $\theta = \begin{cases} 1 & \text{Pour une durée d'application} > 24 \text{ h.} \\ 0,9 & \text{Pour } 1 \leq \text{durée} \leq 24 \text{ h.} \\ 0,85 & \text{Si durée} < 1 \text{ h.} \end{cases}$

(CBA 93 art. A.4.5.2).

I.4.1.6. Les contraintes limites

➤ Etat limite ultime : C.B.A 93[A.3.3.2]

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

• La contrainte limite du béton en compression :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ [MPa]}.$$

Déduire de la formule suivante: $f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$; dans notre cas

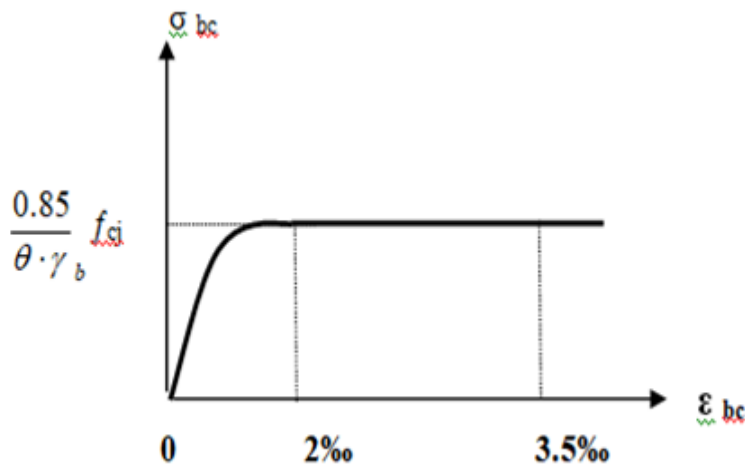


Figure. I.4 : Diagramme parabol rectangle des contraintes déformations du béton

• La contrainte limite de cisaillement est :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_o d}$ (MPa).

La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

➤ **Etat limite de service : Art A.4.5, 2 BAEL 91.**

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

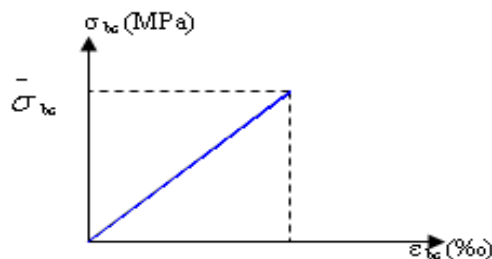


Figure I.5 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

La contrainte de compression du béton est égale à $\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$.

I.4.2. Aciers: (CBA93 art. A.6.1.2.5.3, P 63)

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types:

- les ronds lisses de nuance **Fe E 235** pour les armatures transversales.
- Les barres hautes adhérence de nuance **FeE 500** pour les armatures longitudinales et transversales.
- Les treillis soudés, pour le hourdis des planchers à corps creux.

Le diagramme « contraintes déformations » utilisé est schématisé ci-après (art, A.2.2.2, P9, CBA93).

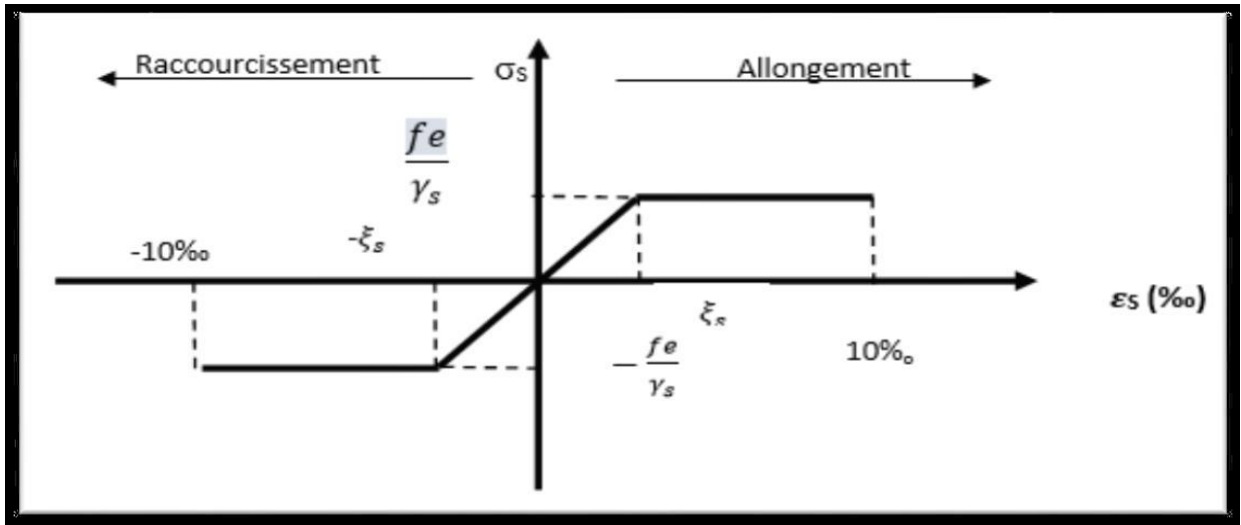


Figure I.6 : Diagramme de calcul contrainte-déformation de l'acier (ELU).

f_e désigne la limite élastique variant avec les différents types d'acier.

ε_s l'allongement limite (%).

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Pour les combinaisons courantes;} \\ 1 & \text{Pour les combinaisons accidentelles;} \end{cases}$$

I.4.2.1. Module d'élasticité de l'acier :

$$E = 2.10^5 \text{ Mpa.}$$

I.4.2.2. Contraintes limites :

➤ **Etat limite ultime :** (CBA 93Art A.4.3.4.1)

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \end{cases}$$

$$f_e = (\text{limite d'élasticité de l'acier}) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$E_s = (\text{module d'élasticité de l'acier}) = 200000 \text{ Mpa}$

$$\varepsilon_s = 400 / (1.15 \times 10^5)$$

Avec $\gamma_s = 1$ - (coefficient de sécurité) = 1.15 (situation durable)

2 - (coefficient de sécurité) = 1.00 (situation accidentelle)

Avec ε_s : Allongement relatif

f_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur.

Donc Pour le cas de ce projet :

$$\left\{ \begin{array}{l} 348 \text{ Mpa Pour une situation courante.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa Pour une situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta X f_t j} \right)$$

Etat limite service (E.L.S) (CBA 93Art A.4.5.3.4)

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

➤ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ si la fissuration est peu nuisible
- $\bar{\sigma} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_t j}\right)$ si la fissuration est préjudiciable
- $\bar{\sigma} = \min(0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_t j})$ si la fissuration est très préjudiciable

Avec : n: étant le coefficient de fissuration

n = 1 pour les ronds lisses

n = 1.3 pour les acier à hautes adhérences $\theta \leq 6\text{mm}$

n = 1.6 pour les barres à hautes adhérences

Cas de fissuration très préjudiciable

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.65$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

$\eta = 1.3$ pour l'acier $\Phi < 6\text{mm}$ pour HA

$$\sigma_s \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta X f_{tj}} \right) \quad (\text{CBA 93 Art A.4.5.3.4})$$

Tableau I.3 : Récapitulatif des caractéristiques des matériaux utilisées

Résistance caractéristique du béton à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Limite élastiques des aciers à la traction	$f_e = 400 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul à la compression du béton à L'ELU	$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$
Contrainte de calcul en traction du béton à L'ELS	$\sigma_s = 0.6 f_{c28}$
Fissuration	Peu préjudiciable ou préjudiciable
Enrobage des aciers	2.5 cm et 3 cm
Module d'élasticité différé du béton	$E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$
Module d'élasticité instantané du béton	$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$
Module de déformation longitudinale	$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
σ_{su}	347.82 MPa
—	200 MPa
σ	

I.4.2.3. Diagramme de déformation d'une section en béton armé

On distingue les trois domaines 1, 2 et 3 et les trois pivots A, B et C représentatifs de la déformation par l'un des quels doivent passer les diagrammes de déformation (Figure ci-après). Les calculs sont effectués à l'aide de la méthode des trois pivots décrite dans le code CBA93 (art, A.4.3.3, P22).

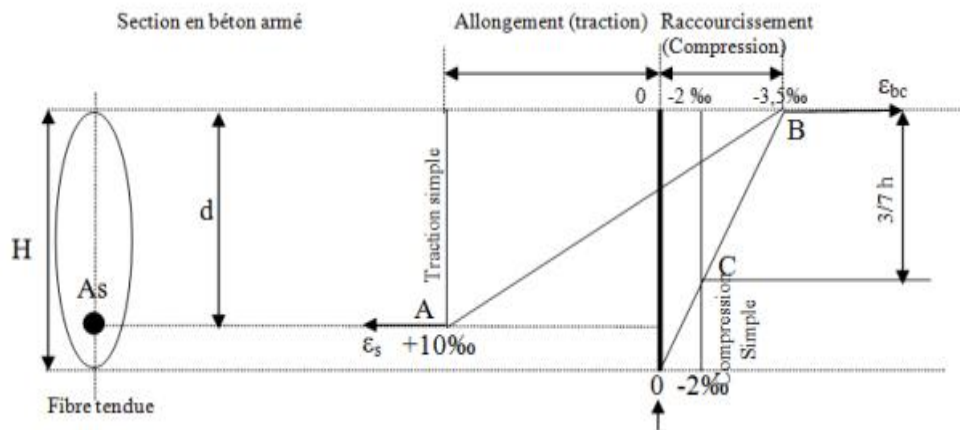


Figure I.7 : Diagramme des déformations limitées de la section.

- **Pivot (A) région 1**

Allongement de l'acier le plus tendu : $\epsilon_s = 10.10^{-3}$; Pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée

- **Pivot (B) région 2**

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée : $\epsilon = 3,5.10^{-3}$; Pièces soumises à la flexion simple ou composée.

- **Pivot (C) région 3**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée : $\epsilon_{bc}=2.10^{-3}$; Pièces soumises à la flexion composé ou à la compression simple.

I.5. Hypothèses de calcul (A.4, P 55, B.A.E.L 91)

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armature et béton):

- états-limites ultimes (E.L.U) :
 - De résistance.
 - De stabilité de forme.
- états-limites de service (E.L.S) atteints :
 - par compression du béton.
 - Par ouverture des fissures.
 - Par déformation.

Les calculs seront effectués conformément au codes et règlements vigueur:

- Le code du béton armé Algérien CBA93 [D.T.R.B.C.2-41] pour les dimensionnements des pièces aux états limites utilises (E.L.U) et de service (E.L.S).
- Règles parasismiques Algériennes R.P.A99 "Version 2003" pour les justifications des calculs vis-à-vis du séisme.
- Les règles B.E.A.L 91

- Le document technique réglementaire [D.T.R.B.C.2.2] pour la détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

I-6 Actions et Sollicitations

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

I-6-1. Les Actions

Les actions sont des forces appliquées directement à la construction, elles peuvent être sous forme de :

- a)-Action verticale.
- b)- Action horizontale.

a. Action verticales :

Elles peuvent être permanentes, constantes ou très peu variables dans le temps elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Les poids propres des cloisons du revêtementEtc. ;
- Les déformations permanentes imposées à la construction telle que les tassements différentiels ; Cette action peut aussi être des surcharges d'exploitation.

b. Action horizontales

Généralement elles sont accidentelles ; dues aux efforts qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme l'action sismique.

I.6.2 Les Sollicitations

Ce sont l'effort normal et les efforts tranchants ainsi que les moments de flexion et de torsion développée dans une section par combinaison d'action donnée on notera :

G_{max} : l'ensemble des actions défavorables.

G_{min} : l'ensemble des actions favorables.

Q_1 : une action variable de base.

a. Sollicitations de calcul vis-à-vis des ELU

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma Q_1 + \Sigma 1.3 \psi_0 Q_i$$

$\gamma Q_1 = 1.5$ dans le cas générale

$\gamma Q_1 = 1.35$ pour les températures les bâtiments agricole attentif.

b. Combinaison accidentelle

Les sollicitations, éléments de réduction des forces extérieures et des couples appliqués aux éléments de structure, sont déterminées après combinaisons des actions.

b.1. Situations durables

Les sollicitations de calcul à l'ELU sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : (art B.6.1.21) BAEL91/99

- ELU : $1.35G + 1.5 Q$

Les sollicitations de calcul à l'ELS sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

- ELS : $G + Q$

b.2. Situations accidentelles

- Selon RPA99/2003 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2E$

- Selon l'EC8 :

- $G+0.3Q+E$ (en compression)
- $G+E$ (cas de soulèvement)

Avec :

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

E : effort sismique.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but "le pré calcul "des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91** et le **RPA99/version2003**. Il a pour but de trouvé le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de Dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

II. 2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux

II.2.1. Pré dimensionnement du plancher

II.2.1.1. Planchers à cors creux

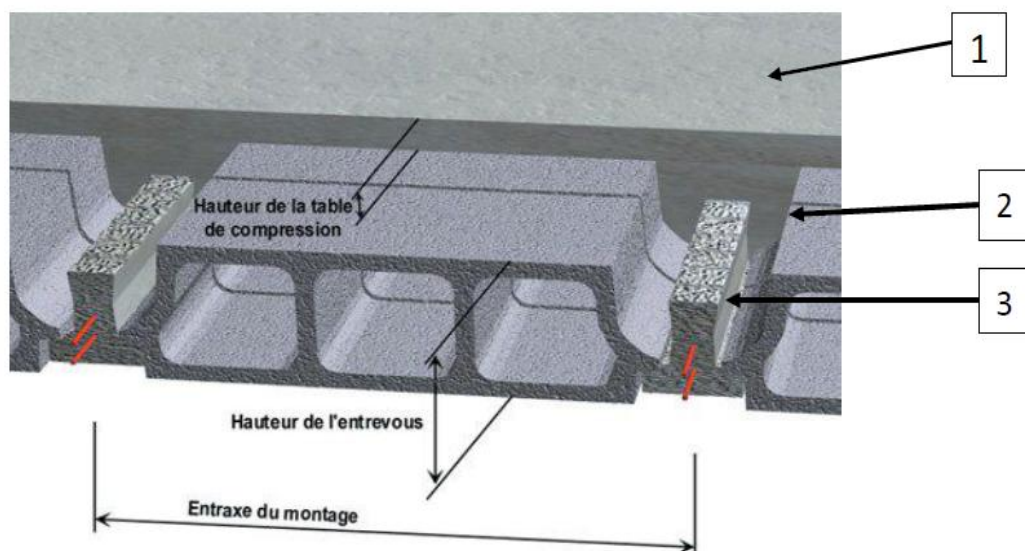


Figure II.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.

1 : Dalle de compression

2 : Corps creux

3 : Poutrelle

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales

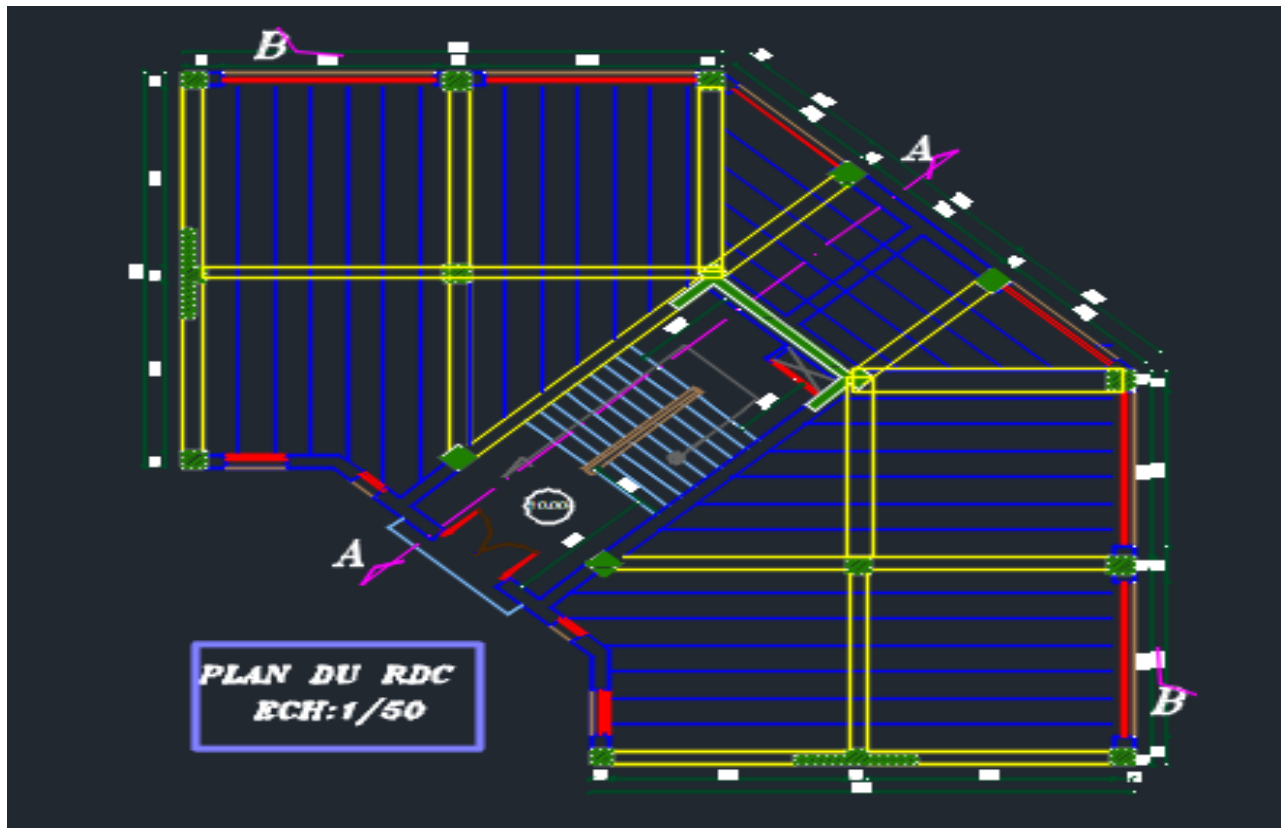


Figure II.2 : Schéma de disposition des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la hauteur des poutrelles. Pour le pré-dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche.

La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

a. Critère de résistance au feu

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

On admet : $e_1 = 16 \text{ cm}$.

b. Critère d'isolation phonique

Selon les règles CBA 93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : $e_2 = 16 \text{ cm}$.

c. Critère de résistance à la flexion

$$ht \geq L / 22.5$$

Avec:

ht : hauteur totale du plancher.

L : longueur de la portée maximale de la grande travée dans le sens des poutrelles.

$L = \min (L_{x \max}, L_{y \max}) \longrightarrow$ la longueur de la travée de poutre entre nus d'appuis.

$$L_{\max} = \min (405, 405) = 390\text{cm}$$

$$ht \geq 405/22.5 \longrightarrow ht \geq 18.00 \text{ cm}$$

$$e = \max(e_1, e_2, h_t) = \max(16, 16, 18) = 18.00\text{cm}$$

- on prend La hauteur du plancher $ht = 20\text{cm}$

➤ Donc on utilise un plancher de type (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

La hauteur du corps creux : $h = 16 \text{ cm}$.

La hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$

II.2.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante

a. Disposition des poutrelles :

Le choix de la disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

1. Le critère de la plus petite portée

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée afin de diminuer la flèche.

2. Le critère de la continuité

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au Sens du plus grand nombre d'appuis.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées ci contre :

Les poutrelles se calculent en section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre de chaque coté est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) \dots\dots\dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

Avec :

b : Largeur efficace de la dalle de compression

b₀ : Largeur de la nervure

L_x : distance (entre nus d'appuis) entre deux éléments

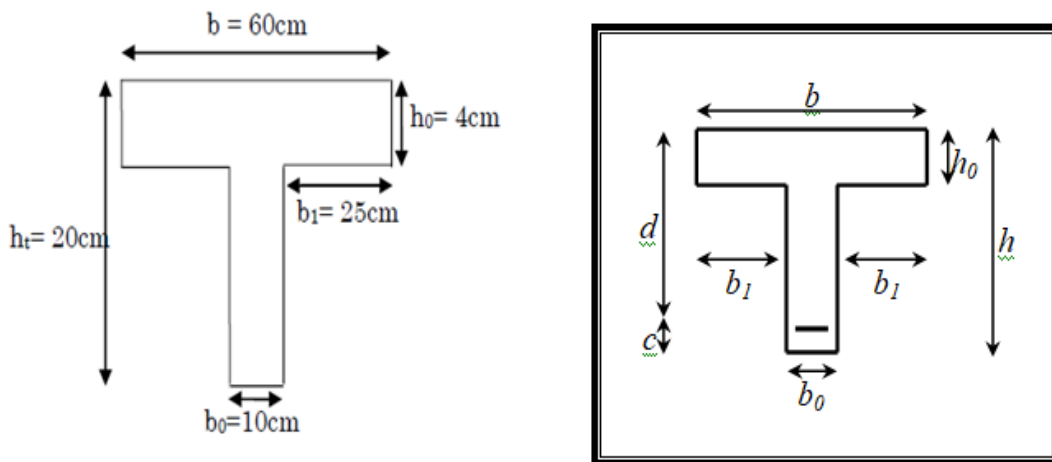


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

❖ **Calculé.**

L_y : distance minimal entre nus d'appuis dans le sens de La disposition des poutrelles

h₀: hauteur de la dalle de compression.

ht : hauteur totale du plancher.

Tel que :

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) ht \longrightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$$

On opte pour : b₀=10 cm

L_x= 55 cm

L_y= 250 cm

$$b \leq 2 \times \left[\min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right) + \frac{b_0}{2} \right] \qquad b \leq 2 \times \left[\min \left(\frac{55}{2}, \frac{250}{10} \right) + \frac{10}{2} \right]$$

On adopte pour : $b = 60\text{cm}$

II.2.1.3. Planchers à dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé, le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères :

a. Critère de résistance a la flexion : RPA 99/2003

- Cas de dalle sur 1 seul appui $e \geq \frac{Lx}{20}$
- Cas de dalle sur 02 appuis..... $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$
- Cas de dalles sur 03 ou 04 appuis..... $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

Lx : est la petite portée du panneau de dalle (entre nus d'appuis) le plus sollicité (cas le plus défavorable).

b. Critère de résistance au feu. (CBA93).

- $e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11\text{cm}$ pour(02) heures de coupe-feu
- $e \geq 17.5\text{cm}$ pour (04) heures de coupe-feu

c. Critère isolation phonique. (CBA93)

Selon les règles techniques de CBA93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On prend $e = 13\text{cm}$.

Pour notre cas les dalles pleines sont utilisées dans les balcons, dalle de la cage d'escalier, les paliers de repos.

❖ Dalle sur un seul appui (palier de repos)

$$e \geq \frac{Lx}{20} \implies e \geq \frac{300}{20}$$

$$e \geq 10 \text{ cm}$$

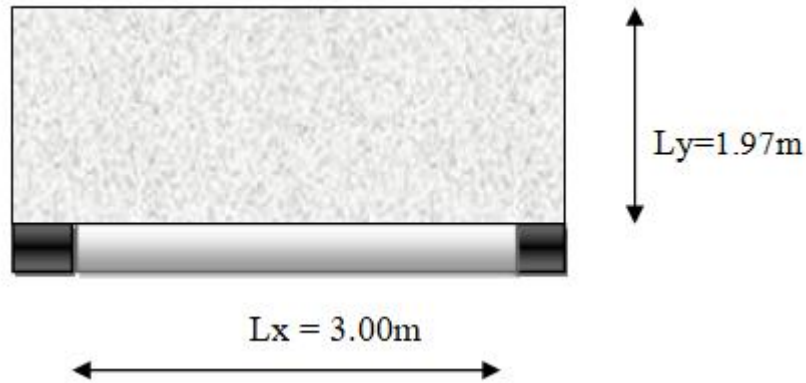


Figure II.4 : Dalle sur un seul appui (palier de repos).

- Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$
On prend $e = 15 \text{ cm}$

❖ Dalle sur trois appuis (balcon)

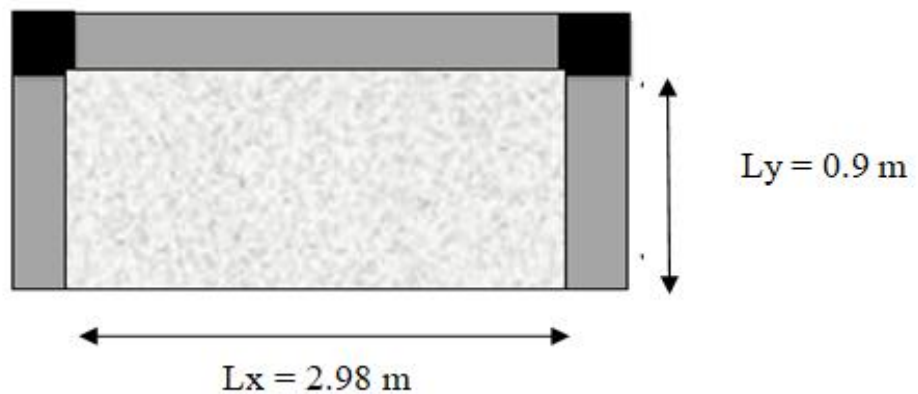


Figure II.5 : Dalle sur trois appuis.

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \implies \frac{298}{45} \leq e \leq \frac{298}{40}$$

$$6.62 \text{ cm} \leq e \leq 7.45 \text{ cm} \implies = 7.00 \text{ cm}$$

- Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

❖ **Dalle sur quatre appuis (cage d'escalier)**

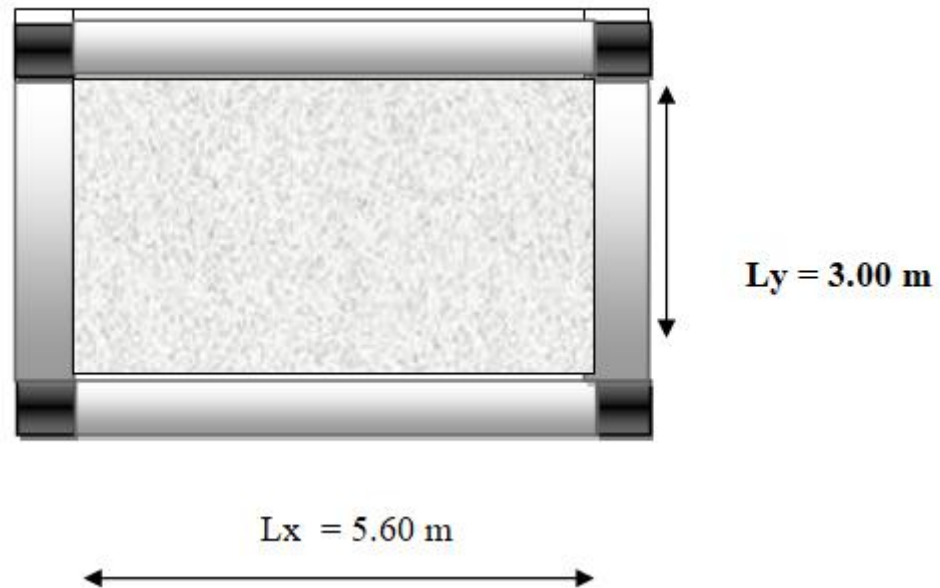


Figure II-6 : Dalle sur quatre appuis.

$$\frac{Lx}{45} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \Longrightarrow \quad \frac{560}{45} \leq e \leq \frac{560}{40}$$

$$12.44 \text{ cm} \leq e \leq 14 \text{ cm}$$

- Donc c'est la condition de coupe-feu qui est la plus défavorable : $e \geq 11 \text{ cm}$

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

- Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors

Le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique $e \geq 13 \text{ cm}$ d'ou
On opte pour les épaisseurs suivantes :

- $e = 15 \text{ cm}$ → Pour les paliers
- $e = 15 \text{ cm}$ → Pour les balcons
- $e = 15 \text{ cm}$ → Pour la cage d'escalier

II.3. les escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches permettant d'accéder d'un niveau à un autre en montant et descendant. Ils sont en béton armé, métalliques ou en bois, dans notre cas, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

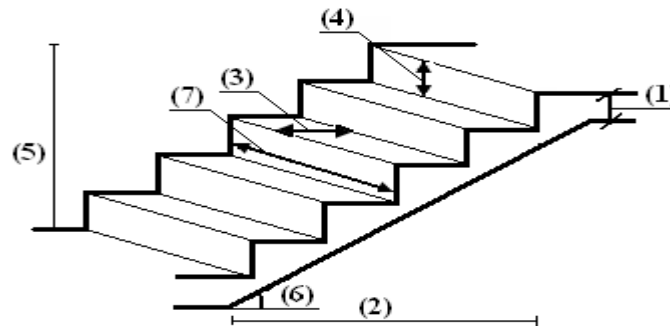


Figure II.7 : Schéma d'un escalier

- (1) —→ e : Epaisseur du palier de repos
- (2) —→ L_0 : Longueur totale de l'escalier
- (3) —→ g : Giron
- (4) —→ h_0 : Hauteur de la contre marche
- (5) —→ H_0 : Hauteur de la volée
- (6) —→ α : Inclinaison de la paillasse
- (7) —→ E: Emmarchement

II.3.1. L'escalier trois à deux volées

- étage courant + RDC

➤ volée (paillasse) :

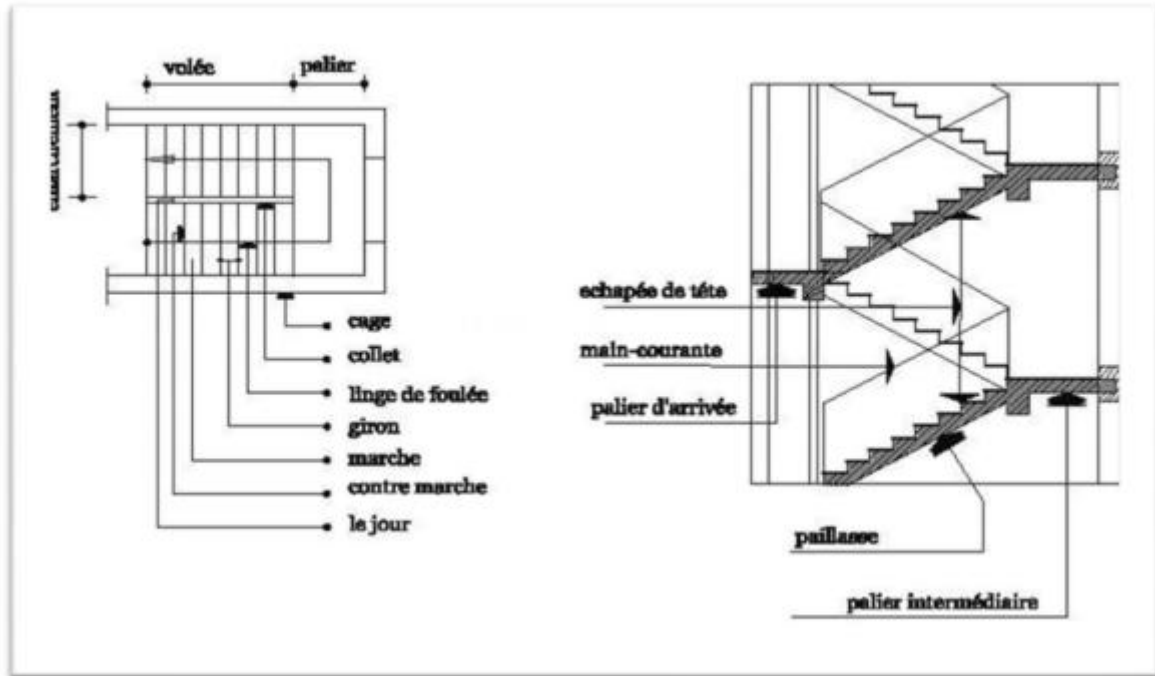


Figure II.8 : Escalier étage courant et RDC.

Hauteur d'étage H : H = 3.06 m = 306 cm.

Les dimensions des marches et contre marches à partir de la formule de **BALONDEL** :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Avec : g, est le giron, que l'on prendre : $25 \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

Donc on aura h : $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$; On adopte : h = 17 cm

$$g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 59 < 64 < 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Le nombre de contremarches est calculer par

- emmarchement = 1.40 m
- nombre des contre marches n_c : $n_c = \frac{H}{h} = 18$ contre marches
- nombre des marches n à chaque étage : $n_m = n_c - 1 = 17$ marches

L'inclinaison de paillasse extérieure α : $\text{tang } \alpha = \text{tang } \alpha = \frac{Nc1 \times 17}{n1 \times 30} = \frac{9 \times 17}{8 \times 30} = 0.6375$

$$\Rightarrow \alpha = 32.517^\circ$$

N_c : le nombre de contre marche.

n_1 : le nombre de marche.

- longueur de paillasse extérieure L_p : $L_p = \frac{H/2}{\sin \alpha} \Rightarrow L_p = 284.916 \text{ cm}$

L'épaisseur de paillasse e_p : $\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$; $9.57 \leq e_p \leq 14.35$

$e \geq 11 \text{ cm}$pour deux heures de coupe-feu.

On opte pour : $e_p = 15 \text{ cm}$

➤ **Poutre palière**

Le palier de repos se dimensionne comme une dalle pleine sur un appui

- Condition de résistance**

❖ **Selon BAEL 91 :**

$L_{max} = 3.00 \text{ m} = 300 \text{ cm}$

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

$$\frac{300}{15} \leq ht \leq \frac{300}{10}$$

$20 \text{ cm} \leq ht \leq 30 \text{ cm}$

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

Donc
$$\frac{ht}{2} \leq b \leq \frac{2Xht}{3}$$

$$\frac{30}{2} \leq b \leq \frac{2X30}{3}$$

$15 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm}$

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

Alors on a $(b \times h) : (20 \times 30) \text{ cm}^2$

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

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- ✓ $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- ✓ $ht / b \leq 4 \rightarrow 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

II.4. L'acrotère

➤ **Définition**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme un système isostatique assimilé à une console encastrée dans le plancher soumise à :

- Son poids propre (G).
- Une force horizontale due à l'effort sismique F_p .
- Une charge horizontale (Q) due à la main courant

➤ **Hypothèse de calcul**

Les hypothèses de calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée

Dans notre projet type d'acrotère qui est le suivants :

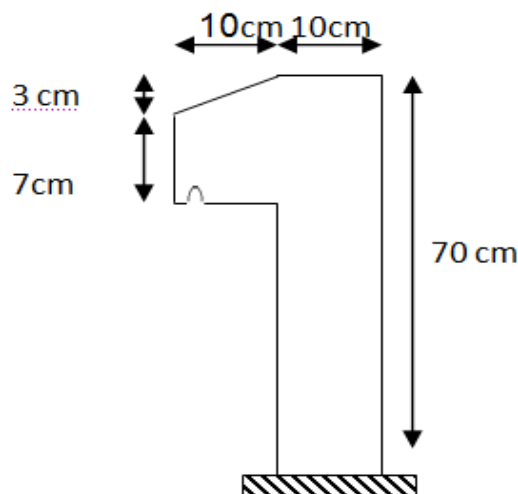


Figure II.9 : Présentation de l'acrotère.

II.4.1. Evaluation des charges et surcharges

Dans notre projet Les charges revenantes d’acrotères sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau II.1 : Evaluation des charges de l’acrotère.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l’acrotère	10	0.0785	25	1.962
Enduit de ciment intérieur	2	0.020	20	0.40
Enduit de ciment extérieur	2	0.020	20	0.40
Charge permanente totale	$G = 2.762\text{KN/ml}$			
Charge d’exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$			

II.4.2. Charges verticales

Tableau II.2 : Charges et surcharges.

Type	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Surface (m ²)	Enduit ciment KN/ml	Poids propre (KN/ml)	WP (KN/ml)	Q (KN/ml)
1	0.7000	0.1000	0.0785	$(0.02 \times 20 \times 1.1) \times 2 = 0.56$	1.9625	2.5225	1.0000

II.4.3. Charges horizontales (dues au séisme).

D’après le RPA99 Version 2003 Article 6.2.3, les éléments non structuraux doivent être calculés sous l’action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

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

C P : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1 du RPA99)

Wp : Poids propre de l’acrotère $W_p = Gt$

Fp : Force horizontale pour les éléments non structuraux.

✓ Pour notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} 2 \text{ usage d'usage} \\ \text{IIa sismique zone (Setif)} \end{array} \right\} \Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{array} \right.$$

W_p : Poids de l'acrotère

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

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 2.5225 \Longrightarrow F_p = 1.2108 \text{ KN}$$

II. 5. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.5.1. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

II.5.1.2. Les poutres principales (sens longitudinal)

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, Considérant que la section des poutres est rectangulaire de dimensions b et h , d'après le RPA 99/V.2003 la hauteur de la poutre est conditionnée par le critère de flèche :

❖ Selon BAEL 91 :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{max} = 4.10 \text{ m} = 410 \text{ cm} \Rightarrow \frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27.33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

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

On adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (30×40) cm².

Sachant que : b : la largeur de la poutre principale

h : la hauteur de la poutre principale

❖ vérification

Selon le RPA 99/ V. 2003 (art.7.5.1, p 51 et 52), on doit vérifier les dimensions suivantes :

$$\text{Selon RPA 99 : } \begin{cases} b \geq 20\text{cm.} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 1/4\text{cm.} \end{cases} \quad \begin{cases} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h=45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h/b= 40/30=1,33 < 4 \dots \text{Condition vérifié} \end{cases}$$

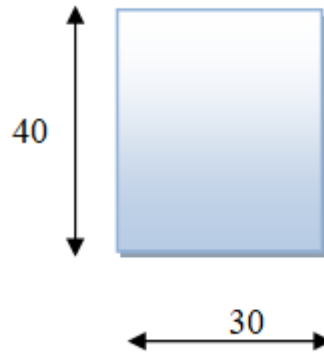


Figure II.10: Coupe transversal d'une poutre

II.5.1.3. Les poutres secondaires (sens transversales)

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_{max} = 4.05\text{m} = 405 \text{ cm}$$

$$\frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10}$$

$$27\text{cm} \leq h \leq 40.5\text{cm}$$

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

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

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

Sachant que : b : la largeur de la poutre secondaire

h : la hauteur de la poutre secondaire

❖ **vérification**

Selon le **RPA 99/ V. 2003 (art.7.5.1, p 51 et 52)**, on doit vérifie les dimensions suivantes :

$$\text{Selon RPA 99} \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm.} \\ h \geq 30\text{cm.} \\ h/b \leq 1/4\text{cm.} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h=40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h/b= 40/30=1,33 < 4 \dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

II.6. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifier par le R.P.A99 / version 2003 article 7.7.1 .ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- les charges verticales sont les charges
- les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- les voiles assurant le contreventement sont contenus jusqu'aux fondations.
- seul les efforts de translation seront pris en compte .ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

Selon le **RPA99 Version 2003, (article 7.7.1)** le pré dimensionnement des voiles est donné comme suit :

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

$$(L_{\min} \geq 4 e) \text{ pour la vérification} \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

L : porté du voile.

e : épaisseur de voile.

he : Hauteur libre d'étage.

Pour le choix on choisit l'épaisseur : $e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$

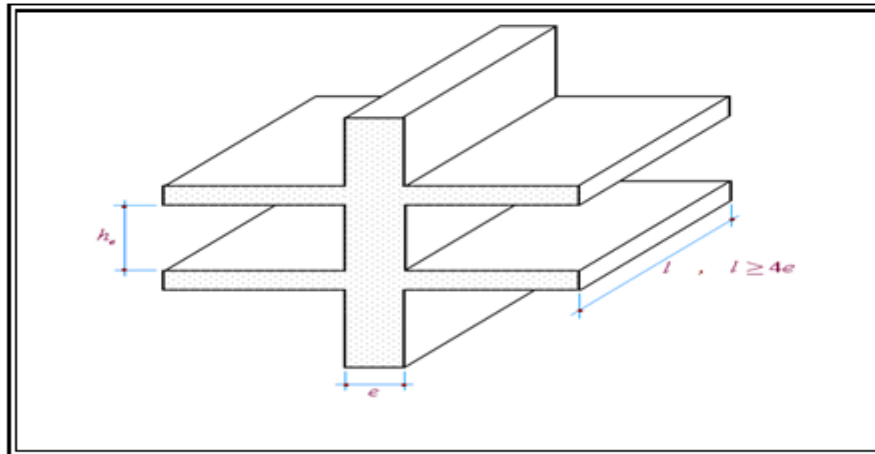


Figure II.11 : Coupe d'un voile en élévation.

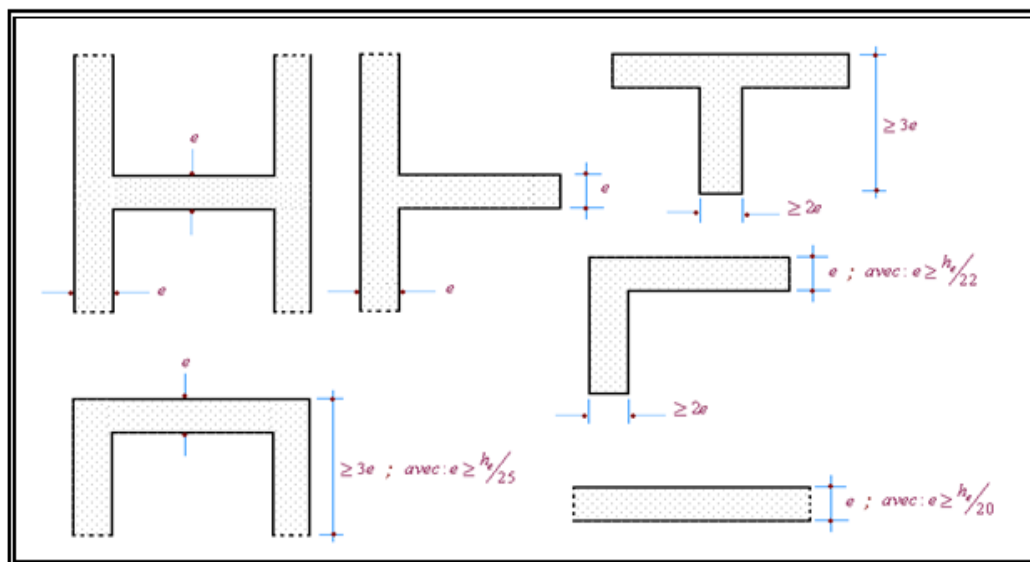


Figure II.12 : Coupe d'un voile en plan.

II.6.1. Types des voiles

- Première type : les voiles de contreventement

Tableau II.3 : Pré dimensionnement des voiles.

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage he (m)	Epaisseur du voile $a \geq \max \left(\frac{he}{20}, 15 \text{ cm} \right)$
RDC	$he = 4,08 - 2 * 20 = 3.68$	$a \geq 18.40\text{cm} \rightarrow a = 20\text{cm}$
Étage courant	$he = 3,06 - 2 * 20 = 2.66$	$a \geq 15\text{cm} \rightarrow a = 15\text{cm}$

➤ **deuxième type : voile au niveau de la cage d'escalier**

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale à 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

❖ **Vérification**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être : $L_{min} \geq 4e$ d'où $L_{min} \geq 80$ cm

Soit : $L = 1.00$ m.

II.7. Evaluation des charges et surcharges (diffèrent élément))

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

II.7.1. Charge permanente plancher

II.7.1.1. Charge Permanente Plancher terrasse inaccessible

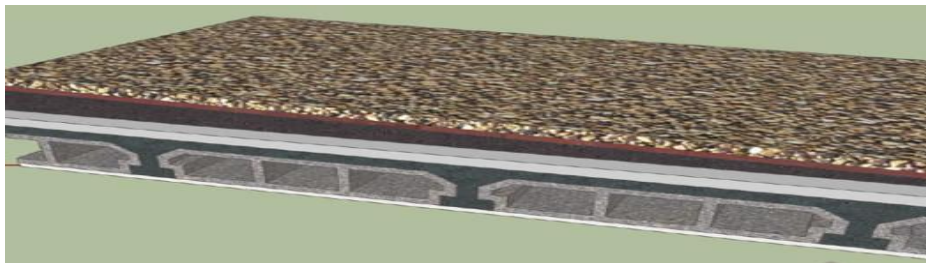


Figure II.13 : Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.4 : Evaluation de la charge permanente (terrasse inaccessible)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
Protection gravillon	0.04	20	0.80
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.065	22	1.43

Isolation thermique	0.025	4	0.1
Plancher ceps creux (16+4)	0.20	14.25	2.85
Enduit en plâtre sous plafond	0.02	10	0.2
Total			5.50

G terrasse = 5.50 KN/m² La charge permanente revenant (terrasse inaccessible).

Q = 1 KN/m² La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible (DTR BC 2.2)

II.7.1.2. Charge permanente plancher terrasse accessible

Tableau II.5 : Evaluation de la charge permanente (terrasse accessible)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Forme de pente	0.065	22	1.43
Plancher corps creux (16+4)	0.20	14.25	2.85
Enduit en plâtre sous plafond	0.02	10	0.2
Total			5.68

G terrasse = 5.68 KN/m² : La charge permanente revenant (terrasse accessible)

Q = 1 KN/m² : La charge d'exploitation revenant terrasse accessible (DTR BC 2.2)

II.7.1.3. Plancher étage courant corps creux

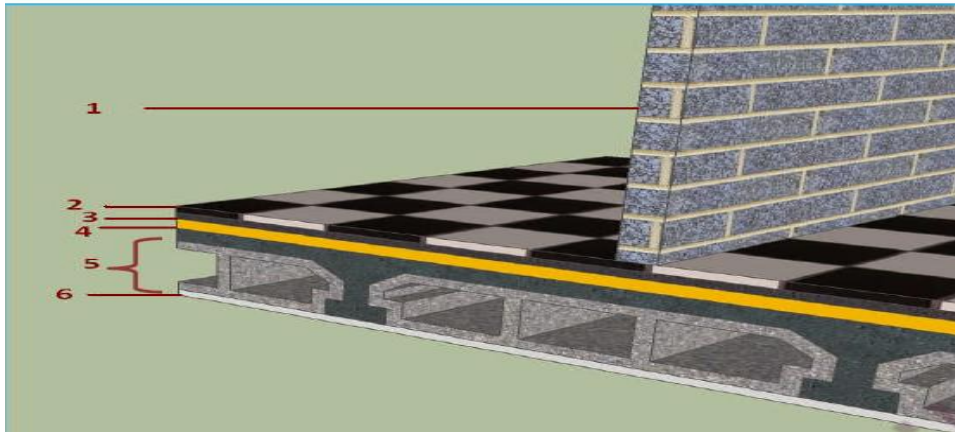


Figure II.14 : plancher étage courant.

Tableau II.6 : Evaluation de charge permanente étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
Cloison léger de séparation	0.1	9	0.9
Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.20	14.25	2.85
Enduit en ciment	0.02	14	0.28
Total			5.23

G étage courant = 5.23 KN/m² La charge permanente revenant (étage courant)

Q = 1.5 KN/m² La charge d'exploitation revenant étage courant (DTR BC 2.2)

II.7.1.4. Balcon (dalle pleine)

Tableau II.7 : Evaluation de la charge permanente (balcon et dalle pleine)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40

Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	14	0.28
Total			5.23

G balcon, dalle pleine = 5.23 KN/m² : charge permanente revenant (balcon et dalle pleine)

Q = 3.5 KN/m² La charge d'exploitation revenant balcon et dalle pleine (DTR BC 2.2).

II.7.2. Murs

II.7.2.1. Murs extérieurs (doubles cloisons en brique creuse)

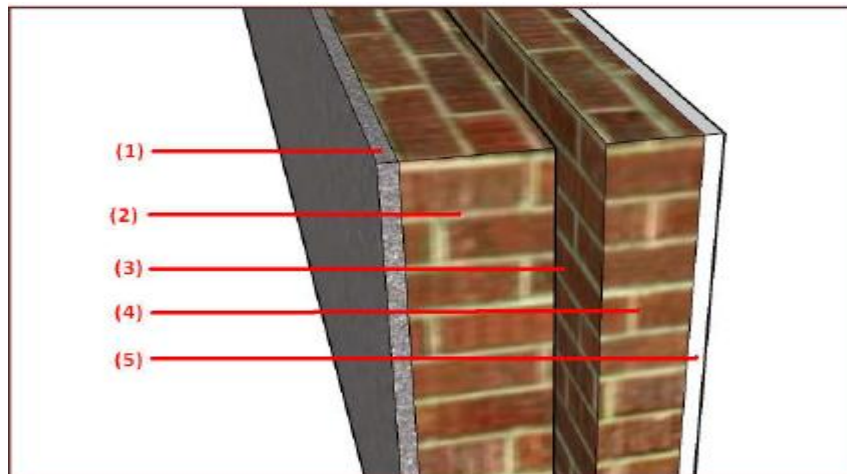


Figure II.15 : Murs extérieurs

Tableau II.8 : Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m³	Poids KN/m²
Enduit extérieur en ciment	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.15	9	1.35
L'âme d'air	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total			2.85

$G_{\text{mur ext}} = 2.85 \text{ KN/m}^2$ La charge permanente revenant (murs extérieurs)

II.7.2.2. Murs intérieurs

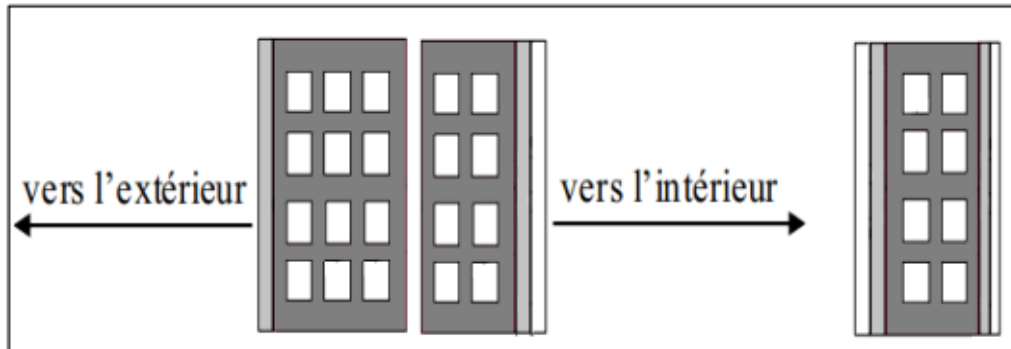


Figure II.16 : Double cloison et mur simple

Tableau II.9 : Evaluation des charges des murs intérieurs

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
2 X Enduit en plâtre	0.02	10	0.40
Brique creuse	0.10	9	0.90
Total			1.30

$G_{\text{mur int}} = 1.30 \text{ KN/m}^2$: La charge permanente revenant (murs intérieurs)

II.7.3. Escalier

II.7.3.1. Evaluation des charges et surcharges sur la volée

Tableau II.10 : Evaluation des charges sur la volée

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontale	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Paillasse	0.15 / cosa	25	4.448

Gardes corps	//	//	0.10
Marches	$h/2 = 17/2$	22	1.87
Revêtement en carrelage vertical	0.02	22	0.44
Enduit en plâtre	$0.02/\cos\alpha$	10	0.237
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.40
Total			8.24

$G_{volée} = 8.24 \text{ KN/m}^2$: charge permanente revenant (Volée).

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ La charge d'exploitation revenant Volée (DTR BC 2.2).

II.7.3.2. Evaluation des charges sur le palier

Tableau II.11 : Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m³	Poids KN/m²
Revêtement en Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
Enduit de ciment	0.02	20	0.40
Total			5.35

$G_{palier} = 5.35 \text{ KN/m}^2$: charge permanente revenant (palier).

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ La charge d'exploitation revenant palier (DTR BC 2.2).

II.8. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leur pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4, 1). Une fois la résistance à la compression vérifiée; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA99/2003.

Les dimensions des poteaux seront fixées après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99/2003.

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères suivant:

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

II.8.1. Etapes de pré-dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface prise par le poteau
- Détermination des charges permanentes
- Calcul l'effort normal revenant a ce poteau

D'après l'article BAEL91 (B.8.4.1) l'effort normale ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égale a la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

B_r : section réduite du béton : $B_r = (a-2) (b-2)$;

a et b:dimensions du poteau

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

$A_s \geq 0.8\% B_r$ on prend $A_s = 1\% B_r$

f_{c28} : résistance a la compression de béton

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisée

α : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} \quad \text{si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{avec : } \lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

l : Longueur de flambement.

$$l_f = 0.7 l_0 \text{ BAEL91 (art B.8.3, 31)}$$

l_0 : Longueur du poteau.

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

D'après l'expression donnée dans le BAEL91 art B.8.4.1 ;

Donc :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]} \quad / \text{ avec } N_u \text{ en KN , et } B_r \text{ en m}^2$$

$$\text{Avec : } N_u = 1.35G + 1.5Q$$

❖ **Vérification des conditions du RPA 99 (art 7.4.1)**

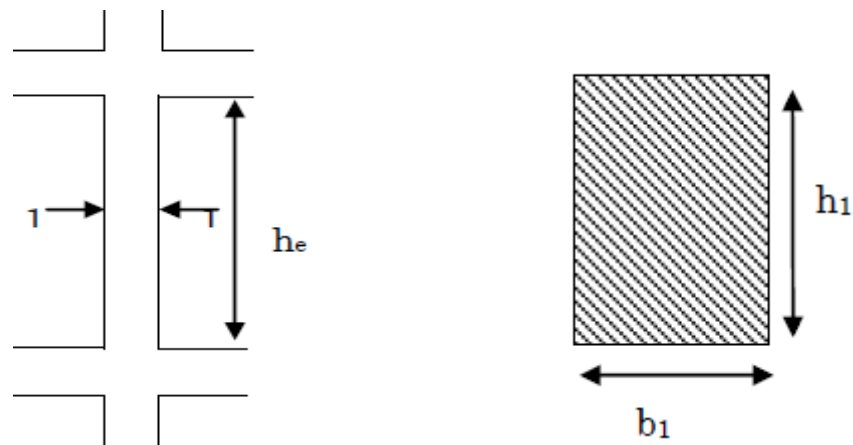


Figure II.17 : La hauteur libre d'étage

Coupe 1 – 1

- min (b1, h1) ≥ 25cmen zone I et IIa)
- min (b1, h1) ≥ 25cmen zone IIb et III,
- min (b1, h1) ≥ he /20/
- 0.25 ≤ b1/ h1 < 4

Tel que he: Hauteur libre d'étage

II.9. Détermination les charges et surcharges

II.9.2. Charge permanentes

II.9.2.1. calcul la surface requise par le poteau d'angle A1

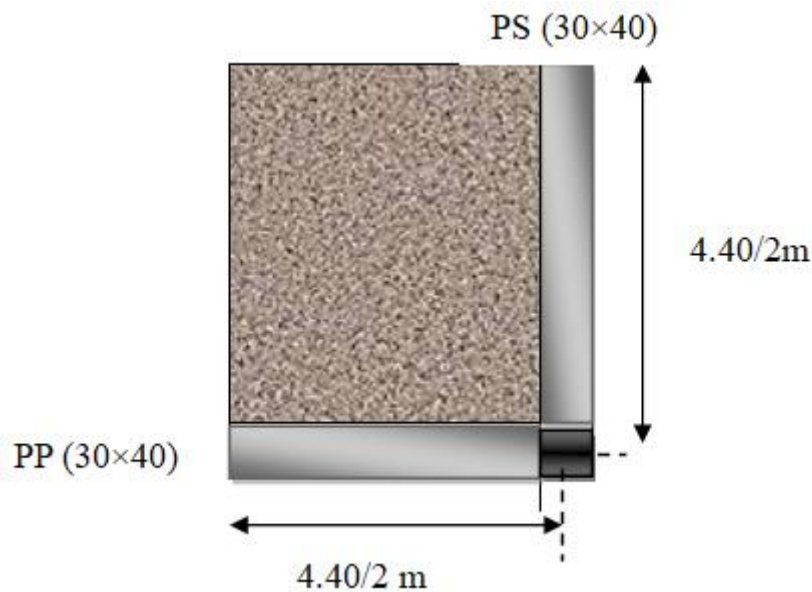


Figure II.18 : Représentation du poteau d'angle.

- **Surface total**

$$ST = SQ = 4.40/2 \times 4.40/2 = 4.40 \text{ m}^2$$

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

$$SP = SG = (4.40/2 - 0.15) \times (4.40/2 - 0.15) = 4.10 \text{ m}^2$$

Tableau II.12 : Charges permanentes (5, 4, 3, 2, 1) + RDC -poteau d'angle A1-

ETAGE	NIVEAU	DETERMINATION DES CHARGES	G (KN)
		1. plancher terrasse Gp = 5.50 * 4.10 = 22.55	
		2. Poutres principales :	

ETAGE N°5	N1-1	$G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 3. Poutres secondaires : $G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 4. Acrotère : $G_a = 2.762 * 4.70 = 12.996$	47.846
	N2 -2	1. poids venant : N1-1 = 47.846 2. Poids propre du poteau : $G_{pot} = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18$	57.026
ETAGE N°4	N3 -3	1. poids venant : N2 -2 = 57.026 2. plancher étage courant : $G_p = 5.23 * 4.10 = 21.443$ 3. Poutres principales : $G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 4. Poutres secondaires : $G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 5. poids du murs extérieurs : $G_m = 2.85 * 4.10 = 11.685$	102.454
	N4 -4	1. poids venant : N3 -3 = 102.454 2. Poids propre du poteau : $G_{pot} = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18$	111.634
ETAGE N°3	N5 -5	1. poids venant : N4 -4 = 111.634 2. plancher étage courant : $G_p = 5.23 * 4.10 = 21.443$ 2. Poutres principales : $G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 3. Poutres secondaires : $G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 4. poids du murs extérieurs : $G_m = 2.85 * 4.10 = 11.685$	157.062
	N6 -6	1. poids venant : N5 -5 = 157.062 2. Poids propre du poteau : $G_{pot} = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 8.0325$	166.242
		1. poids venant : N6 -6 = 166.242	

ETAGE N°2	N7 -7	2. plancher étage courant : $G_p = 5.23 * 4.10 = 21.443$ 2. Poutres principales : $G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 3. Poutres secondaires : $G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 4. poids des murs extérieurs : $G_m = 2.85 * 4.10 = 11.685$	211.67
	N8-8	1. poids venant : N7 -7 =211.67 2. Poids propre du poteau : $G_{pot} = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18$	220.85
ETAGE N°1	N9-9	1. poids venant : N8 -8 = 220.85 2. plancher étage courant : $G_p = 5.23 * 4.10 = 21.443$ 3. Poutres principales : $G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 4. Poutres secondaires : $G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 5. poids du mur extérieur : $G_m = 2.85 * 4.10 = 11.685$	266.278
	N10-10	1. poids venant : N9 -9 =266.278 2. Poids propre du poteau : $G_{pot} = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18$	275.458
ETAGE RDC	N11-11	1. poids venant : N8 -8 = 275.458 2. plancher étage courant : $G_p = 5.23 * 4.10 = 21.443$ 3. Poutres principales : $G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 4. Poutres secondaires : $G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 5. poids des murs extérieurs : $G_m = 2.85 * 4.10 = 11.685$	320.886
		1. poids venant : N9 -9 = 320.886	

	N12-12	2. Poids propre du poteau : $G_{pot} = 25 * 4.08 * 0.30 * 0.40 = 12.24$	333.126
--	--------	--	---------

II.9.2.2. Calcul la surface requise par le poteau de rive B1

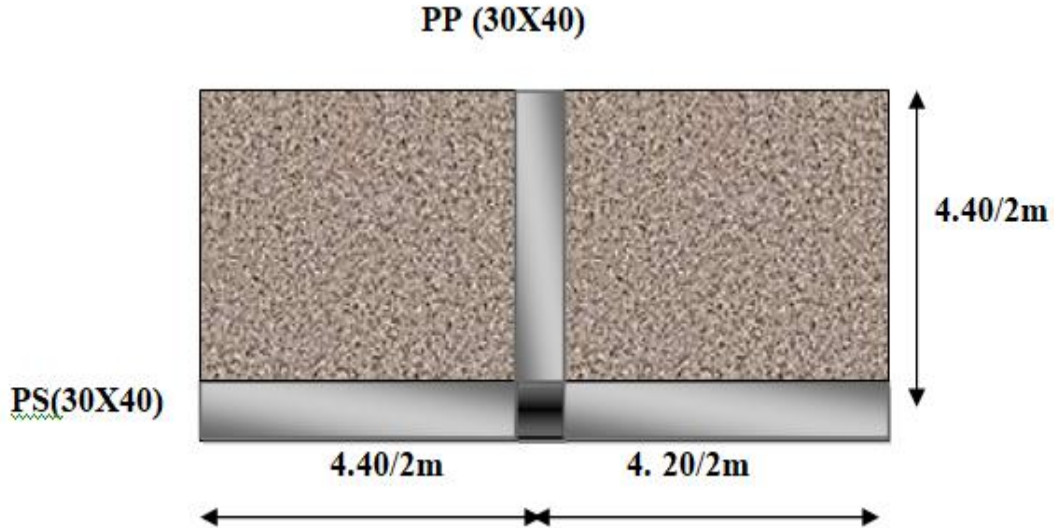


Figure II.19 : Représentation du poteau de rive

- **Surface total**

$$ST = SQ = 4.40/2 * (4.40/2 + 4.20/2) = 9.46 \text{ m}^2$$

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

$$SP = SG = (4.40/2 - 0.15) * [(4.40/2 - 0.15) + (4.20/2 - 0.15)] = 8.20 \text{ m}^2$$

Tableau II.13 : Charges permanentes (5, 4, 3, 2, 1) + RDC- poteau de rive B1-

ETAGE	NIVEAU	DETERMINATION DES CHARGES	G (KN)
ETAGE N°5	N1-1	1. plancher terrasse : $G_p = 5.50 * 8.20 = 45.10$ 2. Poutres principales : $G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$ 3. Poutres secondaires : $G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00$ 4. Acrotère : $G_a = 2.762 * 4.6 = 12.706$	75.956
	N2 -2	1. poids venant : N1-1 = 75.956 2. Poids propre du poteau : $G_{pot} = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18$	85.136

ETAGE N°4	N3 -3	1. poids venant : N2 -2 = 85.136 2. plancher étage courant : Gp = 5.23 * 8.20 = 42.886 2. Poutres principales : Gpp = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15 3. Poutres secondaires : Gps = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00 4. poids du mur extérieur : Gm ext = 2.85 * 4.00 = 11.400 5. poids du mur intérieur : Gm int = 1.30 * 1.90 = 2.47	160.042
	N4 -4	1. poids venant : N3 -3 = 160.42 2. Poids propre du poteau : Gpot = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18	169.222
ETAGE N°3	N5 -5	1. poids venant : N4 -4 = 166.928 2. plancher étage courant : Gp = 5.23 * 8.20 = 42.886 3. Poutres principales : Gpp = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15 4. Poutres secondaires : Gps = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00 5. poids du murs extérieurs : Gm ext = 2.85 * 4.00 = 11.400 6. poids du murs intérieurs : Gm int = 1.30 * 1.90 = 2.47	244.128
	N6 -6	1. poids venant : N5 -5 = 244.128 2. Poids propre du poteau : Gpot = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18	253.308
ETAGE N°2	N7 -7	1. poids venant : N6 -6 = 253.308 2. plancher étage courant : Gp = 5.23 * 8.20 = 42.886 3. Poutres principales : Gpp = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15	

		<p>4. Poutres secondaires :</p> <p>$G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00$</p> <p>5. poids du murs extérieurs :</p> <p>$G_{m \text{ ext}} = 2.85 * 4.00 = 11.400$</p> <p>6. poids des murs intérieurs :</p> <p>$G_{m \text{ int}} = 1.30 * 1.90 = 2.47$</p>	328.214
	N8-8	<p>1. poids venant : N7 -7 = 328.214</p> <p>2. Poids propre du poteau :</p> <p>$G_{pot} = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18$</p>	337.394
ETAGE N°1	N9-9	<p>1. poids venant : N8 -8 = 337.394</p> <p>2 . plancher étage courant :</p> <p>$G_p = 5.23 * 8.20 = 42.886$</p> <p>3. Poutres principales :</p> <p>$G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$</p> <p>4. Poutres secondaires :</p> <p>$G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00$</p> <p>5. poids du mur extérieur :</p> <p>$G_{m \text{ ext}} = 2.85 * 4.00 = 11.400$</p> <p>6. poids du mur intérieur :</p> <p>$G_{m \text{ int}} = 1.30 * 1.90 = 2.47$</p>	412.300
	N10-10	<p>1. poids venant : N9 -9 = 412.300</p> <p>2. Poids propre du poteau :</p> <p>$G_{pot} = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18$</p>	421.480
ETAGE RDC	N11-11	<p>1. poids venant : N8 -8 = 421.480</p> <p>2. plancher étage courant :</p> <p>$G_p = 5.23 * 8.20 = 42.886$</p> <p>3. Poutres principales :</p> <p>$G_{pp} = 25 * 0.30 * 0.40 * 2.05 = 6.15$</p> <p>4. Poutres secondaires :</p> <p>$G_{ps} = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00$</p> <p>5. poids du murs extérieurs :</p> <p>$G_{m \text{ ext}} = 2.85 * 4.00 = 11.400$</p> <p>6. poids du murs intérieurs :</p>	

		Gm int = 1.30* 1.90 = 2.47	496.356
	N12-12	1. poids venant : N9 -9 = 496.356 2. Poids propre du poteau : Gpot = 25 * 4.08 *0.30 * 0.40 = 12.24	508.596

II.9.2.3. Calcul la surface requise par le poteau central B2

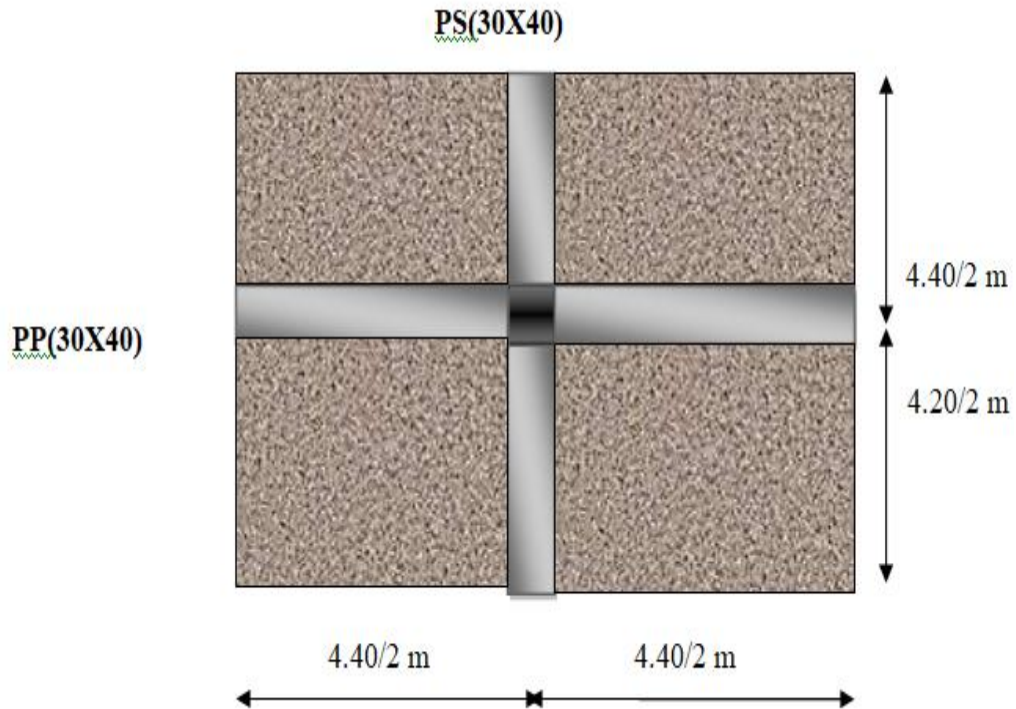


Figure II.20 : Représentation du poteau centrale

- **Surface total**

$$ST = SQ = (4.40/2 + 4.40/2) * (4.40/2 + 4.20/2) = 18.92 \text{ m}^2$$

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

$$SP = SG = [(4.40/2 - 0.15) + (4.40/2 - 0.15) * (4.40/2 - 0.15) + (4.20/2 - 0.15)] \\ = 16.40 \text{ m}^2$$

Tableau II.14 : Charges permanentes (5, 4, 3, 2, 1) + RDC- poteau central B2-

ETAGE	NIVEAU	DETERMINATION DES CHARGES	G (KN)
ETAGE N°5	N1-1	1. plancher terrasse : Gp = 5.50 * 16.40= 90.20 2. Poutres principales : Gpp =25 * 0.30 * 0.40* [2.05 + 2.05] = 12.30 3. Poutres secondaires : Gps = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00	114.5
	N2 -2	1. poids venant : N1-1 = 114.5 2. Poids propre du poteau : Gpot = 25 * 3.06 *0.30 * 0.40 = 9.18	123.68
ETAGE N°4	N3 -3	1. poids venant : N2 -2 = 123.680 2. plancher étage courant : Gp = 5.23 * 16.40= 85.772 3 . Poutres principales : Gpp =25 * 0.30 * 0.40 * [2.05 + 2.05]= 12.30 4. Poutres secondaires : Gps = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00 5. poids des murs intérieurs : Gm int = 1.30* 1.90 = 2.47	236.222
	N4 -4	1. poids venant : N3 -3 = 236.222 2. Poids propre du poteau : Gpot = 25 * 3.06 *0.30 * 0.40 = 9.18	245.402
ETAGE N°3	N5 -5	1. poids venant : N4 -4 = 245.402 2. plancher étage courant : Gp = 5.23 * 16.40= 85.772 3. Poutres principales : Gpp =25 * 0.30 * 0.40 * [2.05 + 2.05]= 12.30 4. Poutres secondaires : Gps =25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00 5. poids du mur intérieur : Gm int = 1.30* 1.90 = 2.47	357.944
		1. poids venant : N5 -5 = 357.944	

	N6 -6	2. Poids propre du poteau : Gpot = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18	367.124
ETAGE N°2	N7 -7	1. poids venant : N6 -6 = 367.124 2. plancher étage courant : Gp = 5.23 * 16.40 = 85.772 3. Poutres principales : Gpp = 25 * 0.30 * 0.40 * [2.05 + 2.05] = 12.30 4. Poutres secondaires : Gps = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00 5. poids du murs intérieurs : Gm int = 1.30 * 1.90 = 2.47	479.666
	N8-8	1. poids venant : N7 -7 = 479.666 2. Poids propre du poteau : Gpot = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18	488.846
ETAGE N°1	N9-9	1. poids venant : N8 -8 = 488.846 2. plancher étage courant : Gp = 5.23 * 16.40 = 85.772 3. Poutres principales : Gpp = 25 * 0.30 * 0.40 * [2.05 + 2.05] = 12.30 4. Poutres secondaires : Gps = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00 5. poids du mur intérieur : Gm int = 1.30 * 1.90 = 2.47	601.388
	N10-10	1. poids venant : N9 -9 = 601.388 2. Poids propre du poteau : Gpot = 25 * 3.06 * 0.30 * 0.40 = 9.18	610.568
ETAGE RDC		1. poids venant : N8 -8 = 610.568 2. plancher étage courant : Gp = 5.23 * 16.40 = 85.772 3. Poutres principales : Gpp = 25 * 0.30 * 0.40 * [2.05 + 2.05] = 12.30 4. Poutres secondaires : Gps = 25 * 0.30 * 0.40 * (2.05+1.95) = 12.00	

	N11-11	5. poids des murs intérieurs : G_{m int} = 1.30* 1.90 = 2.47	723.11
	N12-12	1. poids venant : N9 -9 = 723.11 2. Poids propre du poteau : G_{pot} = 25 * 4.08 *0.30 * 0.40 =12.24	735.350

II.10. Charge d'exploitation

II.10.1. Loi de dégression (D.T.R.B.C article 63)

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiment a grand nombre de niveaux, où les occupation des niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes .

Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

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

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste a réduire les charges identiques a chaque étage de 10 % jusqu'à 0.5Q.....Q : charge d'exploitation.

Loi de dégression appliqué pour les bâtiments a usage d'habitation :

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

Avec : i : Nombre d'étage.

Q₀ : la charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁ + Q₂ +Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

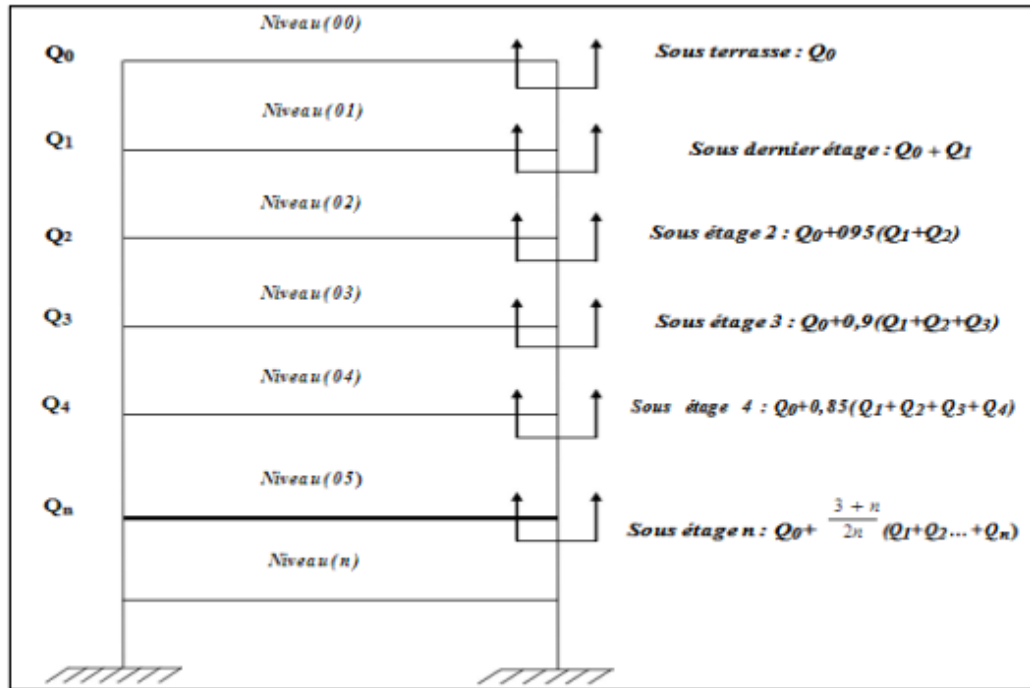


Figure II.21 : La dégression des charges

II.10.1.1. Charge d’exploitation (poteau d’angle)

Tableau II.15 : Les charges d’exploitation loi de dégression (poteau d’angle)

NIV	Q	$\frac{3i + 1}{2i}$	Σ SURCHARGES		Σ SURCHARGES (KN/m ²)
T	Q ₀	/	$\Sigma_0 = Q_0$	1	4.10
P5	Q ₁	1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2.5	10.25
P4	Q ₂	0.95	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85	15.785
P3	Q ₃	0.90	$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05	20.705
P2	Q ₄	0.85	$\Sigma_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1	25.01
P1	Q ₅	0.80	$\Sigma_5 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7	28.7

II.10.1.2. Charge d'exploitation (poteau de rive)

Tableau II.16 : Les charges d'exploitation loi de dégression (poteau de rive)

NIV	Q	$\frac{3i+i}{2i}$	Σ SURCHARGES		Σ SURCHARGES (KN/m ²)
T	Q ⁰	/	$\Sigma_0 = Q_0$	1	8.20
P5	Q ¹	1	$\Sigma_1 = Q_0+Q_1$	2.5	20.50
P4	Q ²	0.95	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$	3.85	31.57
P3	Q ³	0.90	$\Sigma_3 = Q_0+ 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05	41.41
P2	Q ⁴	0.85	$\Sigma_4 = Q_0+ 0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1	50.02
P1	Q ⁵	0.80	$\Sigma_5= Q_0+ 0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	57.4

II.10.1.3. Charge d'exploitation (poteau central)

Tableau II.17 : Les charges d'exploitation de poteau central -loi de dégression-.

NIV	Q	$\frac{3i+i}{2i}$	Σ SURCHARGES		Σ SURCHARGES (KN/m ²)
T	Q ⁰	/	$\Sigma_0 = Q_0$	1	16.40
P5	Q ¹	1	$\Sigma_1 = Q_0+Q_1$	2.5	41.00
P4	Q ²	0.95	$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1+Q_2)$	3.85	63.14
P3	Q ³	0.90	$\Sigma_3 = Q_0+ 0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	5.05	82.82
P2	Q ⁴	0.85	$\Sigma_4 = Q_0+ 0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6.1	100.04
P1	Q ⁵	0.80	$\Sigma_5= Q_0+ 0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	114.8

II.11. effort normal de résistance

$$\checkmark N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\checkmark N_u^* = N_u + 10\%N_u = 1.1 N_u$$

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

➤ Poteau centrale B2

1. Niveau terrasse :

$$\text{Plancher : } 5.50 \times 16.40 = 90.20$$

$$\text{Poutre : } 25 * [0.30 * 0.40 * (2.05 + 2.05) + 0.30 * 0.40 * (2.05 + 1.95)] = 24.30$$

$$\text{Surcharges : } 1 * 16.40 = 15.15$$

$$G = 114.5 \text{ KN} \quad Q = 16.40 \text{ KN}$$

2. Niveau étage courant et R.D.C :

$$\text{Plancher : } 5.23 * 16.40 = 85.772$$

$$\text{Poutre : } 25 * [0.30 * 0.40 * (2.05 + 2.05) + 0.30 * 0.40 * (2.05 + 1.95)] = 24.30$$

$$\text{Surcharges : } 1.5 * 16.40 = 24.60$$

$$G = 110.072 \text{ KN} \quad Q = 24.60 \text{ KN}$$

II.12. Vérification de la section de poteau : BAEL 91 (B.8.4, 1)

Tableau II.18 : Détermination de l'effort normale «Nu» poteau centrale.

Etage	S m ²	G KN	N _G KN	Q KN	N _Q KN	1,10×N _u KN
5 ^{eme}	16.40	114.5	114.50	16.40	16.40	197.092
4 ^{eme}	16.40	110.072	224.572	24.6	41	401.139
3 ^{eme}	16.40	110.072	334.644	24.6	65.6	605.186
3 ^{eme}	16.40	110.072	444.712	24.6	90.2	809.227
1 ^{ere}	16.40	110.072	544.784	24.6	114.8	998.424
RDC	16.40	110.072	654.856	24.6	139.4	1039.156

D'après l'article BAEL91 (B.8.4.1) l'effort normale ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égale a la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

B_r : section réduite du béton : $B_r = (a-2)(b-2)$;

a et b:dimensions du poteau

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

$A_s \geq 0.8\% B_r$ on prend $A_s = 1\% B_r$

f_{c28} : résistance a la compression de béton

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisée

α : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \quad \text{Si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée. Selon l'article B.8.4.1 de CBA on a :

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 \right]} = 0,708$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha x \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 x \gamma_s} \right]}$$

$$\text{Avec : } N_u = 1.35G + 1.5Q$$

L : Longueur de flambement.

$$l_f = 0.7 l_0 \quad \text{BAEL91 (art B.8.3, 31)}$$

l_0 : Longueur du poteau.

➤ Vérification du poteau de RDC

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 3.68 = 2.576 \text{ m}$$

$$B = 0.30 \times 0.40 = 0.105 \text{ m}^2$$

$$I = 1.6 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$i = 0.115 \text{ m}$$

$$\lambda = 22.40 < 50 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 0.786$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha x \left[\frac{fc28}{0.9\gamma_b} + \frac{fe}{100x\gamma_s} \right]}$$

$$\Longrightarrow Br' \geq 0.06 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$Br = 0.1064 \text{ m}^2 > 0.0614 \text{ m}^2$$

Donc pas de risque de flambement du poteau

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.19 : Vérification des poteaux au flambement

NIV	SECTION	B (m ²)	LF	λ	α	B _r (m ²)	B _r ' (m ²)	Condition
5 ^{eme}	30X40	0.12	1.862	16.19	0.815	0.1064	0.011	CV
4 ^{eme}	30X40	0.12	1.862	16.19	0.815	0.1064	0.020	CV
3 ^{eme}	30X40	0.12	1.862	16.19	0.815	0.1064	0.034	CV
2 ^{eme}	30X40	0.12	1.862	16.19	0.815	0.1064	0.045	CV
1 ^{ere}	30X40	0.12	1.862	16.19	0.815	0.1064	0.056	CV
RDC	30X40	0.12	2.576	24.40	0.786	0.1064	0.060	CV

Le tableau ci-dessous résume les vérifications au flambement des poteaux de tous les étages. On remarque que la condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone IIa / :
L'article 7.4.1 de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

a, b, h_e : les dimensions du poteau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30\text{cm} \\ \min(a, b) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq a/b \leq 4. \end{array} \right.$$

Toutes ces conditions sont vérifiées cependant que pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution on généralise l'utilisation aux poteaux les plus sollicités soit les poteaux centraux d'où.

III.1. Etude des planchers

III.1.1. Introduction

La structure à étudier est une construction courante avec une surcharge modérée ($Q \leq \text{KN}/\text{m}^2$) on a 2 type de plancher.

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

III.1.2. Méthode de calcul

A. Méthode de calcul forfaitaire

Le règlement BAEL 91 modifié 99 propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire ; cette méthode n'est applicable que si les quatre « 04 » conditions suivantes sont remplies :

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

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

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

- ❖ Appelant :

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_t : Moment max de la travée étudiée.

M_g : Moment max sur l'appui de gauche de la travée.

M_d : Moment max sur l'appui de droite de la travée.

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

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

- ❖ Les valeurs prises pour « M_t ; M_g ; M_d » doivent vérifier les conditions suivantes : **Annexe E.1 BEAL91**

- Travée de rive :

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

- Travée d'intermédiaire :

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

- ❖ L'effort tranchant : La valeur des efforts tranchant pour l'appui de gauche (T_g) et pour l'appui de droite (T_d).

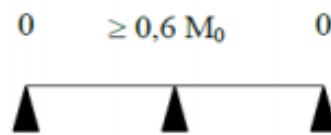
Donnée par l'expression suivante

$$\begin{cases} T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} \\ T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} \end{cases}$$

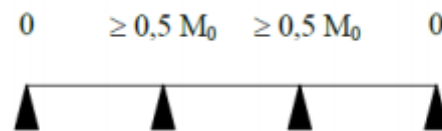
Avec : $T_0 = \frac{ql}{2} \Rightarrow$ destine l'effort tranchant et L la longueur de la portée considérée.

➤ Valeur absolue du moment sur appui :

- Poutre à 2 travées



- Poutre à 3 travées



- Poutre à plus de 3 travées

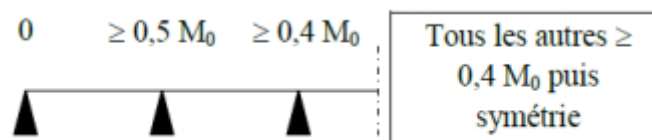


Figure III.1 : Schéma des Valeurs absolue du moment sur appui

B. Méthode de calcul de Caquot

➤ Conditions d'application

Elle est appliquée essentiellement aux plancher à surcharge élevée (industriel) c.-à-d.

$Q \geq (2G; 5)KN/m^2$ cette méthode a été élaboré par Albert Caquot à partir de la méthode des trois moments qui est adopté au béton armé.

➤ Principe de la méthode

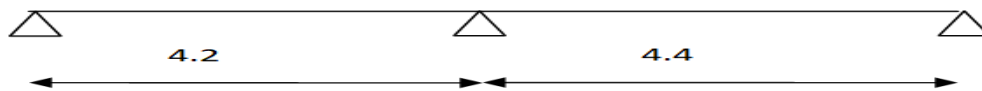
Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrige pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- ❖ Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$
- ❖ Moment sur appui intermédiaire : $M_a = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$
- ❖ Moment isostatique : $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$
- ❖ Le moment maximal en travée : $M_{t(x)} = \mu_x + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$
- ❖ L'effort tranchant $\left\{ \begin{array}{l} T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} \\ T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} \end{array} \right.$

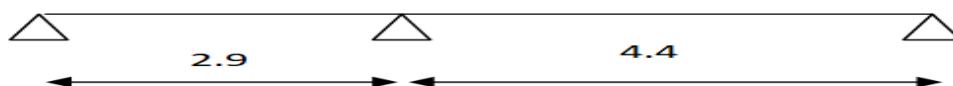
III.1.3. Le différent type de nervures

Pour chaque appui intermédiaire. On retient la plus grande des valeurs absolue des moments fléchissant de référence M_0 calculée à gauche de l'appui concède.

Type-1-



Type-2-



Type-3-

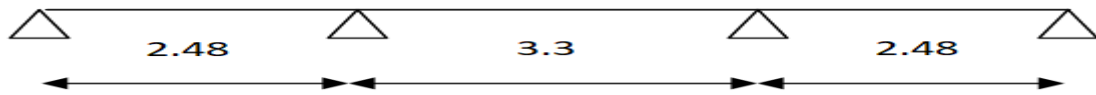


Figure III.2 : Schéma de différent type de nervure

III.1.4. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

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

• **Plancher terrasse :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max \begin{cases} 5.5 \times 2 = 11 \text{ KN/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Plancher étage RDC et courant :**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max \begin{cases} 5.23 \times 2 = 10.46 \text{ KN/m}^2 \\ 11 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Type -1-**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (vérifiée). Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

➤ **Type -2 et 3 -**

Les portées successives des travées ne sont pas dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (non vérifiée). Donc on applique la méthode Caquot.

III.1.5. Calcul les charges revenant aux poutrelles

Tableau III.1 : Charges revenant aux poutrelles.

Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$q_u = 0.65$ (1.35G + 1.5Q)	$q_u = 0.65$ (1.35G + 1.5Q)
Terrasse	5.5	1	5.5801	4.225
Etage Courant+ RDC	5.23	1.5	6.052	4.374

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

III.1.6. Calcul les sollicitations

III.1.6.1. Plancher terrasse (L'ELU ; L'ELS)

❖ Calcul des moments

A L'E.L.U

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l_i^2}{8}$$

A L'E.L.U

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l_i^2}{8}$$

➤ Type -1 –Méthode forfaitaire

A. A L'E.L.U

Tableau III.2 : Sollicitation du plancher terrasse type1 à L'ELU.

E.L.U									
Type	travée	L (m)	M _{ou} (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _g (K)	T _d (KN)
Type	A-B	4.2	12.79	00	7.674	9.592	12.18	14.01	-14.01
-1 –	B-C	4.4	14.04	8.424	0	10.53	12.76	10.85	-10.85

A.1. Calcul les moments isostatique

• Travée A-B

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l_i^2}{8} = 5.801 \times (4.2)^2 \Rightarrow M_{0u} = 12.79 \text{ KN.m.}$$

• Travée B-C

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l_i^2}{8} = 5.801 \times (4.4)^2 \Rightarrow M_{0u} = 10.04 \text{ KN.m.}$$

A.2. Calcul les moments en travées

Poutrelle a deux travées donc $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.801} \Rightarrow \alpha = 0.141$

• Travée A-B de rive

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

$$M_t + \frac{0 + 0.6 M_0}{2} \geq \max \left[\max((1 + 0.3 \times 0.141) M_0; 1.05 M_0); \frac{1.2 + 0.3 \times 0.141}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t + \frac{0 + 0.6 \times 12.79}{2} \geq 1.05 \times 12.79$$

$$\Rightarrow M_t \geq 13.4295 - 3.837$$

$$\Rightarrow M_t \geq 9.5925 \text{ KN.m.}$$

- **Travée B-C de rive**

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left[\max((1 + 0.3 \times 0.141) M_0; 1.05M_0); \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \right]$$

$$M_t + \frac{0.6M_0 + 0}{2} \geq \max \left[\max((1 + 0.3 \times 0.141) M_0; 1.05M_0); \frac{1.2 + 0.3 \times 0.141}{2} M_0 \right]$$

$$\Rightarrow M_t \geq 14.742 - 4.212$$

$$\Rightarrow M_t \geq 10.53 \text{ KN.m.}$$

A.3. Calcul l'effort tranchant

- **Travée A-B**

$$T_0 = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{5.801 \times 4.2}{2} = 12.18 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 12.18 - \frac{0 - 7.674}{4.2} \Rightarrow T_g = 14.01 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -12.18 - \frac{0 - 7.674}{4.2} \Rightarrow T_d = -14.01 \text{ KN.}$$

- **Travée B-C**

$$T_0 = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{5.801 \times 4.4}{2} = 12.76 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 12.76 - \frac{8.424 - 0}{4.4} \Rightarrow T_g = 10.85 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -12.76 - \frac{8.424}{4.4} \Rightarrow T_d = -10.85 \text{ KN.}$$

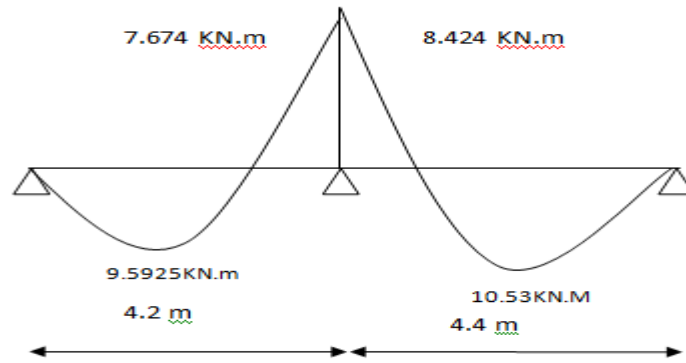


Figure III.3: Diagramme des moments de poutrelle type1 (plancher terrasse) à l'ELU.

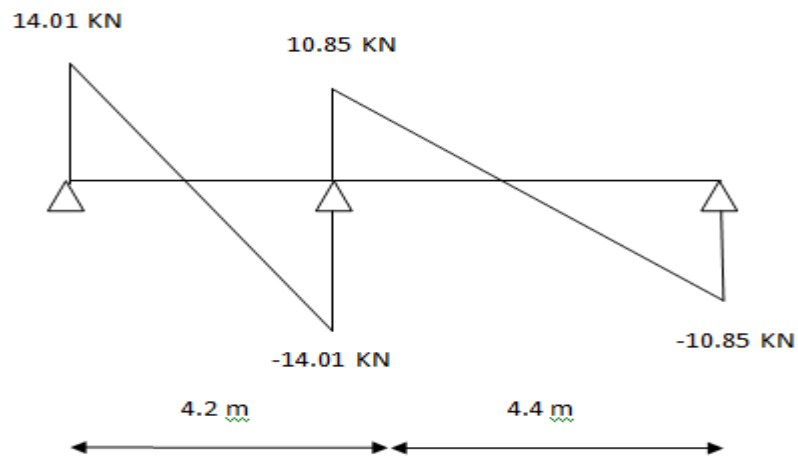


Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants de poutrelle type1 (plancher terrasse) à l'ELU

B. A L' E.L.S

Tableau III.3 : Sollicitation du plancher terrasse type1 à L'ELS.

E.L.S									
Type	travée	L (m)	M _{os} (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Type -1 -	A-B	4.2	9.316	0	5.587	6.987	8.87	10.68	-10.68
	B-C	4.4	10.224	6.134	0	7.668	9.29	7.37	-7.37

B.1. Calcul les moments isostatique

- **Travée A-B**

$$M_0 = \frac{Q_s \times L^2}{8} = \frac{4.225 \times (4.2)^2}{2} = 9.316 \text{ KN.m}$$

- **Travée B – C**

$$M_0 = \frac{Q_s \times L^2}{8} = \frac{4.225 \times (4.4)^2}{2} = 10.224 \text{ KN.m}$$

B.2. Calcul moment en travées:

Travée de rive

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [\max (1 + 0.3\alpha) M_0, 1.05M_0; \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0]$$

$$\text{Avec } \alpha = 0.141$$

$$M_t \geq 1.05 \times 9.316 - \frac{0.6 \times 9.316}{2} \Rightarrow M_t \geq 6.987 \text{ KN.m}$$

B.3. Calcul l'effort tranchant

- **Travée A-B**

$$T_0 = \frac{Q_s \times L}{2} = \frac{4.225 \times 4.2}{2} = 8.87 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 8.87 - \frac{0 - 7.674}{4.2} \Rightarrow T_g = 10.68 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -8.87 - \frac{0 - 7.674}{4.2} \Rightarrow T_d = -10.68 \text{ KN.}$$

- **Travée B-C**

$$T_0 = \frac{4.225 \times 4.4}{2} = 9.29 \text{ KN.}$$

$$T_g = 9.29 - \frac{8.424 - (0)}{4.4} \Rightarrow T_g = 7.37 \text{ KN.}$$

$$T_d = -9.29 + \frac{8.424 - (0)}{4.4} \Rightarrow T_d = -7.37 \text{ KN.}$$

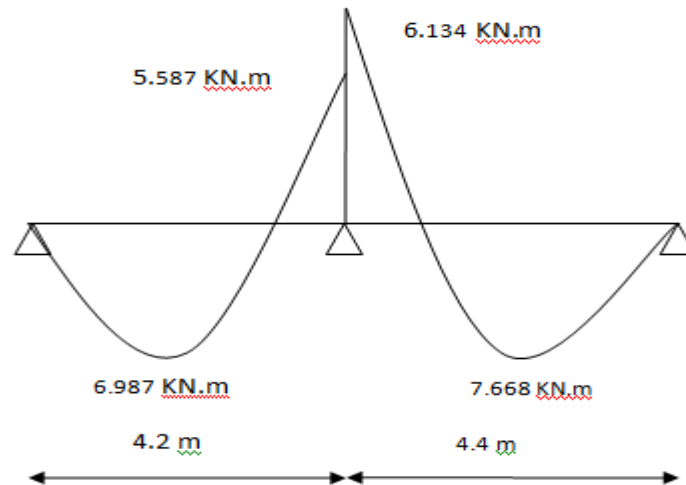


Figure III.5: Diagramme des moments de poutrelle type1 (plancher terrasse) à l'ELS.

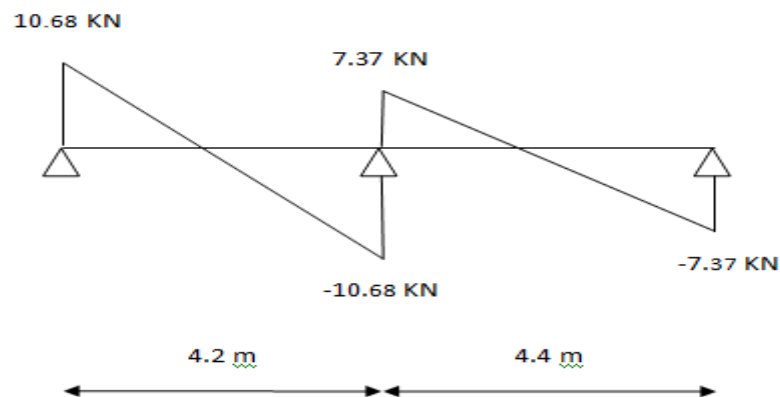


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants de poutrelle type1
(plancher terrasse)à l'ELS.

➤ **Type2 ; Typ3 Méthode de Caquot**

2^{ème}, 3^{ème} type : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$, condition non vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée.

Alors on utilisé la méthode de Caquot (Annexe F-2 du BAEL 99).

A. A L'E.L.U

Tableau III.4 : Sollicitation du plancher terrasse type2; type3 à L'ELU.

E.L.U											
Type	travée	L (m)	L' (m)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Type -2-	A-B	2.9	2.9	0.84	6.10	0	-10.244	1.979	5.41	4.88	-4.88
	B-C	4.4	4.4	2.6	14.04	-10.244	0	9.384	12.76	15.09	-15.09
Type -3-	A-B	2.48	2.48	0.93	4.46	0	-4.486	2.499	7.19	5.38	-5.38
	B-C	3.3	2.64	1.55	7.87	-4.486	-4.486	3.410	9.57	9.57	-9.57
	C-D	2.48	2.48	1.55	4.46	4.486	0	2.500	7.19	8.99	-8.99

A.1. Calcul des moments isostatique

- Type -2-
 - ✓ Travée (A-B): $M_0 = 6.10 \text{ KN.m}$.
 - ✓ Travée (B-C): $M_0 = 14.04 \text{ KN.m}$.
- Type -3-
 - ✓ Travée (A-B): $M_0 = 4.46 \text{ KN.m}$.
 - ✓ Travée (B-C): $M_0 = 7.87 \text{ KN.m}$.
 - ✓ Travée (C-D): $M_0 = 4.46 \text{ KN.m}$.

A.2. Moment sur appuis

❖ Moment sur appui de rive : on considère $M_a = M_L = 0$

❖ Moment sur appui intermédiaire : $M_a = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$

- Type -2-

$$M_a = 0$$

$$M_b = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)} = -\frac{5.801 \times (2.9^3) + 5.801 (4.4)^3}{8.5(2.9 + 4.4)} \Rightarrow M_b = -10.244 \text{ KN.}$$

$$M_c = 0$$

- **Type-3-**

$$M_a = 0$$

$$M_b = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)} = -\frac{5.801 \times (2.48^3) + 5.801 (2.64)^3}{8.5(2.48 + 2.64)} \Rightarrow M_b = -4.486 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -4.486 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0$$

A.3. Moment sur travée

❖ Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul- dont on nomme X l'appui gauche.

$$X_{(m)} = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{bL}$$

- **Type-2-**

$$X_1 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{p.L} = 1.45 - \frac{(0 - 10.244)}{5.851 \times 2.9} \Rightarrow X_1 = 0.84 \text{ m}$$

$$X_2 = 2.2 - \frac{(-10.244 + 0)}{5.851 \times 4.4} \Rightarrow X_2 = 2.6 \text{ m}$$

- **Type-3-**

$$X_1 = \frac{2.48}{2} - \frac{(0 + 4.486)}{5.851 \times 2.48} \Rightarrow X_1 = 0.93 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{3.3}{2} - \frac{(-4.486 + 4.486)}{5.851 \times 3.3} \Rightarrow X_2 = 1.65 \text{ m}$$

$$X_3 = \frac{2.48}{2} - \frac{(-4.486 + 0)}{5.851 \times 2.48} \Rightarrow X_3 = 1.55 \text{ m}$$

A.4. Le moment maximal en travée

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L} \quad \text{avec } \mu_x = q \times \frac{x}{L} (L - x)$$

$$M_{t(x)} = \frac{q'}{2} \times x - \frac{q.x^2}{2} + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$$

- **Type-2-**

✓ **Travée A-B**

$$M_t = \frac{5.801 \times 2.9}{2} \times 0.84 - \frac{5.801 \times 0.84^2}{2} + 0 \left(1 - \frac{0.84}{2.9}\right) - 10.244 \times \frac{0.84}{2.9} \Rightarrow M_t = 1.979 \text{ KN.m}$$

✓ Travée B-C

$$M_t = \frac{5.801 \times 4.4}{2} \times 2.6 - \frac{5.801 \times 2.6^2}{2} - 10.244 \left(1 - \frac{2.6}{4.4}\right) + 0 \times \frac{2.6}{4.4} \Rightarrow M_t = 9.384 \text{ KN.m}$$

• Type 3

✓ Travée A-B

$$M_t = \frac{5.801 \times 2.48}{2} \times 0.93 - \frac{5.801 \times 0.93^2}{2} + 0 \left(1 - \frac{0.93}{2.48}\right) - 4.486 \times \frac{0.93}{2.48} \Rightarrow M_t = 2.499 \text{ KN.m}$$

✓ Travée B-C

$$M_t = \frac{5.801 \times 3.3}{2} \times 1.65 - \frac{5.801 \times 1.65^2}{2} - 4.486 \left(1 - \frac{1.65}{3.3}\right) - 4.486 \times \frac{1.65}{3.3} \Rightarrow M_t = 3.410 \text{ KN.m}$$

✓ Travée C-D

$$M_t = \frac{5.801 \times 2.48}{2} \times 1.55 - \frac{5.801 \times 1.55^2}{2} - 4.486 \left(1 - \frac{1.55}{2.48}\right) - 0 \times \frac{1.55}{2.48} \Rightarrow M_t = 2.500 \text{ KN.m}$$

A.5. Calcul de l'effort tranchant

• Type 2

✓ Travée A-B

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{5.801 \times 2.9}{2} = 8.41 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 8.41 - \frac{0 - (-10.244)}{2.9} \Rightarrow T_g = 4.88 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -8.41 + \frac{(-10.244) - 0}{4.4} \Rightarrow T_d = -4.88 \text{ KN.}$$

✓ Travée B-C

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{5.801 \times 4.4}{2} = 12.76 \text{ KN.}$$

$$T_g = 12.76 - \frac{(-10.244 - 0)}{4.4} \Rightarrow T_g = 15.09 \text{ KN.}$$

$$T_d = -12.76 + \frac{(-10.244 - 0)}{4.4} \Rightarrow T_d = -15.09 \text{ KN.}$$

• Type 3

✓ Travée A-B

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{5.801 \times 2.48}{2} = 7.19 \text{ KN.}$$

$$T_g = 7.19 - \frac{[0 - (-4.486)]}{2.48} \Rightarrow T_g = 5.38 \text{ KN.}$$

$$T_d = -7.19 + \frac{[0 - (-4.486)]}{2.48} \Rightarrow T_d = -5.38 \text{ KN.}$$

✓ Travée B-C

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{5.801 \times 3.3}{2} = 9.57 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 9.57 - \frac{(-4.486 - (-4.486))}{3.3} \Rightarrow T_g = 9.57 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -9.57 + \frac{(-4.486 - (-4.486))}{3.3} \Rightarrow T_d = -9.57 \text{ KN.}$$

✓ Travée C-D

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{5.801 \times 2.48}{2} = 7.19 \text{ KN.}$$

$$T_g = 7.19 - \frac{(-4.486 - 0)}{2.48} \Rightarrow T_g = 8.99 \text{ KN.}$$

$$T_d = -7.19 + \frac{(-4.486 - 0)}{2.48} \Rightarrow T_d = -8.99 \text{ KN.}$$

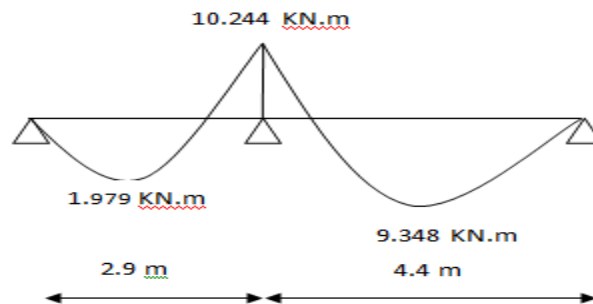


Figure III.7: Diagramme des moments de poutrelle (plancher terrasse) type 2 à l'ELU.

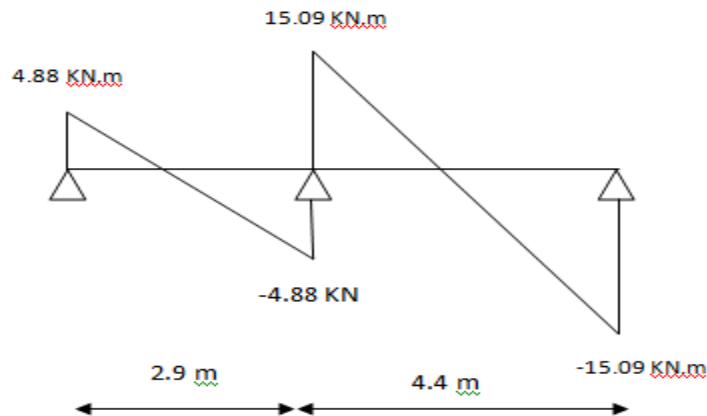


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants type 2 (plancher terrasse) à l'ELU

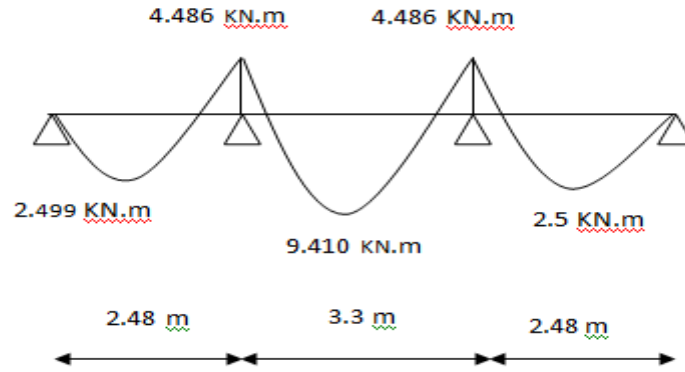


Figure III.9: Diagramme des moments de poutrelle type 3 (plancher terrasse) à l'ELU.

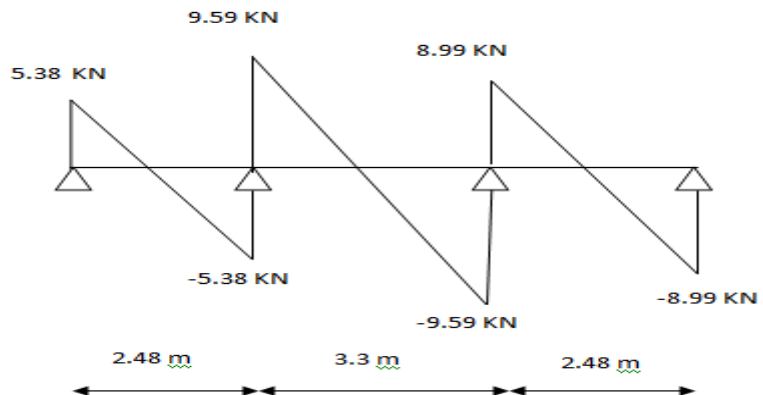


Figure III.10: Diagramme des efforts tranchants type 3 (plancher terrasse) à l'ELU

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

E.L.S											
Type	Travée	L (m)	L' (m)	X (m)	M _{0s} (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Type -2-	A-B	2.9	2.9	0.84	4.442	0	-7.461	2.475	6.126	3.55	-3.55
	B-C	4.4	4.4	2.6	10.225	-7.461	0	6.835	9.29	10.99	-10.99
Type -3-	A-B	2.48	2.48	0.93	3.248	0	-3.267	1.82	5.24	4.92	-4.92
	B-C	3.3	2.64	1.65	5.751	-3.267	-3.267	2.485	6.97	6.97	-6.97
	C-D	2.48	2.48	1.5	3.248	-3.267	0	1.815	5.24	6.87	-6.87

B.1. Moment isostatique:

$$M_{os} = \frac{Q_s \cdot L^2}{8} \quad Q_s = 4.225 \text{ KN}$$

- **Type-2-**
 - ✓ Travée A-B: $M_{os} = 4.442 \text{ KN.m}$
 - ✓ Travée B-C : $M_{os} = 10.225 \text{ KN.m}$
- **Type-3-**
 - ✓ Travée A-B : $M_{os} = 3.248 \text{ KN.m}$
 - ✓ Travée B-D : $M_{os} = 5.751 \text{ KN.m}$
 - ✓ Travée D-C : $M_{os} = 3.248 \text{ kN.m}$

B.2. Moment sur appui:

- Moment sur appui de rive : on considère : $M_a = M_L = 0$
- Moment sur appui intermédiaire : $M_a = \frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$

• **Type-2-**

$$M_a = 0$$

$$M_b = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)} = -\frac{4.225 \times (2.9^3 + 4.4^3)}{8.5(2.9 + 4.4)} \Rightarrow M_b = -7.461 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0$$

• **Type-3-**

$$M_a = 0$$

$$M_b = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)} = -\frac{4.225 \times (2.48^3 + 2.64^3)}{8.5(2.48 + 2.64)} \Rightarrow M_b = -3.267 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{4.225 \times (2.64^3 + 2.48^3)}{8.5(2.64 + 2.48)} \Rightarrow M_c = -3.267 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0$$

B.3. Moment sur travée

- Moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X.

$$L' \text{ abscisse à de l'appui gauche(g) : } X_{(m)} = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{P.L}$$

• **Type-2-**

$$X_1 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{p.L} = 1.45 - \frac{(0 + 7.461)}{5.851 \times 2.9} \Rightarrow X_1 = 0.84 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{4.4}{2} - \frac{(-7.461 + 0)}{4.225 \times 4.4} \Rightarrow X_2 = 2.6 \text{ m}$$

- **Type-3**

$$X_1 = \frac{2.48}{2} - \frac{(0+3.267)}{4.225 \times 2.48} \Rightarrow X_1 = 0.93 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{3.3}{2} - \frac{(-3.267+3.267)}{4.225 \times 3.3} \Rightarrow X_2 = 1.65 \text{ m}$$

$$X_3 = \frac{2.48}{2} - \frac{(-3.267-0)}{4.225 \times 2.48} \Rightarrow X_3 = 1.55 \text{ m}$$

B.4. Le moment maximale en travée

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L} \quad \text{avec } \mu_x = q \times \frac{x}{L} (L - x)$$

$$M_{t(x)} = \frac{q'}{2} \times x - \frac{q \cdot x^2}{2} + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$$

- **Type-2-**

- ✓ **Travée A-B**

$$M_t = \frac{4.225 \times 2.9}{2} \times 0.84 - \frac{4.225 \times 0.84^2}{2} + 0 \left(1 - \frac{0.84}{2.9}\right) - 7.461 \times \frac{0.84}{2.9} \Rightarrow M_t = 2.475 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée B-C**

$$M_t = \frac{4.225 \times 4.4}{2} \times 2.6 - \frac{4.225 \times 2.6^2}{2} + (-7.461) \left(1 - \frac{2.6}{4.4}\right) + 0 \times \frac{2.6}{4.4} \Rightarrow M_t = 6.835 \text{ KN.m}$$

- **Type- 3-**

- ✓ **Travée A-B**

$$M_t = \frac{4.225 \times 2.48}{2} \times 0.93 - \frac{4.225 \times 0.93^2}{2} + 0 \left(1 - \frac{0.93}{2.48}\right) - 3.267 \times \frac{0.93}{2.48} \Rightarrow M_t = 1.82 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée B-C**

$$M_t = \frac{4.225 \times 3.3}{2} \times 1.65 - \frac{4.225 \times 1.65^2}{2} - 3.267 \left(1 - \frac{1.65}{3.3}\right) - 3.267 \times \frac{1.65}{3.3} \Rightarrow M_t = 2.485 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée C-B**

$$M_t = \frac{4.225 \times 2.48}{2} \times 1.5 - \frac{4.225 \times 1.55^2}{2} - 3.267 \left(1 - \frac{1.5}{2.48}\right) + 0 \times \frac{1.5}{2.48} \Rightarrow M_t = 1.815 \text{ KN.m}$$

B.5. Calcul l'effort tranchant

- **Type-2-**

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{4.225 \times 2.9}{2} = 6.126 \text{ KN.}$$

✓ Travée A-B

$$T_g = 6.126 - \frac{0+7.461}{2.9} \Rightarrow T_g = 3.55 \text{ KN.}$$

$$T_d = -6.126 + \frac{0+7.461}{2.48} \Rightarrow T_d = -3.55 \text{ KN.}$$

✓ Travée B-C

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{4.225 \times 4.4}{2} = 9.29 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 9.29 - \frac{(-7.461) - 0}{4.4} \Rightarrow T_g = 10.99 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -9.29 + \frac{(-7.461) - 0}{4.4} \Rightarrow T_d = -10.99 \text{ KN.}$$

• Type-3-

✓ Travée A-B

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{4.225 \times 2.48}{2} = 5.24 \text{ KN.}$$

$$T_g = 5.24 - \frac{[0 - (-3.267)]}{2.48} \Rightarrow T_g = 4.92 \text{ KN.}$$

$$T_d = -5.24 + \frac{[0 - (-3.267)]}{2.48} \Rightarrow T_d = -4.92 \text{ KN.}$$

✓ Travée B-C

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{4.225 \times 3.3}{2} = 6.97 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 6.97 - \frac{(-3.267) - (-3.267)}{3.3} \Rightarrow T_g = 6.97 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -6.97 + \frac{(-3.267) - (-3.267)}{3.3} \Rightarrow T_d = -6.97 \text{ KN.}$$

✓ Travée C-D

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{4.225 \times 2.48}{2} = 5.24 \text{ KN.}$$

$$T_g = 5.24 - \frac{(-3.267 - 0)}{2.48} \Rightarrow T_g = 6.87 \text{ KN.}$$

$$T_d = -5.24 + \frac{(-3.267 - 0)}{2.48} \Rightarrow T_d = -6.87 \text{ KN.}$$

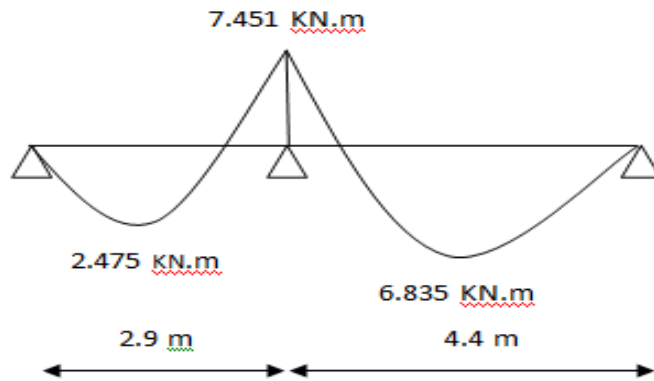


Figure III.11: Diagramme des moments de poutrelle type 2 (plancher terrasse) à l'ELS

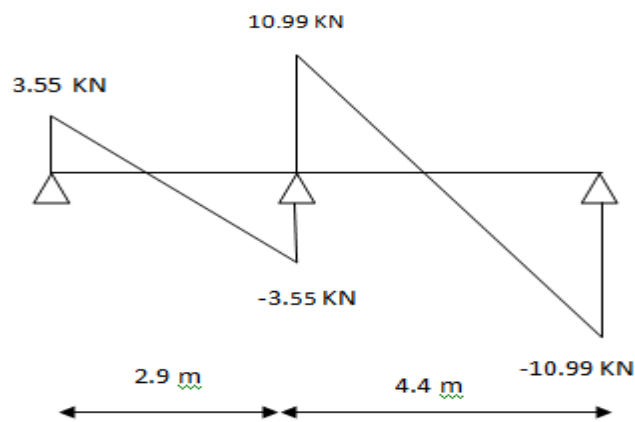


Figure III.12: Diagramme des efforts tranchants type 2 (plancher terrasse) à l'ELS

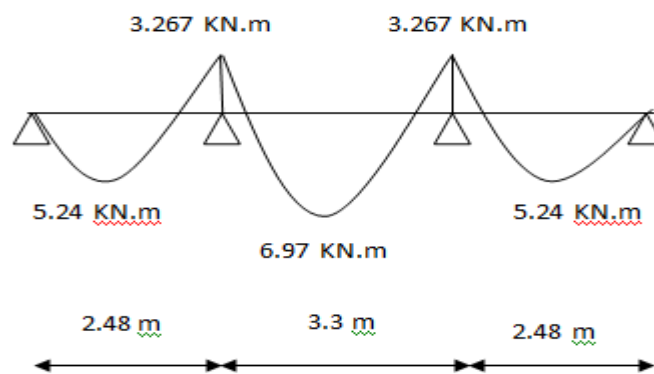


Figure III.13: Diagramme des moments de poutrelle type 3 (plancher terrasse) à l'ELS

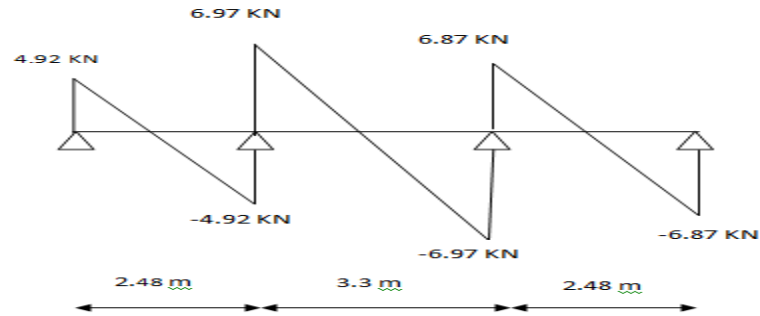


Figure III.14: Diagramme des efforts tranchants type 3
(plancher terrasse) à L'ELS

Les sollicitations maximales

Tableau III.6 : La sollicitation maximum à L' ELU

	Terrasse		
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
M.fofaitaire	10.530	8.424	14.01
M.caquot	9.384	10.244	15.09
Max	10.530	10.244	15.09

Tableau III.7 : La sollicitation maximum à L' ELS

	Terrasse		
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
M.fofaitaire	7.668	6.134	10.68
M.caquot	6.835	7.461	10.99
Max	7.668	7.461	10.99

III.1.6.2. Plancher étage courant+ étage RDC (L' ELU ; L' ELS)

❖ **Calcul des moments**

A L'E.L.U

$$M_{0u} = \frac{q_u \times l_i^2}{8}$$

A L'E.L.U

$$M_{0s} = \frac{q_s \times l_i^2}{8}$$

- Type -1 –Méthode forfaitaire

A. A L'E.L.U

Tableau III.8. Sollicitation d'étage courant+ étage RDC type1 à L'ELU.

E.L.U									
Type	Travée	L (m)	M _{os} (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN)	T ₀ (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Type -1 –	A-B	4.2	13.345	0	8.007	10.01	12.71	14.62	-14.62
	B-C	4.4	14.646	8.788	0	10.984	13.31	11.31	-11.31

A.1. Calcul les moments isostatique

Travée A-B

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{6.052 \times (4.2)^2}{8} = 13.345 \text{ KN.m}$$

- Travée B – C

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{6.052 \times (4.4)^2}{8} = 14.646 \text{ KN.m}$$

A.2. Calcul moment en travées

$$\text{Donc } \Rightarrow \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.23} \Rightarrow \alpha = 0.22$$

- Travée de rive A-B

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [\max (1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05M_0 ; \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0]$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [\max (1+0.3 \times 0.22) M_0 ; 1.05M_0 ; \frac{1.2+0.3 \times 0.22}{2} M_0]$$

$$M_t + \frac{0+0.06M_0}{2} \geq 1.05 \times M_0 - \frac{0+0.06M_0}{2}$$

$$M_t \geq 1.05 \times 13.345 - \frac{0+0.06 \times 13.345}{2} \Rightarrow M_t \geq 10.01 \text{ KN.m}$$

- Travée de rive B-C

$$M_t \geq 1.05 \times M_0 - \frac{M_g + M_d}{2} \Rightarrow M_t \geq 1.05 \times 14.646 - \frac{8.788+0}{2}$$

$$\Rightarrow M_t \geq 10.984 \text{ kN.m}$$

A.3. Calcul de l'effort tranchant A L'ELU

• **Travée A-B**

$$T_0 = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{6.052 \times 4.2}{2} = 12.71 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 12.71 - \frac{0 - 8.007}{4.2} \Rightarrow T_g = 14.62 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -12.71 - \frac{0 - 8.007}{4.2} \Rightarrow T_d = -14.62 \text{ KN.}$$

• **Travée B-C**

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{6.052 \times 4.4}{2} = 13.31 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} + 13.31 - \frac{8.788 - 0}{4.4} \Rightarrow T_g = 11.31 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -13.31 + \frac{8.788 - 0}{4.4} \Rightarrow T_d = -11.31 \text{ KN.}$$

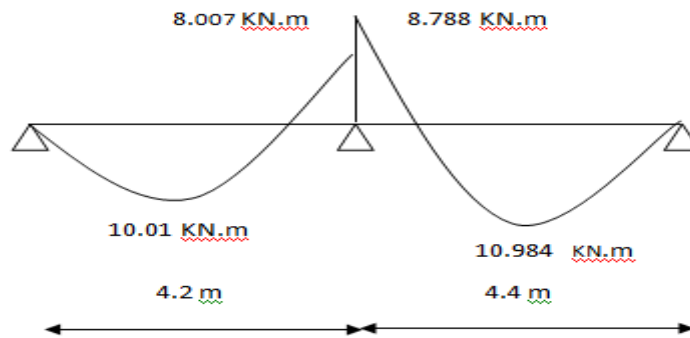


Figure III.15: Diagramme des moments de poutrelle type 1 (étage courant+ étage RDC) à L'ELU.

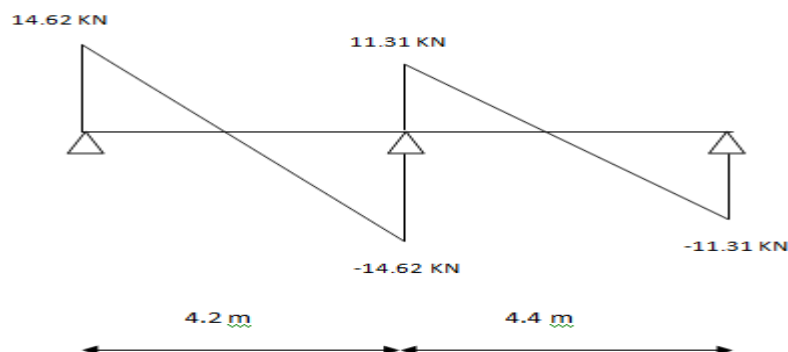


Figure III.16: Diagramme des efforts tranchants type 1 (étage courant+ étage RDC) à L'ELU

B. A L'ELS• **Type 1**

Méthode de forfaitaire

Tableau III.9 : Sollicitation d'étage courant+ étage RDC type1 à L'ELS.

E.L.S									
Type	travée	L (m)	M _{os} (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Type	A-B	4.2	9.647	0	5.788	7.235	9.19	10.568	-10.568
-1 -	B-C	4.4	10.588	6.353	0	7.941	9.63	8.19	-8.19

B.1. Calcul du moment isostatique✓ **Travée A-B**

$$M_{0s} = \frac{Q_s \times L^2}{8} = \frac{4.375 \times (4.2)^2}{2} = 9.647 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée B -C**

$$M_{0s} = \frac{Q_s \times L^2}{8} = \frac{4.375 \times (4.4)^2}{2} = 10.588 \text{ KN.m}$$

B.2. Calcul moment en travée✓ **Travée de rive A-B**

$$M_t \geq 1.05 \times M_{0s} - \frac{M_g + M_d}{2} \Rightarrow M_t \geq 1.05 \times 9.647 - \frac{0 + 5.788}{2} \Rightarrow M_t \geq 7.235 \text{ KN.m}$$

✓ **Travée de rive B-C**

$$M_t \geq 1.05 \times 10.588 - \frac{5.353 + 0}{2} \Rightarrow M_t \geq 7.941 \text{ KN.m}$$

B.3. Calcul de l'effort tranchant à l'ELS✓ **Travée A-B**

$$T_0 = \frac{Q_s \times L}{2} = \frac{4.375 \times 4.2}{2} = 9.19 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 9.19 - \frac{0 - 5.788}{4.2} \Rightarrow T_g = 10.568 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -9.19 + \frac{0 - 5.788}{4.2} \Rightarrow T_d = -10.568 \text{ KN.}$$

✓ **Travée B-C**

$$T_0 = \frac{4.375 \times 4.4}{2} = 9.63 \text{ KN.}$$

$$T_g = 9.63 - \frac{6.353 - (0)}{4.4} \Rightarrow T_g = 8.19 \text{ KN.}$$

$$T_d = -9.63 + \frac{6.353 - (0)}{4.4} \Rightarrow T_d = -8.19 \text{ KN.}$$

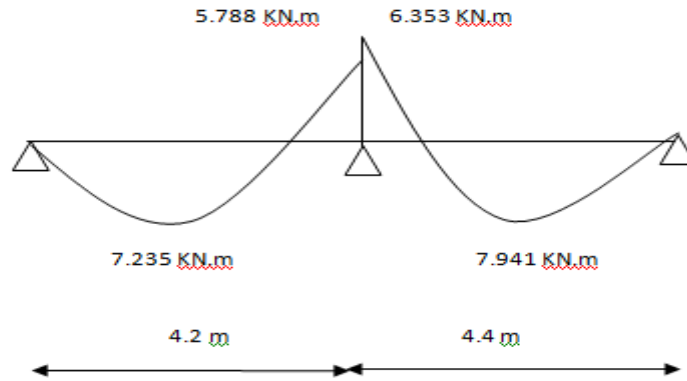


Figure III.17: Diagramme des moments de poutrelle type 1
(étage courant+ étage RDC) à L'ELS

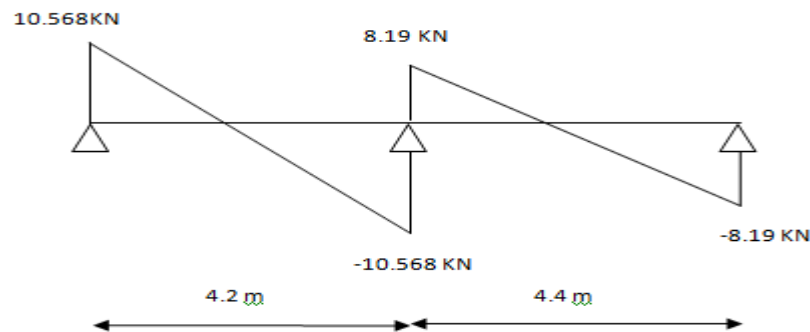


Figure III.18: Diagramme des efforts tranchants type 1
(étage courant+ étage RDC) à L'ELS

➤ **Type2 ; Typ3 Méthode de Caquot**

2^{ème}, 3^{ème} type : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$, condition non vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée.

Alors on utilisé la méthode de Caquot (Annexe F-2 du BAEL 99).

A.A L'E.L.U

Tableau III.10. Sollicitation d'étage courant+ étage RDC type2, type3 à L'ELU.

E.L.U											
Type	Travée	L (m)	L' (m)	X (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Type -2-	A-B	2.9	2.9	0.84	6.362	0	-10.687	2.140	8.78	5.095	-5.095
	B-C	4.4	4.4	2.6	14.646	-10.687	0	9.789	13.31	15.739	-15.739
Type -3-	A-B	2.48	2.48	0.93	4.653	0	-4.680	2.607	7.504	5.617	-5.617
	B-C	3.3	2.64	1.65	8.238	-4.680	-4.680	3.559	9.986	9.986	-9.986
	C-D	2.48	2.48	0.93	4.653	-4.680	0	1.437	7.604	9.391	-9.391

A.1.Moment isostatique

$$M_0 = \frac{Q_u \times L^2}{8}$$

• Type- 2-

✓ Travée A-B

$$M_0 = \frac{6.052 \times 2.9^2}{8} \Rightarrow M_0 = 6.362 \text{ KN.m}$$

✓ Travée B-C

$$M_0 = \frac{6.052 \times 4.4^2}{8} \Rightarrow M_0 = 14.646 \text{ KN.m}$$

• Type- 3-

✓ Travée A-B

$$M_0 = \frac{6.052 \times 2.48^2}{8} \Rightarrow M_0 = 4.653 \text{ KN.m}$$

✓ Travée B-C

$$M_0 = \frac{6.052 \times 3.3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 8.238 \text{ KN.m}$$

✓ Travée C-D

$$M_0 = \frac{6.052 \times 2.48^2}{8} \Rightarrow M_0 = 4.653 \text{ KN.m}$$

A.2.Moment sur appui

❖ Moment sur appui de rive : on considère : $M_a = M_L = 0$ ❖ Moment sur appui intermédiaire : $M_a = \frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$

- **Type- 2-**

$$M_a=0$$

$$M_b = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)} = -\frac{6.052 \times (2.9^3 + 4.4^3)}{8.5(2.9 + 4.4)} \Rightarrow M_b = -10.687 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0$$

- **Type- 3-**

$$M_a=0$$

$$M_b = -\frac{6.052 \times (2.48^3 + 2.64^3)}{8.5(2.48 + 2.64)} \Rightarrow M_b = -4.680 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{6.052 \times (2.64^3 + 2.48^3)}{8.5(2.64 + 2.48)} \Rightarrow M_c = -4.680 \text{ KN.m}$$

$$M_d=0$$

A.3. Moment sur travée :

Moment de flexion en travée le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme X l'abscisse à de l'appui gauche.

$$X_m = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{P.L}$$

- **Type- 2-**

$$X_1 = \frac{2.9}{2} - \frac{(0 + 10.687)}{6.052 \times 2.9} \Rightarrow X_1 = 0.84 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{4.4}{2} - \frac{(-10.687 + 0)}{6.052 \times 4.4} \Rightarrow X_2 = 2.6 \text{ m}$$

- **Type- 3-**

$$X_1 = \frac{2.48}{2} - \frac{(0 + 4.680)}{6.052 \times 2.48} \Rightarrow X_1 = 0.93 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{3.3}{2} - \frac{(-4.680 + 4.680)}{6.052 \times 3.3} \Rightarrow X_2 = 1.65 \text{ m}$$

$$X_3 = \frac{2.48}{2} - \frac{(-4.680 - 0)}{6.052 \times 2.48} \Rightarrow X_3 = 0.93 \text{ m}$$

A. 3. Le moment maximale en travée

$$M_{t(x)} = \mu_x + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L} \quad \text{avec } \mu_x = q \times \frac{x}{L} (L - x)$$

$$M_{t(x)} = \frac{qL}{2} \times x - \frac{q.x^2}{2} + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$$

- **Type- 2-**

- ✓ **Travée A-B**

$$M_{t(x)} = \frac{6.052 \times 2.9}{2} \times 0.84 - \frac{6.052 \times 0.84^2}{2} + 0 \left(1 - \frac{0.84}{2.9}\right) - 10.687 \times \frac{0.84}{2.9}$$

$$\Rightarrow M_{t(x)} = 2.140 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée B-C**

$$M_{t(x)} = \frac{6.052 \times 4.4}{2} \times 2.6 - \frac{6.052 \times 2.6^2}{2} + (-10.687) \left(1 - \frac{2.6}{4.4}\right) + 0 \times \frac{2.6}{4.4}$$

$$\Rightarrow M_{t(x)} = 9.789 \text{ KN.m}$$

- **Type- 3-**

- ✓ **Travée A-B**

$$M_{t(x)} = \frac{6.052 \times 2.48}{2} \times 0.93 - \frac{6.052 \times 0.93^2}{2} + 0 \left(1 - \frac{0.93}{2.48}\right) - 4.680 \times \frac{0.93}{2.48}$$

$$\Rightarrow M_{t(x)} = 2.607 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée B-C**

$$M_{t(x)} = \frac{6.052 \times 3.3}{2} \times 1.65 - \frac{6.052 \times 1.65^2}{2} + (-4.680) \left(1 - \frac{1.65}{3.3}\right) - 4.680 \times \frac{1.65}{3.3}$$

$$\Rightarrow M_{t(x)} = 3.559 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée C-D**

$$M_{t(x)} = \frac{6.052 \times 2.48}{2} \times 0.93 - \frac{6.052 \times 0.93^2}{2} + (-4.680) \left(1 - \frac{0.93}{2.48}\right) + 0 \times \frac{0.93}{2.48}$$

$$\Rightarrow M_{t(x)} = 1.437 \text{ KN.m}$$

A.4.Calcul de l'effort tranchant

- **Type- 2-**

- ✓ **Travée A-B**

$$T_0 = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{6.052 \times 2.9}{2} = 8.78 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 8.78 - \frac{0 + 10.687}{2.9} \Rightarrow T_g = 5.095 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -8.78 - \frac{0 + 10.687}{2.9} \Rightarrow T_d = -5.095 \text{ KN.}$$

✓ **Travée B-C**

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{6.052 \times 4.4}{2} = 13.31 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 13.31 - \frac{(-10.687 + 0)}{4.4} \Rightarrow T_g = 15.739 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -13.31 + \frac{(-10.687 + 0)}{4.4} \Rightarrow T_d = -15.739 \text{ KN.}$$

• **Type- 3-**

✓ **Travée A-B**

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{6.052 \times 2.48}{2} = 7.504 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 7.504 - \frac{0 + 4.680}{2.48} \Rightarrow T_g = 5.617 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -7.504 + \frac{0 + 4.680}{2.48} \Rightarrow T_d = -5.617 \text{ KN.}$$

✓ **Travée B-C**

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{6.052 \times 3.3}{2} = 9.986 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 9.986 - \frac{(-4.680 + 4.680)}{3.3} \Rightarrow T_g = 9.986 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -9.986 + \frac{(-4.680 + 4.680)}{3.3} \Rightarrow T_d = -9.986 \text{ KN.}$$

✓ **Travée C-D**

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{6.052 \times 2.48}{2} = 7.504 \text{ KN.}$$

$$T_g = 7.504 - \frac{(-4.680 - 0)}{2.48} \Rightarrow T_g = 9.391 \text{ KN.}$$

$$T_d = -7.504 + \frac{(-4.680 - 0)}{2.48} \Rightarrow T_d = -9.391 \text{ KN.}$$

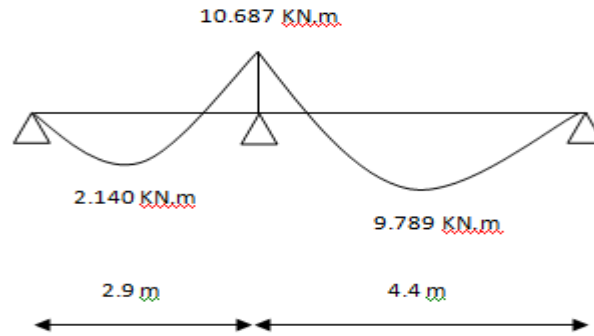


Figure III.19: Diagramme des moments de poutrelle type2
(étage courant+ étage RDC) à L'ELU.

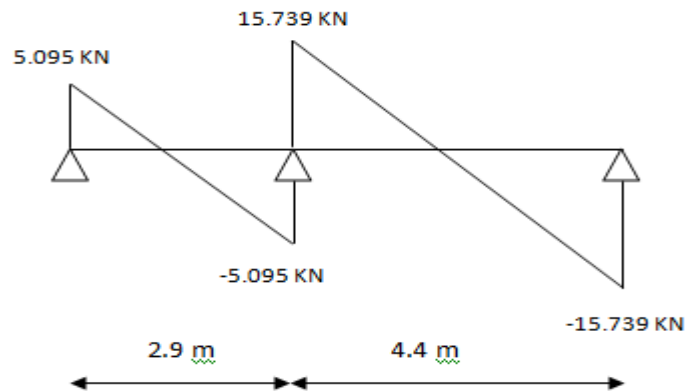


Figure III.20: Diagramme des efforts tranchant type 2
à l'ETLU (étage courant+RDC)

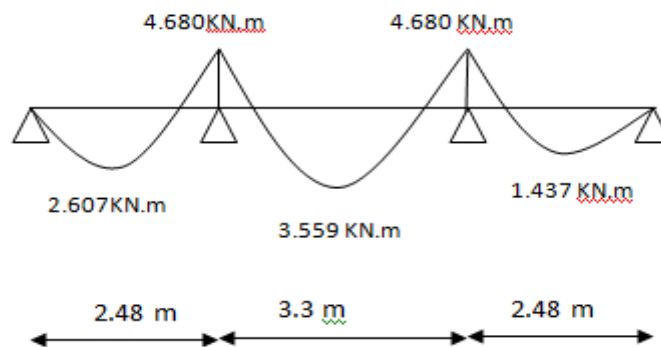


Figure III.21. Diagramme des moments de poutrelle type3
(étage courant+ étage RDC) à L'ELU

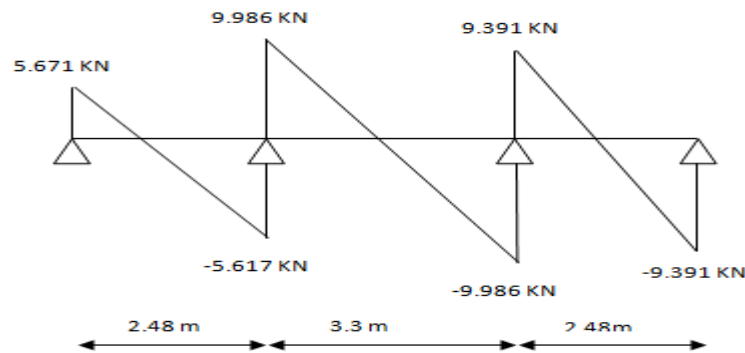


Figure III.22: Diagramme des efforts tranchants type 3
à L'ELU (étage courant+ étage RDC)

➤ **Type2 ; Typ3 Méthode de Caquot**

2^{ème}, 3^{ème} type : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$, condition non vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée.

Alors on utilisé la méthode de Caquot (Annexe F-2 du BAEL 99).

B. A L'E.L.S

Tableau III.11 : Sollicitation d'étage courant+ étage RDC type 2, type 3 a L'ELS.

E.L.S											
Type	Travée	L (m)	L' (m)	X (m)	M _{0s} (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T ₀ (KN)	T _g (KN)	T _d (KN)
Type -2-	A-B	2.9	2.9	0.84	4.600	0	-7.726	2.506	.348	3.684	-3.684
	B-C	4.4	4.4	2.6	10.588	-7.726	0	7.078	9.625	11.381	-11.381
Type -3-	A-B	2.48	2.48	0.93	3.364	0	-3.383	1.884	5.425	4.061	-4.061
	B-C	3.3	2.64	1.65	5.955	-3.383	-3.383	2.002	7.217	7.219	-7.219
	C-D	2.48	2.48	0.93	3.364	-3.383	0	1.039	5.425	6.789	-6.789

B.1. Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{Q_S \times L^2}{8} \quad / \quad Q_S = 4.375 \text{ KN}$$

• **Type- 2-**

$$\checkmark \text{ Travée A-B} \quad M_0 = \frac{4.375 \times 2.9^2}{8} \Rightarrow M_0 = 4.600 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Travée B-C} \quad M_0 = \frac{4.375 \times 4.4^2}{8} \Rightarrow M_0 = 10.588 \text{ KN.m}$$

• **Type- 3-**

$$\checkmark \text{ Travée A-B} \quad M_0 = \frac{4.375 \times 2.48^2}{8} \Rightarrow M_0 = 3.364 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Travée B-C} \quad M_0 = \frac{4.375 \times 3.3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 5.955 \text{ KN.m}$$

$$\checkmark \text{ Travée C-D} \quad M_0 = \frac{4.375 \times 2.48^2}{8} \Rightarrow M_0 = 3.364 \text{ KN.m}$$

B.2. Moment sur appui

❖ Moment sur appui de rive : on considéré $M_a = 0$

❖ Moment sur appui intermédiaire $M_a = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)}$

• **Type- 2-**

$$M_a = 0$$

$$M_b = -\frac{P_g L'_g{}^3 + P_d L'_d{}^3}{8.5(L'_g + L'_d)} = -\frac{4.375 \times (2.9^3 + 4.4^3)}{8.5(2.9 + 4.4)} \Rightarrow M_b = -7.726 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 0$$

• **Type- 3-**

$$M_a = 0$$

$$M_b = -\frac{4.375 \times (2.48^3 + 2.64^3)}{8.5(2.48 + 2.64)} \Rightarrow M_b = -3.383 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -\frac{4.375 \times (2.64^3 + 2.48^3)}{8.5(2.64 + 2.48)} \Rightarrow M_c = -3.383 \text{ KN.m}$$

$$M_d = 0$$

B.3. Moment sur travée

Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul- dont on nomme X l'appui gauche.

$$X_{(m)} = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{bL}$$

- **Type-2-**

$$X_1 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{p \cdot L} = \frac{2.9}{2} - \frac{0 + 7.726}{4.375 \times 2.9} \Rightarrow X_1 = 0.84 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{4.4}{2} - \frac{(-7.726 - 0)}{4.375 \times 4.4} \Rightarrow X_2 = 2.6 \text{ m}$$

- **Type-3-**

$$X_1 = \frac{2.48}{2} - \frac{(0 + 3.383)}{4.375 \times 2.48} \Rightarrow X_1 = 0.93 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{3.3}{2} - \frac{(-3.383 + 3.383)}{4.375 \times 3.3} \Rightarrow X_2 = 1.65 \text{ m}$$

B.4. Le moment maximal en travée

$$M_t(x) = \mu_x + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L} \quad \text{avec } \mu_x = q \times \frac{x}{L} (L - x)$$

$$M_t(x) = \frac{q'}{2} \times x - \frac{q \cdot x^2}{2} + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \times \frac{x}{L}$$

- **Type-2-**

- ✓ **Travée A-B**

$$M_t = \frac{4.375 \times 2.9}{2} \times 0.84 - \frac{4.375 \times 0.84^2}{2} + 0 \left(1 - \frac{0.84}{2.9}\right) - 7.726 \times \frac{0.84}{2.9} \Rightarrow M_t = 2.506 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée B-C**

$$M_t = \frac{4.375 \times 4.4}{2} \times 2.6 - \frac{4.375 \times 2.6^2}{2} - 0 \left(-7.725 \left(1 - \frac{2.6}{4.4}\right)\right) + 0 \times \frac{2.6}{4.4}$$

$$\Rightarrow M_t = 7.078 \text{ KN.m}$$

- **Type-3-**

- ✓ **Travée A-B**

$$M_t = \frac{4.375 \times 2.48}{2} \times 0.93 - \frac{4.375 \times 0.93^2}{2} + 0 \left(1 - \frac{0.93}{2.48}\right) - 3.383 \times \frac{0.93}{2.48} \Rightarrow M_t = 1.884 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Travée B-C**

$$M_t = \frac{4.375 \times 3.3}{2} \times 1.65 - \frac{4.375 \times 1.65^2}{2} - 3.383 \left(1 - \frac{1.65}{3.3}\right) - 3.383 \times \frac{1.65}{3.3} \Rightarrow M_t = 2.002 \text{ KN.m}$$

✓ Travée C-D

$$M_t = \frac{4.375 \times 2.48}{2} \times 0.93 - \frac{4.375 \times 0.93^2}{2} - 3.383 \left(1 - \frac{0.93}{2.48}\right) + 0 \times \frac{0.93}{2.48} \Rightarrow M_t = 1.039 \text{ KN.m}$$

B.5. Calcul de l'effort tranchant

• Type-2-

✓ Travée A-B

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{4.375 \times 2.9}{2} = 6.348 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 6.348 - \frac{0 + 7.726}{2.9} \Rightarrow T_g = 3.684 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -6.348 + \frac{0 + 7.726}{4.4} \Rightarrow T_d = -3.684 \text{ KN.}$$

✓ Travée B-C

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{4.375 \times 4.4}{2} = 9.625 \text{ KN.}$$

$$T_g = 9.625 - \frac{(-7.726 - 0)}{4.4} \Rightarrow T_g = 11.381 \text{ KN.}$$

$$T_d = -9.625 + \frac{(-7.726 - 0)}{4.4} \Rightarrow T_d = -11.381 \text{ KN.}$$

• Type-3-

✓ Travée A-B

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{4.375 \times 2.48}{2} = 5.425 \text{ KN.}$$

$$T_g = 5.425 - \frac{0 + 3.83}{2.48} \Rightarrow T_g = 4.061 \text{ KN.}$$

$$T_d = -5.425 + \frac{0 + 3.83}{2.48} \Rightarrow T_d = -4.061 \text{ KN.}$$

✓ Travée B-C

$$T_0 = \frac{Q \times L}{2} = \frac{4.375 \times 3.3}{2} = 7.219 \text{ KN.}$$

$$T_g = T_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 7.219 - \frac{(-3.383 + 3.383)}{3.3} \Rightarrow T_g = 7.219 \text{ KN.}$$

$$T_d = -T_0 + \frac{M_g - M_d}{L} = -7.219 + \frac{(-3.383 + 3.383)}{3.3} \Rightarrow T_d = -7.219 \text{ KN.}$$

✓ Travée C-D

$$T_0 = \frac{Q \cdot L}{2} \Rightarrow T_0 = \frac{4.375 \times 2.48}{2} = 5.425 \text{ KN.}$$

$$T_g = 5.425 - \frac{(-3.383 - 0)}{2.48} \Rightarrow T_g = 6.789 \text{ KN.}$$

$$T_d = -5.425 + \frac{(-3.383 - 0)}{2.48} \Rightarrow T_d = -6.789 \text{ KN.}$$

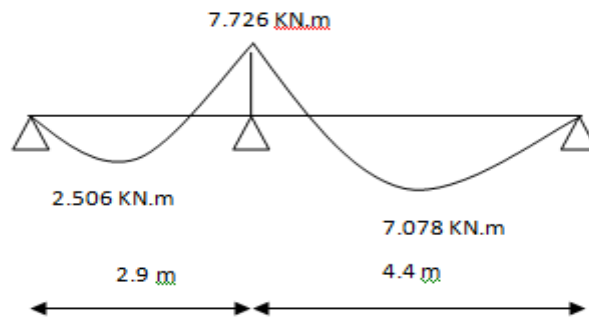


Figure. III.23: Diagramme des moments de poutrelle type2
(étage courant+ RDC) à L'ELS .

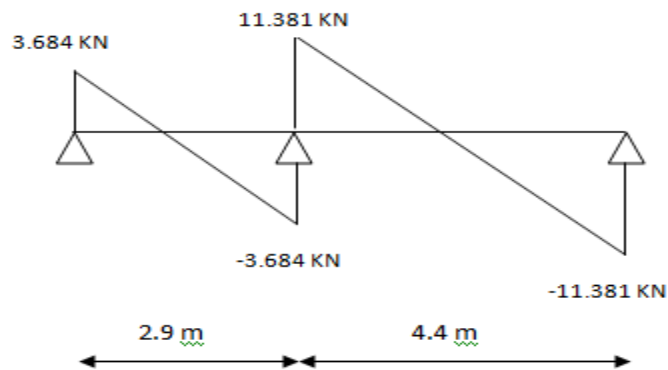


Figure.III.24: Diagramme des efforts tranchants type 2
(étage courant+ étage RDC) à L'ELS

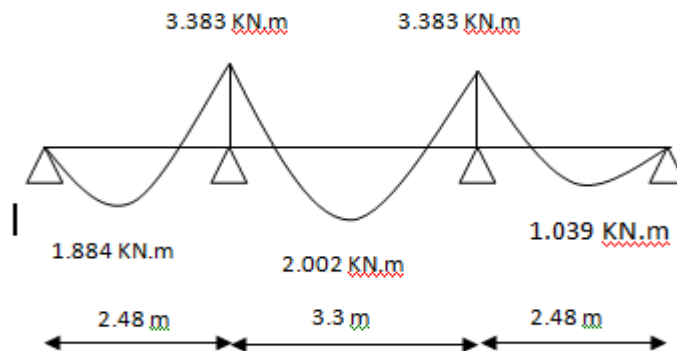


Figure III.25: Diagramme des moments de poutrelle type 3
(étage courant+ étage RDC). à L'ELS

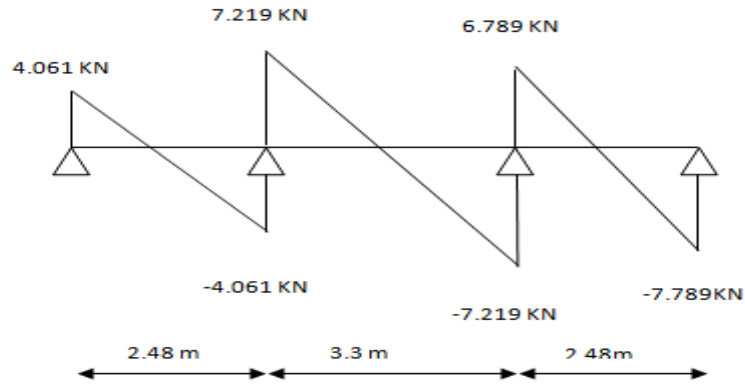


Figure III.26: Diagramme des efforts tranchants type 3
(étage courant+ étage RDC) à l'ELS

Les sollicitations maximales

Tableau III.12 : La sollicitation maximum à L'ELU

	ELU					
	Terrasse			Courant+ R.D.C		
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
M. fofaitaire	10.530	8.424	14.01	10.984	8.788	14.62
M. caquot	9.380	10.244	15.09	9.789	10.687	15.739
Max	10.530	10.244	15.09	10.984	10.687	15.739

Tableau III.13 : La sollicitation maximum à L'ELS

	ELS					
	Terrasse			Courant+ R.D.C		
	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V (KN)
M. fofaitaire	7.668	6.134	10.68	7.941	6.353	10.568
M. caquot	6.835	7.461	10.99	7.078	7.726	11.381
Max	7.668	7.461	10.99	7.941	7.726	11.381

III.1.7. Calcul du ferrailage

III.1.7. 1. Plancher terrassé inaccessible

Le ferrailage des poutrelles est calculé en flexion simple

$b=65$ cm, $b_0=10$ cm, $d=20$, $h_0=4$ cm, $h_t = 20$ m, $b_1=27.5$, $d=18$ cm, $c=2$ cm.

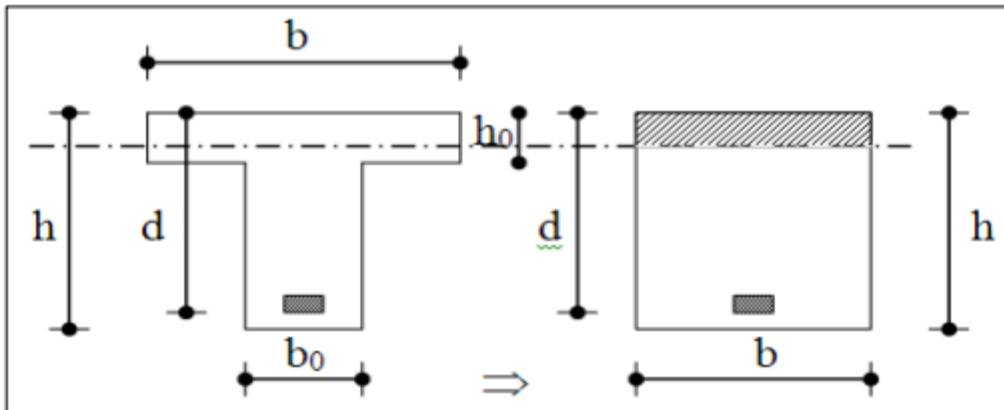


Figure III.27: Section béton armée "plancher terrasse".

$$Mt_u = b \cdot h_0 \cdot (d - h_0/2) f_{bu}$$

$$= 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 14,17$$

$$Mt_u = 58,947 \text{ KN.m}$$

$$Mt_u > Mt_{max} = 10,53 \text{ KN.m}$$

⇒ l'axe neutre dans la table de compression donc on calcul une section

rectangulaire ($b \times h$)

A. Sur travées

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{10,53 \times 10^3}{10,18^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu = 0,134$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,40}{7,668} \Rightarrow \gamma = 1,356$$

$$\mu = 0,134 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,18$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 18(1 - 0,4 \times 0,18)$$

$$\Rightarrow Z = 14,54 \text{ cm}$$

$$\text{On a } \sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10,53 \times 10^3}{14,54 \times 348} \Rightarrow A_s = 2,081 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature on adopte 3T10=3.36 cm²

A.1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

A adopte = 4.36 cm² > A_{min} = 1.41 cm².....Condition vérifiée

Le choix d'armature on adopte 3T10=2.36 cm²

B. Sur appuis

La table de compression se trouve dans la zone tendre car le moment est négative en appui

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul comme une section rectangulaire de dimension (b₀ × h).

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{10.244 \times 10^3}{10.18^2 \times 14.17} \Rightarrow \mu = 0,22$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10,244}{7,461} \Rightarrow \gamma = 1,37$$

$$\mu = 0,22 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,315$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 18(1 - 0,4 \times 0,315)$$

$$\Rightarrow Z = 15.732 \text{ cm}$$

$$\text{On a } \sigma_s = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{10,244 \times 10^3}{15.732 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.87 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature on adopte 1T10+1T12=1.92 cm²

B.1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

A adopte = 4.36 cm² > A_{min} = 1.41 cm².....Condition vérifiée

Le choix d'armature on adopte 1T10+1T12=1.92 cm²

C. Justification à L'ELS

C.1. Sur travée

C.1.1. Etat limite de composition du béton

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

$$\Rightarrow b \cdot y^2 + 30A \cdot y - 30d \cdot A = 0$$

$$65 \cdot y^2 + 30 \times 2.36 \cdot y - 30 \times 18 \times 2.36 = 0$$

$$\Rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac = (70.8)^2 - 4(65)(-1274.4)$$

$$\Rightarrow \Delta = 336356.64 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.96$$

$$Y = \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{70.8 + 579.96}{2 \times 65} \Rightarrow Y = 3.91 \text{ cm}$$

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

$$= \frac{65}{3} \times (3.91)^3 + 15[2.36(18 - 3.91)^2]$$

$$\Rightarrow I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.668 \cdot 10^6}{8.323.05 \times 10^4} \times 39.1$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.56 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \sigma_{adm} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

C.1.2. L'état limite d'ouverture des fissuration :

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

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

On a une fissuration préjudiciable :

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

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{L} = \frac{15 \times 7.668(18-3.91) \times 10^7}{8 \times 323.05 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_s = 194.72 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s \leq \sigma_{s adm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

C-2- sur appui :**C-2-1 Etat limite de compression du béton**

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

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30.A.y - 30.d.A = 0$$

$$\Rightarrow 10y^2 + 30 \times 1,92y - 30 \times 18 \times 1,92 = 0$$

$$\Rightarrow 10y^2 + 57,6y - 103,8 = 0$$

$$\Rightarrow (57,6)^2 - 4(10)(-103,8) \Rightarrow \Delta = 44789,76$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 211,64$$

$$Y = \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2 \times A} \Rightarrow Y = \frac{-57,6 + 211,64}{2 \times 10} \Rightarrow y = 7,7 \text{ cm} / 7,70 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2] \Rightarrow I = \frac{65}{3} \times (7,7)^3 + 15[1,92(18 - 7,7)^2]$$

$$I = 12946,94 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7,668 \times 10^6 \times 7,7}{12946,94 \times 10^4} = 4,56 \text{ MPa}$$

$$\text{Et } \sigma_{adm} = 0,6f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

C.2.2. L'état limite d'ouverture de la fissuration

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

$$\text{Telle que : } \sigma_{adm} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{f_e}{2}, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right\} \Rightarrow \sigma_{s adm} = 201,633 \text{ MPa}$$

On une fissuration préjudiciable

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{L} = \frac{15 \times 7,668(18-7,7) \times 10^7}{12946,94 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_s = 91,50 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ Condition vérifiée

D. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \tau^-$

$$\text{Telle que : } \tau_u = \frac{V_U}{bd} = \frac{15,09 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,84 \text{ MPa}$$

Avec : V_u = effort tranchant à l'état limite ultime (N)

b: largeur de l'âme (mm)

d : hauteur utile la poutrelle

et τ^- : $\min \left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma \cdot b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$ (la fissuration préjudiciable)

D'où alors : $\tau_u = 0.84 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

E. vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément

Plancher terrasse inaccessible

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{20}{440} \geq \frac{10.53}{20 \cdot 14.04} \Rightarrow 0.045 \geq 0.035$ condition vérifiée.
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{330} \geq 0.037$ à $0.039 \Rightarrow 0.06 \geq 0.037$ à 0.029 condition vérifiée.
- $\frac{A_x}{b \cdot d} \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{65 \times 20} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.0018 \leq 0.005$ condition vérifiée.

E.1. Diamètre de l'armateur d'âme

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L \right) = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{10}{10}, 1.2 \right) \text{ cm}$$

h : hauteur totale de la poutrelle

ϕ : diamètre maximale d'armature longitudinale

b_0 : largeur de l'âme de la nervure

On adopte un cadre $\phi 8 \Rightarrow A_t = 1T8 = 0.50 \text{ cm}^2$

E.2. Espacement des armateurs transversaux

$$St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 20; 40 \text{ cm})$$

On adopte $st = 15 \text{ cm}$

F. Schéma de ferrailage (plancher terrasse)

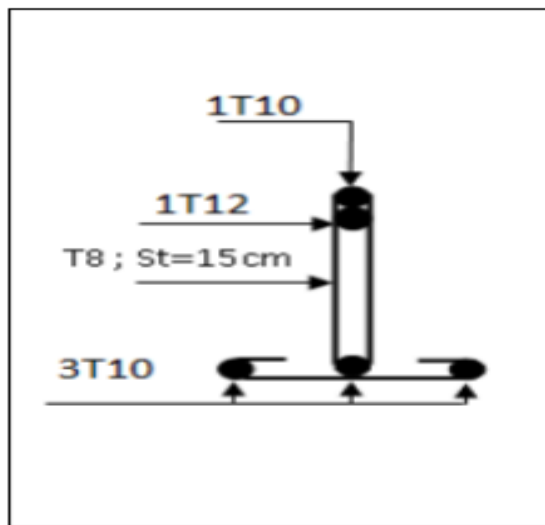


Figure III.28: Schéma de ferrailage des nervures "plancher terrasse".

III.1.7.2. plancher étage courant + étage RDC:

Le ferrailage de la poutrelle est calculé en flexion simple.

$$b=65 \text{ cm}, b_0=10 \text{ cm}, d=18 \text{ cm}, h_0=4 \text{ cm}, h=20 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times 14.17$$

$$M_{tu} = 58.947 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{tmax} = 10.984 \text{ KN.m}$$

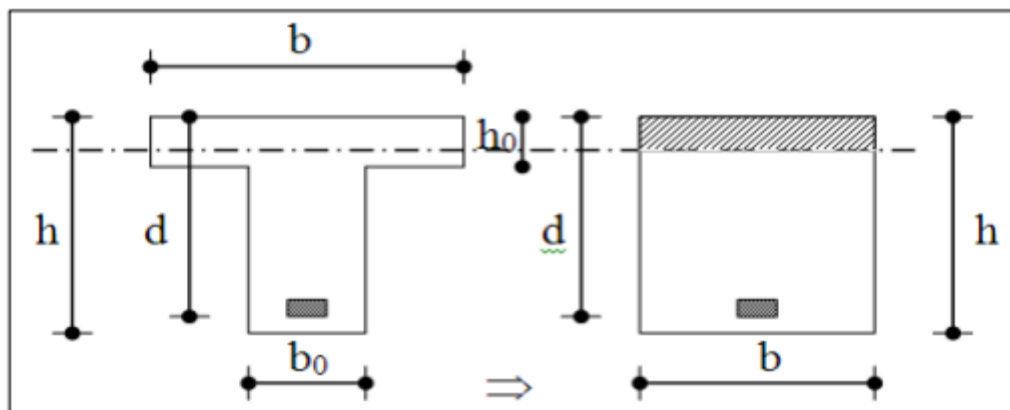


Figure III.29: Section béton armée "Etage courant +RDC".

⇒ L'axe neutre dans la table de compression, donc on calcule une section rectangulaire $b \times h$

A. Sur travées

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2} = \frac{10.984 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.984}{7.941} = 1.38$$

$$\mu = 0.037 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.2551 - \sqrt{1 - 2\mu} \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$Z = d(1 + 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 18(1 + 0.4 \times 0.047) \Rightarrow Z = 17.66$$

$$\text{On a } \sigma_s = \frac{f_e}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{10.984 \times 10^3}{17.66 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature on adopte 3T10=2.36

A.1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopte} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le choix d'armature on adopte 3T10=2.36 cm²

B. Sur appuis

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h)$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_s} = \frac{10.984 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.24 \text{ cm}^4$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{10.984}{7.941} = 1.38$$

$$\mu = 0.037 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow (\text{pas d'armature comprimée}) \Rightarrow A_1 = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.24}) \Rightarrow \alpha = 0.35$$

$$Z = d(1 + 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 15.49$$

$$\text{On a } \sigma_s = \frac{f_e}{1.15}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{10.984 \times 10^3}{15.49 \times 348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armateur on adopte 1T10+1T14=2.33 cm²

B.1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 b \cdot d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 20 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopte} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Le choix d'armature. On adopte 1T10+1T14=2.33 cm

C. Justification à l'ELS

C.1. Sur travée

C.1.1. Etat limite de compression du béton.

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

$$\text{Tell que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30 \cdot A \cdot y - 30 \cdot d \cdot A = 0$$

$$\Rightarrow 65y^2 + 30 \times 2.36y - 30 \times 18 \times 2.36 = 0$$

$$\Rightarrow 65y^2 + 70.8y - 1274.4 = 0$$

$$\Rightarrow (70.8)^2 - 4(65)(-1274.4) \Rightarrow \Delta = 336353.64$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 579.96$$

$$Y = \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2 \times A} \Rightarrow Y = \frac{-70.8 + 579.96}{2 \times 65} \Rightarrow y = 3.91 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2] \Rightarrow I = \frac{65}{3} \times (3.91)^3 + 15[2.36(18 - 3.91)^2]$$

$$I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.941 \times 10^6 \times 3.91}{8323.05 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.73 \text{ MPa.}$$

$$\text{Et } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

C.1.2. L'état limite d'ouverture des fissurations.

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

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

On a une fissuration préjudiciable

$\eta=1.6$ (Acier HA)

$$\text{Et : } \sigma_s = \frac{15 M_s (d-y)}{L} = \frac{15 \times 7.941 (18-3.91) \times 10^7}{8323.05 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_s = 201.6 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ Condition vérifié

C.2. Sur appuis**C.2.1. Etat limite de compression du béton.**

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

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y$$

$$\Rightarrow by^2 + 30.A.y - 30.d.A = 0$$

$$\Rightarrow 10 y^2 + 30 \times 2.33 y - 30 \times 18 \times 2.33 = 0$$

$$\Rightarrow 10y^2 + 69.9 y - 1242.2 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ab \Rightarrow \Delta = (69.9)^2 - 4(10)(-1242.2)$$

$$\Rightarrow \Delta = 54447.56.$$

$$\text{Alors } \sqrt{\Delta} = 233.34$$

$$Y = \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2 \times A} \Rightarrow Y = \frac{-69.9 + 233.34}{2 \times 10} \Rightarrow y = 8.17 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d-y)^2] \Rightarrow I = \frac{69.9}{3} \times (8.17)^3 + 15[2.33(18-8.17)^2]$$

$$I = 16083.39 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.687 \times 10^6 \times 81.7}{16.083 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.429 \text{ MPa.}$$

$$\text{Et } \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$ Condition vérifié

C.2.2. L'état limite d'ouverture de la fissuration.

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

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

On a une fissuration préjudiciable

$\eta=1.6$ (Acier HA)

Et : $\sigma_s = \frac{15M_s(d-y)}{L} = \frac{15 \times 10.687(180-81.7) \times 10^7}{16083 \times 10^4} \Rightarrow \sigma_s = 97.977 \text{ MPa}$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{s adm}$ Condition vérifié

D. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton

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

Telles que $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{15.739 \times 10^3}{100 \times 180} \Rightarrow \tau_u = 0.87 \text{ MPa}$.

V_u : Effort tranchant a l'état limite ultime

B_0 : Largeur de l'âme (mm).

D : Hauteur utile de la poutre (mm).

Et : $\bar{\tau} = \min\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$ (la fissuration est peu préjudiciable).

\Rightarrow D'où alors : $\tau_u = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifié.

E. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessus sont vérifiées simultanément :

- **Plancher étage + étage RDC**

$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_T}{20M_0} \Rightarrow \frac{20}{440} \geq \frac{10.984}{20 \times 14.646} = 0.039$ Condition vérifié.

$\frac{h}{l_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \Rightarrow \frac{20}{330} \geq \frac{1}{27} \Rightarrow 0.06 \geq 0.037$ Condition vérifié.

$\frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{65.18} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0.002 \leq 0.005$ Condition vérifié.

E.1. Diamètre des armatures d'âme.

$\phi_I : \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_I\right) = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 1.2\right) \text{ cm} = 0.57 \text{ cm}$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

\varnothing_l :Diamètre maximal d'armateur longitudinal.

b_o :Largeur de l'âme de la nervure.

On adopte un cadre $\varnothing 8 \Rightarrow A_t = 1T8 = 0.5 \text{ cm}^2$.

E.2. Espacement de l'armature transversale.

$S_t \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (0.9 \times 18 ; 40 \text{ cm})$

$\Rightarrow S_t = 16.2 \text{ cm}$

F. Schéma de ferrailage (Etage courant + étage RDC)

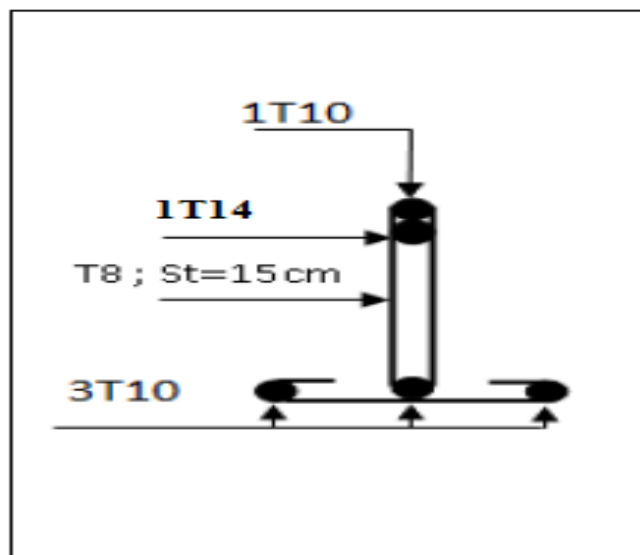


Figure III.30: Shéma de ferrailage des nervures "Etage courant + RDC".

III.2. Etude La section de compression (CBA P.21)

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliquée sur la dalle ; on prévoit un ferrailage en quadrillage.

La table de compression a une épaisseur de 4 cm avec un espacement de 65 cm entre poutrelles.

- ❖ La section d'armatures a prévoir doit satisfaire aux condition suivantes :
 1. Espacement pour les armatures perpendiculaire aux nervures aux plus égales à : 20 cm.
 2. Espacement pour les armatures parallèles aux nervures aux plus égales à : 33 cm.
 3. La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq \frac{200}{f_e} \dots\dots\dots \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_t \geq 0.02 \times l \times \frac{200}{f_e} = \frac{4 \times L}{f_e} \dots\dots\dots \text{si } 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L : Espacements entre axes des nervures (65 cm dans votre ouvrage).

F_e : Nuance de l'acier $F_e E5205 (F_e = 520 \text{ MPa})$ quadrillage de TS.TIE 520 $\rightarrow \emptyset \leq 6 \text{ mm}$.

A_t : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$$50 \leq (L = 65 \text{ cm}) \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_t \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T6=1.41 cm².

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}.$$

1. La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$A_l \geq \frac{A_t}{2} = 0.72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5t6=1.41 cm² $\Rightarrow S_t = 2 \text{ cm}$

On garde le meme ferrailage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures

On choisit un treillis soudé carré de (20× 20) cm²

$$A_t = \emptyset = 5 \text{ mm}$$

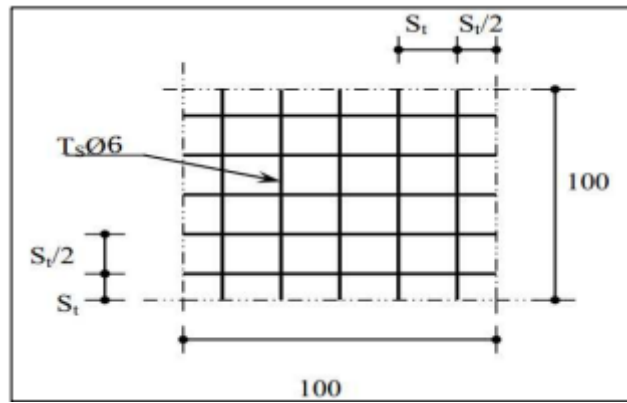


Figure III.31: Disposition constructive des armatures de la table de compression..

III.3. Dalle plein terrasse « cage d'escalier ».

III.3.1. Introduction :

Les dalles sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan.

- Dalles appuyées sur 04 cotés :

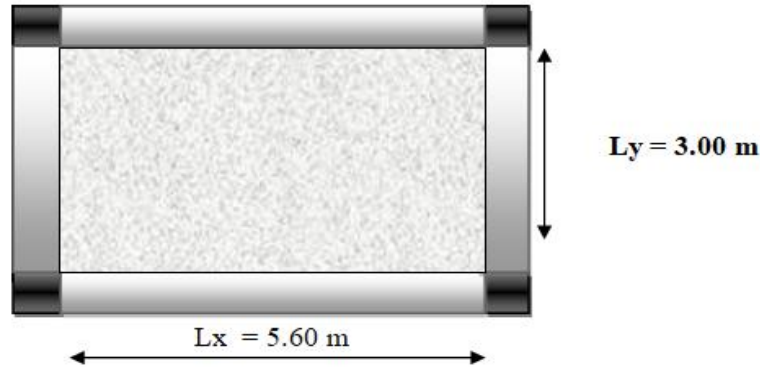


Figure III.32: Dalle sur quatre appuis «cage d'escalier»

III.3.2. Calcul des sollicitations

A. Evaluation des charges :

$G=6.4$ KN.

$Q=1$ KN.

B. Combinaison de charge

✓ E.L.U : $Q_U = 1.35 G + 1.5Q = 10.14$ KN/m²

✓ E.L.S : $Q_{SER} = G + Q = 7.4$ KN/m².

C. Calcul des efforts [RPA 99 V 2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 cotés.

➤ Calcul de « ρ »

$$0.4 \leq \alpha = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{3.00}{5.06} = 0.59 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

➤ A l'ELU :

Tableau.III.14 : Valeurs des moments M(x, y) à l'ELU.

Calcul	μ_x	μ_y	M(x, y)
Sollicitations à ELU	$\frac{1}{8 \times (1 + 2.4 \times \alpha^3)}$	$\alpha^2 \times (1 - 0.95(1 - \alpha)^2) \geq \frac{1}{4}$	$M_X = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_X^2$
			$M_Y = \mu_y \cdot M_X$

Calcul	α	μ_x	μ_y	M(x, y)
Sollicitations à ELU	0.59	0.084	0.29	$M_X = 0.084 \times 10.14 \times 3^2 = 7.67 \text{ KN.m}$
				$M_Y = 0.29 \times 7.67 = 2.22 \text{ KN.m}$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis on obtient le moment suivant :

➤ **Moments en travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 7.67 = 6.52 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_Y = 0.85 \times 2.22 = 1.887 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en appuis**

$$M_x^a = 0.3 \times M_X = 0.3 \times 7.67 = 2.301 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_Y = 0.3 \times 2.22 = 2.93 \text{ KN.m}$$

III.3.3. Ferraillage de la dalle

Le ferraillage de la dalle plein se fait comme suit :

Pour une bande de 1 m, on aura une section (b × h)=(100 × 15) cm², qui travaille en flexion simple .

A. Ferraillage en travée

✓ **Sens « x-x »**

On a: b=100 cm; h=15 cm ;d=0.9h=13.5 cm; $\sigma_{bc}=14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s =348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{6.52 \times 10^3}{100(13.5^2)14,2} \Rightarrow \mu = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < \mu_r=0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} \Rightarrow A'_s=0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,032$$

$$Z=d(1-0,4\alpha) \Rightarrow Z=13.19 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{6.52 \times 10^3}{13.19 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.43 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_s ; A_{min}) \Rightarrow A_s = 1.6 \text{ cm}^2$

on adopte 5HA8=2.51 cm².

Tableau III.15 : Récapitulatif des résultats de ferraillage en travée en (sens l_x).

$M_x^t (kn. M)$	μ	α	$A'_s (cm^2)$	Z(cm)	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$
6.52	0.025	0.32	0	13.26	1.6	5HA8	2.51

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

✓ **Dans le sens « y-y »**

On a : $b=100 \text{ cm} ; h=15 \text{ cm} ; d=0.9h=13.5 \text{ cm} ; \sigma_{bc}=14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1.887 \times 10^3}{100 (13.5^2) 14.2} \Rightarrow \mu = 0.0073$$

$$\mu = 0,0073 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) \Rightarrow \alpha = 0,009$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 13.45 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.887 \times 10^3}{13.19 \times 348} \Rightarrow A_s = 0.40 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.15 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_s ; A_{min}) \Rightarrow A_s = 1.6 \text{ cm}^2$

On adopte 5HA8=2.51 cm².

Tableau III.16 : Récapitulatif des résultats de ferraillage en travée en (sens l_y)

$M_x^t (kn. M)$	μ	α	$A'_s (cm^2)$	Z(cm)	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$
1.887	0.0073	0.009	0	13.45	0.40	5HA8	2.51

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

• **Ferraillage en appuis**

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{2.93 \times 10^3}{100(13.5^2)14,2} \Rightarrow \mu = 0.011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) \Rightarrow \alpha = 1.064$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 7.75 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{2.93 \times 10^3}{7.75 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.086 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_s ; A_{min}) \Rightarrow A_s = 1.086 \text{ cm}^2$

On adopte 5HA8=2.51 cm².

Tableau III.17 : Récapitulatif des résultats de ferraillage en appui

$M_x^t (kn. M)$	μ	α	$A'_s (cm^2)$	Z(cm)	$A_s (cm^2)$	Choix	$A_s^{adp} (cm^2)$
2.93	0.011	0.064	0	7.75	1.0866	5HA8	2.51

• **Espacement :**

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

$$E_{sp} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 33\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

• **Calcul des armatures transversales**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = 0.05 \quad f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{Q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \cdot L_x + L_y} = \frac{10,14 \times 3 \times 5,06 \times 10^3}{2(3+5,06) \times 10^2} \Rightarrow T_x = 9,55 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{Q_u \cdot L_x}{3} = 10,14 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x ; T_y) = 10,14 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{10,14 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,075 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

B. Vérification a L'ELS**Tableau.III.18 :** Valeurs des moments $M(x, y)$ à l'ELS.

Calcul	α	μ_x	μ_y	$M(x, y)$
Sollicitations à ELS	0.59	0.084	0.29	$M_X = 0.084 \times 7.4 \times 3^2 = 1.865 \text{ KN.m}$
				$M_Y = 0.29 \times 1.865 = 0.541 \text{ KN.m}$

- **Vérification des contraintes**

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- **Acier :**

$$\sigma_s = \frac{n M_s (d-y)}{L} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

- ❖ **Moments en travée**

$$M_x^t = 0.85 \times M_X = 0.85 \times 1.865 = 1.585 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_Y = 0.85 \times 0.541 = 0.460 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Moments en appuis**

$$M_x^a = 0.3 \times M_X = 0.3 \times 1.865 = 0.559 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_Y = 0.3 \times 0.541 = 0.162 \text{ KN.m}$$

- **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n \cdot A' \cdot (y - c')^2 - n \cdot A_S \cdot (d - y) = 0. \text{ Avec } n=15.$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + n \cdot A' \cdot (y - c')^2 - n \cdot A_S (d - y)^2.$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivan

Tableau.III.19 : Vérification à L'ELS

		M_T (kn.m)	A_S (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	σ_s < $\bar{\sigma}_s$
Travée	x-x	1.585	2.51	2.83	5041.91	0.890	Vérifiée	50.314	Vérifiée
	y-y	0.460	2.51	2.83	5041.91	0.258		14.60	
Appuis		0.559	2.51	2.83	5041.91	0.314		17.74	

C. schéma de ferrailage :

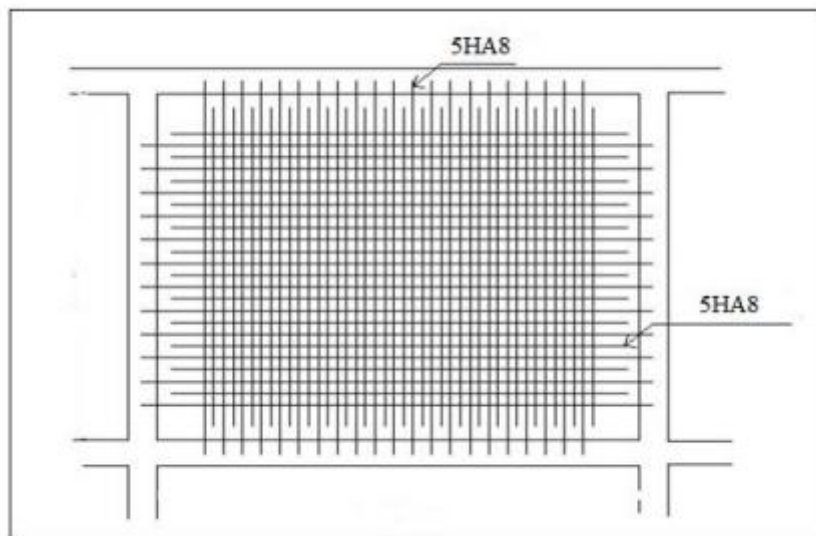


Figure III.33: Ferrailage de dalle "cage d'escalier" en travée.

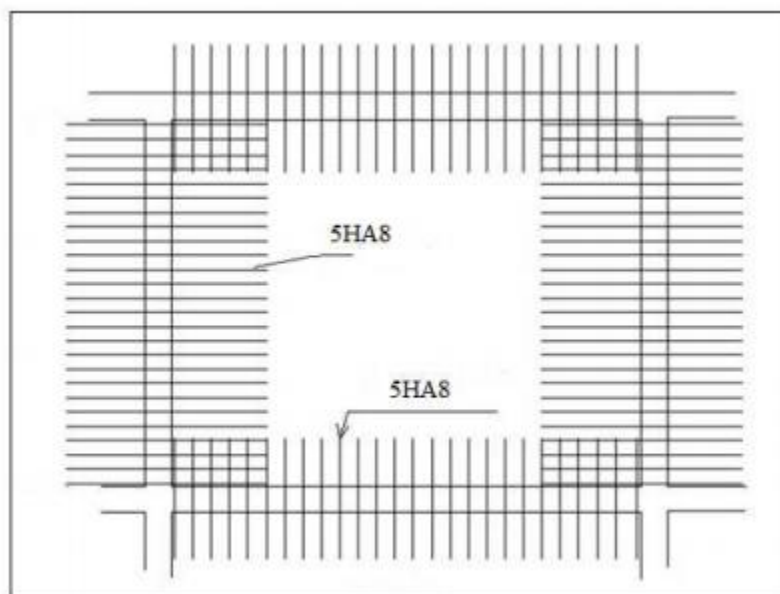


Figure III.34: Ferrailage de dalle "cage d'escalier" en appui .

III.4. Etude de dalle pleine (Calcul balcon)

➤ Dalle sur trois appuis

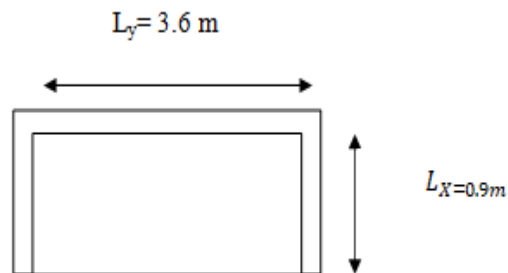


Figure.III.35 : Dalle sur trois appuis (balcon)

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

$$G = 5,23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{0,9}{2,98} \Rightarrow \rho = 0,30 < 0,4$$

La dalle port dans un seul sens (flexion principale suivant L_x).

III.4.1. Calculs sollicitation

$$N_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow N_u = 1,35 \times 5,23 + 1,5 \times 3,5 \Rightarrow N_u = 12,31 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s = G + Q \Rightarrow N_s = 5,23 + 3,5 \Rightarrow N_s = 8,73 \text{ KN/m}^2$$

III.4.2. Calcul a L'ELU

A. Méthode de calcul

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suite : deux cas peuvent se présenter.

$$1^{ere} \text{ cas } \begin{cases} \text{si } l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{Q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{Q l_y^2}{8} \left(L s i - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{Q l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$2^{eme} \text{ cas } \begin{cases} \text{si } L_x < \frac{L_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{Q \cdot l_x^2}{2} \times L_y - \frac{2 \cdot Q \cdot l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{Q \cdot l_x^3}{6} \end{cases}$$

Dans notre cas on a :

$$L_x = 0.9 \text{ m}; l_y = 2.98 \text{ m} \quad \text{alors : } l_x = 0.9 < \frac{2.98}{2} = 1.49 \text{ m}$$

Donc on dans le 2^{eme} cas :

$$M_x = \frac{12.31 \times (0.9)^2}{2} \times 2.98 - \frac{2 \times 12.31 (0.9)^3}{3} \Rightarrow M_x = 8.8737 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{12.31 (0.9)^3}{6} \Rightarrow M_y = 1.4957 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments en travée :

$$M_{t_x} = 0.85 \times M_x = 7.5427 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.85 \times M_y = 1.2713 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments en appuis :

$$M_{a_x} = 0.3 M_x \Rightarrow M_{a_x} = 2.6621 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_y} = 0.3 M_y \Rightarrow M_{a_y} = 0.4487 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{max}} = 2.6621 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant} : \begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2} \left(\frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \right) \Rightarrow V_x = 5.4938 \text{ KN} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_y}{2} \left(\frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} \right) \Rightarrow V_y = 0.1513 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V_{max} = 5.4938 \text{ KN}$$

B. Ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1m à la flexion simple.

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{150}{50} = 15 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi = 15 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage $c' = 2.5 \text{ cm}$ (fissuration peu nuisible).

$$\text{Le sens x-x : } d_x = e - \frac{\phi}{2} - c' \Rightarrow d_x = 15 - \frac{1.5}{2} - 2.5 \Rightarrow d_x = 11.75 \text{ cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } d_y = d_x - \phi \Rightarrow d_y = 11.75 - 1.5 \Rightarrow d_y = 10.25 \text{ cm}$$

$$d_y = e - \left(\frac{3}{2} \phi + c' \right) = 15 - \left(\frac{3}{2} \cdot 1.5 + 2.5 \right) \Rightarrow d_y = 10.25 \text{ cm}$$

- En travée

✓ Sens x-x

$$Mt_x = 7.5427 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt_x}{b \cdot dx^2 \times f_{bu}} = \frac{7.5427 \times 10^3}{100 \times 11.75^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0385$$

$$\mu_{bu} = 0.0385 < \mu_I = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ le diagramme passe par le pivot A.

$$\varepsilon_{sc} = 10\% \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mp}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}]$$

$$= 1.25 [1 - (1 - 2 \times 0.0385)^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.049$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1175(1 - 0.4 \times 0.049)$$

$$Z = 0.115 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Mt_x}{z \times f_{st}} = \frac{7.5427 \times 10^3}{11.5 \times 248} \Rightarrow A_t = 1.885 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte pour : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

Espacement : $st \leq \text{Min}(33 \text{ cm}, 3e) = 33 \text{ cm}$ (fissuration peu nuisible).

$$St = 25 \text{ cm}$$

✓ Sens y-y

$$Mt_y = 1.2713 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mt_y}{b \cdot dx^2 \times f_{bu}} = \frac{1.2713 \times 10^3}{100 \times (10.25)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0085 < \mu_I = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}] = 1.25 [1 - (1 - 2 \times 0.0085)^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.021$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.1025(1 - 0.4 \times 0.021) \Rightarrow Z = 0.1016 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{Mt_y}{z \times f_{st}} = \frac{1.2713 \times 10^3}{10.16 \times 348} \Rightarrow A_t = 0.359 \text{ cm}^2$$

On adopte pour : $3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Espacement $st \leq \text{min}(45 \text{ cm}, 4e) = 45 \text{ cm} \Rightarrow st = 30 \text{ cm}$

- En appuis

$$M_{a_{max}} = 2.6621 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2.6621 \times 10^3}{100 \times (11.75)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0134$$

$$\mu_{bu} < \mu_I = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}]$$

$$= 1.25 [1 - (1 - 2 \times 0.0134)^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.0169$$

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

$$= 0.1175 (1 - 0.4 \times 0.0169) \Rightarrow Z = 0.117 \text{ m}$$

$$A_{a_x} = \frac{M_{max}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.6621 \times 10^3}{11.6 \times 348} = A_{a_x} = 0.659 \text{ cm}^2$$

on adopte pour : $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.4.3. Vérification à L'ELU

- Condition de non fragilité

✓ En travée

- Sens x-x

$$A_{min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times e \Rightarrow A_{min} = 0.0008 \left(\frac{3-0.3}{2} \right) \times 100 \times 15$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.62 \text{ cm}^2 < A_{opt} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

Sens y-y

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

✓ En appuis

$$A_{min} = 1.62 \text{ cm}^2 < A_{opt} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

L'effort tranchant

$$V_u = 5.4938 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{5.4938 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1175} = 0.047 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u^- = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_u^- \dots \dots \dots$ c'est vérifié.

III.4.4. Vérification à L'ELS :

$$M_{x_{ser}} = \frac{8.73(0.9)^2}{2} \times 2.98 - \frac{8.73 \times 2(0.9)^2}{3} \Rightarrow M_{x_{ser}} = 6.2934 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_{ser}} = 8.73 \frac{(0.9)^3}{6} \Rightarrow M_{y_{ser}} = 1.0607 \text{ KN.m}$$

Les moments en travée : $M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 5.3494 \text{ KN.m}$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.9016 \text{ KN.m}$$

Les moments en appuis : $Ma_{max} = 0.3 M_x \Rightarrow Ma_{max} = 0.3182 \text{ KN.m}$

➤ **La contrainte dans le béton :**

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

✓ **En travée**

• **Sens x-x**

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 15 \times 2.01y - 15 \times 2.01 \times 11.75 = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 354.26 = 0$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = (30.15)^2 - 4(-354.26)(50)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 267.88$$

$$\Rightarrow y = \frac{-B + \sqrt{\Delta}}{2A} = \frac{-30.15 + 267.88}{100} \Rightarrow y = 2.38 \text{ cm}$$

$$I = 100 \times \frac{(2.38)^3}{3} + 15 \times 2.01(11.5 - 2.38)^2 \Rightarrow I = 3096.452 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = \frac{5.3494 \times 10^6}{3096.452 \times 10^4} \times 2.38 \times 10$$

$\Rightarrow \sigma_{bc}^x = 4.112 \text{ Mpa} < 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc}^x < \sigma_{bc}^- \dots \dots \dots$ c'est vérifié.

- Sens y-y

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 15 \times 1.51y - 15 \times 1.51 \times 11.75 = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 22.65y - 266.1375 = 0$$

$$\Delta = (22.65)^2 - 4(50)(-266.1375)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 258.935$$

$$Y = \frac{-22.65 + 258.935}{2 \times 50} \Rightarrow y = 2.363 \text{ cm}$$

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

$$= 100 \times \frac{(2.363)^3}{3} + 15 \times 1.51(11.75 - 2.363)^2$$

$$\Rightarrow I = 2435.64 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.9016 \times 10^6}{2435.65 \times 10^4} \times 2.363 \times 10$$

$$\sigma_{bc} = 0.875$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc}^x < \sigma_{bc}^- \dots \dots \dots \text{ c'est vérifié.}$$

✓ **En appuis**

$$M_{a_{max}} : 0.3182 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15A \times d = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 30.15y - 354.26 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 267.88$$

$$Y = 2.38 \text{ cm}$$

$$I = 100 \times \frac{(2.38)^3}{3} + 15 \times 2.01(11.75 - 2.38)^2$$

$$\text{Alors : } I = 3096.452 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.3182 \times 10^6}{3096.452 \times 10^4} \times 2.38 \times 10^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.2446 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire.

- **Etat limite de déformation**

On doit vérifier les trois conditions suivantes.

- **La flèche**

✓ **Sens x-x**

$$1. \frac{e}{Lx} = 0.167 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{7.5427}{10 \times 8.8737} = 0.085 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

$$2. \frac{As}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 11.75} \times 0.0017 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

$$3. \frac{e}{Lx} = \frac{0.15}{0.9} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

✓ **Sens y-y**

$$1) \frac{ht}{Ly} = \frac{15}{298} = 0.05 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

$$2) \frac{As}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 11.75} = 0.0013 < \frac{2.4}{f_e} = 0.006 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée}$$

$$3) \frac{e}{Ly} = \frac{0.15}{2.98} = 0.050 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée}$$

La 1^{er} et la 3^{eme} condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible : $f_{adm} = \frac{298}{500} = 0.596 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{As}{b \times d} \Rightarrow \rho = \frac{1.51 \times 10^{-4}}{1 \times 0.1175} = 0.00128.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00128} \Rightarrow \lambda_i = 16.4.$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 16.4 \Rightarrow \lambda_v = 6.56$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} [(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s (V_2 - d')^2]$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{b \times e^2}{2} + 15 \times A \times d \right)$$

$$B = b \times e + 15A = 100 \times 15 + 15 \times 1.51 \Rightarrow B = 1522.65 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1522.65} \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 1.51 \times 11.75 \right)$$

$$\Rightarrow V_1 = 7.56 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow V_2 = e - V_1 = 15 - 7.56 \Rightarrow V_2 = 7.4368 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7.56^3 + 7.4368^3) + 15 \times 1.51 (7.4368 - 2.5)^2]$$

$$I_0 = 46513.55 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_s :

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considérée.

$$\sigma_s = \frac{n \times M_{ser}}{1} (d - y) \text{ avec } n = 1$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{Q_{jser} \times L^2}{8} ; M_{gser} = \frac{0.75 Q_{gser} \times L^2}{8} ; M_{pser} = \frac{0.75 Q_{pser} \times L^2}{8}$$

$Q_{jser} = 1 \times G$: la charge permanente avant la mise en place du revêtement.

$$Q_{jser} = 1 \times 3 \Rightarrow Q_{jser} = 3 \text{ KN/ml}$$

$Q_{gser} = 1 \times G$: la charge permanente.

$$Q_{gser} = 1 \times 5.23 \Rightarrow Q_{gser} = 5.23 \text{ KN/m}$$

$Q_{pser} = 1 \times (G + Q)$: la charge permanent et la sur charge d'exploitation.

$$Q_{pser} = 1 \times 8.73 \Rightarrow Q_{pser} = 8.73 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{0.75 \times 3 \times (2.98)^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 2.476 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{5.23 \times (2.98)^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 4.3542 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{8.73 \times (2.98)^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 7.268 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s^j = \frac{2.4976 (10.25 - 2.363) \times 10^3}{2435.64} \Rightarrow \sigma_s^j = 8.0876 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^g = \frac{4.3542 (10.25 - 2.363) \times 10^3}{2435.64} \Rightarrow \sigma_s^g = 14.0102 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{7.268 (10.25 - 2.363) \times 10^3}{2435.64} \Rightarrow \sigma_s^p = 23.5348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times f \times \sigma_s^j + ft_{28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00128 \times 8.0876 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = -0.7$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times f \times \sigma_s^g + ft_{28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00128 \times 14.0102 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.69$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times f \times \sigma_s^p + ft_{28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00128 \times 23.5348 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.65$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 46513.55}{1 + 16.4 \times 0.72} = 3994.76 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 46513.55}{1 + 16.4 \times 0.69} = 4154.34 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 46513.55}{1 + 16.4 \times 0.65} = 4388.07 \text{ cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 46513.55}{1 + 6.56 \times 0.69} = 9258.27 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 3214.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 1.10721.4 \text{ Mpa}$$

$$f_{gi} = \frac{4.3542 \times 10^{-3} \times (2.98)^2}{10 \times 32164.19 \times 415.34 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0029 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{7.268 \times 10^{-3} \times (2.98)^2}{10 \times 32164.19 \times 4388 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0046 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{4.3542 \times 10^{-3} \times (2.98)^2}{10 \times 10721.4 \times 9258 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0039 \text{ m}$$

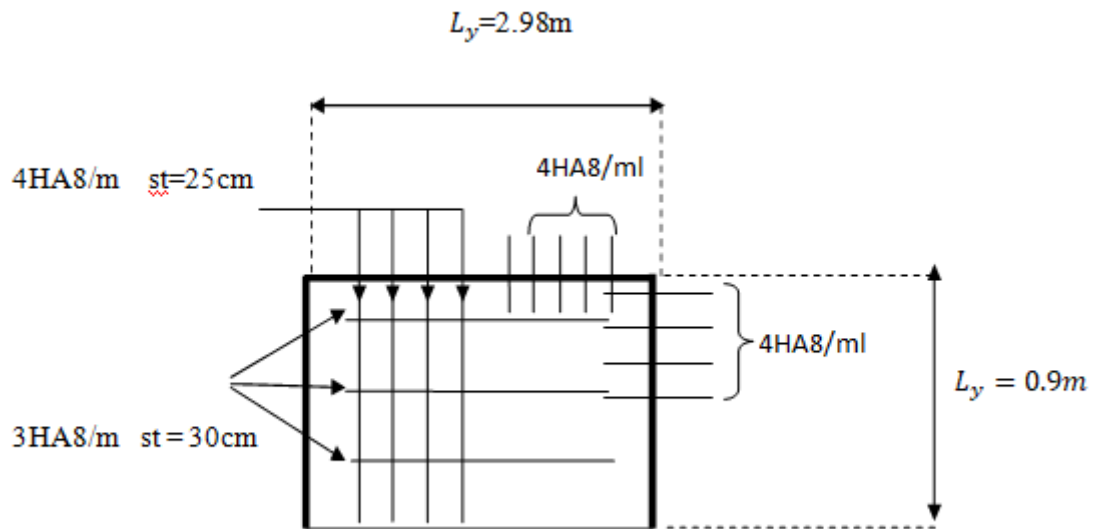
$$f_{ji} = \frac{2.4976 \times 10^{-3} \times (2.98)^2}{10 \times 32164.19 \times 3994.76 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0017 \text{ m}$$

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$= 0.0039 - 0.0017 + 0.0046 - 0.0029$$

$$\Delta_{ft} = 0.0039m \Rightarrow \Delta_{ft} = 0.39m$$

$$\Delta_f = 0.39cm < f_{adm} = 0.596cm \dots \dots \dots \text{c'est vérifi}$$



Figur.III.36 : Schéma de ferraillage du balcon

III.5. Etude de L'acrotère

L'acrotère est considéré comme un système isostatique assimilé à une console encastrée dans le plancher soumise à :

- ✓ Son poids propre (G).
- ✓ Une force horizontale due à l'effort sismique F_p .
- ✓ Une charge horizontale (Q) due à la main courant.

III.5. 1. Hypothèse de calcul

Les hypothèses de calcul sont :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- ✓ Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.

Dans notre projet il existe seule type d'acrotère qui est les suivants :

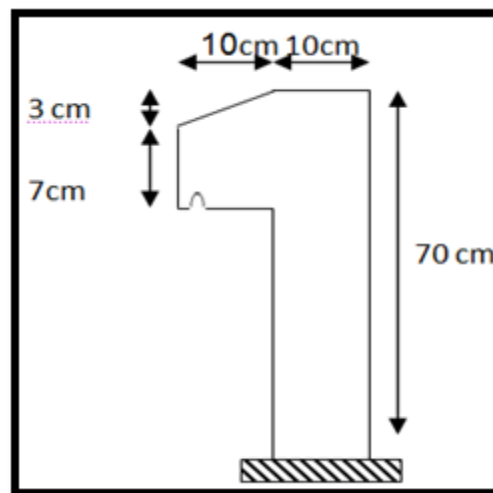


Figure. III.37 : Présentation de l'acrotère.

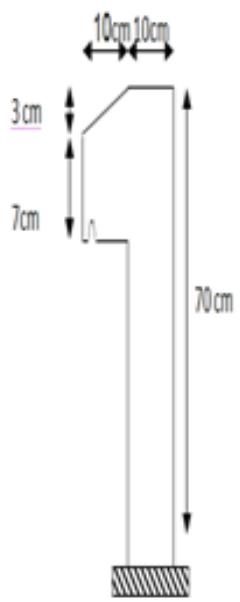
III.5.2. Evaluation des charges et surcharges

Dans notre projet Les charges revenantes d’acrotères sont résumées dans le tableau ci-après :

A. Charges verticales

Tableau III.20 : Evaluation des charges verticales de l’acrotère.

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l’acrotère	10	0.0785	25	1.9625
Enduit ciment intérieur	2	0.020 × 0.7	20	0.56
Charge permanente totale	$G = 2.5225 \text{ KN/ml}$			
Charge d’exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$			



B. Charges horizontales (dues au séisme)

D’après le RPA99 Version 2003 Article 6.2.3.

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l’action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.C_p .A.W_p$$

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

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 tableau (6.1) du RPA99.

W_p : Poids propre de l’acrotère $W_p = G_t$

F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux.

Pour notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique II a (Sétif)} \end{array} \right\} \Longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{array} \right.$$

W_p : Poids de l'acrotère

$$W_p = 2.5225 \text{ KN/ml}$$

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

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 2.5225 \Longrightarrow F_p = 1.2108 \text{ KN}$$

La section de calcul en flexion composée sera de $(100 \times 10) \text{ m}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.5.3. Calcul des sollicitations

- Caractéristique géométrique des acrotères :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right.$$

Les caractéristiques géométriques d'acrotères sont calculées et illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : Caractéristiques géométriques d'acrotères.

G t (KN/ml)	Q (KN/ml)	S(m ²)	CDG(m)
2.5225	1.000	0.0785	$X_G = 0.0605$ $Y_G = 0.3817$

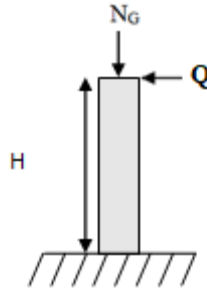


Figure.III.38 : Schéma statique de l'acrotère

Les efforts normaux sont donnés par:

- Un effort normal dû à son poids propre $N=W_p$.
- Un effort normal dû à la surcharge $N_Q=0$.
- Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$.

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_{FP} = F_p \cdot Y_G$$

$$M_G = Q \cdot H$$

Les résultats de calcul des différentes sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.22 : Les moments dans l'acrotère

Efforts normal M_G (KN.m)	Moment M_{FP} (KN.m)	Moment M_Q (KN.m)
0.000	0.4621	0.7000

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement

Tableau III.23 : Les combinaisons d'action à utiliser

Sollicitation	RPA 99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.5225	3.4053	2.5225
M (KN.m)	1.1621	1.0500	0.7000

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...), le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

La section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h = 100 \times 10$) cm² sollicitée en flexion composée.

III.5.4. Calcul de l'excentricité à l'ELU

$$e_0 = \frac{M_U}{M_{Uj}} \Rightarrow e_0 = \frac{1.0500}{3.4053} \Rightarrow e_0 = 0.3083m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.1166 m$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central \Rightarrow La section est partiellement comprimée \Rightarrow Le ferrailage se fera à par assimilation à la flexion simple.

Les éléments soumis à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'excentricité de calcul « e » sans tenir compte de l'effet du second ordre e_1 est :

$$e_1 = e_0 + e_a$$

Avec : e_0 : excentricité structurelle (dite de premier ordre) $\Rightarrow e_0 = 0.383 m$

e_a : excentricité additionnelles traduisant ordre les imperfections géométriques

initiales

$$e_a : \max \left(2cm, \frac{h}{250} \right) \Rightarrow e_a = \max \left(2 cm, \frac{70}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2 cm$$

$$e_1 = 0.3083 + 0.02 \Rightarrow e_1 = 0.3283 m$$

Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_1 due à la déformation de la structure on doit vérifier que : $\frac{L_f}{h_0} \leq \max \left(15, \frac{20e_0}{h_0} \right)$

Avec : L_f : Longueur de flambement : $L_f = 2 \times h = 2 \times 0.7 = 1.4 m$

h_0 : Hauteur de la section $\Rightarrow h_0 = 0.10 \text{ m}$

$$\frac{L_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_0}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{L_f}{h_0} = \frac{1.4}{0.1} = 14 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0,3083}{0,1}\right) = 61.66$$

\Rightarrow La condition est vérifiée donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h_0} \dots \dots \dots \text{BAEL91. Article A.4.3.5.}$$

α : Rapport du moment du premier ordre du au charge permanente et quasi permanente au moment totale du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.7} \Rightarrow \alpha = 0$$

ϕ : Rapport de déformation du au fluage a la de formation instantané sous la charge considérée généralement est égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) \Rightarrow e_2 = 0.012 \text{ m}$$

$$e = e^0 + e_a + e^2 = 0.3083 + 0.02 + 0.012$$

$$e = 0.3403 \text{ m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$\begin{cases} N_u = 3.4053 \text{ kN} \\ M_u = N_u \times e \Rightarrow 3.4053 \times 0.3403 \Rightarrow M_u = 1.159 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5.5. Ferraillage

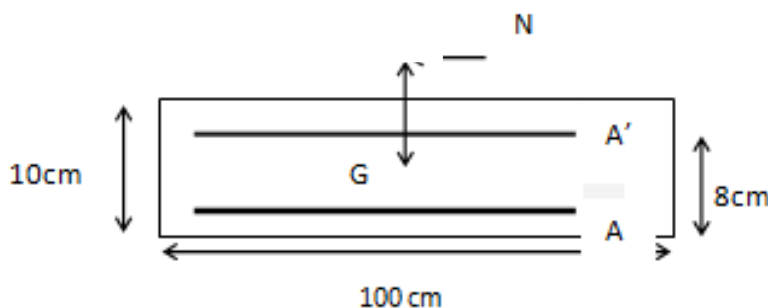


Figure. III.39 : Section à ferrailer

A. A L'ELU selon BAEL 91

$$\begin{cases} n = 10cm \\ d = 8cm \\ b = 100cm \end{cases}$$

A.1. Armatures principales

L'acrotère est sollicité en flexion composée mais le calcul se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Tel que :

M_{uG} et N_u : la sollicitation au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 10159 + 3.4053 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1.261 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.261 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.0139 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0139}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0278$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08(1 - 0.4 \times 0.0278) \Rightarrow Z = 0.0775 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,261 \times 10^{-3}}{0.0775 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.4675$$

En flexion composée on a : N_u est un effort de compression

$$\Rightarrow A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 0.4675 \times 10^{-4} - \frac{3,4053 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.3696$$

- **Vérification à L'ELU selon le BAEL 91**

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{min} \text{ et on adopte } A_s = 4HA8 = 2.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

B. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement**

$$1\text{-Armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm . Alors on adopte : } S_t = 30 \text{ cm}$$

$$2\text{-Armatures de répartition : } S_t \leq \frac{110}{4} = 27.5 \text{ cm . Alors on adopte : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\tau_u^- \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3) \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- \leq \min(2,5; 3) \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5(F_p + Q) \Rightarrow V_u = 1.5(1.2108 + 1)$$

$$V_u = 3.3162 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3.3162 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.04145 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u^- \text{ Alors pas de risque de cisaillement.}$$

- **Vérification à L'ELS selon BAEL 91 :**

La vérification à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable (l'acrotère est exposé aussi intempéries) sont :

1-contrainte limite de l'acier.

2-contrainte limite du béton.

- Vérification de contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \tau_{ser}$$

$$V = F_p + Q = 1.2108 + 1 \Rightarrow V = 2.2108 \text{ KN}$$

Avec $\sum u_i$: La somme des périmètres des barres

$$\sum u_i = \pi \times n \times \emptyset$$

$$\sum u_i = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{2.2108 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}}$$

$$\tau_{ser} = 0.3056 \text{ MPA}$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \varphi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\varphi_s = 1.5 \text{ pour aier HA. selon (RPA 99 Art: A. 6.1.21)}$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 \Rightarrow \tau_{ser}^- = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{ser}^- \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport a l'adhérence.}$$

- Vérification de la contrainte limite de l'acier et du béton :

$$\text{Le béton : } \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{L'acier : } \sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_b \leq \min \frac{2}{3} \times f_e; 1.50\eta) = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } \eta = 1.5$$

Position de l'axe neutre

$$C = d - e \text{ tel que}$$

e : La distance du centre de pression et la fibre la plus comprimée de la section

$$M_{ser} = 0.7000 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 2.5225 \text{ KN} \quad \Rightarrow e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7000}{2.5225} \Rightarrow e = 0.277 \text{ m}$$

$$e_G = e + \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0.277 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.307 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_G > \frac{h_0}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$C = d - e_G \Rightarrow C = 0.08 - 0.307$$

$C = -0.227$ alors c'est à l'extérieur de la section

$$|C| = 0.227 \text{ m}$$

$$Y_c^3 + PY_c + Q = 0$$

$$P = -3C^2 - 90 \frac{A}{b}(c - d) + 90 \frac{A}{b}(d - c)$$

$$Q = -2C^3 - 90 \frac{A'}{b}(c - d)^2 - 90 \frac{A}{b}(d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow p = -3C^2 + 90 \frac{A}{b}(d - c)$$

$$Q = -2C^3 - 90 \frac{A}{b}(d - c)^2$$

$$\Rightarrow \begin{cases} p = -3 \times 0.227^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.227) \Rightarrow p = -0.1572 \text{ m}^2 \\ Q = -2 \times 0.227^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.227)^2 \Rightarrow q = 0.0238 \text{ m}^3 \end{cases}$$

$$Y_c^3 - 0.1572 Y_c - 0.0238 = 0$$

$$\text{Soit : } \Delta = 4p^3 + 27q^2$$

Si : $\Delta \leq 0$ alors l'existence de trois racines

Si : $\Delta \geq 0$ alors l'existence d'une seule racine

$$\Delta = 4(-0.1572)^3 + 27(-0.0238)^2$$

$$\Rightarrow \Delta = -2.5 \times 10^{-4} \leq 0$$

alors il existe trois racines réelles ; Il faut choisir celle qui convient :

$$0 \leq y = Y_c + c \leq h$$

$$\Rightarrow -c \leq Y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0.227 \leq Y_c \leq -0.127$$

$$Y_c = -0.22$$

$$Y = -0.22 + 0.227 = 0.007 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{bY^2}{2} + 15 A'(c - d) - 15A(d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.007^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4}(0.08 - 0.007)$$

$$\Rightarrow \mu_t = -1.954 \times 10^{-4}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.7 \times 10^{-3} \times 0.007}{-1.954 \times 10^{-4}} = -0.025 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.5225 \times 10^{-3}}{-1.954 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.007)$$

$$\sigma_s = 14.136 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

❖ ferrailage de l'acrotère

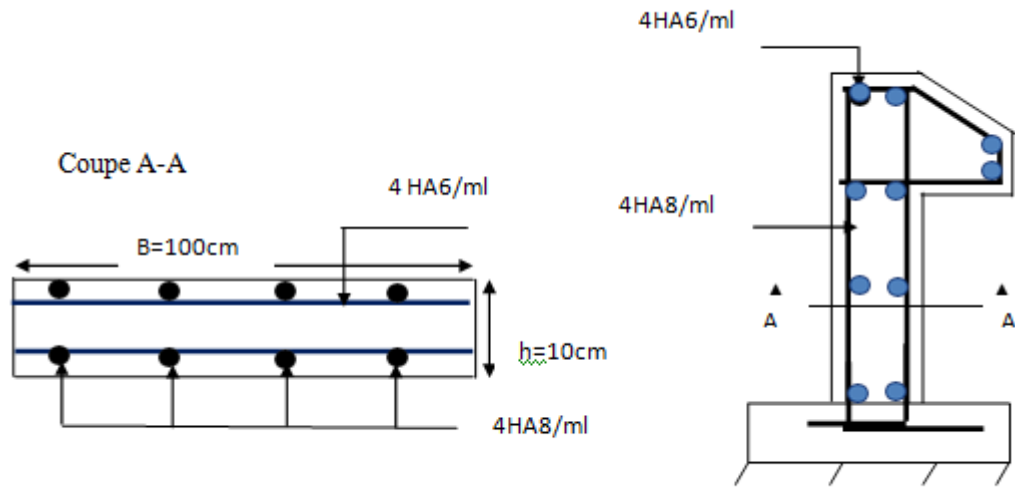


Figure III.40 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6. Etude d'escalier

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15 cm.
- ✓ Giron de 30 cm.
- ✓ Contre marche de 18 cm.

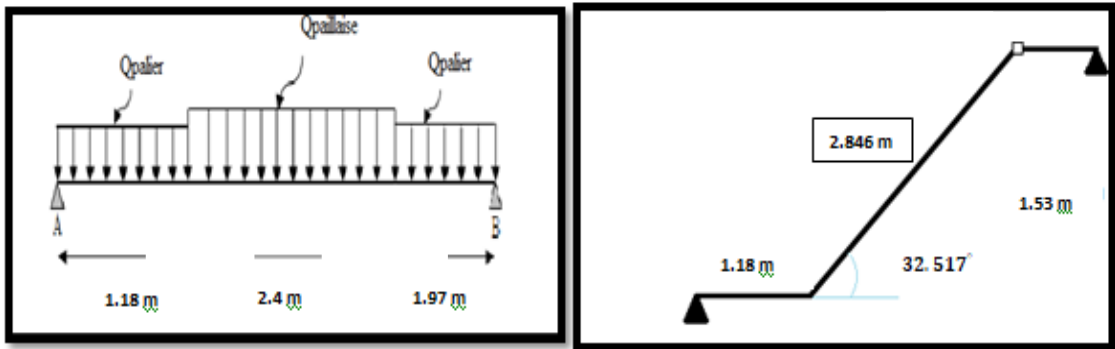


Figure.III.41 : Schéma statique de l'escalier.

III.6.1. Calcul des Sollicitations :

- ELU : $Q = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $Q = G + Q$

Tableau III.24 : Calcul des sollicitations à L'ELU et L'ELS d'escalier.

	G (kN/ml)	Q (kN/ml)	ELU kN/ml	ELS kN/ml
Palier	5.35	2.5	10.975	7.85
Volée	8.24	2.5	14.874	10.74

A. Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$Qu_{eq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_t} = \frac{10.975 \times 1.18 + 14.874 \times 2.4 + 10.975 \times 1.97}{5.55}$$

$$Qu_{eq} = 12.776 \text{ kn/ml}$$

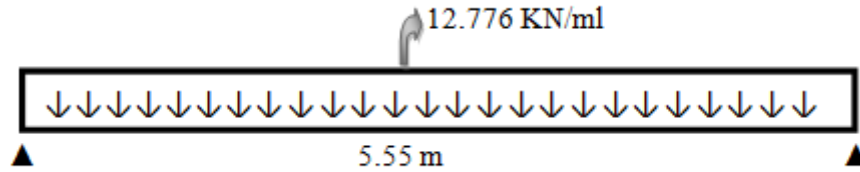


Figure III.42 : Schéma des charges équivalentes à L'ELU d'escalier.

$$M_u = \frac{q_{eq} \times L^2}{8} = \frac{12.776 \times 5.55^2}{8} \Rightarrow M_u = 49.1916 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0.85M_0 \Rightarrow M_{ut} = 41.8128 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = 0.3M_0 \Rightarrow M_{ua} = 14.7575 \text{ KN.m}$$

B. Etat limite de service :

$$Q_{Seq} = \frac{Q_{p1} \times L_{p1} + Q_v \times L_v + Q_{p2} \times L_{p2}}{L_t}$$

$$Q_{Seq} = \frac{7.85 \times 1.18 + 10.74 \times 2.4 + 7.85 \times 1.97}{5.55} \Rightarrow Q_{Seq} = 9.0997 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{Q_{Seq} \times L^2}{8} = \frac{9.0997 \times 5.55^2}{8} \Rightarrow M_s = 35.0367 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 35.0367 \Rightarrow M_{st} = 29.7812 \text{ KN.m}$$

$$M_{sa} = 0.3M_0 = 0.3 \times 35.0367 \Rightarrow M_{sa} = 10.5110 \text{ KN.m}$$

III.6.2. Calcul de ferrailage :

➤ En travée :

A. Etat limite ultime (E L U) :

$$C \geq e + \frac{Q}{2} \quad \text{avec} \quad \phi \leq \frac{h}{10} = 1.5 \quad \text{et} \quad e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc} \quad C \geq 1 + 0.75 \Rightarrow C = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 \Rightarrow d = 12.5 \text{ cm}$$

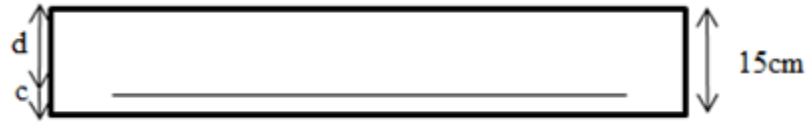


Figure.III.43 : Section de béton armé en travée.

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times \sigma_b} = \frac{41.8128 \times 10^2}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.1884 \leq \mu_t = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0.$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1884}) \Rightarrow \alpha = 0.264$$

$$B = 1 - 0.4 \times 0.264 \Rightarrow B = 0.894$$

$$A_s = \frac{41.8128 \times 10^3}{0.894 \times 12.5 \times 384} \Rightarrow A_s = 9.744 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : on adopte 5T16 = 10.05 cm²

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

donc : $A_{max} (A_s, A_{min})$ on adopte : 5 T16 = 10.05 cm²

✓ **Armatures de repartition:**

$$\text{On a : } A/4 \leq A_r = 10.5/4 \Rightarrow A_r = 2.51 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte 4T10 = 3.14 cm²

✓ **Espacement :**

$$S_T = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq S_{min} = \min [3h = 39 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

B. Etat limite de service (E L S) :

$$\left. \begin{array}{l} M_{st} = 29.7812 \text{ KN.m} \\ \text{Flexion simple section} \\ \text{rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bcdm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } r = \frac{M_{ut}}{M_{st}} \Rightarrow \frac{41.8128}{29.7812} \Rightarrow r = 1.404$$

$$\Rightarrow \frac{1.404-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.452 \geq \alpha = 0.264 \Rightarrow \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s).

➤ **En appuis :**

• **A. Etat limite ultime (E L U) :**

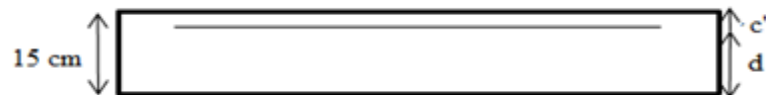


Figure.III.44 : section de béton armé en appui à l'ELU.

$$C \geq e + \frac{\phi}{2} \text{ avec } \phi \leq \frac{h}{10} = 1.5 \text{ cm} \quad \text{Et } e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } C \geq 1 + 0.75 \Rightarrow C = 2.5 \text{ cm}$$

$$d = 15 - 2.5 \Rightarrow d = 12.5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \times \sigma_b} = \frac{14.7575 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.066$$

$$\mu = 0.066 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A_1 = 0$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 0.0854$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0854$$

$$\Rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d^2 \times \sigma_s} = \frac{14.7575 \times 10^3}{0.966 \times 12.5 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.512 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armatures : On adopte 4 T12 = 4.52 cm²

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.1509 \text{ cm}^2$$

Donc A = max(A_s . A_{min}).

On adopte 4T12 = 4.52 cm²

✓ **Armatures de répartition :**

$$\text{On a } \frac{A}{4} \leq A_r \Rightarrow \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature : On adopte 4T6 = 1.13 cm²

✓ **Espacement :**

$$St = \left(\frac{100}{4} \right) = 25 \text{ cm} \leq S_{min} = \min [3h=30\text{m} ; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$$

• **Etat limite de service (E. L .S):**

$$\left. \begin{array}{l} M_{sa} = 10.5110 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ \text{flexion simple section} \\ \text{rectangulaire sans A'} \\ \text{Acier Fe F 400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = \frac{14.7575}{10.5110} \Rightarrow \gamma = 1.40$$

$$\Rightarrow \frac{1.40+1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow 1.45 \geq \alpha = 0.0854 \dots \dots \dots \text{c'est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible ⇒ les armatures calculées à E.L.U.seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement du béton**

On doit vérifier que τ_u ≤ τ̄

$$\text{On a : } V_u^{max} = \frac{Q \cdot L}{2} = 35.453 \text{ KN}$$

$$\text{Telles que : } \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \cdot d} = \frac{35.453 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.2836 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau \bar{=} \min \left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa (la fissuration et peu prefudiciable)}$$

D' où alors : $\tau_u = 0.2836 \leq \tau = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc le béton seul reprend l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

On prend donc que des armatures de montage.

III.6.3. Ferraillage de l'escalier

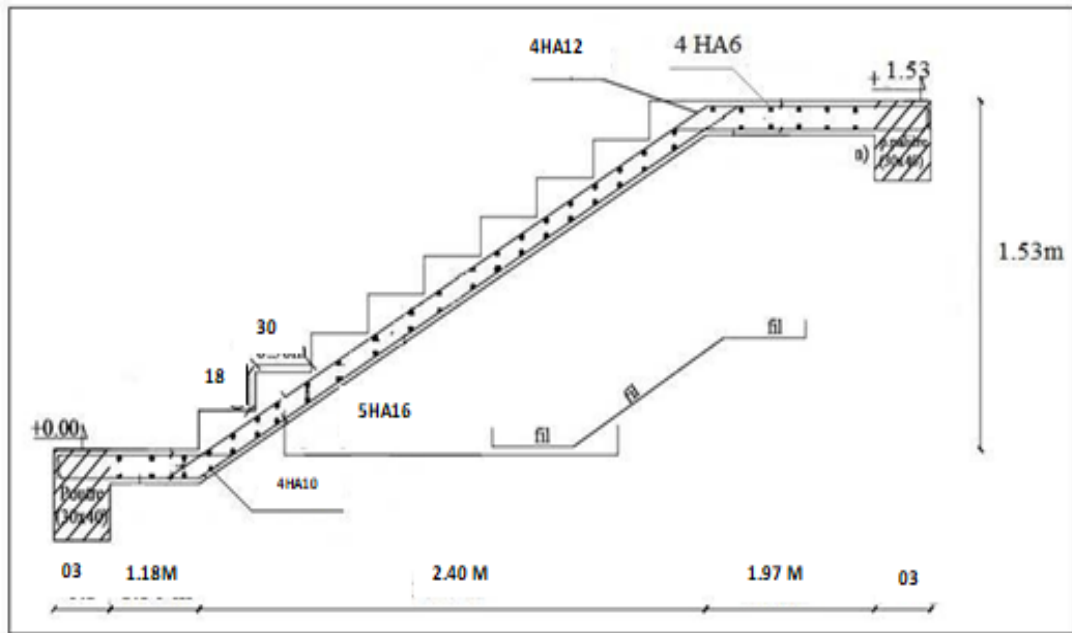


Figure.III.45 : Schéma de ferraillage de l'escalier.

III.6.4.Ferraillage de la poutre palière

A. Evaluation des charges

La poutre de palier est placée a l'extrémité du palier son rôle consiste à prendre.

✓ Poids propre : $G_{pp} = 0.40 \times 0.30 \times 25 = 3.000 \text{ KN/ml}$

✓ Charge ramenée par paillasse (volée)

$G_{paillasse} = 8.702 \times 0.57 = 4.960 \text{ KN/ml}$

✓ Charge ramenée par palier

$G_{palier} 5.35 \times 1.97 = 10.540 \text{ KN/ml}$

✓ Charge ramenée mur intérieur : $G_{mur} = \frac{1.35(3.06-0.3)}{2}$

$G_{mur} = 1.863 \text{ KN/ml}$

$$G = 3.000 + 4.960 + 10.540 + 1.863$$

$$G = 20.363 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \times 1.9 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

B. Pondération des charges :

$$\begin{aligned} \text{➤ E.L.U : } Q_u &= 1.35 G + 1.5 Q \\ &= 1.35 \times 20.363 + 1.5 \times 4.75 \end{aligned}$$

$$Q_u = 34.1088 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ E.L.S : } Q_s &= G + Q \\ &= 20.363 + 4.75 \end{aligned}$$

$$Q_s = 25.113 \text{ KN/ml}$$

C. Calcul des moments

Moment statique maximal $L = 3m$

$$\begin{aligned} \text{➤ E.L.U : } M_{u0} &= \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{34.615 \times 3^2}{8} \\ \Rightarrow M_{u0} &= 38.942 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{➤ E.L.S : } M_{s0} &= \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{25.113 \times 3^2}{8} \\ \Rightarrow M_{s0} &= 28.252 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

D. Répartition des moments

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = 0.3 M_0$$

Tableau.III.25 : L'effort agissant sur une poutre palière.

E .L .U			E .L .S		
M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
38.942	33.101	11.683	28.252	24.014	8.476

❖ Calcul de ferrailage

A. Vérification a L'E.L.U :

• Sur travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times \sigma_b} = \frac{33.101 \times 10^3}{30(37.5)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.055$$

$$\mu = 0.055 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_l = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.14$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow \beta = 0.945$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times \sigma_b} = \frac{33.101 \times 10^3}{0.945 \times 37.5 \times 348} \Rightarrow A_s = 2.684 \text{ cm}^2$$

Le choix d'armature on adopte 3HA12 = 3.39 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.358 \text{ cm}^2$$

Donc : A = max (A_s; A_{min})

On a adopte : 3HA12 = 3.39 cm²

• Les armatures transversales doivent vérifiées

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.97 \right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend 4Ø 6 = 1.13 cm² (1 cadre +1 étrier)

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

A partir des conditions de C.B.A 93(art. A.5.1.2.2) les armatures transversales doivent respectée les conditions suivantes :

$$1/S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (33.75; 40 \text{ cm})$$

$$2/S_t \leq A_t \times \frac{f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.13 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 37.67 \text{ cm}^2$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA (99/ version 2003) les armatures doivent respecter les conditions suivantes :

$$\checkmark \text{ Zone courante} \quad S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone nodale} \quad S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = 7.2 \text{ cm}$$

On adopte l'espacement suivant.

$$\checkmark \text{ Zone courante} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone modale} \quad S_t = 7.2 \text{ cm}$$

• **sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times \sigma_b} = \frac{11.683 \times 10^3}{30(37.5)^2 \times 14.2} = 0.019$$

$$\mu = 0.019 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A_l = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.024 \Rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \times \sigma_s} = \frac{11.683 \times 10^3}{0.99 \times 37.5 \times 348} \Rightarrow A_s = 0.904 \text{ cm}^2$$

Le choix d armature on adopte 3HA8 = 1.51 cm²

✓ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s ; A_{min}) = \max(1.51 ; 1.449) \Rightarrow A = 1.51 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA8 = 1.51 cm²**

✓ Les armatures transversales doivent vérifiées :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.97\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend $4\phi_6 = 1.13 \text{ cm}^2$ (1 cadre +1 étrier)

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales**

A partir des conditions de C. B .A 93 /art A. 1.1.2.2) les armatures transversales doivent respectées les conditions suivantes.

$$1/S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(33.75; 40 \text{ cm})$$

$$2/S_t \leq A_t \times \frac{f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.13 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 37.67 \text{ cm}$$

A partir d'article 7.5.2.2 de RPA (99/ version 2003) les armatures doivent respecter les conditions suivantes

✓ Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

✓ Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = 7.2 \text{ cm}$

On a d'opté les espacements suivante.

✓ Zone courante $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ Zone nodale $S_t = 7.2 \text{ cm}$

❖ **Vérification a L E.L.S :**

- **sur travée :**

✓ **Etat limite de compression du béton :**

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

Telles que $\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I} \times Y$

$$\Rightarrow by^2 + 30 Ay - 30 dA = 0$$

$$\Rightarrow 30 y^2 + 30 \times 3.39 y - 30 \times 37.5 \times 3.39 = 0$$

$$\Rightarrow 30 (y^2 + 3.39 y - 127.125) = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4ac \Rightarrow \Delta = (3.39)^2 - 4(1)(-127.125)$$

$$\Delta = 519.992 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 22.80$$

$$\Rightarrow y = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2} \Rightarrow y = \frac{-3.39 + 22.80}{2} \Rightarrow y = 9.710$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15[A(d - y)^2] \Rightarrow I = \frac{30}{3}(9.710)^3 + 15[3.39(37.5 - 9.710)^2]$$

$$\Rightarrow I = 48425.63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I} \times Y = \frac{24.655 \times 10^6}{48425.63 \times 10^4} \times 9.710$$

$$\sigma_{bc} = 0.051 \text{ cm}^4$$

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

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

✓ L'Etat limite d'ouverture des fissurations

\Rightarrow La fissure préjudiciable

On doit vérifier que : $\sigma_S_{adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left\{ \frac{f}{2}, 110 \sqrt{\eta f t_j} \right\} \right\}$

$$\Rightarrow \sigma_S_{adm} = 201.633 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

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

$$\text{Et : } \sigma_S = \frac{15 M_S (D - Y)}{I} = \frac{15 \times 24.014 \times 10^6}{48425.63 \times 10^4} (37.5 - 9.710)$$

$$\sigma_S = 20.671 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_S \leq \sigma_S_{adm}$ Condition vérifiée

- sur appuis

Etat limite de compression du béton :

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

Telle que $\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I} \times Y$.

$$\Rightarrow by^2 + 30 Ay - 30d \times A = 0$$

$$\Rightarrow 30y^2 + 30 \times 1.51 \times y - 30 \times 37.5 \times 1.51 = 0$$

$$\Rightarrow 30(y^2 + 1.51y - 59.625) = 0$$

$$\Rightarrow y^2 + 1.51y - 59.625 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (1.51)^2 - 4(1)(-59.625)$$

$$\Delta = 228.78 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 15.125 \Rightarrow$$

$$Y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = -\frac{1.51 + 15.125}{2} \Rightarrow y = 6.801$$

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

$$I = \frac{30}{3} (6.807)^2 + 15[1.51(37.5 - 6.801)^2]$$

$$I = 24491.70 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I} \times Y = \frac{8.476 \times 10^6}{24491.70 \times 10^4} \times 6.807$$

$$\sigma_{bc} = 0.24 \text{ MPa} .$$

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

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

❖ L'état limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration préjudiciable

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

$$T'elles\ que : \sigma_{adm} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f}{2}, 110 \sqrt{\eta f t_j} \right) \right\} \Rightarrow \sigma_{adm} = 201.633\ MPa$$

On a une fissuration préjudiciable.

$$\eta = 1.6\ (Acier\ HA)$$

$$Et : \sigma_s = \frac{15M_s(D-Y)}{I} = \frac{15 \times 8.476 \times 10^6 (37.5 - 6.807)}{24491.7 \times 10^4}$$

$$\sigma_s = 15.933\ MPa$$

Donc : $\sigma_s \leq \sigma_{adm}$ Condition vérifiée.

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

D'après le BAEL 91 A article (A. 5. 1)

-fissuration peu préjudiciable

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34.615 \times 3}{2} \Rightarrow V_u = 51.92\ KN$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{r_b}, 5\ MPa \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5\ MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{51.92 \times 10^2}{(30 \times 37.5) \times 10} \Rightarrow \tau_u = 0.462\ MPa$$

$\tau_u = 0.462\ MPa \leq \bar{\tau} = 2.5\ MPa$ condition vérifiée

E tat limite de déformation BAEL91 (Article B.6.5.1)

$$\frac{h}{2} \geq \frac{l}{16} \Rightarrow \frac{40}{300} = 0.113 > 0.063 \dots\dots\dots\ condition\ vérifiée$$

$$\frac{h}{2} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{300} = 0.133 \geq \frac{33.101}{10 \times 38.942} = 0.085 \dots\dots\dots\ condition\ vérifiée$$

$$\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 37.5} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0030 \leq 0.0105 \dots\dots\dots\ condition\ vérifiée$$

III.7. Calcul de la poutre a la torsion

Contraintes tangentes de torsion :

On remplace la section réelle par une section Creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux $(l/6)$ du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

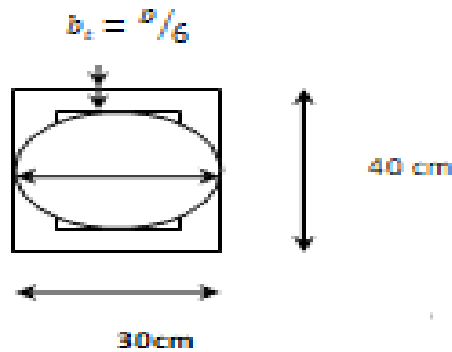


Figure.III.46 : Section creuse.

$$\tau_t = \frac{M_t \max}{2\Omega b}$$

$$b_0 = b_t = (a/6) = b/6 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur

$$\begin{aligned} \Omega &= (h - h_t) \times (b - b_t) \\ &= (40 - 5)(30 - 5) \Rightarrow \Omega = 875 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le couple de torsion est $C = V_u \times 0.1 = 51.92 \times 0.1 \Rightarrow C = 5.19 \text{ KN}$

Le moment de torsion est : $M_t = C \cdot \frac{L}{2} = 5.19 \cdot \frac{3}{2} \Rightarrow M_t = 7.785 \text{ KN.m}$

$$\tau_t = \frac{7.785 \times 10^3}{2 \times 875 \times 30} = 0.148 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}^2$$

$$\Rightarrow (0.525)^2 + (0.148)^2 = 0.304 \text{ MPa}$$

$$(2.5)^2 = 6.25 \text{ MPa}$$

Alors $\tau_u^2 + \tau_t^2 \leq \bar{\tau}^2$ condition vérifiée

Les armatures longitudinales

$$A_L = \frac{\mu M_t}{2\Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : Périmètre de l'aire de la section efficace

$$\mu = 2[(h - h_t) + (b - b_t)]$$

$$\mu = 2[(40 - 5) + (30 - 5)] \Rightarrow \mu = 120 \text{ cm}$$

$$A_L = \frac{120 \times 7.785 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} \Rightarrow A_L = 1.534 \text{ cm}^2$$

On prend 2HA12 = 2.26 cm²

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{\mu M_t}{2\Omega \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.785 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} \Rightarrow A_t = 0.013 \text{ cm}^2$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On prend 4 $\phi_6 \Rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

❖ Ferrailage de la poutre palière

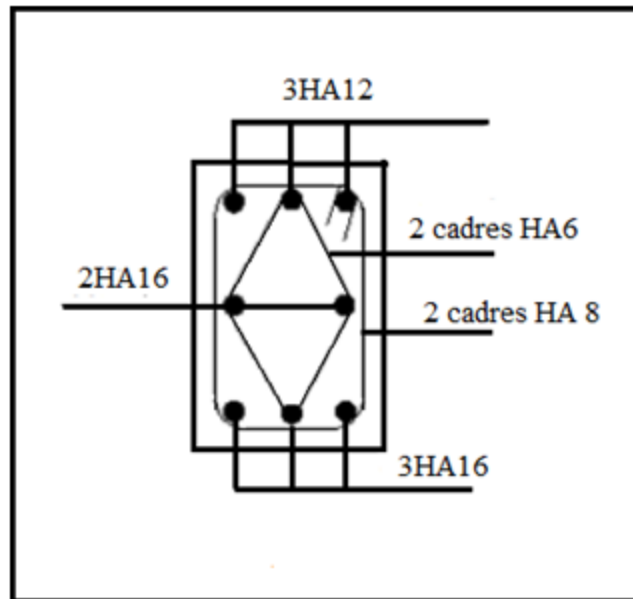


Figure .III.47 : Schéma ferrailage de la poutre palière.

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité.

Vu l'activité sismique du nord Algérien, les constructions doivent être conçues de manière adéquate pour résister aux secousses sismiques afin d'éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels et cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure en respectant les recommandations du règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003).

IV.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

analyse sismique de la structure selon les règles parasismique algériennes RPA99/2003

IV.3. Présentation des règles parasismiques algériennes RPA99/2003

IV.3.1. Introduction

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, et les dégâts causés par les tremblements de terre récents ont été de bonnes leçons et ont réveillé les consciences.

L'expérience algérienne dans le domaine de la réduction du risque sismique a commencé après le tremblement de terre majeur d'El-Asnam du 10 Octobre 1980 qui a entraîné la mort de plus de 3000 personnes ; suite auquel la première version des règles parasismiques algériennes, RPA 81[1], a été promulguée, suivi par la mise à jour de 1983 les RPA 81 - Version 1983 [2]. Ces deux règlements se basent sur la méthode statique

équivalente pour le calcul de la force sismique. En 1988, viennent les RPA 88 [3] où la méthode d'analyse modale spectrale a été introduite comme annexe. En 2000, une version plus complète des règles parasismiques Algériennes RPA 99 [4] qui est une continuité des documents précédents avec une actualisation qui tient compte des leçons tirées des récents séismes survenus en Algérie et dans d'autres pays. Dans cette version des RPA, on trouve la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique équivalente au même niveau. La quatrième révision a eu lieu après le séisme de Boumerdès en 2003 donnant lieu aux RPA99 - Version 2003 [5]. Dans cette version, il y a eu, principalement, la révision de la carte de zonage sismique et la restriction en hauteur du système structurel en portiques avec murs de remplissage en maçonnerie.

Par conséquent, l'utilisation des voiles de contreventement dans les structures de bâtiments en béton armé a été fortement encouragée et recommandée.

IV.3.2. Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux .etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis Robot Bat .

IV.3.2.1. Description du Logiciel ROBOT structural

ROBOT structural est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner différents types de structures (métallique, béton armé, ouvrage d'art ...). Il permet ainsi de vérifier les résultats obtenus.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot structural sont les suivantes :

- Définition de la structure en mode graphique par un éditeur conçu à cet effet.
- Possibilité de présentation des différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements ...etc.)
- Possibilité de calculer (ou dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture,...)
- Possibilité d'effectuer plusieurs types d'analyse des structures (statique et dynamique).
- Possibilité de composer librement les impressions (note de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers d'autres logiciels.)

A. Modélisation :

ROBOT structural permet de modéliser tout type de structure en 2D ou en 3D composées d'éléments barres, poutres, éléments surfaciques ou volumiques. Il permet d'introduire parfaitement la géométrie, le chargement, les matériaux, les conditions aux frontières voire même les règlements et normes adoptés.

B. Généralité sur le ROBOT structural:

- Le logiciel ROBOT structural, permet de modéliser tous les éléments du bâtiment, soit éléments porteurs (poteau, poutre, voile, fondation ...) ou non porteur (cloison,...)
- La modélisation des planchers par le logiciel ROBOT structural ne présente aucune difficulté même s'ils sont conçus en corps creux.
- Conditions aux limites : possibilité de considérer des appuis rigides (encastrement, appuis simples ou doubles) comme il est possible d'introduire les caractéristiques du sol de fondation pour l'étude de l'interaction sol - structure.
- Le ROBOT structural permet de calculer la section d'acier pour chaque élément de la structure suivant le BAEL91. Le logiciel propose même un choix du nombre de barres et du croquis de ferrailage.
- Possibilités d'utilisation des câbles de précontrainte dans le système Robot structural.
- Le Robot structural nous permet d'obtenir nos résultats sous forme de plans d'exécution.
- Les résultats peuvent être présentés en mode graphique (diagrammes) ou en mode texte (tableaux).
- Le Robot structural calcule la descente de charge automatiquement après la définition de matériaux.
- Le logiciel robot structural permet de générer automatiquement les fondations au premier niveau.
- Le Robot structural est un logiciel professionnel adapté aux constructions en acier, en béton, en bois, en béton armé, ou mixtes (béton, acier)
- Le Robot structural permet d'effectuer les vérifications selon plusieurs normes et règlements algériens.

C. Les différents types d'analyse disponibles dans ROBOT structural

Dans la version actuelle de ROBOT structural, les différents types d'analyse disponibles sont les suivants :

- Analyse Statique linéaire
- Analyse Statique non – linéaire
- Analyse p-Delta
- Analyse modale (vibrations propres des structures)
- Analyse harmonique.
- Analyse sismique suivant différentes normes (norme européenne EC8, normes françaises PS69, PS92 et AFPS 90, norme algérienne RPA 99.version 2003... etc.)
- Analyse spectrale.
- Analyse temporelle.
- Analyse non linéaire due aux barres travaillant en traction / compression seule et analyse des structures câblées.
- Analyse pushover.
- Analyse élasto - plastique des barres (cette analyse est disponible uniquement pour les profilés acier).

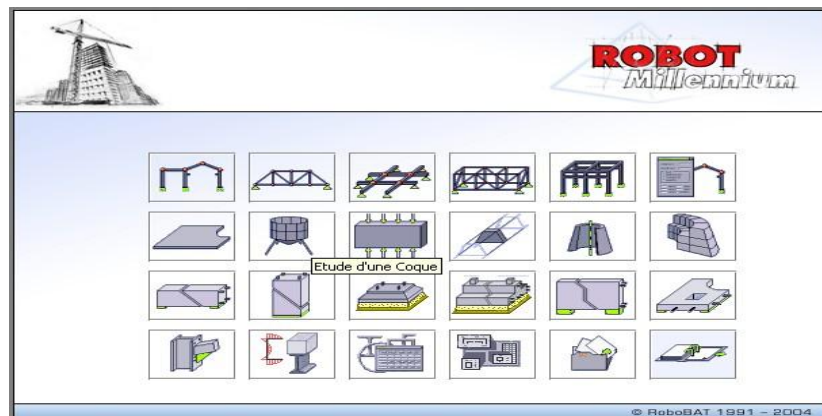
D. Démarche de modélisation sur le logiciel Robot structural:

Dans le logiciel robot structural on peut modéliser une structure du bâtiment par le robot structural directement ou bien par Robot CBS (Concrète **B**uilding **S**tructure), la modélisation est plus facile dans le Robot CBS qui est spécialement conçu pour la modélisation des bâtiments en béton armé contrairement au robot ordinaire qui est conçu pour différents types de structures.

Avec le Robot CBS, on peut :

- Modéliser un bâtiment.
- Pré dimensionner (ou vérifier suivant si les dimensions des éléments sont bloqués ou débloqués) les poutres, poteaux, voiles, dalle et fondations.
- Exporter vers les modules d'exécution et ROBOT Structural.
- Importer/Exporter vers le logiciel de coffrage ROBIN.
- Calculer le métré et quantitatif global

D.1. Création d'un nouveau fiché :

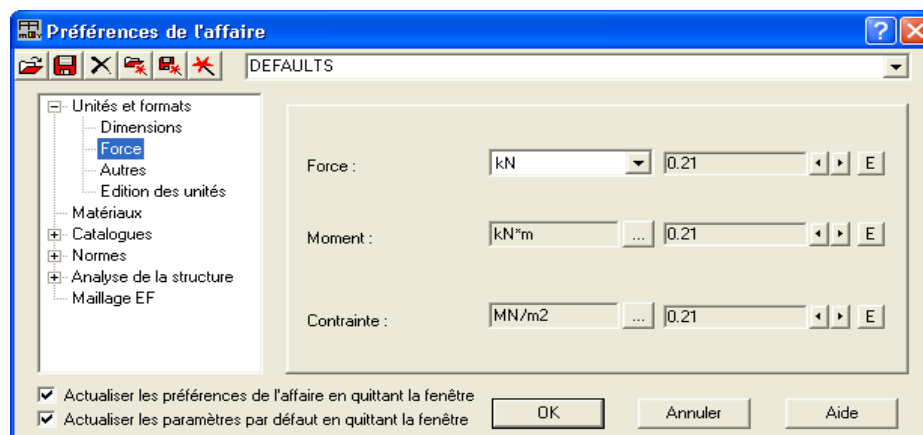


Dans cette étape le logiciel ROBOT propose plusieurs types des structures (portique plan, treillis plan, coque, plaque ...), comme nous puissions choisir le type de la structure étudier et dans notre cas on choisit le type « coque ».

D.2. Préférence de l'affaire :

Vous pouvez définir les paramètres de bases utilisées qui sont :

- Unité pour les : dimensions, les forces ...
- Matériaux
- Les normes
- Paramètre de l'analyse de structure
- Et autres...



D.3. Grilles (ligne de construction) :

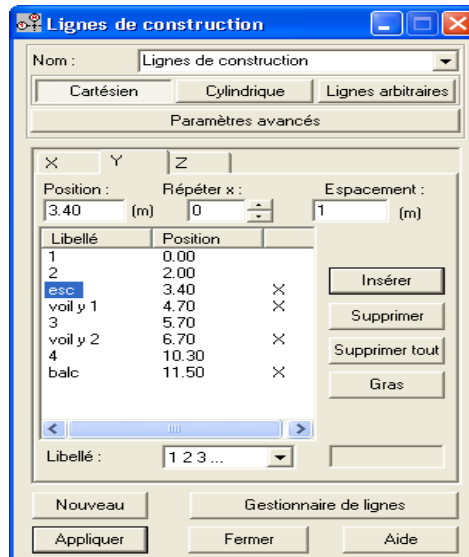
➤ Grille cartésienne :

Selon que lors direction principale de la structure présentent un angle α par rapport à la direction du repère globale, le logiciel permet de créer une grille définie par une distance et un angle par rapport à l'axe (OX) et le même principe par rapport à l'axe (OY).

➤ Grille polaire :

Selon que X et Y représentent la position du début de la grille cartésienne par rapport à la position de repère global.

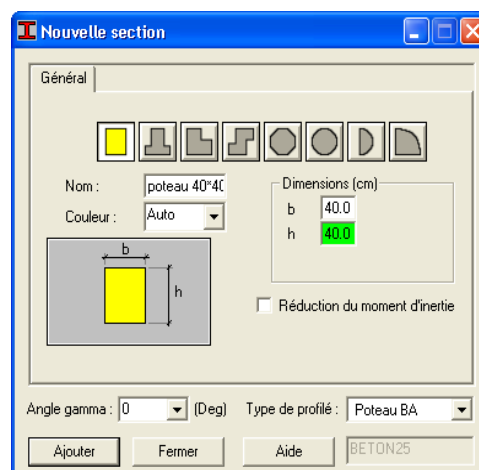
L'angle de départ est l'angle entre la première radiale et l'axe (O, X). Si cet angle est nul, la première radiale sera horizontale.



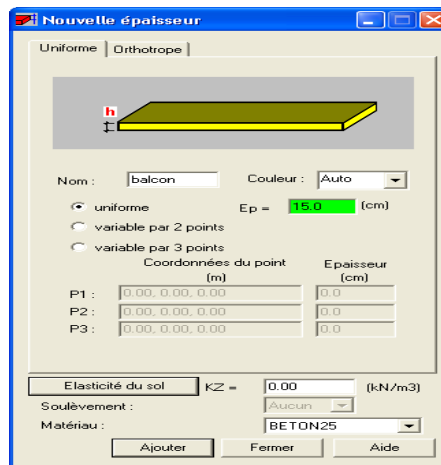
D.4. Définition des dimensions des éléments :

➤ Eléments « BARRES » (Poteaux, Poutres) :

Eléments « PANNEAUX » (balcons, escaliers et Voiles) :

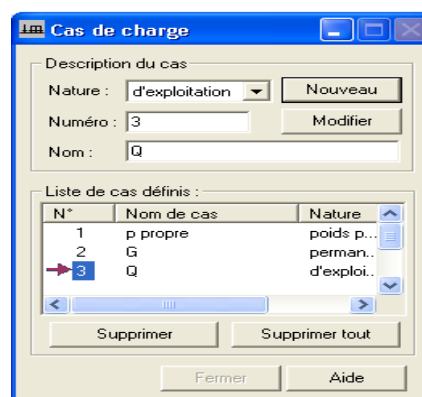


Déterminant la géométrie de l'élément surfacique de la structure. Les panneaux sont des zones ayant des propriétés déterminées (épaisseur, matériau, ...)



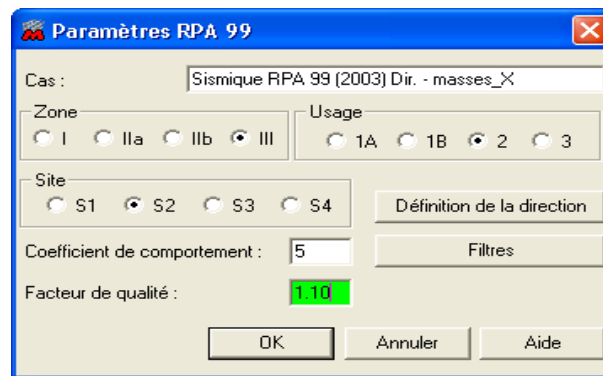
D.5. Définition des cas de charge :

Vous devez définir les cas des charges de la structure étudiée, pour chaque cas de charge il faut donner la nature (permanente, exploitation, ...), le nombre et le nom des charges créés.



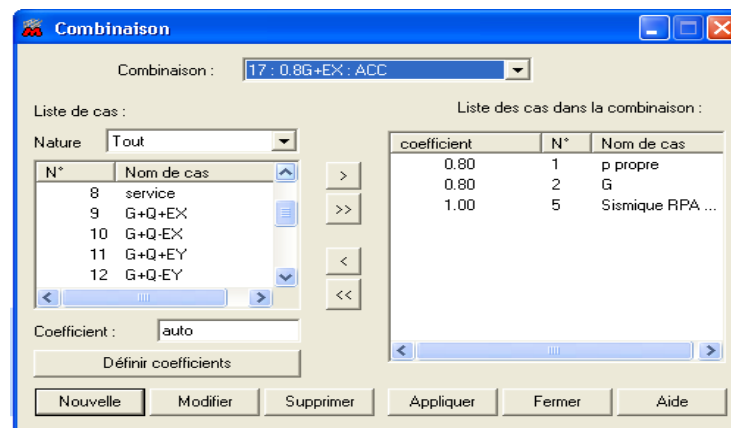
E. Introduction des données pour l'étude sismique :

Pour le séisme, on peut entrer deux directions de sollicitations. Ensuite, nous pouvons introduire les hypothèses conformément aux (la norme sismique, les paramètres réglementaires (zone, groupe,...)).



1. Définition des combinaisons des charges :

Toute les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par le règlement, ainsi les coefficients de pondération sont déterminés soit par défaut soit manuel.



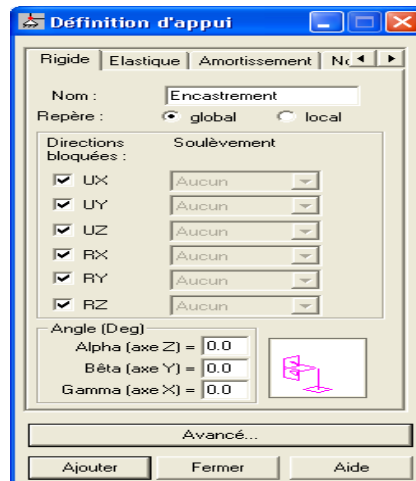
2. Maillage :

Cette étape est consiste à la méthode des éléments finis. La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux .La méthode considère les éléments qui constituent la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un Nombre infini de nœuds.



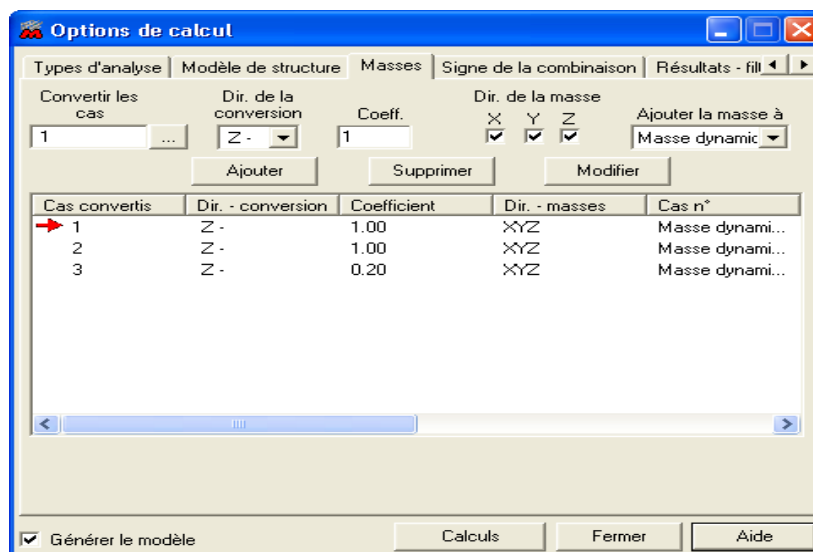
➤ Condition aux limites :

Pour éviter d'avoir un mécanisme, il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.



➤ **concentration des masses :**

Assignation la masse source pour but de concentrer les charges applique à la structure(permanentes, exploitation)



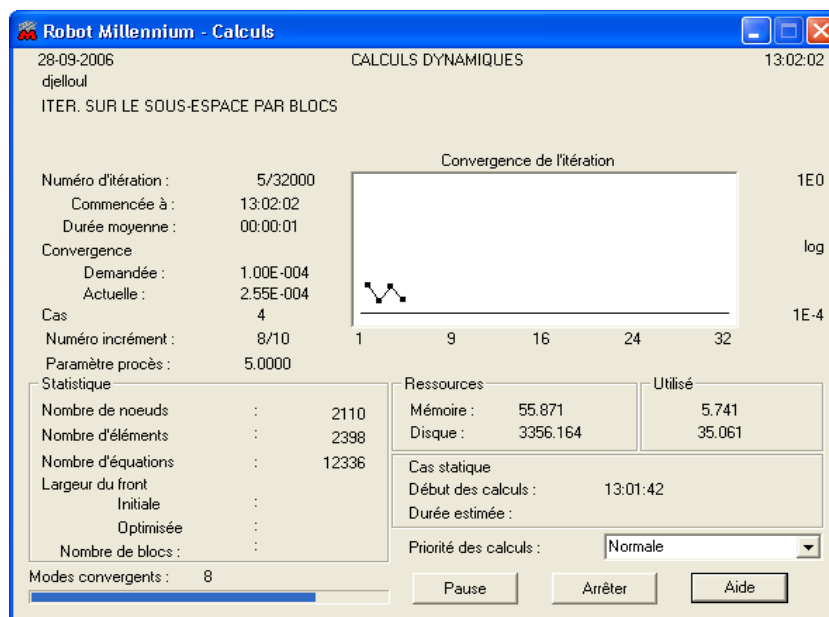
➤ **Assignation de comportement de dalle**

Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragmeregrouplant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.



➤ **Analyse :**

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).



IV.4. Modélisation des éléments structuraux.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ✓ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

IV.4.1. Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

IV.4.2. Méthode des calculs de l'action sismique

Les méthodes de calcul doivent tenir compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

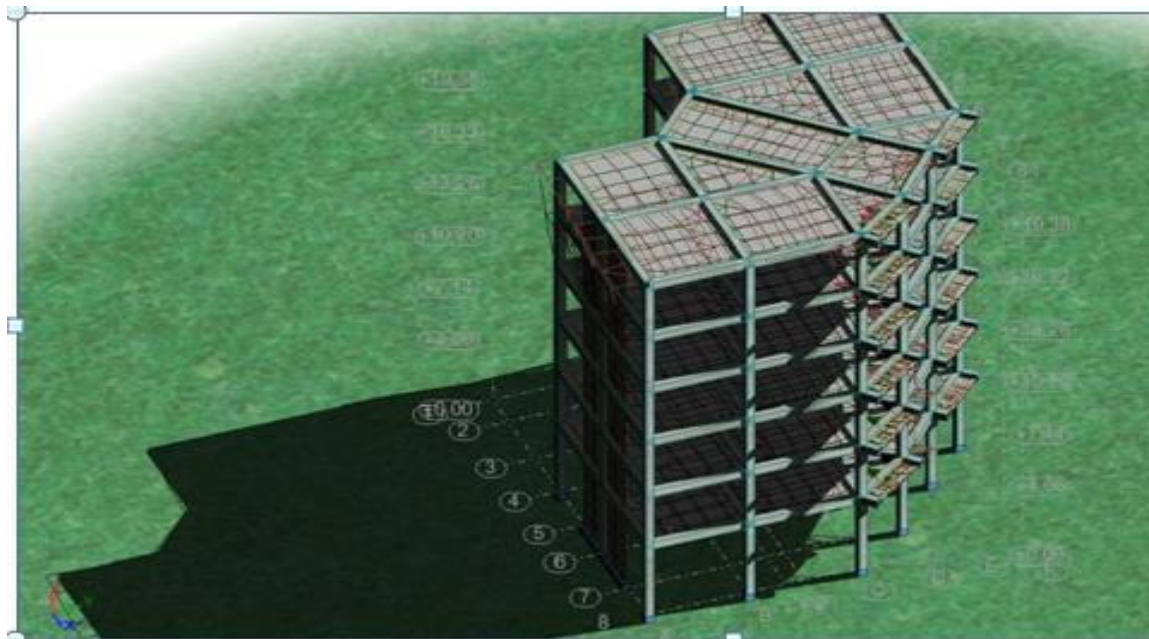


Figure. IV.1 : Modélisation de la structure

IV.4.2.1. Méthode statique équivalente :

Qui est basée sur les conceptions parasismiques les plus récents aux USA, dont le principe est de remplacer les forces dynamiques réelles développées dans la construction par des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique, elle définit l'action sismique V où l'effort tranchant à la base de la construction.

A. Domaine d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. 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.

Dans le cas le bâtiment implantée on zone IIa et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m alors la méthode n'est pas applicable.

B. Le choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, D'après le **RPA 99/version 2003** , notre structure est implantée et classée dans la zone sismique II a groupe d'usage 2 .

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.b) exigés par le **RPA 99/version 2003**, quand a l'application

de la méthode statique équivalente

➤ **Régularité en élévation :**

La structure est classée régulière en élévation

$$H = 19.38 \text{ m} < 65 \text{ m.}$$

➤ **Régularité en plan :**

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{6.72}{15.67} = 0.43 < 0.25 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{6.72}{15.67} = 0.43 < 0.25 \dots \dots \dots \text{CNV}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{15.67}{15.67} = 1 \leq 4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

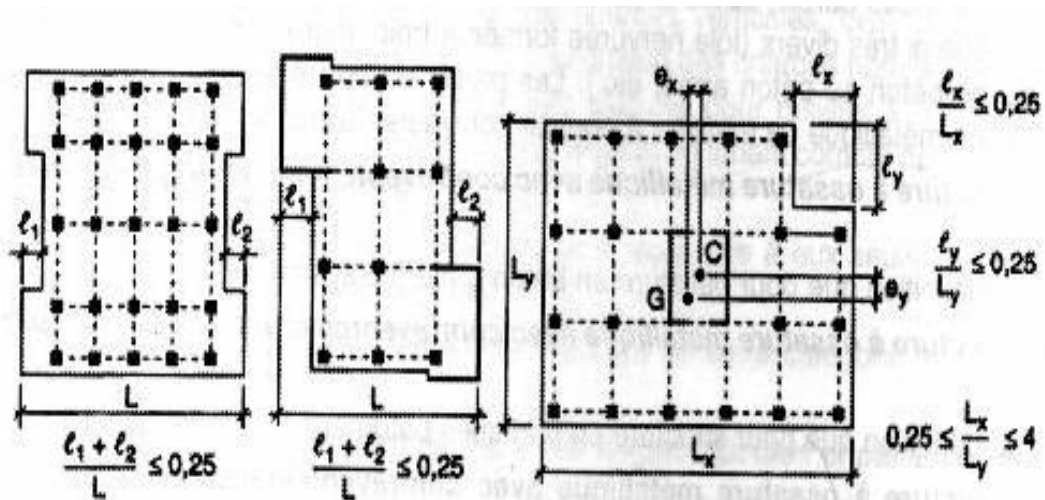


Figure. IV.2 : Limites des décrochements en plan

Donc la structure est irrégulière en plan

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)

IV. 5 .Calcul de la force sismique totale à la base

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales sens X et sens Y.

IV. 5.1. Hypothèse de calcul selon RPA99/V2003

A. Classification des zones :

Il est défini quatre zones sismiques classées comme suit :

Tableau IV. 1 : la classification des zones sismiques RPA99/V2003

RPA 99/ver 2003	
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa, IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Pour notre cas, Setif est classé zone IIb selon RPA99/2003

B. Classifications des ouvrages

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté.

Coefficient d'accélération de zone A, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment .

Donc la structure est irrégulière en plan

Donc nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)

C .Calcul de la force sismique totale à la base

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales sens X et sens Y.

C.1.Hypothèse de calcul selon RPA99/V2003 :

a) Classification des zones :

Il est défini quatre zones sismiques classées comme suit :

Tableau IV. 2 : la classification des zones sismiques RPA99/V2003

RPA 99/ver 2003	
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone IIa, IIb	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

Pour notre cas, Setif est classé zone IIb selon RPA99/2003

b) Classifications des ouvrages

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté.

Coefficient d'accélération de zone A, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment .

Tableau IV.3 : Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A .

Groupe	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Notre bâtiment, est classe dans le groupe d'usage *II*.

c).Classification des sites

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Tableau IV.4: Classification des sites selon RPA99/v2003

	Description	q_0 (MPa)	N	PL	Ep	qu	Vs
S1	Rocheux	-	-	>5	>100	>50	≥ 80
S2	Ferme	> 15	>15	> 2	>2 0	>0.40	$\geq 80 < 800$
S3	Meuble	1.5~15	10-50	1-2	5 -20	0.1-0.4	$\geq 400 < 400$
S4	Très meuble	< 15	< 10	< 1	< 5	< 0.1	$\geq 100 < 200$

NB : notre ouvrage est implanté sur un site meuble S3 selon la classification du RPA99v/2003

d) Calcul de la force sismique totale**Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée

successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, donnée par le tableau 4-1 (RPA 99 « version 2003 », P 26), suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment;

D: facteur d'amplification dynamique moyen, facteur de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et du période fondamentale de la structure (T) (RPA 99 « version 2003 » P26) ;

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4-3 (RPA 99 « version 2003 » P28) .

Q : Facteur de qualité, il est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$

Q : facteur de qualité qui donne par La formule empirique donnée par RPA 99 est la

Suivante : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$

Avec : p_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q.

Les critères sont

Tableau IV.5 : valeurs des pénalités P_q

Critere « q »	P q		
	Sens X	Sens Y	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	observé	0	0
2. Redondance en plan	N/observé	0.05	0.05

3. Régularité en plan	observé	0	0
3. Régularité en élévation	N/observé	0	0
5. contrôle de la qualité des matériaux	N/observé	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	observé	0.10	0.10
		$Q = 1 + \sum Pq = 1.20$	

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (IV.5) ci-dessous suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Tableau. IV.6: Coefficients d'accélération de zone A

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0,12	0,25	0,30	0,40
1B	0,10	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,05	0,10	0,14	0,18

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc : **A = 0,15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{matrix} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5 \eta & T \geq 3S \end{matrix}$$

Avec : T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de **catégorie S2** → (Site ferme : S2)

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \frac{7}{2+\xi} \geq 0.7$

ξ (%) : est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau (IV7) présenté ci-après.

Tableau IV.7 coefficient d'amortissement critique.

Remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

- ✓ Valeur de coefficient d'amortissement suivant le système structurel Nous avons un contreventement avec des voiles porteurs (associés à des portiques) donc on prend $\xi = 7\%$.

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" les valeurs de **P_q** donnée par

le tableau(4.4.P30.RPA 99 "version 2003").

$$Q = 1 + 0.20 = 1.20$$

W : Poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, donné par le tableau(4.5.P30.RPA 99 "version 2003").

détermination du coefficient de comportement R

Tableau IV.8 : Valeur du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables 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

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison de la valeur modale 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.

Tableau IV.9 : La résultante des forces sismiques

Niveau	G	Q	$W = G + \beta Q$	M répartie	S(m2)	M concentré
PH étage 5	6.40	1.00	6.60	0.673	341.50	229.76
PH étage 4	5.30	1.50	5.60	0.571	341.50	194.94
PH étage 3	5.30	1.50	5.60	0.571	341.50	194.94
PH étage 2	5.30	1.50	5.60	0.571	341.50	194.94
PH étage 1	5.30	1.50	5.60	0.571	341.50	194.94
PH étage RDC	5.30	1.50	5.60	0.571	341.50	194.94
PH étage 5	5.30	1.50	5.60	0.571	341.50	194.94

Tableau. IV.10 : Résumé des résultats

Paramètres	Résultats
A	0,15
D	2.2
Q	1,25
R	4
W (kn)	2225.53

On a :

$$V = A.D.Q.WR$$

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort tranchant à la base

Résultante des forces sismique	Vdyn	Vsta	Vdyn / Vsta
Sens xx	2225.53	1156.15	1.92
Sens yy	2225.53	1156.15	1.92

$V_{dyn} / V_{sta} > 0.8$ Donc les paramètres de la réponse calculés ne seront pas majorés

Tanalytique = 0.46 < 1.3 x 0.54 = 0.702..... cv

IV.6. Calcul de la période fondamentale

- La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique (4-6 donnée par le RPA99/version2003) est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

Avec:

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

$$h_N = 19.38 \text{ m}$$

C_t : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement et de type de remplissage ce paramètre est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.12 : valeur de coefficient Ct

Cas n	Système de contreventement	Ct
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.085
3	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050
4		0.050

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : **CT = 0.05**

Donc : **T = 0.05 X 19.38^{3/4} = 0.4618 s**

Dans notre cas (contreventement assure partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante :

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée
D'après (**RPA99/version 2003**), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Alors :

Alors :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 X h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Pour le sens X.X :

$h_N = 19.38 \text{ m}$

$D_X = 15.67 \text{ m}$

Alors : $T = \min (0,39 \text{ s}, 0,44 \text{ s})$ Donc $T = 0,39 \text{ s}$

$0 \leq T \leq T_2$

$D = 2,5 \eta$ avec $\eta = 0.882$

Donc : $D = 2.2$

Pour le sens yy

$h_N = 17.05 \text{ m}$ $D_Y = 15.67 \text{ m}$

$$T_Y = \min (0,39 \text{ s}, 0,44 \text{ s})$$

$$\text{Donc } T_Y = 0,39 \text{ s} \quad T_Y = 0.39 \text{ s}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2$$

$$\text{Donc : } D = 2,5\eta \quad \text{avec} \quad \eta = 0.882$$

$$D = 2.2$$

IV.6.1. Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} \text{cas 1 : } 1.25 A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1} \left[2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right] \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{cas 2 : } 2.5\eta (1.25A) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{cas 3 : } 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ \text{cas 4 : } 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

- **g** : Accélération de la pesanteur.
- **A** : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

$$A = 0,15$$

- η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

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

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7) Dans notre cas : Site 2 □ T1 = 0,15 s ; T2 = 0,40s

- **Q** : Facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

➤ **Calcul de l'effort tranchant modal à la base :**

D'après le RPA99/V2003 : L'effort tranchant pour chaque mode est donné par la formule suivante :

$$V_i = \frac{sa}{g} \times W \times \alpha_i$$

Avec :

- V_i : L'effort tranchant à la base
- α_i : Coefficient de participation i
- W : Poids total de la structure

• *Sens longitudinal (XX)*

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type (**IIa**) et un Groupe d'usage **2**.

Nous trouverons : $A = 0.15$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure à voiles porteurs avec un remplissage dense, Donc $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 > 0.7$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données par le tableau

4.7 du RPA99/ version 2003

Tableau IV.13 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Notre structure est construite dans un site meuble (**S2**) donc $T_1 = 0.15$ sec, $T_2 = 0.40$ sec R : coefficient de comportement de la structure donnée par le tableau 4.3 du RPA99,

Dans notre cas on a un système de contreventement mixte avec interaction, donc d'après le tableau

$R=5$

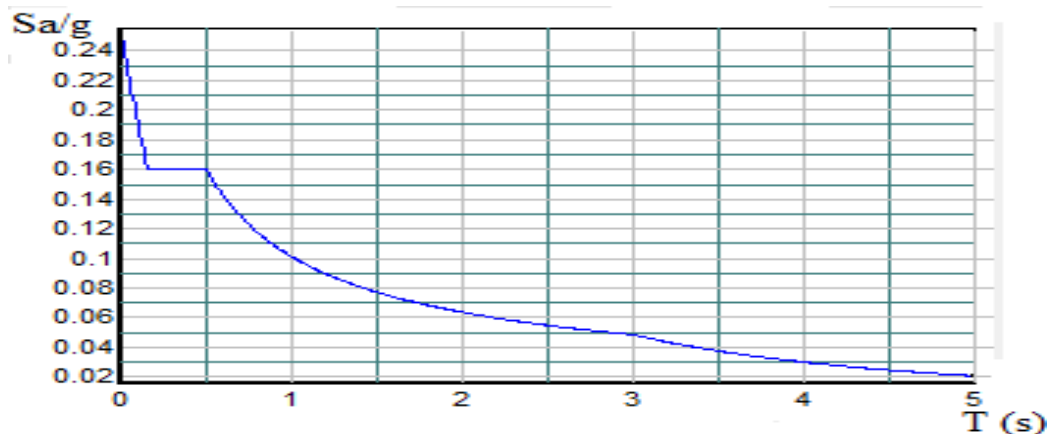


Figure IV.3 : Spectre de réponse selon le RPA99/V2003.

A. Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
 - Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

B. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions de RPA99.

C. Interprétation des résultats donnés par Autodesk ROBOT structural Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

IV.7. analyse des résultats obtenus selon RPA99/V2003

La période est vérifiée Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Tableau .IV.14 : Période et taux de participation

Mode	Période [s]	UX	UY	UX Cumul	UY Cumul	Direction
1	0.468708	0.0008600	0.8065	0.00086	0.8065	Translation sens X

2	0.349424	0.7622400	0.00163	0.7631	0.8081 8	Translation sens Y
3	0.32438	0.0124500	0.00400	0.77555	0.8121 7	Torsion autour de Z
4	0.206902	0.0037200	0.000012 87	0.77928	0.8121 9	
5	0.20558	0.0003700	0.0013	0.77965	0.8134 9	
6	0.204707	0.0000465	0.000009 45	0.77969	0.8135	
7	0.203982	0.0002100	0.000079 15	0.77991	0.8135 8	
8	0.203423	0.0025000	0.00098	0.7824	0.8145 6	
9	0.203285	0.0005500	0.000093 47	0.78295	0.8146 6	
10	0.202792	0.0000031 12	0.000037 51	0.78295	0.8146 9	

Le nombre de modes à considérer doit être tel que la somme des coefficients de participation massique de ces modes est au moins égale à 90% , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieur à 5% de a masse totale de la structure soit pris en compte.

(90%) .Le minimumde mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003). Dans notre cas le nombre de modes retenus . Nombre de mode à retenir ? Critère de masse effective cumulée, critère de périodeCombinaison des réponses modales ? SRSS, CQC

IV.7.2. Modes de vibrations obtenus.

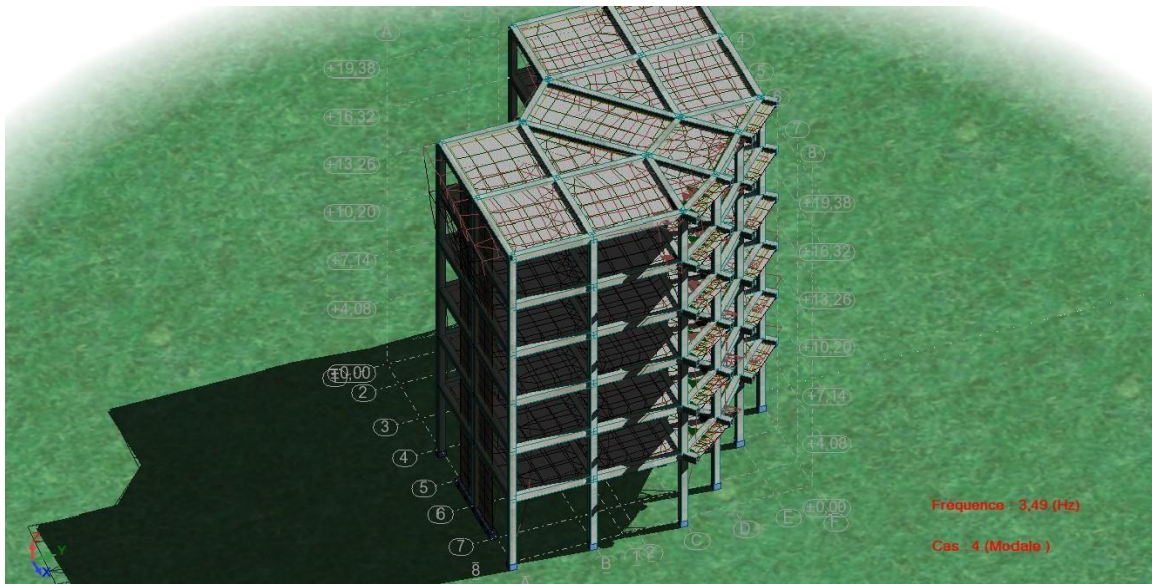
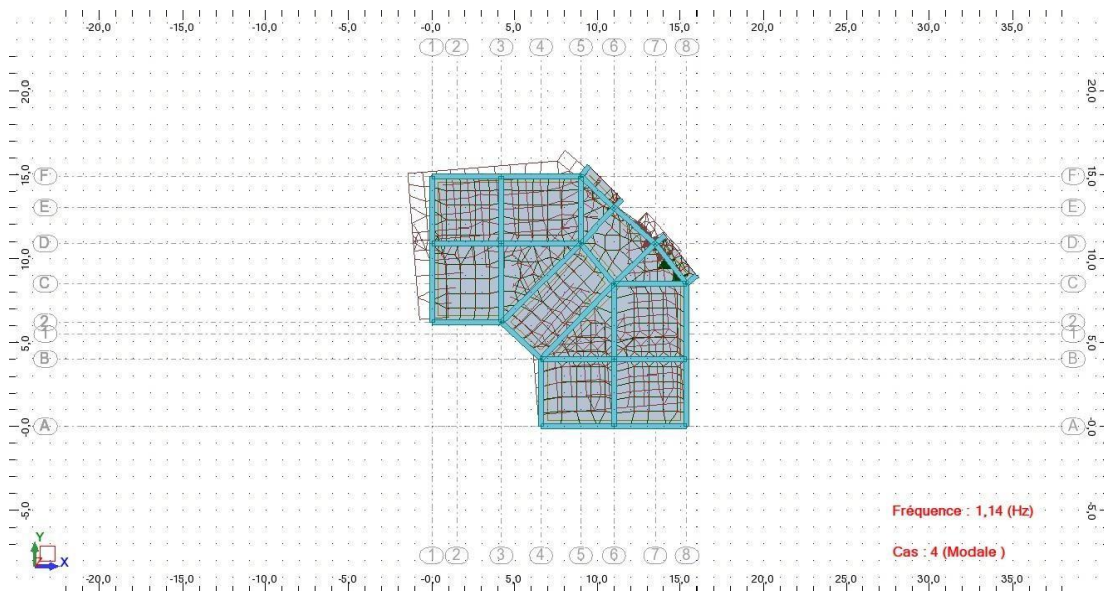
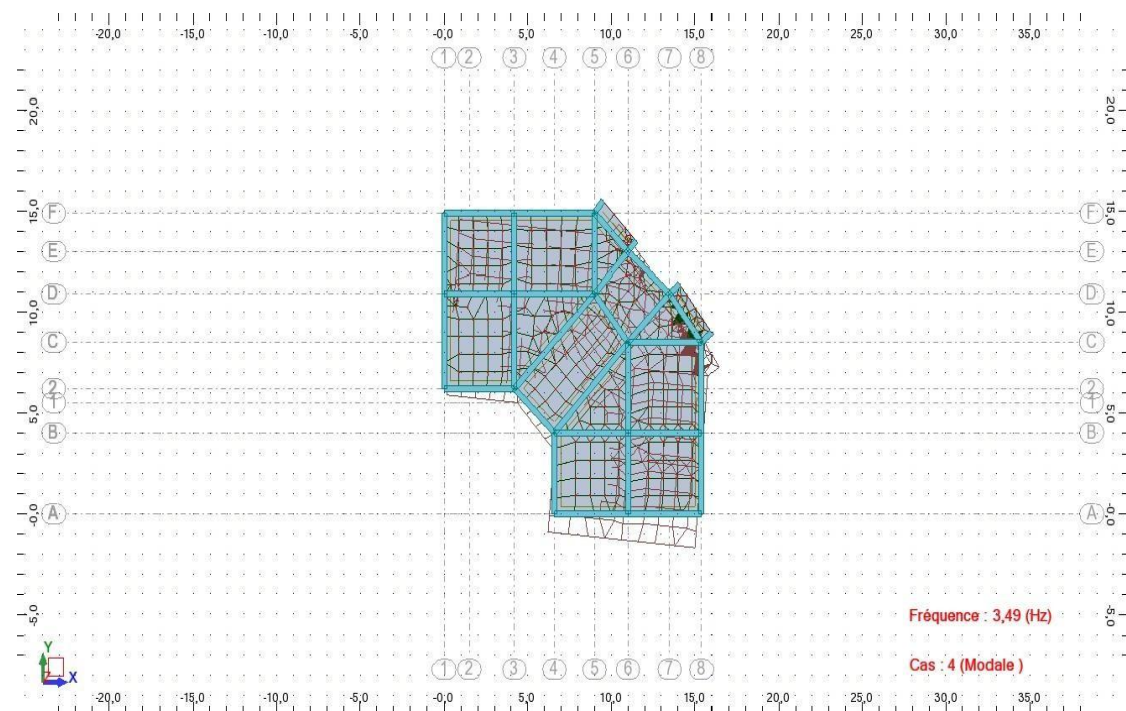


Figure. IV.4 : Modes de vibrations obtenus

Le **1er** mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX**



Le **2em** mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **YY**



Le **3em** mode de notre structure est une **rotation** suivant l'axe **ZZ**

IV.7.3. Vérification de l'interaction voiles-portiques.

L'article (3-4-4-a) du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques (au moins 25% de l'effort tranchant d'étage).

IV.7.4. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

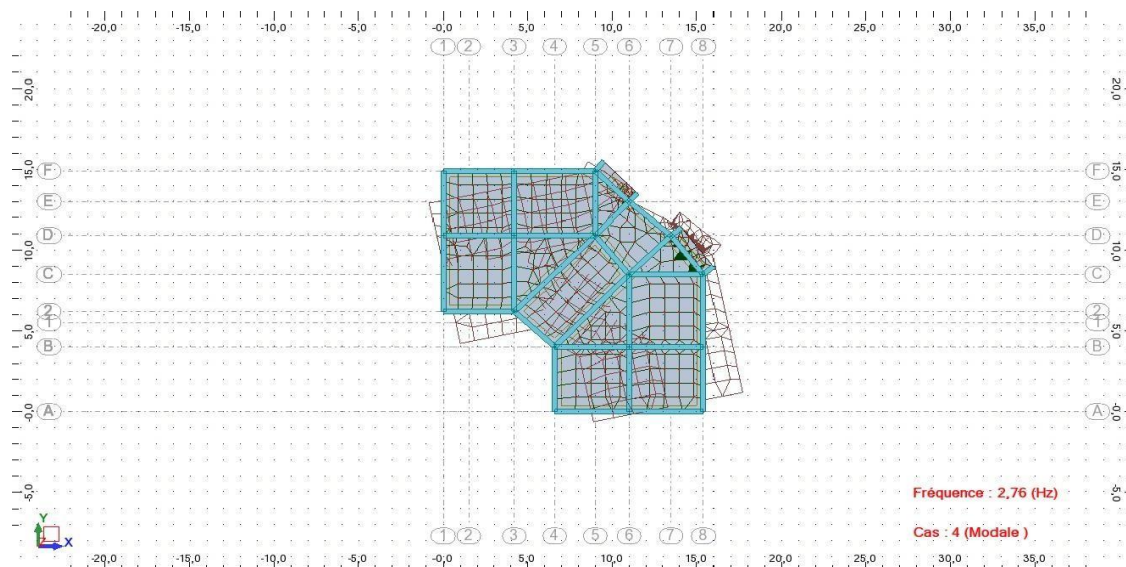
$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec **F_t** : la force concentrée au sommet de la structure.

La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas **0.25V** et égal à **0** quand la période fondamentale **T** (en secondes) est plus petite ou égale à **0.7** secondes.

La partie restante de **V** soit **(V-F_t)** doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$



. Selon les définitions données par le *RPA99/V2003*, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprisent par les portiques et les voiles, comme illustré dans lestableaux ci-dessous :

Tableau .IV.15 : Sous charges verticales .

Cas	Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6	1	96,76	351,61	-101,04	197,8	94,25	257,36
6	2	69,46	299,12	-99,72	169,19	100,53	198,59
6	3	49,75	244,36	-91,2	140,95	87,35	157,01
6	4	23,55	172,85	-74,84	98,39	68,13	104,72
6	5	-13,08	85,18	-51,71	38,63	46,08	39,1
5	1	110,15	296,45	-107,5	217,6	93,25	203,2
5	2	68,69	272,12	-102,13	170,8	103,66	168,46
5	3	43,51	235,9	-89,68	133,19	94,67	141,23
5	4	16,38	176,8	-71,1	87,48	77,51	99,29
5	5	-19,14	94,12	-48,89	29,75	54,61	39,51

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	drUX [cm]	DrUY [cm]	MINX [cm]	Noeud	MINUY [cm]	Noeud
Cas 1	PP									
Etage 1	0	3003	0	3012	0	0	0	21526	0	21601
Etage 2	0	3019	0	73	0	0	0	3186	0	3433
Etage 3	0	3049	0	271	0	0	0	63	0	2869
Etage 4	0	3079	0	301	0	0	0	81	0	2899
Etage 5	0	3109	0	127	0	0	0	2949	0	2929
Cas 2	G									
Etage 1	0	3003	0	3012	0	0	0	21526	0	21601
Etage 2	0	3019	0	235	0	0	0	2844	0	2853
Etage 3	0	3049	0	271	0	0	0	241	0	2869
Etage 4	0	109	0	301	0	0	0	274	0	2899
Etage 5	0	3109	0	330	0	0	0	2951	0	2929
Cas 3	Q									
Etage 1	0	3003	0	3012	0	0	0	21526	0	21601
Etage 2	0	3019	0	235	0	0	0	2844	0	2853
Etage 3	0	3049	0	271	0	0	0	241	0	2869
Etage 4	0	109	0	301	0	0	0	274	0	2899
Etage 5	0	3109	0	330	0	0	0	310	0	2929
Etage 3	0,6	241	0,6	271	0,6	0,6	0,1	2988	0,1	2870
Etage 4	0,7	274	0,7	301	0,6	0,6	0,1	3033	0,1	2900
Etage 5	0,8	310	0,8	330	0,7	0,6	0,1	3063	0,1	5040
Cas 7	1.35G+1.5Q									
Etage 1	0	3003	0	3012	0	0	0	21526	0	21601
Etage 2	0	3019	0	235	0	0	0	2844	0	2853
Etage 3	0,1	3049	0,1	271	0	0,1	0	63	0	2869
Etage 4	0,1	109	0,1	301	0,1	0,1	0	81	0	2899
Etage 5	0,1	3109	0,1	330	0,1	0,1	0	2951	0	2929
Cas 8	COMB2									

Etage 1	0	3003	0	301 2	0	0	0	21526	0	21601
Etage 2	0	3019	0	235	0	0	0	2844	0	2853
Etage 3	0	3049	0,1	271	0	0	0	63	0	2869
Etage 4	0,1	109	0,1	301	0	0,1	0	81	0	2899
Etage 5	0,1	3109	0,1	330	0,1	0,1	0	2951	0	2929
Cas 9	G+Q+EX									
Etage 1	0,4	132	0,4	136	0,4	0,4	0	21483	0	19
Etage 2	0,5	137	0,5	235	0,4	0,5	0,1	2973	0	2853
Etage 3	0,6	241	0,7	271	0,5	0,6	0,1	2988	0,1	2869
Etage 4	0,7	274	0,8	301	0,5	0,7	0,2	3033	0,1	2899
Etage 5	0,8	310	0,9	330	0,6	0,7	0,2	3063	0,2	2929
Cas 10	G+Q+EY									
Etage 1	0,4	132	0,4	136	0,4	0,4	0	21483	0	19
Etage 2	0,5	137	0,5	235	0,5	0,5	0	2973	0,1	2853
Etage 3	0,6	241	0,7	271	0,5	0,6	0,1	2988	0,1	2869
Etage 4	0,7	274	0,8	301	0,6	0,7	0,1	3033	0,1	2899
Etage 5	0,8	310	0,9	330	0,6	0,7	0,2	3063	0,2	2929
Cas 11	G+Q-EX									
Etage 1	0	21509	0	19	0,4	0,4	-0,4	132	-0,4	136
Etage 2	0	3003	0	2824	0,5	0,4	-0,5	137	-0,5	235
Etage 3	-0,1	3019	-0,1	2840	0,5	0,5	-0,6	241	-0,6	271
Etage 4	-0,1	3049	-0,1	2885	0,6	0,6	-0,7	274	-0,7	301
Etage 5	-0,1	3079	-0,1	2915	0,6	0,6	-0,8	310	-0,7	330
Cas 12	G+Q-EY									
Etage 1	0	21509	0	19	0,4	0,4	-0,4	132	-0,4	136
Etage 2	0	3003	0	2824	0,5	0,4	-0,5	137	-0,5	235
Etage 3	0	3019	-0,1	2840	0,6	0,5	-0,6	241	-0,6	271
Etage 4	0	3049	-0,1	2885	0,7	0,6	-0,7	274	-0,7	301
Etage 5	0	3079	-0,1	2915	0,7	0,6	-0,8	310	-0,7	330
Cas 13	G+Q+1.2EX									
Etage 1	0,4	132	0,5	136	0,4	0,5	0	19	0	19

Etage 2	0,6	137	0,6	235	0,5	0,6	0,1	2973	0,1	2853
Etage 3	0,8	241	0,8	271	0,6	0,7	0,1	2988	0,1	2869
Etage 4	0,9	274	0,9	301	0,7	0,8	0,2	3033	0,1	2899
Etage 5	0,9	310	1	330	0,7	0,8	0,3	3063	0,2	2929
Cas 14	G+Q+1.2EY									
Etage 1	0,4	132	0,5	136	0,4	0,5	0	21483	0	19
Etage 2	0,6	137	0,7	235	0,6	0,6	0,1	2973	0,1	2853
Etage 3	0,8	241	0,8	271	0,7	0,7	0,1	2988	0,1	2869
Etage 4	0,9	274	0,9	301	0,7	0,8	0,1	3033	0,1	2899
Etage 5	0,9	310	1	330	0,8	0,8	0,2	3063	0,2	2929
Cas 15	G+Q-1.2EX									
Etage 1	0	21509	0	19	0,4	0,4	-0,4	132	-0,4	136
Etage 2	-0,1	3003	0	2824	0,6	0,5	-0,6	137	-0,6	235
Etage 3	-0,1	3019	-0,1	2840	0,7	0,6	-0,7	241	-0,7	271
Etage 4	-0,1	3049	-0,1	2885	0,7	0,7	-0,8	274	-0,8	301
Etage 5	-0,2	3079	-0,1	2915	0,8	0,7	-0,9	310	-0,9	330
Cas 16	G+Q-1.2EY									
Etage 1	0	21509	0	19	0,4	0,4	-0,4	132	-0,4	136
Etage 2	0	3003	0	2824	0,6	0,5	-0,6	137	-0,6	235
Etage 3	0	3019	-0,1	2840	0,7	0,6	-0,7	241	-0,7	271
Etage 4	-0,1	3049	-0,1	2885	0,8	0,7	-0,9	274	-0,8	301
Etage 5	-0,1	3079	-0,1	2915	0,9	0,7	-0,9	310	-0,8	330
Cas 17	0.8G+EX									
Etage 1	0,4	132	0,4	136	0,4	0,4	0	19	0	19
Etage 2	0,5	137	0,5	235	0,4	0,5	0,1	2973	0	2853
Etage 3	0,6	241	0,7	271	0,5	0,6	0,1	2988	0,1	2869
Etage 4	0,7	274	0,8	301	0,6	0,7	0,2	3033	0,1	2899
Etage 5	0,8	310	0,8	330	0,6	0,7	0,2	3063	0,2	2929
Cas 18	0.8G+EY									
Etage 1	0,4	132	0,4	136	0,4	0,4	0	21483	0	19
Etage 2	0,5	137	0,5	235	0,5	0,5	0	2973	0	2853
Etage 3	0,6	241	0,7	271	0,6	0,6	0,1	2988	0,1	2869

Etage 4	0,7	274	0,8	301	0,6	0,7	0,1	3033	0,1	2899
Etage 5	0,8	310	0,8	330	0,7	0,7	0,1	3063	0,2	2929
Cas 19	0.8G-EX									
Etage 1	0	19	0	19	0,4	0,4	-0,4	132	-0,4	136
Etage 2	0	3003	0	2824	0,5	0,4	-0,5	137	-0,5	235
Etage 3	-0,1	3019	-0,1	2840	0,5	0,5	-0,6	241	-0,6	271
Etage 4	-0,1	3049	-0,1	2885	0,6	0,6	-0,7	274	-0,7	301
Etage 5	-0,1	3079	-0,1	2915	0,6	0,6	-0,8	310	-0,7	330
Cas 20	0.8Q-EY									
Etage 1	0	21509	0	19	0,4	0,4	-0,4	132	-0,4	136
Etage 2	0	3003	0	2824	0,5	0,4	-0,5	137	-0,5	235
Etage 3	0	3019	-0,1	2840	0,6	0,5	-0,6	241	-0,6	271
Etage 4	-0,1	3049	-0,1	2885	0,7	0,6	-0,7	274	-0,7	301
Etage 5	-0,1	3079	-0,1	2915	0,7	0,6	-0,8	310	-0,7	330

Avec :

F_x : La charge horizontale suivant **X**. **F_y** : La charge horizontale suivant **Y**.

F₁ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent moins de **20%** des charges verticales. Les efforts horizontaux sont repris conjointement par les voiles et les portiques donc pour notre système de contreventement mixte avec interaction, selon le **RPA 2003**, on adopte un coefficient de comportement **R = 4**

IV.7.5. Vérification des déplacements latéraux inter-étage

Le **RPA99/v.2003** exige de vérifier que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

(Art 4 - 19 – RPA99/v.2003). $k \delta_k = R \cdot \delta_k$

Avec : $\Delta_k = 0.01 h_k$: le déplacement relatif admissible

h_k : représente la hauteur de l'étage.

δ_k: Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion). **R** : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

1 (Art 4 – 20 RPA99/v.2003).

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets de 2° ordre ou l'effet P-Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$ les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{(\theta-1)}$.

Si $\theta > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Vérification vis-à-vis des déformations $\Delta d = |d_i - d_{i-1}| \leq 0.01 h_{\text{étage}}$

Tableau IV.16 : Vérification des déformations.

Niveau	$\delta_{ek,p1}$ [cm]	$\delta_{ek,p2}$ [cm]	$\delta_{k,p1}$ [cm]	$\delta_{k,p2}$ [cm]	$\Delta k,p1$ [cm]	$\Delta k,p1$ [cm]	1% h_e [cm]
PH étage 5	1,21	0,95	4,84	3,80	0,84	0,72	3,06
PH étage 4	1,00	0,77	4,00	3,08	0,88	0,76	3,06
PH étage 3	0,78	0,58	3,12	2,32	0,96	0,76	3,06
PH étage 2	0,54	0,39	2,16	1,56	0,88	0,68	3,06
PH étage 1	0,32	0,22	1,28	0,88	0,80	0,60	3,06
PH étage RDC	0,12	0,07	0,48	0,28	0,48	0,28	3,06

Tableau IV.17 : Vérification de l'effet P-Delta.

Niveau	$\Delta x(m)$	$h_k(m)$	$V_x(KN)$	$p_k(KN)$	θ_x	< 0.1
PH étage 5	0,84	3.06	749,28	3250,60	0,01	C.V
PH étage 4	0,88	3.06	1331,08	6160,20	0,01	C.V
PH étage 3	0,96	3.06	1764,52	9069,80	0,02	C.V
PH étage 2	0,88	3.06	2092,38	11979,40	0,02	C.V
PH étage 1	0,80	3.06	2337,97	14889,00	0,02	C.V
PH étage RDC	0,48	4.08	2480,50	17798,60	0,01	C.V

Commentaire

Analyse des résultats

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_x \leq 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets

du second ordre (effet P- k) peuvent être négligés.

Conclusion

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ROBOT , nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure. Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales.

L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et les décrochements que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile portique) et qui vérifie toutes les exigences de RPA 99 Version 2003 (La période de vibration, le taux de participation, le déplacement, l'effort réduit et l'effet P_k).

Afin de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées pour satisfaire les exigences de RPA 99 Version 2003 en vigueur.

IV.7.5. vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art5.5)

➤ Vérification vis-à-vis du renversement :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et de glissement.

- Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact 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 du remblai.

{Art 4.4 RPA99

- Version 2003} [1]

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 du remblai.

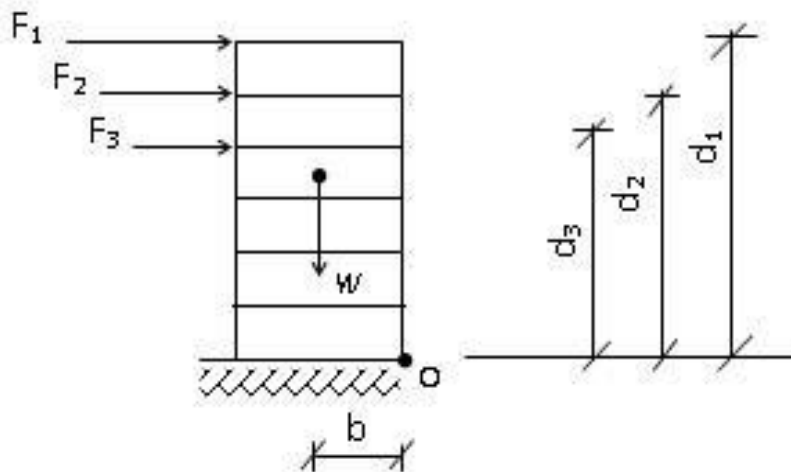
Méthode de calcul :

$$\sum W_k \cdot b_i \geq \sum F_k \cdot h_k$$

Avec :

- ✓ W_k : Le poids calculé à chaque niveau (k), $W_k \square W_{kg} \square 0.2W_{kq}$;
- W_{kg} : Poids dû aux charges permanentes W_{kq} : Poids dû aux charges d'exploitation.
- ✓ b_i : Centre de gravité de la structure $b_i \square X_G \square 1m$;
- ✓ F_k : la somme des forces sismiques à chaque étage k ;
- ✓ h_k : La hauteur de l'étage k.

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/0} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



Avec :

- ✓ MS : Moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- ✓ MR : Moment de renversement.
- ✓ F_i : Efforts sismique appliqués à chaque étage.
- ✓ d_i : La hauteur de niveau i mesuré à partir de la base.
- ✓ b_i : Bras de levier de niveau i .
- ✓ W_i : Poids de niveau

Dans notre cas $T = 0.46s < 0.7s$ donc : $F_t = 0$

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

Sens longitudinale

Tableau. IV.18 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di (KN.m)
Niveau 1	4.08	105.84	323,87
Niveau 2	6.12	176.58	1080,66
Niveau 3	9.18	246.66	2264,33
Niveau 4	12.24	272.46	3334,91
Niveau 5	15.30	326.81	5000,19
Niveau 6	19.38	364.48	7063,62

● **Sens 19 :**

Tableau. IV.19 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di (KN.m)
Niveau 1	4.08	116.1	355,44
Niveau 2	6.12	193.79	1185,99
Niveau 3	9.18	270.71	2485,11
Niveau 4	12.24	299.02	3660,00
Niveau 5	15.30	358.67	5487,6
Niveau 6	19.38	400	7752.0

✓ ensemble des charges gravitaires :M : moment de renversement

$$N=W +P_{\text{semelles}}+P_{\text{preblais}}W = 17560 \text{ KN}$$

$$M_x = 33600 \text{ KN.m} \quad M_y = 31067 \text{ KN.m}$$

$$E_x = M_x/N = 1,77\text{m} < B_x/4 = 15,67/4 = 3,91\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite}$$

$$E_y = M_y/N = 1,91\text{m} < B_y/4 = 15,76/4 = 3,91\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite}$$

Commentaire :

- a. Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.

- ✓ L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et labuté par les terres le rendent encore plus stable.

Analyse des résultats

V.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations et le contreventement de la structure.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée qui est due à l'excentricité de l'effort normal par rapport aux axes symétrie, et à un moment fléchissant dans le sens longitudinale et transversal dû à l'action horizontale.

Une section soumise à la flexion composée peut se calculer comme :

- ✓ Une section en compression centrée **CC**.
- ✓ Une section entièrement tendue **ET**.
- ✓ Une section entièrement comprimée **EC**.
- ✓ Une section partiellement comprimée **PC**.
 - ❖ Les armatures sont calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes.

➤ Situation durable et accidentelle

Tableau V.1 : Situation pour durable et accidentelle

SITUATION	BETON				ACIER		
	γ_b	Fc28 (MPa)	θ	f _{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (Mpa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
RPA99/V2003	1,15	25	0,85	21,74	1	400	1,15

✓ Combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons

Suivantes :

- **Selon BAEL91/99** :
 - ✓ ELU : **1.35G+1.5Q** (situation durable)
 - ✓ ELS : **G+Q** (situation durable)
- **Selon RPA99/2003** :
 - ✓ **G+Q+E** (situation accidentelle)
 - ✓ **0.8G ± E** (situation accidentelle)

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

Les sections les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivantes :

Les sections les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivantes :

N _{max}	—————→	M correspondant
N _{min}	—————→	M correspondant
M _{max}	—————→	N correspondant

➤ **Recommandations du RPA99/2003**

• **Les armatures longitudinales (article 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

➤ Leur pourcentage minimal sera de :

✓ $A_{min} = 0.8\%$ section de béton en zone IIa

➤ Leur pourcentage maximale sera de :

✓ $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),

✓ $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),

✓ $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

➤ La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

➤ D'après RPA99/2003, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence, droites et sans crochet :

➤ Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 0.3\% \quad \text{en zone courante}$$

$$0.8\% < \frac{A_s}{B} < 0.3\% \quad \text{en zone de recouvrement}$$

Avec :

A_s : section d'accès et B : aire du béton

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

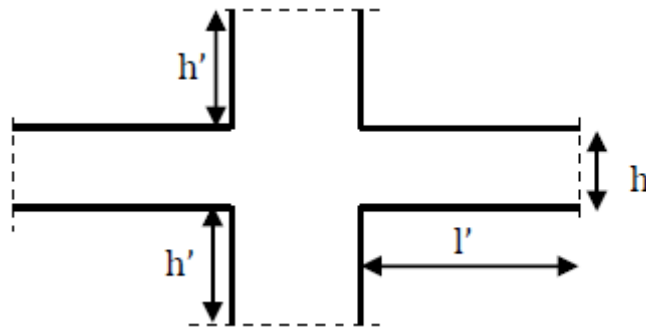


Figure V.1 : Zone nodale

h_e : est la hauteur de l'étage

(h_1, b_1) : Dimensions de la section transversale du poteau

NB :

- ✓ comme la section de poteau est carrée donc on fait le ferrailage à partir de moment maximal entre et et on le généralise sur les quatre côtés de la section de poteau.
- ✓ Robot donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par Robot, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Recommandation du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

✓ **Recommandation de BAEL :**

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

V.2. Etude de poteau

Tableau V.2 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

NIVEAUX	SECTION DU POTEAU (CM ²)	AMIN (CM ²)	AMAX RPA (CM ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
RDC étage courant	40*40	18	90	135

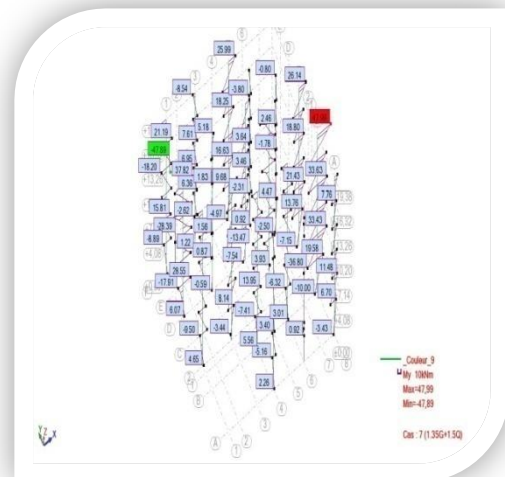
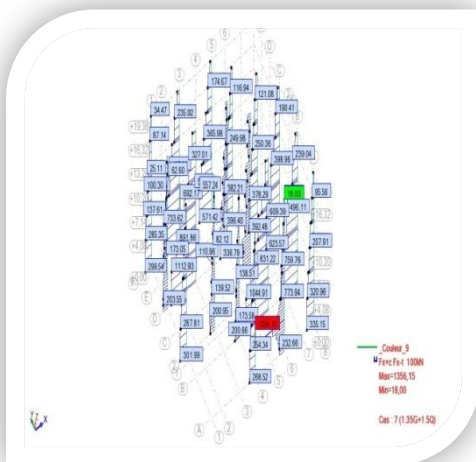
V.2.1. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Robot qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

✓ Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

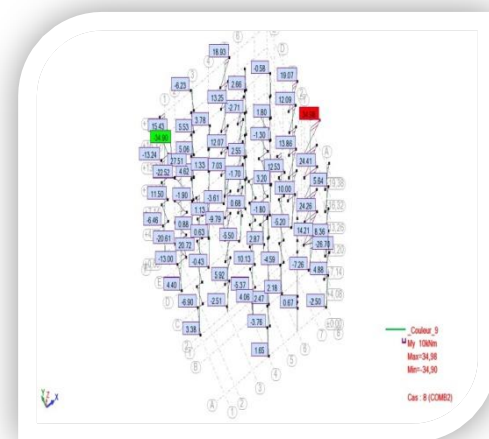
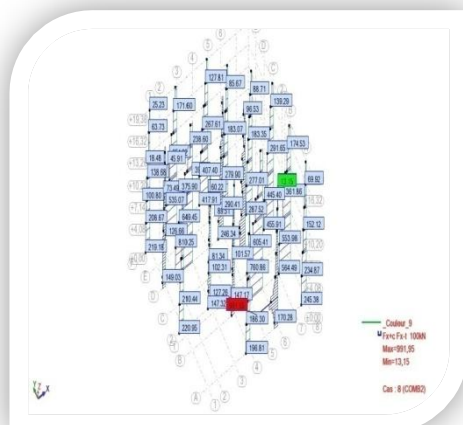
Vue:1 - FX; Cas : 7 (1.35G+1.5Q)

Vue:1 - MY; Cas : 7 (1.35G+1.5Q)

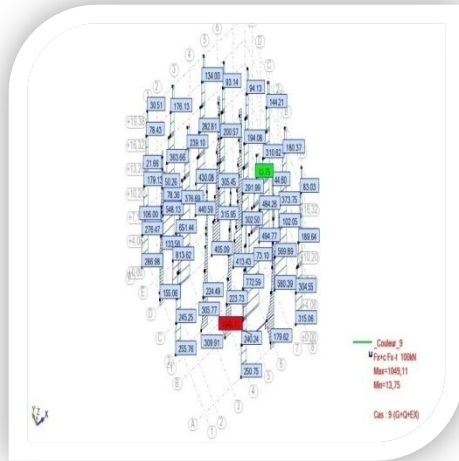


Vue:1 - FX; Cas : 8 (G+Q)

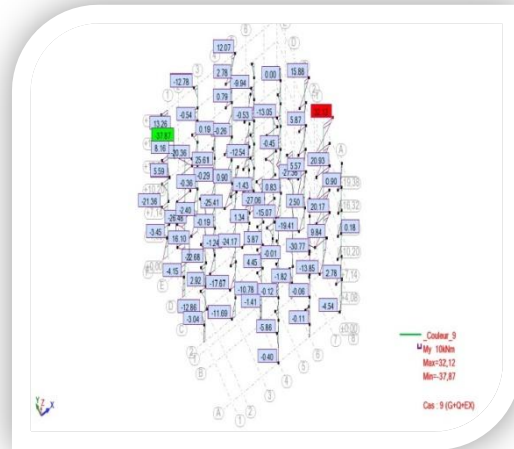
Vue:1 - MY; Cas : 8 (G+Q)



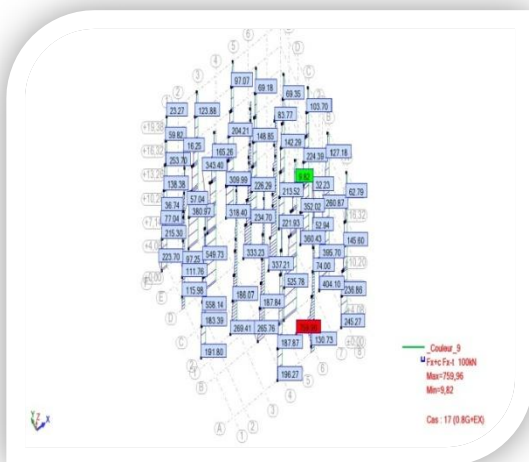
Vue:1 - FX; Cas : 9 (G+Q+EX)



Vue:1 - MY; Cas : 9 (G+Q+EX)



Vue:1 - FX; Cas : 17 (0.8G+EX)



Vue:1 - MY; Cas : 17 (0.8G+EX)

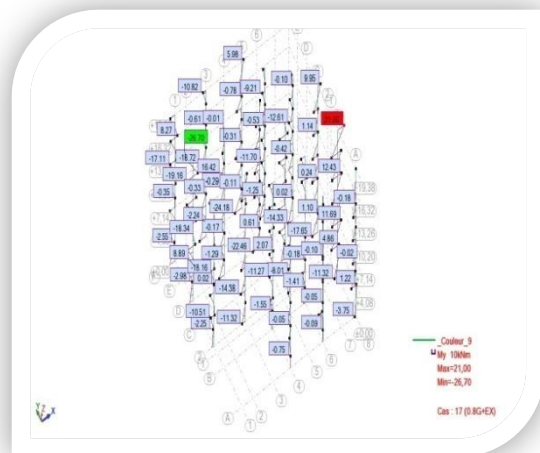


Tableau V.3 : Sollicitations les plus défavorables dans les poteaux

COMB	ELU		0.8G ±Q		G+Q±E		ELS	
	N max (KN)	M cor (KN.m)	N max (KN)	M cor (KN.m)	N max (KN)	M cor (KN.m)	N max (KN)	M cor (KN.m)
1 Cas								
Poteau 40X40	1356.15	3.40	759.96	-0.05	1049.11	-0.12	991.95	34.98
2 Cas	M max (KN.m)	N cor (KN)	M max (KN.m)	N cor (KN)	M max (KN.m)	N cor (KN)	M max (KN.m)	N cor (KN)
Poteau 40X40	58.53	112.43	34.41	54.33	78.16	47.86	42.67	842.86
3 Cas	N min (KN)	M cor (KN.m)	N min (KN)	M cor (KN.m)	N min (KN)	M cor (KN.m)	N min (KN)	M cor (KN.m)
Poteau 40X40	-10.81	17.82	- 120.56	16.26	-61.57	18.11	-7.85	17.66

On calcule le ferrailage des poteaux dans les différentes combinaisons et on prend le cas où le ferrailage est plus défavorable.

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centrée ou à la flexion composée :

Pour que la section travaille à la compression centrée il faut que la condition suivante soit vérifiée : $e_0 = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centrée

$$\text{Donc } A_s \geq \frac{N}{\alpha} - \left(\beta_r \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \frac{\gamma_s}{f_e} \right)$$

$$\text{Telle que : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

Avec λ : élancement du poteau

l_f : Longueur de flambement = $0.7 l_0$

l_0 : Longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$B_r = (h-2)(b-2)$$

$$A_{min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{Périmètre} \\ \frac{0.2 B}{100} \end{array} \right.$$

$$A_{max} = \frac{5B}{100}$$

Si non la section travail à la flexion composée.

Pour que la section effectivement travail à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \frac{20 e_0}{h} ; 15 \text{cm}$$

Si la section effectivement travail à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de section .

M : $N e_T$ moment corrigés de la section

$$e_T = e_1 + e_2 + e_3$$

e_T : Excentricité totale de la section.

e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution)

$$e_2 = \max \left(2 \text{ cm} , \frac{L}{250} \right)$$

e_3 : Excentricité due effets du second ordre

$$e_3 = \frac{3X l_f^2}{10000 h} (2 + \alpha \Phi)$$

Avec :

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi – permanente, au moment total du premier ordre, ces moment

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right)$$

Étant pris avant application des coefficients.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Pour le calcul de ferrailage à la flexion composée la 1ère question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

V.2.1 Section entièrement tendue

- ✓ La section est entièrement tendue lorsque l’effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{Nu e_{a2}}{(d - c_1)} ; \frac{Nu e_{a2}}{(d - c_1)\sigma_{se}} ; \frac{Bft28}{fe} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{Nu e_{a1}}{(d - c_1)\sigma_{se}} ; \frac{Nu e_{a1}}{(d - c_1)\sigma_{se}} ; \frac{Bft28}{fe} \right\}$$

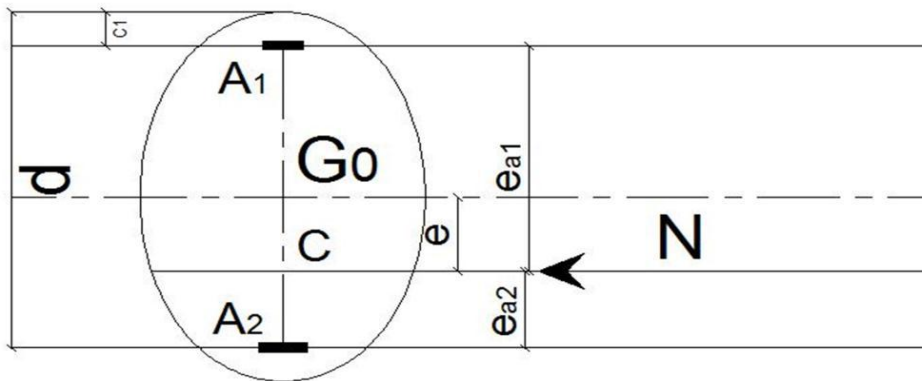


Figure V.2 : Section entièrement tendue

- ❖ La condition de non fragilité :

$$A_{NCF} \geq \frac{Bft28}{fe}$$

V.2.3. Section entièrement comprimée

- ✓ La section est entièrement comprimée lorsque l’effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures.

$$N d - C' - M1 < (0.5h - C') bh\sigma_b$$

Si la condition précédant est vérifiée donc : A2 = 0

Et : $A_1 = \frac{N - \psi b h \bar{\sigma}}{\sigma_{1s}}$

$\sigma_{1s} = f(\xi_1s)$ à partir de diagramme de déformation de l’acier

Telle que

$$\xi_{1s} = 2 + \left[\left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \Psi} \right] 10^{-3}$$

Si non :

$$A_s = \frac{M_1 - (0.5h) \bar{\sigma}_{bc}}{\sigma_2 (d - C_1)} bh$$

$$A'_s = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc} bh}{\sigma_2} - A_s$$

➤ **La section d'armature minimale :**

$$A_{min} \geq 4 \times \text{le périmètre de la section en mètre}$$

❖ **A P'ELS**

A priori, si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée,

Si non on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \text{ et } \sigma_{inf} > 0$$

Et on vérifiée que :

$$\text{Max} (\sigma_{bc, sup} ; \sigma_{bc, inf}) < \sigma_b$$

$$\text{Telle que : } \sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} + X_G) (\frac{h}{2} + X_G)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\text{Avec : } e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$$

S : L'aire de la section homogène : $S = bh + 15(A_1 + A_2)$

X_G : La position de l'axe neutre : $X_G = 15 \frac{A_s (\frac{h}{2} - d') - A'_s (d - \frac{h}{2})}{bh + 15(A_s + A'_s)}$

I : L'inertie de la section homogène

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15A_s \left[\left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

V.2.4. Section partiellement comprimée/ tendue

- ✓ La section est partiellement comprimée/tendue à l'ELU lorsque :
- Le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
 - Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - c') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81c'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma} bc$$

Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Et :

$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{cb}}$$

On constate trois cas :

a. Si $\mu < \mu_l$ donc la section sera armée par des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b. Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

❖ La condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

A l'ELS :

On considère que la section est partiellement comprimée à priori si : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

❖ La condition de non fragilité :

$$A_{\text{CNF}} \geq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

- **état limite de stabilité de forme**

Les sections soumises a des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme conformément a l'article **A .4 .4 du BAEL 91** en adopte une excentricité total de calcul

$$e_T = e_1 + e_2 + e_3$$

❖ **E.L.U**

Tableau V.4 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

Section	N (kN)	M (KN.m)	C (cm)	d (cm)
40X40	1156.15	3.40	3	35

- **Vérification de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{3.40}{1156.15} = 0.29 \text{ cm}$$

$$e_3 = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}, \frac{306}{250} \right)$$

$$e_3 = \max (2\text{cm}, 1.63) = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_S} \right) = 0.823$$

$$\alpha = 0.87 \quad \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) = \frac{3(0.7 \times 4.08)^2}{10^4 \times 0.40} (2 + 0.823 \times 2) = 0.022 \text{ m}$$

$$e_T = e_1 + e_2 + e_3 = 0.035 + 0.02 + 0.022 = 0.077$$

- **Calcul le coefficient de remplissage Ψ**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{N_u}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{1156.15 \times 10^3}{400 \times 350 \times 14.2} = 0.58$$

$$\Psi_1 \leq 0.81$$

- **Calcul l'excentricité critique relative ξ**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \longrightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})}$$

$$\xi = (1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.58}) / (4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.58})) = 0.137$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.137 \times 0.40 = 0.054$$

❖ $e = 0.077 > e_{NC} = 0.054 \longrightarrow$ la section est partiellement comprimé .

Donc : la règle de millième

$$A'_{S,\min} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{S,\min} = 4 \text{ cm}^2 \times [(0.40 + 0.40) \times 2] = 6.4 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité :

$$A_{s\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, \frac{f_{tj}}{f_e} b \right\}$$

❖ **Dimensionnement des sections partiellement comprimés**

❖ **Calcul le moment fictif**

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3.40 + 1156.15 \left(0.35 - \frac{0.40}{2} \right) = 176.822$$

$$\text{Donc : } M_{uf} = 176.822 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Et on obtient A_s et A_s' tel que :

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A_s' :**

Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{176.822 \times 10^6}{400 \cdot 350^2 \cdot 14.2} = 0.254 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

donc $A_s' = 0$

Détermination des armatures

On calcul les armatures de la section étudiée soumise a la flexion simple de moment fictif M_u fictif

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.37$$

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

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.37) = 0.850$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{176.822 \times 10^3}{0.850 \times 350 \times 348} = 1.70 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 1.70 - \frac{1156.15 \times 10}{348} = -1.62 \text{ cm}^2$$

❖ On vérifie la section minimale par la règle du millième et par règle de fragilité :

❖ **E.L.A : 0.8G ± Q**

- Vérification de l'excentricité :

Tableau V.5 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

Section	Mmax (KN.m)	Ncor (KN.m)	C (cm)	d (cm)
40X40	34.41	54.33	2.5	35

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{34.41}{54.33} = 0.633 \text{ m}$$

$$e_3 = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}, \frac{408}{250} \right)$$

$$e_3 = \max (2\text{cm}, 1.63) = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_S} \right) = 0.823$$

$$\alpha = 0.87 \quad \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) = \frac{3(0.7 \times 4.08)^2}{10^4 \times 0.40} (2 + 0.823 \times 2) = 0.022 \text{ m}$$

$$e_T = e_1 + e_2 + e_3 = 0.633 + 0.02 + 0.022 = 0.675$$

• **Calcul le coefficient de remplissage Ψ**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{N_u}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{54.33 \times 10^3}{400 \times 350 \times 14.7} = 0.027$$

$$\Psi_1 \leq 0.81$$

• **Calcul l'excentricité critique relative ξ**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \longrightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})}$$

$$\xi = (1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.027}) / (4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.027}) = 0.165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.165 \times 0.40 = 0.066$$

$$e = 0.633 > e_{NC} = 0.066 \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimé .}$$

Donc : la règle de millième

$$A_{s,\min} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A_{S,\min} = 4 \text{ cm}^2 \times [(0.40 + 0.40) \times 2] = 6.4 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité :

$$A_{s\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, \frac{f_{tj}}{f_e} b \right\}$$

V.2.5. Dimensionnement des sections partiellement comprimés

- **Calcul le moment fictif**

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 34.41 + 54.33 \left(0.35 - \frac{0.40}{2} \right) = 42.559$$

$$\text{Donc : } M_{uf} = 42.559 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Et on obtient A_s et A'_s tel que :

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A'_s :**

- **Calcul du moment réduit ultim**

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42.559 \times 10^6}{400 \cdot 350^2 \cdot 14.2} = 0.061 < \mu_l = 0.392 \quad \text{Pivot A} \quad \text{donc } A'_s = 0 \longrightarrow$$

V.2.6. Détermination des armatures

On calcul les armatures de la section étudiée soumise a la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.078$$

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

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.078) = 0.968$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42.559 \times 10^3}{0.968 \times 350 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2$$

- **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0.36 - \frac{54.33 \times 10}{348} = -1.2 \text{ cm}^2$$

❖ On vérifie la section minimale par la règle du millième et par règle de fragilité :

. E.L.A : G+Q ± E

- Vérification de l'excentricité :

Tableau V.6 : Sollicitations et Paramètres de poteau pour l'exemple de calcul

Section	Mmax (KN.m)	Ncor (KN.m)	C (cm)	d (cm)
40X40	78.16	47.86	2.5	35

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{78.16}{47.86} = 1.63 \text{ m}$$

$$e_3 = \max \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left(2\text{cm}, \frac{408}{250} \right)$$

$$e_3 = \max (2\text{cm}, 1.63) = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_S} \right) = 0.823$$

$$\alpha = 0.87 \quad \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) = \frac{3(0.7 \times 4.08)^2}{10^4 \times 0.40} (2 + 0.823 \times 2) = 0.022 \text{ m}$$

$$e_T = e_1 + e_2 + e_3 = 1.63 + 0.02 + 0.022 = 0.675$$

- Calcul le coefficient de remplissage Ψ

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{N_u}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{47.86 \times 10^3}{400 \times 350 \times 14.7} = 0.024$$

$$\Psi_1 \leq 0.81$$

- Calcul l'excentricité critique relative ξ

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \longrightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi})}$$

$$\xi = (1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.024}) / (4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.024})) = 0.165$$

$$e_{NC} = \xi \times h = 0.165 \times 0.40 = 0.066$$

- $e = 1.63 > e_{NC} = 0.066 \longrightarrow$ la section est partiellement comprimé

Donc : la règle de millième

$$A_{s,\min} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A_{s,\min} = 4 \text{ cm}^2 \times [(0.40 + 0.40) \times 2] = 6.4 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité :

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b.h}{1000}, \frac{f_{tj}}{f_e} b \right\}$$

V.2.6. Dimensionnement des sections partiellement comprimés

➤ Calcul le moment fictif

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 78.16 + 47.86 \left(0.35 - \frac{0.40}{2} \right) = 85.339$$

$$\text{Donc : } M_{uf} = 85.339 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Et on obtient A_s et A_s' tel que :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées A_s' :

➤ Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{85.339 \times 10^6}{400 \cdot 350^2 \cdot 14.2} = 0.122 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{donc } A_s' = 0$$

➤ Détermination des armatures

On calcul les armatures de la section étudiée soumise a la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.164$$

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

$$\beta = (1 - 0.4 \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.164) = 0.934$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{85.339 \times 10^3}{0.934 \times 350 \times 348} = 0.749 \text{ cm}^2$$

✓ La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 0.749 - \frac{85.339 \times 10}{348} = -1.70 \text{ cm}^2$$

❖ On vérifie la section minimale par la règle du millième et par règle de fragilité :

✓ La condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} b d \right\}$$

$$A_{smin} \geq \max \left\{ \frac{40 \cdot 40}{1000}, 0.23 \frac{2.1}{400} 40 \times 35 \right\}$$

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

Donc :

$$A_s = \max (A_{cal} ; A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA}) = 9.8 \text{ cm}^2$$

- **Vérification vis a vis de l'état limite de service**

Les contraintes sont calculées a l'état limite de service ($N_{esr} ; M_{ser}$), la fissuration est considerée comme peu nuisible , donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus .

Contrainte dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$b = 40 \text{ cm} \quad \eta = 15 \quad A' = 0, \quad A = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{esr}} = \frac{34.98}{991.95} = 0.035 \text{ m}$$

$$S = b \times h + 15 A_{total} \longrightarrow 40 \times 40 + 15 \times 9.8 = 1747 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A'_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} = -1.26 \text{ cm}^2$$

I : L'inertie de la section homogène

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 A'_s \left[\left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

$$I = \frac{40^4}{12} + 40^2 (-1.26)^2 + 15 \left[0 \left(\frac{40}{2} - 2.5 - (-1.26) \right)^2 + 9.8 \left(35 - \frac{40}{2} - 1.26 \right)^2 \right]$$

$$I = 243625.270 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} + X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{991.95}{1600} + \frac{991.95 (3.5 + 1.26) \left(\frac{40}{2} - 1.26 \right)}{243625.270} =$$

$$\sigma_{inf} = 0.98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{991.95}{1600} + \frac{991.95 (3.5 - 1.26) (20 + 1.26)}{243625.270} = 1.03 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sup} = 1.03 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (Art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

La contrainte $\overline{\tau}_u$ doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ; $V_u = 28.36 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{28.36 \times 10^3}{400 \times 350} = 0.167 \text{ Map}$$

$$\tau_u = 0.167 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u$$

❖ **Cas des armatures transversales : RPA (article 7.4.2.2)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = (\rho_a V_u) / (h_1 \cdot f_e)$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \\ A_{t_{\min}} = 1.2 \text{ cm}^2 \leq A_t \end{array} \right. \quad \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

$$\begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g : \text{élancement géométrique}). \end{cases}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à 2.5 .

D'après RPA 99/ver2003 L'article (7.4.2.2)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 408}{40} = 7.14 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Espacement des armatures transversales :

➤ **Selon BAEL 91**

Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{lmax}$$

➤ **Selon RPA 99**

• **Dans la zone nodale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(10\Phi, 15cm) \\ S_t \leq 10cm \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{en zone I et IIa} \\ \text{en zone IIb et III} \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 12cm$$

❖ **Dans la zone courante :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 15\Phi_l \\ S_t \leq \min\left(\frac{b}{2} = 20cm, \frac{h}{2} = 20cm, 10\Phi_l = 16cm\right) \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{en zone I et IIa} \\ \text{en zone IIb et III} \end{array} \right\} \Rightarrow S_t = 18cm$$

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{lmax} = \frac{1}{3} 1.6 = 0.53 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\Phi_t = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE400

❖ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{hf_e}$$

Avec : s_t : L'espace des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur maximum de cet espace est fixée comme suite $V_{u\max} = 23.36KN$

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u}{h_i \cdot f_e} \cdot s_t$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 23.36 \times 10 \times 0.12}{0.40 \times 400} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0.7 \times 408}{40} = 7.14 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$

en pourcentage est :

$$A_t = 0.3 \cdot s_t \cdot b \quad \% \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t = 0.8 \cdot s_t \cdot b \quad \% \quad \text{si } \lambda_g < 3$$

Interpoler entre les valeurs limites précédentes si

$$3 < \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élanement géométrique de poteau .

La quantité d'armatures transversales minimales $A_t/S_t \cdot b$ en % donnée comme suit

$$A_{t,\min} = 0.3\% \cdot s_t \cdot b = 0.003 \cdot 12 \cdot 40 = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_t \text{ 2.01 cm}^2 > A_{t,\min} = 1.44 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de $10\phi_t$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. (cheminées $> 12 \text{ cm}$):

▪ **Détermination de la zone nodale**

$$L' = 2.h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

H : hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left[\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 50 \right] = 60 \text{ cm}$$

⇒ [7 (cadres + étrier) pour 0.60 m]

Calcul de la longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r^{min} = 40 \times \Phi L_{min}$$

$$L_r^{min} = 40 \Phi \text{ en zone I et IIa.}$$

$$L_r^{min} = 50 \Phi \text{ en zone IIb et III.}$$

$$L_r^{min} = 1.4 \times 40 = 60 \text{ cm} \text{ Alors on adopte } L_r = 56 \text{ cm}$$

$$L_r^{min} = 1.4 \times 60 = 70 \text{ cm} \text{ Alors on adopte } L_r = 64 \text{ cm}$$

$$L_r^{min} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm} \text{ Alors on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$

V.2.7. Ferraillage numérique des poteaux (flexion composé)

Tableau V.7 : Ferraillage des poteaux

Section	Cas	Situation	A_{cal} cm ²	section	A_{RPA}^{min} cm ²	Ferraillage longitudinale	
						Section cm ²	choix
40x40	I	Dur	- 3.89	CPC	9.8	13.26	6HA12+ 2HA14
	II	Acc	-1.2	CPC	9.8		
	III	Acc	-1.70	CPC	9.8		

❖ **Vérification des contraintes**

- Les Contrainte sont calculées a l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) la fissuration est considéré comme peu nuisible , donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

- Les résultats sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau V.8 : Vérification des contraintes

Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{inf} (Mpa)	σ _{sup} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	Vérification
40X40	991.95	34.98	0.98	1.03	15	OK

❖ **Les armatures transversales :**

Les résultats de ferraillage transversal sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Ferraillage des armatures transversales

Section	T _{u,max} kn	τ	τ̄	λg	ρ	A _{t.cal}	A _{adop}	St(cm)	st̄ (cm)	At
40x40	23.36	0.167	3.33	7.14	3.75	2.01	2.51	15	20	Φ8

❖ **Vérification au flambement :**

On doit vérifie que les poteaux ayant un élancement $\lambda < 70$; D'où : $\lambda = l_f / i$

Avec : l_f : étant la longueur de flambement : $l_f = 0.7 l_0$

i : rayant de giration de la section, calculé dans le plan de flambement $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

B : l'air de section

L (m)	l _f (m)	i (m)	λ	λ<70
3.06	2.14	0.11	19.45	OK
4.08	2.856	0.11	25.96	OK

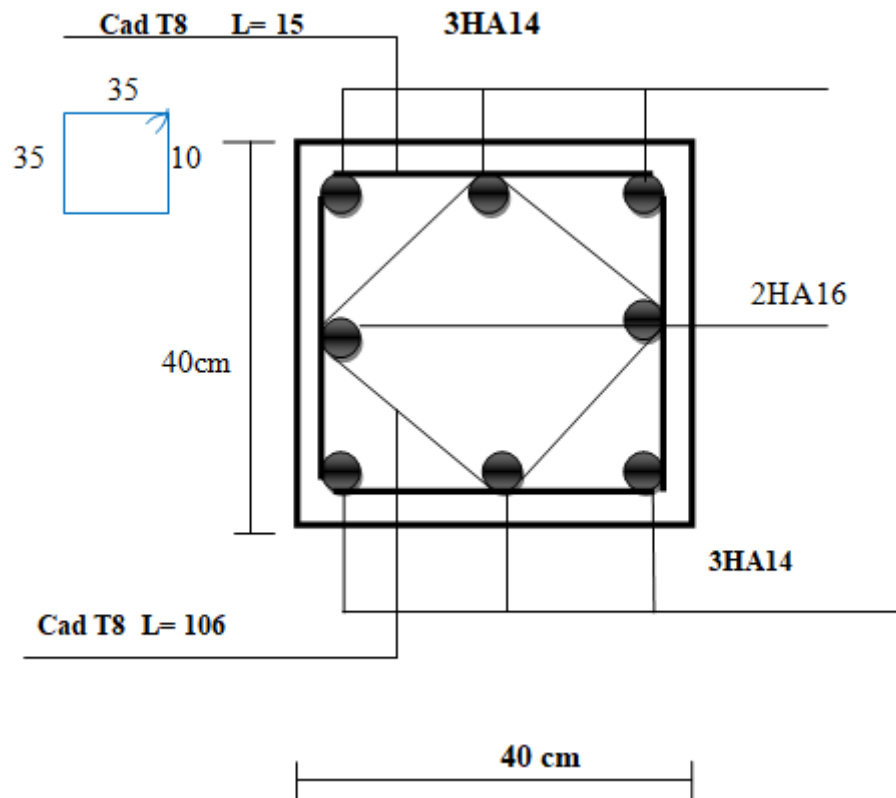


Figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres

V.3.1. introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA**

Tableau V .10 : Situation pour le ferrailage des poutres

situation	Béton			Acier		
	γ_b	Fc28 (MPa)	fbu(MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (Mpa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
RPA99 /V2003	1,15	25	21,74	1	400	1,15

❖ Recommandations du RPA99 version 2003 :**A. Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de en toute section. $0.5\% b x h$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante. $4\% b x h$

En zone de recouvrement. $6\% b x h$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - ✓ 40Φ en zone I et II
 - ✓ 50Φ en zone III

max avec : Φ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les

circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

A. Les armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

Minimum de : $S \leq (\frac{h}{4}, 12\Phi_l)$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.
- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale
- 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)



: 2U superposés

V.3.1.Les combinaisons de calcul

- ✓ Pour l'état limite ultime (E.L.U).....1.35G+1.5Q.....(C.B.A93).
- ✓ Pour l'état limite service (E.L.S)..... G+Q..... (C.B.A93).
- ✓ Pour les poutres $\{G + Q \pm E$ (R.P.A99).
- ✓ Pour les poteaux et les voiles $\begin{cases} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$ (R.P.A99).

V.3.2. Ferrailage des poutres :

Dans notre structure on a deux types de poutre :

➤ **Poutre principale (30x40)**

La section d'armature obtenue par : $A = \max(A_u, A_{\min}, A_{RPA})$ avec :

A_u : Section d'armature calculée en flexion simple à l'aide de logiciel SOCOTEC.

A_{\min} : Condition de non fragilité.

$$A_{\min} = 0.23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

❖ **ferrailage des poutres**

Pour le calcul on va prendre les moments maximums . d'après le ROBOT PROFESSIONAL 2014 , les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11:Sollicitations les de la poutre sous différent combinaisons

Comb	ELU		0.8G ±Q		G+Q±E		ELS	
	$M_{ut.max}$ (KN.m)	$M_{ua.max}$ (KN.m)	$M_{ut.max}$ (KN.m)	$M_{ua.max}$ (KN.m)	$M_{ut.max}$ (KN.m)	$M_{ua.max}$ (KN.m)	$M_{ut.max}$ (KN.m)	$M_{ua.max}$ (KN.m)
1 Cas								
Poutres principales	42.69	58.53	22.92	34.41	32.55	47.86	31.15	42.67
Poutres secondaires	42.69	58.53	22.92	34.41	32.55	47.86	31.15	42.67
Effort tranchant	95.57(KN)		50.01(KN)		65.73(KN)		(KN) 69.39	

❖ Exemple de calcul :

A. Armatures longitudinales :

• condition imposées par le RPA 99/ ver 2003

poutres principales : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A'_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

poutres secondaires : La quantité d'armatures transversales minimales est donnée

par :

$$A'_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

❖ condition imposées par le BAEL .91mod 99

$$\text{poutres principales : } A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{poutres secondaires : } A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 30 \times 36 = 1.30 \text{ cm}^2$$

❖ ELU

En travée

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$B = 30 \times 40 \text{ cm}^2$ (poutre porteuse), sens transversal ; $h = 0.40 \text{ m}$; $b = 0.30 \text{ m}$;

$$d = 0.9 \times h = 0.36 \text{ m}$$

$$M_{ult} = 42.69 \text{ KN.m} = 0.04269 \text{ MN.m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 40 = 0.36 \text{ m}$$

$$u_u = \frac{M_{uf}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.04269}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.077 < u_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.100$$

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.36 (1 - 0.4 \times 0.100) = 0.345$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{0.04269 \times 10^4}{0.345 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{t=} = \max (A_s, A_{min}, A'_{min}) = 6.00 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures :

$$6\text{HA } 12 \text{ donc } A_{\text{adopté}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

❖ ELS :

Puisque la fissuration est nuisible et l'acier utilisé est le FeE400 , alors la vérification des contraintes a L'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \alpha^- = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.37$$

$$\alpha \leq \alpha^- = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha = 0.150 \leq \alpha^- = 0.43 \dots\dots\dots\text{cv} .$$

sur appuis :

$$M_{ula} = 58.53 \text{ KN} .\text{m} = 0.05853 \text{ MN}.\text{m}$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$d = 0.9 h = 0.9 \times 40 = 0.36 \text{ m}$$

$$u_u = \frac{M_{uf}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.05853}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.106 < u_l = 0.392 \longrightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.140$$

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

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.36 (1 - 0.4 \times 0.140) = 0.339$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{0.05853 \times 10^4}{0.339 \times 348} = 4.96 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_s, A_{\min} , A_{\min}) = 6.00 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures :

$$6\text{HA}12 \text{ donc } A_{\text{adopté}} = 6.76 \text{ cm}^2$$

❖ ELS :

Puisque la fissuration est nuisible et l'acier utilisé est le FeE400 , alors la vérification des contraintes a L'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \alpha^- = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.37$$

$$\alpha \leq \alpha^- = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha = 0.150 \leq \alpha^- = 0.43 \dots\dots\dots cv .$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL . 91 (art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

$$\text{La contrainte } \tau_u^- = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\implies \tau_u = 3.33 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;

- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

$$V_u = 95.57 \text{ KN} = 0.09557 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{0.09557}{0.30 \times 0.36} = 0.885 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Donc } \tau_u = 0.885 \text{ Mpa} \leq \tau_u^- = 3.33 \text{ Mpa}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (BAEL .91 A.5.1.313) :**

$$V_u \leq 0.267 . a . b . f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9 \times d = 0.9 \times 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$V_u = 95.57 \text{ KN} < 648.81 \text{ KN}$$

Donc : pas de l'effort tranchant au voisinage des appuis .

➤ **Vérification de la Flèche :**❖ **Poutres principales**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{40}{405}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{40}{405} \geq \frac{1}{16} = 0.098 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} = \frac{40}{405} = 0.098 > 0.085 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0098 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv}$$

❖ **Poutres secondaire**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{40}{405}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{40}{405} \geq \frac{1}{16} = 0.098 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M0} = \frac{40}{405} = 0.098 > 0.085 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0098 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{cv}$$

B. Les armatures transversales :**Choix du diamètre :**

$$\text{On a : } \Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l \right) \longrightarrow \Phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}, \frac{30}{10}, 1.4 \right) = 1.28 \text{ cm}$$

Donc on prend $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400

❖ **Calcul d'espacement des cadres :**

D'après le RPA /ver 2003 (Art 7.5.2.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l, 30\text{cm} \right) \longrightarrow S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l, 30\text{cm} \right)$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **La section de ferrailage transversal :**

D'après le BAEL91 (Art A.5.1.2.2) :

$$A_t \geq 0.4 \cdot b \cdot \frac{S_t}{f_e} \longrightarrow A_t \geq 0.4 \cdot 30 \cdot \frac{15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

-D'après RPA 99/ version 2003 Art(7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t,min} = 0.003 \cdot S_t \cdot b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

◆ **Choix des armatures :**

$$A_t \geq \max (A_t^{BAEL} ; A_t^{RPA}) \longrightarrow A_t \geq \max (0.45 ; 1.35)$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Longueur de recouvrement** D'après le RPA 99/ version 2003 (Art 7.5.2.2)

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\Phi$ en zone II

❖ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod 99 :**

Tableau V.12 : Les résultats de calcul a L'E.L.U des armatures longitudinales

Poutre	Position	M_{max} (KN.m)	b	d	μ	α	Z (m)	A_t (cm ²)
Principales	travée	42.69	30	36	0.077	0.100	0.345	4.96
	Appuis	58.53	40	36	0.106	0.140	0.339	3.55
Secondaires	travée	42.69	30	36	0.077	0.100	0.345	4.96
	Appuis	58.53	40	36	0.106	0.140	0.339	3.55

❖ **Vérification vis avis a l'état limite de service**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Les résultats de calcul a L'E.L.U des armatures transversal.

Poutre	Position	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	$\leq \bar{\alpha}$	α
Principales	travée	1.37	25	36	0.14	cv	
	Appuis	1.37	25	36	0.168	cv	
Secondaires	travée	1.37	25	36	0.14	cv	
	Appuis	1.37	25	36	0.168	cv	

Remarque :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton alors les armatures calculées à l'ELS

Tableau V.14 : Récapitulation des ferrailages des poutres

Poutre	Position	A_{min} (cm ²)		A_s (cm ²)	Barres choisies	A_t (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
		B.A.E.L	R.P.A				
Principales	travée	1.30	6.00	3.55	6HA12	6.79	56
	Appuis	1.30	6.00	4.96	6HA12	6.79	56
Secondaires	travée	1.30	6.00	3.55	6HA12	6.79	56
	Appuis	1.30	6.00	4.96	6HA12	6.79	56

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (Art A.5.1)**

Fissuration non préjudiciable

La contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

✓ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants

Tableau V.15 : vérification de la contrainte de cisaillement

poutre	$V_{u,max}$ (kn)	τ	$\bar{\tau}$	$\tau \leq \bar{\tau}_u$
Poutre principale 30x40	95.57	0.885	3.33	cv
Poutre secondaire 30x40	95.57	0.885	3.33	cv

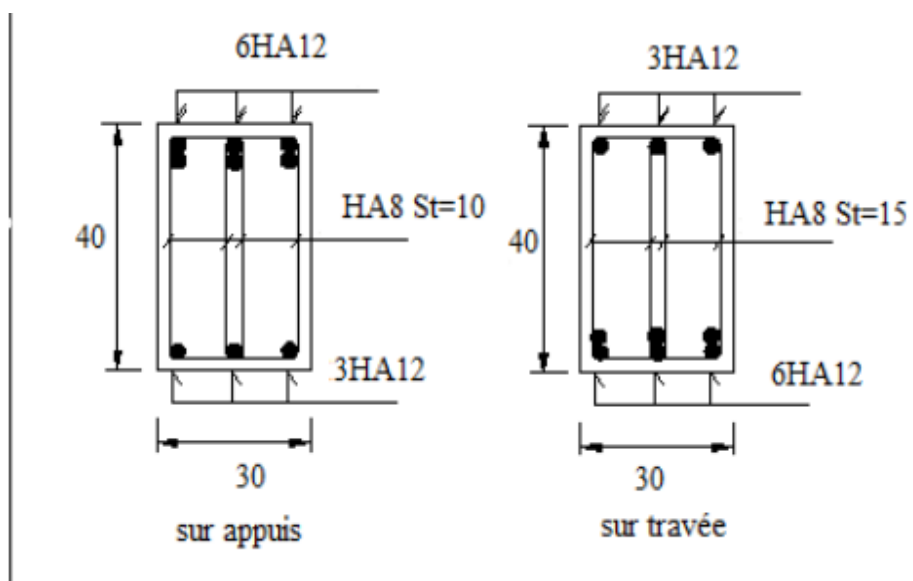


Figure V.5 : Schéma de ferrailage de poutre principale et poutres secondaires

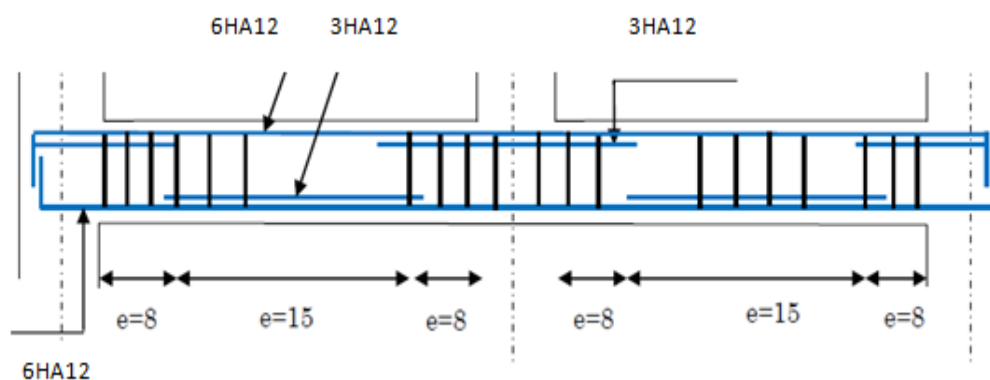


Figure V.6 : Disposition constructive de la poutre principale

V.4. Ferrailage des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 et le règlement parasismique européen l'EC8 Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieure à celles du vent et sous les forces dues 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.

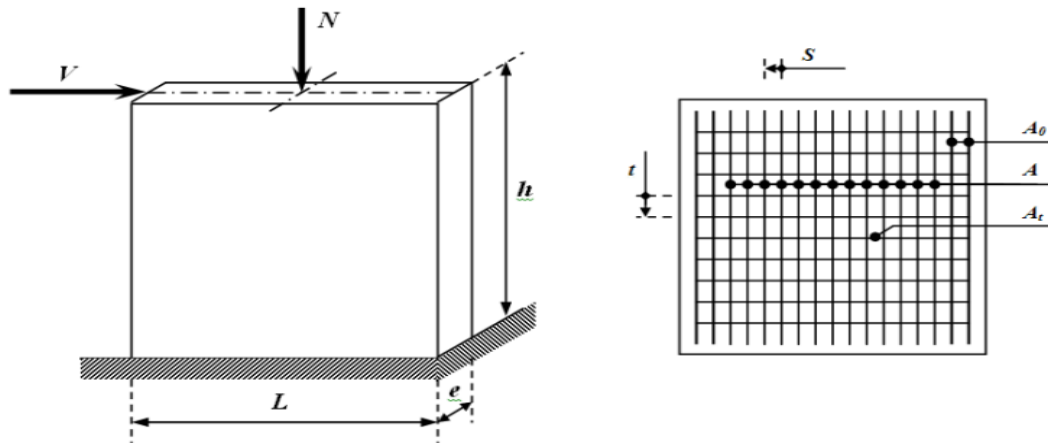


Figure V.7: Schéma de la disposition des voiles du ferrailage

V.4.2. Recommandations du RPA99/V2003 :

a. Armatures verticales :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la 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.
- ❖ 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) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doivent être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

- ❖ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e. Armatures de potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.4.4. Combinaisons de calcul :

Les combinaisons exigées par le **BAEL91** et **RPA99** version 2003 des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

➤ *Selon BAEL91* : (Situations durables)

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

➤ *Selon RPA99* : (situations accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.4.3. Calcul du ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée, selon RPA99/2003 sous les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{compression}^{max} , M_{corr} \\ N_{traction}^{max} , M_{corr} \\ M_{max} , N_{corr} \end{array} \right.$$

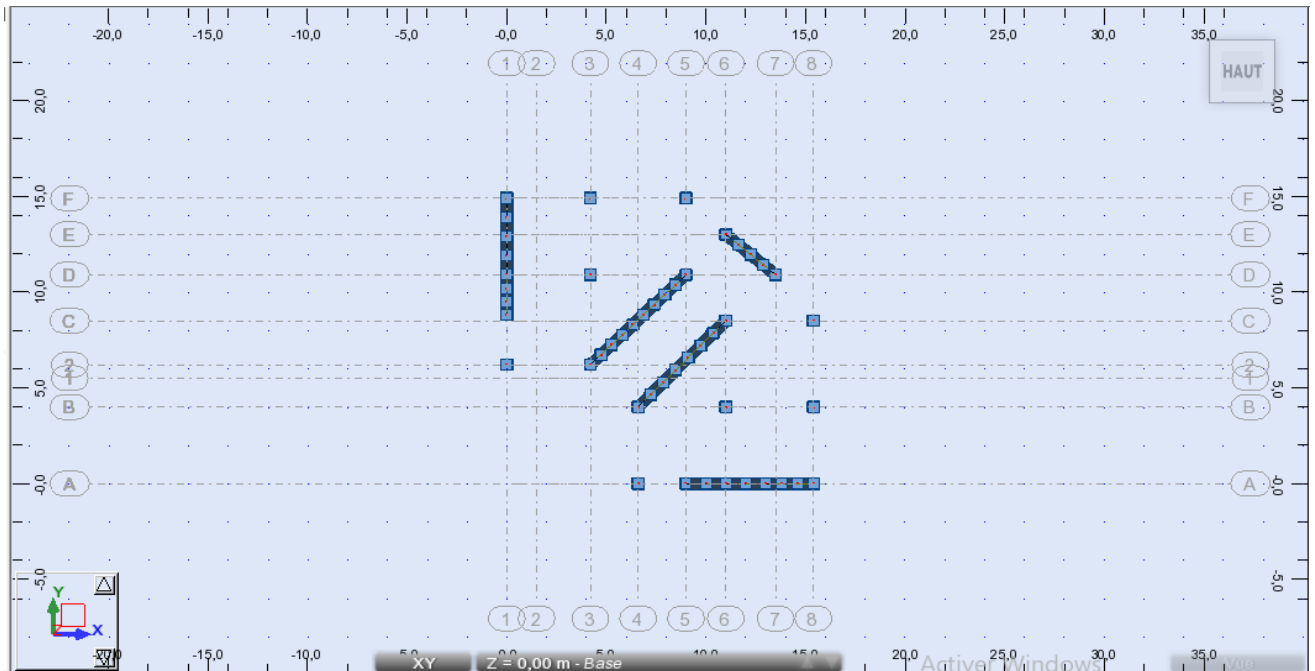


Figure V.8 : Schéma de la disposition des voiles

V.4.4. Présentation de la méthode de calcul .

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

B : section du voile,

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

NB : ROBOT donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

On distingue 3 cas :

1er cas :

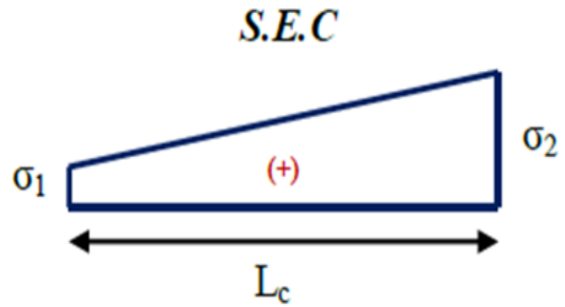
Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c e$$

L_c : longueur de la section comprimée.

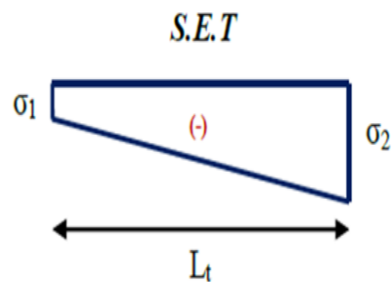
$$L_c = L$$

$$A_v = \frac{F - B f_{bc}}{f_e}$$



2ème cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"



$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

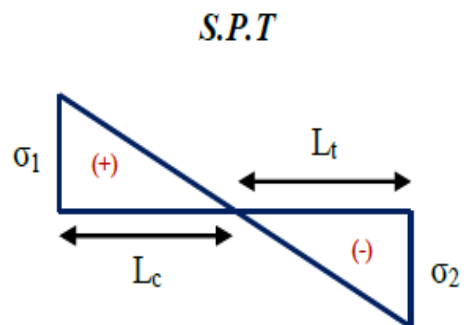
$$L_T = L$$

$$A_v = \frac{F}{f_e}$$

3ème cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times e \times L_T$$



$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L$$

$$A_v = F/f_e$$

- Si $A_v < A_{min}$, on ferraille avec la section minimale. 50
- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

Le ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous

(M et N) pour une section (e x h) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N \text{ max} \longrightarrow M \text{ cor} \\ M \text{ max} \longrightarrow N \text{ cor} \\ N \text{ min} \longrightarrow M \text{ cor} \end{array} \right.$$

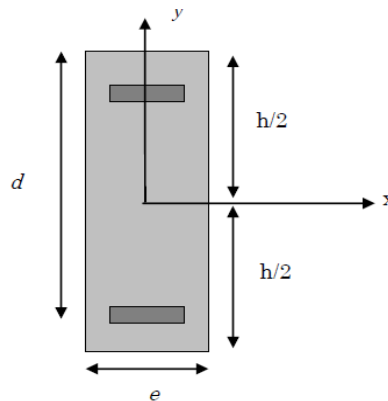


Figure V.9 : Schéma d'un voile pleine

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times \frac{f_{c28}}{f_e} \\ A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e \\ A = \max (A^{cal} , A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPA}) \end{array} \right.$$

a) Les armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($b \times h$).

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la moitié de la section en respectant toujours les recommandations du RPA99, addenda 200.

b) Les armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante

$$\frac{A_t}{e s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 x f_{t28} x K}{0.8 x f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$K = 0$ (Pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$)

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} < 0.2 x f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA.

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans le tableau ci-après où :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- ✓ A_v^{BAEL} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet
- ✓ A_v^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_v^{Adop} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- ✓ N^{bar} / face : nombre de barres adaptées par face.
- ✓ S_t : Espacement.
- ✓ A_H^{min} / face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- ✓ A_H^{cal} / face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_H^{adop} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- ✓ A_v^{adop} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.
- ✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adop}}{4}$

V.4.5. Calcul du ferrailage du voile :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (Type1 ; Zone I) de ($L = 5.50 \text{ m}$; $e = 0.20 \text{ m}$)

$$L = 5.50 \text{ m} ; b = 0.2\text{m} ; A = 1.1 \text{ m}^2 ; I = b.L^3 / 12 = 2.77 \text{ m}^4 ; v = 2.75 \text{ m}$$

Le ROBOT 2014, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

=> **Horizontalement :**

$$N_{11 \text{ max}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Nœud 2308} \longrightarrow \end{array} \right. N_{11} = 560.103 \text{ KN}$$

$$M_{11 \text{ cor}} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Nœud 2308} \longrightarrow \end{array} \right. M_{22} = 0.128 \text{ KN.m}$$

=> **Verticalement :**

$$N_{22 \text{ max}} \quad \text{Nœud 2308} \longrightarrow N_{22} = 1019.721 \text{ KN}$$

$$M_{11 \text{ cor}} \quad \text{Nœud 2308} \longrightarrow M_{11} = 0.665 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m. Et épaisseur de 20cm.

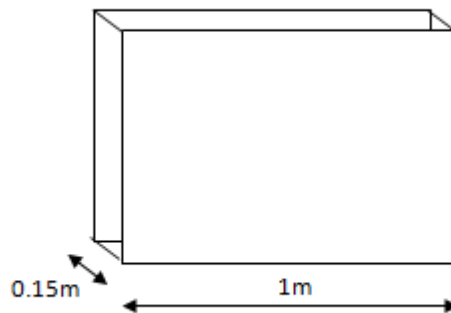


Figure V.9 : Section de voile

V.4.5.1. Armature vertical .

$$N (22) = 1019.721 \text{ KN}$$

$$M_{11} = 0.665 \text{ KN.m}$$

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} , \frac{L}{250} \right\} = 2\text{cm}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = \frac{0.665}{1019.721} + 0.02 = 0.02 \text{ m}$$

✓ **Sollicitations ultimes corrigées pour le Flambement :**

$$l_f = 0.7l_0$$

$$l_f = 0.7 \times 0.69 = 0.483$$

$$\frac{20 e_1}{n} = \frac{20 \times 2}{15} = 2.96$$

$L_f < \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \\ 2.96 \end{array} \right.$ Le calcul en flexion composé en tenant compte de façon forfaitaire e de l'excentricité du second ordre

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0.13}{0.13 + 0.018} = 0.88$$

$$e_1 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) = \frac{3(0.7 \times 4.08)^2}{10^4 \times 0.40} (2 + 0.823 \times 2) = 0.022 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha\Phi) = \frac{3(0.483)^2}{10^4 (0.20)} [2 + (0.88 \times 2)] \text{ avec } \Phi = 2$$

$$M_G = N_{22} \cdot e$$

$$e = e_a + e_1 + e_2 = 0.02 + 0.02 + 0.022 = 0.04175$$

$$M_G = 1019.721 \cdot 0.04175 = 42.57 \text{ KN.m}$$

$$M_A = M_G + N_{22} \left(\frac{d}{2} - d' \right) = 57.86 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = (0.337 \cdot h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc} = 161.22 \\ b = N_{22} (d - d') - M_A = 42.56 \end{array} \right.$$

$a > b \implies$ Section partiellement comprimée.

Calcul de ferrailage par assimilation à la flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{42.56 \times 10^6}{1 \cdot (0.135)^2 \cdot 14.2} = 0.17 < \mu_l = 0.392$$

$$\gamma = \frac{M_A}{M_{Cor}} = 3.99$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 f_{28} - 3050)^{-4} = 1.19$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.234$$

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

$$\beta = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.122$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z X \sigma_s} = \frac{42.56 \times 10^3}{0.122 \times 348} = 13.58 / \text{ml}$$

✓ Armature en flexion composée.

$$A = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_{su}} = 13.58 - 13.38$$

$$A = 0.20 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

- Selon le BAEL 91

b. Ferrailage horizontal :

En suivant la même démarche ; on trouve

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b.d \frac{e^{-0.45 d}}{e^{-0.185 d}} \text{ (B.A.E.L 91)}$$

$$= 4.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.15 \% b h = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ (R .P.A 99/ver 2003)}$$

$A = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{min}$ donc on prend

$$A = A_{min} = 4.76 \text{ cm}^2$$

Soit 7HA 12 e = 15 cm

$$AH = A_{min} = 4.76 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté :

Le ferrailage sera en double nappe avec $\left(\begin{array}{l} A_v = 7T12 / e = 15 \text{ cm} \\ AH = 7T12 / e = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

V.4.5.2. Armatures Transversales :

D’après le « R.P.A 99/ version 2003, les deux mappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètres carré et dans chaque nappe les barres horizontale doivent être disposées vers l’extérieur.

Tableau V.16: Les sollicitations obtenues par ROBOT de 1^{ere} type des voiles

Niveau	RDC	Etages 1, 2	Etages 3, 4, 5
Section (cm2)	20x 550	20x 550	20x 550
N (KN)	1005.4	864.891	450.809
M (KN.m)	7.736	6.391	3.824
V (KN)	115.174	14.667	25.625
τ_{adm}	5	5	
τ	0.995	0.169	1.029
Amin (RPA) (cm2)	2.25	2.7	2.7
Acalculée/ face (cm2)	14.82	14.82	6.663
A adoptée / face (cm2)	16,08	16.08	9.04
Nombre de barres/face	8HA16	8HA16	8HA12
St (cm)	11	11	11
Ah calculée (cm2)	0.20	0.96	0.28
Ah min (cm2)	4.76	5.603	5.603
Ah adoptée (cm2)	10.27	10.27	10.27
Nombre de barre	7HA12	7HA12	7HA12
St (cm)	15	15	15

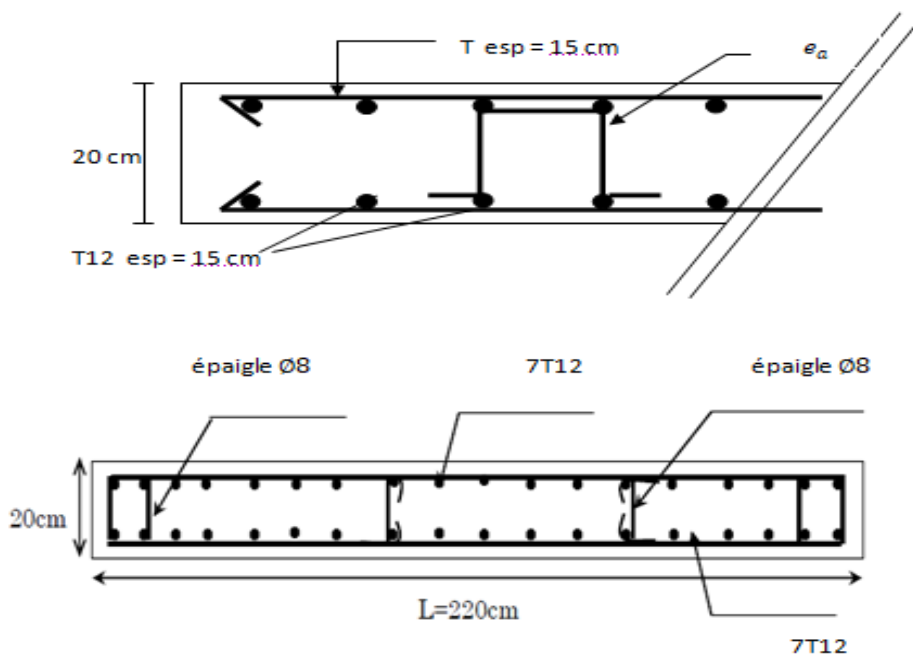


Figure V.11 : Ferrailage d’une bande de 1m voile pleine

V.5. Conclusion

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure. Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments structuraux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés, le ferrailage adopté est celui donnée par le RPA.

Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui du logiciel utilisé. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres, quant à elles, ont été ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par logiciel ROBOT Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée.

Les ferrailages adoptés ont respecté les recommandations du RPA et du BAEL.

VI .1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure.

Nous pouvons classer les fondations selon leur mode d'exécution et leur profondeur en :

➤ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de grande capacité portante, elle sont réalisées pres de la structure (semelle isolé, semelle filante et radier)

➤ Fondation profondes :

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante, le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI .2-Etude géotechnique du sol

Le choix des types de fondation, repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

- ✓ La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- ✓ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des Caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage.
- ✓ La facilité de l'exécution.
- ✓ L'économie.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'importance de la supère structure.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

VI.4.1%es surfaces nécessaires des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{semelle} = \frac{\sum N_{st}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{AVEC : } \begin{cases} \sum N_{st} = 15171.48 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow S_{semelle} = 75.86 \text{ m}^2$$

On a :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{75.86}{245.55} = 0.309 \Rightarrow 30.9 \leq 50\%$$

Alors, on voit bien que les dimensions des semelles ne provoquent pas un chevauchement, ceci nous amène à proposer :

- ✓ Des semelles isolées sous poteaux.
- ✓ Et semelle filante sous voiles.

VI.4. Calcul des la semelle isolée sous poteau

- **Les sollicitations :**

ELS: $N_{smax} = 842.86 \text{ KN}$; $N_{smax} = 6.04 \text{ KN}$.

ELU: $N_{umax} = 1156.69 \text{ KN}$; $M_{umax} = 8.28 \text{ KN}$.

$\sigma_{SOL} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$

Section de poteaux : 40x40 cm

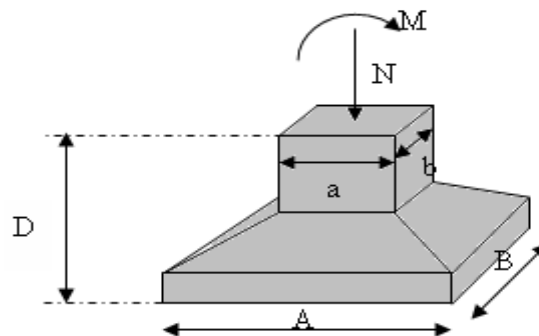


Figure.VI.1. Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés

VI.4.1. Pré-dimensionnement :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{6.04}{842.86} = 0.0027$$

On considère une semelle rectangulaire $[A \times B]$ située sous un poteau carré :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow \text{Semelle carrée } A = B$$

A. ELS :

Aire approché de la semelle

$$S_1 = \frac{(G+Q)}{\sigma_{sol}} = \frac{842.86}{200} = 4.21 \text{ m}^2$$

- Choix de la largeur B :

$$S_1 = B_1 \times A_1 = B_1^2 \Rightarrow \sqrt{S_1} = \sqrt{4.21} = 2.05 \text{ m}$$

$$B \geq B_1 \Rightarrow B = A = 2.5 \text{ m}$$

On prend $A=B=2.5 \text{ m}$

VI.4.2. Vérification des conditions d'application de la méthode des bielles :

- D'après le BAEL 91, on a :

$$e_0 = 0.0072 \leq \frac{2}{6} = 0.33 \dots \dots \dots C.V$$

VI.4.3. Vérification des conditions de rigidité :

$$d \geq \max \left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4} \right) = 50 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } d=0.5 \text{ m} \Rightarrow h=d+5=55 \text{ cm}$$

$$\frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$A.B = 2.5 \times 2.5 = 6.25 \text{ m}^2$$

• **Vérification de la contrainte du sol:**

PP: poids de la semelle isolée

PP: $0.5 \times 2.5 \times 2.5 \times 25 = 78.125 \text{ KN}$.

- ✓ **ELS:** $N_s = 842.86 + 78.125 = 921 \text{ KN}$
- ✓ **ELU:** $N_u = 1156.69 + 1.35 \times 78.125 = 1273.88 \text{ KN}$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0.0072}{2.5}\right) \frac{921}{6.25} = 148.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0.0072}{2.5}\right) \frac{921}{6.25} = 144.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = \frac{144.81 + 3 \times 148.31}{4} = 147.44 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- Vérification de la stabilité au renversement selon le RPA 99 D'après le RPA99 version 2003, on a:

$$e_0 = 0.0072 \leq \frac{2.5}{4} \times 0.625 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

VI.4.4. Calcul du ferrailage:

Les conditions d'application de la méthode des bielles étant vérifiée, on utilisant un effort normal fictif N_u'

A) ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.28}{1156.69} = 0.0072 \text{ m}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = \left(1 + \frac{3 \times 0.0072}{2.5}\right) \times 1156.69$$

$$N'_u = 1166.68 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_x = A_y = \frac{N'_u (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1166.68 \times (2.5 - 0.4)}{8 \times 0.5 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_x = A_y = 17.6 \text{ cm}^2$$

B. ELS:

Le ferrailage à l'ELS est calculé en majorant le ferrailage à l'ELU de 10%

donc on adopte pour la nappe inférieure parallèle à B et A: 16HA12 de section 24.13cm².

C. Espacement:

On prend: e =15cm

VI.4.5.Vérification au poinçonnement:

Selon le BAEL 91 révisé 99 (Art A.5.2, 42), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : h=0.55m ; P_c :le périmètre utile

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 3.8 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1567.5 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$N_{u0} = 1273.88 \text{ KN} .$$

$$S_0 = (a+h) \times (b + h) = 0.90 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 6.25 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow N_u = 1273.88 \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

$$N_u = 1090.44 \text{ KN} . \Rightarrow N_u \leq \bar{N}_u \dots \dots \dots C.V$$

VI.4.6.Dispositions constructives:

Les armatures disposées suivant le grand coté constitueront le lit inférieur du quadrillage, elles doivent être munies de retours ou crochets pour équilibrer l'effort provenant des bielles. Ces retours ou crochets doivent avoir un rayon de courbure suffisant pour satisfaire la condition de non écrasement du béton, ces retours se feront avec un angle au centre de 120° au minimum.

➤ Longueur de scellement droit: $l_s = 40\phi$

$$l_s = 480 \text{ mm} \geq \frac{B}{4} = \frac{2500}{4} = 625 \text{ mm} \Rightarrow \text{prévoir crochets d'ancrage}$$

VI.4.7. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé:

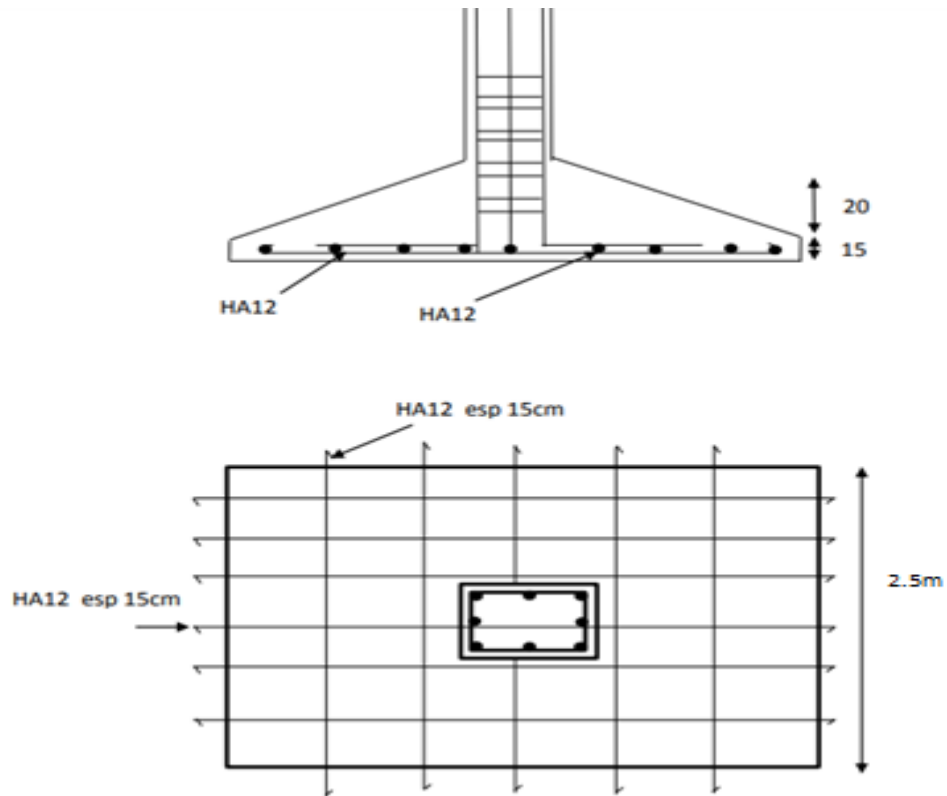


Figure.VI.2. Schéma de ferrailage d'une semelle isolé

VI.5. Semelle filante sous deux poteaux et un voile

Tout d'abord, on calcule le ferrailage de semelle sous poteau, ensuite la semelle sous voile. La figure VI.6 présente le schéma type d'une semelle filante sur deux poteaux et un voile.

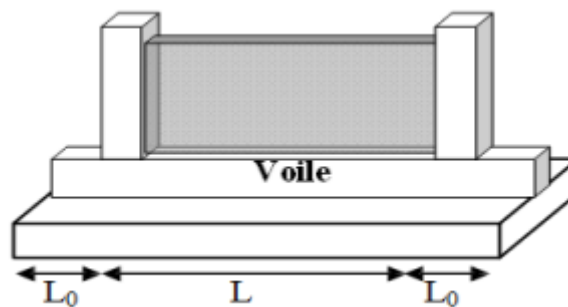


Figure.VI.3: schéma de semelle filante Sous deux poteaux et un voile

❖ Pour voile selon X-X

- les sollicitations:
 - ✓ ELS : $N_{smax} = 1100 \text{ KN}$; $M_{smax} = 71.33 \text{ KN.m}$
 - ✓ ELU : $N_{umax} = 1431.65 \text{ KN}$; $M_{umax} = 93.53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$$

On considère une semelle rectangulaire $[A \times B]$ située sous un poteau carré:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow \text{Semelle carrée } A=B$$

A. ELS:

Aire approché de la semelle

$$S_1 = \frac{(G+Q)}{\sigma_{sol}} = \frac{1100}{200} = 5.5 \text{ m}^2$$

VI.5.1 Choix de la largeur B:

$$S_1 = B_1 \times A_1 = B_1^2 \Rightarrow \sqrt{S_1} = \sqrt{5.5} = 2.35 \text{ m}$$

$$B \geq B_1 \Rightarrow B = 2.5 \text{ m} = A$$

$$d \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = 52.5 \text{ cm}$$

On prend $d = 60 \text{ cm}$ et $h = 65 \text{ cm}$

VI.5.2 Vérification de la capacité portante:

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{71.33}{1100} = 0.065 \text{ m.}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{3 \times 0.065}{2.5}\right) \times \frac{1100}{6.25} = 189.73 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_M \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots C. v$$

Tableau VI.1. Vérification de la capacité portante selon X-X

Combinaison	N(kn)	M(KN.m)	$e_0(m)$	$\sigma_M(MPa)$	Vérification
G+Q ± E	1100	71.33	0.065	189.73	C.V
0.8G+Q ± E	844.01	51.05	0.06	144.76	C.V

VI.5.3. Calcul de ferrailage:

On a:

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0.065 < 0.42$$

$$e_0 \leq \frac{B}{12} \Rightarrow 0.065 < 0.21$$

Ce qui implique que la méthode des bielles est applicable.

Les conditions d'application de la méthode des bielles étant vérifiée, on utilisant un effort normal fictif N_u'

A. ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{93.53}{1431.65} = 0.065$$

$$PP = 0.65 \times 2.5 \times 2.5 \times 25 = 101.56 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \text{ ELS : } N_s = 1431.65 + 101.56 = 1533.21 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \text{ ELU : } N_u = 1431.65 + 1.35 \times 1.35 = 1568.21 \text{ KN.}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3 \times 0.065}{2.5}\right) \times 1568.756 \Rightarrow N'_u = 1691.12 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_x = A_y = \frac{N'_u (A - a)}{8x dx \sigma_{st}} = \frac{1691.12 \times 2.1 \times 10}{8 \times 0.6 \times 348} \Rightarrow A_x = A_y = 21.26 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2: calcul de la section d'armature.

	N(KN)	N'(KN)	d_b (cm)	H(cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
ELU	1431.65	1691.12	60	65	21.15	16HA14
ELS	93.53	1652.80	60	65	20.77	16HA14

❖ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A(\text{cm}^2) \times B(\text{cm})}{4} \Rightarrow A_r = 20.09 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14\text{HA14} / \text{esp} = 20\text{cm}$$

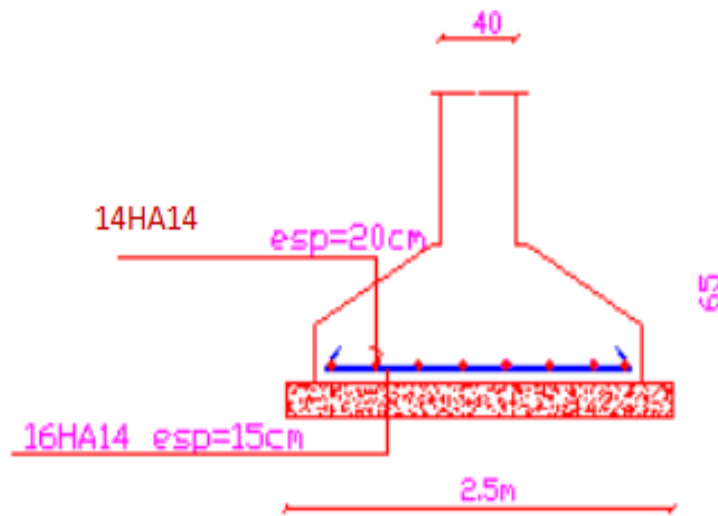


Figure VI.4.schéma de ferrailage de la semelle filante selon x-x

❖ **Pour voile selon y-y**

- les sollicitations:

- ✓ **ELS** : $N_{smax} = 1479.21 \text{ KN}$; $M_{smax} = 193.30 \text{ N.m}$
- ✓ **ELU** : $N_{umax} = 1960.10 \text{ KN}$; $M_{umax} = 245.06 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$$

On considère une semelle rectangulaire $[A \times B]$ située sous un poteau carré:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \Rightarrow \text{Semelle carrée } A=B$$

A. ELS:

Aire approché de la semelle

$$S_1 = \frac{(G+Q)}{\sigma_{sol}} = \frac{1479.21}{200} = 7.4 \text{ m}^2$$

Choix de la largeur B:

$$S_1 = B_1 \times A_1 = B_1^2 \Rightarrow \sqrt{S_1} = \sqrt{7.4} = 2.72 \text{ m}$$

$$B \geq B_1 \quad B = 3 \text{ m} = A$$

$$d \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) = 65 \text{ cm}$$

On prend : $d = 70 \text{ cm}$ et $h = 75 \text{ cm}$.

Vérification de la capacité portante:

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N}{A.B} \leq \sigma_{sol}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{193.30}{1479.21} = 0.13 \text{ m}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{3 \times 0.13}{3}\right) \times \frac{1479.21}{9} = 185.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_M \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots C.V$$

Tableau VI.3.Vérification de la capacité portante:

Combinaison	N(kn)	M(KN.m)	e_0 (m)	σ_M (MPa)	Vérification
G+Q ± E	1482.85	88.6	0.06	185.72	C.V
0.8G+Q ± E	1083.10	95.03	0.09	144.76	C.V

❖ Calcul de ferrailage:

On a :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \rightarrow 0.14 < 0.5$$

$$e_0 \leq \frac{B}{12} \rightarrow 0.14 < 0.25$$

Ce qui implique que la méthode des bielles est applicable.

Les conditions d'application de la méthode des bielles étant vérifiée, on utilisant un effort normal fictif N_u

A. ELU :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{245.06}{1960.10} = 0.13 \text{ m}$$

$$PP = 0.75 \times 3 \times 3 \times 25 = 168.75$$

$$\checkmark \text{ ELS: } N_s = 1479.21 + 168.75 = 1647.96 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \text{ ELU: } N_u = 1960.10 + 1.35 \times 168.75 = 2187.91 \text{ KN.}$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u$$

$$N'_u = \left(1 + \frac{3 \times 0.13}{3}\right) \times 2187.91 = 2472.34 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{st} = \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_x = A_y = \frac{N'_u(A-a)}{8x d x \sigma_{st}} = \frac{2472.34 \times 26}{8 \times 0.7 \times 348} \Rightarrow A_x = A_y = 31.99 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.4 calcul de la section d'armature.

	N(KN)	N'(KN)	d_b (cm)	H(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
ELU	1960.10	2472.34	70	75	31.99	16HA16
ELS	1479.21	1671.51	70	75	22.30	16HA16

❖ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A(\text{cm}^2) \times B(\text{cm})}{4} \Rightarrow A_r = 24.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow 16\text{HA}12 / \text{esp} = 20\text{cm}$$

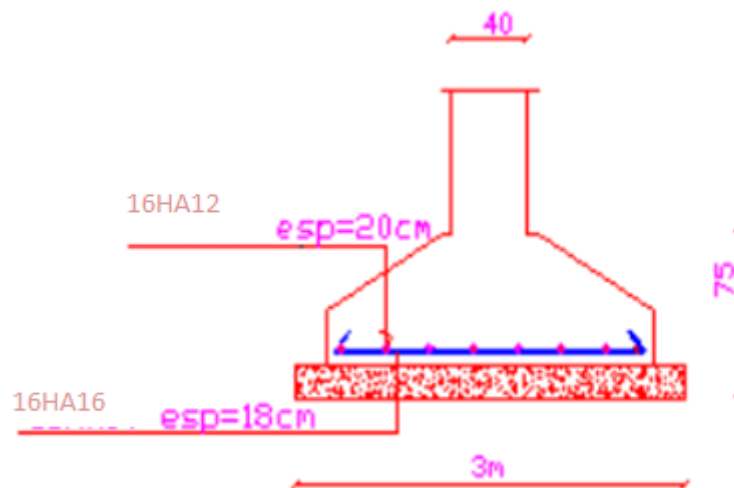


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la semelle filante selon y-y

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'une part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cycle de formation de master et d'autre part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel, dans notre cas "Etude d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation avec contreventement mixte".

Nous avons saisi combien 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 permet de faire une bonne conception parasismique moindre Cout. L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur. Cette étude nous a permis aussi d'utiliser des logiciels de calcul, outils devenus indispensables pour l'étude des ouvrages en béton armé. Grâce au logiciel RSA 2014, on a effectué des dimensionnements et des calculs de différents éléments des structures porteuses. Sans oublier que l'emploi de l'outil informatique impose à l'ingénieur de formuler un certain nombre d'hypothèses et de vérifications pour rendre les résultats convenablement exploitables pour son travail.

Notons qu'enfin, ce projet constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais son maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaire.

Règlements :

- ✓ DTR B.C.2.2 charge permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ DTR B.C.2.47 règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- ✓ DTR B.C.2.48 règle parasismique algériennes (RPA99/Version2003).
- ✓ DTR B.C.2.331 règle de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Fascicule n° 62 BAEL 91 révisé 99
- ✓ Internet

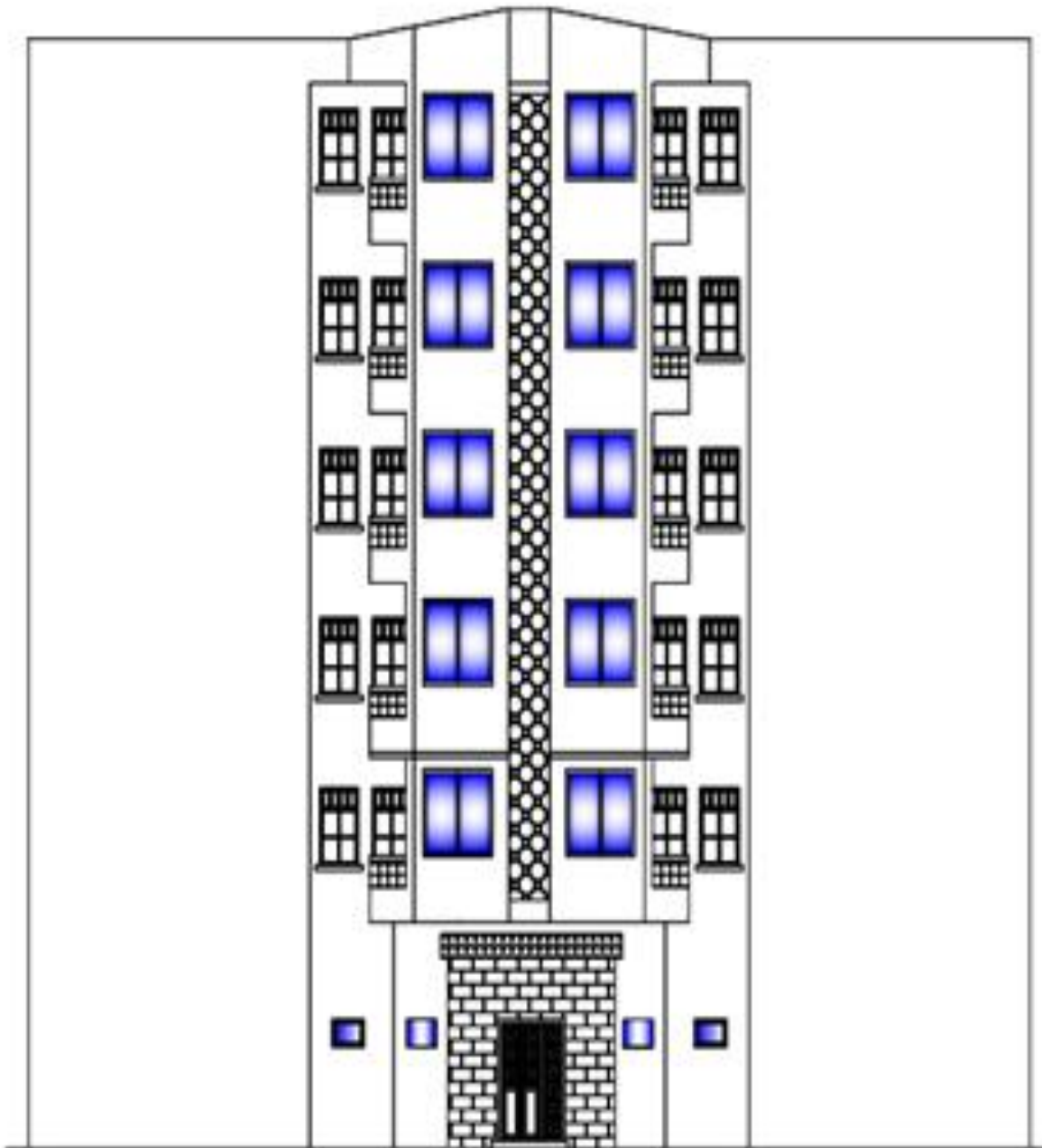
Cours:

- ✓ Cours de bâtiment Université Abbes laghrou
- ✓ Cours de génie parasismique Université Abbes laghrou.
- ✓ Les thèses de fin d'étude des promotions précédentes.

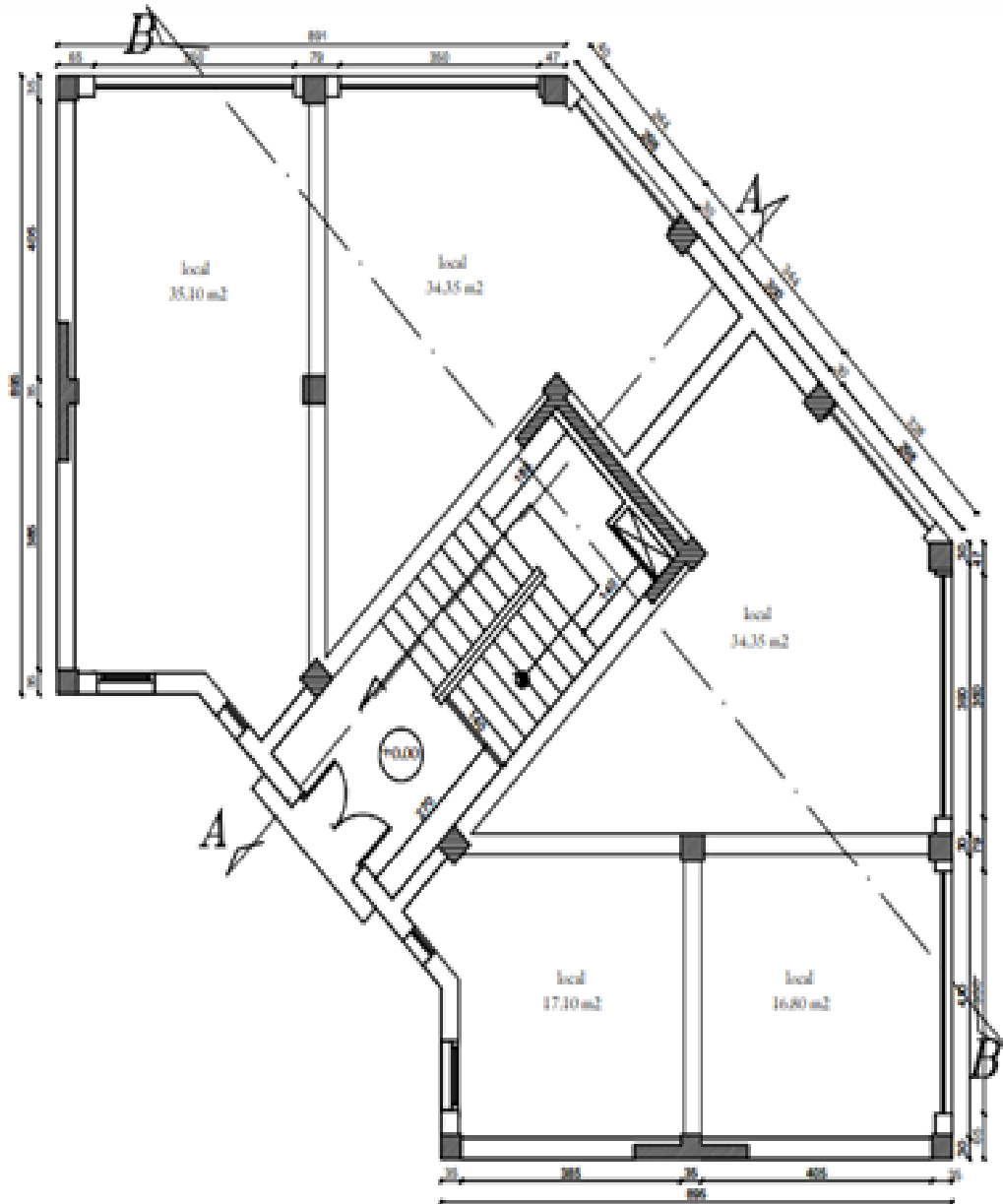
Logiciels et programmes :

- ✓ AutoCAD 2014 (Dessin).
- ✓ ROBOT 2014 (Analyse des structures et modélisation).
- ✓ Office 2010 (Word ; Excel).

Ainsi que plusieurs thèses des promotions précédentes

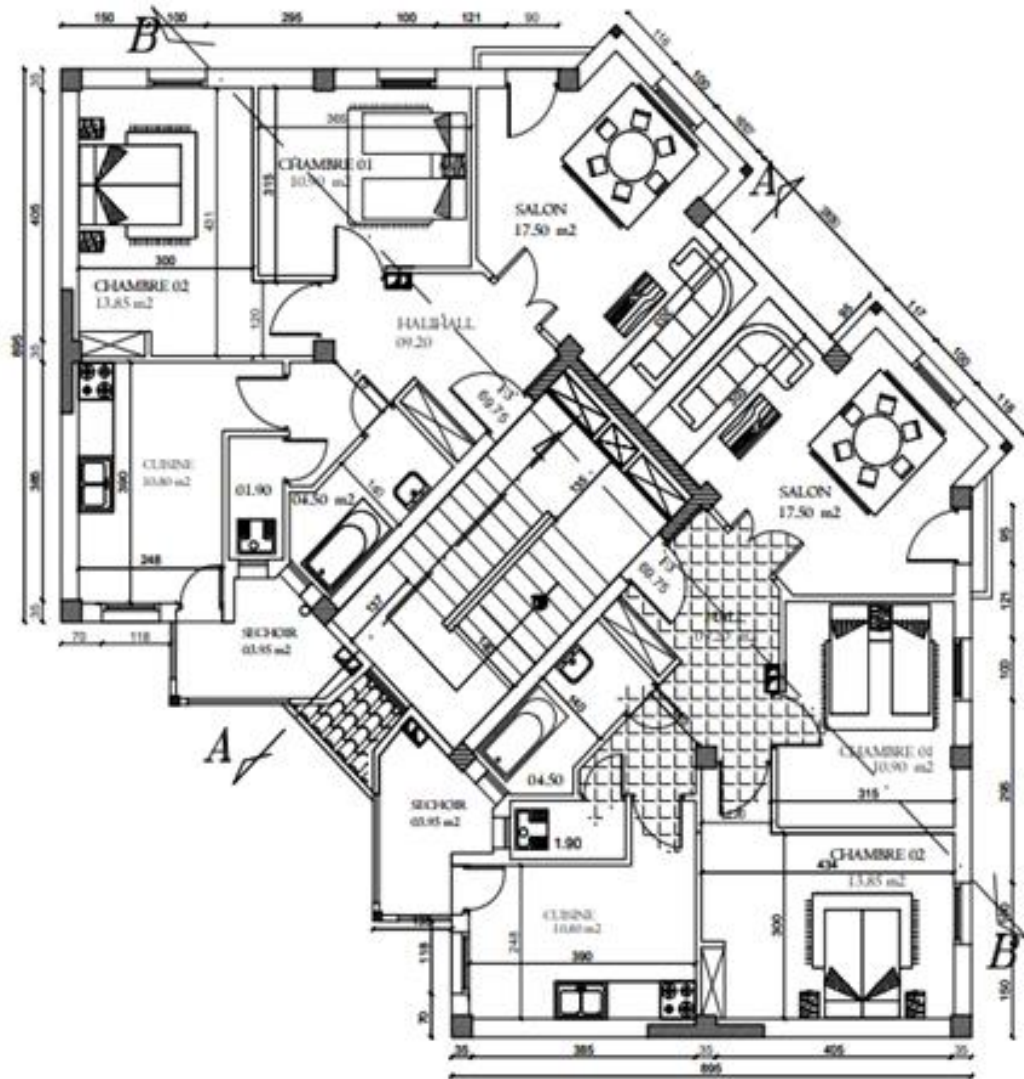


FACED PRINCIPALE

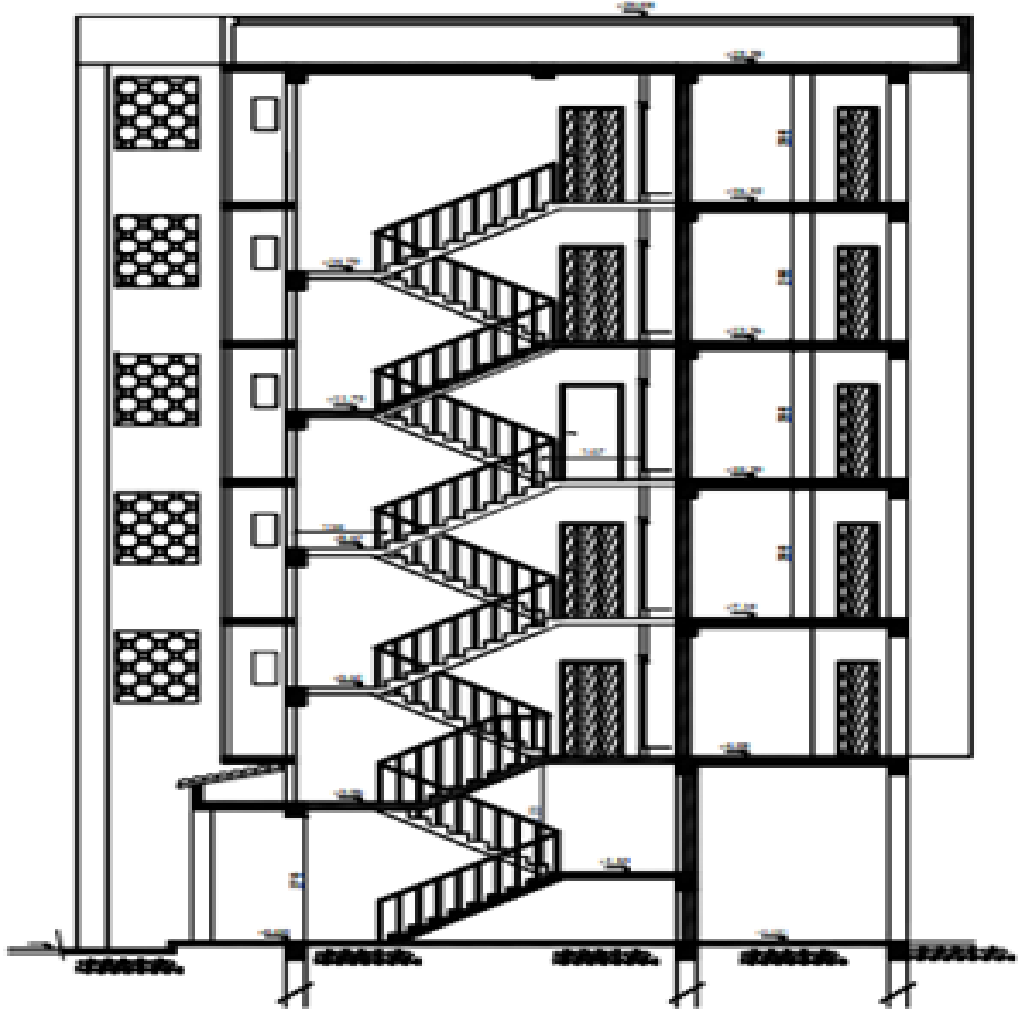


VUE EN PLAN RDC

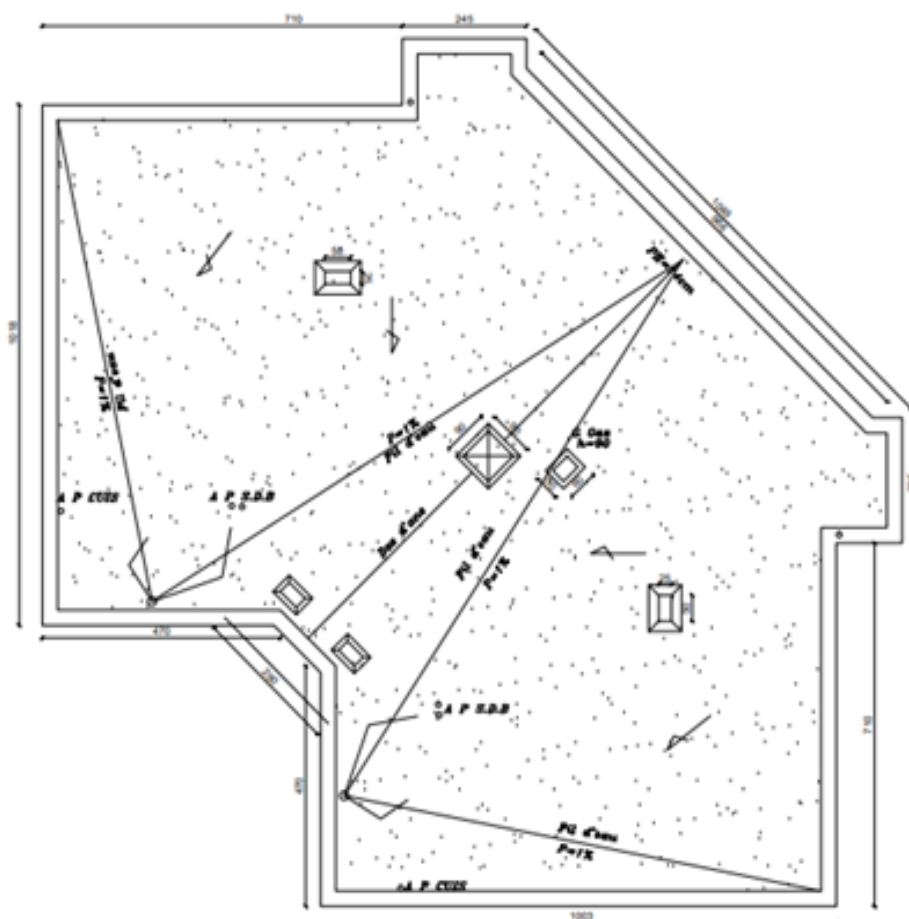
LES ANNEX



VUE EN PLAN ETAGE COURANT



COUPE A-A SUR CAGE D'ESCALIER



PLAN TERRASSE