



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D' ETUDE

POUR L' OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : (Construction)

N° d'ordre : M...../GC A/2021

Thème

**Etude d'un bâtiment Rez-de-chaussée+11étages+S-SOL
en béton armé à usage d'habitation et commercial**

Présenté par :

1. ABBOUD HICHEM
2. BALIOUZE DJAMEL EDDINE

Soutenu le 19/09 /2021, devant le jury composé de :

- Encadreur : Belbachir Nesrine
- Président : Mr Belguesmia khalil
- Examineur : Mr Bahar Sadek

Année Universitaire : 2020 / 2021

REMERCIEMENTS

- Nous tenons en premier lieu à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années.
- Nous remercions notre encadrante Belbachir Nesrine d'avoir accepté de nous guider durant la période de notre travail.
- Nous adressons nos respectueux remerciements à tous les membres du jury.
- Et aussi nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de Génie civil qui ont contribué à notre formation.
- En fin nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail dans des meilleures conditions.

Dédicaces

- **J**e dédie ce travail à mes parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.
- **A** toute ma famille .
- **A** mon ami qui a partagé avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail.
- **A** tous mes amis et collègues de la promotion 2020-2021.

ABBOUD HICHEM

Dédicaces

- **J**e dédie ce travail à mes parents qui ont toujours été à mes côtés pour me soutenir et me donner le courage pour continuer à progresser dans mes études.
- **A** toute ma famille.
- **A** mon ami qui a partagé avec moi l'honneur de la réalisation de ce travail.
- **A** tous mes amis et collègues de la promotion 2020-2021.

BALIOUZE DJAMEL EDDINE

المخلص

يتكون العمل الحالي من دراسة مبنى متعدد الاستخدامات (سكني وتجاري) مكون من طابق أرضي و 11 طابق يقع في الحشم بولاية مستغانم) قدمنا في الجزء الأول وصفاً للعمل والمواد المستخدمة ولوائح الحساب وكذلك البرنامج المستخدم. خصص الجزء الثاني للأبعاد المسبقة للعناصر الإنشائية تليها دراسة الأرضيات والعناصر غير الإنشائية في الجزء الثالث ، تم اختيار الطريقة الديناميكية للدراسة الزلزالية وتم اختيار برنامج التحليل الإنشائي للروبوت لنمذجة الهيكل. تم تخصيص الجزء الأخير لحسابات تعزيز الجسور والجدران والأساسات

Résumé

Le présent travail consiste à étudier un bâtiment à usage multiple (Habitation et commercial) composé d'un RDC, 11 étages et un sous sol implanté à Hachem , wilaya de Mostaganem.

Dans la première partie nous avons présenté une description de l'ouvrage, les matériaux utilisés, les réglemens de calcul ainsi que les logiciels employés.

La deuxième partie a été consacrée au prédimensionnement des éléments de la structure suivi par l'étude des planchers et des éléments non structuraux.

Dans la troisième partie la méthode dynamique a été choisi pour l'étude sismique et le logiciel Robot Structural Analysis a été choisi pour la modélisation de la structure.

La dernière partie a été dédiée aux calculs du ferrailage des portiques , des voiles et des fondations.

Sommaire :

CHAPITRE I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3. But.....	1
I.4. Choix d'une structure.....	2
I.5. Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	2
a. Dimension en plan.....	2
b. Dimension en élévation.....	2
I.6. Caractéristiques géométriques du sol.....	2
I.7. Les charges.....	3
I.8. Conception de la structure.....	3
I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	5
I.10. Actions et sollicitations.....	12

CHAPITRE II : Prédimensionnement et descente de charge

II.1.Introduction.....	16
II .2. Prédimensionnement des poutres.....	16
II .2.1 Pré dimensionnement des poutres.....	16
II .2.1.1 Poutres principales.....	17
II .2.1.2 Poutres secondaires.....	17
II .2.1.3 Calcul du poids total des poutres.....	18
II .3.prédimensionnement des planchers.....	19
II .3.1 Introduction	19
II .3.2 Épaisseurs des planchers	19
II .4. Plancher à dalle pleine.....	20
II .5. Descente de charges	21
II .6. Pré dimensionnement des poteaux	24
II .7. Pré dimensionnement des voiles.....	32

Chapitre III : Étude de planchers

III Etude de plancher	35
III .1. Plancher à corps creux.....	35
III.1.1. Détermination des dimensions des poutrelles.....	36
III.1.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	37
III .2. Etude des poutrelles	39
III .2.1. Méthode de Caquot	43
III .2.2.ferrailage de la poutrelles	53
III .3 Calcul des armatures transversales	56
III .4. Vérification de la flèche	57
III .4. Plancher à dalle pleine	62
III .4.1 Méthode de calcul :.....	62
III.4.2.Évaluation des charges et combinaisonfondamentales	63
III .4.4. Vérification de l'effort tranchant	75
III .4.4 Vérification de la flèche.....	76

CHAPITRE IV : Étude des éléments non structuraux

IV.1. Étude des escaliers.....	83
IV.1.1 Terminologie et Définition	83
IV.1.2 Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier	85
IV.1.3détermination des charges et des surcharges.....	85
IV.2.Marche porteuse.....	98
IV.2.1.calcul du ferrailage.....	99
IV.3. calcul de la poutre briséé.....	101
IV.2.1. Acrotère	109
IV.2.2. calcul de ferrailagre.....	110
IV.2.3.vérification de l'existence des armature comprimées.....	111
IV.2.3 Détermination des armatures.....	111
IV.3. Détermination des contraintes.....	113

Chapitre V : Étude sismique

V .1.Introduction.....	117
------------------------	-----

V.2.Choix de la méthode statique de calcul.....	117
V .2.10.Méthode statique équivalente.....	117
V.2.2.Méthode dynamique.....	118
V .3.Etapes de modélisation.....	119
V.4.Interprétation des résultats.....	120
V.4.1vérification la résultats des forces sismiques.....	120
V .4.22.Nombre de mode a considérer.....	124
V.4.3.vérification de la période	124
V .périodes et facteurs de participation modaux.....	124
V .4.5. calcul et vérification des déplacements	125
V .4.6.Justification vis-a-vis de léffets p-delta.....	126
V .4.7.Conclusion.....	128

CHAPITRE VI :Étude des Portiques

VI.1.INTRODUCTION	130
VI.2. DEFINITION	130
VI.2.1.Poutres	130
VI .2.2.Poteaux	130
VI.3. FERRAILLAGE DES PORTIQUES	130
VI.3.1.Combinaisons d'actions	130
VI.3.2.ferraillage des poutres.....	130
VI.3.3.Exemple de calcul : Poutre principale	133
VI.3.4.Vérification de l'effort tranchant	136
VI.3.5.Recouvrement des barres longitudinales	138
VI.3.6.Dessin de ferraillage.....	139
VI.4.Étude des poteaux	142
VI.4.1.Définition.....	142

VI.4.2.Principe de calcul.....	142
VI.4.3.Armature longitudinales.....	143
VI.4.4.Exemple de calcul.....	148
VI.4.5. Shéma de Ferrailage.....	155

Chapitre VII :ETUDE DES VOILES.

VII.1.Introduction.....	159
VII.2. Voil de contreventement.....	159
VII.2.1.Ferrailage des voiles de contreventement.....	159
VII.2.2.Exemple de calcul.....	162
VII.2.3 .Determination la nature de la section du voile.....	162
VII .2.3.1.Calcul des contraintes.....	162
VII.2.3.2.Armature minimale.....	163
VII .2.4.Determination la natures de la section du voile.....	163
VII .2.4.1.Calcul des contraintes.....	163
VII .2.5.Espasment minimale des barres verticales et horizontales.....	164
VII.2.6.Vérification des contraintes de cisaillement.....	164
VII.3.Voilles peripheriques.....	166
VII.3.1.Introduction.....	166
VII.3.2.Caractéristique du Sol.....	167
VII.3.3.Déterùnation des sollicitations.....	167
VII.3.4.Calcul des ferrailages.....	170

ChapitreVIII :étude d'infrastructure

VIII.1.Introduction.....	180
VIII.1.1.choix du type de fondation.....	180
VIII.1.2.type de fondation	180
VIII.2.etude du radier.....	180
VIII.2.1. pré-dimensionnement du radier	181
VIII.2.2.pré-dimensionnement des poutres.....	185
VIII.2.3.Détermination de la sollicitation.....	185
VIII.3.ferraillage du radier	190
VIII.3.1.ferraillage de la dalle.....	190
VIII.3.2.ferraillage du débordement.....	199
VIII.3.3.ferraillage des poutres.....	201

Liste des figures

CHAPITRE I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

Fig.I.1 : vue en plan.....	1
Fig. I.2: Coupe transversale d'un mur de façade.....	4
Fig. I.3: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.).....	7
Fig. I.4: Diagramme contraintes -déformation de calcul du béton (E.L.S.).....	8
Fig. I.5: Diagramme contraintes -déformation pour tous les aciers.....	10

CHAPITRE II : prédimensionnement

Fig. II.1: Section transversale d'une poutre.....	16
Fig. II.2 : Schéma des poutrelles.....	18
Fig. II.3. : Coupe transversale d'une plancher corps creux.....	19
Fig. II.4: Dimensions d'un panneau de dalle.....	20
Fig. II.5: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.....	22
Fig. II.6 : Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	22

Fig. II.7 : Coupe transversale du plancher RDC.....	23
Fig. II.8: Coupe A-A.....	24
Fig. II.9: Schéma représentatif d'un étage courant.....	24
Fig.II.10 : Sectionreduits du beton.....	25
Fig.II.11 : Section afferente d'un poteau.....	27
Fig.II.12 : Coupe sur voile en élévation.....	32
Fig.II.13: vue en plan des voile.....	32

CHAPITRE III : Etude des plancher

Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	36
Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.....	36
Figure III.3 : Schéma de poutrelle. (Section de calcul).....	37
Figure III.4 : Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	38
Fig.III.5 : Définition des moments.....	39
Fig.III.6 : Moments sur appuis intermédiaires.....	40
Fig. III.7 : représentation de la méthode.....	44
Fig. III.8 :Diagramme des moment ELU (type1).....	46
Fig. III.9 :Diagramme des moment ELS (type1).....	47
Fig. III.10 :Diagramme des moment ELU (type2).....	47
Fig. III.11:Diagramme des moment ELS (type2).....	47
Fig. III.12 :Diagramme des moment ELU (type3).....	48
Fig. III.13 :Diagramme des moment ELS (type3).....	48
Fig. III.14 :Diagramme des moment ELU (type4).....	48
Fig. III.15 :Diagramme des moment ELS (type4).....	49
Fig. III.16 :Diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 01).....	50

Fig. III.17 :Diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 02).....	50
Fig. III.18 :Diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 03).....	51
Fig. III.19 :Diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 04).....	52
Fig.III.20 : Section de calcul en travée.....	53
Fig.III.21 : Section de calcul en appui.....	55
Fig.III.22: coordonnées de centre de gravité.....	58
Fig. III.23 : ferrailage de poutrelle en appui.....	61
Fig. III.24 :ferrailage de poutrelle en travée.....	61
Fig.III.4.1 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.....	62
Fig.III.4.2 : Enrobage.....	64
Fig.III.4.3: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagramme des moments fléchissant.....	64
Fig.III.4.4: Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle.....	66
Fig.III.4.5: Section de calcul en travée sens x-x.....	70
Fig.III.4.6 : Section de calcul en appuis sens x-x.....	71
Fig.III.4.7: Section de calcul en travée sens y-y.....	73
Fig.III.4.8 : Section de calcul en appui sens y-y.....	74
Fig.III.4.9 : coordonneés de centre de gravité.....	79

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

Fig.IV.1 : schéma d'un escalier.....	83
Fig. IV.2 Diagramme des moment en appuis et travée.....	89
Fig. IV.3 Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	90
Fig. IV.4Diagrammedu l'effort tranchant à l'ELU	90
Fig. IV.5 Diagramme des moment en appui et travée.....	93
Fig.IV.6:Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	94
Fig.IV.7:Diagramme du l'effort tranchant à l'ELS.....	94
Fig.IV.8: section de calcul.....	95

Fig.IV.9 : schéma de la marche porteuse.....	98
Fig. IV.10 : schéma statique de la marche porteuse.....	98
Fig. IV.11: Section de calcul de la paillasse.....	99
Fig. IV.12: Section de la poutre brisée.....	99
Fig. IV.13 : dessin du ferrailage.....	100
Fig. IV.14 : Section de calcul.....	103
Fig. IV.15 :Section de calcul:	105
Fig. IV.16 :shéma de ferrailage de la poutre palière.....	108
Fig V.2.1:Dimensionfe l'acrotère	109
Fig.IV.2.2: Section de calcul.....	110
Fig.IV.2.3 : Sollicitations par rappot armatures tendues.....	111
Fig.IV.2.3:Shéma de ferrailage de l'acrotère.....	115

Chapitre V :étude sismique

Fig.V.1 :Interface du Robot bat.....	119
--------------------------------------	-----

ChapitreVI : étude portique

Fig.VI.1 :section de calcul.....	133
Fig.VI.2 :section de calcul.....	135
Fig.VI.3 : shéma du ferrailage des poutresprincipales.....	140
Fig.VI.4 : shéma du ferrailage des poutres secondaires	141
Fig.VI.4.1 :sollicitation sur les poteaux.....	142
Fig.VI.4.2 :shéma de noyau centrale.....	143
Fig.VI.4.3 :shéma du ferrailage des poteaux.....	157

ChapitreVII : étude voile

Fig.VII.1 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	160
Fig.VII.2 :dimension d'une voile périphérique.....	166
Fig.VII.3 :contrainte du voile.....	167

Fig.VII.4 :panneau de dalle appuie sur 4 coté.....	168
Fig.VII.5 :section de calcul en travée(x-x).....	170
Fig.VII.6 :section de calcul en travée(y-y).....	172
Fig.VII.7 :section de calcul en travée(x-x).....	174
Fig.VII.8 :section de calcul en travée(y-y).....	176
Fig.VII.9 : Ferrailage des voiles de contreventement.....	178

ChapitreVIII :étude d'infrastructure

Fig.VIII.1 :Shéma statique du radier général.....	181
Fig.VIII.2: panneau le plus sollicité.....	181
Fig.VIII.3: dimension de la poutre	185
Fig.VIII.4 :Shéma des contraintes du sol.....	188
Fig.VIII.5 :Shéma du panneau de la dalle	190
Fig.VIII.6: Enrobage.....	191
Fig.VIII.7 : section de calcul dans le sens x-x.....	192
Fig.VIII.8 : section de calcul dans le sens y-y.....	192
Fig.VIII.9 : : section de calcul.....	199
Fig.VIII.10 : section de calcul.....	203
Fig.VIII. 11 : section de calcul en appuis	206
Fig.VIII.12: schéma de ferrailage de la poutre principale.....	210
Fig.VIII.13: Schéma de ferrailage de la poutres secondaire.....	210

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Introduction et Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	9
Tableau. I.2 : Matériaux de construction.....	12
Tableau. I.3 : Combinaison d'action dans le cas d'un bâtiment courant.....	14

CHAPITRE II : prédimensionnement

Tableau II.1 charge permanente de plancher terrasse inaccessible.....	22
Tableau II.2 : charge permanente de plancher étage courant.....	23
Tableau II.3 : charge permanente de plancher RDC.....	23
Tableau II.4 : Distribution et dégression des charges.....	28
Tableau II.5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003).....	30
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	31

CHAPITRE III : Etude de planchers

Tableau III.1 : Tableau des moment fléchissant et efforts tranchants(type 01)	49
Tableau III.2 :Tableau des moment fléchissant et efforts tranchants(type 02)	50
Tableau III.3 :Tableau des moment fléchissant et efforts tranchants(type 03)	51
Tableau III 4 : Tableaux récapitulatifs de différents moments en appuie (type4)	51
Tableau III5 : Tableaux récapitulatifs des moment et des effortd maximaux.....	52
Tableau III.6 :Tableaux des panneaux.....	67
Tableau III.7 :Tableaux des moments fléchissant à l'E.L.U.....	67
Tableau III.8 :Tableaux des moments fléchissant à l'E.L.S.....	68
Tableau III.9 : Tableau Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y	69
Tableau.III.10 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	69

CHAPITRE IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1 :charge permanente de volée.....	86
Tableau V.2 : charge permanente de palier.....	86
Tableau V.3 : Tableau des sollicitations des escaliers	95
Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissants.....	103

CHAPITRE V : Etude sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités $q P$ (Tab.4.4 du RPA99 V2003)	123
Tableau V.2: période et facteur de participation massique.....	125
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher.....	126
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort $p-\Delta$	127

CHAPITRE VI : Etude des Portiques

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.....	132
Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	139
Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	139
Tableau VI.4 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts normaux.....	147
Tableau VI. 5 : Tableau récapitulatif de ferrailage des poteaux.....	155

ChapitreVII : étude voile

Tableau VII. 1 :tableau des efforts N et T et moment M	162
Tableau VII. 2 : tableau des efforts N et T et moment M.....	164
Tableau VII. 3 :tableau de vérification de la contrainte	166
Tableau VII. 4: tableau récapitulatif des sollicitations	170
Tableau VII. 5:tableau récapitulatif des combinaison des sollicitations	170
Tableau VII. 6: tableau de ferrailage du voile périphérique	177

Chapitre VIII :étude d'infrastructure

Tableau VIII. 1 :Dimension des poutres.....	185
Tableau VIII.2 :tableau récapitulatif des sollicitations	191
Tableau VIII.3:tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées.....	191
Tableau VIII.4:tableau des moments en appuis et travées.....	199
Tableau VIII.5: tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement...	202
Tableau VIII.6: tableau récapitulatif des sollicitations des poutre de redressement.....	202
Tableau VIII.7: tableau récapitulatif des choix des armatures.....	208

Notation

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
Qu	Chargement ultime
Qs	Chargement de service
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de flexion en travée
Ma	Moment de flexion en appui
Md	Moment en appui droite
Mg	Moment en appui gauche
N	Effort normal
Td	Effort tranchant à droit du point considéré
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré
fc28	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
ft28	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
Eij	Module de déformation longitudinale instantané
Evj	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h0	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\sigma_{b,adm}$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\sigma_{s,adm}$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul

Notation

τ_u Contrainte tangentielle limite
 $\emptyset t$ Diamètre des armatures
S Espacement entre armatures transversales
A_u Armatures calculées à l'ELUR
A_s Armatures calculées à ELS
A Armatures en appuis
A_t Armatures en travées
I_{xx} Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy} Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz} Inertie massique
L_f Longueur de flambement
B_r Section réduite
L_x La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I₀ Moment d'inertie de la section homogène
I_f Moment d'inertie fictif
f Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
 Δf Flèche total
 ρ Rapport entre deux dimensions $\rho = (L_x/L_y)$

Introduction générale :

Parmi les catastrophes naturelles qui affecte la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées. Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pourquoi la plupart des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur. La plupart des habitants des zones à risque sont au courant des antécédents sismiques plus par l'ouïe que par l'expérience personnelle directe. Or la prise de conscience est indispensable mais elle ne suffit pas pour inciter à l'action. En général on a tendance à surévaluer la probabilité des événements que l'on souhaite et à sous estimer la probabilité de ceux que l'on redoute. La sensibilisation à ce risque ne se fait que très progressivement dans la population, le milieu professionnel et la puissance publique. Pour que cette démarche puisse aboutir, il faut qu'elle trouve un écho au sein de tous les milieux concernés.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Notre travail consiste en l'étude et la conception d'une tour (R+11+ S/SOL) avec un contreventement mixte (poteaux/voile) implanté dans la wilaya d'**Mostaganem** qui est une zone de forte sismicité (zone IIa)

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Le Béton Armé est parmi les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation (R+11+ S/SOL) Contreventé par voiles, situé au niveau de la wilaya de Mostaganem (zone IIa) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

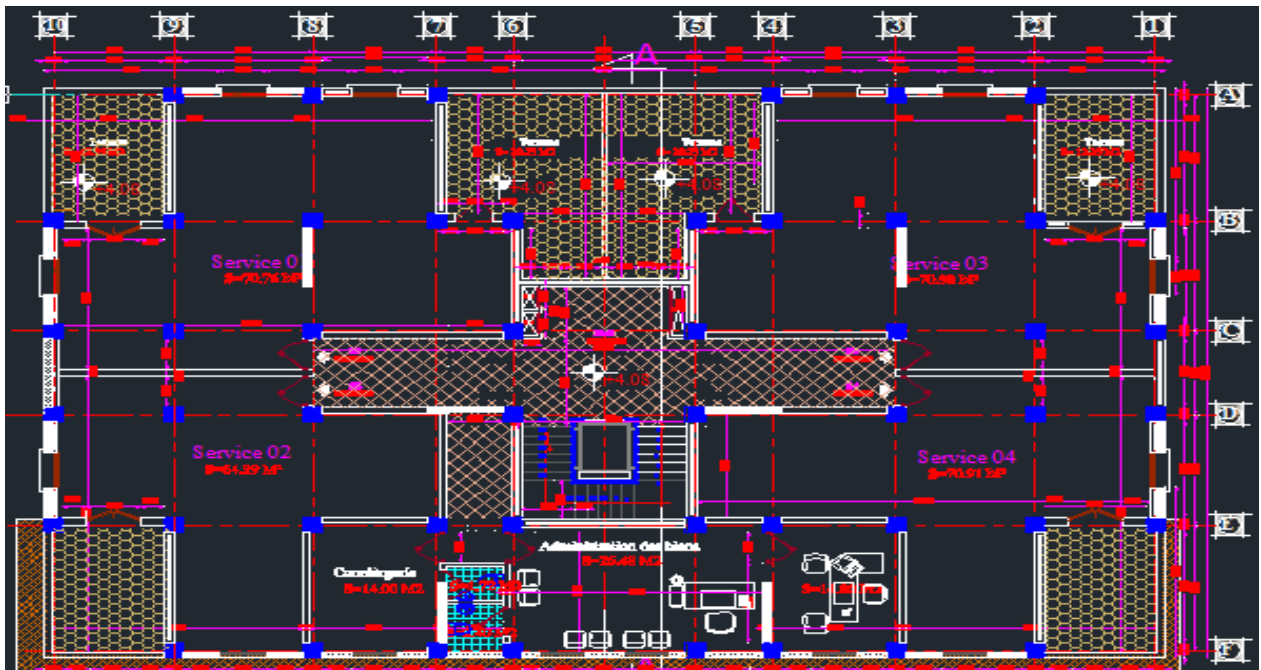


Fig.I.1 : vue en plan.

I.3. But

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur les quelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeur sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

I.4. Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

I.5. caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme rectangulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

a. Dimensions en plan :

- Largeur totale en plan 18.6 m
- Longueur totale en plan.....28.5 m

b. Dimensions en élévation :

- Hauteurs des s/sol3,06 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,08 m
- Hauteur des étages3,06 m
- Hauteur des acrotère1,20 m
- Hauteur totale du bâtiment.....37,74 m

I.6. Caractéristiques géométriques du sol :

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- La contrainte admissible : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,5$ bars
- Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17.00$ KN/m³
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$
- Le site est considéré comme meuble (S3/site meuble).

I.7.les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble. Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

I.8. Conception de la structure :

Notre bâtiment est contreventé par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Le sous sol est réalisé après l'excavation des terres où il est délimité par un voile périphérique qui doit ceinturer le bâtiment. Il est considéré comme étant une caisse rigide.

Selon l'article 2.5.4 du RPA99 (version2003), les ouvrages doivent en général comporter :

- a) Contreventements qui doivent être disposés de façon à :
- ✓ Reprendre les efforts horizontaux dus aux séismes.
 - ✓ Reprendre une partie des charges verticales suffisante pour assurer leur stabilité.
 - ✓ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
 - ✓ Minimiser les effets de torsion.

b) Planchers :

On adopte deux types de planchers :

- Plancher à dalle pleine pour le haut du sous-sol et RDC.
- Plancher à corps creux pour le reste des étages.

C) Circulations verticales :

Les circulations verticales dans notre structure sont assurées par :

- Ascenseur : le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par des murs voiles.

Escalier : on a deux types d'escalier :

- Escalier à paillasse porteuse.
- Escalier à marche porteuse.

D) Maçonneries :

- Murs extérieurs : ils seront en double parois séparées par une lame d'air :
 - Parois extérieures en briques creuses de 15 cm d'épaisseur ;
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur qui joue un rôle d'isolation thermique et acoustique et
 - Parois intérieurs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

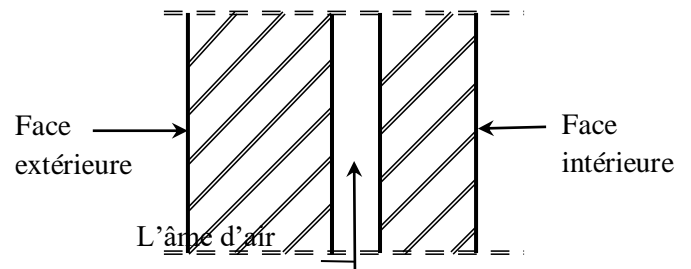


Fig. I.2 : Coupe transversale d'un mur de façade

- Murs intérieurs : seront composés de murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit en mortier de ciment de 1.5 cm d'épaisseur.

E) Acrotère :

Pour les terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 1.20 m de hauteur.

F) Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

I.9 .Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.9.1.Principe du béton armé

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.9.2.Béton :

Le béton est un mélange complexe dans des proportions convenables de granulats, et liant (ciment) malaxé avec une eau de gâchage pour obtenir une pâte maniable. **Béton = Ciment + Gravier + Sable + eau de gâchage.**

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites par le règlement BAEL91 et tous les règlements applicables en Algérie.

- **Ciment utilisé** CPJ 42.5 (dosage 350 kg /m³)
- **Sable** 400 litres/m³ (Ds ≤ 0.5 mm)
- **Gravier** 800 litres/m³ (3 ≤ Dg ≤ 25 mm)
- **Eau de gâchage** 160 à 180 litres/m³.

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractéristiques des matériaux suivants :

A. Résistance à la compression:

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } f_{cj} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Avec : } j \leq 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ (béton à usage courant).

B. Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}.$$

C. Module de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation longitudinale instantanée est :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; On a : $E_{i28} = 32164$ MPa.

- Module de déformation longitudinale différée :

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $j = 28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; On a : $E_{v28} = 10819$ MPa.

D. Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,...), on prendra :

$$\diamond v = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré).}$$

❖ $\nu = 0.2 \Rightarrow$ Etats limites de service (béton non fissuré).

E. Contraintes limites :

Suivant le B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U) et
- Etat limite de service (E.L.S).

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la FigureI-3.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned}
 & - \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\
 & - \varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: γ_b : Coefficient de sécurité partiel et vaut :

$$\gamma_b \begin{cases} 1.15 & \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.50 & \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

- μ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$$\mu = 1 \quad \text{si la durée est supérieure à 24h}$$

$$\mu = 0,9 \quad \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.}$$

$$\mu = 0,85 \quad \text{dans les autres cas.}$$

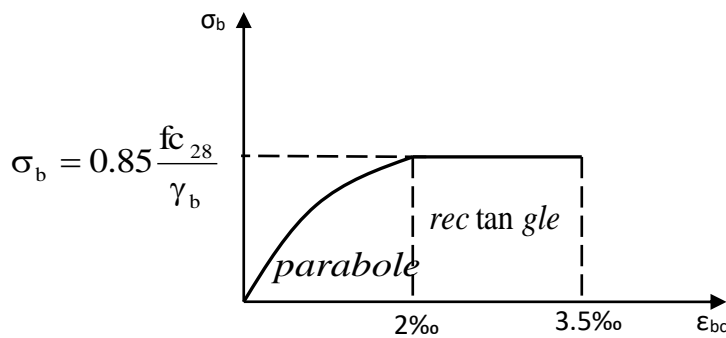


Fig. I.3: Diagramme contraintes - déformations de calcul du béton (E.L.U.)

-Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

-Etat limite service (E.L.S) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

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.

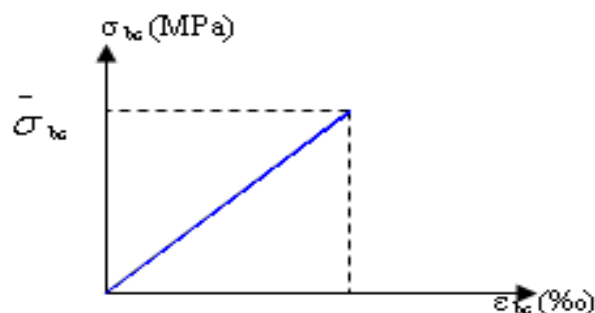


Fig. I.4: Diagramme contraintes – déformation de calcul du béton (E.L.S.)

A l'état limite de service, on limite la contrainte dans le béton par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

I.9.3. Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

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

A. Types d'aciers utilisés :

Les types d'aciers utilisés sont :

- Barre à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles et étriers)
- Treillis soudés (TS) de nuance FeE520 pour $\Phi \leq 6\text{mm}$.

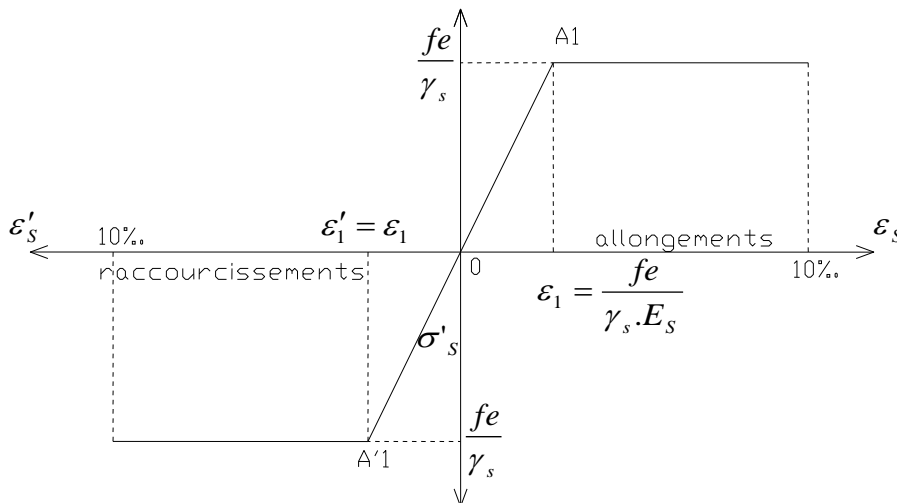
Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques :

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Diamètres nominaux normalisés en [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	6-8	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillis soudés (ronds lisses) TS	TLE520 $\varphi \leq 6\text{mm}$	520	$\varphi \leq 6\text{mm}$	Emplois courant pour : radiers, voiles, planchers et dalles.

B. Contrainte de calcul de l'acier (σ_s) :Etat limite ultime de résistance (**E.L.U**) :Le diagramme contrainte (σ_s)-déformation (ε_s) est conventionnellement défini ci-dessous, avec:
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$
 σ_s : Contrainte de l'acier ; f_e : Limite d'élasticité de l'acier et γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \longrightarrow \text{Situation courante (normale).} \\ 1.00 & \longrightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

 ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)**Fig. I.5:** Diagramme contrainte déformation pour tous les aciers.Etat limite de service (**E.L.S**):

Selon les règles B.A.E.L.91:

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$ et
- Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{Acier rond lisse.} \\ 1.6 & \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

C. Module d'élasticité longitudinal de l'acier:

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

$$E_s = 200000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars.}$$

I.9.4. Matériaux de construction :

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- ✓ Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- ✓ La compatibilité des différents produits entre eux ;
- ✓ L'économie globale du projet et
- ✓ La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc...

Dans notre projet on utilise :

Tableau. I. 1 : Matériaux de construction :

Matériaux	Poids surfacique/volumique [KN/m ³]
Sable	17÷19
Gravier	17
Acier	78.5
Béton non armé	22
Béton armé	25
Ciment	18
Plâtre	10
Verre	25
Briques creuses :	
Ep = 10 cm	0.9
Ep = 15 cm	1.3
Étanchéité multicouche	6
Carrelage ou dallage collé	20
Mortier de ciment	20

I.10 Actions et sollicitations :**I.10.1. Les actions :**

Les actions sont l'ensemble des charges appliquées directement à une construction, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état qui entraînent des déformations de la structure, on trouve trois types d'actions :

I.10.1.1. Actions permanentes :

- Poids propre de la structure ;
- Les charges de la structure d'équipement ;

- Les pousse et la pression et poids dus à des terres ou des liquides lorsque le niveau de ces derniers variant peu
- Les déformations imposées à la construction, retrait, tassement différentiel d'appuis.

I.10.1.2. Actions variables :

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques (vent, neige) ;
- Les charges appliquées au cours d'exécution et
- Les effets dus à la température.

I.10.1.3. Actions accidentelles :

- Le séisme ;
- Les chocs des véhicules ;
- Les exploitations et
- Les incendies.

I.10.2. Les sollicitations :

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

Tableau I.3 : Combinaison d'action dans le cas d'un bâtiment courant :

Action prise en compte dans les combinaisons		Combinaison d'actions
Combinaison de base	G ,Q	$1.35G+1.5Q_B$
		$G+1.5Q_B$
Vent	G ,Q _B ,W	$1.35G+1.5Q_B+1.2W$
		$G+1.5Q_B+1.2W$
Neige	G,Q _B ,S _n	$1.35G+1.5W+1.2Q_B$
		$G+1.5W+1.2Q_B$
Séisme	G,Q _B ,E	$1.35G+1.5Q_B+1.2S_n$
		$G+1.5Q_B+1.2S_n$
Séisme	G,Q _B ,E	$1.35G+1.5S_n+1.2Q_B$
		$G+1.5S_n+1.2Q_B$
Séisme	G,Q _B ,E	$G+E+\gamma_{QB}.Q_B$
		$G+E+\gamma_{QB}.Q_B$

Chapitre II

PRE-DIMENTIONEMENT

II.2. Prédimensionnement :

II.1 Introduction :

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant :

II.2 dimensionnement des éléments résistants :

RPA99, BAEL91, DTRB.2.2.

II.2.1 Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes.

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 99.

La hauteur des poutres est déterminée par : $L/15 < h_p < L/10$

Dont $\left\{ \begin{array}{l} h_p : \text{la hauteur de la poutre} \\ L : \text{la portée maximale de la poutre (entre axe d'appuis)}. \end{array} \right.$

D'après le RPA99/version 2003 ; les poutres doivent respecter

Les dimensions suivantes :

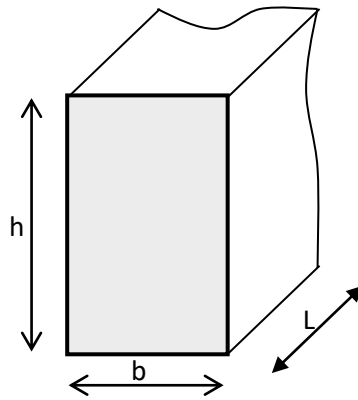


Fig. II.1: Section transversale d'une poutre

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \\ \text{Zone IIa} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\} h \geq 30 \text{cm}$$

II-2.1.1 Poutres principales :**a. Hauteur de la poutre**

$$L_{\max} = 470\text{cm} \implies 470/15 < h_p < 470/10$$

$$\Rightarrow 31.3\text{cm} < h_p < 47\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 40\text{ cm}}$$

b. Largeur de la poutre

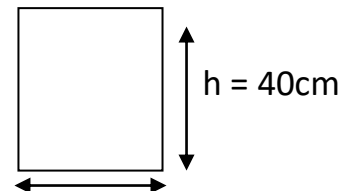
$$0,4h_p < b < 0.8h_p \implies 0.4 \times 40 < b < 0.8 \times 40$$

$$\Rightarrow 28 < b < 32\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{on prend : } \mathbf{b = 30\text{ cm}}$$

c. Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 40 > 30\text{cm} & \text{vérifiée} \\ b = 30 > 20\text{cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1.4 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



La section adoptée pour la poutre principale est **(40x30) cm²**

II-2.1.2 Poutres secondaires :**a. Hauteur de la poutre**

$$L_{\max} = 420\text{cm} \implies 420/15 < h_p < 420/10$$

$$\Rightarrow 28\text{cm} < h_p < 42\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{on prend : } \mathbf{h = 35\text{cm}}$$

b. Largeur de la poutre

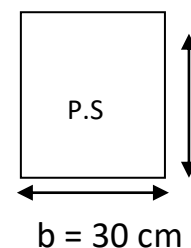
$$0.4 \cdot h < b < 0.8 \cdot h \implies 0.4 \times 40 < b < 0.8 \times 40$$

$$\Rightarrow 16\text{cm} < b < 32\text{cm}$$

$$\Rightarrow \text{on prend : } \mathbf{b = 30\text{cm}}$$

c. Vérification

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 35 \geq 30\text{cm} & \text{vérifiée} \\ b = 30 \geq 20\text{cm} & \text{vérifiée} \\ h/b = 1,4 < 4 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$



La section adoptée pour la poutre secondaire est **(35x30) cm**

II-2.1.3 Calcul du poids total des poutres :

Poutre principale $W = 25 \times 0.40 \times 0.30 = 3 \text{KN/ml}$

Poutre secondaire $W = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{KN/ml}$

W Total = 5.625 KN/ml

II-2.1.4.Poutrelle :

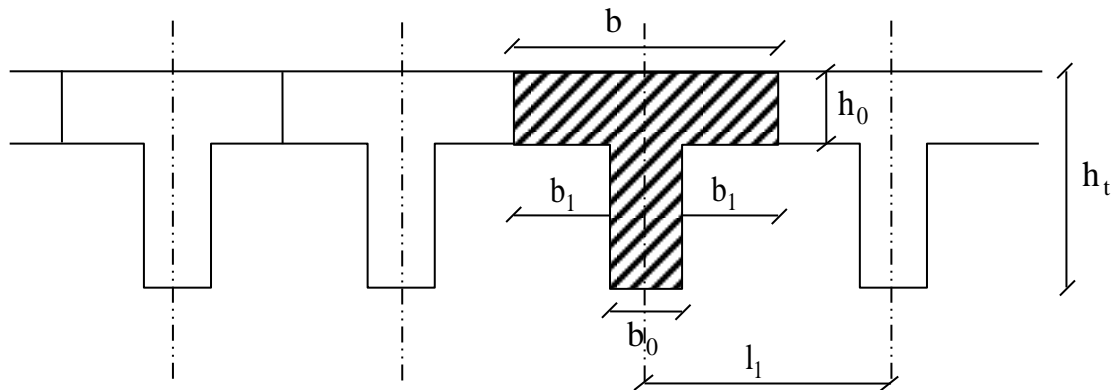


Figure II.2 Schéma des poutrelles

Pour la largeur de la nervure on va prendre Selon le B.A.E.L 83[1]

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

L_n : La distance entre axes des nervures.

- Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance égale à 60 cm.

Donc pour $L_n = 60$

est prise généralement L_n

$$\left. \begin{aligned} b_1 &\leq \frac{L}{10} \\ b_1 &\leq \frac{L}{8} \\ h_0 &\leq b_0 \leq h_0 \end{aligned} \right\}$$

II.3 Pré dimensionnement des planchers :

II.3.1. Introduction :

On utilise deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

Pour notre projet, on a pris comme type de plancher à corps creux, composée d'une dalle mince, de nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux préfabriqué en béton armé. Il nous donne une isolation thermique et acoustique entre les différents étages en plus il est économique et léger.

II.3.2. Epaisseurs des planchers :

Pour la détermination de l'épaisseur des planchers à Corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

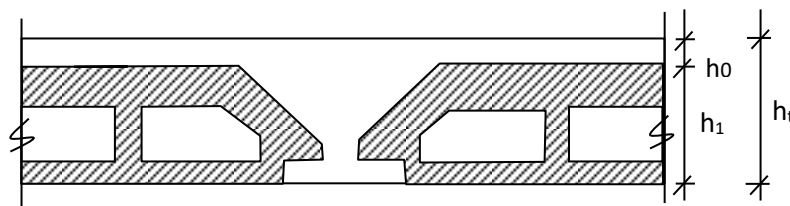


Fig II.3. : Coupe transversale d'un plancher corps creux

$h_t = h$: Hauteur (épaisseur) totale du plancher;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ;

h_1 : épaisseur du corps creux

L : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

$L=390\text{cm}$

Donc :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$15.6\text{cm} \leq h_t \leq 19.5\text{cm}$$

On prend $h_t=20\text{cm}$

Soit un plancher (16+4) cm $\begin{matrix} \nearrow & 16\text{cm corps creux} \\ \longrightarrow & 4\text{ cm dalle de compression} \end{matrix}$

II.4. Plancher à dalle pleine :

On utilise la dalle pleine au niveau du plancher (haut) du sous-sol (bas du rez-de-chaussée), car à ce niveau on a une concentration des efforts sismiques qui s'accumulent à partir des niveaux supérieurs ;

Les dalles sont calculées panneau par panneau, en générale, ces panneaux de dalle sont appuyés sur 4,3 ou 2 appuis ;

Le plancher est considéré comme étant infiniment rigide horizontalement, et l'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

❖ Condition de résistance à la flexion (BAEL) :

Pour le calcul des dalles pleines, on présente (02) cas :

- 1^{er} cas :

Dalle ne porte que dans un seul sens si :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

- 2^{eme} cas :

Dalle porte suivant deux sens si :

$$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

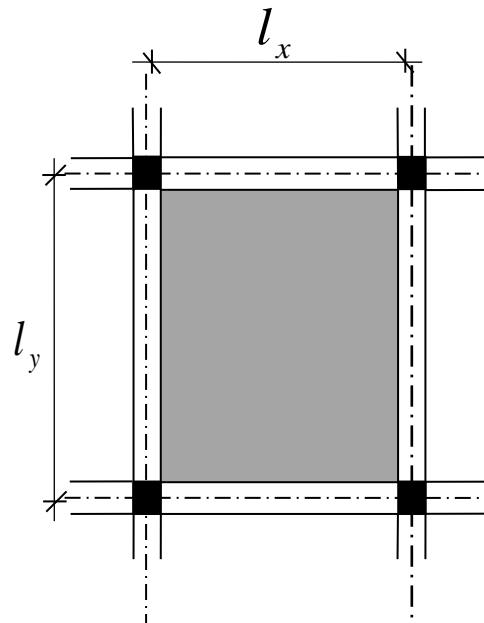


Fig. II.4: Dimensions d'un panneau de dalle

- L_x = La plus petite portée entre nus d'appui des Poutres secondaire = 170cm
- L_y = La plus grande portée entre nus d'appui de la poutre principale = 390cm

b. Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$$L_x = 1.70\text{m} \quad L_y = 3,90\text{m} \quad \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0.44 \leq 1$$

Donc la dalle porte suivant les deux sens

⇒ La dalle porte suivant les deux directions

$$h_d = \left(\frac{1}{50}; \frac{1}{40} \right) l_x$$

$$\Rightarrow h_d = (3.40 ; 4.25)$$

$$\Rightarrow h_d = 4 \text{ cm}$$

c. Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ; $2500 * h_d \geq 350 \text{kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{cm}$;
- Contre les bruits impacts ; $2500 * h_d \geq 400 \text{kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{cm}$.

d. Condition de sécurité en matière d'incendie :

- $h_d = 7 \text{cm}$ pour 1 heure de coupe de feu.
- $h_d = 11 \text{cm}$ pour 2 heures de coupe de feu.
- $h_d = 17.5 \text{cm}$ pour quatre heures de coupe de feu.

Conclusion :

Pour satisfaire les différentes conditions précédentes, on adopte une épaisseur de la dalle pleine : **$h_d = 16 \text{cm}$** .

II.5. Descente de charges :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

II.5.1. Plancher terrasse inaccessible :

La terrasse inaccessible est au niveau 11ème étages, elle est réalisée en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

a. Calcul de la forme de pente :

$$\text{tg} \alpha = h/L = P = 0.010 \quad \Rightarrow \quad h = l_x \cdot \text{tg} \alpha = 2852 \times 0.010 = 28.52 \text{cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h' \text{ moy} = (h/2) = 28.52 / 2 = 14.26 \text{cm} \\ h' \text{ moy} = h' \text{ moy} + 5 \text{cm} = 19.26 \text{cm} \end{array} \right. \quad \text{On prend } h_{\text{moy}} = 19.26 \text{cm}$$

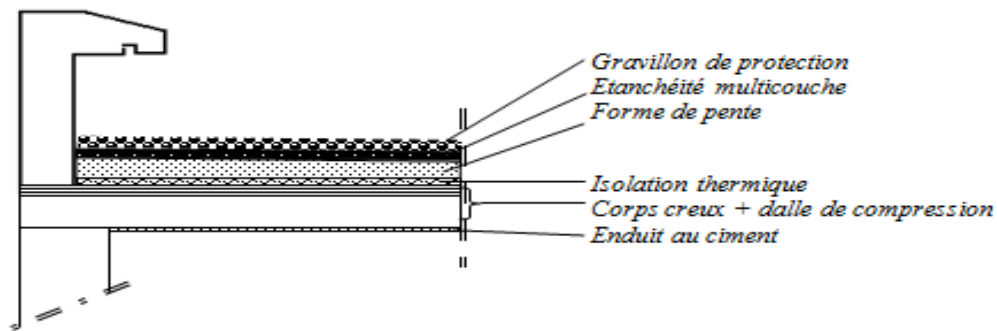


Fig. II.5: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1 charge permanente de plancher terrasse inaccessible

Plancher	G (KN/m ²)
1. Gravier roulé de protection.....0.04 x 20 kN/m ³ .	0,80
2. Etanchéité multicouche (2 cm).	0,12
3. Forme de pente en béton... (h _{moy} =0,1926 cm) 0.1926x22kN/m ³	4,23
4. Isolation thermique en liège (4cm)	0,10
5. Corps Creux (16+4).....0.2x14	2,80
6. - Enduit au ciment...(1.5cm) x (18 kN/m ³)	0,27
	G_t = 8.36

b. Surcharge d'exploitation :

- Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

II.5.2 plancher étage courant

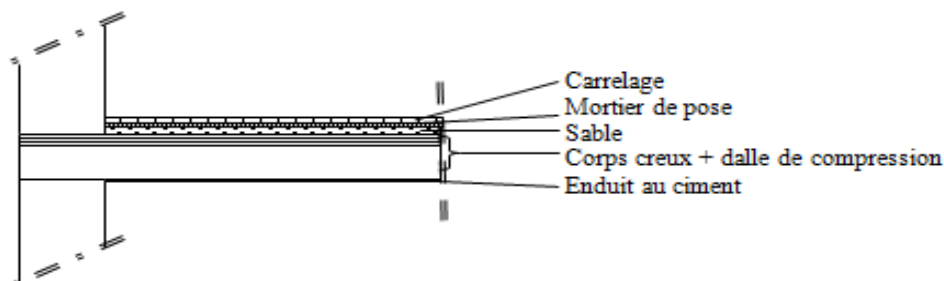


Fig. II.6 : Coupe transversale d'un plancher étage courant

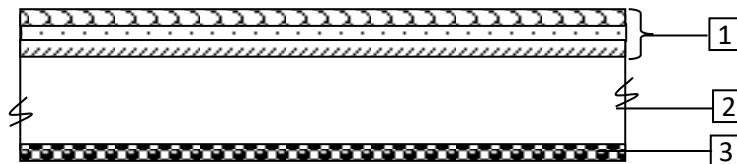
Tableau II.2 : charge permanente de plancher étage courant

Plancher	G (KN/m ²)
1. Carrelage+sable+mortier de pose	1,00
2. Corps creux+dalle de compression(16+4).....0.2x14	2,80
3. Enduit au ciment.... (1.5cm) x(18kN/m ³)	0,27
4. Cloisons légères.....	0,75
	G_e =4,86

a.Surcharge d'exploitation :

- **Plancher haut RDC** :Usage de service (bureau) $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$
- **Les autres étages courants** : Usage d'habitation $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

II.5.3 Dalle pleine (plancher bas du RDC(locaux):

**Fig. II.7** : Coupe transversale du plancher RDC**Tableau II.3** : charge permanente de plancher RDC

Plancher	G (KN/m ²)
1. 1-Carrelage + mortier de pose + sable.....	1,00
2. 2-Dalle pleine en béton armé (e=15cm) ...25×0.15	3.75
3. Enduit au ciment.... (1.5cm) x(18kN/m ³).....	0,27
4. 4-Cloisons légères	0,75
	G_e =5.77

- **Surcharge d'exploitation** :

- ⇒ Plancher bas du RDC (Commerce) $Q = 5\text{kN/m}^2$

II.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Pour le pré - dimensionnement ; on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée ; puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau ;

Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est strictement supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de loi de dégression.

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2,..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

- **La loi de dégression : [DTRBC 2,2 / IV.6.3]**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Sous étage immédiatement inférieur

(Etage 2)	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
(Etage 3).....	$Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
(Etage 4)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
(Etage n)	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Les conditions imposées par le

RPA99(version2003) :

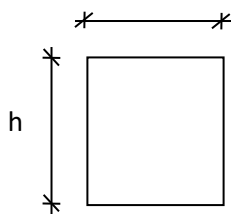


Fig. II.8: Coupe A-A

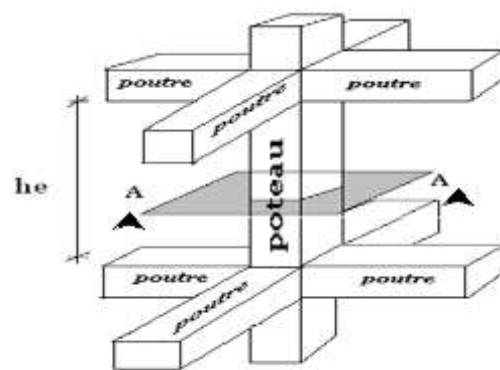


Fig. II.9: Schéma représentatif d'un étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone IIa;} \\ \text{Min}(a;b) \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \geq \frac{h_e}{20} \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

• **he** : hauteur libre de l'étage.

b. D'après les règles BAEL91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{\text{rés.th}} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s).$$

• **Br** : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

• $Br = (a - 2)(b - 2)$. a et b : en [cm].

➤ La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14.2\text{Mpa}$

• Pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$

Avec :

• $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

$$N_u = \alpha \left[(Br \times f_{c28}) / (0.9 \times \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s) \right]$$

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ;
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;
- **fe** : Nuance de l'acier (limite élastique ; fe = 400 MPa);
- **A** : Section d'armature à mettre en place et
- **α** : Coefficient dépend de l'élanement λ

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \cdot \theta} \dots\dots\dots (*)$$

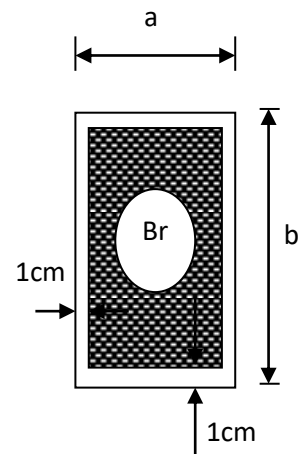


Fig II.10 : Section réduite du béton

θ : Facteur de durée d'application des charges $\implies \theta = 1$;

k : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges, les charges étant appliquées généralement après 90 jours $k = 1 \implies$

On prend D'après les règles [BAEL91].

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$
- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$

Suivant les règles BAEL91 : un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$, On prend $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve :

$$B_r \geq \frac{1.2 Nu}{\left[\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \left(\frac{1}{100} \right) \frac{400}{1.15} \right] * 10} = 0.0064 Nu \longrightarrow B_r \geq 0.0064 Nu$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en $[\text{cm}^2]$; D'après le critère de résistance, on a :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes et

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1.15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a = b$ \implies (axa) en $[\text{cm}^2]$.

❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots (\text{zone IIa})$
- $\text{Min}(a, b) \geq (h_e/20)$
- $(1/4) < (a/b) < 4$

❖ Condition de flambement :

Soit : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec : $\begin{cases} L_f : \text{longueur de flambement} \\ i : \text{rayon de giration} \end{cases}$

avec : et $B = a \times b$. [BAEL91 / B.8.4.1]

$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $\begin{cases} I : \text{moment d'inertie} \\ B : \text{l'aire de la section du béton seul} \end{cases}$

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$L_f = 0.7 \times L_0$; avec L_0 : Longueur libre du poteau.

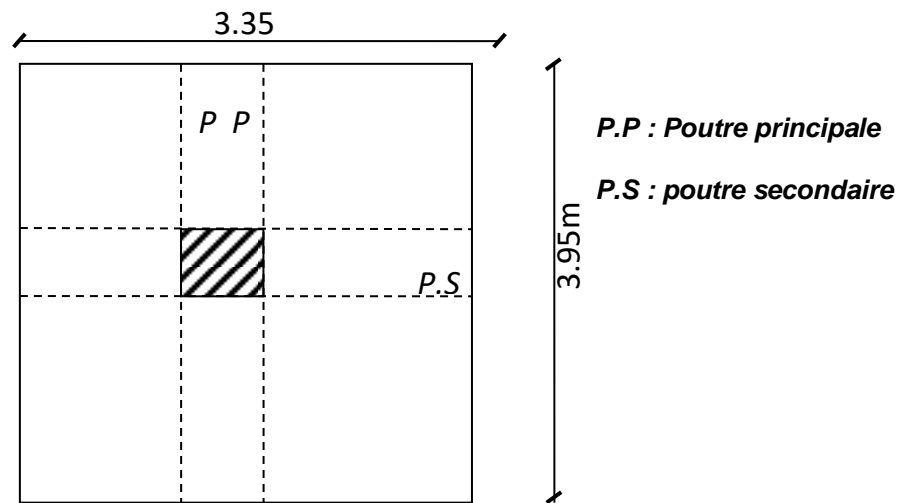


Fig.II.11 Section afférente d'un poteau sollicité.

- La section afférente de plancher : $S_{aff}(\text{plancher}) = 13.23 \text{ m}^2$
 - La longueur afférente de poutre principale (P.s) : $L_{aff}(\text{p.s}) = 3.35 \text{ m}$
 - La longueur afférente de poutre secondaire (P.p) : $L_{aff}(\text{p.p}) = 3.95 \text{ m}$
- ❖ Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):
- $\text{Min}(a,b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots (\text{zone IIa})$
 - $\text{Min}(a,b) \geq (h_e/20)$
 - $(1/4) < (a/b) < 4$

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivante :

Plancher terrasse : $P_0 = Q_0 = 1 \text{ kN/m}^2$.

Plancher haut 10^{ème} étage : $P_1 = Q_0 + Q_1 = (1 + 1,50) \text{ kN/m}^2 = 2,50 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 09^{ème} étage : $P_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 1 + 0.95(2 \times 1,50) = 3,85 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 08^{ème} étage : $P_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 1 + 0.90(3 \times 1,50) = 5,05 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 07^{ème} étage : $P_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 1 + 0.85(4 \times 1,50) = 6,10 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 06^{ème} étage : $P_5 = Q_0 + 0.80(Q_1 + \dots + Q_5) = 1 + 0.80(5 \times 1,50) = 7,00 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 05^{ème} étage : $P_6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + \dots + Q_6) = 1 + 0.75(6 \times 1,50) = 7,75 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 04^{ème} étage : $P_7 = Q_0 + 0.714(Q_1 + \dots + Q_7) = 1 + 0.714(7 \times 1,50) = 8,5 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 03^{ème} étage : $P_8 = Q_0 + 0.6875(Q_1 + \dots + Q_8) = 1 + 0.6875(8 \times 1,50) = 9,25 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 02^{ème} étage : $P_9 = Q_0 + 0.6666(Q_1 + \dots + Q_9) = 1 + 0.6666(9 \times 1,50) = 9,99 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut 01^{er} étage : $P_{10} = Q_0 + 0.65(Q_1 + \dots + Q_{10}) = 1 + 0.65(10 \times 1,50) = 10,75 \text{ kN/m}^2$

Plancher haut RDC: $P_{11} = Q_0 + 0.6363(Q_1 + \dots + Q_{11}) = 1 + 0.6363(10 \times 1,50 + 2.5) = 12.13 \text{ kN/m}^2$

Plancher Haut S/SOL: $P_{12} = Q_0 + 0.625(Q_1 + \dots + Q_{12}) = 1 + 0.625(10 \times 1,50 + 2.5 + 5) = 15.06 \text{ kN/m}^2$

Évaluation des charges :

Q [KN/m ²]	Etages	G [KN/m ²]
1,00	Terrasse	8.36
2,50	10 ^{ème} étage	13.22
3,85	9 ^{ème} étage	18.08
5,05	8 ^{ème} étage	22.94
6,10	7 ^{ème} étage	27.8
7,00	6 ^{ème} étage	32.66
7,75	5 ^{ème} étage	37.52
8,5	4 ^{ème} étage	42.38
9,25	3 ^{ème} étage	47.24
9.99	2 ^{ème} étage	52.1
10,75	1 ^{er} étage	56.96
12.13	RDC	61.82
15.06	s-sol	66.68
Fondation		

Tableau II.4 : Distribution et dégression des charges.

II.6.2.Exemple de calcul (4^{ème} étage) :

- La longueur afférente de la poutre principale :
 - $L_{\text{aff (p.p)}} = 3.95 \text{ m}$
- Les longueurs afférentes des poutres secondaires :
 - $L_{\text{aff (p.s)}} = 3.35 \text{ m}$

La surface afférente est : $S_{\text{aff}} = (3.95) \times (3.35) = 13.23 \text{ m}^2$.

Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0.40 \times 0.30 = 3 \text{ kN/m}_L$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0.35 \times 0.30 = 2.625 \text{ kN/m}_L$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{pp} + P_{ps} = (3 \times 3.95) + (2.625 \times 3.35)$$

$$P_t = 20.643 \text{ kN}$$

⇒

$$N_P = 1,35 \times P_t \times n \quad (\text{Avec : } n = \text{Nombre de planchers au-dessus d'étage})$$

$$N_P = 1.35 \times 20.643 \times 7 = 195.07 \text{ kN} ;$$

• Poids propre de plancher (4^{ème} étage) :

$$G_{\text{cumulé}} = 47.24 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 8.5 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1.35 \times G_{\text{cumulé}} + 1.5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1.35 \times 47.27) + (1.5 \times 8.5)] \times 13.23$$

$$N_{\text{plancher}} = 1012.59 \text{ kN}$$

$$N_u = 1.15 \times P_u = 1.15(N_{\text{plancher}} + N_P) = 1.15(1012.59 + 195.07) = 1388.809 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0.0064 N_u$$

$$Br \geq 0.0064 \times 1388.809$$

$$Br \geq 8.56$$

$$Br = (a-2)^2 \Rightarrow a = 32.33 \Rightarrow a_{\text{adopté}} = 35 \text{ cm.}$$

- La Section de poteau au niveau de 4^{ème} étage est : (35x35) cm²

Tableau II.5: Tableau récapitulatif de vérification des conditions de RPA99 (version 2003)

Niveau	Poteaux	a=b	Condition (1) $\min(a,b) \geq 25$	he /20	Condition (2) $\min(a,b) \geq$ he/20	$\frac{a}{b}$	Condition (3) $1/4 < a/b <$ 4
10 ^{ème} étage	30	30	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
9 ^{ème} étage		30	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	35	35	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage		35	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage		35	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	40	40	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage	45	45	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
3 ^{ème} étage		45	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage	50	50	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
1 ^{er} Etage		50	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC	55	55	Vérifiée	20.4	Vérifiée	1	Vérifiée
S-SOL	55	55	Vérifiée	15.3	Vérifiée	1	Vérifiée

Tableau II.6: Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

Niveau	poteaux	L_0 [cm]	L_f [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	i [cm]	λ
10 ^{ème} étage	30	306	214.2	67500	900	8.66	24.73 < 35
9 ^{ème} étage		306	214.2	67500	900	8.66	24.73 < 35
8 ^{ème} étage	35	306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.21 < 35
7 ^{ème} étage		306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.21 < 35
6 ^{ème} étage		306	214.2	125052.08	1225	10.10	21.21 < 35
5 ^{ème} étage	40	306	214.2	213333.34	1600	11.55	18.54 < 35
4 ^{ème} étage	45	306	214.2	341718.75	2025	12.99	16.48 < 35
3 ^{ème} étage		306	214.2	34718.75	2025	12.99	16.48 < 35
2 ^{ème} étage	50	306	214.2	520833.33	2500	14.43	21.20 < 35
1 ^{er} étage		306	214.2	520833.33	2500	14.43	21.20 < 35
RDC	55	408	285.6	762552.08	3025	15.87	17.98 < 35
S-SOL	55	306	214.2	762552.08	3025	15.8	13.49 < 35

II.7. Pré dimensionnement des voiles :

Pré - dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du **RPA99**(version 2003) qui servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations ;

- ✓ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.

D'après le **RPA.99**version 2003 article7.7.1« les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

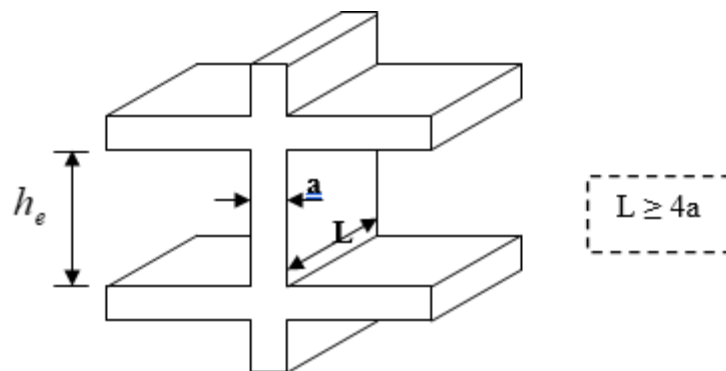


Fig. II.12: Coupe sur voile en élévation

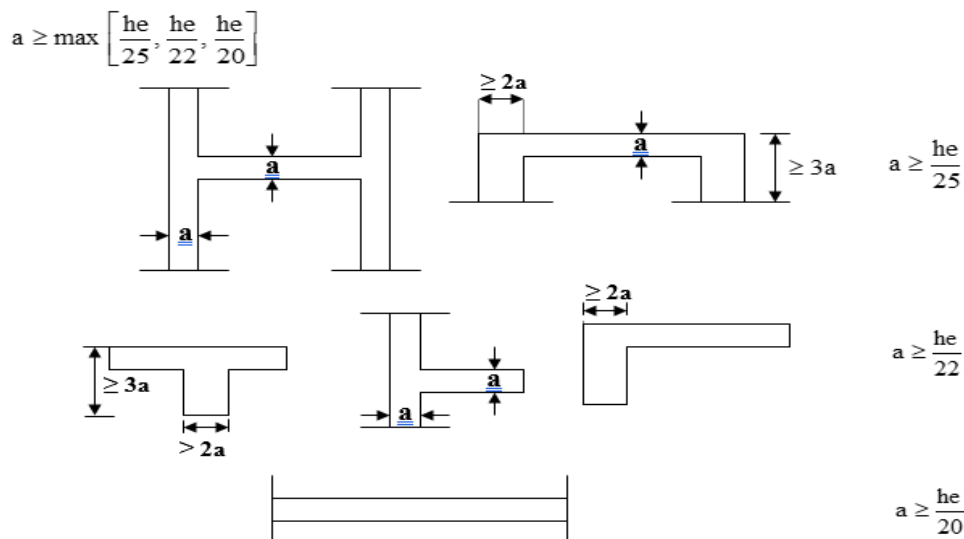


Fig.II.13: Vue en plan des voiles

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

D'après l'article 7.7.1 ; **RPA99** (version2003) « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquée sur la figure (II.12)

II.7.1) Voile de contreventement :

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - h_{p_s} = 408 - 40 = 368 \text{ cm.}$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

h_p : Hauteur de la poutre.

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{368}{20} = 18.4 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad a = 20$$

II.7.2) Voile périphérique de sous- sol :

$$a \geq \frac{h_e}{25} \Rightarrow a \geq \frac{306-40}{25} = 10.64 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad a = 20 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (15; 18,4; 15.) \dots \dots \text{Donc } e=20 \text{ cm}$$

II.7.3. Vérification de la largeur :

Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voiles.

$$L_{\min} > 4a.$$

Dans le cas où il y aura des bouts de voile la longueur min sera

$$L_{\min} > 4 \times 20 = 80 [\text{cm}]$$

Chapitre III

ETUDE DES PLANCHERS

III..Etude de plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux d'une construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur. Ils s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs...) et ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement (éléments indéformables).

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résister à la totalité des charges permanentes et d'exploitations ;
- Reprendre des efforts horizontaux dus aux vents, séismes ou les poussées des terres sur les voiles périphériques et transmettre ces efforts aux éléments porteurs ;
- Séparer entre les différents niveaux et assurer une bonne isolation thermique et acoustique et
- Protéger les personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

III.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles en T comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Eléments de remplissage (de coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (fig.III.1).

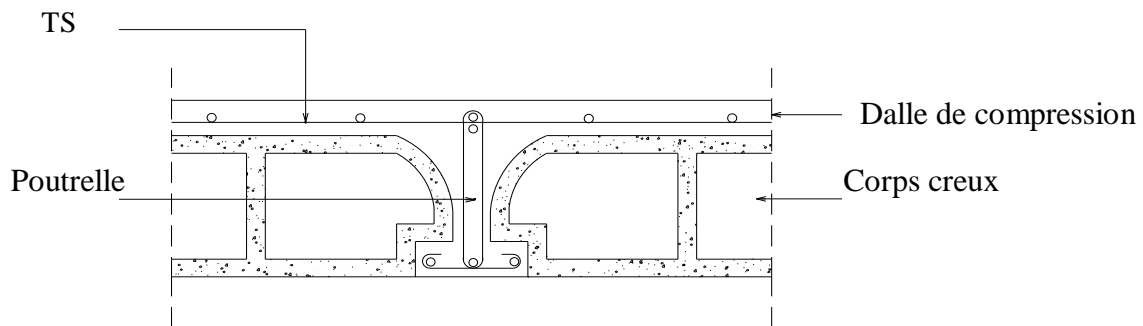


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux

III.1.1. : Détermination des dimensions des poutrelles :

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

- Une hauteur de 20cm, dont 16cm pour le corps creux et 4cm pour la dalle de compression.

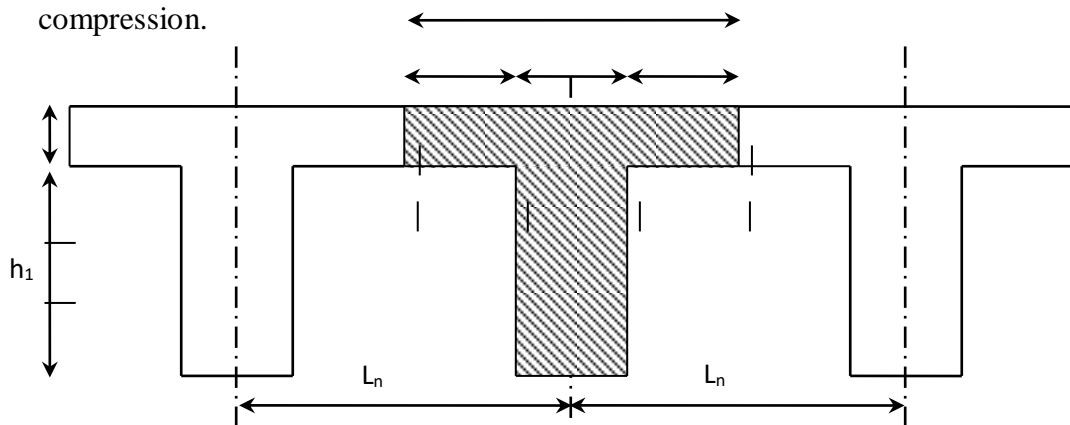


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

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

$$h_1 = 16 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

D'après [BAEL91/A.4.1,3], on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} ; \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ b_1 \leq (6 \div 8) h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$)

[DTRB.C.2.2/AnnexeC3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 3.60\text{m}$) ;

h_0 : Hauteur maximale de la dalle de compression et

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 36\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

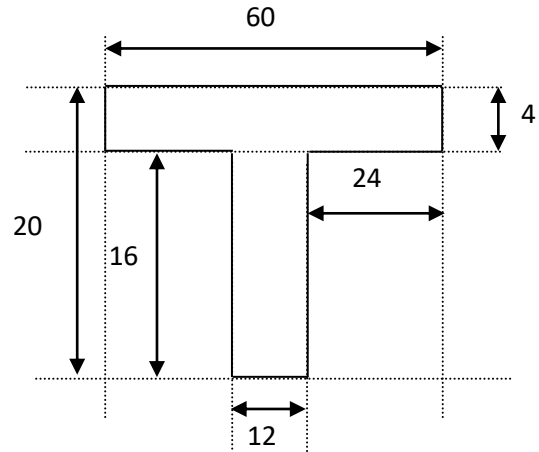


Fig. III.3 : Schéma de poutrelle (Section de calcul)

III.1.2 .Ferrailage de la dalle de compression :[BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $L_n \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4.L_n}{f_e}$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

Avec :

L_n : Écartement entre axes des nervures et

F_e : Limite d'élasticité en [MPA]

a- Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}):

- Détermination des armatures :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60\text{cm} \Rightarrow 50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

On prendra $\phi_6 \Rightarrow f_e = 520\text{MPa}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_x}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0.46\text{cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T6/m_l A = \longrightarrow 1.41\text{cm}^2 / m_l$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

d. Armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

- Détermination des armatures :

$$\text{On a : } A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23\text{cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

$$5T6/m_l \longrightarrow A = 1.41\text{cm}^2/m_l$$

$$(T6 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- ▶ **Choix** : Le treillis soudé adopté est : **TS Ø6** (200x200) mm².

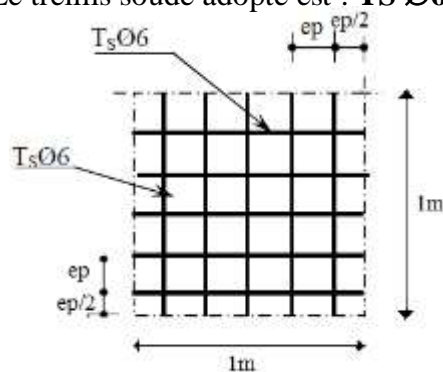


Fig. III.4. :Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.2.Étude des poutrelles :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elle sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : [CBA93/B.6.2,20].

- **Méthode forfaitaire** : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée ;[CBA93/B6.2.21]
- **Méthode de A. Caquot** : pour les planchers à charge d'exploitation relativement élevée. [CBA93/B.6.2.22]

a. Méthode forfaitaire :

➤ Domaine d'application :

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1- Les valeurs des charges d'exploitation respectent la condition

$$Q \text{ [KN/m}^2\text{]} \leq \min (2G; 500 \text{ KN /m}^2\text{)}$$

- 2- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- 3- les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
- 4- la fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

➤ Le principe de la méthode :

Soit :

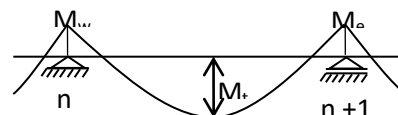
M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant de la travée considérée supposée indépendante (poutre simplement appuyée) (voir figure III.4) ;

M_w et M_e : Valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : Moment maximum en travée.



a) poutre isostatique



b) poutre continue

Fig.III.5:Définition des moments

- Moments en travées :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée intermédiaire}) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Pour une travée de rive}) \end{array} \right.$$

- Moments sur appuis de rive : M_{ar}

$M_{ar} = 0 \longrightarrow$ pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 M_0 \longrightarrow$ pour un encastrement partiel et

$M_{ar} = -0.4 M_0 \longrightarrow$ pour un encastrement.

- Moments sur appuis intermédiaires : M_{ai} (figure III.5)

$M_{ai} = -0.6 M_0 \longrightarrow$ cas d'une poutre à deux travées ;

$M_{ai} = -0.5 M_0 \longrightarrow$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

$M_{ai} = -0.4 M_0 \longrightarrow$ pour les autres appuis intermédiaires.

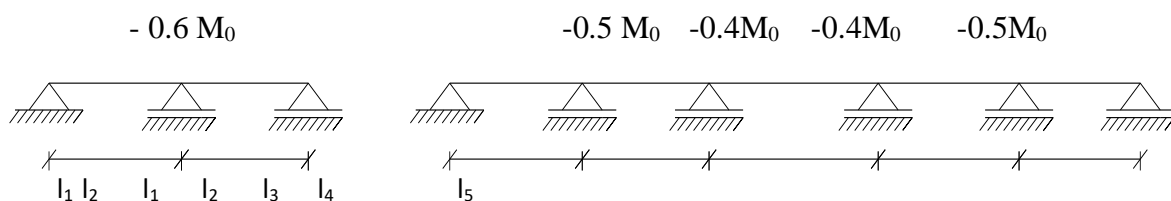


Fig.III.6:Moments sur appuis intermédiaires.

Remarque :

Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment M_0 de part et d'autre de l'appui.

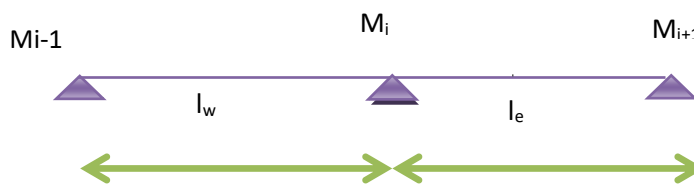
b. Méthode de Caquot :

$$M_{ap} = K \left(\frac{G_w \times l'^3_w + G_e \times l'^3_e}{8,5(l'_w + l'_e)} + \frac{P_w l'^3_e + P_e l'^3_w}{8,5(l'_e + l'_w)} \right)$$

$$\text{Avec } K = \frac{2}{3} = 0.6666$$

$l' = 1$ (pour les travées de rives)

$l' = 0,81$ (pour les travées de intermédiaire)



$$M_i = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$x = \frac{l}{2} + \left(\frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

c. Évaluation des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Plancher haut 1^{er} → 9^{ème} étage :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Plancher terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 8.36 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Plancher haut RDC :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.86 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Combinaisons fondamentales :

-État limite ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6$$

-État limite de service :

$$q_s = G + Q$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6$$

a) Étage courant sauf RDC :

➤ État Limite Ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 486 + 1.5 \times 150 = 881.1 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 881.1 \times 0.6 = 528.66 \text{ daN/m}$$

État Limite Service :

$$q_s = G + Q = 486 + 150 = 636 \text{ daN/ml}$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 636 \times 0.6 = 381.6 \text{ daN/ml}$$

a) Terrasse :

➤ État Limite Ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 836 + 1.5 \times 100 = 12.786 \text{ kn/m}^2$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 12.76 \times 0.6 = 7.6716 \text{ kn/m}^2$$

➤ État Limite Service :

$$q_s = G + Q = 8.36 + 1.00 = 9.36 \text{ kn/m}^2$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 9.36 \times 0.6 = 561.6 \text{ kn/m}^2$$

On prendre le planchée terrasse comme un exemple de calcule parceque c'est le plus défavorable

b) Plancher Haut RDC :

➤ État Limite Ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5 = 10.31 \text{ kn/m}^2$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 10.31 \times 0.6 = 6.18 \text{ kn/m}^2$$

➤ État Limite Service :

$$q_s = G + Q = 4.86 + 2.5 = 7.36 \text{ kn/m}^2$$

$$\bar{q}_s = q_s \times 0.6 = 7.36 \times 0.6 = 4.42 \text{ kn/m}^2$$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 100 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 836; 500) \text{ daN/m}^2 = 500 \text{ daN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

-Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 \rightarrow Condition vérifiée.

-Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.20}{3.7} = 1.13 < 1.25 \text{ (Type 01)} \quad \text{condition vérifiée} \\ -0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.7}{2.8} = 1.32 < 1.25 \quad \text{(Type 02)} \rightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2.8}{3.7} = 0.75 < 0.8 \text{ (Type 03)} \text{condition non vérifiée} \quad \rightarrow \end{array} \right.$$

-fissuration peu nuisible \rightarrow condition vérifiée.

Conclusion :

Une des conditions n'est pas vérifiée pour les 3 types de poutrelles.

\Rightarrow La méthode forfaitaire n'est pas applicable

Donc on applique la méthode de Caquot minorée.

III.2.1.Méthode de Caquot minorée :

➤ Domaine d'application : [CBA93/B6.2.2.1]

Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3 ; les valeurs des moments en travée sont majorées en conséquence.

➤ Principe de la méthode : [CBA93/ B 6.2,221]

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équations linéaires. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur un appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

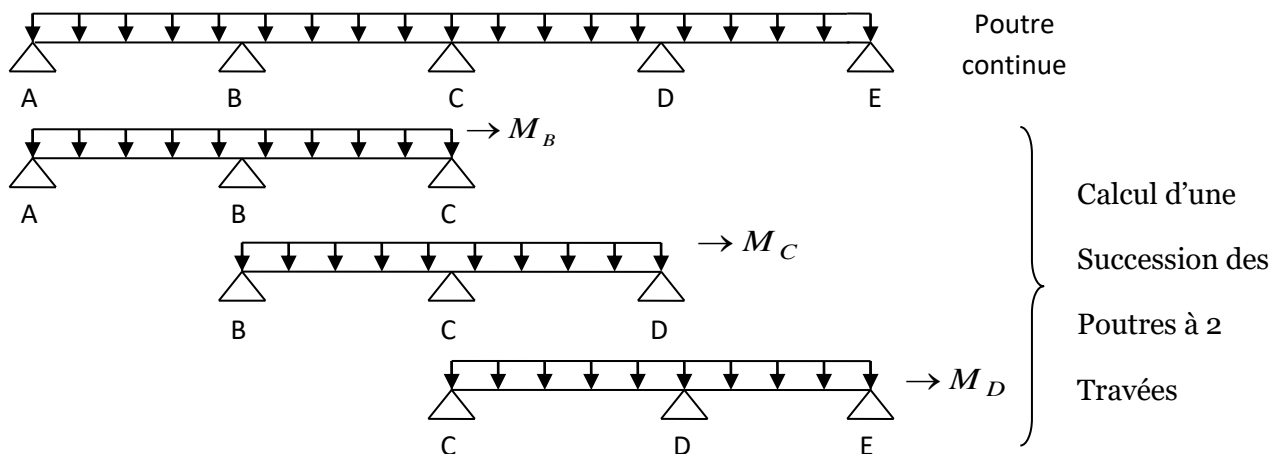


Fig.III.7 : Représentation de la méthode decaquot

-Moments sur appuis intermédiaires :

$$M_i = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

$l'_w = l$: pour une travée de rive ;

$l'_e = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et

l : la portée réelle de la travée.

➤ Moments en travées :

$$M(x) = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right)M_w + \frac{x}{l}M_e$$

Avec :

$M_0(x)$: Moment fléchissant d'une travée supposée indépendante (le moment isostatique) ;

M_w et M_e : Moments sur appuis de gauche et de droite (West et East) de la travée ;

x : abscisse variant de 0 à l ;

$$M(x) = M_{\max} \Rightarrow ? \quad T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x =$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{ql}$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

➤ Efforts tranchants :

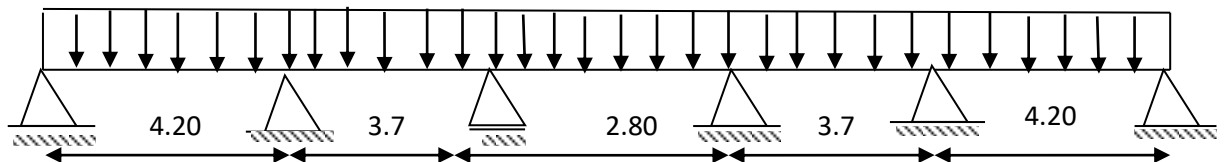
$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

III 2.1.1. Application de méthode Caquot :

On prend le type 1 comme exemple.

Type 1 :



$$Q_u = 12.786 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = 9.36 \text{ KN/m}^2$$

$$l'_1 = l_1 = 4.20 \text{ m}$$

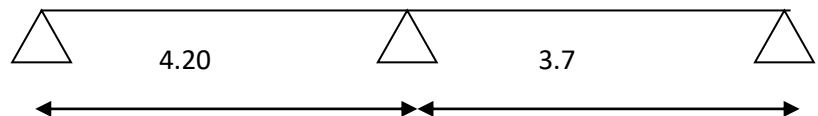
$$l'_2 = 0.8 \times l_2 = 0.8 \times 3.70 = 2.96 \text{ m}$$

$$l'_3 = 0.8 \times l_3 = 0.8 \times 2.80 = 2.24 \text{ m}$$

$$q_u^r = 5.414 \text{ KN/ml}$$

$$q_s^r = 3.944 \text{ kn/ml}$$

*Travée (1-2) :



Moment en appuis :

$$M_A = -0.2 M_0^1 = 0.2 \times \frac{5.414 \times 4.20^2}{8} = -2.388 \text{ kn.m}$$

$$M_B = \left[\frac{q_{rw} \times l_w'^3 + q_{re} \times l_e'^3}{8.5 \times (l_w' + l_e')} \right]$$

$$= \left[\frac{5.414 \times 4.20^3 + 5.414 \times 2.96^3}{8.51 \times (4.20 + 2.96)} \right]$$

$$= - 8.90 \text{ KN. m}$$

Position de moment Max :

$$X = \frac{l_w}{2} - \frac{M_w - M_e}{q_w \times l_w} = \frac{4.2}{2} - \frac{(-2.388 + 8.90)}{7.671 \times 4.20}$$

$$x = 1.90 \text{ m}$$

Moment Max travée 1 :

$$M_{t1} = \frac{\overline{q_w} \times l_w \times x - \overline{q_w} \times x^2}{2} - x \cdot \frac{(M_w - M_e)}{l_w} + M_w$$

$$M_{t1} = \frac{7.671 \times 4.20 \times 1.90 - 7.671 \times 1.90^2}{2} - 1.80 \times \frac{(-2.388 + 8.90)}{4.20}$$

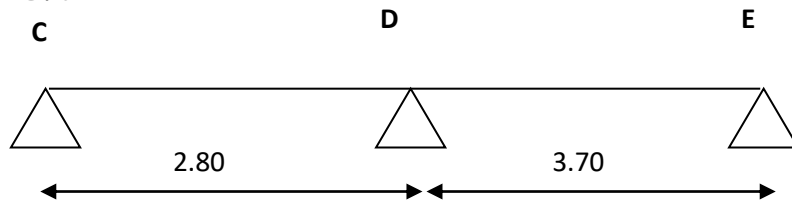
$$= 11.43 \text{ KN. m}$$

De même pour la travée (2-3) :

$$M_c = - 4.55 \text{ kn.m}$$

$$X = 2.0 \text{ m}$$

$$M_{t2} = 6.49 \text{ kn.m}$$



Travée (3-4) :

$$M_D = - 4.55 \text{ kn.m}$$

$$X = 1.40$$

$$M_t = 2.97 \text{ kn.m}$$

Fig.III .8 :Diagramme des moments fléchissant ELU (type 1)

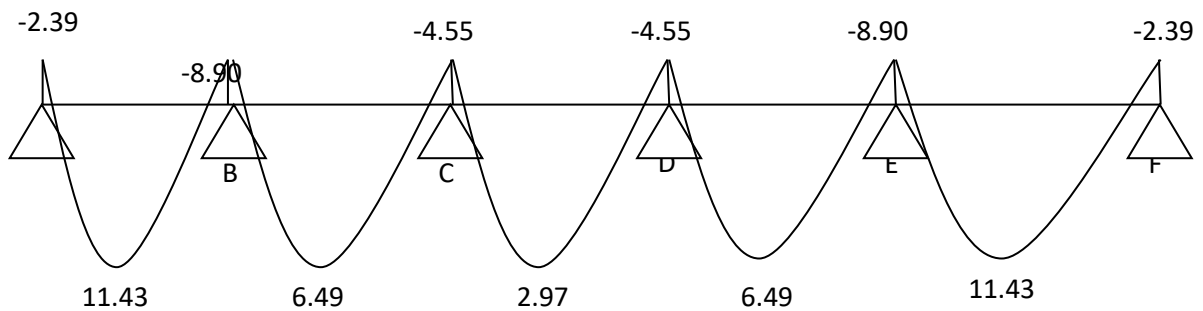
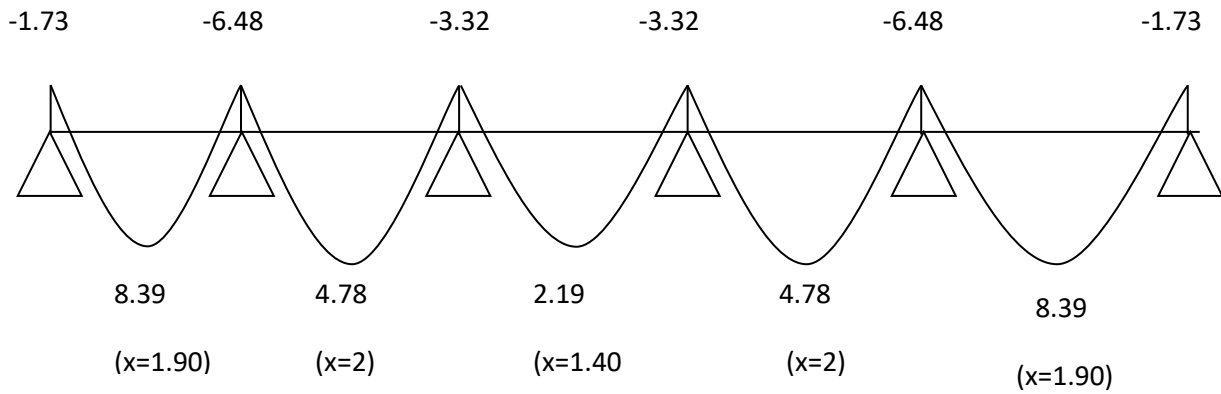


Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant ELS (type 1)



$Q_u = 12.786 \text{ KN/m}^2$

$Q_{se r} = 9.36 \text{ KN/m}^2$

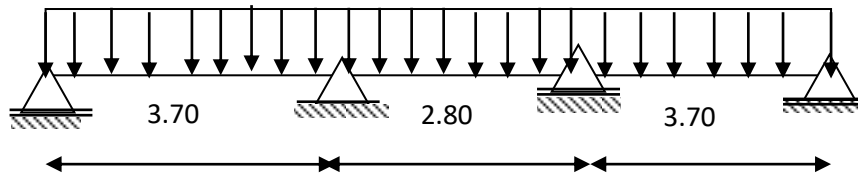
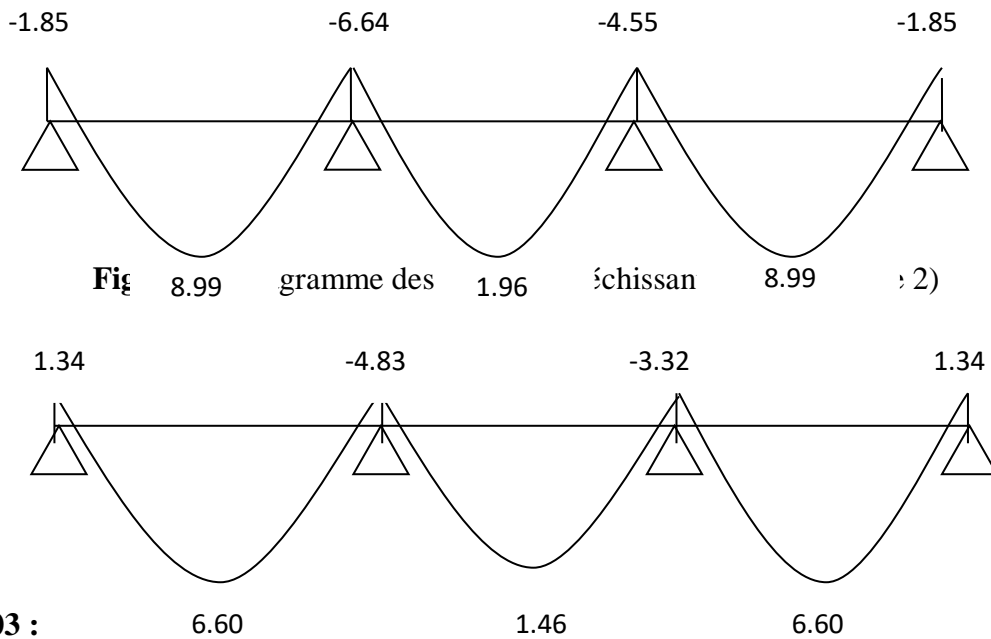


Fig.III.10 : Diagramme des moments fléchissant ELU (type 2)



Type 03 :

$q_u = 10.311 \text{ kn/m}^2$

$q_{ser} = 7.36 \text{ kn/m}^2$

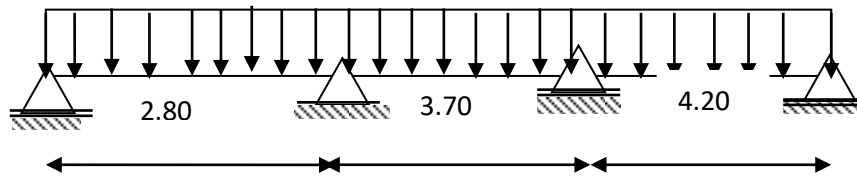


Fig.III.12 :Diagramme des moments fléchissant ELU (type 3)

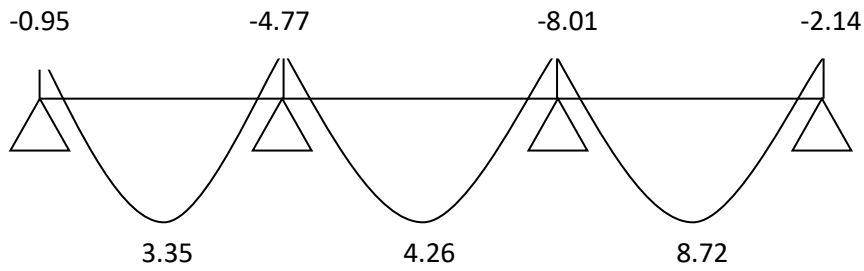
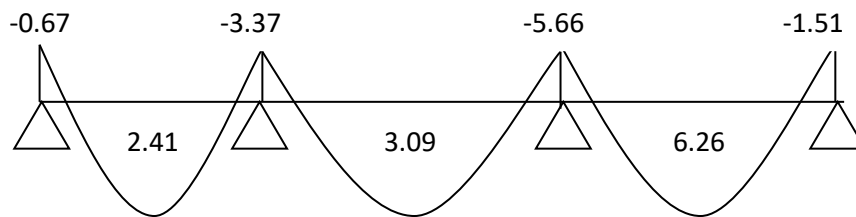


Fig.III.13 :Diagramme des moments fléchissant ELS (type 3)



Type 04 :

$Q_u = 10.311 \text{ KN/m}^2$

$Q_{ser} = 7.36 \text{ KN/m}^2$

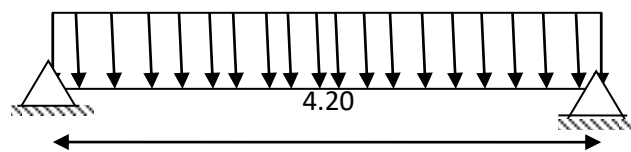


Fig.III.14 :Diagramme des moments fléchissant ELU (type 4)

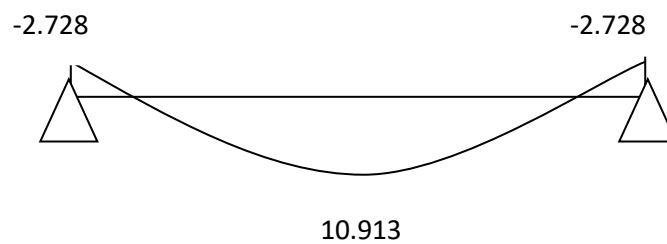
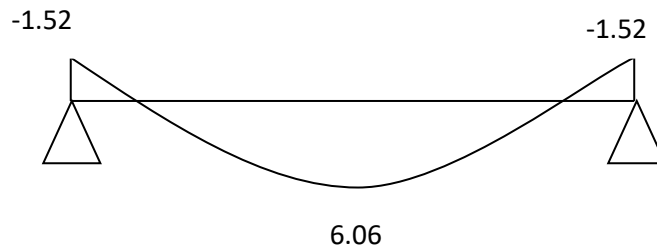


Fig.III.15 :Diagramme des moments fléchissant ELS (type 4)



Efforts tranchants :

➤ Type 01 :

$$T_w = q \frac{l}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

$$T_e = q \frac{l}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{l}$$

➤ Etat Limite Ultime :

➤ $q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 8.36 + 1.5 \times 1.00 = 12.786 \text{ kn}$

➤ $\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 12.786 \times 0.6 = 7.6716$

Travée	Qu	L	Mw	Me	Tw	Te
a-b	7,671	4,2	2,39	8,9	14,5591	17,6591
b-c	7,671	3,7	8,9	4,55	15,3670257	13,0156743
c-d	7,671	2,8	4,55	4,55	10,7394	10,7394
d-e	7,671	3,7	4,55	8,9	13,0156743	15,3670257
e-f	7,671	4,2	8,9	2,39	17,6591	14,5591

Tableau.III.1 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants (type 01)

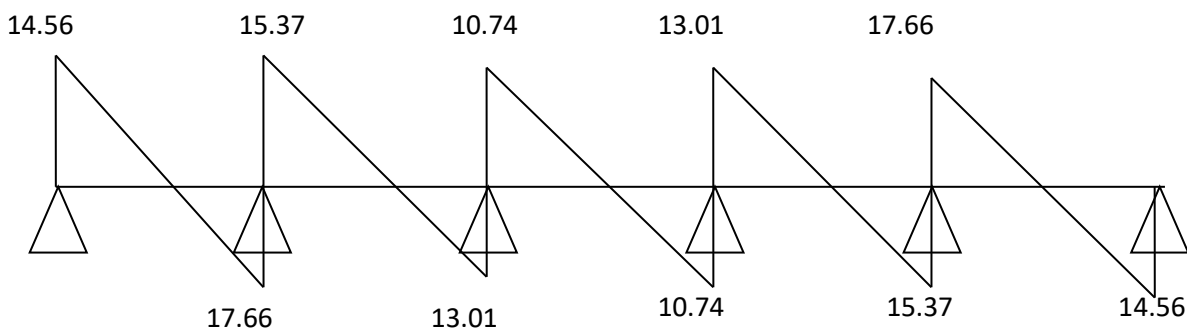


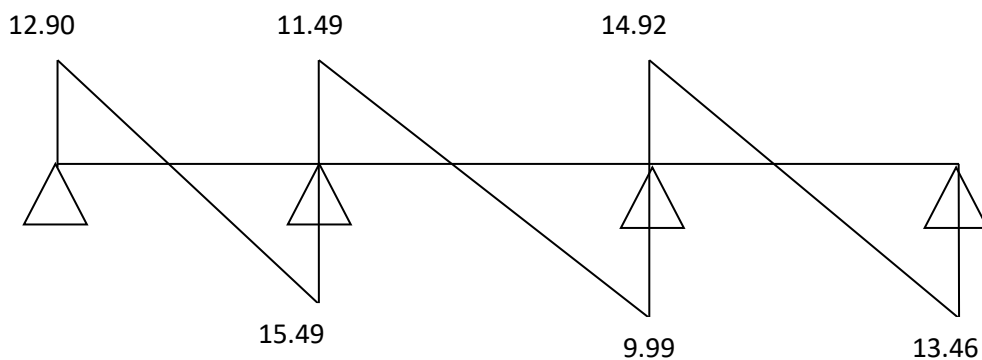
Fig.III.16 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 01)

Type 02 :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 8.36 + 1.5 \times 1.00 = 12.78 \text{ kn.m}$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 12.78 \times 0.6 = 7.671 \text{ kn.m}$$

Travée	Qu	L	Mw	Me	Tw	Te
a-b	7,671	3,7	1,85	6,64	12,8967554	15,4859446
b-c	7,671	2,8	6,64	4,55	11,4858286	9,99297143
c-d	7,671	3,7	4,55	1,85	14,9210797	13,4616203

Tableau.III.2: Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants(type 02)**Fig.III.17:** diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle (type 02)**Type 03 :**

➤ État Limite Ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5 = 10.31$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 10.31 \times 0.6 = 6.18$$

Travée	Qu	L	Mw	Me	Tw	Te
a-b	7,671	2,8	0,95	4,77	9,37511429	12,1036857
b-c	7,671	3,7	4,77	8,01	13,3156743	15,0670257
c-d	7,671	4,2	8,01	2,14	17,506719	14,711481

Tableau.III.3: Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants(type 03)

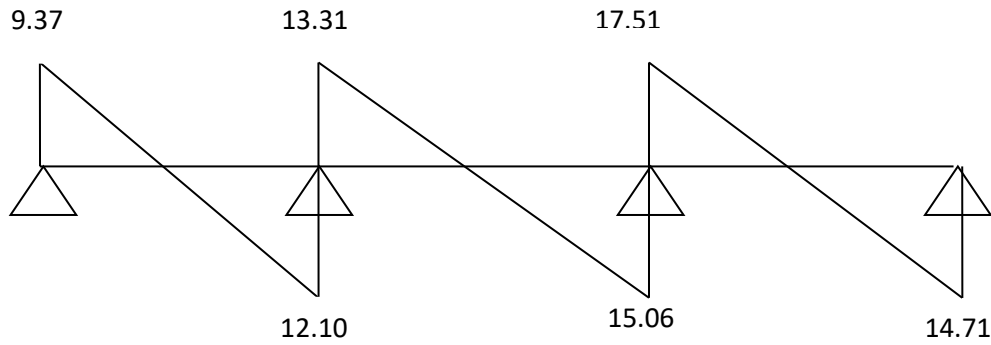


Fig.III.18 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle (type 03)

Type 04 :

➤ État Limite Ultime :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 2.5 = 10.31$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 0.6 = 10.31 \times 0.6 = 6.18$$

Travée	Qu	L	Mw	Me	Tw	Te
a-b	6,18	4,2	2,728	2,728	12,978	12,978

Tableau.III.1 : Tableau des moments fléchissant et efforts tranchants(type 04)

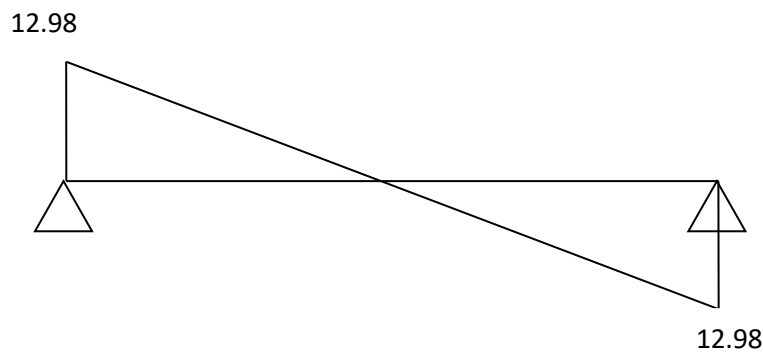


Fig.III.19 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle(type 04)

Tableau III.5 : tableau récapitulatif des moments fléchissant et des efforts maximaux

Type	Moment en travée dan .m		Moment en appuis dan .m		Efforts tranchants dan
	ELU	ELS	ELU	ELS	
1	11.43	8.39	8.90	6.48	17.66
2	8.99	6.60	6.64	4.83	15.49
3	8.72	6.26	8.01	5.66	17.51
4	10.91	6.06	2.72	1.52	12.98

Conclusion :

Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximales.

État limite ultime :

$$M_t^u = 11.43 \text{Kn.m}$$

$$M_a^u = 8.9 \text{Kn.m}$$

État limite service :

$$M_t^s = 8.39 \text{Kn.m}$$

$$M_a^s = 6.48 \text{Kn.m}$$

$$T_{\max} = 17.66 \text{kn}$$

III.2.2. Ferrailage de la poutrelle :

- Détermination des armatures:

a- en travée:

➤ E.L.U:

$$M_t^u = 11.43 \text{Kn.m}$$

- ❖ vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \implies MT = 11.33 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$\implies MT = 43507.2 \text{ N.m} = 43.507 \text{ KN.m}$$

$M_t^u = 11430 \text{ N.m} < MT = 43507.2 \text{ N.m} \implies$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression; donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (60 \times 20) [\text{cm}^2]$.

- ❖ vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11430}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.051$$

$$\mu = 0.051 < \mu_{AB} = 0.392 \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$\mu < 0.186 \rightarrow$ passe par le pivot (A) domaine (1) qui se caractérise:

$$1000\varepsilon_s = 10 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.065$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

- ❖ Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11430}{348 \times 0.97 \times 18} = 1.88 \text{ cm}^2$$

- ❖ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{min}) = \max(1.88; 0.26) = 1.88 \text{ cm}^2$$

- ❖ Choix des armatures:

$$3T10 \rightarrow A = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S:

$$M_{ser}^t = 8.39 \text{ KN.m} = 8390 \text{ N.m}$$

- ❖ vérification de l'étendue de la zone comprimée:

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15A (d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2.35 (18 - 4) = -13.5 < 0$$

\implies la zone comprimée se trouve dans la nervure \implies la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0) h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35}{12} = 18.94 \text{ cm}$$

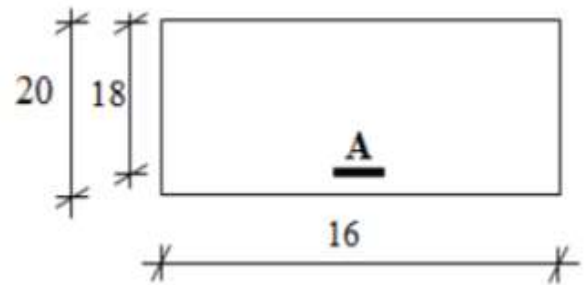


Fig.III.20 : section de calcul en travée

$$E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60-12) \times 4^2 + 30 \times 2.35 \times 18}{12} = 169.75 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18.94 + \sqrt{(18.94)^2 + 169.75} = 4.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + 15A(d-y_1)^2$$

$$= \frac{60 \times 4.05^3 - (60-12)(4.05-4)^3}{3} + 15 \times 2.35(18-4.05)^2$$

$$I = 8188.34 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{8390}{8188.34} = 1.02$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.02 \times 4.05 = 4.15 \text{ MPa.}$$

❖ Conclusion:

✓ $\sigma_b = \bar{\sigma}_b$

✓ *fissuration* peu nuisible

==> les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

b- En appuis:

➤ E.L.U:

$$M_a^u = -8.9 \text{ KN.m} = -8900 \text{ N.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) [\text{cm}^2]$.

❖ Verification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8900}{14.2 \times 12 \times 18^2} = 0.2$$

$$\mu = 0.2 < \mu_{AB} = 0.392 \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s = 10 \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.28$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.89$$

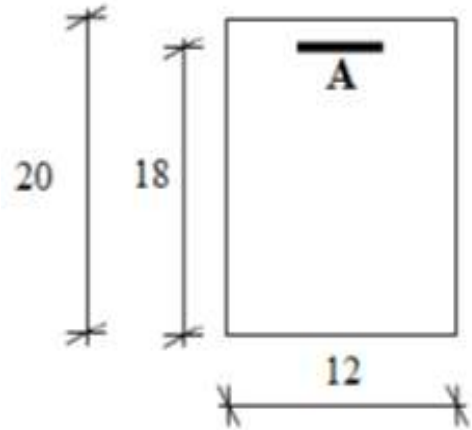


Fig.III.21 :section de calcul en appuis

❖ Détermination des armatures:

$$A_U^a = \frac{M_U^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8900}{348 \times 0.89 \times 18} = 1.60 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26$$

$$A_a = \max(A_U^a; A_{min}) = \max(1.60; 0.26) = 1.60 \text{ cm}^2$$

❖ Choix des armatures:

$$2T12 \rightarrow A = 2.26 \text{ cm}^2$$

E.L.S:

$$M_U^a = -6.48 \text{ KN.m} = -6480 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A' $\implies \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \implies \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Acier FeE400

❖ Conclusion:

$$\checkmark \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

✓ fissuration peu nuisible (aucune vérification pour (σ_s))

\implies les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

III.3. Calcul des armatures transversales:

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise les armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 17.66 \text{ KN.m} = 17660 \text{ N.m}$$

a- Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$T_u = 17660 \leq 0.267 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 100 = 129762 \text{ N}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b- Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{Y_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_1 = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(17660 - \frac{11.43}{0.9 \times 18} \right) \times 10^{-2} = 0.44 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{ CV}$$

⇒ Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur A_1

c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

On a :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17660}{(12 \times 18) \times 100} = 0.8 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

⇒ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ⇒ $\alpha = 90^\circ$

d- Section et écartement des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0.57 \text{ cm}$$

e- Espacement des armatures transversales :

$K = 1$ (flexion simple) et

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\delta_{t1} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 12 \times 1} = 27.9 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t2}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \times K}{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\text{Donc : } \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_k (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.57 \times 0.8 \times 235}{12 \times 1 \times (0.8 - 0.3 \times 2.1)} = 52.52 \text{ cm}$$

❖ Conclusion :

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

III.4.Vérification de la flèche :

Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^{ser}}{M_0^{ser}} \right)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow le calcul de la flèche est nécessaire.

Calcul de la flèche :

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

- Calcul des charges :

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = 836 \times 0.6 = 501.6 \text{ daN/m.}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons ;

$$j = g = 501.6 \text{ daN/m}$$

P : charge totale ($P = G + Q$) ;

$$P = (836 + 100) \times 0.6 = 561.6 \text{ daN/m.}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.7 \times M_{0g}^{ser} = 0.7 \times 501.6 \times \frac{4.2^2}{8} = 774.22 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.7 \times M_{0g}^{ser} = 0.7 \times 501.6 \times \frac{4.2^2}{8} = 774.22 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.7 \times M_{0p}^{ser} = 0.7 \times 561.6 \times \frac{4.2^2}{8} = 866.82 \text{ daN.m}$$

Modules de déformations longitudinaux : μ

$$f_{c28} = 25.$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie de la section homogène :

I₀ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité (g g').

Coordonnées du centre de gravité

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h + h_0}{2}\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0(h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 16 \times 12 \times 12 + 15 \times 2.36 \times 18}{4 \times 60 + 16 \times 12 + 15 \times 2.36} = 7.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - V_1 = 12.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A (V_2 - C)$$

$$I_0 = \frac{60 \times 7.32^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7.32 - 4)^3}{3} + \frac{12 \times 12.68^3}{3} + 15 \times 2.35 \times (12.68 - 2)^2$$

$$I_0 = 19434.54 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot B_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \frac{2.35}{12 \times 18} = 1.092 \rightarrow \beta_1 = 0.857$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7742.2}{2.35 \times 0.857 \times 18} = 213.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7742.2}{2.35 \times 0.857 \times 18} = 213.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8668.2}{2.35 \times 0.857 \times 18} = 239.11 \text{ MPa}$$

• Calcul du μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01092 \times 213.5 + 2.1} = 0.605$$

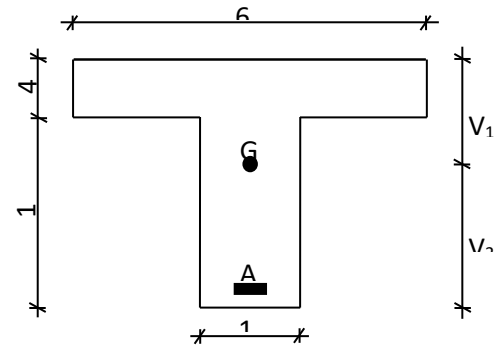


Fig.III.22 : Coordonnées de centre de gravité

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01092 \times 213.5 + 2.1} = 0.605$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01092 \times 239.1 + 2.1} = 0.648$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,01092} = 3.69$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{60}) 0,01092} = 1.47$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19434.52}{1 + 1.47 \times 0.605} = 11314.98 \text{cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19434.52}{1 + 3.69 \times 0.605} = 6613.55 \text{cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 19434.52}{1 + 3.69 \times 0.605} = 6613.55 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19434.52}{1 + 3.69 \times 0.648} = 6304.10 \text{cm}^4$$

- Calcul des flèches partielles :

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fgv}} = \frac{7742.2 \times 4.2^2}{10 \times 10043.34 \times 11314.98} \times 10^4 = 1.20$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}} = \frac{7742.2 \times 4.2^2}{10 \times 29858.59 \times 6613.55} \times 10^4 = 0.69$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fji}} = \frac{7742.2 \times 4.2^2}{10 \times 29858.59 \times 6613.55} \times 10^4 = 0.69$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fpi}} = \frac{8668.2 \times 4.2^2}{10 \times 29858.59 \times 6304.10} \times 10^4 = 0.81$$

- **La flèche totale :**

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

$$\Delta f_t = (1.20 - 0.69) + (0.81 - 0.69) = 0.63\text{cm}$$

- **La flèche admissible :**

$$\Delta f_{t\max} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84\text{cm}$$

$$\Delta f_t < \Delta f_{t\max} \Rightarrow 0.63 < 0.84 \text{ Donc la flèche est vérifiée.}$$

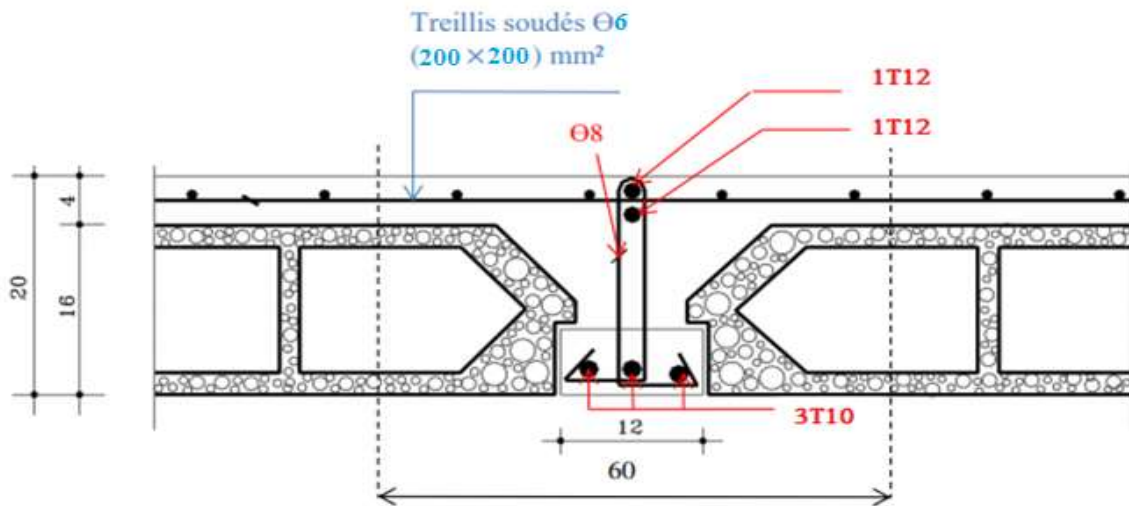


Fig .III.23: ferrailage de poutrelle en appui

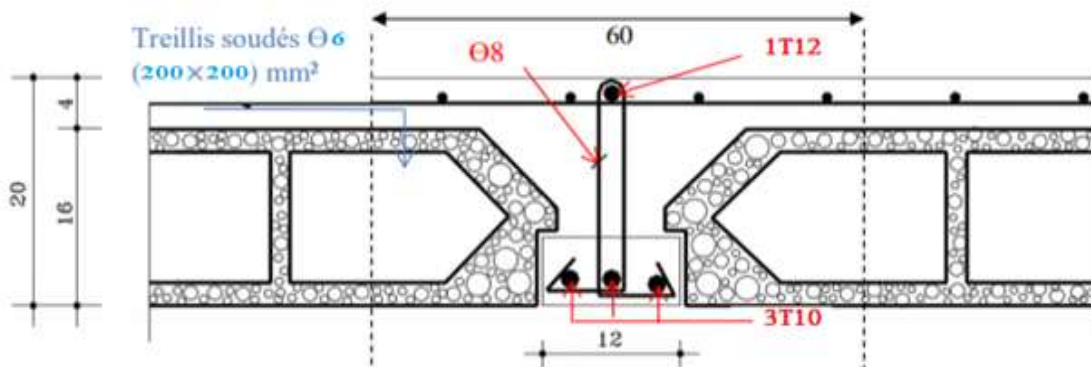


Fig III.24: ferrailage de poutrelle en travée

III.4.Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.4.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre II) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

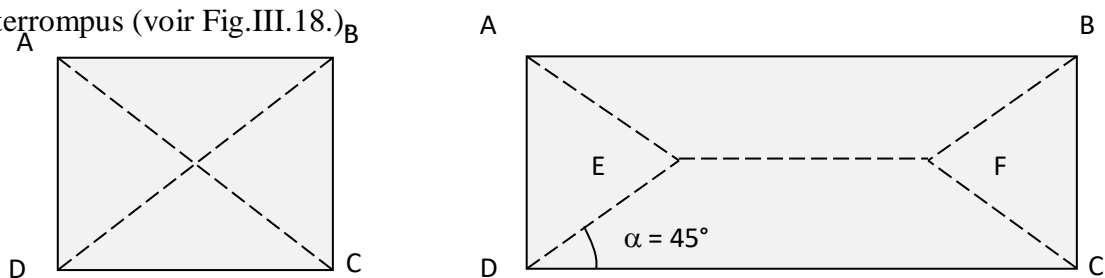
Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;
- Considérons 2 bandes :
 - Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1m et
 - Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m

✓ Constatations :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme
- Chaque bande dans un sens et soulagée par une série de bande élastique dans le deuxième sens ;
- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus (voir Fig.III.18.)



a- Panneau de dalle de forme carrée **b-**Panneau de dalle de forme rectangulaire

Fig.III.4.1: Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.

Conclusion :

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

[A.7.2,2 BAEL 91].

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec : } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

on prendra $\implies \phi = 10\text{mm}$.

Calcul de l'enrobage : [A.7.1/ BAEL 91].

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \implies \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

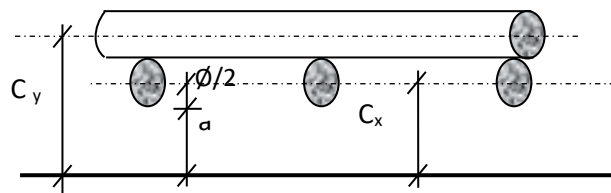


Fig.III.4.2: Enrobage

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{cm}$$

III.4.2.Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre (II) ; on a :

$$\begin{cases} G = 5.77\text{KN/m}^2, \\ Q = 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

• Combinaison fondamentale :

État limite ultime (E .L.U) :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times 5.77 + 1.5 \times 5 = 15.28\text{Kn/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 15.28 \text{ kN/ml.}$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{\text{ser}} = G + Q$$

$$q_{\text{ser}} = 5.77 + 5 = 10.77 \text{ kN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{\text{ser}} = \bar{q}_{\text{ser}} \times 1.00 = 10.77 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul des sollicitations :**

➤ État limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ État limite de service (E.L.S) :

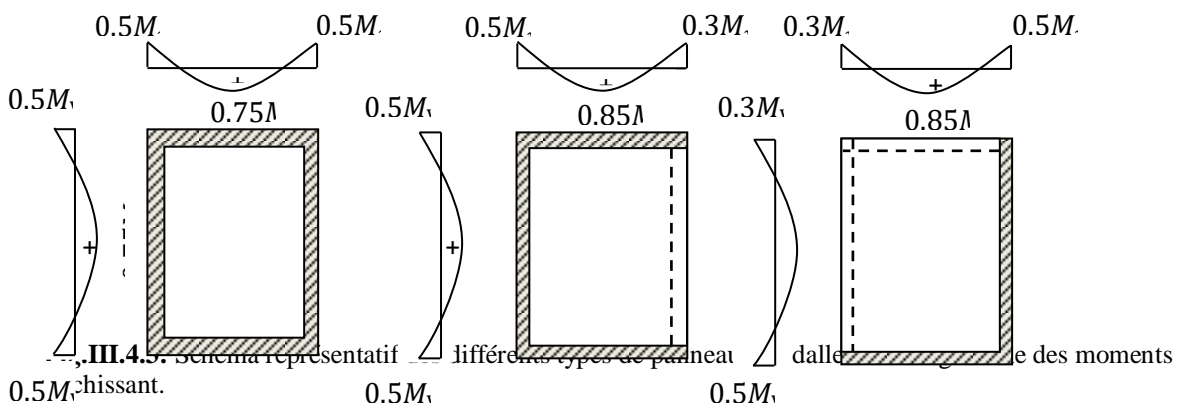
$$\begin{cases} M_x^{\text{ser}} = \mu_x^{\text{ser}} \times \bar{q}_{\text{ser}} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{\text{ser}} = \mu_y^{\text{ser}} \times M_x^{\text{ser}} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \Rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0.2 \Rightarrow \text{Etats limites service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

• **Mode d'encastrement :**

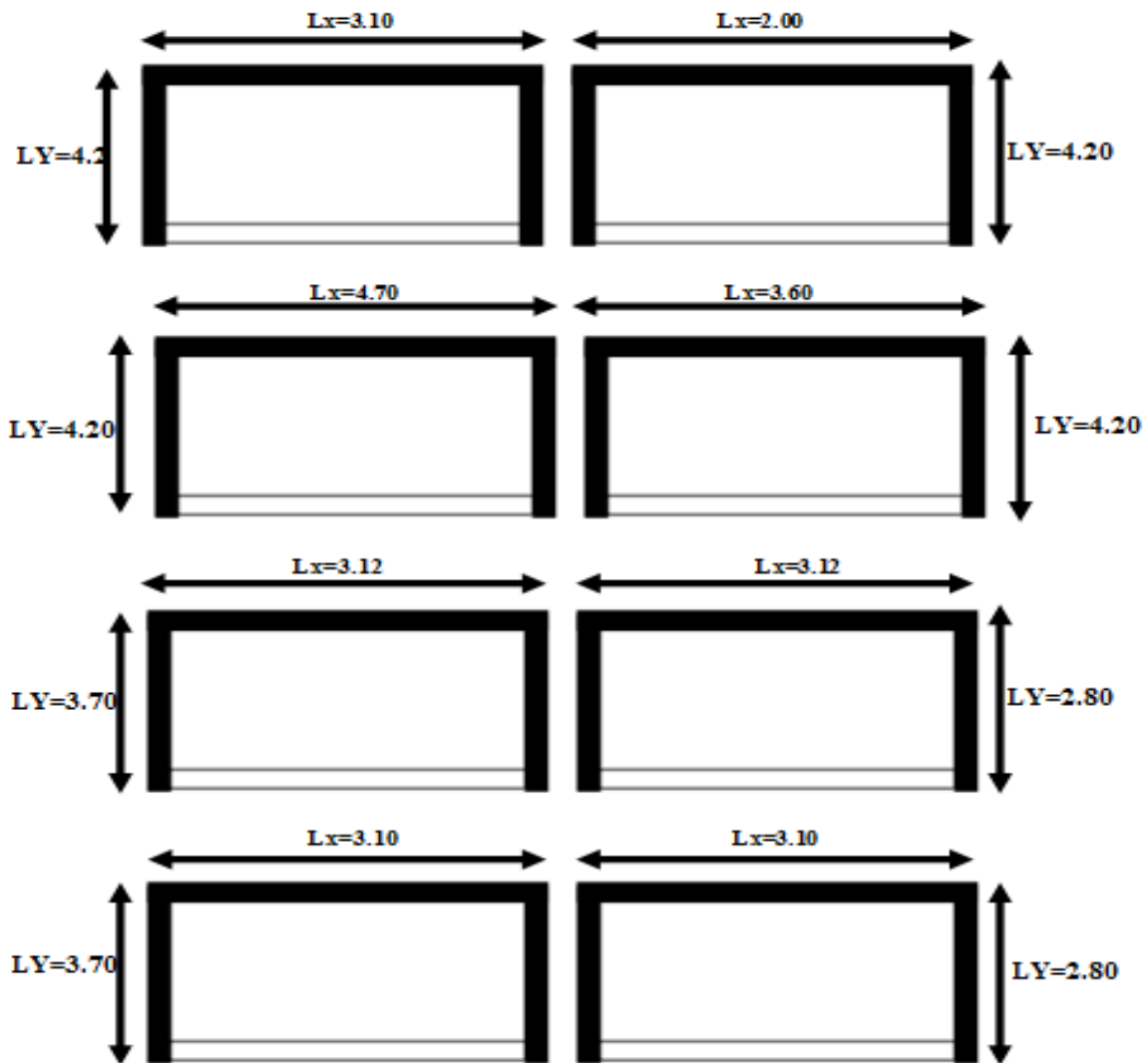


Les différents types de panneaux de dalle :

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

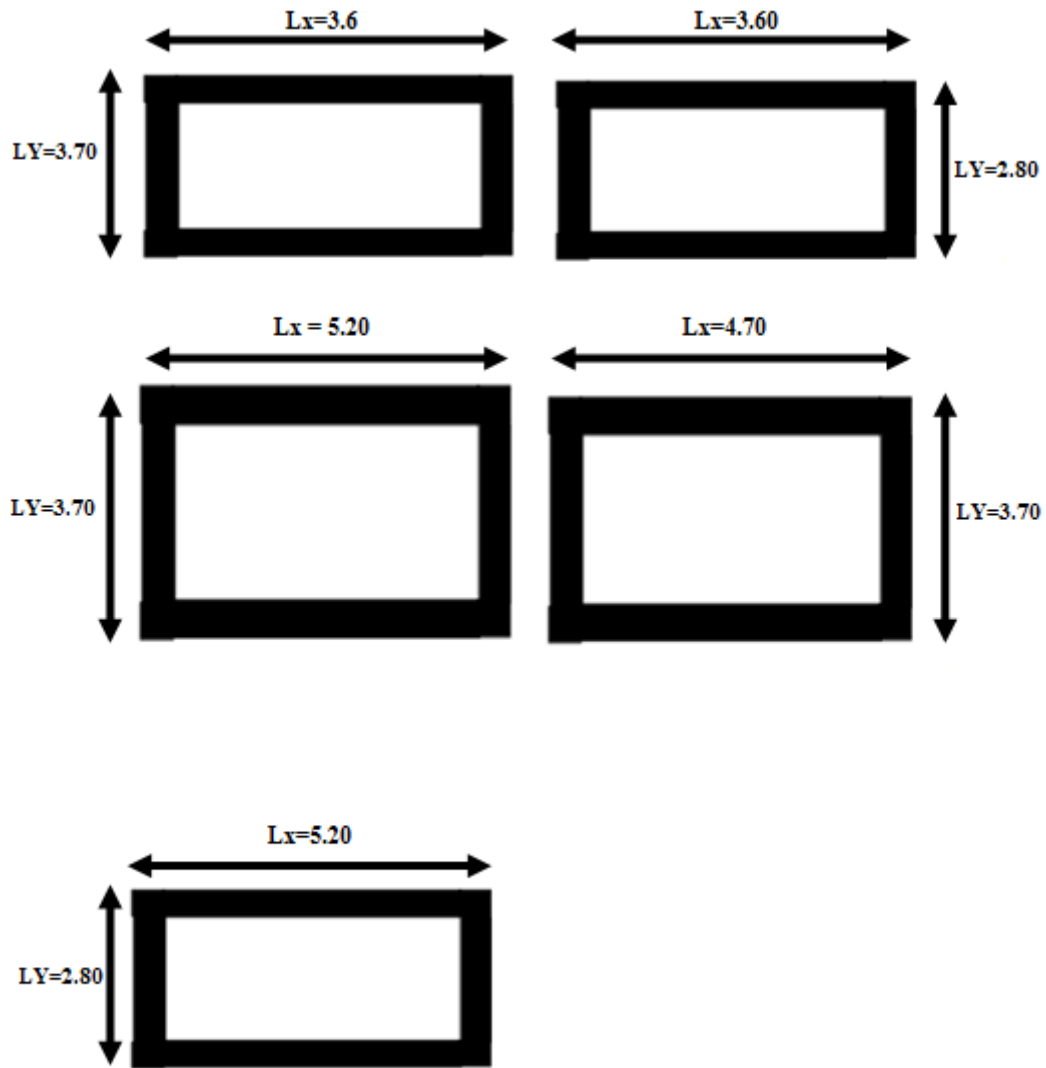


Fig.III.4.4:Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle .

types	panneaux	Lx		Ly	lx/Ly
-------	----------	----	--	----	-------

1	A	3,1	L	4,2	0,738095
	B	3,12	L	4,2	0,742857
	C	3,1	L	4,2	0,738095
	D	2	T	4,2	0,47619
	E	4,2	T	4,7	0,893617
2	A	3,6	L	4,2	0,857143
	B	3,12	L	3,7	0,843243
	C	2,8	T	3,12	0,897436
	D	3,1	L	3,7	0,837838
	E	2,8	T	3,1	0,903226
	F	3,6	L	3,7	0,972973
3	J	2,8	T	3,1	0,903226
	A	3,7	T	5,2	0,711538
	B	3,7	T	4,7	0,787234
	C	2,8	T	5,2	0,538462

Tableau.III.6: Tableau des panneaux

ELU							
μ_x	μ_y	Mx	My	Max	May	Mtx	Mty
0,0646	0,475	9,485916	4,50581	4,742958	2,252905	8,063028	3,829938
0,0633	0,4938	9,415345	4,649298	4,707673	2,324649	8,003044	3,951903
0,0646	0,475	9,485916	4,50581	4,742958	2,252905	8,063028	3,829938
0,1008	0,25	6,160896	1,540224	3,080448	0,770112	5,236762	1,30919
0,0466	0,7635	12,56053	9,589962	6,280263	4,794981	10,67645	8,151468
0,0506	0,6861	10,02026	6,874899	5,010129	3,437449	8,517219	5,843664
0,0517	0,6671	7,689942	5,129961	3,844971	2,56498	6,536451	4,360466
0,0466	0,7635	5,582456	4,262205	2,791228	2,131103	4,745088	3,622875
0,0528	0,6494	7,753194	5,034924	3,876597	2,517462	6,590215	4,279686
0,0456	0,7834	5,462661	4,279449	2,731331	2,139724	4,643262	3,637531
0,0392	0,9322	7,762729	7,236416	3,881364	3,618208	6,59832	6,150954
0,0456	0,7834	5,462661	4,279449	2,731331	2,139724	4,643262	3,637531
0,0671	0,4471	14,03619	6,275582	7,018096	3,137791	10,52714	4,706686
0,0584	0,5608	12,2163	6,8509	6,108149	3,42545	9,162224	5,138175
0,0922	0,25	11,04512	2,761279	5,522559	1,38064	8,283838	2,07096

Tableau.III.7: Tableau des moments fléchissant à ELU

ELS

μ_x	μ_y	Mx	My	Max	May	Mtx	Mty
0,0708	0,6188	7,327779	4,534429	3,663889	2,267215	6,228612	3,854265
0,0696	0,6315	7,250054	4,578409	3,625027	2,289204	6,162546	3,891648
0,0708	0,6188	7,327779	4,534429	3,663889	2,267215	6,228612	3,854265
0,1038	0,3402	4,471704	1,521274	2,235852	0,760637	3,800948	1,293083
0,0537	0,8358	10,20208	8,526895	5,101038	4,263448	8,671765	7,247861
0,0576	0,7794	8,039762	6,26619	4,019881	3,133095	6,833798	5,326262
0,0586	0,7655	6,143594	4,702921	3,071797	2,351461	5,222055	3,997483
0,0537	0,8358	4,534256	3,789731	2,267128	1,894866	3,854118	3,221272
0,0596	0,7518	6,168582	4,63754	3,084291	2,31877	5,243295	3,941909
0,0528	0,8502	4,458263	3,790415	2,229132	1,895208	3,789524	3,221853
0,0465	0,9543	6,490433	6,19382	3,245216	3,09691	5,516868	5,264747
0,0528	0,8502	4,458263	3,790415	2,229132	1,895208	3,789524	3,221853
0,0731	0,594	10,77796	6,402108	5,38898	3,201054	8,083469	4,801581
0,065	0,6841	9,583685	6,556199	4,791842	3,278099	7,187763	4,917149
0,0961	0,3949	8,114376	3,204367	4,057188	1,602184	6,085782	2,403275

Tableau.III.8: Tableau des moments fléchissant à ELS

calcul des moments fléchissant :

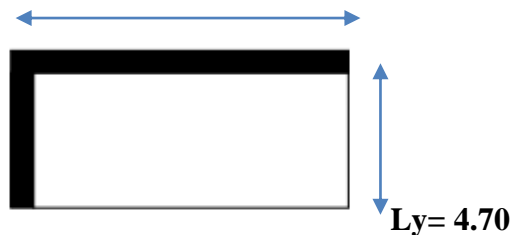
Le panneau porte dans deux sens l_x et l_y

Au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q l_x^2 \text{ « sens } l_x \text{ » (bande parallèle à } l_x) \\ M_y = \mu_y \times M_x \text{ « sens } l_y \text{ » (bande parallèle à } l_y) \end{cases}$$

Le panneau le plus sollicitée c'est le panneau 1e

$L_x = 4.2m$



$L_x = 4.2m$; $L_y = 4.70 m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.70} = 0.98 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte suivant deux sens}$$

Tableau.III.9: Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y

Calculs	μ_x	μ_y
à l'E.L. U	0.0466	0,7635
à l'E.L. S	0,0537	0,8358

❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_{xu} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0466 \times 15.28 \times 4.20^2 = 12.560 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{yu} = \mu_y \times M_{xu} = 0.7635 \times 12.560 = 9.589 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$M_{xs} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0466 \times 10.77 \times 4.20^2 = 8.853 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ys} = \mu_y \times M_{xs} = 0.6063 \times 10.60 = 0.475 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

● **Remarque :**

Pour les calculs des ferrailages de la dalle plein, on prend le cas le plus défavorable.

Tableau.III.10: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales

Moments \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
M_a (KN .m)	-7.018	-5.389	-4.795	-4.263
M_t (KN .m)	10.676	8.672	8.151	7.248

III.4.3. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

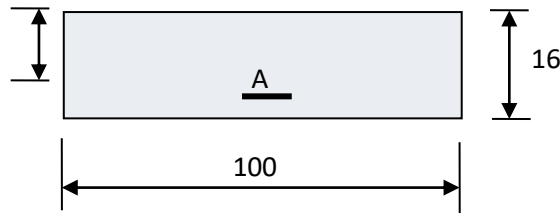


Fig.III.4.5: Section de calcul en travée Sens x-x.

Sens(X-X) :

a) En travée :

➤ ELU :

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10676}{14,2 \times (14,5)^2 \times 100} = 0,035$$

$$\text{FeE400} \Rightarrow \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,035 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,044 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,98$$

• Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{10676}{348 \times 0,98 \times 14,5} = 2,15 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

• Condition de non fragilité : [A. B.7.4 BAEL91]

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(2,15 ; 1,28) \Rightarrow A = 2,15 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- **Choix des armatures :**

$$4T10 /ml \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/ml$$

-E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 8.672 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \bullet \text{ Flexion simple} \\ \bullet \text{ Section rectangulaire sans} \\ \bullet \text{ Acier FeE400} \end{array} \right\} A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{10676}{8672} = 1.23$$

$$\frac{1.23-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.37 > \alpha = 0,036$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- (Aucune vérification pour (σ_s))
- $$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \text{)} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

En appuis :

ELU :

- ✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7018}{14,2 \times (14,5)^2 \times 100} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu} \right) = 0.029$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0.988$$

- ✓ **Détermination des armatures :**

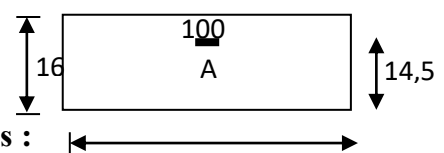


Fig III.4.6: Section de calcul en appui(x-x)

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{7018}{348 \times 0.988 \times 14,5} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

✓ **Condition de non fragilité :**

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(1,26; 1,41) = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

➤

$$M_{ax} = 5.389 \text{ kN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{7018}{5389} = 1.30$$

$$\frac{1.30-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.40 > \alpha = 0,029$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 14,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

- ✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - ✓ Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

Sens (Y-Y) :

a) En travée :

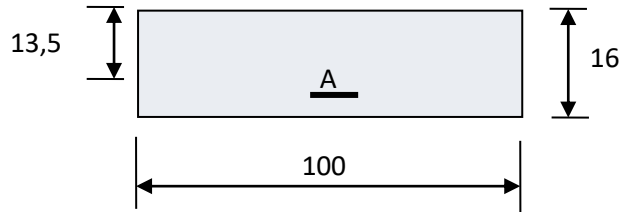


Fig.III.4.7: Section de calcul en travée sens y-y

Sens Y-Y :

En travée :

✓ ELU : $M_{ty}^u = 8.151 \text{ kn.m}$

▪ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{8151}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

▪ Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{8151}{348 \times 0,984 \times 13,5} = 1,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,76 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix des armatures :
- (4T10)/ml $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ ELS :

$$M_{ty}^s = 7.248 \text{ kn.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- Acier FeE400

- Avec : $\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{8151}{7248} = 1.12$

- $\frac{1.12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31 > \alpha = 0,039$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues
- (Aucune vérification pour σ_s)

b) En appui :

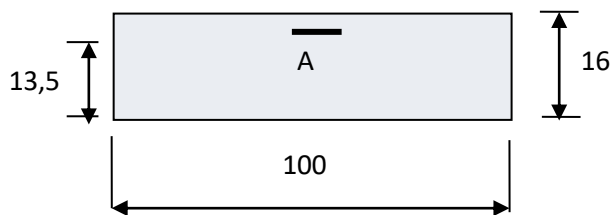


Fig.III.4.8: Section de calcul en appuis y-y

- ✓ ELU : $M_{ay}^u = 4.795 \text{ kn.m}$
 - Vérification de l'existence des armatures comprimées :
 - $\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4795}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0.018$
- $\mu = 0,018 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas}$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_t \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,991$$

- Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4795}{348 \times 0,991 \times 13,5} = 1,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle qui porte suivant 2 sens (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,28 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**
- **4T10/ml $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$**

➤ ELS :

$$M_{ay}^s = 4,263 \text{ kn.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$$

- Avec : $\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{4795}{4263} = 1,12$
- $\frac{1,12 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,31 > \alpha = 0,023$

Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible
- } \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

(Aucune vérification pour σ_s)

III.4.4. Vérification des l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : contrainte tangente

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangente admissible.

T_u^{\max} : effort tranchant max.

Calcul de T_u^{\max} :

T_u^{\max} est calculé par la formule suivante:

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau (18) .

Plancher haut sous-sol :

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{15.28 \times 4.2}{2} \times \frac{(4.7)^4}{(4.2)^4 + (4.7)^4} = 19.59 \text{KN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{15.28 \times 4.7}{2} \times \frac{(4.2)^4}{(4.2)^4 + (5.7)^4} = 21.92 \text{KN}$$

Donc : $T_u^{\max} = 21.92$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d_x} = \frac{21926}{100 \times 14.6 \times 100} = 0.150$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.150 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{MPa} \\ \text{Il n'y a pas reprise de bétonnage} \end{array} \right\}$$

\Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.4.5.Vérification de la flèche :

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

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} ; f_e \text{ en MPa}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{h_d}{l_x} = \frac{16}{420} = 0.038$$

$$\frac{M_{ax}^s}{20 \times M_x^s} = \frac{5398}{20 \times 8853} = 0.030$$

$$\text{Donc : } \frac{h_d}{l_x} < \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

- Puisque la 1^{er} condition n'est pas vérifiée ; on doit faire le calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche : (principe)**

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

$$f_{gv} = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times l^2}{10E_j \times I_{f_{ji}}}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{f_{pi}}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$$

avec:

Δf_t : la flèche totale.

f_{gv} : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de longue durée d'application.

f_{ji} : la flèche maximale due aux charges permanentes avant mise en place des cloisons(j) sous charge de longue durée d'application.

f_{pi} : la flèche maximale due aux charges totales($P = G + Q$) sous charge de faible

durée d'application.

f_{gi} : la flèche maximale due aux charges permanentes après mise en place des cloisons(g) sous charge de faible durée d'application.

M : le moment de flexion dans la section étudiée pour l'état de service considéré.

L : la portée du panneau le plus défavorable.

E_i : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations instantanées.

E_v : le module d'élasticité longitudinal pour les déformations différées

$$(E_v = \frac{1}{3} E_i).$$

$I_i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$: Le moment d'inertie, fictif pour les déformations instantanées

$I_v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$: Le moment d'inertie, fictif pour les déformation différées

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène (avec :n=15) ;par rapport à un passant par le C.D.G

▪ Calcul de la flèche:

$$\Delta ft = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \leq \Delta ft_{\max}$$

- Calcul des charges:

g: charge permanente après mise en place des cloisons:

$$g = 577 \times 1.00 = 577 \text{ dan/ml}$$

j: charge permanente avant mise en place des cloisons:

$$j = (g-75) \times 1.00 = (577-75) \times 1.00 = 502 \text{ dan/ml}$$

P: charge totale (p = G+Q):

$$P = (577+250) \times 1.00 = 827 \text{ dan/ml}$$

- Calcul des moments fléchissant:

$$M_{tg}^S = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_x \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0537 \times 577 \times (4.2)^2 = 464.58 \text{ daN.m}$$

$$M_{tj}^S = 0.85 \times M_{tx}^j = 0.85 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0537 \times 502 \times (4.2)^2 = 404.19 \text{ daN.m}$$

$$M_{tp}^S = 0.85 \times M_{tx}^P = 0.85 \times \mu_x \times p \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0537 \times 827 \times (4.2)^2 = 665.88 \text{ daN.m}$$

- **Modules de déformations longitudinaux:**

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène:**

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

- **Coordonnées du centre de gravité:**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 3.14 \times 14.4}{100 \times 16 + 15 \times 3.14} = 8.06 \text{ cm}$$

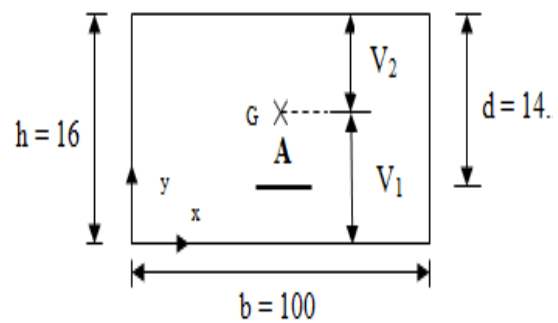


Fig.III.4.9: Coordonnées du centre de gravité

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.06 = 7.94 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b V_1^3}{3} + \frac{b_0 \cdot V_2^3}{3} + n \times A \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8.06^3}{3} + \frac{100 \times 7.94^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (7.94 - 1.6)^2 = 36032.30 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3.14}{100 \times 14.4} = 0.218 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,985$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{tg}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4645.8}{3.14 \times 0.985 \times 14.4} = 104.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{tj}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{4041.9}{3.14 \times 0.985 \times 14.4} = 90.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{tp}^{ser}}{A \cdot \beta_1 \cdot d_x} = \frac{6658.8}{3.14 \times 0.985 \times 14.4} = 149.51 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des μ_g , μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00218 \times 104.31 + 2.1} = -0.22$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00218 \times 90.75 + 2.1} = -0.27$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00218 \times 149.51 + 2.1} = -0.07$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f):

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00218} = 9.63$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 9.63 = 3.852$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \times 36032.30}{1 + (9.63 \times 0.16)} = 15599.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = \frac{1.1 \times 36032.30}{1 + (9.63 \times 0.21)} = 13114.359 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \times 36032,30}{1 + (9,63 \times 0,07)} = 21523,38 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles:

$$f_g^v = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_v \cdot I_{fg}^v} = \frac{4645,8 \times 470^2}{10 \times 10043 \times 15599,62} = 0,65 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_{tg}^{ser} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{fg}^i} = \frac{4625,8 \times 470^2}{10 \times 2985,9 \times 15599,62} = 0,19 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_{tj}^{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fj}^i} = \frac{4041,9 \times 470^2}{10 \times 2985,9 \times 13114,35} = 0,22 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_{tp}^s \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fp}^i} = \frac{6658,8 \times 470^2}{10 \times 2985,9 \times 21523,38} = 0,23 \text{ cm}$$

- **La flèche totale:**

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

$$\Delta f_t = (0,65 - 0,22) + (0,23 - 0,19) = 0,47 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible:**

$$\Delta f_{t,\max} = \frac{l}{500} \Rightarrow \Delta f_{t,\max} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

• **Conclusion:**

$$\Delta f_t < \Delta f_{t,\max} \longrightarrow 0,47 \text{ cm} < 0,94 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée}$$

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1.L'escalier

IV.1.1.Terminologie et définition :

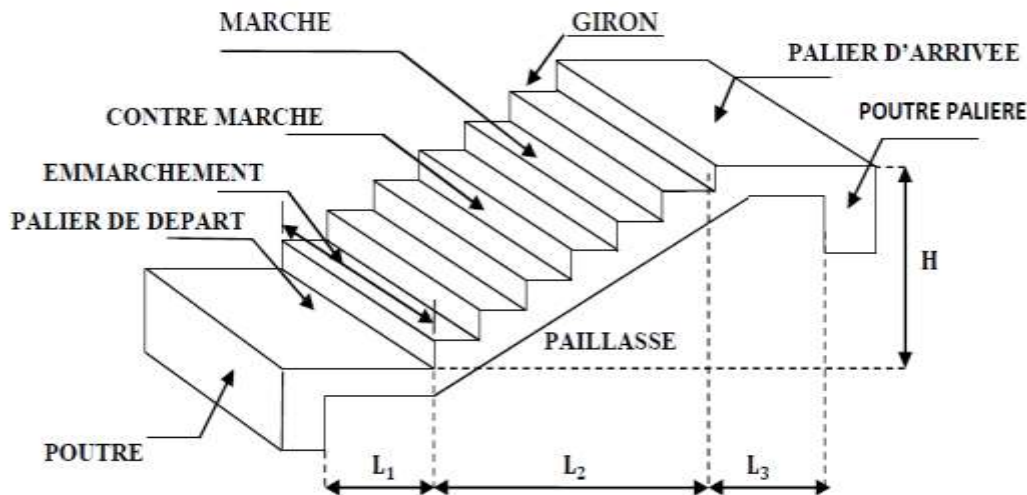


Fig.IV.1: Schéma d'un escalier.

Dans le schéma représenté :

- **la marche** : c'est la surface plane sur laquelle se pose le pied,
- **la contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20cm,
- **le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et 33cm,
- **la volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers (ensemble de marches), sa longueur projetée est H_0 ,
- **la paillasse d'épaisseur e** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches,
- **le palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires,
- **l'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Toutes nos cages d'escalier sont constitués d'une seul volée telle quelle sont montrée dans le schéma statique ci-dessous (Figure) :

Avec

e : épaisseur de la paillasse,

L0 : longueur totale d'escalier,

L2 : longueur du palier de repos,

L : portée de la paillasse,

g : giron,

h : hauteur de la contre marche,

H0 : hauteur de la volée,

α : Inclinaison de la paillasse,

H : hauteur d'étage.

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type : escalier à trois volées identiques et deux paliers de repos

Nous prenons en compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, nous vérifions la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier. Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

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

Le nombre de contre marche « n » : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches « m » : $m = n - 1$

En habitation collectif, l'emmarchement doit être ≥ 120 cm, la profondeur du palier de repos est $L2 \geq 110$ cm ou $L2 \geq 3g$

Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Étage courant :

$$HTOT = 306\text{cm}$$

On prend : $h = 17\text{cm}$; donc :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

→ **n=18 contre marches.**

On les divise en trois volées → **n=6** contre marche pour chaque volée

→ $m = n - 1 = 5$ → **m=5 marches**

D'ou :

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{150}{6-1} = 30$$

Vérification de la relation de Blondel :

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) = 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Rez de chaussée : H=4,50m

* Nombre de contremarches : $n = H/h = 408/17 = 24$ $n=25$ contremarches.

* Le nombre de marches : $m = n - 1 = 25 - 1 = 24$ marches. L'escalier est réparti en 3 volées de 8 marches.

* Le giron : $59 \leq g + 36 \leq 64$ $28 \leq g \leq 36$ on prend $g = 30\text{cm}$

* L'embranchement : $L \geq 1,20\text{m}$ on prend $L = 1,20\text{m}$.

* Largeur du palier du repos : $l_1 \geq 3g$ $l_1 \geq 3 \times 30 = 90\text{cm}$. on prend $l_1 = 1,25\text{m}$

IV.1.2.: Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} L' : \text{Longueur en plan de la volée}$$

L_0 : longueur des paliers et de la paillasse

$$H = n \times h = 1.02 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{102}{150} = 0.68 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 34.2$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = l_1 / L' \rightarrow L' = l_1 / \operatorname{cos} \alpha \rightarrow L' = 150 / 0.83 = 180.72\text{cm}$$

$$L_0 = \frac{150}{\operatorname{cos} \alpha} + 150 + 70 = 481.4$$

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad 13.35 \leq e \leq 20.03$$

On adopte pour $e = 20 \text{ cm}$

IV.1.3.Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

A-Charges et surcharges :

La volée :

Éléments	Poids propre (KN / m2)
Paillasse Marche	$(25 \times 0.2) / 0.83 = 4.51$ $(25 \times 0.17) / 2 = 2,13$
Revêtements :	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose Lit de sable Enduit ciment Gard de corps	$22 \times 0.02 = 0.44$ $18 \times 0.02 = 0.36$ $22 \times 0.018 = 0.33$ 0.2
G = 9.90KN / m2	

Tableau .IV.1 : charge permanente de volée

Le palier :

Éléments	Poids propre (KN / m2)
Palier	$0.2 \times 25 = 5$
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
G= 6.24 KN/m2	

Tableau .IV.2 : charge permanente de palier

Surcharges d'exploitation : selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

B- Combinaison de charges :

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

La volée 1 : $qu1 (\text{vol } 1) = (1,35 \times 9,90 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 17,12 \text{ KN} / \text{m}$

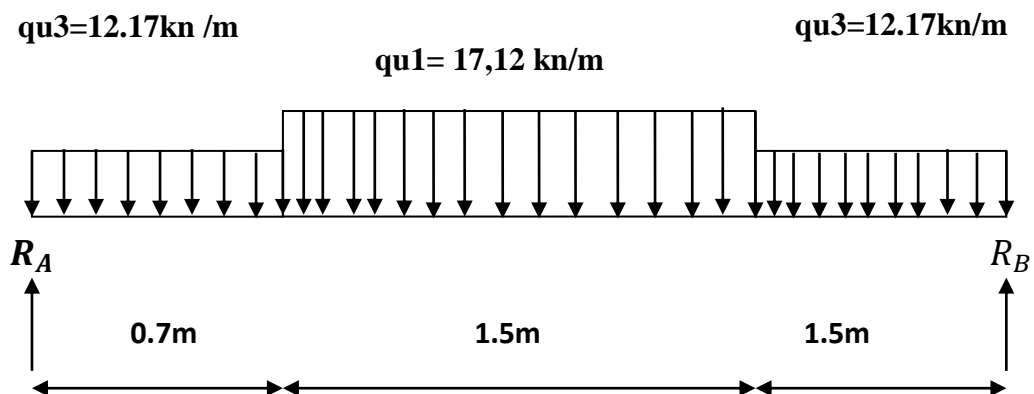
Le palier : $qu3 = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.17 \text{ KN} / \text{m}$

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

La volée 1 : $qs1 = (9,90 + 2.5) = 12,4 \text{ KN} / \text{m}$

Le palier : $qs3 = (6.24 + 2.5) = 8.74 \text{ KN} / \text{m}$

A-Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :



Réaction d'appuis :

$$\sum F/y=0$$

$$R_A + R_B = 12.17 \times 0.7 + 17.12 \times 1.5 + 12.17 \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 52.45 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/B=0$$

$$(R_A \times 3.7) + (-8.52 \times 3.35) + (-25.7 \times 2.25) + (-18.13 \times 0.75) = 0$$

$$R_A = \frac{28.54 + 57.82 + 13.59}{3.7} = 27.03$$

$$\sum M/A=0 \implies (-R_B \times 3.7) + (18.3 \times 2.95) + (25.7 \times 1.45) + (8.52 \times 0.35) = 0$$

$$\implies R_B = \frac{18.3 \times 2.95 + 25.7 \times 1.45 + 8.52 \times 0.35}{3.7} = \frac{97.65}{3.7} = 25.42$$

1 er tronçon : $0 < x < 0.7$

$$\sum F/y=0$$

$$R_A - 12.17 \times x = 0$$

$$T1(x) = -12.17x + 27.03$$

$$T1 \begin{cases} X=0 \implies T1(0) = -12.17 \times (0) + 27.03 = 27.03 \text{ KN} \\ X=0.7 \implies T(0.7) = -12.17 \times (0.7) + 27.03 = 18.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/A=0 \implies R_A \times x - 12.17 \times x \times \frac{x}{2} = 0$$

$$\implies 27.03x - 6.08x^2 = 0$$

$$M(1) \begin{cases} X=0 \implies M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ X=0.7 \implies M(0.7) = 27.03(0.7) - 6.08(0.7^2) = 16.1 \text{ kn.m} \end{cases}$$

2 éme tronçon : $0.7 \leq x \leq 2.2$

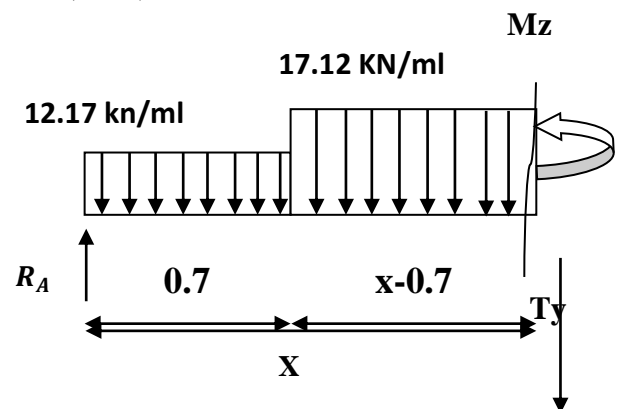
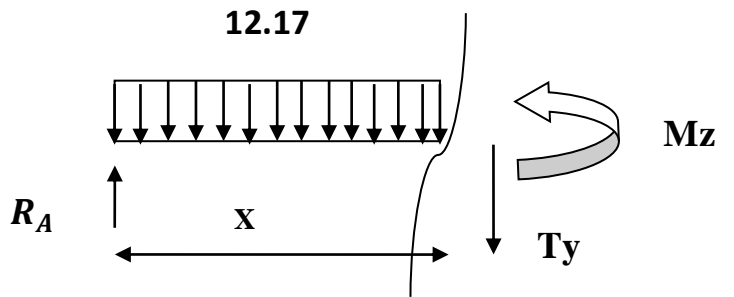
$$T2(x) = 27.03 - 8.52 - 17.12x + 11.98$$

$$T2(x) = -17.12x + 30.49$$

$$T2(x) \begin{cases} X=0.7 \implies T2 = -17.12 \times 0.7 + 30.49 = 18.5 \text{ KN} \\ X=2.2 \implies -17.12 \times 2.2 + 30.49 = -7.17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/2=0 \implies R_A x - 8.52(x-0.35) - 17.12(x-0.7) \times \frac{(x-0.7)}{2} = 0$$

$$M2(x) = -8.56(x-0.7)^2 - 8.52(x-0.35) + 27.03x$$



$$= -8.56(x^2+0.29-1.4x)-8.52(x-0.35)+27.03x$$

$$= -8.56x^2 - 4.17 + 11.98x - 8.52x + 3.23 + 27.03x$$

$$= -8.56x^2 + 30.49x - 0.94$$

$$M_2(x) \begin{cases} X=0.7 \Rightarrow M_2=16.1 \text{ kn.m} \\ X=2.2 \Rightarrow -8.56 \times (2.2)^2 + 30.49(2.2) - 0.94 = 24.64 \text{ kn.m} \end{cases}$$

C-Calcul de la valeur de x pour laquelle Ty = 0 et MZ = max :

$$T(x) = 0 \quad RA - 8.52 - 17.12(x-0.7)$$

$$X = \frac{RA - 0.7(qu_3 - qu_1)}{qu_1} = \frac{27.03 - 0.7(12.17 - 17.12)}{17.12} = 1.78$$

$$x \in 1.78 \quad ; \quad x \in [1.60, 3.41]$$

$$M_2 = (1.78) = -8.56(1.78 - 0.7)^2 - 8.52(1.78 - 0.35) + 27.03(1.78)$$

$$= 25.94$$

3ème tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.5

$$\sum F/y = 0$$

$$T_3 + 12.17x - 25.42 = 0$$

$$\sum M/3 = 0 \Rightarrow \begin{cases} X=0 \Rightarrow T(0) = -25.42 \text{ kn} \\ X=1.5 \Rightarrow T(1.5) = -7.165 \text{ kn} \\ M(3) = -12.17 \times x \times \frac{x}{2} + RBx \\ = -6.08x^2 + 25.42x \end{cases}$$

$$M_3 \begin{cases} X=0 \quad M(3) = 0 \\ X=1.5 \quad M(3) = 6.08 \times 1.5^2 - 25.42 \times 1.5 = 24.45 \end{cases}$$

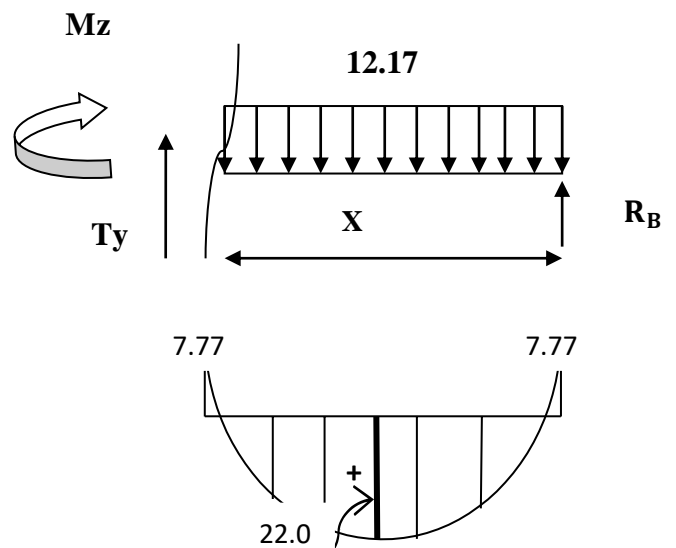


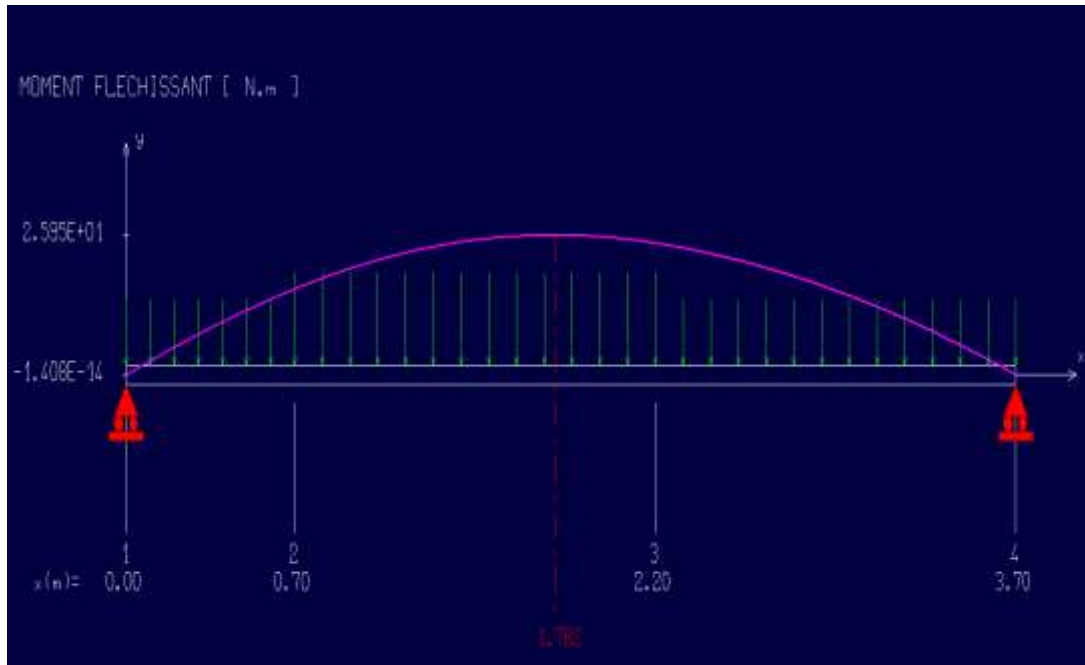
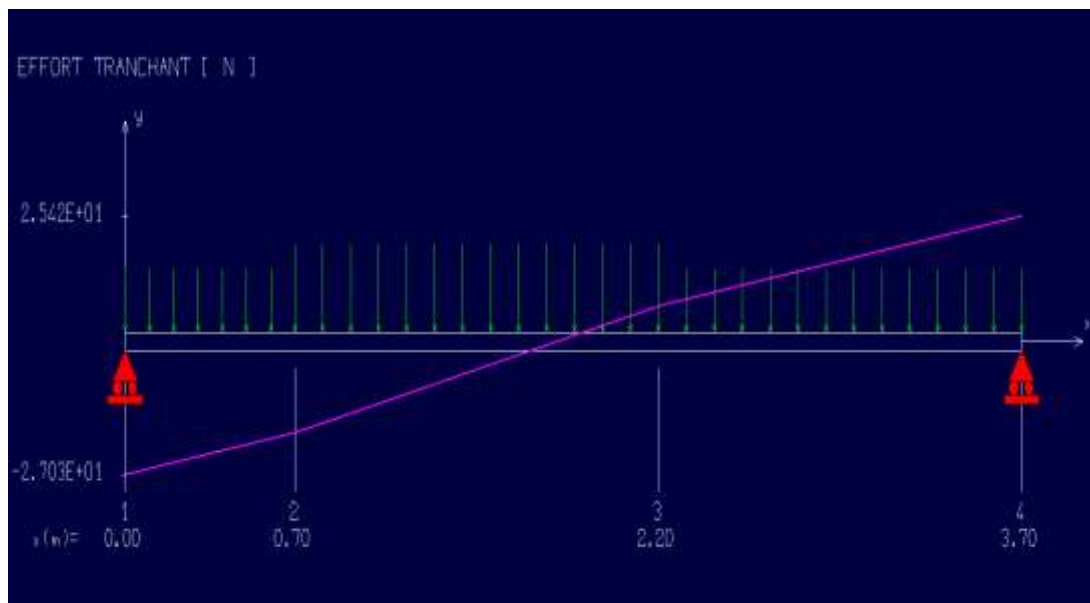
Fig.IV.2. : diagramme des moment en appuis et travée

A. Moment en appuis

$$M_a = -0.2M_{max} = -7.77 \text{ KN.m}$$

B. Moment en travées

$$M_t = 0,8 M_{\max} = 22.02 \text{ KN.m}$$

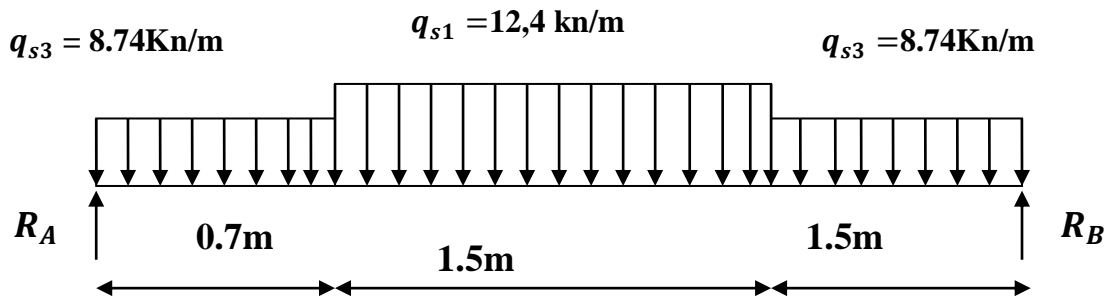
**Fig. IV.3.:**Diagramme du moment fléchissant à l'ELU**Fig. IV.4.**Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- Calcul à l'ELS :

A- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:

Volée : $9.90 + 2.5 = 12.4 \text{ KN/m}$

Palier : $6.24 + 2.5 = 8.74 \text{ KN/m}$



B- Réaction d'appuis :

$$\sum F/y=0$$

$$R_A + R_B - 6.12 - 18.6 - 13.11 = 0$$

$$R_A + R_B = 37.83 \text{ KN}$$

$$\sum M/B=0 \quad (\overset{P}{\rightarrow} 3.7) + (-6.12 \times 3.35) + (18.6 \times 2.25) + (-13.11 \times 0.75) = 0$$

$$3.7 R_A = 72.18$$

$$R_A = 19.50 \text{ K}$$

$$\sum M/A=0 \quad (\overset{P}{\rightarrow} 3.7) + (-6.12 \times 0.35) + (18.6 \times 1.45) + (-13.11 \times 2.95) = 0$$

$$3.7 R_B = 67.78$$

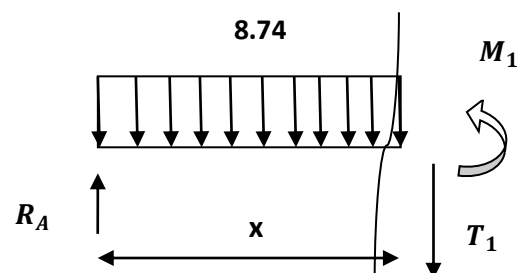
$$R_B = 18.32 \text{ KN}$$

1 er tronçon : $0 \leq x \leq 0.7$

$$\sum F/y=0$$

$$T1(x) = R_A - 8.74 \times x$$

$$= -8.74x + 19.5$$



$$\begin{cases}
 X=0 \Rightarrow T_1(0) = -8.74(0) + 19.5 = 19.5 \text{ KN} \\
 T_1(x) = X=0.7 \Rightarrow T_1(0.7) = -8.74(0.7) + 19.5 = 13.38 \text{ KN} \\
 \sum M/0=0 \Rightarrow M_1(x) = R_A x - 8.74 \times x \times \frac{x}{2} = 0
 \end{cases}$$

$$M_1(x) = -4.37 \times x^2 + 19.5x$$

$$M_1(x) = \begin{cases}
 X=0 \Rightarrow M_1(x) = 0 \text{ KN.m} \\
 X=0.7 \Rightarrow -4.37 \times (0.7^2) + 19.5(0.7) = 11.50 \text{ KN.m}
 \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0.7 \leq x \leq 2.2$

$$\sum F/y=0 \Rightarrow 19.5 - 6.12 - 12.4(x-0.7) = 0$$

$$T_2(x) = -12.4(x-0.7) + 19.5 - 6.12$$

$$T_2(x) = -12.4x + 22.06$$

$$\begin{cases}
 X=0.7 \Rightarrow T_2(0.7) = -12.4(0.7) + 22.06 = 13.38 \text{ KN} \\
 X=2.2 \Rightarrow T_2(2.2) = -12.4(2.2) + 22.06 = -5.22 \text{ KN}
 \end{cases}$$

$$T_2(x)=0 \Rightarrow -12.4x + 22.06 = 0$$

$$X = 1.78$$

$\sum M/2=0$

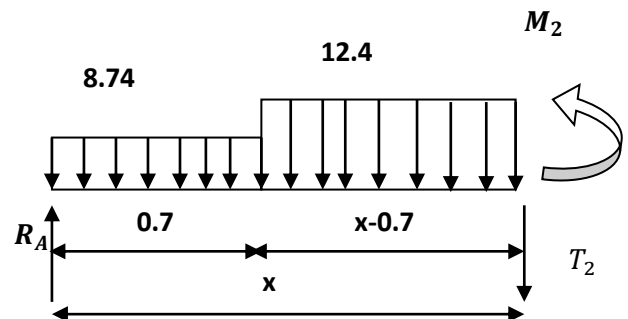
$$M_2(x) = 19.5x - 6.12(x-0.35) - 12.4 \times (x-0.7) \times \frac{(x-0.7)}{2} = 0$$

$$M_2(x) = -6.2(x-0.7)^2 - 6.12(x-0.35) + 19.5x$$

$$= -6.2(x^2 + 0.49 - 1.4x) - 6.12(x-0.35) + 19.5x$$

$$= -6.2x^2 - 3.03 + 8.68x - 6.12x + 2.14 + 19.5x$$

$$= -6.2x^2 + 22.06x - 0.89$$



$$M_2 \begin{cases} X=0.7 \Rightarrow -6.2(0.7)^2 + 22.06(0.7) - 0.89 = 11.5 \text{ KN.m} \\ X=2.2 \Rightarrow -6.2(2.2)^2 + 22.06(2.2) - 0.89 = 17.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_2(x)=0 \Rightarrow 4x + 22.06 = 0$$

$$X = 1.78$$

$$M_2(x) = -6.2x^2 + 22.06x - 0.89$$

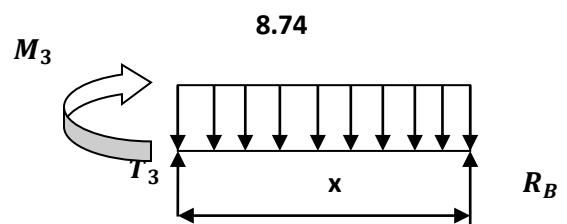
$$M_2(1.78) = 18.73 \text{ KN.m}$$

3ème tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$

$$\sum F/y=0 \Rightarrow T + R_B - 8.74x^2$$

$$T_3(x) = 8.74x - 18.32$$

$$T_3(x) = \begin{cases} X=0 \quad T(0) = -18.32 \text{ KN} \\ X=1.5 \quad T(1.5) = 5.21 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/3=0 \Rightarrow M - 8.74 \times X \times \frac{X}{2} + R_B X$$

$$\Rightarrow M_3(x) = 4.37x^2 + 18.32x$$

$$\begin{cases} X=0 \Rightarrow M_3(0) = 0 \text{ KN} \\ X=1.5 \Rightarrow M_3(1.5) = 17.63 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment a appuis :

$$-0.3 M_{max} = -0.3 \times 18.73 = -5.619$$

Moment an travée :

$$0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 18.73 = 15.9$$

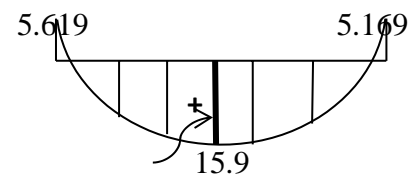


Figure IV.5. :diagramme des moment en appuis et travée

Fig. IV.6.:Diagramme du moment fléchissant à l'ELs

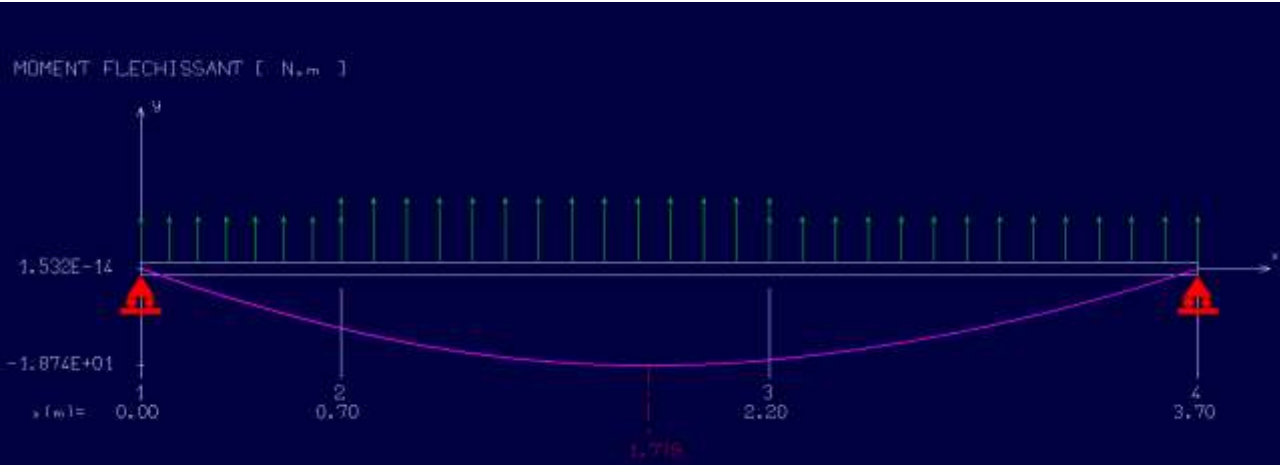
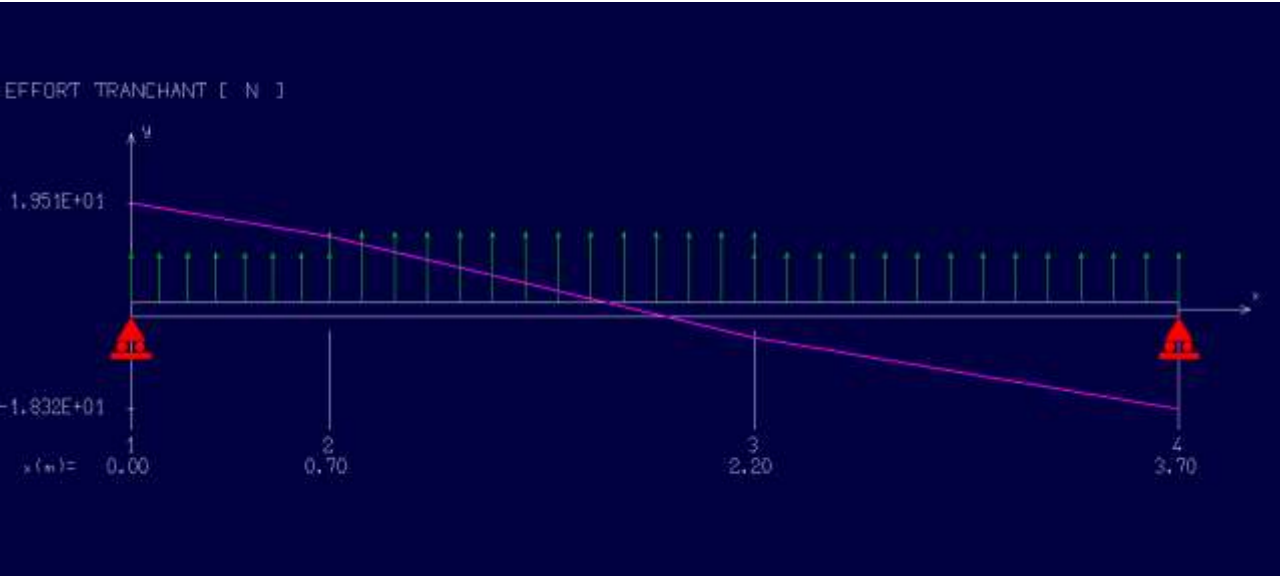


Fig. IV.7.:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELs



C- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

$B = 100 \text{ cm} ; c = 4 \text{ cm} ; d = 16 \text{ cm}$

$M_u = 7.77 \text{ kn.M}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.77 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.021$$

$\mu_b = 0.021 < 0.392$ SSA Tableau $\beta = 0.985$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{b \times d \times f_e / \gamma_s} = \frac{7.77 \times 10^3}{0.985 \times 16 \times 348} = 1.41 \text{ cm}^2$$

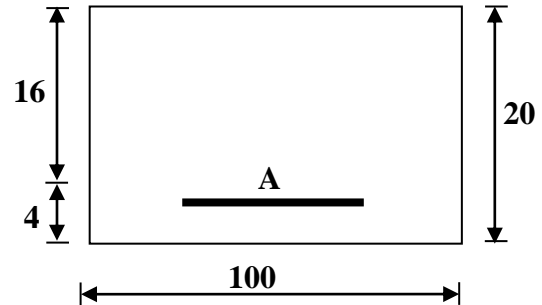


Fig .IV.8 : section de calcul

$A_{ca1} = 1.41 \text{ cm}^2$ on opte pour 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_{r1} = \frac{A_{ca1}}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{22.02 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.060 < \mu_e = 0.392 \text{ SSA}$$

Tableau :

$\mu_u = 0.07$ ~~tableau~~ $\beta = 0.960$

$$A_t = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{22.02 \times 10^3}{0.957 \times 16 \times 348} = 4.13 \text{ cm}^2$$

soit : $A_t = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$ $st = 25 \text{ cm}$

Tableau IV.3 : Tableau des sollicitations des escaliers (type1).

	Q (palier) KN/ml	Q (volée) KN/ml	R_A KN	R_B KN	X_{max} M	M_{max} KN. m	M Traveé K N. m	M (apuis) KN. m
ELU	12.17	17.12	27.03	25.42	1.78	25.91	22.02	7.77
ELS	8.74	12.4	19.50	18.32	1,78	18.73	15.9	5.619

Etat limite ultime :

A) En travée :

$$M_t = 15.9 \text{ kn.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire $\alpha \leq \gamma^{-1} + c28 \implies \sigma \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times f = 15 \text{ MPA}$
- Acier Fe E400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{22.02}{15.9} = 1.13$$

$$\alpha = 0.005 \leq \frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}$
- Fissuration peu nuisible
- Les armatures calculées à ELU convient à ELS (aucune vérification pour σ_s)

B) En appuis :

$$M_1 = 5.619 \text{ kn.m}$$

- Flexion Simple
- Section rectangulaire
- Acier Fe400

$$\text{Avec : } \frac{Mu}{Mser} = \frac{7.77}{5.619} = 1.38$$

$$\alpha = 0.013 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}$
- Fissuration peu nuisible
- Les armatures calculées à ELU convient à ELS (aucune vérification pour σ_s)

Etat limite ultime :

A) En travée :

$$M_t = 15.9 \text{ kn.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire $\alpha \leq \gamma^{-1} + c28 \implies \sigma \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times f = 15 \text{ MPA}$
- Acier Fe E400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{22.02}{15.9} = 1.13$$

$$\alpha = 0.005 \leq \frac{1.13-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.31 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}$
- Fissuration peu nuisible
- Les armatures calculées à ELU convient à ELS (aucune vérification pour σ_s)

B) En appuis :

$$M_1 = 5.619 \text{ kn.m}$$

- Flexion Simple
- Section rectangulaire
- Acier Fe400

$$\text{Avec : } \frac{Mu}{Mser} = \frac{7.77}{5.619} = 1.38$$

$$\alpha = 0.013 \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}$
- Fissuration peu nuisible
- Les armatures calculées à ELU convient à ELS (aucune vérification pour σ_s)

➤ 2^{ème} type :(Escalier à marches porteuses)

IV.2.- Marche porteuse :

• Calcul de h_{MOY} ; H_{MOY}

$$H_{MOY} = Z_1 + Z_2/2 = 2Z_1 + h/2$$

$$\text{Tg}\alpha = 17/30 = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$Z_1 = ep^2 / \cos \alpha = 6 \cos(29,54) = 6,90 \text{ cm}$$

$$H_{MOY} = 2 \times 6,9 + 17,2 = 15,4 \text{ cm}$$

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose +sable)(104×g)..... 31.2daN/m_l
- Revêtement vertical (104 ×h) 17.68daN/m_l
- Poids propre de la marche ($h_{MOY} = 15.4\text{cm}$) (2500×0.154×0.3)..... 115.5 daN/m_l
- Enduit au ciment (18 daN/m²/cm)..... 10.70daN/m_l

G₃ = 1,7508 Kn/mL

b-Charges d'exploitation :

$$\times \frac{1.5}{\cos^2(29,54^\circ)} \times 0,3$$

Locaux à usage du commerce $\Rightarrow P = 2,5 \times 0.3 = 0,75 \text{ KN/m}_l$

c- Combinaisons fondamentales:

➤ État limite ultime (E.L.U.) :

$$\bar{q}_3^u = 1.35G_3 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 1.75 + 1.5 \times 0.75 = 3.48 \text{ Kn/m}_l$$

➤ État limite de service (E.L.S.) :

$$q_3^{ser} = G_3 + Q_1 = 1.75 + 0.75 = 2.50 \text{ Kn/m}_l$$

IV.2.1- Calcul du ferrailage :

A.Marches porteuses :

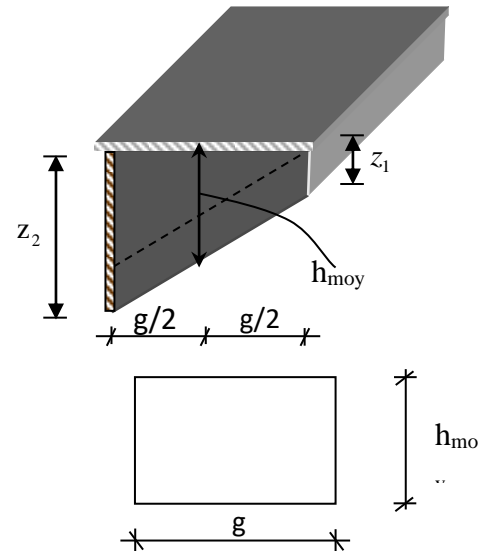


Fig. IV.9: Schéma de la marche porteuse

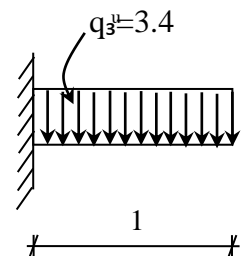


Fig. IV.10: Schéma statique de la marche porteuse

État limite ultime (E.L.U.):

$$\bar{q}_3^u = 3.48 \text{Kn/m}_1$$

$$M_u = -\frac{q_3^u \cdot L^2}{2} = -\frac{3.48 \times 1.5^2}{2} = -3.915 \text{Kn.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.915 \times 1000}{11.33 \times 30 \times (13.4)^2} = 0.064$$

$$\mu = 0.064 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.083$$

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

- Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3.915 \times 1000}{348 \times 0.966 \times 13.4} = 0.89 \text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h_{\text{moy}} = 0.0008 \times 30 \times 15.4 = 0.37 \text{cm}^2$$

$$A_L = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 0.89 \text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$2T10 \longrightarrow A = 1.51 \text{cm}^2.$$

État limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_3^{\text{ser}} = 2.5 \text{Kn /m}_1$$

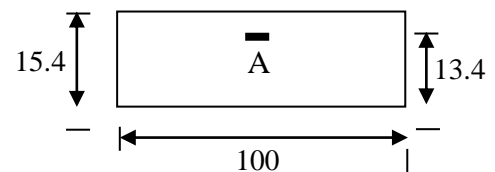


Fig IV.11. section de calcul de la paillasse

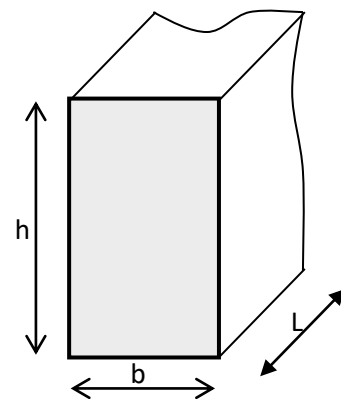


Fig. IV.12: Section de la poutre brisée.

$$M_{ser} = -\frac{\overline{q}_3^{ser} \cdot L^2}{2} = -\frac{2.5 \times 1.5^2}{2} = -2.812 \text{ Kn.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

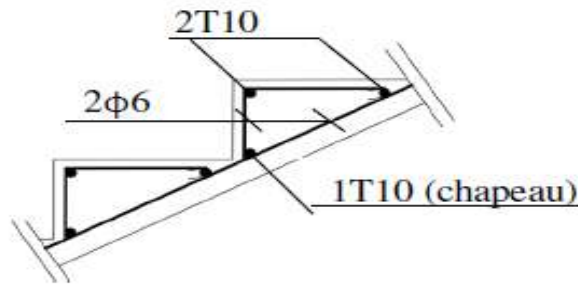


Fig IV.13 : Dessin du ferrailage

- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.915}{2.81} = 1.39$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.037$$

- Conclusion : \Rightarrow condition vérifiée

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

(Aucune vérification pour (σ_s))

IV.3- Calcul de la poutre brisée:

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges provenant des volées et paliers de repos ainsi que celles des marches porteuses.

La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes:

☑ Condition de la flèche:

$$\text{Avec: } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L:Portée de la poutre (L= 4.7m);

h: Hauteur de la poutre et

b: Largeur de la poutre.

$$\Rightarrow \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33\text{cm.} \leq h \leq 47\text{cm}$$

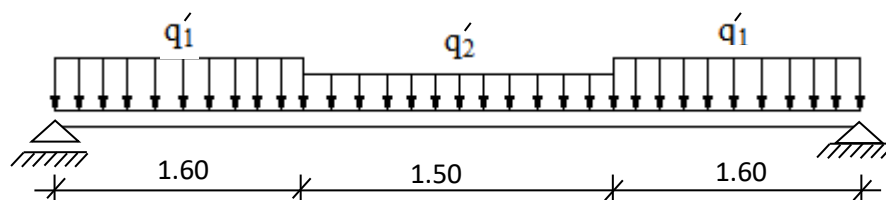
Soit: **h = 35cm** et **b = 30cm**

- Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003):

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc; la section de la poutre brisée est $(b \times h) = (30 \times 35)\text{cm}^2$.

A. Moment fléchissant :



$$q_{\text{éq}} = \frac{q_2' \cdot L_2 + 2 \cdot q_1' \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} + \left(g_p + g_{\text{mur}} \right)$$

g_p ; g_{mur} : poids propre de la poutre brisée et de mur respectivement ;

q'_1 : Charge uniformément répartie due aux réactions du palier et de la volée ;

q'_2 : Charge uniformément répartie due aux réactions des marches porteuses et

q_{eq} : Charge équivalente sollicitant la poutre brisée.

- Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.62 \text{ Kn} / m_L$$

- Calcul du poids propre g_{mur} :

$$g_{mur} = G_{mur} \times h_e / 2$$

$$\text{Poids du mur : } G_{mur} = 2,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur libre: } h_e = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$$

$$g_{mur} = 2,97 \times 2,71 / 2 = 4,024 \text{ KN/ml}$$

- Combinaisons fondamentales :

- État limite ultime (E.L.U.) :

$$q_1^u = R_B^u = 25.42 \text{ Kn} / m_L$$

$$q_2^u = \frac{n \cdot \bar{q}_3^u \cdot L'}{L} = \frac{6 \times 3.48 \times 1.6}{1.50} = 22.27 \text{ Kn/m}_L \text{ (n : nombres des marches)}$$

$$\Rightarrow q_{eq}^u = \frac{22.27 \times 1.5 + 2 \times 25.42 \times 1.6}{1.5 + (2 \times 1.6)} + 1.35 \times (2.62 + 4.024) = 33.38 \text{ kn/m}_L$$

$$M_0^u = \frac{q_{eq}^u \cdot L^2}{8} = \frac{33.38 \times (4.7)^2}{8} = 92.18 \text{ kn.m}$$

- En travée :

$$M_t^u = 0,6 \cdot M_0^u = 0.6 \times 92.18 = 55.31 \text{ kn.m}$$

- En appui :

$$M_a^u = -0,4 \cdot M_0^u = -0.4 \times 92.18 = -36.87 \text{ kn.m}$$

- État limite de service (E.L.S.) :

$$q_1^{ser} = R_B^{ser} = 18.32 \text{Kn}/m_L$$

$$q_2^{ser} = \frac{n \cdot \bar{q}_3^{ser} \cdot L'}{L} = \frac{6 \times 2.5 \times 1.6}{1.5} = 16 \text{Kn}/m_L$$

$$q_{eq}^{ser} = \frac{16 \times 1.5 + 2 \times 18.32 \times 1.6}{1.5 + 2 \times 1.6} + 2.6 + 4.02 = 24.19 \text{kn}/m_L$$

$$M_0^{ser} = \frac{q_{eq}^{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{24.19 \times (4.7)^2}{8} = 66.79 \text{daN.m}$$

- En travée :

$$M_t^{ser} = 0,6 \cdot M_0^{ser} = 0,6 \times 66.79 = 40.07 \text{kn.m}$$

- En appui :

$$M_a^{ser} = -0,4 \cdot M_0^{ser} = -0,4 \times 66.79 = -26.71 \text{daN.m}$$

Tableau IV.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant.

Moments [daN.m]	E.L.U.	E.L.S.
Travées	55.31	40.07
Appuis	-36.87	-26.71

B. Déterminations des armatures :

a) En travée :

- État limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 55.31 \text{kn.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55.31 \times 1000}{11.33 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.1637$$

$$\mu = 0.169 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

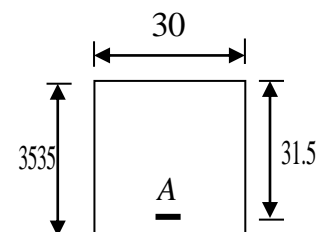


Fig IV.11 : Section du calcul

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.224$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.91$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{55.31 \times 1000}{348 \times 0.91 \times 31.5} = 5.54 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

- $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 5.54 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12 A= 5.65 cm²/ m

➤ État limite de service (E.L.S.) : $M_t^{ser} = 40.04 \text{ kn.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'

Acier FeE400 $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{51.31}{40.04} = 1.29$ $\alpha = 0.114$

$$\frac{1.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 > \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

✓ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

✓ Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.
(Aucune vérification pour (σ_s))

b) En appui :

➤ État limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = -36.87 \text{ m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{36.87 \times 1000}{11,33 \times 30 \times (31.5)^2} = 0.11$$

$$\mu = 0.11 < \mu_{AB} = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.145$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0.942$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{36.87 \times 1000}{348 \times 0.942 \times 31.5} = 3.57 \text{ cm}^2 / m_L$$

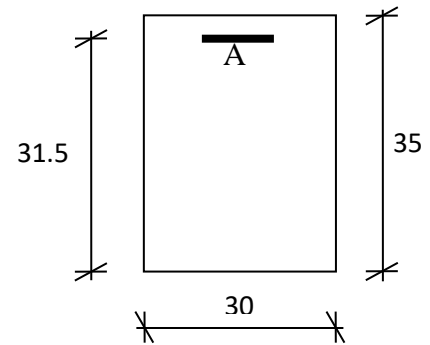


Fig IV.15 : Section du calcul

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cat}; A_{\min}) \Rightarrow A_a = 3.57 \text{ cm}^2 / m_L$$

Choix 5T12 = 3.93cm²

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = 26.71 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

- Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{36.87}{26.71} = 1.38 \quad \alpha = 0.075$$

$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \text{ Condition vérifiée} \Rightarrow$$

- Conclusion :

$$\checkmark \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\}$$

les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

- Calcul des armatures transversales :

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis:**

$$T_u \max = q_e \times L / 2 = 33.38 \times 4.7 / 2 = 78.443 \text{ KN}$$

$$T_u < 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$a = 0,90 = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\text{avec: } T_u = 78443 \text{ N} < 0,267 \times 27 \times 30 \times 20 \times 102 = 432540 \text{ N}$$

Donc: il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

Inférieures :

$$A_l \geq \gamma_s / f_e (T_u + M_u 0,9 \times d)$$

$$A_l = 3.75 \geq 1,15 / 400 (78443 - 368710 / 0,9 \times 30) \times 10^{-2} = 1.86 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

D'après le C.B.A.93, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \tau_u = \min (0,2 f_{c28} \gamma_b ; 4 \text{ MP a})$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow \tau_u = \min (0,2 f_{c28} \gamma_b ; 4 \text{ MP a}) = 3.34 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = T_u \max / b \times d = 78443 / 30 \times 100 = 0,87 \text{ Mpa} \quad [\text{BAEL91r99 /art-A.5.1,1}]$$

$\tau_u = 0,53 \text{ Mpa} \leq \tau_u = 2,67 \text{ Mpa}$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

- **Section et écartement des armatures transversales :**

- Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi \geq \min (h / 35 ; b_0 / 10 ; \phi_L) \text{ [C.B.A.93]}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : largeur de la nervure.

$$\Phi \geq \min (35 / 35 ; 30 / 10 ; 1) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

avec une nuance d'acier FeE235 Choix : $2\phi_8 \text{ At} = 1,01 \text{ cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales:**

$$A_t / (b_0 \cdot s_{t1}) \geq \tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times k / 0,8 \times F_e (\sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{[BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$$

- flexion simple $k = 1$ et [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]

- Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : $\alpha = 90^\circ$

$$\sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa} \quad \text{. [BAEL91r99 /art-A.5.1, 311]}$$

$$\text{Donc: } s_{t1} \leq A_t \times 0,8 \times F_e / b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \Rightarrow s_{t1} \leq 1,01 \times 0,8 \times 235 / 30 (0,78 - 0,3 \times 2,1) \\ = -1577,33 \text{ cm} \Rightarrow \text{valeur rejetée.}$$

$$s_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1, 22]}$$

$$s_{t2} \leq \min (0,9 \times 30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow s_{t2} \leq 27 \text{ cm}$$

$$A_t \times F_e / b_0 \times s_{t3} \times \sin \alpha \geq 0,4 \text{ Mpa} \Rightarrow A_t \times F_e / b_0 \times 0,4 \times \sin \alpha \geq s_{t3}$$

$$s_{t3} \leq 1,01 \times 235 / 30 \times 0,4 \times 1 = 39,36 \text{ cm} \Rightarrow s_{t3} \leq 39,36 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min (s_{t1} ; s_{t2} ; s_{t3}) \Rightarrow s_t \leq \min (-1259,6 ; 27 ; 39,36) \Rightarrow s_t \leq 27 \text{ cm}$$

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

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire BAEL 91r 99 / B.6.5,2] :**

a) $h/l \geq 1/16 \Rightarrow 35/350 = 0,1 > 1/16 = 0,0625$ condition vérifier

b) $h/l \geq 1/10 \times M_{t\text{service}}/M_0 \text{ service} \Rightarrow 35/350 = 0,1 > 1/10 \times 22545/28181 = 0,08$
condition vérifier

c) $A/b_0 \times d \leq 4,2/Fe \Rightarrow 6,88/30 \times 30 = 0,007 \leq 4,2/400 = 0,0105$ condition vérifier

Ces trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la fléché n'est pas nécessaire

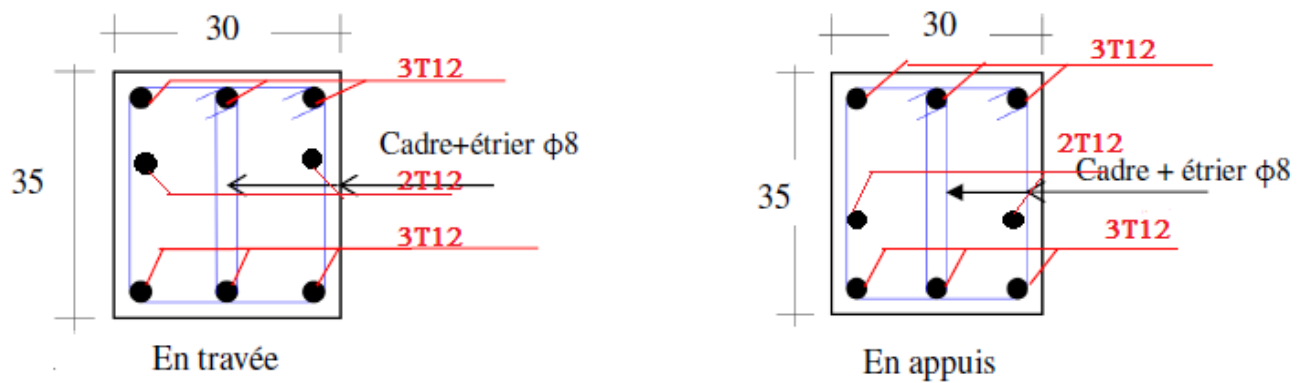


Fig.IV.16: Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV.2. Étude de l'acrotère :

IV.2.1.Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle de la sécurité et de la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

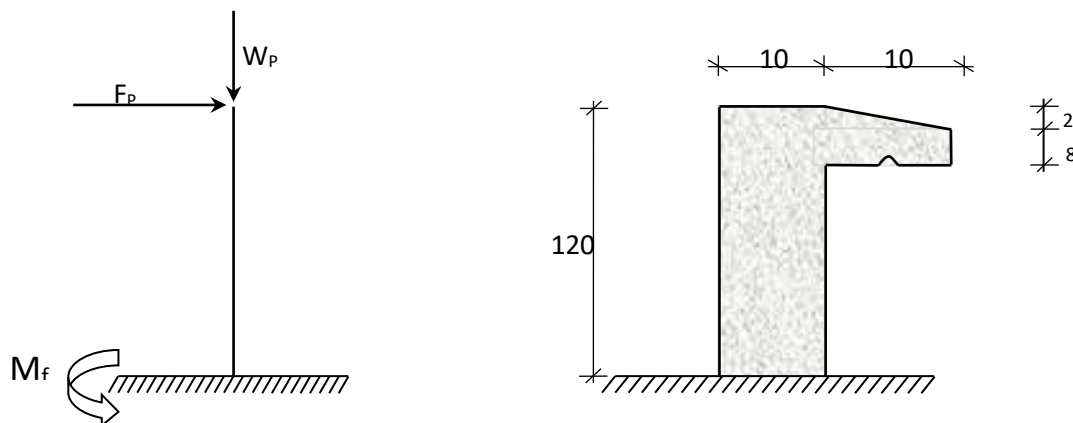


Fig. IV.2.1: Dimension de l'acrotère

Vérification de l'effort due au séisme :

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1), pour le consol $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément.

$$W_p = 2500 \left[(1.20 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.1 \times 0.02}{2} \right) \right] = 322.5 \text{ daN}]$$

A: coefficient d'accélération (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,15$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 322.5 = 154.8 \text{ daN}$$

F_p : La force due à la main courante majorée

Donc :

$$M = F_p \times l = 154.8 \times 1.20 = 185.76 \text{ daN.m}$$

Calcul des sollicitations :

- **Etat limite ultime :**

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 185.76 = 278.64 \text{ daN.M}$$

$$N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 322.5 = 435.375 \text{ daN}$$

- **Etat limite service :**

$$M_s = M = 185.76 \text{ daN.M}$$

$$N_s = W_p = 322.5 \text{ daN}$$

IV.2.2. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

- **État limite ultime (E.L.U) :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{278.64}{435.375} = 0.64 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.64 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

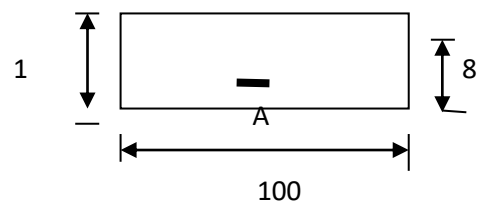


Fig IV.2.2 : section de calcul

\Rightarrow L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

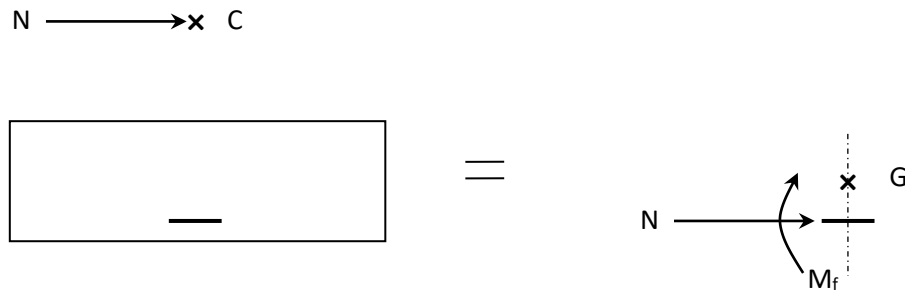


Fig. IV.2.3: sollicitations par rapport armatures tendues

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 435.375 \times \left(0.64 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 291.70 \text{ daN.m}$$

IV.2.3.Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{291.70}{11.33 \times 100 \times 8^2} = 0.004$$

$$\mu = 0.004 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

IV.2.4.Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{291.70}{348 \times 0.998 \times 8} = 0.105 \text{ cm}^2/m_L$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.105 - \frac{435.375}{100 \times 348} = 0.092 \text{ cm}^2/m_L$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):[B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton[CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0.25\% \cdot S = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2.50 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$5T8/m_L \longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25 ; 2 \times 10) \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 / m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$1T10/m_L \longrightarrow A = 0.79 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$

- **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{185.76}{322.5} = 0.576 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.576 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

\Rightarrow Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C)

IV.2.5.Détermination des contraintes

- C : Centre de pression (point d'application) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre
- $y_1 = y_2 + c$
- N est un effort de compression $\Rightarrow y_2 > 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\Rightarrow c$ sera considéré comme négatif.

• Calcul des contraintes :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 57.6 - \frac{10}{2} = 52.6 \text{ cm} \Rightarrow c = -52.6 \text{ cm}$$

$$p = -3 \times (-52.6)^2 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8 + 52.6)$$

$$p = -8163.38$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-52.6)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} \times (8 + 52.6)^2$$

$$q = 282767.29$$

$$y_2 \text{ : est la solution de l'équation } y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 8163.38y_2 + 282767.29 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (282767.29)^2 + \frac{4}{27} \times (-8163.38)^3 = -6.37 \times 10^8 < 0$$

$$\Delta < 0 \Rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 282767.29}{2 \times (-8163.38)} \times \sqrt{\frac{-3}{-8163.38}} = -0.996 \Rightarrow \varphi = 174.9^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{8163.38}{3}} = 104.33$$

$$y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3}\right) = 54.82 \text{ cm}$$

$$y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3} + 120\right) = -104.28 \text{ cm}$$

$$y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 104.33 \times \cos\left(\frac{174.9}{3} + 240\right) = 49.46 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_{21} + c = 2.22 < 10 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{D'où : } y_1 = 2.22 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.22)^2}{2} - 15 \times 2.51 \times (8 - 2.22) = 28.803 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{322.5}{100 \times 28.803} = 0.112$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.112 \times 2.22 = 0.249 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.112 \times (8 - 2.22) = 9.71 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

$$\text{Avec : } FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ et } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 187 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 187 \text{ MPa}$$

} \Rightarrow Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{\max} = 1.5 F_p = 1.5 \times 154.8 = 232.2 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{232.2}{100 \times 8 \times 100} = 0.003 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.003 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

} \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- **Remarque :**

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

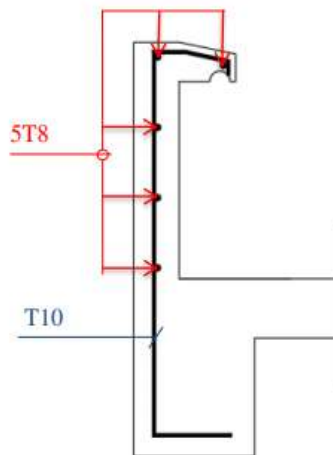


Fig. IV.2.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre V

Etude sismique

Etude sismique

V.1.Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)].

V.2.Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.2.1.Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003) /4.2.1]**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement et

W : Poids total de la structure.

Vue les conditions d'application imposées par la méthode statique équivalente ne sont pas applicable, dans ce cas on fait appel à la méthode dynamique modal-spectral par l'utilisation d'un logiciel de calcul « **Auto desk Robot Bat 2009** ».

V .2.2-Méthode dynamique :

- **Principe :**

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Modélisation :**

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

- **Présentation du logiciel :**

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure» ;

- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normales, contraintes σ ...)

V.3.Étapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du RobotBat (voir figure V.1) : Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles dalle

Pleine par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure :la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;

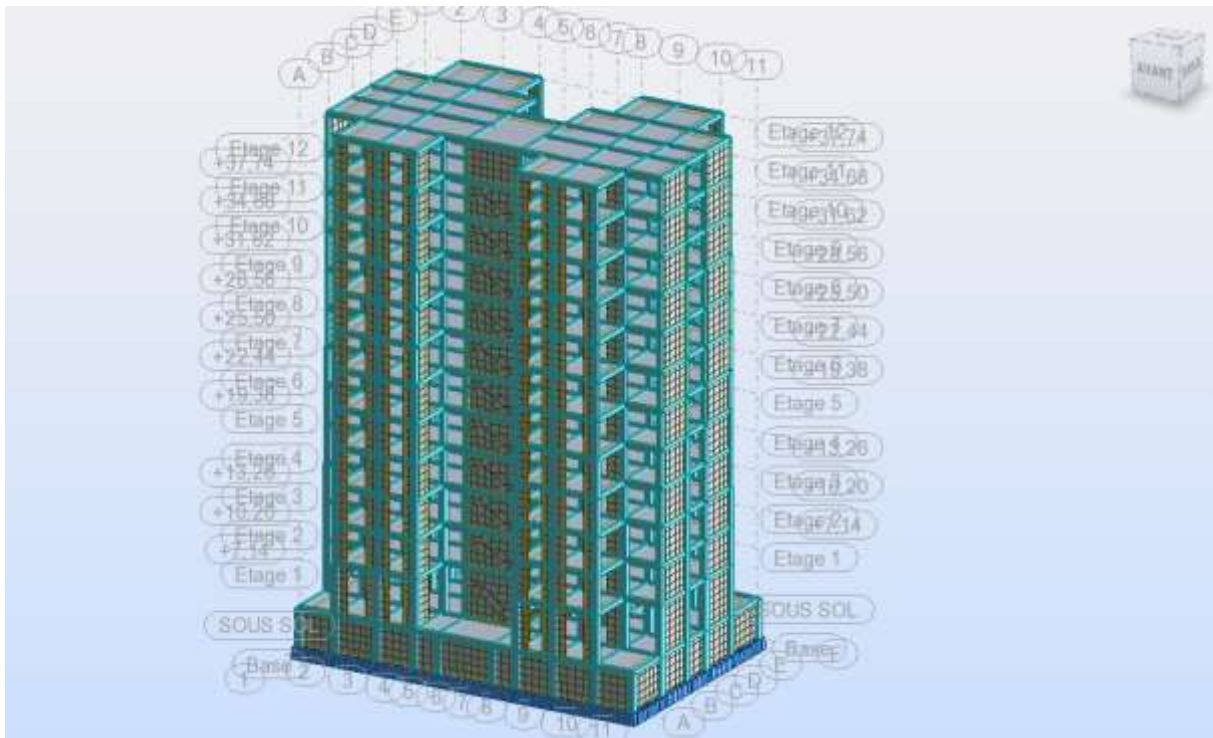


Fig.V .1:Interface du Robot Bat

- **Détermination des charges** : pour notre cas, on a trois type :
Charge permanente G : contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

➤ Charges d'exploitation Q : les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.

➤ Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

• **Détermination des combinaisons de charges :**

1) $1.35G + 1.5Q$

2) $G + Q$

3) $0.8G + E$

4) $0.8G - E$

5) $G + Q + E$

- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

• **Détermination du spectre de réponse :**

Zone	:	IIa
Usage	:	2
Assise	:	S_1
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.5
Amortissement	:	7.00 %

V.4.interprétation des résultats :

V .4.1.Vérification la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{tobtenue} par combinaisons des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

• **Calcul la force statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

- **Coefficient de correction d'amortissement :**

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

$$\Rightarrow \xi = 7\%$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Période caractéristique T₂ :**

Site Rocheux (S₁) $\Rightarrow T_2 = 0.30$ s (Tableau 4.7)

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

- **Période fondamentale :**

Elle est donnée par la formule suivante : $T = C_T h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 37.74 m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

D'où :

$$T = 0.05 \times (37.74)^{3/4} \Rightarrow T = 0.76 \text{ s}$$

D'autre part :

$$T_x = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_x}} \text{ avec } L_x = 28.5\text{m} \Rightarrow T_x = 0.64 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{L_y}} \text{ avec } L_y = 18.6\text{m} \Rightarrow T_y = 0.79 \text{ s}$$

D'après l'article (4.24) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs, d'où :

$$T_x = \min(0.76; 0.64) = 0.64 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.76; 0.79) = 0.76 \text{ s}$$

On a :

$$T_2 = 0.3\text{s} \leq T_x = 0.64\text{s} \leq 3\text{s}$$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} D_x = 1.12$$

$$D_y = 2.5\eta(T_2/T_y)^{2/3} D_y = 0.994$$

- **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

- **Zone IIa**

- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$$\Rightarrow A = 0.15$$

- **Coefficient de comportement R :**

$$\Rightarrow R = 3.5 \quad [\text{RPA99 (version2003) /tableau 4}]$$

- **Facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P_q$$

Tableau.V. 1: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	0.25	0.3

$$Q_x = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$Q_y = 1 + 0.30 = 1.30$$

- **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \text{ [RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation : $\beta=0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (**Tableau 4.5**) (*RPA99ver2003*).

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 61934.06 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{xstat} = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.12 \times 61934.06}{3.5} = 3716.04 \text{ KN}$$

$$80\%V_{xstat} = 2972.83 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = \frac{0.15 \times 1.3 \times 0.994 \times 61934.06}{3.5} = 3429.90 \text{ KN}$$

$$80\%V_{ystat} = 2743.92 \text{ KN}$$

- **La résultante des forces sismiques :**

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{xdyn} = 3131.97 \text{ KN} > 80\%V_{xstat} = 2972.83 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{ydyn} = 3181.47 \text{ KN} > 80\%V_{ystat} = 2743.92 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.4.2 Nombre de modes à considérer : [RPA99 version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

$$\Rightarrow \text{le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : } K \geq 3\sqrt{N}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 12 niveaux)

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{12} \Rightarrow K \geq 10.39 \text{ mod } es$$

V.4.3 .Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{dyn} = 0.93s < 1.3T_{stat} = 1.3 \times 0.76 = 0.99s \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.4.4 .Périodes et facteurs de participation modaux

Les périodes propres et les formes propre de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.2 : période et facteur de participation massique

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,93	0,00	61,77	0,00	61,77	6193406,35	6193406,33
3/ 2	0,82	57,26	61,77	57,26	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 3	0,69	64,47	61,77	7,21	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 4	0,26	64,48	76,79	0,01	15,02	6193406,35	6193406,33
3/ 5	0,25	77,73	76,81	13,25	0,02	6193406,35	6193406,33
3/ 6	0,19	78,30	76,81	0,57	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 7	0,12	83,22	76,83	4,92	0,02	6193406,35	6193406,33
3/ 8	0,12	83,23	83,16	0,01	6,34	6193406,35	6193406,33
3/ 9	0,08	83,40	83,16	0,16	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 10	0,07	86,05	83,16	2,65	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 11	0,07	86,05	86,66	0,00	3,49	6193406,35	6193406,33
3/ 12	0,05	86,05	86,66	0,00	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 13	0,05	86,05	86,66	0,00	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 14	0,05	87,77	86,66	1,72	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 15	0,05	87,80	86,66	0,03	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 16	0,05	87,80	88,97	0,00	2,31	6193406,35	6193406,33
3/ 17	0,04	87,80	90,98	0,00	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 18	0,04	90,80	90,98	0,00	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 19	0,04	90,80	90,98	0,00	0,00	6193406,35	6193406,33
3/ 20	0,04	90,80	90,98	0,00	0,00	6193406,35	6193406,33

V.4.5. Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 (version 2003) [art.4.4.3] le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_e : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

Déplacement relatif admissible (toléré) : [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\% h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

Tableau.V.3: Tableau récapitulatif pour la vérification du déplacement du plancher :

h_k (cm)	Δ_k		vérification
	sens x	sens-y	
408	0.038	0.042	$<\Delta_{radm} = 4.08\text{cm}$
306	0.387	0.395	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.424	0.469	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.483	0.572	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.523	0.650	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.541	0.699	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.552	0.732	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.553	0.748	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.538	0.744	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.513	0.727	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.487	0.706	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.452	0.677	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$
306	0.419	0.654	$<\Delta_{radm} = 3.06\text{cm}$

V .4.6.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RAPA99 version 2003/5.9]

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la

condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, 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^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$. Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Étage	h _k [cm]	P _k [kN]	V _{Kx} [kN]	V _{Ky} [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	Θ _x	Θ _y	θ(x ou y) ≤ 0,1
Sous SOL	306	60736.57	3131.94	3181.45	0.038	0.042	0.0024	0.0026	✓
RDC	408	53417.81	3114.76	3153.66	0.387	0.395	0.0162	0.0164	✓
1 ^{er}	306	48034.80	3012.75	3035.84	0.424	0.469	0.0220	0.0242	✓
2 ^{eme}	306	43404.54	2872.40	2884.76	0.483	0.572	0.0239	0.0281	✓
3 ^{eme}	306	38814.17	2706.81	2709.39	0.523	0.650	0.0245	0.0344	✓
4 ^{eme}	306	34355.05	2524.34	2518.98	0.541	0.699	0.0240	0.0311	✓
5 ^{eme}	306	29931.62	2336.06	2328.01	0.552	0.732	0.0231	0.0307	✓
6 ^{eme}	306	25657.12	2147.07	2142.11	0.553	0.748	0.0216	0.0292	✓
7 ^{eme}	306	21486.23	1948.72	1954.59	0.538	0.744	0.0194	0.0267	✓
8 ^{eme}	306	17315.35	1728.50	1754.07	0.513	0.727	0.0168	0.0234	✓
9 ^{eme}	306	13171.76	1466.67	1514.88	0.487	0.706	0.0134	0.0201	✓
10 ^{eme}	306	9117.97	1149.37	1217.81	0.452	0.677	0.0117	0.0166	✓
11 ^{eme}	306	5070.87	736.15	806.49	0.419	0.654	0.0094	0.0134	✓

Tableau .V.4: Vérification de l'effort P

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$ l'effet P- Δ est négligeable.

Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions.

V .4.7.Conclusion :

L'étude sismique nous a permis d'évaluer le risque sismique et d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception qui résiste à de tels phénomènes et un comportement parasismique optimal, et cela par une disposition idéale des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment.

Les constructions parasismiques doivent suivre un ensemble de règles (RPA99 ver 2003).

Chapitre VI

Etudes des portiques

Etude des portiques

VI.1. Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux) horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **C.B.A93** et **RPA99 /Version 2003**).

VI.2.Définition :

VI.2.1.Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI .2.2.Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicitées à flexion composée.

VI.3. Ferrailage des portiques:

VI.3.1.Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

✓ **Les combinaisons prises en compte sont :**

➤ **CBA 93** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

➤ **RPA99.V2003** : Combinaisons accidentelles;

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm 1,2 \cdot E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + P \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

• **Remarque :**

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel «**Robot** »

VI.3.2.Ferraillage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 45)cm^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 35)cm^2$

a.Ferraillage réglementaire :

✓ **Recommandation du RPA99/V2003 :**

-Armatures longitudinales :

-Armatures minimales : $0,5\% \times B$ en toute section.

-Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

-Longueur de recouvrement est de $40 \times \varphi$ en zone II

Avec : **B** : Section de la poutre.

-Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec : **b** : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

✓ **Règlement BAEL.91 :**

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide d'un fichier, des résultats donnés par le logiciel « **Robot** », on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI. 1 :Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x40)	Poutres secondaires (30x35)
E.L.U (1.35G+1.5Q)	M _t (KN)	68.36	49.66
	M _a (KN)	-70.98	-75.82
E.L.S (G+Q)	M _t (KN)	49.62	36.37
	M _a (KN)	-50.86	-55.54
A.C.C (G+Q±E) (0.8 G ± E)	M _t (KN)	106.54	90.96
	M _a (KN)	-99.50	-105.24
Effort tranchant	T (KN)	87.39	83.44

VI.3.3.Exemple de calcul :

Poutre principale de section (30 × 40)cm²

-Ferrailage de la poutre :

a.En travée :

-ELU : $M_t^u = 68.36 \text{ KN.m}$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{68.36 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,124$$

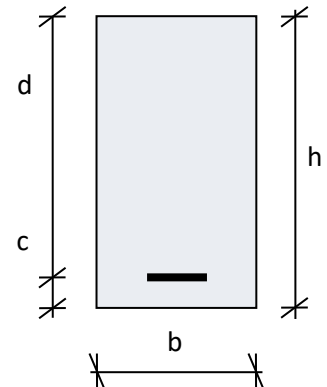


Fig.VI. 1: Section de calcul

$$\mu = 0,124 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,166$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,934$$

- Détermination des armatures:

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{68.36 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,934 \cdot 36} = 5.84 \text{ cm}^2$$

ELS : $M_t^s = 49.62 \text{ KN.m}$

- Fissuration peu nuisible \Rightarrow il n'y a aucune vérification vis-à-vis de la contrainte d'acier

- Flexion simple

-Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}^?}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

-Acier FeE400

Avec

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{68.36}{49.62} = 1,37$$

$$\implies \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 > \alpha = 0,166$$

Inégalité vérifiée \implies aucune vérification pour la contrainte du béton

\implies Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

Situation accidentelle : $M_t^{acc} = 106.54 \text{ KN.m}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{106.54 \cdot 10^3}{18,48.30 \cdot (36)^2} = 0,148$$

$$\mu = 0,148 < \mu_L = 0,379 \implies \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_L \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas}$$

$$\implies \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,201 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,920$$

Détermination des armatures:

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{106.54 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,920 \cdot 36} = 8.04 \text{ cm}^2$$

-Les armatures minimales :

-condition imposée par le BEAL 91

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

-condition imposée par le RPA :

$$A_{\min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

- Les armatures ne doivent pas dépasser :

$$A_{\max} = 4\% \cdot 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{minRPA}} ; A_{\text{min BAEL}}) = 8.04 \text{ cm}^2$$

✓ *Choix des armatures:*

$$3T14+3T12 \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2$$

b.En appuis :

➤ **ELU :** $M_a^u = -70.98 \text{ KN.m}$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{70.98 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,129$$

$$\mu = 0,129 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

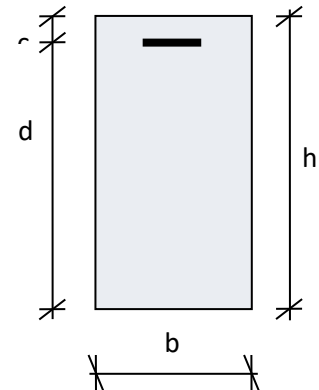


Fig.VI. 2: Section de calcul

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,173$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,931$$

- Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{70.98 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,931 \cdot 36} = 6,08 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :** $M_a^s = -50.86 \text{ KN.m}$

-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^s}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{50.86 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,092$$

$$\mu = 0,092 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,121$$

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

- Détermination des armatures

$$A_a^s = \frac{M_a^s}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{50.86 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,952 \cdot 36} = 4,26 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle : $M_a^{acc} = -99.50 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{99.50 \cdot 10^3}{18,48 \cdot 30 \cdot (36)^2} = 0,138$$

$$\mu = 0,138 < \mu_l = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,186$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,926$$

- -Détermination des armatures:

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{99.50 \cdot 10^3}{400 \cdot 0,926 \cdot 36} = 7.46$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{\min RPA} ; A_{\min BAEL}) = 7.46 \text{ cm}^2$$

✓ *Choix des armatures:*

$$5T14 \longrightarrow A = 7.70 \text{ cm}^2$$

VI.3.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 87.39 \text{ KN}$$

- a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :

$$T_u^? \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 36 = 32.4 \text{ cm}$$

$$T_u = 87390 \text{ N} < 0,267 \cdot 32.4 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 648810 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$

$$A_l = 8,04 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(87390 + \frac{68360}{0,9 \cdot 36} \right) \cdot 10^{-2} = 2,57 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Il n'y a \implies influence sur les armatures longitudinales.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{87,39 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

\implies Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

d. Section et écartement des armatures transversales A_t :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right) = 1,14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 \implies

$$2\phi 8 \rightarrow A_t = 1,57 \text{ cm}^2 (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier})$$

e. L'espacement des armatures transversales :

- **Selon (C.B.A.93) :**

Soit δ_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \frac{A_t}{b \delta_t} \geq \frac{(\tau_u - 0,3 f_{t28} K)}{0,9 f_e} \text{ avec } K = 1 \rightarrow \text{Flexion simple} & [\text{CBA93/A.5.1.2.3}] \\ \delta_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \\ \frac{A_t}{b \delta_t} \leq 0,4 \text{ MPa} & [\text{CBA93/A.5.1.2.2}] \end{cases}$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \\ \delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40cm) \\ \delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \times 0.4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_{t1} \leq \frac{1.57 \times 0.9 \times 235}{30 \times 1.15 (0.81 - 0.3 \times 2.1)} \\ \delta_{t2} \leq \min(32.4; 40)cm \\ \delta_{t3} \leq \frac{1.57 \times 235}{30 \times 0.4} \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \delta_t \leq 53.47cm \\ \delta_t \leq 32.4cm \\ \delta_t \leq 30.75cm \end{cases}$$

$$\Rightarrow \delta_t \leq \min(53.47; 32.4; 30.75)cm \Rightarrow \delta_t \leq 30.75cm$$

➤ Selon [R.P.A.99version2003/7.5.2.2] :

- **Zone nodale** : $\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \varphi\right) = 10cm \Rightarrow \delta_{t4} = 10cm$

- **Zone courante** : $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow \delta_{t5} = 20cm$

Donc : $\delta_t = 20cm$ en zone courante

$\delta_t = 10cm$ en zone nodale

f. Vérification des armatures transversales: $A_{tmin} = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b$

- **Zone nodale** : $A_{tmin} = 0,003 \cdot 10 \cdot 30 = 0.9cm^2$

- **Zone courante** : $A_{tmin} = 0,003 \cdot 20 \cdot 30 = 1.8cm^2$

VI.3.5. Recouvrement des barres longitudinales :

$$L_r = 40 \cdot \phi_{Lmax} \text{ en Zone II}$$

$$L_r = 40 \times 1,4 = 56cm \text{ soit } L_r = 60cm$$

Tableau VI.2 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales -

Poutres principales	A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisis	A_{cor} [cm ²]	Q_t (cm)	δ_t (cm)	δ_t (cm)	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E. L	R.P. A.					zone courante	zone nodale	
Travées	1,3	6	8.04	3T14+ 3T12	8,04	$\phi 8$	20	10	60
Appuis	1,3	6	7.46	5T14	7.70	$\phi 8$	20	10	60

Étude des poutres secondaires P.S :(30 × 35) cm²

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans le tableau ci-dessous qui donner les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage.

Tableau VI.3 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires.

Poutres secondaires	A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisis	A_{cor} [cm ²]	Q_t (cm)	δ_t (cm)	δ_t (cm)	Longueur de recouvrement [cm]
	B.A.E. L	R.P. A.					zone courante	zone nodale	
Travées	1,14	5,25	7.94	3T14+3 T12	8.04	$\phi 8$	15	10	60
Appuis	1,14	5,25	7.68	5T14	7.70	$\phi 8$	15	10	60

Poutre Principale :

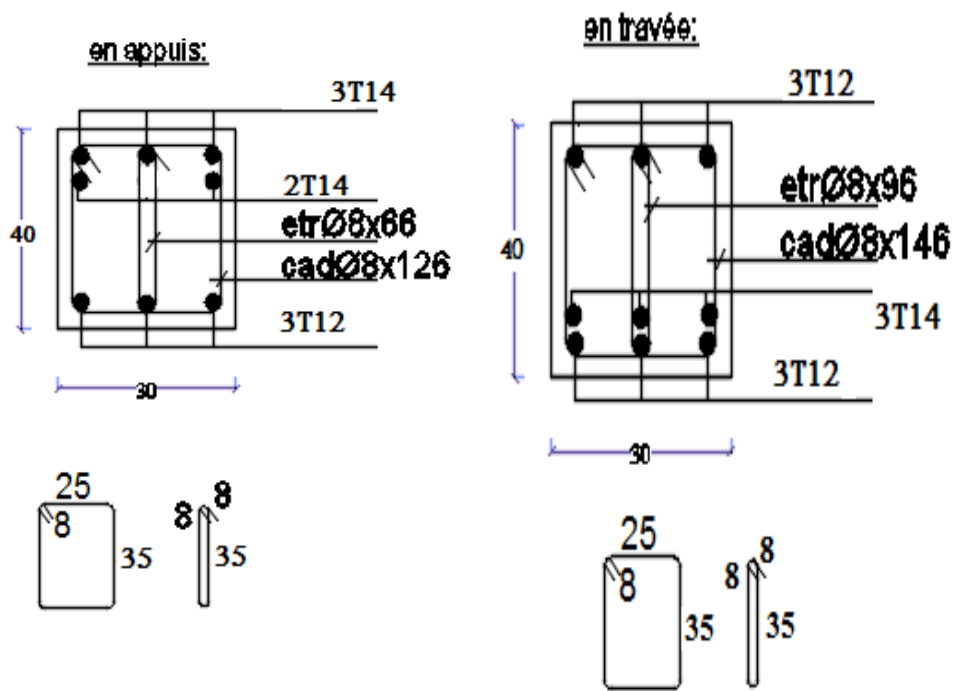


Fig.VI. 3: schéma de ferrailage des poutres principales.

Poutre Secondaire :

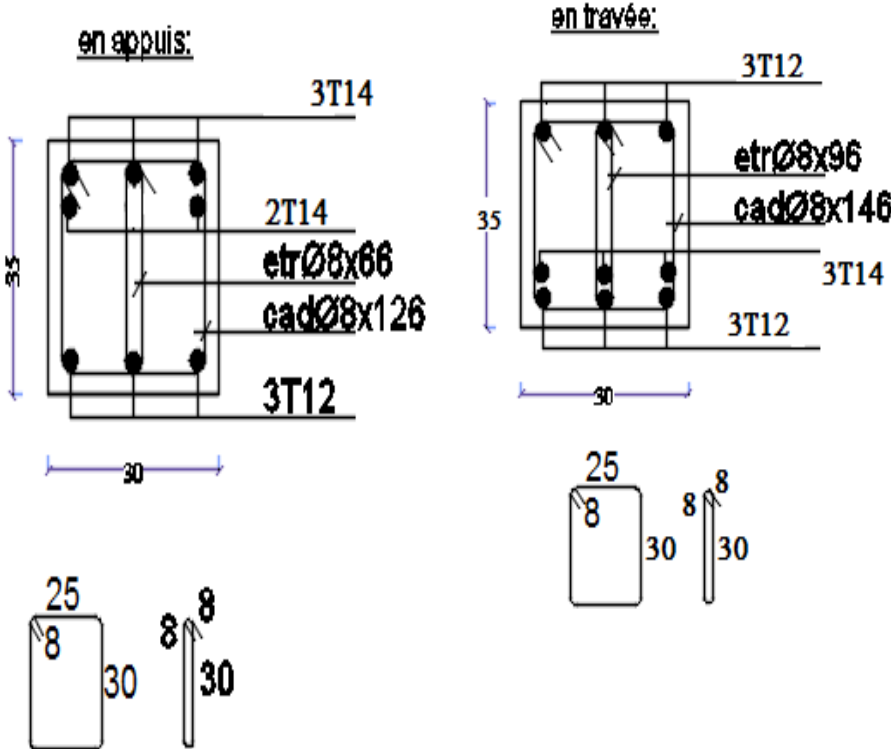


Fig.VI. 4: Schéma de ferrailage des poutres secondaires

VI.4.Étude des poteaux :

VI.4.1.Définition :

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{z-z} et M_{y-y}).

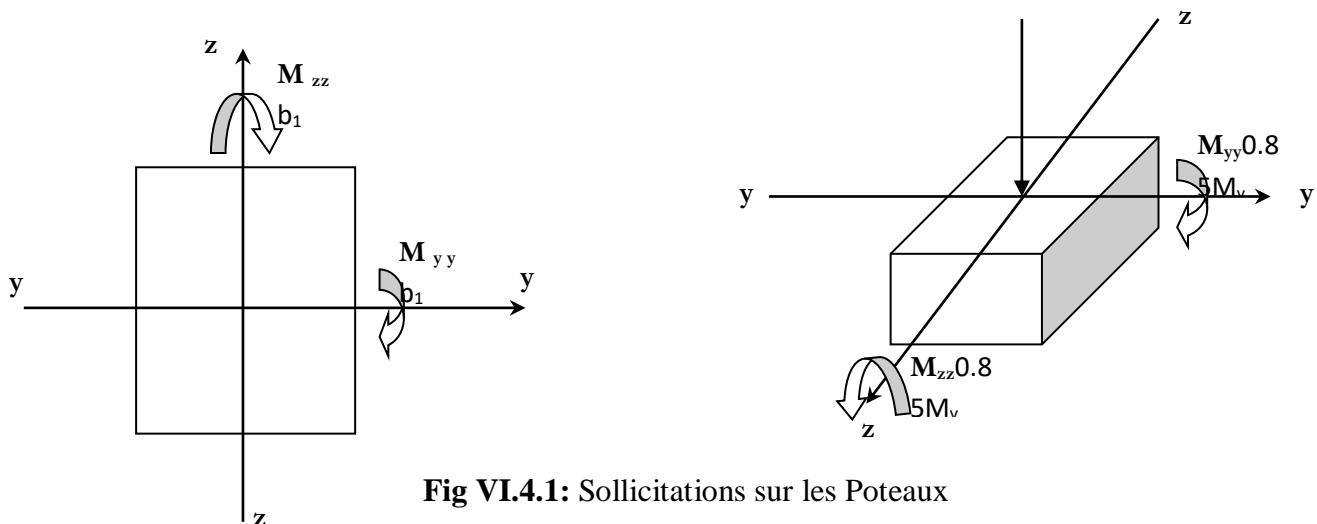


Fig VI.4.1: Sollicitations sur les Poteaux

VI.4.2-Principe de calcul :

On détermine les sections d'acier A correspondant aux cas suivants :

$$\text{ELU (1,35G+1,5Q) : Cas 1 : } \begin{cases} N_{max} \\ M_{xcor} \\ M_{ycor} \end{cases}$$

$$\text{Situation accidentelle : Cas 1 : } \begin{cases} N_{cor} \\ M_{ymax} \\ M_{ycor} \end{cases}$$

(G+P+E)

$$(0,8G \pm ECas2 : \begin{cases} N_{COR} \\ M_{yCOR} \\ M_{xmax} \end{cases} \quad \text{Cas 3 : } \begin{cases} N_{min} \\ M_{cor} \\ M_{ycor} \end{cases}$$

VI.4.3-Armatures longitudinales :

☑ Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa et La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II a.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou flexion composée selon le type de l'effort normal (N) et sa position (e_1) par rapport au noyau central de la section (voir fig.2).

[C.B.A.93/B.8.2.1.0]

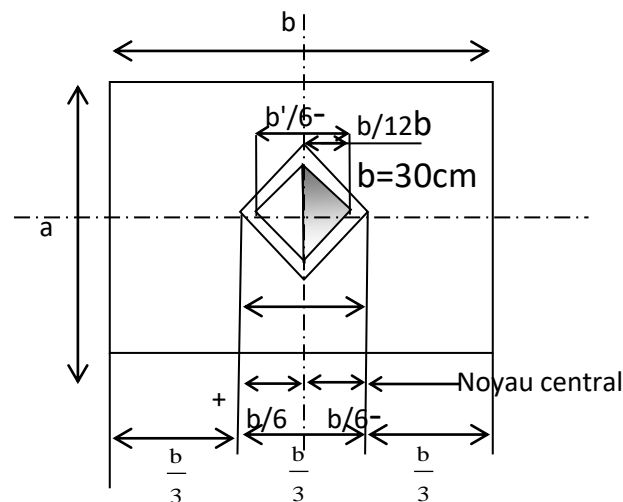


Fig VI.4.2. Schéma de noyau centrale

1. Compression simple si N est dans le noyau central c.à.d :

- $e_1 \leq \frac{h}{12}$ Pour section rectangulaire ;

2. Flexion composée si N est hors le noyau central, c.à.d :

- $e_1 > \frac{h}{12}$ Pour section rectangulaire ;

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT 2014 sous les combinaisons d'action suivantes :

on prend le cas le plus défavorable ($1,35G+1,5Q$) pour la situation durable et ($G+Q\pm E$) et ($0,8G\pm E$) pour la situation accidentelle. [RPA99/V.5.2]

Le ferrailage :Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99 et le BAEL91.

A. Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

a. Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.2.1]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone II a
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale

b. Conditions de BALE 91 :

• La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes : [B.A.E. L91/A.8.1,21]

- $A_l \geq 4cm^2$ par mètre de périmètre
 - $0.2\% B \leq A_l \leq 5\% B$
- } Pour une section entièrement comprimée.

Avec B : la section totale du poteau.

- $A_{\min} = 0.23 \frac{ft28}{fe} b_0 d \frac{e - 0.45d}{e - 0.185d}$ pour une section partiellement comprimée.

Avec : e : excentricité totale de l'effort normal ;

d : hauteur utile de la section.

- $A_{\min} = \frac{ft28}{fe} B$ pour une section entièrement tendue.

- Pour les sections rectangulaires, la distance maximale c de deux barres voisines doit

Respecter la condition suivante :

$$- c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

b étant le petit côté du rectangle .

B. Les armatures transversales :

a. Conditions de RPA99 : [RPA99/7.4.2.2]

• Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec : T_u : effort tranchant ;

a: hauteur totale de la section brute;

f_e : limite élastique des armatures transversales;

ρ_a : coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

• δ_t : espacement entre les armatures transversales;

Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\varnothing_1 ; 15\text{cm}) \quad (\text{zone IIa})$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\varnothing_1 \quad (\text{zone IIa})$$

• Section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donné comme suit:}$$

$$\text{Si: } -\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$$

$$-\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$$

$-3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ interpolation des valeurs limites précédentes avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

L_f : longueur du flambement.

b. Conditions de BAEL91 :[BAEL91/A.8.1.3]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\varphi_{l \min}, 40cm, b + 10cm)$$

Avec :

b : la plus petite dimension de la section transversale du poteau

$\varphi_{l \min}$: le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

Tableau VI.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux.

Poteaux (30 × 30)			
ELU(Cas 1)	ACC(Cas 2)	ACC (Cas 3)	ACC(Cas 4)
N max	390,19	N COR 265,85	N COR 678,45
M y COR	9,76	M y max 69,92	M y COR 1,77
M x COR	7,67	M x COR 13,47	M x max 72,63
Poteaux (35 × 35)			
ELU(Cas 1)	ACC (Cas 2)	ACC (Cas 3)	ACC (Cas 4)
N max	744,65	N COR 143,39	N COR 724,54
M y COR	7,81	M y max 48,99	M y cor 10,19
M x COR	9,54	M x COR 23,46	M x max 119,79
Poteaux (40 × 40)			
ELU(Cas 1)	ACC (Cas 2)	ACC (Cas 3)	ACC(Cas 4)
N max	876,68	N cor 567,24	N c or 724,54
M y cor	7,59	M y max 45,75	M y cor 10,19
M x cor	11,34	M x cor 16,90	M x max 119,79
Poteaux (45×45)			
ELU (Cas 1)	ACC (Cas 2)	ACC (Cas 3)	ACC (Cas 4)
N max	1159,70	N COR 178,35	N COR 678,45
M y COR	4,29	M y max 111,28	M y COR 1,77
M x COR	10,91	M x COR 25,03	M x max 72,63
Poteaux (50 × 50)			
ELU(Cas 1)	ACC(Cas 2)	ACC(Cas 3)	ACC(Cas 4)
N max	1473,38	N COR 43,23	N COR 585,30
M y COR	2,27	M y max 79,42	M y COR 0,13
M x COR	11,19	M x COR 45,59	M x max 65,51
Poteaux (55 × 55)			
ELU (Cas 1)	ACC (Cas 2)	ACC (Cas 3)	ACC (Cas 4)
N max	1825,56	N COR 1788,52	N COR 724,54
M y cor	1,88	M y max 111,28	M y COR 10,19
M x cor	2,76	M x COR 37,11	M x max 119,79

VI.4.4.Exemple de calcul : (55 × 55)

Cas 01 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{276}{1825.56} = 0,15 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4.58 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.

$$B = a. b = 55 * 55 = 3025 \text{ cm}^2 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$B_r = (55-2) * (55-2) = 2809 \text{ cm}^2 = 0.2809 \text{ m}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400$$

$$l_0 = 307$$

$$u = 55*4 = 220 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} * L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} * 0.7 * 307}{55} = 13.54 < 35$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{13.54}{35}\right)^2\right]} = 0.83$$

$$\alpha = 0.83/1.1 = 0.75$$

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_s} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(\frac{1825560}{0.73} - \frac{280900 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right) \frac{1.15}{400} = 7765.61 \text{ mm}^2 = 77.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min1} = 4u$$

$$A = (4 \times 2 \times 2 \times a) / 100$$

$$A = (4 \times 2 \times 2 \times 55) / 100$$

$$A = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min2} = 0.2\% B$$

$$A_{min2} = (0.2/100) * 3025 = 6.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max (a_{min1}, a_{min2}) = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{min}, A_{cal}) = 8.8 \text{ cm}^2$$

Cas 02 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{11128}{1788,52} = 7.39 \text{ cm} \quad 4.58 < 6.22 < 27.5$$

Vérification de l'application forfaitaire

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \frac{214.2}{55} < \text{Max} [15 ; 20 \times \frac{6.22}{55}] < \text{Max} [15 ; 2.26] = 3.9 < 15 \text{ c.v}$$

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = 6.22$$

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}] = 2 \text{ cm}$$

✓ Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.62 \times 2] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{1.23}{1.98} = 0.62$$

$$e_2 = 0.81 \text{ cm}$$

$$e_0' = e_0 + e_a + e_2 = 6.22 + 2 + 0.81 = 9.03 \text{ cm}$$

- Vérification si la section est partiellement comprimée

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

$$1) (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5.5) \times 14.2 \times 55^2$$

$$1) = 604806.4 \text{ N.m}$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + \frac{h}{2} - c)$$

$$M'_1 = 1788.52 \times (9.03 + \frac{55}{2} - 5.5) \times 10^{-2} = 554.97 \text{ KN.m}$$

$$2) N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 1788.52 \times (55 - 5.5) \times 10^2 - 367.66 = 330.34 \text{ KN.m}$$

554.97 > 330.34 SPC Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{554970}{14,2 \times 55 \times (49,5)^2} = 0,290$$

$$\mu = 0,290 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.439$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.82$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{554970}{348 \times 0.774 \times 49.5} = 39.28 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 39.28 - \frac{1788520}{100 \times 348} = -12.11 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{CBA 93 : } A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 55 \times 55}{100} ; \frac{8(55+55)}{100} \right] = \max [6.05 ; 8.8] = 8.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{RPA : } 0.008 \times a \times b = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 24.2 \text{ cm}^2; 8.8 \text{ cm}^2) = 24.2 \text{ cm}^2$$

Cas 03 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{11979}{724.54} = 16.53 \text{ cm} \quad 4.58 < 16.53 < 27.5$$

Vérification de l'application forfaitaire

$$\frac{L_f}{h} \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \frac{214.2}{55} < \max [15 ; 20 \times \frac{16.53}{55}] < \max [15 ; 6.01] = 3.9 < 15 \text{ c.v}$$

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = 16.53$$

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.91 \times 2] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{10.26}{11.33} = 0.91$$

$$e_2 = 0.95 \text{ cm}$$

$$e_0' = e_0 + e_a + e_2 = 16.53 + 2 + 0.95 = 19.48 \text{ cm}$$

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

$$2) (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5.5) \times 14.2 \times 55^2$$

$$3) = 604806.4 \text{ N.m}$$

$$M'_1 = N'_1 \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M'_1 = 724.54 \times \left(19.48 + \frac{55}{2} - 5.5 \right) \times 10^{-2} = 300.53 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 724.54 \times (55 - 5.5) \times 10^{-2} - 300.53 = 58.11 \text{ KN.m}$$

$300.53 > 58.11$ SPC Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{300530}{14,2 \times 55 \times (49.5)^2} = 0.158$$

$$\mu = 0.158 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ 'n' existepas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.216$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.914$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{300530}{348 \times 0.914 \times 49.5} = 19.08 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 19.08 - \frac{724540}{100 \times 348} = -1.74 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{CBA 93 : } A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 55 \times 55}{100} ; \frac{8(55+55)}{100} \right] = \max [6.05 ; 8.8] = 8.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{RPA: } 0.008 \times a \times b = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 24.2 \text{ cm}^2; 8.8 \text{ cm}^2) = 24.2 \text{ cm}^2$$

Cas 04 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7628}{897,80} = 8.5 \text{ cm} \quad 4.58 < 8.5 < 27.5$$

Vérification de l'application forfaitaire

$$\frac{L_f}{h} \leq \max [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \frac{214.2}{55} < \max [15 ; 20 \times \frac{8.5}{55}] < \max [15 ; 3.09] = 3.9 < 15 \text{ c.v}$$

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = 8.5$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.91 \times 2] ; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{20.83}{22.77} = 0.91$$

$$e_2 = 0.96 \text{ cm}$$

$$e_0' = e_0 + e_a + e_2 = 8.5 + 2 + 0.91 = 11.41 \text{ cm}$$

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

$$3) (0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 5.5) \times 14.2 \times 55^2$$

$$4) = 604806.4 \text{ N.m}$$

$$M'_1 = N'_1 \times \left(e_0 + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M'_1 = 897,80 \times \left(11.41 + \frac{55}{2} - 5.5 \right) \times 10^{-2} = 299.95 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 \times (d - c_1) - M_1 = 897,80 \times (55 - 5.5) \times 10^{-2} - 299.95 = 144.45 \text{ KN.m}$$

299.95 > 144.45 SPC Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{299950}{14,2 \times 55 \times (49.5)^2} = 0.157$$

$$\mu = 0.157 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.215$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.914$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{299950}{348 \times 0.914 \times 49.5} = 19.05 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (solllicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 19.08 - \frac{897800}{100 \times 348} = -6.74 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{CBA 93 : } A_{\min} = \max \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 55 \times 55}{100} ; \frac{8(55+55)}{100} \right] = \max [6.05 ; 8.8] = 8.8 \text{ cm}^2.$$

$$\text{RPA: } 0.008 \times a \times b = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2.$$

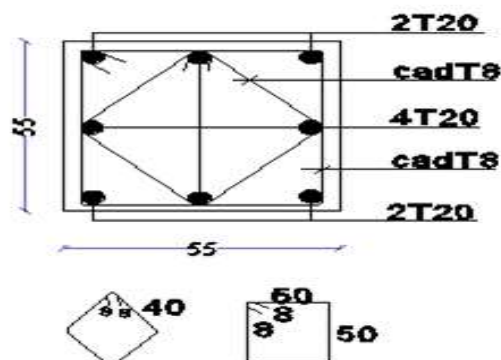
$$A = \max (A_{\text{cal}}, A_{\text{PRA}}, A_{\text{CBA}}) = (0 \text{ cm}^2; 24.2 \text{ cm}^2; 8.8 \text{ cm}^2) = 24.2 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

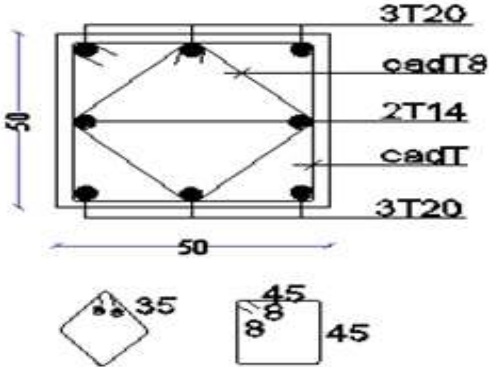
Section	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)		Ferrailage	A(cm ²)	Long de rec(cm)
		RPA	CBA93			
(55x55)	8.9	24.2	8.8	4T20+4T20	25.12	80
(50x50)	8.8	20	8	6T20+2T14	20.61	80
(45x45)	8.2	16.2	7.2	6T20	18.73	70
(40x40)	7.8	12.8	6.4	4T16+4T14	14.2	70
(35 x35)	7.4	9.8	5.6	4T14+4T12	10.68	70
(30x30)	7.2	7.2	4.8	4T14+4T8	8.16	70

VI.4.5.Schéma de ferrailage :

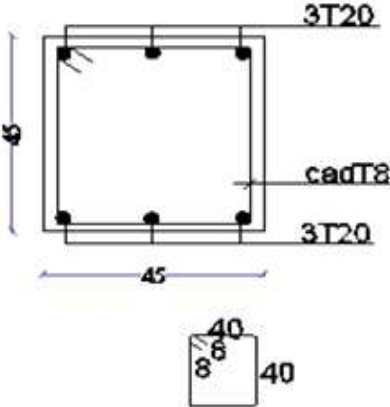
Poteaux 55×55 :



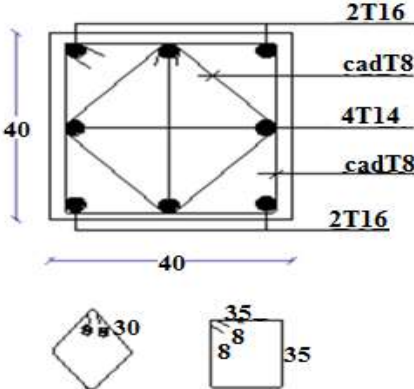
Poteaux 50×50 :



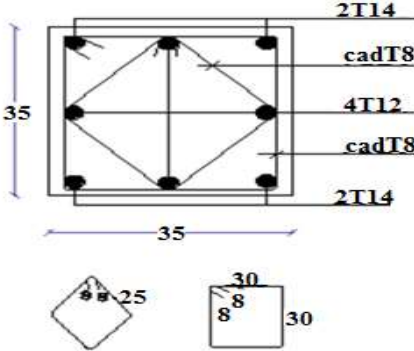
Poteaux 45x45 :



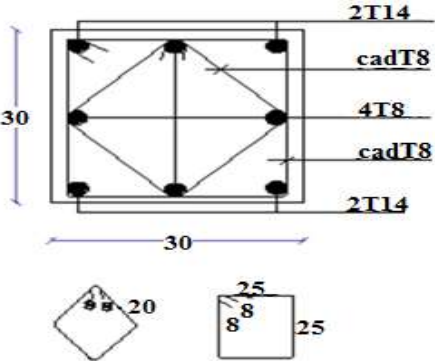
Poteaux 40x40:



Poteaux 35x35:



Poteaux 30x30:



VI.4.3 : schéma du ferrailage des poteaux

Chapitre VII

ETUDE DES VOILES.

VII.1. Etude des voiles

VII.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

La fonction principale de la voile est de résister à une grande rigidité et donc de résister aux efforts horizontaux (tremblements de terre, pression au sol).

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement
- Voile périphérique du sous-sol

VII.2. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99version2003/7.7.1]

(voir chapitre II) ;

- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux.

[RPA99/2003/7.7.4] Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$1.35G + 1.5Q$$

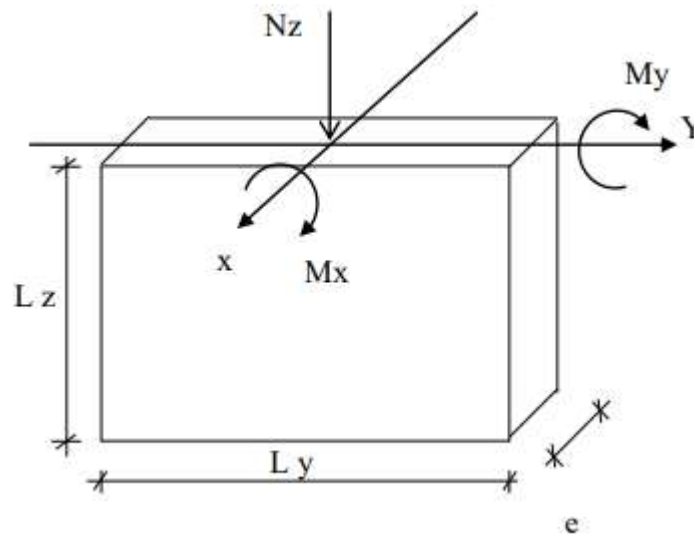
$$G \pm Q \pm E \quad [\text{RPA99/2003/V.5.2}]$$

$$0.8G \pm E$$

les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VIII.1), ils seront

calculés en flexion composées avec effort tranchant.[RPA99/7.7.4]



Les sollicitations de calcul d'un voile.

Sens x-x :

$N_z ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.1)

Sens y-y :

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.1).

➤ **Condition de RPA99 VERSION 2003/7.7.4.1 :**

- Les armatures minimales :
 - ✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_V \geq 4HA10$
 - ✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parents du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10 \%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15 \%) - 2 A_V$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2)$$

- ✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales,

l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de

l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0,20% de la section.

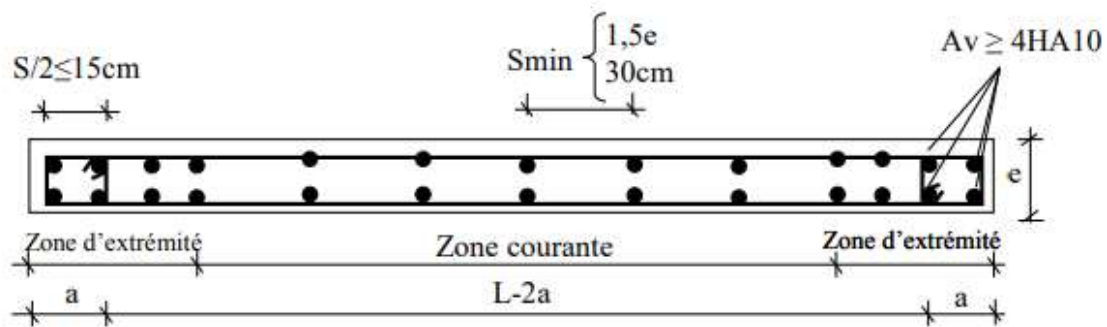
✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• Espacement des barres verticales s :

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm})$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm)

✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq \frac{L}{10} e$



disposition des armatures verticales dans les voiles

Les Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$

Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

• Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm

au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées

sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré,

dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- pour les barres situées dans les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

VII.2.2.Exemple de calcul :

Pour le calcul du ferrailage, on choisit le voile le plus défavorable d'après le logiciel Robot Bat:

- Après l'interprétation des résultats donnés par **Robot Bat** les sollicitations maximales sont :
 - **Sens Y-Y :**

Les sollicitations de calcul du voile

N_{\max} [KN]	M_{\max} [KN.m]	T [KN]
1479.64	869.80	99.34

Tableau VII.1. tableau des efforts N et T et moment M

$$N = 1479.64 \text{ KN}$$

$$M_x = 869.80 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est de dimensions (20×370) cm

$$L = 3.70\text{m} \quad e = 0.20 \text{ m}$$

VII.2.3.Détermination la nature de la section du voile :**VII.2.3.1.Calcul des contraintes :**

$$I = \frac{0.20 \times 3.70^3}{12} = 0.844 \text{ m}^3$$

$$S = 0.20 \times 3.70 = 0.74 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.70}{2} = 1.85 \text{ m}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{s} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1479.64}{0.74} + \frac{869.8 \times 1.85}{0.844}$$

$$\sigma_a = 3906.06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{s} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1479.64}{0.74} - \frac{869.8 \times 1.85}{0.844}$$

$$\sigma_b = -92.96 \text{ KN/m}^2$$

σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC)

Calcul longueur tendue L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_b \times L}{\sigma_a + \sigma_b} = \frac{92.96 \times 3.70}{3906.06 + 92.96}$$

$$L_t = 0.08 \text{ m}$$

VII.2.3.2.Armature minimale :

$$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA 99/7.7.4.1).}$$

$$A_{RPA} = 0,002 \times 20 \times 0.08 = 0.0032 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/7.7.4.3).}$$

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 370 = 11.1 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{RPA} ; A_{\min}) = 11.1 \text{ cm}^2$$

○ Sens X-X :

N_{\max} [KN]	M_{\max} [KN.m]	T [KN]
1271.24	185.56	205

Tableau VII.2. Tableau des efforts N et T et moment M

$$N = 1271.24 \text{ KN}$$

$$M_x = 185.56 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est de dimensions (15×340) cm

$$L = 3.7 \text{ m} \quad e = 0.20\text{m}$$

VII.2.4. Détermination la nature de la section du voile :

VII.2.4.1. Calcul des contraintes :

$$I = \frac{0.20 \times 3.7^3}{12} = 0.844 \text{ m}^3$$

$$S = 0.20 \times 3.7 = 0.74 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.70}{2} = 1.85\text{m}$$

$$\sigma_a = \frac{N}{s} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1271.24}{0.74} + \frac{185.56 \times 1.85}{0.844}$$

$$\sigma_a = 1882.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_b = \frac{N}{s} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1271.24}{0.74} - \frac{185.56 \times 1.85}{0.844}$$

$$\sigma_b = 1552.99 \text{ KN/m}^2$$

$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L$ (A_{\min} en zone globale du voile par le **RPA99/7.7.4.3**).

$$A_{\min} = 0,0015 \times 20 \times 370 = 11.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{RPA}} ; A_{\min}) = 11.1 \text{ cm}^2$$

VII.2.5. Espacement minimale des barres verticales et horizontales :

✓ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \min (1,5a; 30\text{cm}) \text{ [RPA]} \Rightarrow S_t \leq \min (1,5 \times 20; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (2a; 33\text{cm}) \text{ [BAEL]} \Rightarrow S_t \leq \min (2 \times 20; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (40; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$S_t \leq \min (S_{t\text{RPA}} ; S_{t\text{BAEL}}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que $S_t \leq 30 \text{ cm}$

Donc on adopte un espacement : $S_t = 20\text{cm}$.

✓ **Dans la zone nodale :**

$$S'_t \leq \frac{S_t}{2} \rightarrow S'_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S'_t = 10\text{cm}$$

VII.2.6. Vérification des contraintes de cisaillement : [RPA99/7.7.2] $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{e \times d} ; \bar{V} = 1.4 V$$

Avec :

e : épaisseur du linteau ou du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute (h est soit la hauteur du linteau soit la longueur du voile/trumeau).

On vérifie avec l'effort tranchant maximum donné par ROBAT BAT

$$V = 205 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 205000}{20 \times (0.9 \times 370) \times 100} = 0.43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

sens	types	V [KN]	$\bar{V} = 1.4 V$ [KN]	τ_b [MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]	Observation
x-x	1	99.93	139.90	2.1	5	Condition vérifiée
x-x	2	308.96	423.45	0.64	5	Condition vérifiée
y-y	1	205	284	0.43	5	Condition vérifiée

Tableau VII.3.Tableau de Vérification de la contrainte

VII.3.Voiles périphériques:

VII.3.1. Introduction :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Les voiles périphériques constituent avec les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts Tranchants dus au séisme.

D'aprèsRPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Ce voile doit avoir les caracteristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement :

On adopte une épaisseur de 20cm

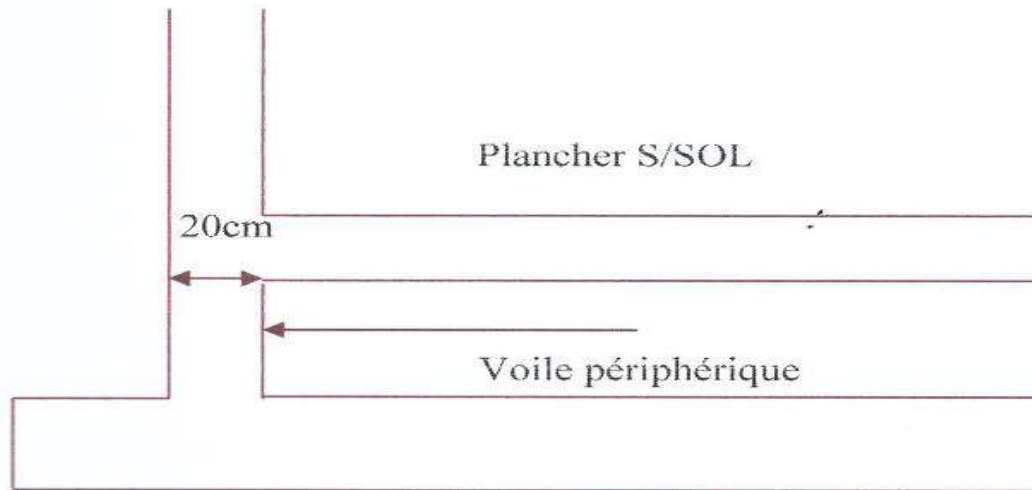


Fig.VII.2 : Dimension d'une voile périphérique

VII.3.2. Caractéristiques du sol :

-Le poids spécifique $\gamma = 17\text{KN/m}^3$.

-L'angle de frottement $\varphi = 35^\circ$.

VII.3.3. Détermination des sollicitations :

a) calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 3.06 \times 0.20 = 0.612 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.612 = 1530 \text{ Kg.}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 1530 = 20.65 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 15,30 \text{ KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres :

$$P_t = \int_0^h K_p \cdot \gamma \cdot dH$$

Avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient due aux surcharges ;

h : Hauteur du voile .

γ : Masse volumique des terres

K_p : On utilise les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; $\varphi=35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$

$K_p = K_q = 0,247.$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{2,89} = 0,247 \times 17 \times 3.06 = 12.85 \text{ KN/m}^2$$

On va considère le voile une dalle qui s'appuie

Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q .

$$\frac{12.85 + 0}{2} = 6.43 \text{ KN/m}^2$$

c-Combinaisons fondamentales :

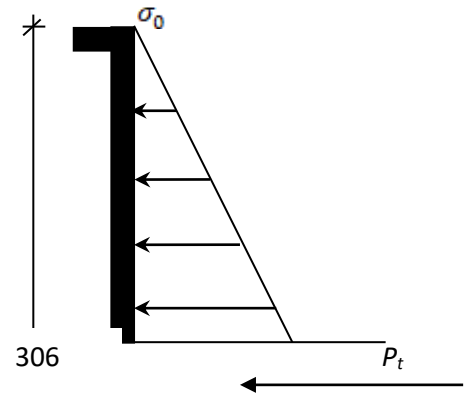
- **État limite ultime (E.L.U.) :**

$$\bar{q}_u = 1,35 \times 643 = 868.05 \text{ d an /m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 868.05 \text{ d an/ml.}$$

- **État limite de service (E.L.S.) :**



FigVII.3 : Contrainte du voile

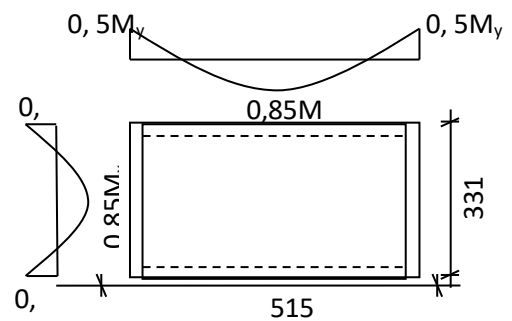


Fig. VII.4 : Panneau de dalle appuyé sur 4 coté.

$$\bar{q}_s = 643 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_s = \bar{q}_s \times 1,00 = 643 \text{ daN/ml.}$$

• **Calcul des sollicitations :**

✓ **État limite ultime (E.L.U.) :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } l_y \end{array} \right.$$

✓ **État limite de service (E.L.S) :**

Avec:
$$\left\{ \begin{array}{ll} M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x \\ M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} & \text{Suivant la direction } l_y \end{array} \right.$$

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho, \nu) \quad \rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ avec } l_x < l_y$$

Coefficient de poisson :

$\nu = 0 \Rightarrow$ États limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0,2 \Rightarrow$ États limites de service (béton non fissuré).

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,20}{420} = 0,98$$

$\rho = 0,74 > 0,4 \Rightarrow$ Le panneau de dalle porte suivant deux directions.

✓ **Calcul des moments :**

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_y &= \mu_y \times M_x \end{aligned}$$

Avec :

μ_x et μ_y sont des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x/l_y à partir de tableau.

Tableau.VII.4 :Tableau récapitulatif des sollicitations.

Sollicitation	L _x (m)	L _y (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M _{0x} (N.m)	M _{0y} (N.m)
E.L.U	4.2	4.7	0,98	0.0466	0.7635	5285.61	4035.56
E.L.S	4.2	4.7	0,98	0.0537	0.8358	6090.93	5090.79

Tableau.VII.5 : Tableau récapitulatif des combinaisons des sollicitations.

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M _a (N.m)	2642.80	3045.46	2017.78	2545.93
M _t (N.m)	4492.76	5177.29	3430.22	4327.17

VII.3.4.Calcul des ferrailages :**-Enrobage:**

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{\sigma_0}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

\implies En prend: $\phi = 1 \text{ cm}$

Donc:

$$\text{Sens x-x } C_x = a + \frac{1}{2} = 2,5\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y } C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3,5\text{cm}$$

$$\text{Sens x-x} \quad d_x = \varnothing_0 - c_x = 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y} \quad d_y = \varnothing_0 - c_y = 16,5 \text{ cm}$$

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même, donc on va prendre le moment maximal (moment en travée).

Calcul du ferrailage :

A. En travées

Sens x-x:

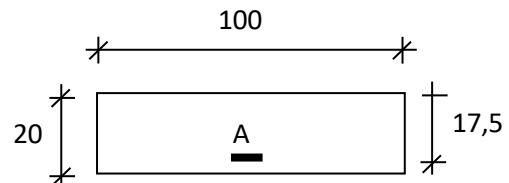


Fig.VII.5: Section de calcul en travée (x-x).

- **État limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{tx}^u = 4492.76 \text{ N.m}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{4492.76}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2}$$

$$\mu = 0,010 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4492.76}{348 \times 0,994 \times 17,5} = 0.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

(Barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tu} = 1,60 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10/ml \rightarrow A = 3,93\text{cm}^2/ml$$

$$(T10 \rightarrow e = 20\text{cm}).$$

- **État limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{tx}^s = 5177.29 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 17,5 = 20,65$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 20,65} = 3,99\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 3,99^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (17,5 - 3,99)^2$$

$$I = 12876,93\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{5177,29}{12876,93} = 0,40$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,40 \times 3,99 = 1,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,40 \times (17,5 - 3,99) = 81,06\text{MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min (266,67 ; 201,6) = 201,6\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 81,19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Sens y-y:

- **État limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{ty}^u = 3430.22 N.m$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3430.22}{14,2 \times 100 \times (16,5)^2} = 0,0088$$

$$\mu = 0,0088 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

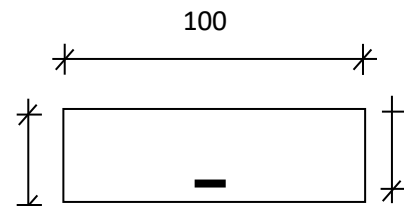


Fig.VII.6 : Section de calcul en travée (y-y).

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3430.22}{348 \times 0,995 \times 16,5} = 0,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

(Barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tu} = 1,60 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- **État limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{ty}^{ser} = 4327.17 N.m$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 16,5 = 19,47$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$= -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 19,47} = 3,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 3,86^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (16,5 - 3,86)^2 = 11335,50$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{4327,17}{11335,50} = 0,38$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,38 \times 3,86 = 1,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,38 \times (16,5 - 3,86) = 72,04 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min (266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 72,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

B. En appuis

Sens x-x:

- **État limite ultime (E. L.U.) :**

$$M_{ax}^u = 2642,80 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2642,80}{14,2 \times 100 \times (17,5)^2} = 0,006$$

$$\mu = 0,006 < \mu = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0075$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2642,80}{348 \times 0,996 \times 17,5} = 0,43 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

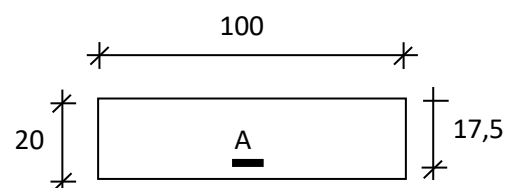


Fig.VII.7: Section de calcul en travée (x-x).

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

(Barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tu} = 1,60 \text{ cm}^2$$

- ✓ **Choix des armatures :**

$$5T10/ml \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

- **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{ax}^{ser} = 3045.46 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{B} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 17,5 = 20,65$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 20,65} = 3,99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 3,99^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (17,5 - 3,99)^2$$

$$I = 12876,93 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3045,46}{12876,93} = 0,23$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,23 \times 3,99 = 0,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,23 \times (17,5 - 3,99) = 46,61 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min(266,67 ; 201,6) = 201,6 \text{ MPa}$$

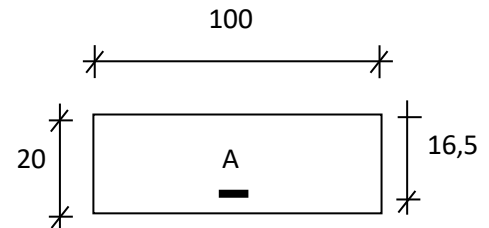
$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.94 \text{ MPa} < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.61 \text{ MPa} < \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Sens y-y :



$$M_{ay}^u = 2017.78 \text{ N.m}$$

Fig.VII.8 : Section de calcul en travée (y-y).

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{2017.78}{14.2 \times 100 \times (16.5)^2} = 0.0052$$

$$\mu = 0.0052 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{2017.78}{348 \times 0.998 \times 16.5} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :**

(Barres à haute adhérence de classe FeE400).

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{tu} = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A_{tu} = 1.60 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (E. L.S.) :**

$$M_{ay}^{ser} = 2545.93 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \cdot 3.93}{100} = 0.59$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.59 \times 16.5 = 19.47$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,59 + \sqrt{0,59^2 + 19,47}$$

$$= 3,86\text{cm} = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 3,86^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (16,5 - 3,86)^2$$

$$I = 11335,50\text{cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{2545,93}{11335,50} = 0,22$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,22 \times 3,86 = 0,86\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,22 \times (16,5 - 3,86) = 41,71\text{MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = \min (266,67 ; 201,6) = 201,6\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 0,86\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 41,71\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

→ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

Tableau VII.6: Tableau de ferrailage du voile périphérique.

Sens	ACal [cm ² /ml]	Amin[c m ² /ml]	Amax[cm ² /ml]	Choix armatures
X-X	1,19	1,6	1,6	5T10/ml At=3,93cm ² /mle= 20cm
Y-Y	0,53	1,6	1,6	5T10/ml At=3,93cm ² /mle= 20cm

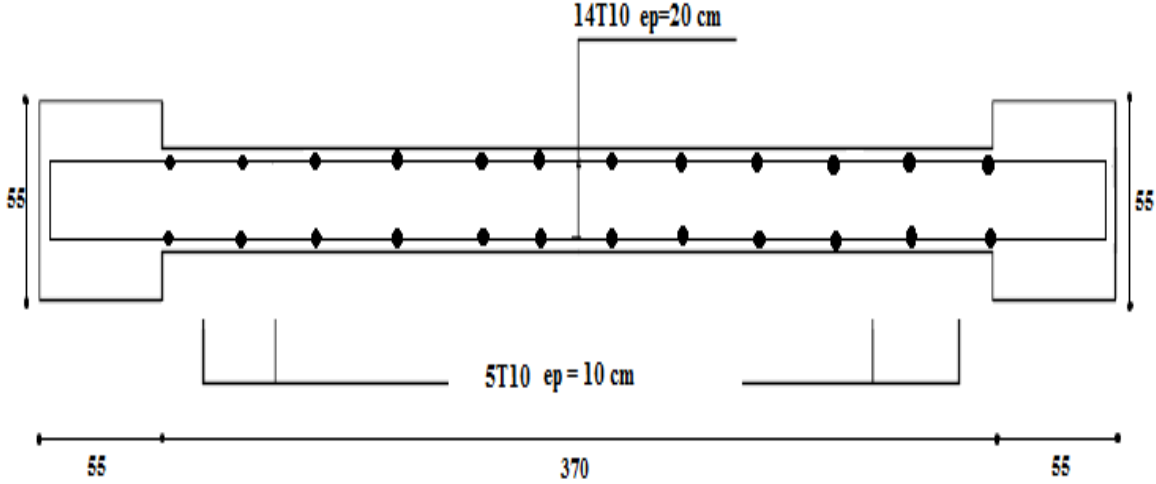


Fig.VII.9 : Ferrailage des voiles de contreventement

:

:

Chapitre VIII

Etude d'infrastructure

Etude d'infrastructure

VIII.1 Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provient de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation, les surcharges climatique et sismique.

VIII.1.1-Choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.1.2- Types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a. Fondation superficielles :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Semelles générales.

b. Fondation profondes :

- Semelle sur puits ;
- Semelle sur pieux.

VIII.2. Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour supportent les poteaux, seront soumis à la réaction du sol.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

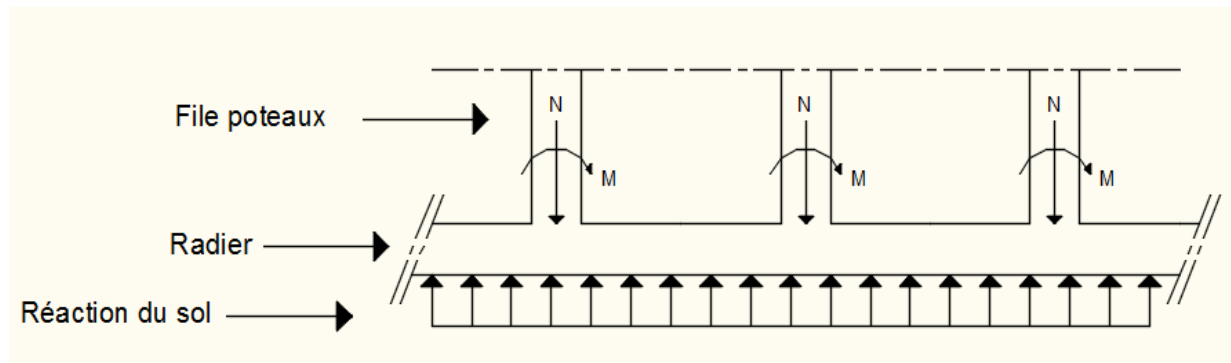


Fig.VIII.1: Schéma statique du radier général.

VIII.2.1. Pré-dimensionnement du radier :

Pour des raisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

❖ Hauteur du radier :

Le pré-dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire (flèche) ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition de non cisaillement et
- 4- Condition de non poinçonnement.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable (Panneau N°8) FigIII.3.6 Chapitre III)

- Condition forfaitaire (flèche) :

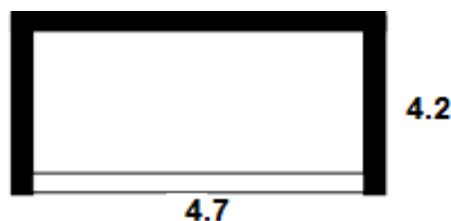


Fig.VIII.2: Panneau le plus sollicité.

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{\max} = 4.70 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.70}{8} \leq h \leq \frac{4.70}{5} \Rightarrow 0,58 \text{ m} \leq h \leq 0.94 \text{ m}$$

On prend $h_r = 80$ cm

- **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=40$ MN/m³ [1].

E : module de young du béton ($E=3.10^4$ MPa);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas $L = 4.70$ m

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.70}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,68 \text{ m}$$

on prend : $h = 80$ cm.

- **La hauteur des nervures h_n :**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

on prend : $h_n = 50$ cm.

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_d \geq \frac{L}{20} = \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm}$$

on prend : $h_d = 30$ cm.

- **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u [\text{BAEL91/A5.1, 1}]$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max})$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible et

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,20}{4,70} = 0,98 \Rightarrow \text{le panneau de dalle travail suivant deux directions.}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} T_x^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \\ T_y^u &= \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{aligned} \right\}$$

➤ **Calcul \bar{q}_u :**

❖ **La surface du radier est de :**

$$S_r = S_b + S_{\text{débordement}} \Rightarrow S_r = 585,59 \text{ m}^2$$

❖ **Le poids de superstructure :**

$$G = 69341,92 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5Q = 1,35 \times \frac{69341,92}{585,59} + 1,5 \times 5 \Rightarrow \bar{q}_u = 167,35 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 167,35 \text{ KN/m}_L$

$$T_x^u = \frac{167,35 \times 4,2}{2} \times \frac{4,7^4}{4,7^4 + 4,2^4} = 214,59 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{167,35 \times 4,7}{2} \times \frac{4,2^4}{4,2^4 + 4,7^4} = 240,14 \text{ KN}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 240.14 \text{ KN/ml}$$

$$h \geq \frac{T^{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{240140}{0,9 \times 100 \times 1,17 \times 100} = 22.80 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \geq 22.80 \text{ cm}$$

• **Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0,045 \times U_C \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

U_C : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$N_{u\max} = 1825.56 \text{ KN}$ (Appliquée par un poteau de section carré (55x55) cm²).

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_C = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h) = 2 \times (0.55 + 0.55 + 2 \times 0.8) = 5.4$$

a : section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,55 + 0,55 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (0,55 + 0,55 + 2 \times h) \times h \times 16,67$$

$$2,8h^2 + 1,79h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 3240 \text{ KN} = 3.240 \text{ MN}$$

$$\text{On aura : } h \geq 0,80 \text{ m} \Rightarrow h \geq 80 \text{ cm}$$

VIII.2.2- Pré dimensionnement des poutres :

$$b_0 = b_{poteaux} = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_y - b_0}{2} ; \frac{L_x}{10} \right) ;$$

$$L_x = 4.2 \text{ cm} ; L_y = 4.7 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{470 - 55}{2} = 207.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 = 42 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 42 + 55 = 139 \text{ cm}$$

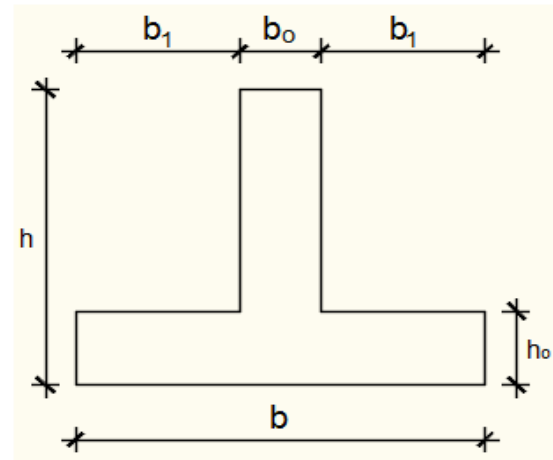


Fig VIII.3 : Dimension de la poutre

Tableau VIII.1 : Dimension des poutres.

	Poutres principales	Poutres secondaires
$h(cm)$	80	80
$h_0(cm)$	30	30
$b_0(cm)$	55	55
$b_1(cm)$	42	42
$b(cm)$	139	139

VIII.2.3. Détermination de la sollicitation :

➤ **Caractéristiques du radier :**

$$h = 80 \text{ cm} , e = 40 \text{ cm} ; h_n = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 585.59 \text{ m}^2$$

Avec : V_x, V_y : Abscisses du centre de gravité du radier

$$I_{xx} = I_{xG} + A_i (y_G - y_{GI})^2$$

$$I_{yy} = I_{yG} + A_i (X_G - X_{GI})^2$$

$$I_{xx} = 21738.47 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 33414.85 \text{ m}^4$$

$$V_x = 10.12m \quad V_y = 12.91m$$

➤ **Calcul du poids du radier :**

$$W = W_{radier} + W_{batiment}$$

$$P_s = b_0(h-h_0) \times (l_y - 7 \times 0.55) \times 25$$

$$= 0.55 \times 0.40 \times (18.6 - 7 \times 0.55) \times 25 = 811.25 \text{KN}$$

$$P_p = b_0(h-h_0) \times (l_x - 5 \times 0.55) =$$

$$0.55 \times 0.40 \times (28.5 - 5 \times 0.55) \times 25 = 1416.25 \text{KN}$$

$$P_1 = \gamma \times S \times e = 25 \times 585.58 \times 0.30 = 4391.85 \text{KN}$$

$$P = P_1 + P_p + P_s = 4391.85 + 1416.25 + 811.25 = 6619.35 \text{KN}$$

➤ **Vérification vis à vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq F_s \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : poids du bâtiment.

S : surface d'assise du bâtiment

Z : l'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau (1t/m^3)

Pour la structure étudiée :

$$P_f = F_s \times S \times \gamma \times Z = 1.5 \times 1 \times 1.5 \times 3.06 \times 585.58 = 4031.71 \text{t}$$

➤ **Surcharges d'exploitation : Q_R**

$$Q_R = 5 \times S = 5 \times 585.58 = 2927.9 \text{KN}$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

Situation durable et transitoire :

$$(1,35G+1,5Q) + (1,35P_r+1,5 Q_r)$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_{N_u^1} \quad \underbrace{\hspace{10em}}_{N_u^2}$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x1G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y1G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

M_x, M_y, F_z Sont donnés par le logiciel Robot Bat ;

x, y : Abscisses du point d'application de F_z .

➤ **Etat limite ultime :**

$$N_u^1 = 57807.57 \text{ KN}$$

$$N_u = 57807.57 + (1.35 \times 6619.35 + 1.5 \times 2927.9) = 71135.47 \text{ KN}$$

$$M_x = 12.4 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 14.01 \text{ KN.m}$$

Avec :

➤ **Situation accidentelle :** $[(G + Q \pm E) + Q_r + P_r]$

$$N_u^1 = 68499.10 \text{ KN}$$

$$N_u = 68499.1 + (6619.35 + 2927.9) = 78046.35 \text{ KN}$$

$$M_x = 315.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 32.27 \text{ KN.m}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :** $(G + Q) + (p_r + Q_r)$

$$N_{ser}^1 = 42245.6 \text{ KN}$$

$$N_s = 42245.6 + (6619.35 + 2927.9) = 51792.85 \text{ KN}$$

$$M_x = 8.70 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -10.29 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

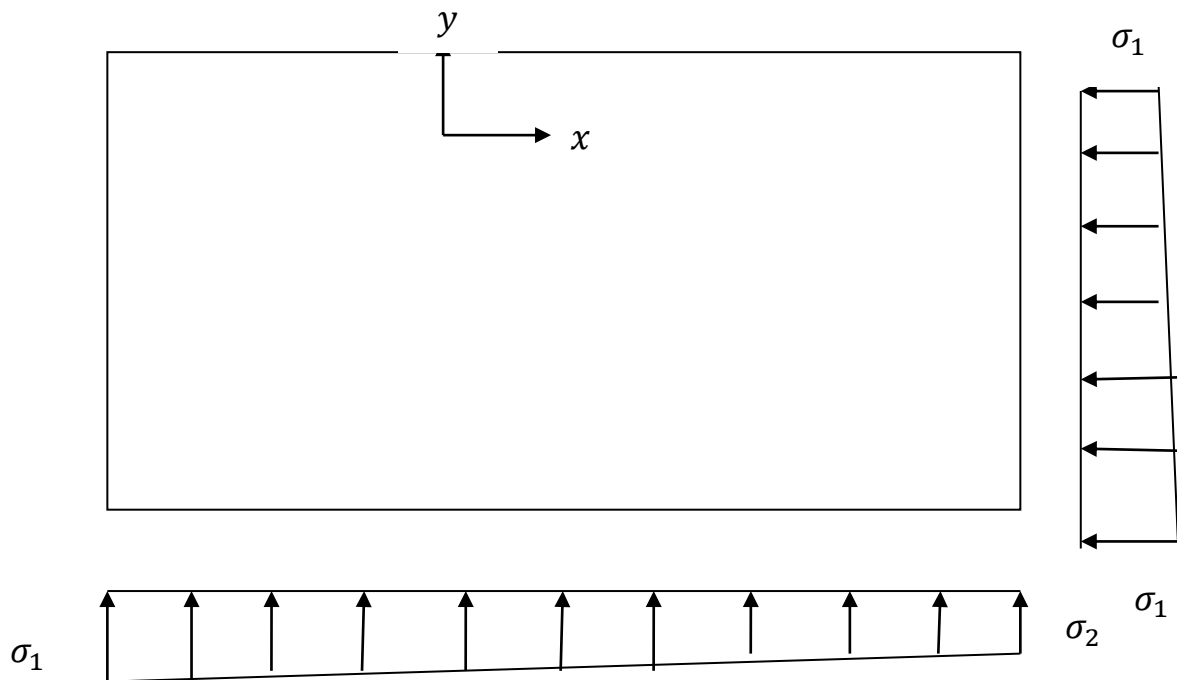


Fig VIII.4. Schéma des contraintes du sol

Situation durable et transitoire :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 69672.27\text{KN}$$

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 2.5\text{bars}$$

$$\overline{\sigma_{\text{adm}}} = \overline{\sigma_{\text{sol}}^u} = 2\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 5\text{bars}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{69672.27}{585.58} \pm \frac{12.4}{21738.47} \times 10.12 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.19\text{bars} < \sigma_{\text{adm}} = 5\text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.19\text{bars} < \sigma_{\text{adm}} = 5\text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.19\text{ bars}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{69672.27}{585.58} \pm \frac{14.01}{33414.85} \times 12.91 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.19 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.19 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 5 \text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.19 \text{bars}$$

- **Situation accidentelle**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{ser}}{S_r} \pm \frac{M_{ser}}{I_r} \cdot V$$

$$N_{acc} = 77007.6 \text{KN}$$

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{77007.6}{585.58} \pm \frac{315.2}{21738.47} \times 10.12 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.31 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2.5 \text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.31 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2.5 \text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.31 \text{bars}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{77007.6}{585.58} \pm \frac{32.27}{33414.85} \times 12.91 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.31 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2.5 \text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.31 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2.5 \text{bars} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.31 \text{bars}$$

- **Etat limite service :**

- **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50754}{585.58} \pm \frac{8.70}{33414.85} \times 10.12 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.86 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2.5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.86 \text{bars} < \overline{\sigma_{adm}} = 2.5 \text{bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.86 \text{bars}$$

- **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{50754}{585.58} \pm \frac{10.29}{33414.85} \times 12.91 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0.86 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 3.75 \text{ bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0.86 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 3.75 \text{ bars} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

• **La contrainte moyenne :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.86 \text{ bars}$$

VIII.3 .Ferrailage du radier :

VIII.3.1.Ferrailage de la dalle :

-Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

-La fissuration est considérée comme préjudiciable

a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m.

$$q = \sigma_m \times 1\text{m}$$

$$\text{Le panneau le plus sollicité : } \begin{cases} L_x = 4.20\text{m} \\ L_y = 4.70\text{m} \end{cases}$$

$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.70} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle porte suivant les deux directions.

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \longrightarrow \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow \text{Suivant la direction } L_y$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = \sigma_m \left(\frac{1}{4} \right) \cdot 1\text{m} = 139.825 \text{ KN/MI}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$q_{\text{ser}} = \sigma_m \left(\frac{1}{4} \right) \cdot 1\text{m} = 101,05 \text{ KN/MI}$$

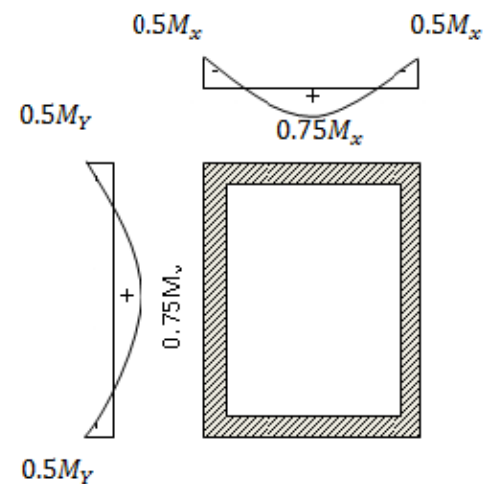


Fig VIII.5 : Schéma du panneau de la dalle

Tableau.VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

Sollicitation	L _x (m)	L _y (m)	$\rho=L_x/L_y$	μ_x	μ_y	M _{0x} (N.m)	M _{0y} (N.m)
E.L.U	4.2	4.7	0,98	0.0466	0.7635	114940	87756
E.L.S	4.2	4.7	0,98	0.0537	0.8358	95721	80003

Tableau VIII.3: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et travées :

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M _a (N.m)	57470	47860	43878	40001
M _t (N.m)	86205	71791	65817	60002

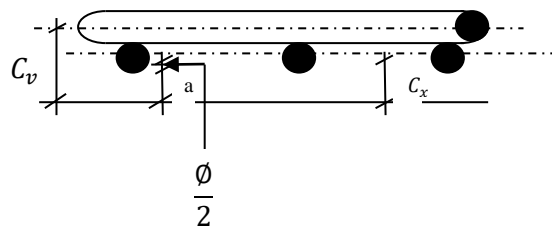
- **Calcul des armatures :**

- **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable $a=2$ cm

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

**Fig VIII.6 :** Enrobage

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

Donc : $\phi = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} = 2 + \frac{2}{2} = 3\text{cm}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5\text{cm}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 30 - 3 = 27\text{cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 30 - 5 = 25\text{cm}$$

➤ **Section de calcul :**

a. Sens x-x :

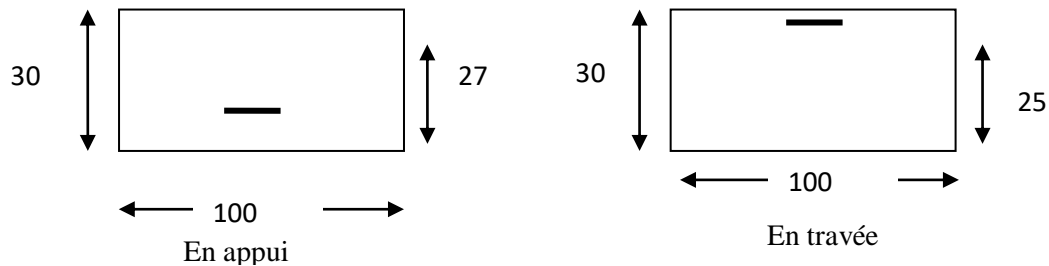


Fig VIII.7: Section de calcul dans le sens x-x

b. Sens y-y:

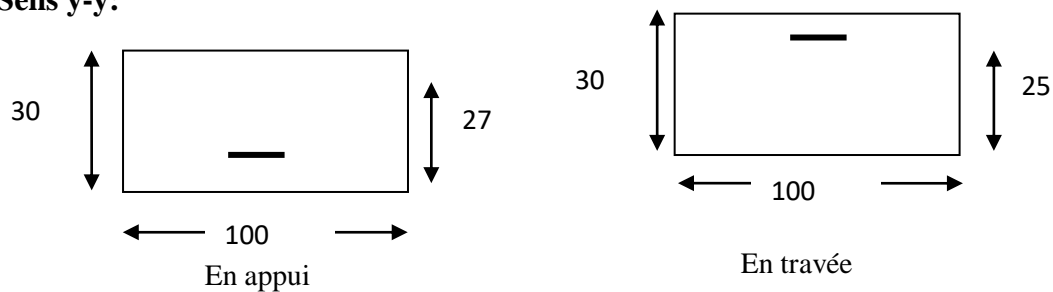


Fig VIII.8: Section de calcul dans le sens y-y

➤ **Sens X-X :**

1. En travée :

➤ **E.L.U :**

$$M_u = 86205 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{86205}{11.33 \times 100 \times 27^2} = 0.1$$

$$\mu = 0.1 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.944$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{86205}{348 \times 0.944 \times 27} = 9.71 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$8T14 \rightarrow A = 12.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 71791 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{12.32}{100} = 1.84 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1.84 \times 27 = 99.79 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -1.84 + \sqrt{99.79 + 1.84^2} = 8.31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 8.31^3}{3} + 15 \times 12.32 \times (27 - 8.31)^2 = 66803.08 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{71791}{71367.43} = 1.07$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.07 \times 8.31 = 8.93$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1.07 \times (27 - 8.31) = 300 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa}$$

} \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être
Recalculé à l'ELS

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{71791}{187 \times 100 \times 27^2} = 0.005$$

$$\mu_1 = 0.0053 \rightarrow (\text{du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0.885 \\ k_1 = 28.48 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{187}{28.48} = 6.5 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{71791}{187 \times 0.885 \times 27} = 16.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$8\text{T}16/\text{ml} \rightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2. En appuis :

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ax}^u = 57470 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{57470}{11.33 \times 100 \times 27^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.963$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{57470}{384 \times 0.963 \times 27} = 5.75 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$8\text{T}10 \rightarrow A = 6.28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ax}^{ser} = 47860 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{6.28}{100} = 0.94 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.94 \times 27 = 50.86 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 6.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 48684.1 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{47860}{48684} = 1$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1 \times 6.25 = 6.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 1 \times (27 - 6.25) = 311.25 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être Recalculé à l'ELS}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{47860}{187 \times 100 \times 27^2} = 0.0035$$

$$\mu_1 = 0.0035 \quad (\text{Du tableau}) \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.904 \\ k_1 = 37.08 \end{cases}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{187}{37.08} = 5.04 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n' existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{47860}{187 \times 0.904 \times 27} = 10.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

$$8T14 \rightarrow A = 12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Sens Y-Y :****1. En travée :**➤ **E.L.U :**

$$M_u = 65817 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{65817}{11.33 \times 100 \times 25^2} = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.12$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.951$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{65817}{348 \times 0.951 \times 25} = 7.95 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 2 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T12 \rightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{\text{ser}} = 60002 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{9.05}{100} = 1.35 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 67.87 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 6.99 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 76010.04 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{60002}{576010.04} = 0.78$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.78 \times 6.99 = 5.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 276.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 416.45 \text{ MPa} > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être} \\ \text{Recalculé à l'ELS} \end{array}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{60002}{187 \times 100 \times 25^2} = 0.0051$$

$$\mu_1 = 0.0051 \quad (\text{Du tableau}) \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.886 \\ k_1 = 28.86 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{187}{28.86} = 6.47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{60002}{187 \times 0.886 \times 25} = 14.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$8T16 \rightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2. En appuis :

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{ay}^u = 43878 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{43878}{11.33 \times 100 \times 25^2} = 0.06$$

$$\mu = 0.06 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ N'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.08$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.967$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_y}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_y} = \frac{43878}{348 \times 0.997 \times 25} = 5.27 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T10 \rightarrow A = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **E.L.S :**

$$M_{ay}^{ser} = 40001 \text{ N.m}$$

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 0.92$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.92 \times 25 = 46 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 7.13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 41588.9 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{40001}{41588.9} = 1$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1 \times 7.13 = 7.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 268.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 383.32 \text{ MPa} > \sigma_s = 187 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \overline{\sigma_s} = 187 \text{ MPa}$$

} \Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être
Recalculé à l'ELS

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{40001}{187 \times 100 \times 25^2} = 0.003$$

$$\mu_1 = 0.003 \quad (\text{Du tableau}) \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ k_1 = 37.63 \end{cases}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{187}{37.63} = 5 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 12 \text{ MPa} \Rightarrow A \text{ n' existe pas}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{40001}{187 \times 0.905 \times 25} = 9.45 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T14 \rightarrow A = 12.32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Tableau VIII.4: Tableau des moments en appuis et travées :

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	M_a [N.m]	M_t [N.m]	M_a [N.m]	M_t [N.m]
Combinaisons				
ELU	57470	47860	43878	40001
ELS	86205	71791	65817	60002
A_{cal}	5.75	9.71	5.27	7.95
Choix armature	8T10 6.28	8T14 12.32	8T27 6.28	8T12 9.05
A_{ser}	10.48	16.07	9.45	14.48
Choix armature	8T14 12.32	8T16 16.08	8T14 12.32	8T16 16.06

VIII.3.2.Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

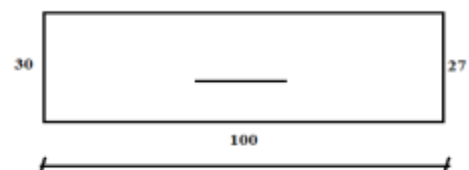
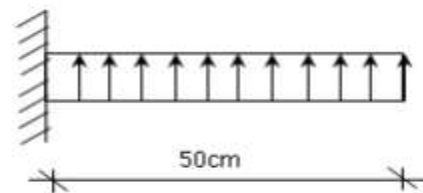
➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_m = 119 \text{ KN/m}^2$$

- Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 119 \times 1 = 119 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{L^2}{2} = -14.87 \text{ KN.m}$$



$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{14870}{11.33 \times 100 \times 27^2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_L = 0.392$$

→ A' n'existe pas

$$1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L \rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

fig VIII.9. section de calcul

$$\alpha = 0.022, \beta = 0.991$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{14870}{348 \times 0.991 \times 27} = 1.59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{1.8}{400} = 2.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = .79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) \rightarrow A = 2.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$4T12 \rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(T12 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$q_s = 86 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \times \frac{L^2}{2} = -10.75 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}, f_e, 150 \eta\right) = 240 \text{ MPa avec } \eta = 1.6$$

$$D = 15 \times A / b = 15 \times 4.52 / 100 = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \times A \times d}{b} = \frac{30 \times 4.52 \times 27}{100} = 36.61 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = 5.41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$= \frac{100 \times 5.41^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (27 - 5.41)^2 = 36881.49 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10750}{36881.49} = 0.29$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.57 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 93.91 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 93.91 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

VIII.3.3.Ferraillage des poutres :

- **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

- **Accidentelle :**

- ✓ **Poutres principales :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \frac{2}{L_y}$$

$$q_1 = \left[131 \times \frac{4.7 + (4.7 - 4.2)}{2} \right] \frac{2}{4.7}$$

$$q_1 = 144.93 \text{ KN}$$

- ✓ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = \left[\bar{q}_1 \frac{L_x}{2} \right] \frac{2}{L_x}$$

$$q_1 = \left[131 \times \frac{4.2}{2} \right] \frac{2}{4.20}$$

$$q_1 = 131 \text{ KN}$$

- ❖ **Etat limite ultime (E L U) :**

- ✓ **Poutre principales**

$$q_1 = 131.65 \text{ KN}$$

✓ **Poutre secondaires**

$$q_1 = 119 \text{ KN}$$

❖ **Etat limite ultime (E L S) :**

✓ **Poutre principales**

$$q_1 = 95.14 \text{ KN}$$

✓ **Poutre secondaires**

$$q_1 = 86 \text{ KN}$$

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel Robot bat suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Tableau VIII.5: Tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres de redressement.

		$\overline{q_1} [\text{KN/m}^2]$	$q [\text{KN/m}_L]$
Poutre principale	ELU	119	131.65
	ELS	86	95.14
	ACC	131	144.93
Poutre secondaire	ELU	119	119
	ELS	86	86
	ACC	131	131

Tableau VIII.6: Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres de redressement

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	-186.6	291.1	-165,0	257
Mser [KN.m]	-131.9	205,7	-119.2	185.9

Macc [KN.m]	-200	313.3	-181.6	218.2
Tu [KN]	352.2		317	

- **Calcul des armatures :**

- A. En travée :**

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 186600 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

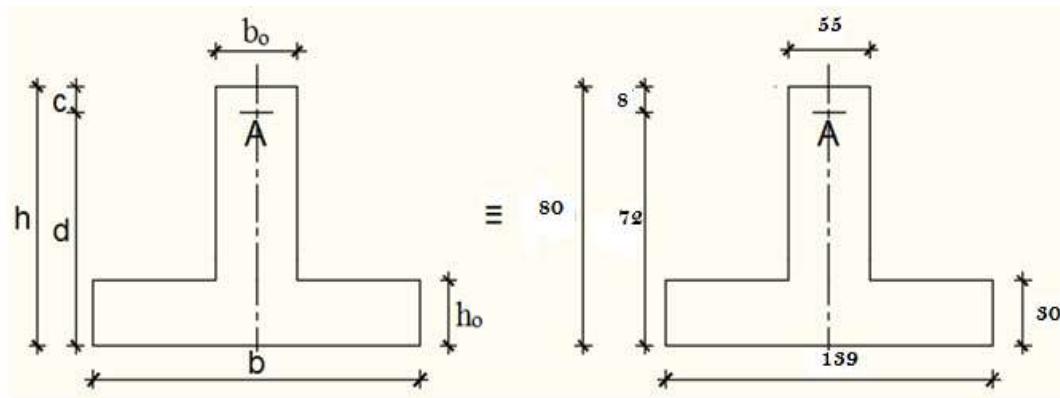


Fig.VIII.10 : Section de calcul.

$$M_T = 14,2 \times 139 \times 30 \times \left(72 - \frac{30}{2}\right) \Rightarrow M_T = 3375198 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 186600 \text{ N.m} < M_T = 3375198 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{186600}{14,2 \times 139 \times 72^2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,990$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{186600}{348 \times 0,990 \times 72} = 7,52 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 4.78 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_t^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 7.52 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{\text{acc}} = 200000 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\text{acc}} = 200000 \text{ N.m} < M_T = 3375198 \text{ N.m}$$

=>La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b × h)

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{200000}{18,48 \times 139 \times 72^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,992$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{\text{acc}} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{200000}{400 \times 0,992 \times 72} = 7.04 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{\min}; A_t^{\text{acc}}) \Rightarrow A_t = 7.04$$

- Choix des armatures : 5T14 $A_t = 7.70 \text{ cm}^2$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 131900 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$= \frac{139 \times 30^2}{2} - 15 \times 7.70 \times (72 - 30) = 57699 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b × h).

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.70}{139} = 0.83 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 72 \times 0.83 = 119.65 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.83 + \sqrt{0.83^2 + 199.65} = 13.32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{139 \times 13.32^3}{3} + 15 \times 7.70 \times (72 - 13.32)^2 = 507204.41 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{\text{ser}}}{I} = \frac{131900}{507204.05} = 0,26$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,26 \times (72 - 13.32) = 228.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{131900}{201,63 \times 139 \times (72)^2} = 0,00107$$

$$\mu_1 = 0,00107 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,944 \\ K_1 = 74,29 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{74,29} = 2,71 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{131900}{201,63 \times 0,944 \times 72} = 9.62 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T16 \rightarrow A = 10.10 \text{ cm}^2$$

B. En appuis:

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{a^u} = -1058000 \text{ N.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (50 \times 140) \text{ cm}^2$.

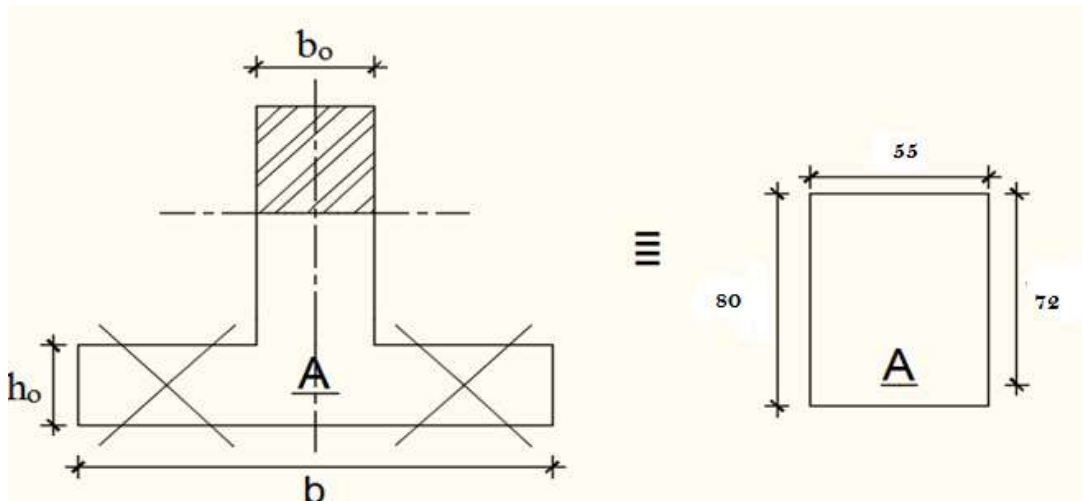


Fig.VIII.11: Section de calcul en appuis.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{291100}{14,2 \times 55 \times 72^2} = 0,071$$

$$\mu = 0,071 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,962$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{291100}{348 \times 0,962 \times 72} = 12,06 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 55 \times 72 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 4,78 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_a^u; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 12,06 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{\text{acc}} = -313300 \text{ N.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la partie tendue \Rightarrow on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (50 \times 140) \text{ cm}^2$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{313300}{18,48 \times 55 \times 72^2} = 0,059$$

$$\mu = 0,059 < \mu_L = 0,379 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,959$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{313300}{400 \times 0,969 \times 72} = 11,22 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a^u; A_{min}; A_a^{acc}) \Rightarrow A_a^u = 11,22 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 10T12 $A_a = 11,31 \text{ cm}^2$

- Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = -205700 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$D = \frac{15 \times A}{b_0} = \frac{15 \times 11,31}{50} = 3,39 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 72 \times 3,39 = 488,59 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,39 + \sqrt{3,39^2 + 488,59} = 18,52 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_0 \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{55 \times 18,52^3}{3} + 15 \times 11,31 \times (72 - 18,52)^2 = 601674,40 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a^{ser}}{I} = \frac{205700}{601674,40} = 0,34$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,34 \times (72 - 18,52) = 272,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times b_0 \times d^2} = \frac{205700}{201,63 \times 55 \times (72)^2} = 0,0035$$

$$\mu_1 = 0,0035 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,903 \\ K_1 = 36,55 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{201,63}{36,55} = 6,57 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{t_x}^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{205700}{201,63 \times 0,903 \times 72} = 15,69 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 14T12 $\rightarrow A = 15,83 \text{ cm}^2$

Tableau VIII.7 : Tableau récapitulatif des choix des armatures

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm ²]	7.52	12.06	6.65	10.6
A_{acc} [cm ²]	7.04	11.22	4.17	6.66
A_{min} [cm ²]	4.78	4.78	4.78	4.78
$A = \max (A_u ; A_{\text{acc}} ; A_{\text{min}})$	7.52	12.06	6.65	10.6
Choix des armatures	4T12+2T14	4T12+4T16	6T12	4T12+4T14
A corr [cm ²]	7.60	12.56	6.79	10.68

Armatures transversales :

- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la linge moyenne :**

Selon **BAEL 91/A.5.1,211 :**

$$T_u = q_u \times L = 119 \times 0,5 = 59,5$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{59500}{100 \times 100 \times 27} = 0,22 \text{ MPa} < 2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 \times f_{c28} / 1,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

La section du béton doit vérifier :

$$T_u \leq 0.22 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0.9 \times d = 0.9 \times 27 = 24.3 \text{ cm}$

$$b_0 = 100 \text{ cm}$$

$$T_u = 59500 \text{ KN} \leq 0.22 \times 24.3 \times 100 \times 20 = 10692 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

⇒ pas d'influence de l'effort tranchant

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieure :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 * d} \right)$$

$$\Rightarrow A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(59500 + \frac{14870}{0.9 \times 27} \right) 10^{-2}$$

$$\Rightarrow A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq 1.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

⇒ Les armatures en appuis sont suffisantes

Section et écartement des armatures transversales :

1. Diamètres des armatures transversales

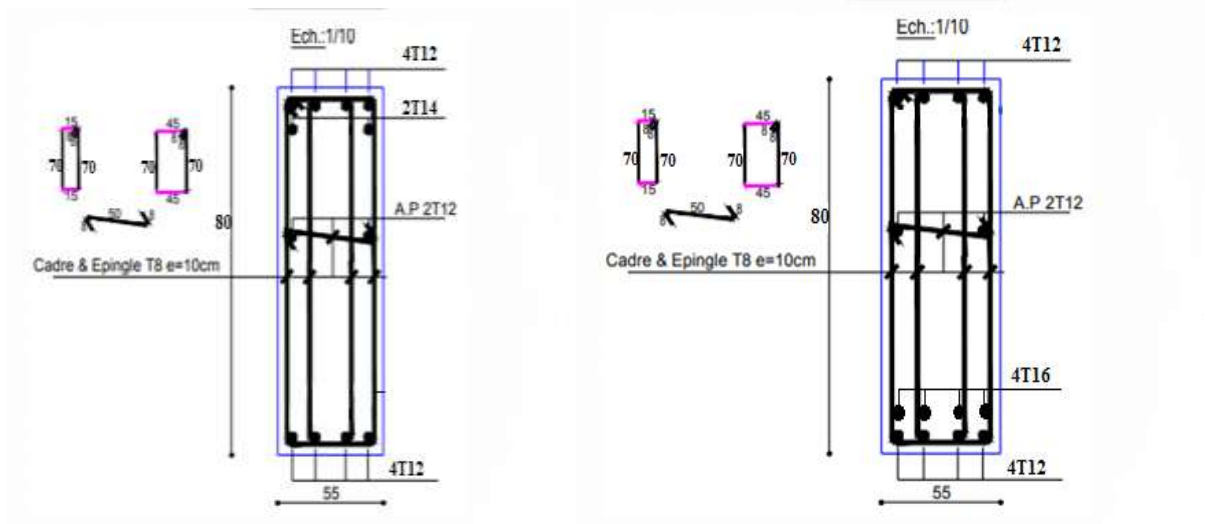
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{100}{10}; 1.2\right) \Rightarrow \phi_t \leq 0.86 \text{ cm}$$

On prendra : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ → de nuance d'acier FeE400

On choisit 4T8 → $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

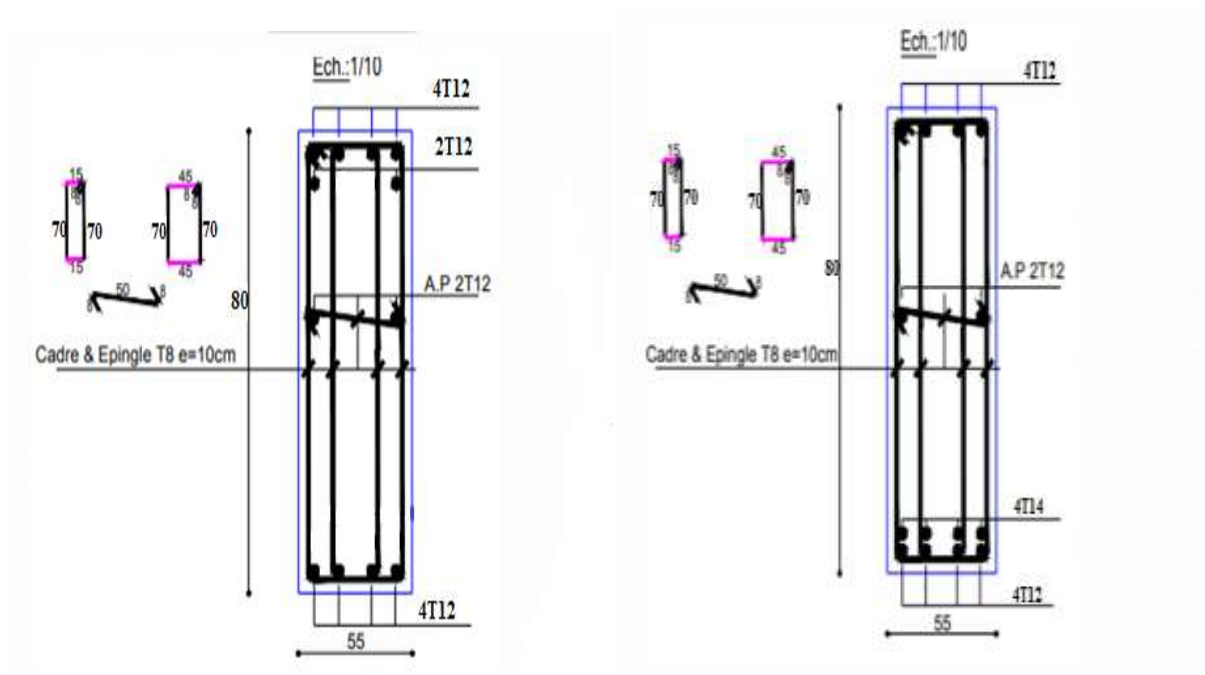
On prendra : $e = 25 \text{ cm}$



Coupe :En Travée

Coupe :En Appuis

Fig.VIII.12: schéma de ferrailage de la poutre principale



Coupe :En Travée

Coupe :En Appuis

Fig.VIII.13: Schéma de ferrailage de la poutres secondaire

Conclusion générale

Conclusion générale

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celles-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, de projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structure qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment travaillé

Dans la conception de ce projet on a utilisé les logiciels ROBOT STRURAL ANALYSIS , AUTOCAD,...etc, Parmi les avantages de ces derniers est la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats et une vitesse d'exécution assez élevée

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence qui contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.



BEBLIOGRAPHIQUES



Les livres:

- 📖 Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI-
*office des publications universitaires 1991;
- 📖 Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-
EYROLLES 1992;
- 📖 Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX-
3^{eme} édition 99;
- 📖 D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 »;
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99**
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;
- 📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93**.
- 📖 Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études ;