

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE IBN KHALDOUN – TIARET



FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Présenté par :

Mme : KHADRAOUI YASMINE

Mme : BECHIKH IMAN

Sujet du mémoire :

**Etude d'un bâtiment en béton armé en R+6 a
usage d'habitation situe à Mostaganem,**

Soutenu publiquement devant le jury composé de:

Président :

Mr. D. KHLOUCHE

Encadreur :

Mr. M. MIMOUNI

Examineur :

Mr. G. ABADA

Examineur :

Mme L. KHARROUBI

Examineur :

Mr. A.B BENYAMINA

Promotion : 2022/2023

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier " Allah " le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre Encadreur Mr Mimouni Mohamed, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus à notre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

Dédicace :

Pour mes parents, ma famille, ma sœur, mes amis, je suis très reconnaissant de votre soutien et de votre amour sans faille tout au long de ce parcours. Votre soutien inconditionnel m'a donné la force de persévérer et de poursuivre mes rêves. Je ne pourrais jamais exprimer à quel point cela signifie pour moi. Vous m'avez aidé à grandir, à apprendre et à devenir la personne que je suis aujourd'hui.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon encadreur pour son soutien, ses conseils et son expertise tout au long de ce projet. Votre contribution a été inestimable et je suis extrêmement reconnaissante de vous avoir eu à mes côtés pour m'aider à réaliser ce travail. Merci infiniment pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Khadraoui yasmine

Dédicace :

À mes parents, qui m'ont toujours encouragé à poursuivre mes rêves et qui m'ont donné les outils pour atteindre mes objectifs. Votre amour et votre soutien inconditionnels ont été les pierres angulaires de ma réussite.

À mes grands-parents, qui m'ont transmis leur sagesse, leur expérience et leur amour. Votre soutien inconditionnel et vos conseils avisés ont été un cadeau précieux tout au long de ma vie. Je vous remercie pour tout ce que vous avez fait pour moi.

À mes frères et ma sœur, qui ont été mes partenaires de crime et mes alliés de toujours. Nous avons partagé des moments inoubliables, ri ensemble et appris les uns des autres. Je vous suis reconnaissant pour les liens indissolubles que nous avons créés et pour l'amour que nous partageons

À mon encadrant, qui m'a guidé et soutenu tout au long de ce projet. Votre expertise, vos conseils et votre patience ont été inestimables pour moi. J'ai appris énormément de vous et je vous suis reconnaissant pour votre temps et votre dévouement. Merci d'avoir cru en moi et de m'avoir aidé à atteindre mes objectifs.

À mes chères amies, qui ont été à mes côtés tout au long de ce parcours. Votre soutien, votre rire et votre amitié ont rendu cette aventure mémorable et amusante. Je suis reconnaissant d'avoir des amies comme vous.

À tous ceux que je porte dans mon cœur.

ملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق (R + 6)، يقع في مستغانم المصنف كمنطقة زلزالية (IIA) وفقاً لإصدار RPA99 / 2003.

يتم الحساب باستخدام قواعد الحساب والتحقق للخرسانة المسلحة B.A.E.L 91 المعدلة 99، والأنظمة الجزائية للزلازل RPA99V / 2003 و DTR للأحمال الدائمة والأحمال الزائدة.

هدفنا هو تحقيق حالة من الاستقرار والمقاومة الكافية وتحديد الأبعاد (القوالب والتعزيزات) الكافية للعناصر المختلفة للهيكل مع مراعاة الجانب الاقتصادي.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un RDC plus six étages (R+6) , implanté à Mostaganem classée en zone sismique (IIA) selon le RPA99/version 2003.

Le calcul est effectué en utilisant les règlements de calcul et de vérification du béton armé B.A.E.L 91 modifié 99, le règlement parasismique Algérien RPA99V/2003 et le DTR des charges permanentes et des surcharges.

Notre objectif consiste à atteindre un état de stabilité et de résistance adéquat, en déterminant les dimensions (coffrage et ferrailage) suffisantes pour les différents éléments de la structure en tenant compte du côté économique.

Abstract:

This projet presents a detailed study of a bâtiment using habitation constitué d'un RDC plus six stages (R+6), implanted in Mostaganem region and classée in zone sismique (IIA) after the RPA99 version 2003.

The calculus is effectué en utilisant les règlements de calcul et de vérifications du béton armé B.A.E.L 91 modifié 99, the règlement parasismique Algérien RPA99V/2003 and the DTR des charges et des surcharges.

Notre objectif consiste à atteindre un état de resistance adéquat, en déterminant les meilleurs dimensions (coffrage et ferrailage) suffisantes pour les différents éléments de la structure en tenant compte du côté économique.

Sommaire :

Chapitre I : Présentation du Project

I. Historique :	1
I.1 Introduction :	1
I.2. Présentation de l'ouvrage :	1
I.3. Caractéristiques géométriques :	2
I.4. Conception de la structure :	2
I.4.1. Ossature de l'ouvrage	2
I.4.2. Plancher	2
I.4.3. Escalier :	3
I.4.4. Maçonnerie :	3
I.4.6. Acrotères :	4
I.4.7. Gaine d'ascenseurs :	4
I.4.8. Fondation :	4
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	4
I.6.1. Le Béton :	5
I.6.2. Les matériaux composant le béton :	5
I.6.3 Dosage et composition du béton :	5
I.7. Résistances mécaniques du béton :	6
I.7.1. Résistance à la compression : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])	6
I.7.2 Résistance à la traction : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])	6
I.8- Déformation et contraintes de calcul :	6
I.8.1 Etat limite de résistance : (BAEL 91 [ART 4.3.41]) :	6
I.8.2- Contrainte admissible de cisaillement : (BAEL 91 [ART 5.1.211])	7
I.8.3. Modules de déformation longitudinale du béton :	7
I.8.4. Coefficient de poisson : (BAEL 91 [ART 2.1.3])	7
I.9. Les Aciers :	8
I.9.2 Caractéristiques des aciers utilisés :	8
I.9.2- Diagramme déformation- contrainte de calcul	8
2) E.L.S	9
I.9.4. Etats limites :	9
I.9.4.1. E.L.U.R :	9
I.9.4.2. E.L.S	11

chapitre II: pré dimensionnement des éléments de la structure

II.1 Introduction :	15
II.2 Pré dimensionnement Des Planchers :	15
II.3. Evaluation Des Charges :	15
II.3.1. Charges Permanentes :	16
II.3.1.1 Plancher Terrasse Inaccessible.....	:16
Figure II.1:	16
II.3.1.2 Plancher étage courant a usage d'habitation :	16
Figure II.2:	16
II.3.2 Charge D'exploitation	16
II.3.3. Maçonnerie.....	16
II.4. Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :	17
II.5. Prédimensionnement Des Poutres Et Des Poteaux :	18
II.5.1. Prédimensionnement Des Poutres ;.....	18
II.5.1.1 Poutres principales :	18
II.5.1.2 sens transversal poutres secondaires :	18
II.5.2 Pré dimensionnement des poteaux :	19
II.6. Les poutrelles :	21
II.7. Prédimensionnement Des Voiles :.....	22

Chapitre III : Étude des éléments de la structure

III.1. Acrotère :.....	26
III.1.2 introduction	26
III.1.2.1 Dimensions de l'acrotère :	26
III.1.2.2 Calcul des sollicitations :	26
III 1.2.4. Charge aux états limites :	26
III.1.3 Calcul du ferrailage (ELU) :	27
III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :	27
III.1.3.2 Calcul de la section d'armatures en :	27
III.1.3.3 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :	28
III.1.4 Les vérifications :	28
III.4.1 Contrainte de cisaillement :	28
III.1.4 Vérification a l'E.L.S :	28

III.1.4.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :	28
III.1.4.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :	29
III.1.4.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :	29
III.1.4.5 Vérification de l'acrotère au séisme (A.6.2.3 RPA 99) :	29
III.2 Balcon :	30
III.2 .1 Introduction :	30
III.2 .2 Descente des charges :	31
III.2 .3Calcul de la charge concentrée :	31
III.2 .4 Ferrailage (E.L.U) :	31
III.2.5 Vérification :	32
III- 3. Étude des escaliers	33
III. 3.1. Introduction :	33
III. 3.2. Prédimensionnement :	33
III.3.2.1. Évaluation des charges et des surcharges :	36
III.3.2.2. Calcul du moment maximal en travée et efforts tranchants à	37
III.2.2.3. Ferrailage de l'escalier :	37
III.2.4. Les vérifications :	38
III.3.3. Vérification des contraintes à l'E.L. S:	38
III.3.3.1Vérification de La flèche : (selon le B.A.E.L 91)	39
III.4. Ascenseur :	39
III.4.1. Introduction :	39
III.4.2. Etude de l'ascenseur :	40
III.4.2.1Calcul de la charge de rupture :	41
III.4.2.2 Le poids des câbles (Mg) :	41
III.4.2.3 Vérifications de Cr :	42
III.4.2.4 Vérification de dalle au poinçonnement :	42
III.4.2.5Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	43
III.4.2.6. Distances des rectangles :	43
III.4.2.6. Calcul du ferrailage de la dalle :	45
III.4.2.6. Les vérifications à L'E.L. S :	47
III.4.4 : Disposition du ferrailage :	50
III.5. Voile de la cage d'ascenseur :	51

CHAPITRE IV : Etude des plancher

IV.1. Introduction :.....	51
IV.2. Justification de choix des plancher a corps creux :.....	51
IV.3. Prédimensionnement des poutrelles :	51
IV.4. Calcul des poutrelles :.....	52
IV.4.1. Méthode de calcul :.....	52
V.3.2.1 Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :.....	74
IV.6.1. Calcul du ferrailage :	74
IV.6.1.1. Calcul des armatures longitudinales à L'E.L. U :	74
IV.6.1.2. Vérification des contraintes à I.E.L.U	75
IV.6.1.3. Vérification des contraintes à I.E.L.S:.....	76
IV.7. Calcul des contraintes :	76
IV.7.1.Calcul des armatures transversales A_t :	76

chapitre v : etude sismique

V.Introduction :	83
V.1. Méthode de calcul :	83
V .1.1Méthode statique équivalente :.....	84
V.1.2. Méthode d'analyse accélérogramme :.....	84
V.1.3. Méthode d'analyse modale spectrale :	84
V.2.Spectre de réponse de calcul :	86
IV.2.1. Calcul de l'effort sismique à la base :	87
V.2.2. Détermination des poids (W_t) de la structure :	88
IV.2.3. Calcul des déplacements :.....	91
IV.2.3. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :	92

chapitres VI : etude des portique

VI. Introduction :.....	95
VI.1 Ferrailage des poutres :	95
VI.1.1. Méthode de calcul :.....	95
VI.1.2. Les armatures longitudinales :	95
VI.1.2.1. Sens longitudinal : « poutre secondaire » :	96
VI.1.2.2. Sens transversal : « poutre principale » :	96
VI.1.3. Exemple de calcul :.....	96

VI.1.3.1 Poutres principales de rive : (35x45) cm ²	96
VI.3.2. Les vérifications :	97
Calculs de L'espace :	98
VI.2. Ferrailage des poteaux :	103
VI.2.1. Méthode de calcul :	103
VI.2.3 Exemple de calcul :	104
VI.2.3.1 Les sollicitations défavorables :	104
VI.3.3.2. Calcul d'un poteau :	104
VI.2.4. les vérification :	107
VI.2.4.1. Vérifications de la contrainte de cisaillement :	107
VI.3.3.4. Calcul des armatures transversales :	107

CHAPITRES VII :Etude Des Voiles

VII. Introduction :	112
VII.1. Le système de contreventement :	112
VII.2. Le principe de calcul :	112
VII.3. La méthode de calcul :	113
VII.3.1. Armatures verticales :	114
VII.3.2. Armatures horizontales :	114
VII.3.3. Armatures transversales :	114
VII.3.4. Armatures de coutures :	114
VII.4. Ferrailage des voiles	115
VII.4.1. Exemple de calcul :	115
VII.5.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :	116
VII.6. Disposition des armatures :	117
VII.6.1 armatures verticales :	117
VII.6.2. Armatures horizontales :	117
VII.6.3.Armatures transversales :	117
VII.7.Vérification de σ_b a letat limite de service	118
VII.8.Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile (L ELU):	118

chapitres VIII : etude des fondations :

VIII. Introduction :	122
VIII.1 Choix du type de fondations :	122

VIII.2. Définition du radier :.....	123
VIII.2.1. Pré dimensionnement du radier :.....	123
VIII.2.2 : Evaluation des charges pour le calcul du radier :.....	125
VIII.2 .3. Ferrailage du radier :.....	125
VIII.2.4. Méthode de calcul :.....	125
VIII.3. Les vérifications :.....	128
VIII.3.1 Vérification à l'ELU :	128
VIII.3.2 Les vérifications des contraintes à l'E.L. S.....	129
VIII.4. Ferrailage des poutres de libages :.....	130
VIII.4. 1.Calcul de ferrailage :	131
VIII.5. Armature de peaux :.....	133
VIII.5.1 Contrainte de cisaillement :.....	133

Les figures

Chapitre 1

Figure 1.1: vue en plan du bâtiment	3
Figure 1. 2 : Plancher à corps creux.	4
Figure 1. 3 : escalier	4
Figure 1. 4 : Briques creuses.	4
Figure 1. 5 : mur double cloison.....	5
Figure 1. 6 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	7
Figure 1. 7 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	7
Figure 1. 8 : contraintes de béton – Diagrammes déformations.....	8
Figure 1. 9 : Caractéristiques des aciers utilisés.....	9
Figure 1. 10 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots	11
Figure 2. 1 : plancher à corps creux 14	

Chapitre 2

Figure 2. 1 : plancher à corps creux	14
Figure 2. 2 : mur double cloisons.....	16
Figure 2. 3 : La surface afférente du poteau.....	18
Figure 2. 4 : plancher à corps creux	21
Figure 2. 5 : Coupe de voile en élévation	21

Chapitre 3

Figure 3. 1 : Schéma statique de l'acrotère	23
Figure 3. 2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	27
Figure 3. 3 : Schéma représentatif du balcon	27
Figure 3. 4 : Schémas statique du balcon	28
Figure 3. 5 : Ferrailage du balcon	30
Figure 3. 6 : Différentes élément d'un escalier.	31
Figure 3. 7 : Diagramme des Moment fléchissant a E.L.U	33
Figure 3. 8 : « Schéma de ferrailage de l'escalier »	35
Figure 3. 9 : Coupe d'ascenseur	37
Figure 3. 10 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	40
Figure 3. 11 : dessin montrant la concentration des charges.....	40
Figure 3. 12 : moments de la dalle	42
Figure 3. 13 : Ferrailage (en travée).....	48
Figure 3. 14 : Ferrailage (sur appuis)	48
Figure 3. 15 : Armatures du voile (cage d') ascenseur	49

Chapitre 4

Figure 4. 1 : différents niveaux	51
Figure 4. 2 : Schéma des poutrelles	52
Figure 4. 3 : Schéma explicative.....	54
Figure 4. 4 : Schéma explicatif.	55
Figure 4. 5 : Diagramme du moment max et min	55
Figure 4. 6 : Schéma des Types des poutrelles	56
Figure 4. 7 : Diagramme des efforts tranchants.....	59
Figure 4. 8 : Diagramme des moments	59
Figure 4. 9 : Diagramme des efforts tranchants.....	63
Figure 4. 10 : Diagramme des moments	64
Figure 4. 11 : Diagramme des contraintes à E.L.U.....	65
Figure 4. 12 : ferrailage de planche étage courant.....	71
Figure 4. 13 : Diagramme de moments fléchissant à l'ELU	71

Figure 4. 14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	72
Figure 4. 15 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	72
Figure 4. 16 : Dessin de ferrailage des poutrelles plancher terrasse.....	79
Chapitre 5	
Figure 5. 1 : modélisation 3D du bâtiment	82
Figure 5. 2 : le poids propre du bâtiment.....	82
Figure 5. 3 : Spectre de réponse	83
Figure 5. 4 : nombre de mode a considériez.....	83
Figure 5. 5 : Disposition des voiles contreventements	87
Chapitre 6	
Figure 6. 1 : ferrailage des poutres.....	99
Figure 6. 2 : Zone nodale.	106
Figure 6. 3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux	106
Figure 7. 1 : Schéma de voile	111
Chapitre 7	
Figure 7. 2 : ferrailage des voiles	116
Figure 7. 3 : Vue de face de voile	116
Chapitre 8	
Figure 8. 1 : Schéma du Radier.	120
Figure 8. 2 : Schéma du panneau le plus défavorable	123
Figure 8. 3 : Ferrailage du radier	127
Figure 8. 4 : Ferrailage de la poutre de libage	131

Les tableaux

Chapitre 1

Tableau 1. 1 : Dosage et composition du béton.	6
Tableau 1. 2 : Caractéristiques des aciers utilisés.	8
Tableau 1. 3 : Règle des trois pivots	11

Chapitre 2

Tableau 2. 1 : Plancher terrasse.	15
Tableau 2. 2 : Plancher étage courants.	15
Tableau 2. 3 : La loi de dégression.	16

Chapitre 3

Tableau 3. 1 : Descente de charge (Balcon).	28
Tableau 3. 2 : Descente des charges de la volée	32
Tableau 3. 3 : ferrailage de l'escalier	33
Tableau 3. 4 : vérification.....	34
Tableau 3. 5 : vérification de la flèche	35
Tableau 3. 6 : Ferrailage de la poutre palière.....	36
Tableau 3. 7 : poids mort de l'ascenseur.....	38
Tableau 3. 8 : Résumé les moments isostatiques des rectangles.....	41
Tableau 3. 9 : Résumé les moments isostatiques des rectangles	45

Chapitre 4

Tableau 4. 1 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges.....	57
Tableau 4. 2 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2	58
Tableau 4. 3 : Tableau récapitulatif des résultats.....	63
Tableau 4. 4 : Tableau IV.4: Tableau récapitulatif des résultats.....	73

Chapitre 5

Tableau 5. 1 : Coefficient d'accélération de zone	84
Tableau 5. 2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité	84
Tableau 5. 3 : Coefficient de pondération	85
Tableau 5. 4 : Pourcentage d'amortissement critique.....	85
Tableau 5. 5 : Vérification des périodes.	87
Tableau 5. 6 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle	87
Tableau 5. 7 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	88
Tableau 5. 8 : Vérification de l'effet $P-\Delta(x-x)$	89
Tableau 5. 9 : calcul de l'excentricité	90

Les notations utilisées :
A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
If : moment d'inertie fictif

J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
Ml : masse linéaire
M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
Mt : moment fléchissant de travée
M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
Mw : moment fléchissant de la gauche
Mx : moment fléchissant du sens x-x
My : moment fléchissant du sens y-y M₀ : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
M₁ : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
M₂ : coefficient de Pigeaud M₂₂ : moment suivant le sens 2-2 M₃₃ : moment suivant le sens 3-3
N : effort normal
Ne : effort normal au centre de la section
N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
N_{ser} : effort normal d'état limite de service
N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P : poids propre ; périmètre
Pr : poids propre du radier
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
S : surface
Sr : surface du radier
T : effort tranchant
T_x : période fondamentale dans le sens x-x
T_y : période fondamentale dans le sens y-y
Uc : périmètre du contour
V : action sismique ; effort horizontal
Vt : effort sismique à la base de la structure
W : poids total de la structure
Wp : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension
b : largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
c : enrobage
d : hauteur utile ;
e : excentricité ; espacement
e_a : excentricité additionnelle
f : flèche
f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
f_e : limite élastique d'acier
f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
h : hauteur

h_c : hauteur du corps creux
h_a : hauteur de la dalle
h_e : hauteur libre
h_{moy} : hauteur moyenne
h_t : hauteur totale
h' : hauteur de la zone nodale
h_1 : hauteur du Poteau

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DU PROJET

I. Généralités :

Le génie civil est un domaine de l'ingénierie qui traite de la conception, de la construction et de l'entretien de l'environnement physique et naturel bâti. Il s'agit d'un vaste domaine englobant de nombreuses spécialités telles que l'ingénierie structurelle, l'ingénierie géotechnique et l'ingénierie des transports.

L'un des composants les plus importants du génie civil est les structures en béton armé. Les structures en béton armé sont composées de barres d'armature en acier encastrées dans le béton pour augmenter sa résistance et sa durabilité. Ce type de construction a été utilisé pendant des siècles pour construire des ponts, des tunnels, des barrages, des bâtiments et d'autres grandes structures.

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en béton armé en R+6, présentant une irrégularité en plan, dont le système de contreventement est mixte (portiques-voiles). Après une descente des charges et un prédimensionnement des éléments de structure, une étude sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations

. Dans le cadre de cette étude, le logiciel de calcul ETABS sera utilisé pour la modélisation du bâtiment. Les efforts engendrés dans le bâtiment seront utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91/99 et le RPA99/version2003.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation composé de 6 étages (R+6). Cet ouvrage implanté à MOSTAGANEM, classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIA) ; groupe d'usage 2 « ouvrage courants ou importance moyenne » d'après les règles parasismiques Algériennes RPA 99 /version 2003. Le bâtiment à étudier contient 6 étages, chaque étage contient trois appartements, le type de plancher utilisé un plancher à corps-creux, la terrasse est inaccessible.

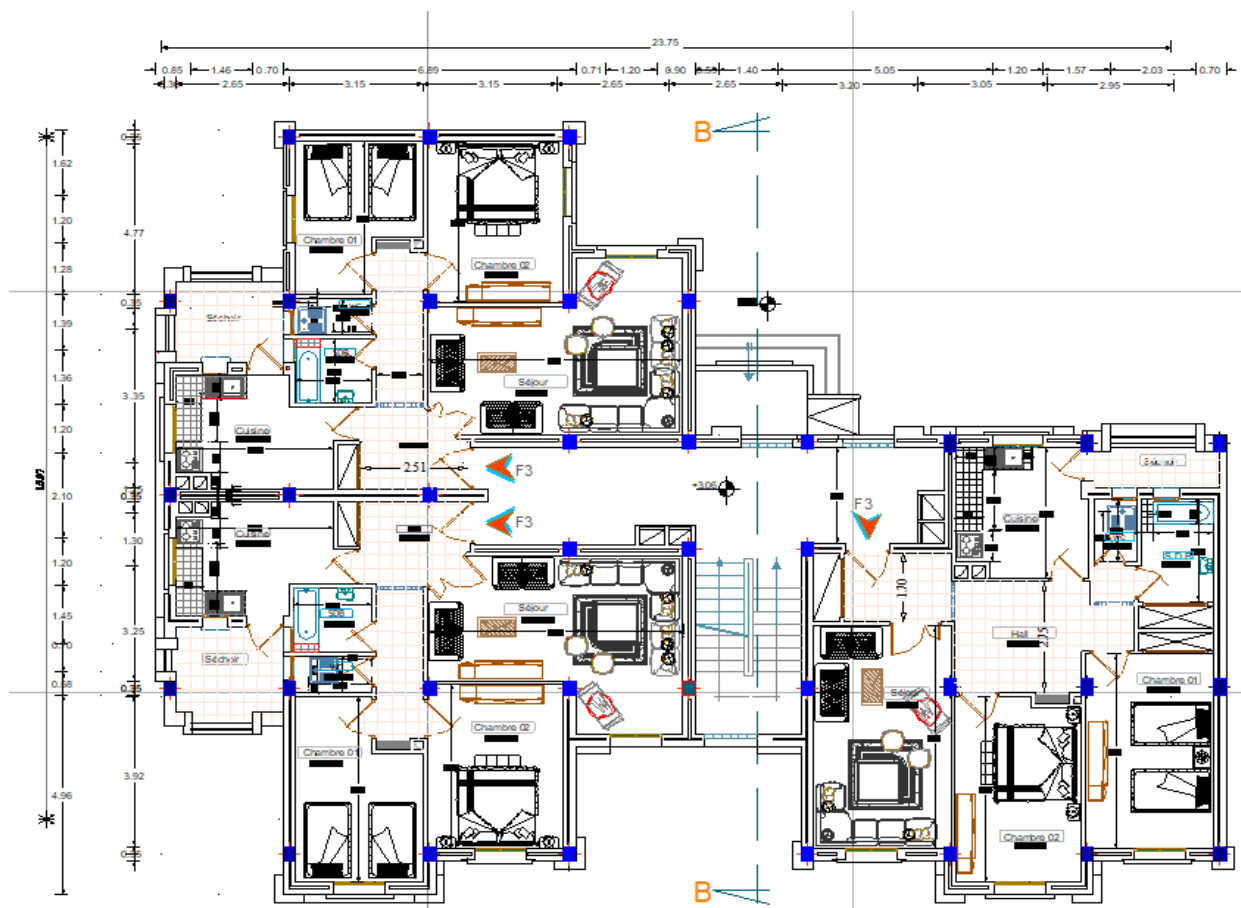


Figure I.1 : vue en plan du bâtiment

I.2. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions en plan de notre bâtiment sont :

- ❖ Longueur totale du bâtiment en plan 26.85 m.
- ❖ Largeur totale du bâtiment en plan 19.32 m.
- ❖ Hauteur du RDC 3.06 m.
- ❖ Hauteur des étages courants 3.06 m.
- ❖ Hauteur totale du bâtiment 22.02 m.

I.3. Conception de la structure :

I.3.1. Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2. Plancher

Le type de plancher adopté est un plancher semi-préfabriqué en « poutrelles , corps creux et dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.

- Minimiser le coût de coffrage.

Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour des dalles pleines, à cause de leurs formes Irrégulière

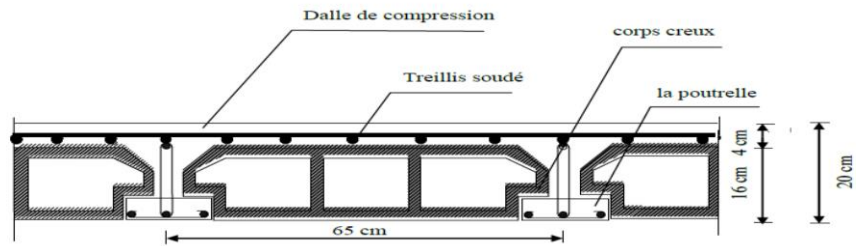


Fig. II.1): coupe d'un plancher en corps creux.

Figure I.2 : Plancher à corps creux.

I.4.3. Escalier :

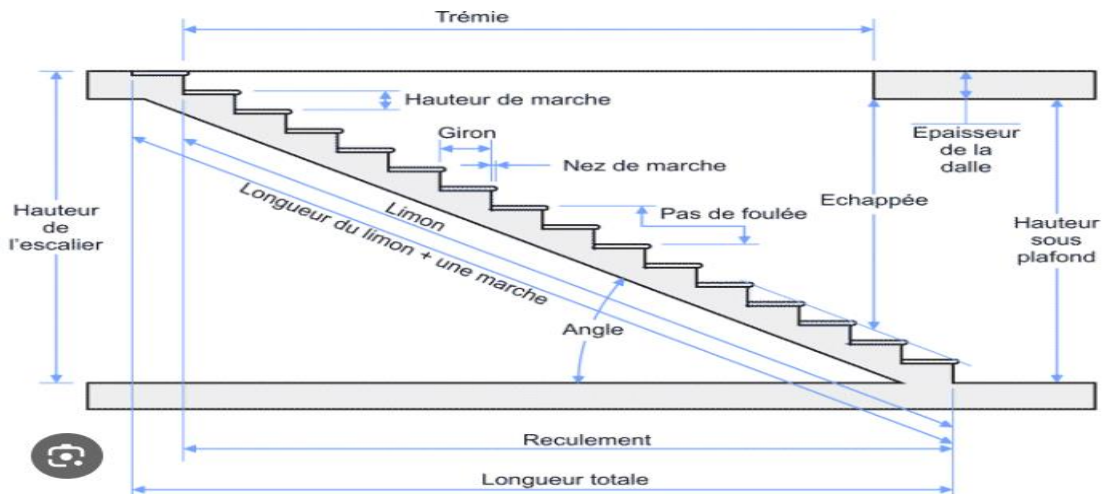


Figure I.3 : escalier

1.4.4. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure est exécutée en briques creuses.

Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées ;

- Briques creuses de 15 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur

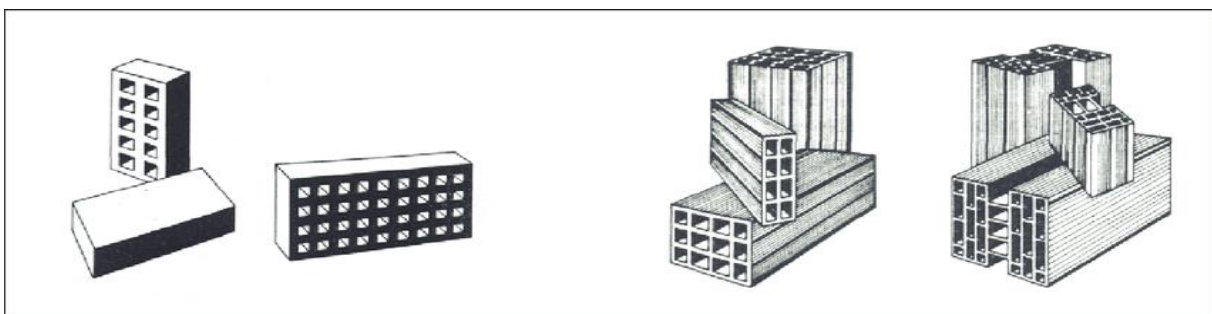


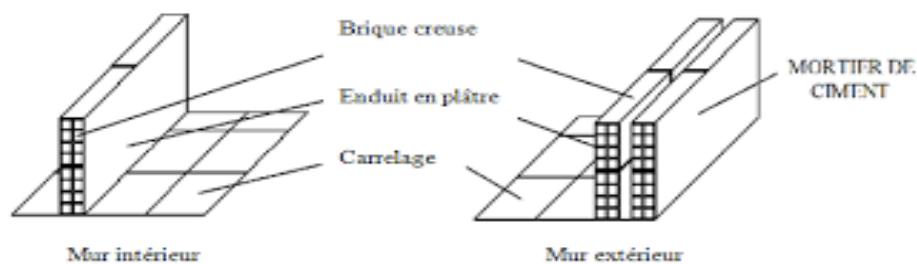
Figure I.4 : Briques creuses.

1.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade ;
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Figure I.5 : mur double cloison.



I.4.6. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.7. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.8. Fondation :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bars la profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturel.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003 Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

I.6.1. Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- ◆ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- ◆ Bonne résistance aux actions climatiques.
- ◆ Bonne résistance à la compression.
- ◆ Faible résistance à la traction.

I.6.2. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

c. sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

d. graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

I.6.3 Dosage et composition du béton :

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et après durcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, le composition moyenne pour 1m³ de béton est la suivante :

Composants	Gravies 5/25	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume	800 L	400 L	8 sacs	180 L
Poids (kg)	1200	600	400	180

Tableau I.1 : Dosage et composition du béton.

I.7. Résistances mécaniques du béton :

I.7.1. Résistance à la compression : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière, elle est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} \\ f_{c28} > 40\text{Mpa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \cdot f_{c28} \end{array} \right.$$

- Pour : 28 jours < j < 60 jours : $f_{cj} = f_{c28}$

- Pour : j ≥ 60 jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

- Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

1.7.2 Résistance à la traction : (BAEL 91 [ART 2.1.1.1])

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par la relation : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Donc pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

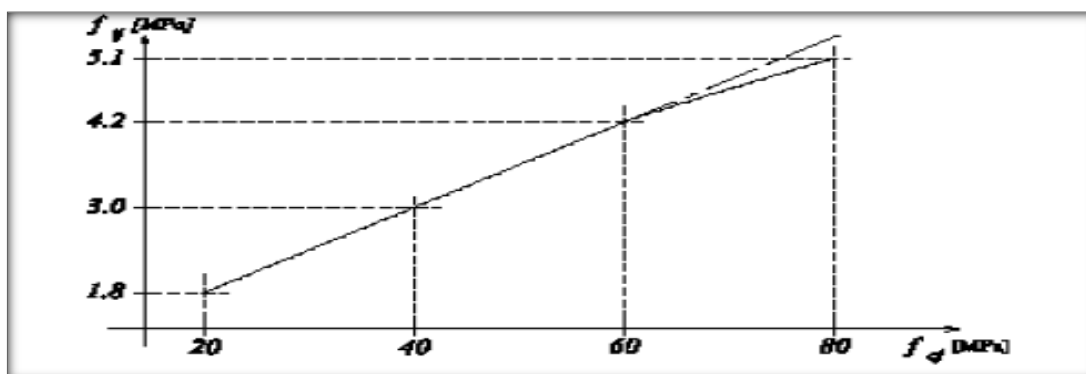


Figure I.6: Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

I-8- Déformation et contraintes de calcul :

I.8.1 Etat limite de résistance : (BAEL 91 [ART 4.3.41]) : Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit : « Parabole–rectangle » et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a- Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

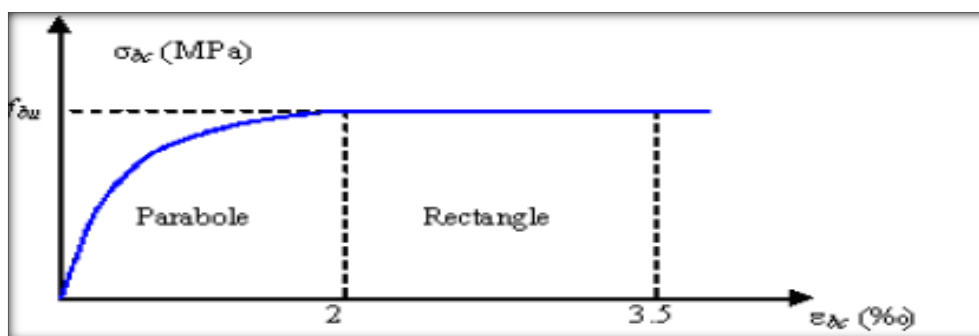


Figure I.7: Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$

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

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas général

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par les essais sur éprouvettes.

b- Diagramme rectangulaire : (BAEL 91 [ART 4.3.42])

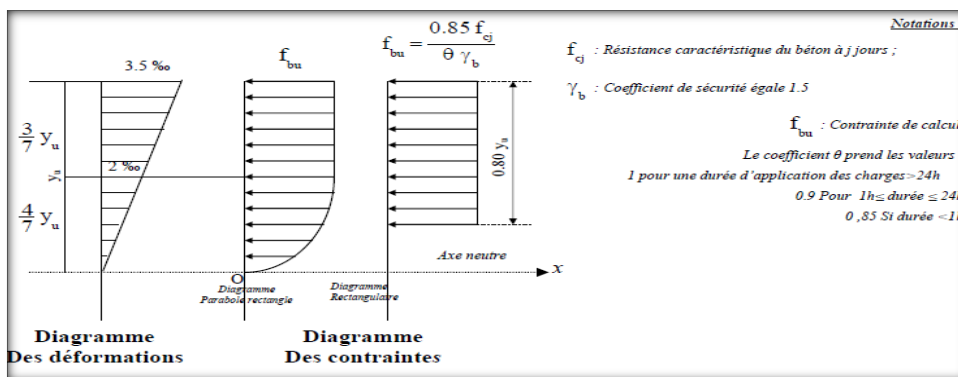


Figure I.8 : contraintes de béton – Diagrammes déformations

I.8.2. Modules de déformation longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée : (BAEL 91[ART 2.1.1.2])

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h :

$E_{ij} = 11000(f_{c_j})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25$ MPa ; $E_{i28} = 32164,2$ MPa.

- Module de déformation différée : (BAEL 91 [ART 2.1.2.2])

$E_{vj} = 3700(f_{c_j})^{1/3}$; pour $f_{c28} = 25$ MPa ; $E_{i28} = 10818,9$ MPa.

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.8.3. Coefficient de poisson : (BAEL 91 [ART 2.1.3])

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.9. Les Aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont Regroupées dans le tableau suivant :

I.9.2 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 (<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers utilisés.

I.9.2- contrainte de calcul- Diagramme déformation : $\sigma_s = f(\varepsilon_{\text{‰}})$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général ; $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles. Pour notre étude, on utilise des aciers F_e E400.

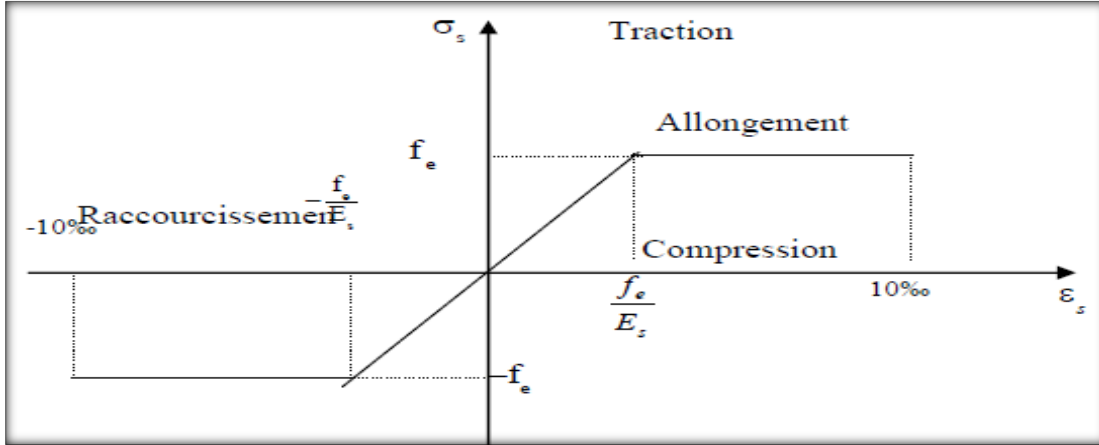


Figure I.9: contraintes – Diagramme déformations.

I.9.3- Contraintes limites de traction des armatures : (BAEL 91 [ART A.4.5.33. P32.P33])

1) E.L.U

σ_s : contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

	$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$	
◆ rond lisse ($f_e = 235 \text{ MPa}$)	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} \end{array} \right.$	$\begin{array}{l} \text{situation durable} \\ \text{situation accidentelle} \end{array}$
◆ Haute adhérence ($f_e = 400 \text{ MPa}$)	$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$	$\begin{array}{l} \text{situation durable} \\ \text{situation accidentelle} \end{array}$

2) E.L.S

- Fissuration peu préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa.}$
- Fissuration très préjudiciable..... $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.8f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa.}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{Pour les ronds lisses} \\ \eta = 1,6 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \quad \text{Pour hautes adhérences avec } \varnothing < 6 \text{ mm} \end{array} \right.$$

η : coefficient de fissuration.

-Poids volumique :

- Béton armé....., $\gamma_b=25 \text{ kN/m}^3$.
- Béton non armé..... $\gamma_b=22 \text{ kN/m}^3$.
- Acier..... $\gamma_b =78,5 \text{ kN/m}^3$.

I.9.4. Etats limites :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R ;
- Etats limites de service E.L.S.

I.9.4.1. E.L.U.R :

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

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de la forme.
- **I.9.4.1.A. Hypothèses de calcul : (BAEL 91mod99, [ART A.4.3.2. P23])**
- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à : $\varepsilon_{bc} = 3,5\%$ en flexion composé. $\varepsilon_{bc} = 2\%$ en compression simple ;
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$.

I.9.4.1.B. Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peuvent intervenir

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.
- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
- -la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10 ⁰ /100
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5 ⁰ /100
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ⁰ /100

Tableau I.3 : Règle des trois pivots

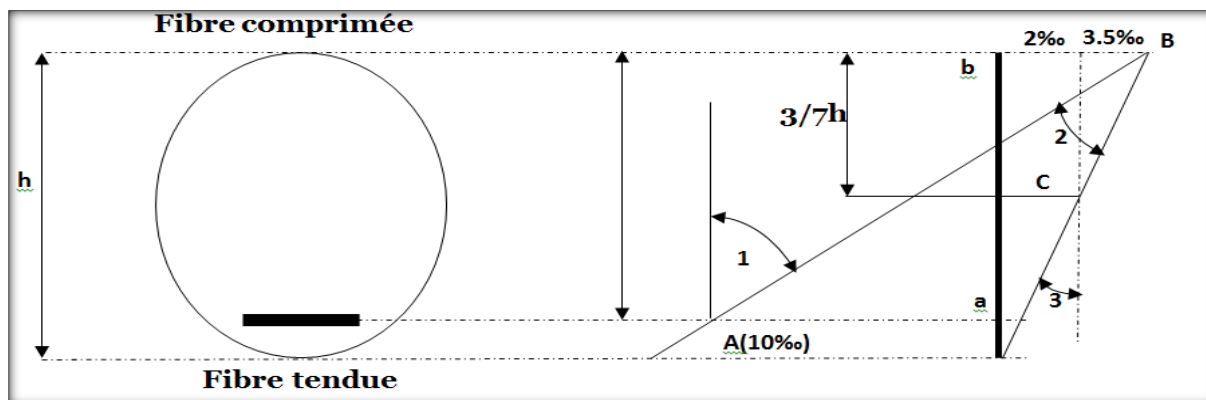


Figure I.10: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- Dans le domaine 01 : le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.
- Dans le domaine 02 : le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée.
- Dans le domaine 03 : le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur total h de la section.

I.9.4.2.E.L.S :

Constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- L'ouverture des fissures ;
- La déformation des éléments porteurs ;
- La Compression dans le béton.

I.9.4.3. Hypothèses de calcul :

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton :

$$\eta = E_s/E_b=15 \text{ « coefficient d'équivalence ».}$$

I.9.4.4. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28}=25\text{Mpa}$;
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$;
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj}=10818,865\text{Mpa}$;
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij}=32164,195\text{Mpa}$;
- Limite d'élasticité de l'acier : $f_e=400\text{Mpa}$.

I.9.4.5. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

•Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
 $1,35G+1,5Q$

• Etat limite de service :

Combinaison d'action : $G+Q$

-Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ G+Q\pm 1,2E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente} \\ Q : \text{ charge d'exploitation} \\ E : \text{ effort de séisme} \end{array} \right.$$

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES

ÉLÉMENTS DE LA

STRUCTURE

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement des Planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure, on a un seul type de plancher (plancher à corps creux.)

II.2.1. Planchers à corps creux :

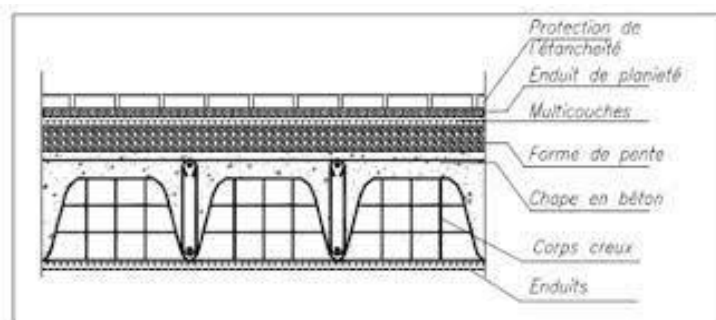


Figure II.1 : plancher à corps creux

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de rigidité :

$$h \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle

On a : $L = 4,40\text{m}$ alors $h \geq 18,22$

$$\frac{440}{22,5} = 19,55 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de : 16 cm ; On prend : $h = (16+4) \text{ cm}$

II.3. Evaluation Des Charges :

Les charges réglementaires sont en général de deux types :

- Les charges permanentes représentant le poids propre de la structure.
- Les charges d'exploitations ou surcharges.

La descente des charges a pour objet la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

II.3.1. Charges Permanentes :

II.3.1.1 Plancher Terrasse Inaccessible :

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-Gravillon de protection(e=5cm)	$17 \times 0,05 =$	0,80
2-Système multicouche (e=2cm)	$0,02 \times 6$	0,12
4-Isolation thermique à liège (e=4cm)	$0,04 \times 3 =$	0,16
5- forme de pente en béton (10cm)	$22 \times 0,1 =$	2,2
6- plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	2.80	2,80
7-Enduit en plâtre (e=2cm)	$10 \times 0,2 =$	0,20
La charge permanente.....	$G = \sum G_i =$	6,28
La surcharge d'exploitation.....	$Q =$	1,00

Figure II.1: Plancher terrasse.

II.3.1.2 Plancher étage courant a usage d'habitation :

DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
1-revetement en carrelage (2cm)	$2 \times 0,2$	0,40
2-Mortier de pose (2cm)	$2 \times 0,2$	0,40
3-Sable fin pour mortier (2cm)	$18 \times 0,02$	0,36
4-Plancher à corps creux (16+4)	2.80	2,80
5-enduit en plâtre (2cm)	$0,1 \times 2$	0,20
6-cloison en briques creuses	0.90	0,90
La charge permanente	$G = \sum G_i =$.....	5.06
La surcharge d'exploitation	$Q =$.....	1.5

Figure II.2: Plancher étage courants.

II.3.2 Charge D'exploitation

- Escaliers : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Balcon : $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher courant : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

II.3.3. Maçonnerie

● **Murs extérieurs**

1. -Brique creuse (e=15cm) $1,35 \text{ kN/m}^2$
2. -Brique creuse (e=10cm) $0,90 \text{ kN/m}^2$
3. -Enduit au plâtre (e=2cm ; $\rho = 18 \text{ kN/m}^3$) $0,995 \text{ kN/m}^2$

$G = 3,24 \text{ kN/m}^2$

● **Murs intérieurs**

- 1- Enduit en ciment face 1 (e=1.5cm)..... $0,552 \text{ kN/m}^2$
- 2- Parois en brique creuse intérieur(e=10cm) $2,484 \text{ kN/m}^2$

$G = 3,032 \text{ kN/m}$

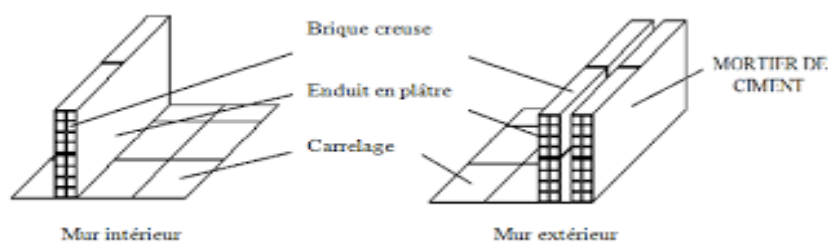


Figure II. 2. : mur double cloisons

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90%G). - Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

On prend $G_{\text{ext}} = G \times 80\% = 7.758 \times 0,7 = 2,02 \text{ KN/m}^2$

II.4. Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1 Q_2 Q_3 \dots Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (Étage 1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur :

(Étage 2) $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

(Étage 3) $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(Étage 4) $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

(Étage 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 $[n \geq 5]$

Niveau	La dégression des charges par niveau (kN/m ²)	Charges (kN/m ²)
Terrasse	$NQ_0=1$	1.00
6	$NQ_1= Q_0+ Q_1$	2.50
5	$NQ_2= Q_0+0,95 (Q_1+ Q_2)$	3.85
4	$NQ_3= Q_0+0,90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$	5.05
3	$NQ_4= Q_0+0,85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$	6.10
2	$NQ_5= Q_0+0,80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5)$	7.00
1	$NQ_6= Q_0+0,75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6)$	7.75

Tableau II.3: La loi de dégression.

II.5. Prédimensionnement des poutres et des poteaux :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.5.1. Prédimensionnement des poutres ;

Les poutres sont un élément essentiel de toute structure de bâtiment. Elles sont utilisées pour supporter le poids du toit, des murs et d'autres parties d'un bâtiment. Elles assurent également la stabilité et la solidité de la structure globale.

Lorsqu'elles sont utilisées correctement, les poutres peuvent aider à maintenir un bâtiment debout pendant de nombreuses années.

Selon les formules empiriques :

- -la hauteur h de la poutre doit être $L/15 \leq h \leq L/10$
- -La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,6h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon le RPA99V2003 :

On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 20$ cm
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 30$ cm
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II.5.1.1 Poutres sens principales :

$L_{\max} = 610$ cm

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 610 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 40.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 61 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 35 \text{ cm} \end{cases} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,28 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

-La section des Poutres principales est :(35x45)

II.5.1.2 sens transversal poutres secondaires :

$L_{\max} = 440$ cm.

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 440 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 29.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 44.0 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ 8.1 \text{ cm} \leq b \leq 12 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases} \right.$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4\text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

-La section des Poutres secondaires est : $(30 \times 30)\text{ cm}^2$

II.5.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas ;

La surface afférente est donnée par : $S = (3.05 + 2.075) \times (1.70 + 1.625) = 17.04\text{ m}^2$

On a 3 types de coffrage de poteaux :

- * **Type 1:** R.D.C jusqu'au 2^{ème} étage.
- * **Type 2:** du 3^{ème} étage jusqu'au 4^{ème} étage.
- * **Type 3:** du 5^{ème} étage jusqu'à la terrasse.

Application numérique :

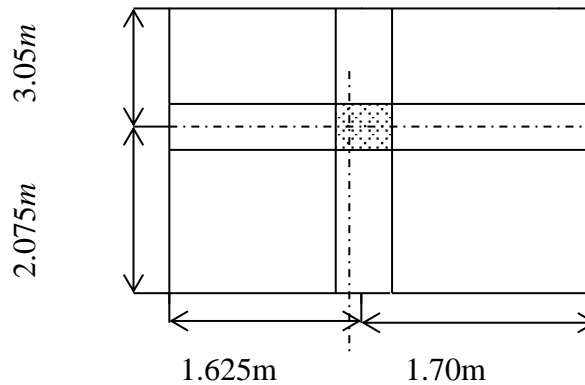


Figure II.3 : La surface afférente du poteau

$$S = 3,87 \times 3,25 = 12,57\text{ m}^2$$

On calcule les efforts de compression qui agissent sur les poteaux dus aux charges permanentes suivant le R.P.A 99/ (version 2003).

II.5.2.1 Calcul de l'effort normal (N_u) sollicitant les poteaux :

a) Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- **Plancher terrasse :** $G \times S = 6.28 \times 17.04 = 107.01\text{ kN}$
- **étages courants :** $6 \times G \times S = 6 \times 5.06 \times 17.04 = 517.34\text{ kN}$

On majore les efforts de 10% : $N_G = 1,1 \times (107.01 + 517.34) = 686.785\text{ kN}$

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 107.01 \times 17.04 = 145.266\text{ kN}$$

Effort normal N_U :

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 686.785) + (1,5 \times 145.266) = 1145.06\text{ KN}$$

II.5.2.2 Détermination de la section du poteau (axb) :

1. Détermination de (a) :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} \leq 50 ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

Donc on remplaçant par la valeur de i :

$$\text{On a : } L_0 = 3,06 \text{ m ; } L_f = 0,7 \times 3,06 = 240 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{0.289a} = \frac{0.7 \times l_0}{0.289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{240}{0.289 \times 50} = 14.82 \text{ cm}$$

On prend $a = 45 \text{ cm}$

Avec :

λ : Élançement mécanique d'une pièce comprimée.

L_f : Longueur de flambement = 0,7 l_0 .

L_0 : Hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration de la section droite du béton seule.

2. Détermination de (b) :

Selon le BAEL on a

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

B_r : Section réduite du poteau ; $B_r = (a - 2)(b - 2) [cm]^2$

A_s : Section d'armature longitudinale ; $A_s = 0,8\% B_r$; Parce que Zone IIa (**RPA 7.4.2.1**)

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $f_e = 400 \text{ MPA}$; $\gamma_b = 1,50$; $\gamma_s = 1,15$;

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) = 43(b - 2) [cm]^2$$

$A_s = 0,8\% \times B_r$ pour Zone IIa

$$A_s = 0,008 \times [43(b - 2)] = 0,344(b - 2) [cm]^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.46}{35} \right)^2} = 0.77$$

$$1145.05 \leq 0.77 \left[\frac{43(b - 2)25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.344(b - 2)400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$\rightarrow b \geq 12.99 \text{ cm}$$

On prend : $b = 45 \text{ cm}$.

II.5.2.3 Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) = 45\text{cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a, b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : a = b = 45 cm

II.5.2.3 Prédimensionnement des poteaux de type 2:

$$\min \left\{ \begin{array}{l} (a, b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : a = b = 40 cm

II.5.2.4 Prédimensionnement des poteaux de type 3:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a, b) = 35\text{cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : a = b = 35 cm

II.6. Les poutrelles :

D’après les règles (**BAEL91**), la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de « b₁ ».

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \geq (L_n - b_0) / 2. \\ b_1 \geq L / 10. \\ b_1 \geq 8 h_0. \\ b_1 \leq \min \{L_0/2; L/10; 8h_0 \} \end{array} \right.$$

Avec :

L_n : la distance entre axes de nervures ; L_n= 65 cm.

L : La portée entre nus d’appuis.

h₀ : La hauteur de la nervure.

b₀ : Épaisseur de la nervure.

On prend :

b₀ = 12 cm.

b₁ : doit vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \geq (65 - 12) / 2 \geq 26,5 \text{ cm.} \\ b_1 \geq 440 / 10 \geq 43,5 \text{ cm.} \\ b_1 = 8 \times 4 = 32 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$b_1 = \min (26,5 ; 44 ; 32) \rightarrow$ on prend $b_1 = 26.5$ cm.

$b = 2 b_1 + b_0 \Rightarrow b = 65$ cm.

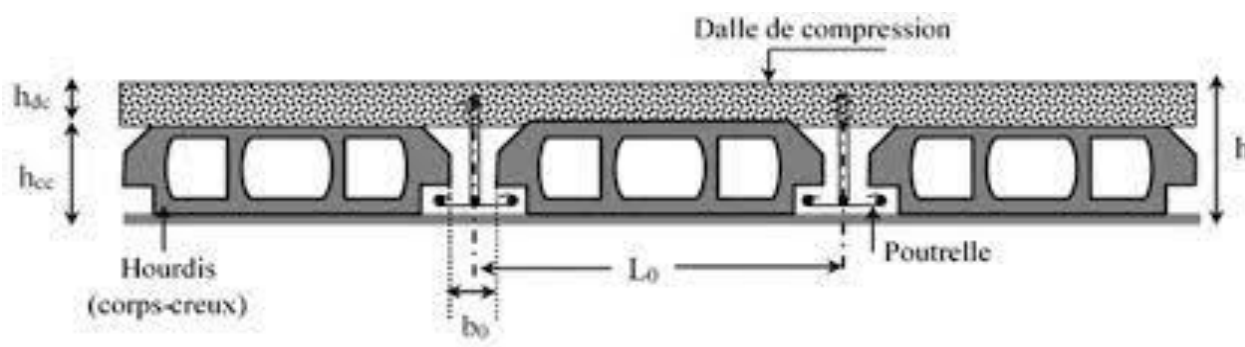


Figure II.4 : plancher à corps creux

II.7. Prédimensionnement les Voiles :

Le Prédimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003

Les murs en béton armé sont un élément essentiel d'une structure et jouent un rôle important dans la solidité, le soutien et la stabilité.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :

$L \geq 4e$; Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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 indiquées.

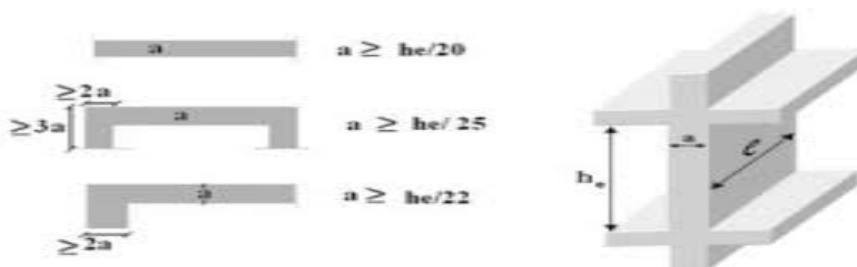


Figure II.5: Coupe de voile en élévation

$e \geq (he/22; 15$ cm).

$He/22=306/22=13.91$ cm

$e \geq (13,91$ cm ; 15 cm).

$L \geq 4.e = 80$ cm

Soit l'épaisseur des voiles : **e = 20 cm**

CHAPITRES III

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS DE LA

STRUCTURE

III.1. Acrotère :

III.1.2 introduction

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

III.1.2.1 Dimensions de l'acrotère :

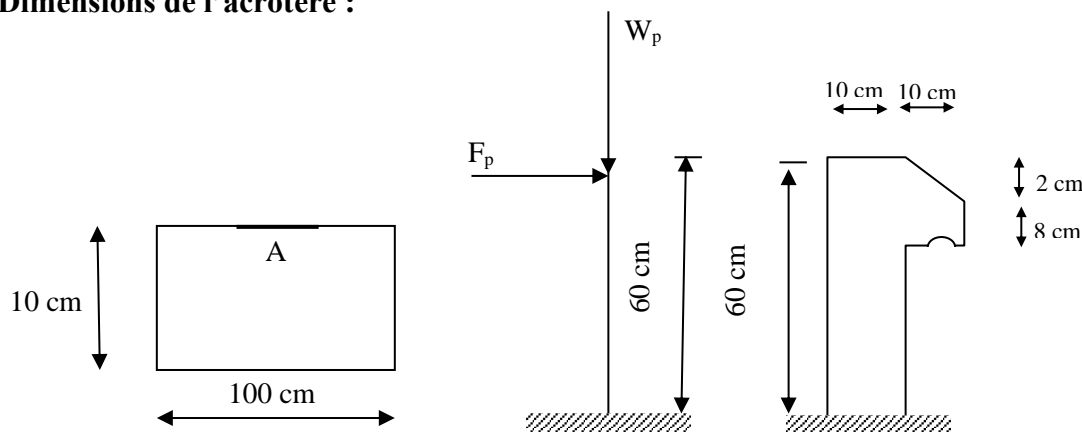


Figure III-1 : Schéma statique de l'acrotère

III.1.2.2 Calcul des sollicitations :

III.1.2.3 Calcul des efforts :

1. Charges permanentes

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

2. Charge permanent :

$$G = 1,725 \text{ kN/ml}$$

2. Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

III.1.2.4. Charge aux états limites :

E.L. U :

Le calcul se fait en flexion composée, pour une bande de 1m de longueur.

Effort normal de compression : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,72 = 2,33 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$.

Moment de renversement : $M_u = 1,5 Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,90 \text{ KN.m}$

E.L. S :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1m de longueur.

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,725 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T_s = Q = 1 \text{ KN}$.

Moment de renversement : $M_s = Q.h = 0,60 \text{ KN.m}$ →

L'excentricité :

$$ep = M_u / N_u = 0,9 / 2,33 = 0,39 \text{ m}$$

$$ep / 2 = 0,10 / 2 = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

ep : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures

III.1.3 Calcul du ferrailage (ELU) :

→ Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_u [e + h/2 - C] = 2,33 [0,39 + 0,1/2 - 0,02] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - C') N_u - M_u \leq (0,337h - (0,81C')) f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - C') N_u - M_u = ((0,09 - 0,02) \times 2,33) - 0,97 = -0,8 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - (0,81C')) f_{bc} \times b \times h = ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)) 14,17 \times 103 \times 1 \times 0,1 = 24,79 \text{ KN.m}$$

$$-0,81 < 24,79 \text{ kN.m};$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire pour une bande de 1m : $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Avec $d = 0,9 \times h$

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,97 \times 103 / (100 \times 9^2 \times 14,17) = 0,0084$$

$$\alpha_1 = 3,5 / (3,5 + 1000 \delta_{sl}) = 3,5 / (3,5 + 1,74) = 0,668.$$

$$\text{avec: } 1000 \delta_{sl} = f_e / E_s = 400 / (2,105 \times 1,15) = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,995$$

III.1.3.2 Calcul de la section d'armatures en :

1. Flexion simple :

$$A_s = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,956 \times 9} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Flexion composée :

$$A_{st} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{sT}} = 0,32 - \frac{2,33 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,25 \text{ cm}^2$$

III.1.3.3 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,72 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$D = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

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

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \min} = 0,23 \times \frac{100 \times 9 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 0,45 \times 9}{35 - 0,185 \times 9} = 1,101 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $5\phi 8$ p.m ; $A_s = 2,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'armature de répartitions :

$$A_r = A_s / 4 = 1,41 / 4 = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-On adopte : $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $5\phi 6$ p. m

III.1.4 Les vérifications :

III.4.1 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = T / b \times d \rightarrow T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = 1,50 / 1 \times 0,09 = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,2 \times f_c / 28 / b\} ; 5 \text{ MP}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,017 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4 Vérification a l'E.L.S :

III.1.4.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

↳ **Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,72 \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ KN.m}$$

↳ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n(A_s + A'_s)y - n(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

Avec :

$A'_s = 0$ et $n = 15$, Alors :

$$\frac{b}{2} y^2 - nA_s(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \Rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

↳ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d-y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + 15 \times 1,41(9 - 1,75)^2 = 1290,34 \text{ cm}^4$$

III.1.4.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,88 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

Avec : η coefficient de fissuration pour les aciers à HA ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$; On prend $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d-y) = 15 \frac{0,65 \times 10^3}{1290,34} (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.5 Vérification de l'acrotère au séisme (A.6.2.3 RPA 99) :

D'après le (RPA 99/2003), les forces horizontales de calcul (F_p) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times CP \times WP$$

A : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du RPA en fonction :

-zone IIa -

Groupe d'usage 2

$$A = 0,15$$

C_p : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varient entre 0,3 et 0,8 dans notre cas

$$C_p = 0,8$$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère) ; $WP = G = 1,725 \text{ KN/ml}$.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,725 = 0,552 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion : Toutes les conditions vérifient alors le ferrailage adopté précédemment est convenable

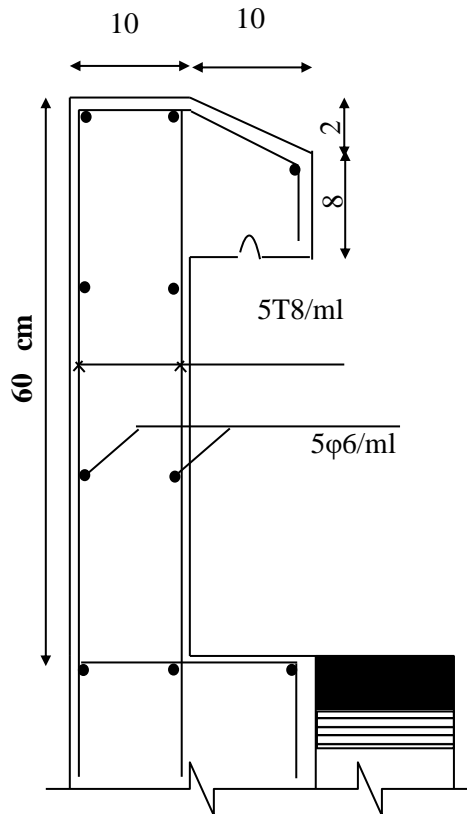


Figure III-2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Balcon :

III.2 .1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la partie, Entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment est communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m, de largeur. On a un seul type de balcon.

L'épaisseur de ses dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11$ cm pour 2 heures
- de coupe-feu en donc on adopte $e_p = 20$ Cm.

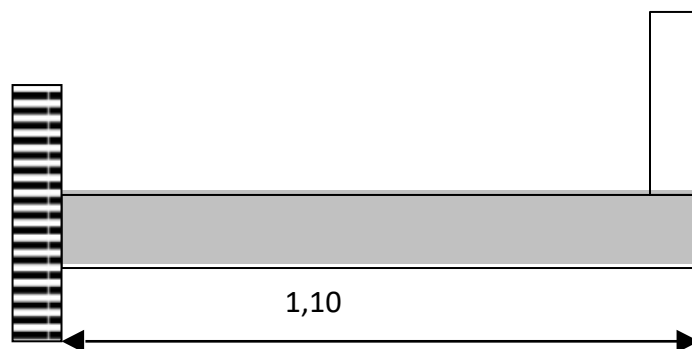


Figure III.3 : Schéma représentatif du balcon

III.2 .2 Descente de charges :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle pleine	0.2	25.00	5.00
5	Enduit en ciment	0.02	18.00	0.36
Charge permanent		6.52		

Tableau III.1 : Descente de charge (Balcon).

Poids propre: $G = 6.52 \text{ kN/m}^2$

Surcharge : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$ Charge par ml:

$$Q_u = 1.35G + 1.5 Q = 11.05 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 8.02 \text{ KN/m}$$

III.2 .3 Calcul de la charge concentrée :

Poids propre du mur en brique perforées :

$$P = \gamma_b \times b \times h \times 1m = 9 \times 0.25 \times 2.76 \times 1 = 6.21 \text{ kN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$$P_{ex} = 0.18 \times 2 \times 2.76 \times 1 = 0.99 \text{ KN.}$$

$$P_{int} = 0.18 \times 1.5 \times 2.76 \times 1 = 0.552 \text{ KN.}$$

$$P_m = 7.75 \text{ KN.}$$

Il y a une ouverture :

$$0.8 \times P_m = 6.2 \text{ kN}$$

$$P_n = 1.35 P = 8.37 \text{ KN.}$$

$$P_{ser} = 6.2 \text{ KN.}$$

III.2 .4 calcul du Ferrailage :

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

$$L = 110 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 95 \text{ cm}$$

$$M_{max} = -\frac{QL^2}{2} - P_n \times L_1 = 14.63 \text{ KN.m}$$

$$T_{max} = Q_u \times L + P_m = 20.53 \text{ kN.}$$

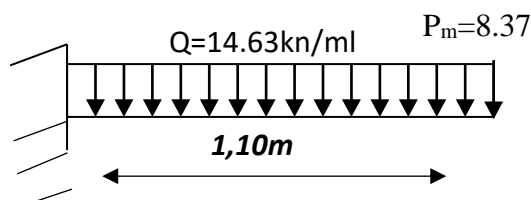


Figure III.4 : Schémas statique du balcon

$$d=0.9H=18 \text{ cm ;}$$

$$\tau = \frac{M_{max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14.63 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.031 \leq 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\tau = 0.031 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{cal} = \frac{M_{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.66 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 2.33 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4T12

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml et St} = 25 \text{ cm}$$

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml et St} = 25 \text{ cm} \quad 4\emptyset 8 \quad A_c = 2.01 \text{ Cm}^2$$

III.2.5 Vérification :

a/ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \text{ (condition vérifiée.)}$$

b/ contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{20.53 \times 10}{100 \times 18} = 0.114 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u^- = \min (0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) : \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u^- = \min (2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.114 \text{ MPa} < \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

c/ Contrainte d'adhérence :

$$\tau = \frac{T}{0.9 \times d \times n \times \tau} = \frac{29.53 \times 10}{0.9 \times 18 \times 4 \times 4.52} = 0.64 \text{ MPa.}$$

n : nombre d'armature longitudinale tendues ; n = 4

r : Périmètre d'armature tendue. μ : 3.14 cm² ; tirée du tableau.

$$\tau_{se} = \varphi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

φ_s : Coefficient e scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA.

$$\varphi_s = 1 \rightarrow \text{pour les aciers lisses.}$$

$$\varphi_s = 1.5 \rightarrow \text{pour les aciers HA}$$

$$\tau = 0.64 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.5.1 La vérification des contraintes à L'E.L. S :

$$M_{ser} = \frac{Q_{ser} \times L^2}{2} + P \times L = 10.74 \text{ KN.M}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d-y) = 50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0$$

$$y = 4.3 \text{ cm}$$

b/ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{100xY^3}{3} + nxAsx(d - y)^2 = 15375.61\text{cm}^4$$

c/ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{10.74 \times 10^3}{15375.61} \times 4.3 = 3\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{-} = 0.6 \times f_{bc} = 15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3\text{MPa} < \sigma_{bc}^{-} = 15\text{MPa}$ condition vérifiée.

d/ Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min\left[\frac{3}{2}fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right] \dots \text{Fissuration préjudiciable.}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = \min(266.67\text{ MPa} ; 201.63\text{ MPa}) = 201.63\text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 \times \frac{10.74 \times 10^3}{15375.61} \times (18 - 4.3) = 143.54\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 143.54\text{MPa} < 201.63\text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\left(\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}\right) \rightarrow \left(\frac{20}{110} = 0.18 > 0.0625\right) \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{bxd} \leq \frac{4.2}{fe}\right) \rightarrow \left(\frac{4.52}{100 \times 18}\right) = 0.0025 > 0.0105 \dots \text{Condition vérifiée}$$

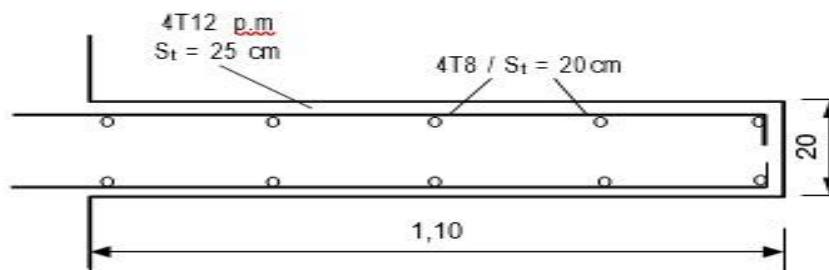


Figure III. 5 : Ferraillage du balcon

III- 3. Étude des escaliers

III. 3.1. Introduction :

Un escalier est une structure constituée d'une série régulière de plans horizontaux (marches et paliers) qui permet de se déplacer d'un étage à l'autre dans un bâtiment, il est également considéré comme une structure de circulation verticale

III. 3.2. Prédimensionnement :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- L'esthétique.
- Facilité à gravir sans qui implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la

relation de BLONDEL :

$$0,59 \text{ m} < g+2h < 0,66 \text{ m}$$

Avec h : hauteur de la marche.

g : giron « distance entre les deux contres marches ».

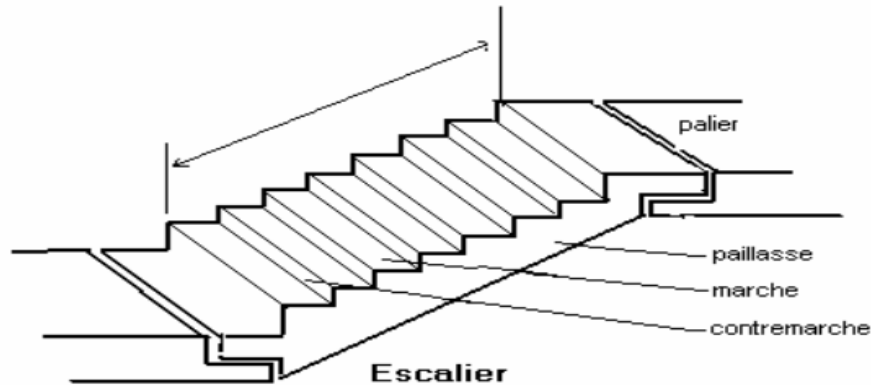


Figure III.6 : Différentes élément d'un escalier.

La limite inférieure **0,59** correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure **0,64** correspond à des locaux publics.

- h le plus courant varie de **14** à **18**.
- g le plus courant varie de **26** à **36** (**30** en moyenne).

Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds + épaisseur de plancher fini).

Nombre de contremarches :

h : Hauteur de la marche : $h = 17$ cm.

H : hauteur d'étage RDC : $H = 306$ cm.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} \Rightarrow n = 9.$$

La largeur g de la marche :

$$59 \leq g+2h \leq 66 \Rightarrow 60 - 34 \leq g \leq 64 - 34$$

$$\Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte :

- $g = 30$ cm : largeur de la marche.
- $h = 17$ cm : hauteur de la marche.

$L = gx(n-1)$ avec n : le nombre de contre marche par volée.

- Dans cette étude on ne prend qu'un exemple (**type I**).

Inclinaison de la paillasse :

- (Étage courant RDC)

$$\text{tg } \alpha = h/ g = 17/ 30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,57^\circ$$

Épaisseur de la paillasse

$$\frac{L}{30\cos\alpha} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \quad \text{Avec : } L=240\text{cm et } \alpha = 29,57^\circ$$

$$\Rightarrow \frac{240}{30 \times \cos(29,57)} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{240}{20 \cos(29,57)} \Rightarrow 13,88\text{cm} \leq e_{\text{paillasse}}$$

Soit : $e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}$

Épaisseur du palier :

$$e \leq \frac{ev}{\cos\alpha} = 17,24\text{cm}$$

$$e_{\text{palier}} = 18\text{cm}$$

III.3.2.1. Évaluation des charges et des surcharges :

- a) Volées :

a) volées			
Désignation			Descente des charges
	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids volumique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,2	0,4
Mortier de pose	2	0,2	0,4
Lit de sable fin	2	0,18	0,36
revêtement en carrelage vertical (epx0, 20xh/g)	2		0,23
mortier de ciment vertical (epx0, 2xh/g)	2		0,23
poids propre de la paillasse (evx0, 25/cos a)	2		4,31
poids propre des marches (0,22xh/2)	0,22		1,87
Enduit en plâtre	2	0,1/0,87	0,23
Garde coups			0,1
Total			
		G=	8,13
		Q=	2,5

Tableau III.2 : Descente des charges de la volée.

-Charge permanente : $G_1=8,13 \text{ kN/m}^2$

-Surcharge : $Q_1 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$qu_1 = (1,35G+1,5Q).1 \text{ m}=14,72 \text{ kN/ml}$$

Palier :

- Charge permanente : $G_2 = 5,86 \text{ kN/m}^2$

- Surcharge d'exploitation : $Q_2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

$$q_{U2} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 11,66 \text{ kN/ml}$$

$$q_{ser2} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 8,36 \text{ kN/ml}$$

III.3.2.2. Détermination du moment maximal et des efforts tranchants à l'E.L. U :

l'E.L. U :

Pour la détermination des sollicitations nous avons utilisé le programme RDM6 ;

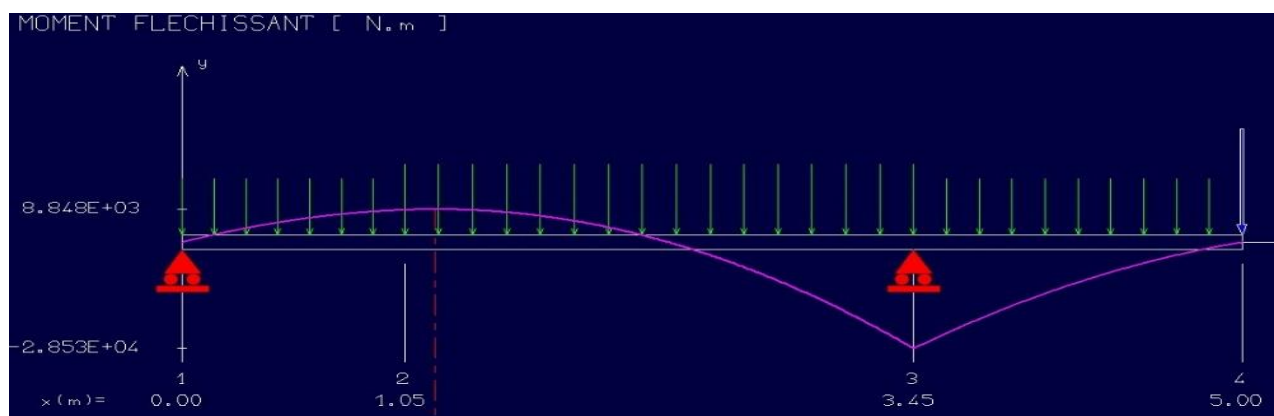


Figure III.7: Diagramme des Moment fléchissant

$$M_t = 8.85 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 28.53 \text{ kN.m}$$

III.2.2.3. Ferraillage de l'escalier :

Caractéristiques	h travées=15cm h _{appui} =18cm	b=100cm	f _e =400Mpa	f _t =348 MPa	D _{travée} =0,9.h=13,5 cm D _{appui} =0,9.h=16,2 cm		
/	M (kN.m)	μ	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adopt} (cm)	A _r =A _{adm} /4	A _r _{adop} (cm)
Travées (Paillasse)	8.85	0,034	0,983	1.92	4T12=4.52c m _{st} =25cm	1.13	4T8/ml =2,01 cm ² St=25 cm
Appuis (PALIER)	28.53	0,077	0,959	5.27	6T12=6.79c m ² st=20cm	1.7	4T8/ml =2,01 cm ² St=25 cm

Tableau III.4 : ferraillage de l'escalier

III.2.4. Les vérifications :

Conditions	Vérification	
a. Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/F_c=1,60 \text{ cm}^2$	$A=4.52\text{cm}^2$ $A>A_{min}$ Condition vérifiée
b. justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{33,17}{100 \times 13,5} \times 10 = 0,25\text{MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa})=3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u > \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
c. vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (Tu + \frac{Ma}{0,9d}) A \geq \frac{1,15}{400} (27,44 \times 10^{-3} + \frac{10.20.10^{-3}}{0,9 \times 0,108}) = 2,59\text{cm}^2 A \geq 2,53\text{cm}^2$	$A=3,14 \text{ cm}^2$ $A=3,14>A=2,59 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Tableau III.5 : vérification

III.3.3. Vérification des contraintes à l'E.L. S:

$M_{tser} = 6.39\text{kN.m}$; $A_s = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• En travée :

a. Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 915.3 = 0 \Rightarrow y = 3,65\text{cm}$$

b. Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 8199.03\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.39 \times 10^3}{8199.03} \times 3.65 = 2.84\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2.84\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$condition vérifiée

• Sur appui :

$M_{aser} = 20.54 \text{ kN.m}$, $A_s = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

I.Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101.85y - 1649.97 = 0 \Rightarrow y = 4.81\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d - y)^2 = 16922.69\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{20.54 \times 10^3}{16922.69} \times 4.82 = 1.21\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.21\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.3.1 Vérification de La flèche : (selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,0625 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_c$	0,0035 > 0,005	Condition vérifiée

Tableau III.6: vérification de la flèche

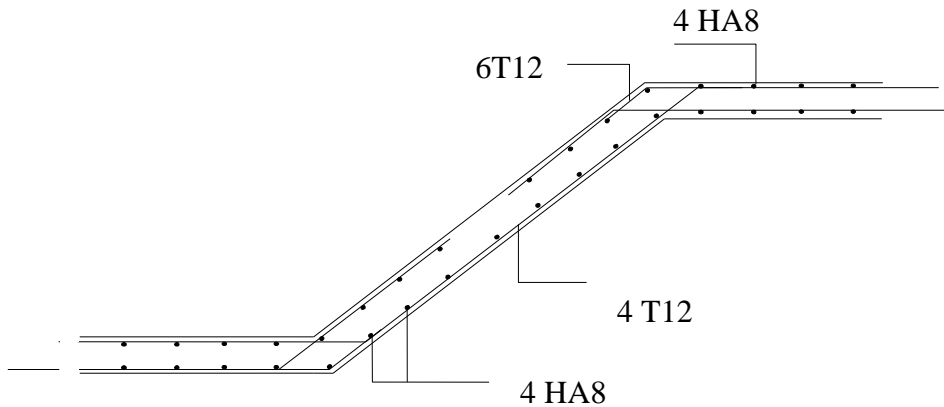


Figure III -8 : « Schéma de ferraillage de l'escalier »

4. Étude de la poutre palière d'étage courant:

Prédimensionnement :

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

$$\Rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

$$\Rightarrow 18.66 \leq h \leq 28$$

On prend: h = 30 cm

$$d = 0,9h = 27\text{cm}$$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8.1 \leq b \leq 10.80$$

On prend : b = 30 cm

Vérification conditions RPA99 version 2003 :

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$condition vérifiée.

$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$h / b = 1 < 4 \text{ cm}$condition vérifiée.

Évaluation des charges :

Charges supportées par la poutre palière :

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ kN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_B = 27.35 \text{ N/m}$

Poids du mur : $2.71 \times 0.15 \times 3.06 = 1.24 \text{ kN/m}$

La charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ kN/m}$

On a : $q_u = 1.35 \times (2.25 + 1.24) + 27.35 + (1.5 \times 2.5) = 35.81 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 2.25 + 1.24 + 2.5 + 27.35 = 33.34 \text{ KN/m}$

Calcul des sollicitations :

$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 38.95 \text{ kN.m}$

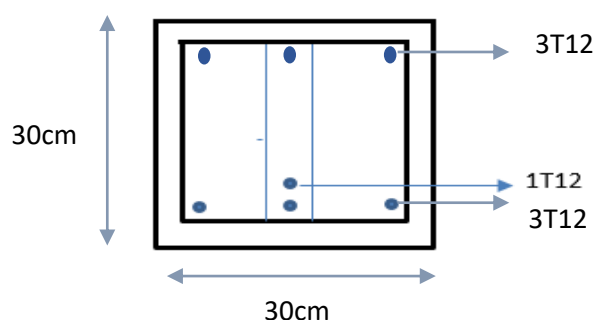
$M_t = 0,85 \cdot M_0 = 31.10 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,4 \cdot M_0 = 15.58 \text{ kN.m.}$

Calcul de ferraillage :

Caractéristique	$h=30\text{cm}$	$b=30\text{cm}$	$d=0.9 \cdot h=27\text{cm}$	$\sigma_s=348\text{MPa}$	$Fe=400\text{MPa}$
	$M(\text{kN.m})$	μ	β	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopté}}(\text{cm}^2)$
En travée	31.10	0.100	0.974	3.49	4.52 soit 4T12
En appui	15.58	0.050	0.974	1.70	3.39 soit 3T12

Figure III.9. Ferraillage de la poutre palière



III.4. Dalle supportant le moteur de l'ascenseur :

III.4.1. Introduction :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

III.4.2. Etude de l'ascenseur :

On a adopté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes

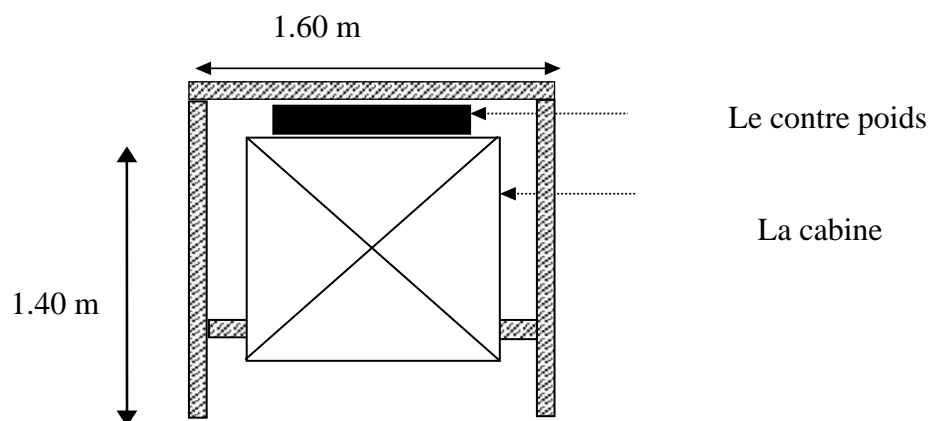


Figure III.10: Coupe d'ascenseur

- Une largeur de : 1,4m
- Une longueur de : 1,3m
- Une hauteur de cabine de : 2,2 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00m
- Une hauteur de course de : 30,60 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,3 + 1,4) \times 2,2 = 8,8 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte la dalle l'ascenseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes :

- Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.
- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

- Q : surcharges dans la cabine
- Pp : Le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².
D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

Le poids mort :

Poids de la cabine	$s=(2 \times 1.3 + 1.4) \times 2.20 = 8.8 \text{ m}^2$	$M_1 = 11.5 \times 8.8 \times 1.4 = 141,68 \text{ kg}$
Poids de plancher	$s = 1.6 \times 1.4 = 2.24 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 2.24 = 246,4 \text{ kg}$
Poids de toit	$s = 1.6 \times 1.4 = 2.24 \text{ m}^2$	$M_3 = 20 \times 2.24 = 44,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade		$M_4 = 60 + (80 \times 1.4) = 172 \text{ kg}$
Poids de parachute		$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires		$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids de poulies de mouflage		$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine	$s = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Tableau III.6: poids mort de l'ascenseur

Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^7 M_i = 914,88 \text{ kg}$

Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 914.88 + \frac{675}{2} = 1252,38 \text{ kg}$

III.4.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. On prend
Pour notre cas $C_s = 12$. à titre créance.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle que soit

le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a alors : $C_r = C_s \cdot M$ _____ (1)

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble. $C_s = 13$ mm

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$M = Q + P_m + M_g$ _____ (2)

Dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

On aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s (Q + P) = 13(675 + 914.88) = 20668.44 \text{ kg}$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être dévisée par le coefficient de câblage
« 0,85 » :

$$\Rightarrow Cr = \frac{20668.44}{0,85} = 24315.81 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $Cr = Cr(1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

Pour un câble de $d=12,22\text{mm}$ et $m = 2$ on a : $Cr(1 \text{ câble}) = 8152\text{kg}$

$$n = \frac{Cr}{Cr(1 \text{ cable}) \times m} = \frac{24315,81}{8152 \times 2} = 1,49, \text{ Soit } n=2 \text{ câbles.}$$

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câbles ; Le nombre de câble doit être un nombre pair.

III.4.2.2 Le poids des câbles (Mg) :

$$Mg = m \times n \times l$$

- m : la masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg}$
- L : longueur du câble $L = 23.61 \text{ m}$
- n: nombre des câbles $n = 2$

$$Mg = m \times n \times l = 0,515 \times 2 \times 23.61 = 24.32 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + Mg = 675 + 914.88 + 24.32 = 1614,2 \text{ kg}$$

III.4.2.3 Vérifications de Cr :

$$Cr = Cs \times M \Rightarrow Cs = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{24315,81}{1614,2} = 15.06 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + Mg$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200\text{kg}$

La charge permanente totale : $G = 914,88 + 1252,38 + 1200 + 24,32 = 3391,58\text{kg}$

Les surcharges : $Q = 675\text{kg}$.

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5591.13\text{kg.}$$

$$Q_s = G + Q = 4066.58 \text{ Kg}$$

III.4.2.4 Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u = 3391.58\text{kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui, alors :

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5591.13}{4} = 1397.78 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- q_u : charge de calcul à l'E.L.U
- h_0 : Epaisseur totale de la dalle.
- u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

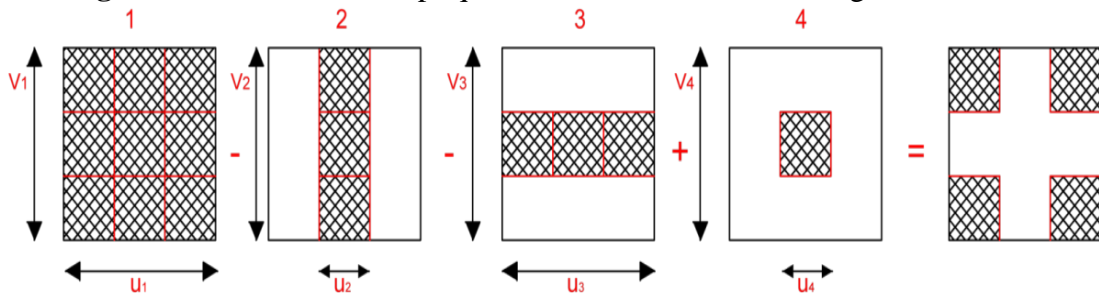
$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 > q_0 = 1397,78 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

III.4.2.5 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

Figure III.12 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle



III.4.2.6. Distances des rectangles :

- Rectangle 1

$$\begin{cases} u = 90 \text{ cm} \\ v = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

- Rectangle 2

$$\begin{cases} u = 40 \text{ cm} \\ v = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

- Rectangle 3

$$\begin{cases} u = 90 \text{ cm} \\ v = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

- Rectangle 4

$$\begin{cases} u = 40 \text{ cm} \\ v = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

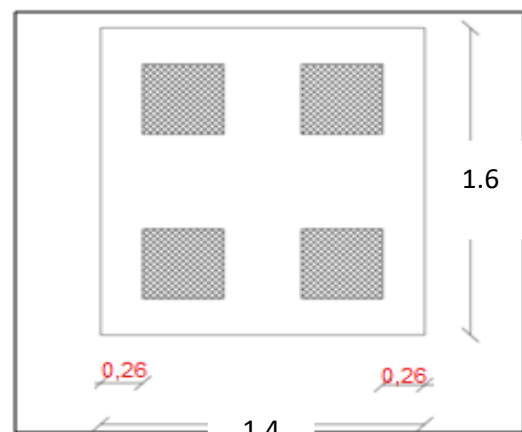


Figure III.11 : dessin montrant la concentration des charges

Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1397.78}{0,25 \times 0,25} = 22364.52 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le Tableau ci-dessus :

$$L_x = 1,40 \text{ m} ; L_y = 1,60 \text{ m}$$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0.64	0.69	0.079	0,062	1	22364.52	22364.52	1766.8	1386.6
2	0.29	0.69	0,110	0,078	0.44	22364.52	9840.39	1082.44	767.55
3	0.64	0.38	0,106	0,079	0.54	22364.52	12076.84	1280.15	954.07
4	0.29	0.38	0,134	0,110	0.24	22364.52	5367.48	719.24	590.42

Tableau III. 8.: Résume les moments isostatiques des rectangles

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 123.45 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 255.4 \text{ kg.m}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle) :

$$L_x = 1,40 \text{ m}$$

$$L_y = 1.60 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{- Poids propre : } G = 0.15 \times 1.6 \times 1.4 \times 2500 = 840 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Charges d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1284 \text{ kg/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,40}{1,60} = 0,90 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 114,76 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 89,90 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 123,45 + 114,76 = 238,21 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 255,4 + 89,9 = 345,3 \text{ kg.m}$$

Moments retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 178,66 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 258,98 \text{ kg.m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 119,11 \text{ kg.m}$$

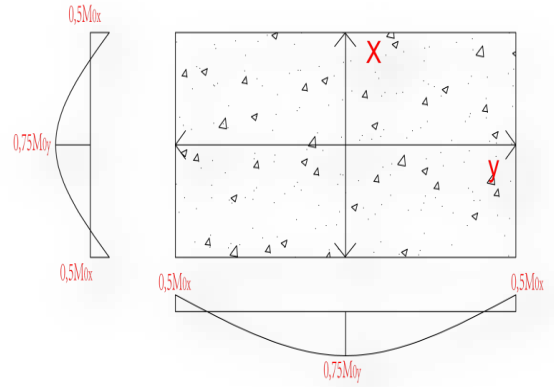


Figure III.12 : moments de la dalle

III.4.2.6. Calcul du ferraillage de la dalle :

Le ferraillage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la dalle : $b = 100\text{cm}$
- Hauteur de la section : $h = 15\text{cm}$
- Hauteur utile: $d = 0,9h = 13,5\text{cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{Mpa}$, $\delta_s = 348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$, $f_{bc} = 14,17\text{Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens lx :

Le moment ultime : $M_{tx} = 1786,6 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{1786,6}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,007 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$\mu = 0,007 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,996$

La section d'acier (A_{sx}):

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{1786,6}{0,996 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens ly :

Le moment ultime : $M_{ty} = 2589,8 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2589,8}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$\mu = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$

La section d'acier (A_{sy}):

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2589,8}{0,995 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 1191.1N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b.d^2.\delta_{bc}} = \frac{1191.1}{100.13,5^2.14,17} = 0,0046 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,0046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

La section d'acier (Asx):

$$A_{s_x} = \frac{M_{ax}}{\beta.d.\delta_s} = \frac{1191.1}{0,976.13,5.348} = 0,26 \text{ cm}^2/ml$$

Section minimale des armatures :

Puisque $h_0=15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante :

Sens ly :

$$A_{y_{min}} = 8.h_0 = 8.0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/ml$$

$$\begin{cases} At_y = 0,55ml < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow At_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ Aa_y = 0,26/ml < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow Aa_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

Sens lx :

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3-0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2/ml$$

$$\begin{cases} At_x = \frac{0,38 \text{ cm}^2}{ml} < A_{x_{min}} = 1,26 \rightarrow At_x = A_{x_{min}} = 1,26 \text{ cm}^2/ml \\ Aa_x = 0,26 \text{ cm}^2/ml < A_{x_{min}} = 1,26 \rightarrow Aa_x = A_{x_{min}} = 1,26 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

On a : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15 \text{ mm}$

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens lx} \\ At_x = 0,83 \text{ cm}^2/ml \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T12 \text{ p.m} = 4.52 \text{ cm}^2/ml \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sens ly :

$$\left\{ \begin{array}{l} At_y = 0,55 \text{ cm}^2/ml \\ \text{Sur appuis (chapeaux)} \\ Aa = 0,26 \text{ cm}^2/ml \\ St = 25 \text{ cm} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2/ml \\ St_y = 25 \text{ cm} \\ 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/ml \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

La dalle est bétonnée sans reprise

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d}; \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5Mpa)$$

$$V_{utot} = \{V_x + V_v; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{utot} = \{V_y + V_u; \text{ Sens } L_y$$

On calcul Vx et Vy:(efforts tranchants dus aux charges reparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}; \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 1284 \times \frac{1.4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.9}{2}} = 6.2 \text{ KN}$$

$$V_y = 1284 \times \frac{1.6}{3} = 6.85 \text{ KN}$$

On calcul Vv et Vu (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1397.78}{2 \times 0.25 + 0.25} = 18.64 \text{ KN}$$

$$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V_v)_u \Leftrightarrow \frac{1397.78}{3 \times 0.25} = 18.64 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 18.64 \text{ KN}$$

L'effort total Vtot :

$$- \text{ Sens } l_x : V_{tot} = V_x + V_y = 6.2 + 18.64 = 24.84 \text{ KN}$$

$$- \text{ Sens } l_y : V_{tot} = V_y + V_u = 6.84 + 18.64 = 25.48 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_{tot} = \max(V_{tot x}; V_{tot y}) = 25.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{25.48 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,188 \text{ Mpa}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\tau < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau < \bar{\tau}_u \quad \text{————— condition vérifiée}$$

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.2.6. Les vérifications à L'E.L. S :

III.4.2.6.1. Calcul des sollicitations à L'E.L. S :

Charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + v M_2) P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + v M_1) P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2 (E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q'_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \cdot v};$$

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = \frac{4066.58}{4} = 1016.65\text{kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1016.65}{0,25^2} = 16266.32\text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 16266.32 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci-dessus

Rectangle	U/Lx	V/Ly	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} ·S'	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (Kg.m)
1	0.64	0.69	0.079	0,062	1	16266.32	1486.74	1032.119
2	0.29	0.69	0,110	0,078	0.44	7157.18	898.94	715.718
3	0.64	0.38	0,106	0,079	0.54	8783.81	1069.87	880.137
4	0.29	0.38	0,134	0,110	0.24	3903.92	609.011	534.056

Tableau III.9: Résume les moments isostatiques des rectangles

Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 126.941\text{ KN.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 29.68\text{ KN.m}$$

Moment dû aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 1,6 \times 1,4 \times 2500 = 840\text{ kg/m}^2 \quad ; \quad ep = 15\text{cm}$$

$$Q = 100\text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 840 = 940\text{ KN/m}^2$$

$$a = \frac{l_x}{l_y} = 0,9 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,9 ; \text{E.L.S} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0528 \times 940 \times 1,4^2 = 97,27\text{ KN/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 0,8502 \times 97,27 = 82,706\text{ KN/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 126,941 + 97,27 = 224,211\text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 29,68 + 82,706 = 112,386\text{ KN.m}$$

Les moments en travées et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 224,211 = 168,158\text{ KG.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 112,386 = 84,28\text{ KG.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 112,105\text{ KG.m}$$

III.4.2.6.2. Vérification des contraintes dans le béton :**Suivant L_x :****- En travée :**

$$M_{tx} = 1681.58 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3.14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } A'_s = 0 \quad ; \text{ et } n = 15$$

D'où

$$50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3.13 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,13^3 / 3 + 15 \times 3.14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\delta_{bc} = \frac{1681.58}{6087.13} \times 3.13 = 0.86 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 1,54 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{————— condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L. U, ça nous convient.

Sur appuis :

$$M_{app} = 1121.05 \text{ N.m} ; A_a = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad , A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 6087.13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{1121.05}{6087.13} \cdot 3,13 \right) = 0.58 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,03 \text{ Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \text{ ————— condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L. U sont convenables.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t,y} = 842.8 \text{ N.m}; A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}; \dot{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\dot{A}_s(y - d) = 0$$

$$\text{On a } \dot{A}_s = 0; \text{ et } n = 15$$

$$\text{Donc : } y = 3,67 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,13^3 / 3 + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 11319,62 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{842.8}{11319,62} \cdot 3,67 \right) = 0,43 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,09 \text{ Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \text{ ————— vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L. U sont convenables.

III.4.3 : Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, Soit 4T10 /ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4T10 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant L_y : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, Soit 4T10 /ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.4 : Disposition du ferrailage :

Arrêt de barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un enclassement correct

$$\text{On a : } f_e = 400 \text{ MPa}; f_c = 25 \text{ MPa}$$

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \{ l_s; \lambda \cdot l_x \}$$

Avec :

$$\lambda = 0,05 + 0,3 \frac{M_{max}}{M_{0x}} = 1,99$$

$$L2 = \max \left\{ l_s ; \frac{L1}{2} \right\} =$$

La longueur de scellement droit l_s est donnée par la formule suivante :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = 42.25 \text{ Cm}$$

τ_{su} : la contrainte d'adhérence ultime donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{tj} = 2.84 \text{ MPA}$$

τ_{su} : Est le coefficient de scellement

$\tau_{su} = 1$ pour les barres R.L

1.5 : pour les barres à H.A

f_{tj} : la résistance du béton à la traction à j jours donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

f_{cj} : la résistance du béton à la compression à j jours

$$L1 = 42.25 \text{ cm}$$

$$L2 = 42.25 \text{ cm}$$

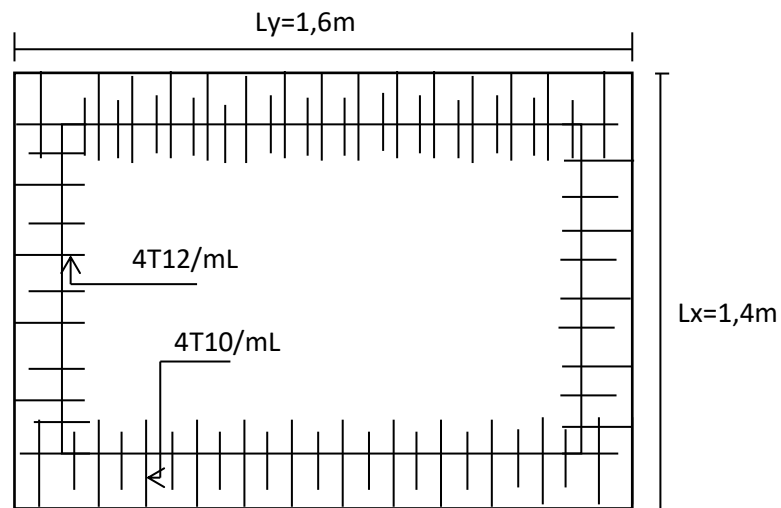


Figure III.13 : Ferrailage (en travée)

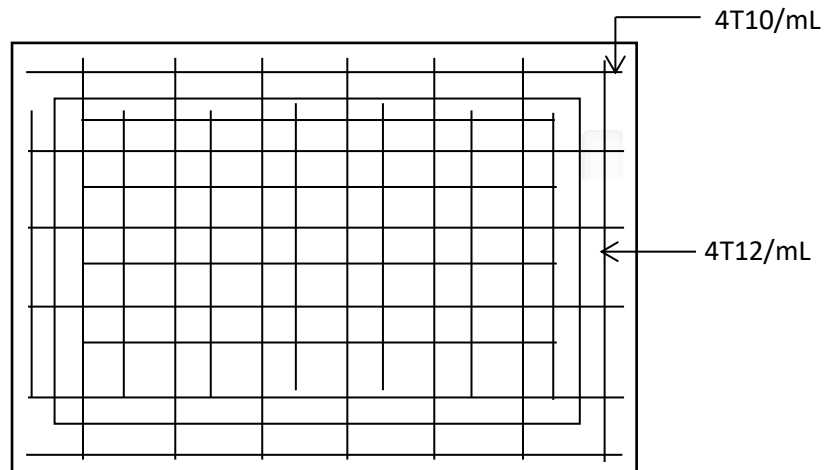


Figure III.14: Ferrailage (sur appuis)

III.5. Voile de la cage d'ascenseur :

On adopte une épaisseur $e_p = 10$ cm

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}_r$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 4T10 / ml soit:

L'espacement : $S_t = 25$ cm

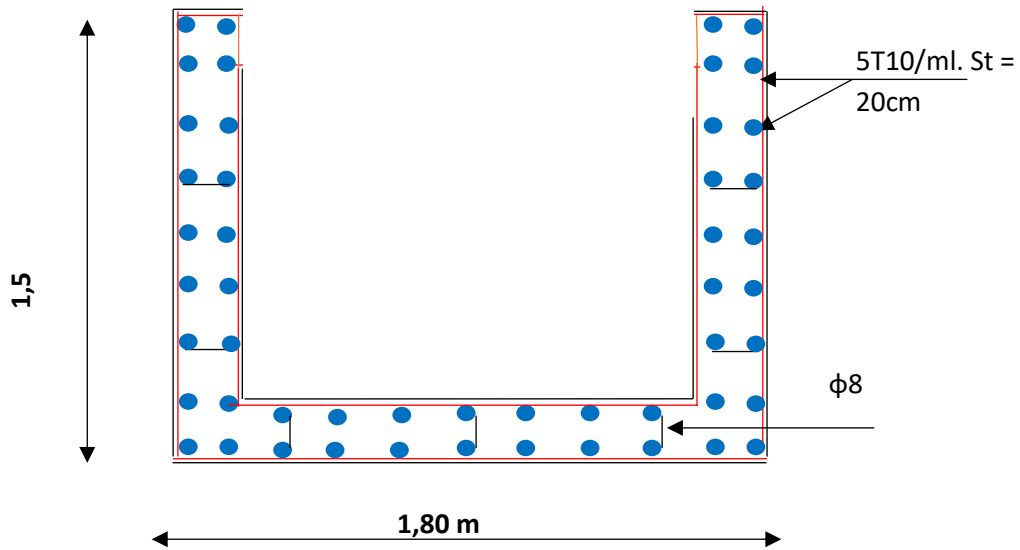


Figure III.15 : Armatures du voile (cage d'ascenseur)

CHAPITRE IV

ETUDE DES PLANCHER

IV.1. Introduction :

Le plancher est une aire plane horizontale s'épandant des niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, planchers intermédiaires plancher de toiture terrasse) (figure 1). Les plancher sont des éléments porteurs. Les dallages sur terre plain peuvent être assimilés à des plancher.

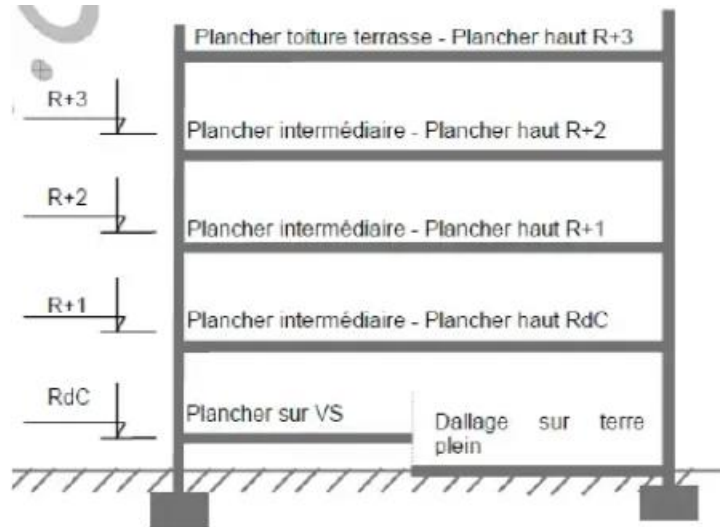


Figure IV.1 : différents niveaux

Pour choisir le type de plancher le plus adapté. Il faut prendre en compte les caractéristiques du bâtiment.

- Nombre d'étages
- Taux d'humidité
- Inclinaison ou surface du sol
- Température extérieure
- Poids des charge variables et des charge permanents

IV.2. Justification de choix des plancher a corps creux :

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation.
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Comme notre projet est à usage d'habitation, nous avons adopté un plancher à corps creux.
- Le plancher à corps creux est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton.
- Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

IV.3. Prédimensionnement des poutrelles :

Notre construction étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$). Dans notre structure on a un seul type des planchers à corps creux $ht=20 \text{ cm}$.

- { 16cm : corps creux
- { 4cm : dalle de compression

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65cm et sur Lesquelles vient s'appuyer l'hourdis sachant que :

Épaisseur de la nervure $h_0 = 16 \text{ cm}$

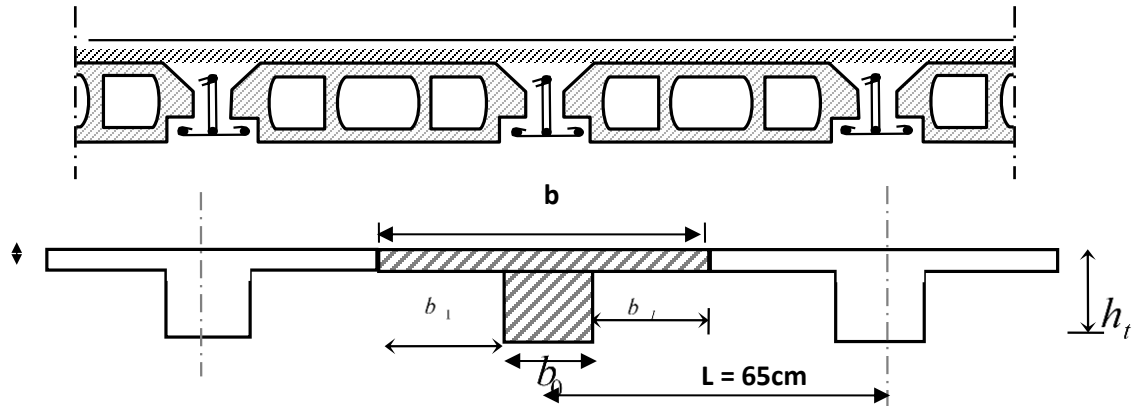


Figure IV.2: Schéma des poutrelles.

IV.4. Calcul des poutrelles :

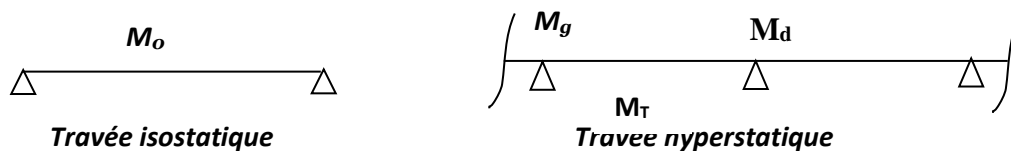
IV.4.1. Méthode de calcul :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

- La charge d'exploitation : $Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ kN/m}^2)$.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre (0,8 et 1,25)
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

a. Principe de calcul des moments :

b. Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_g , M_t , M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

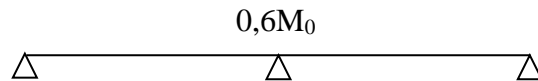
- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_g + M_d) / 2$
- $M_t \geq (1+0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire

- $M_t \geq (1,2+0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive
- M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée
- M_g : Le moment sur l'appui gauche de la travée
- M_d : Le moment sur l'appui droit de la travée
- $\alpha = [Q / (G+Q)]$ le rapport des charge d'exploitation a la somme des charges permanentes et d'exploitations.

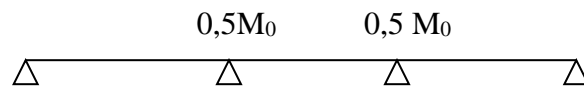
Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

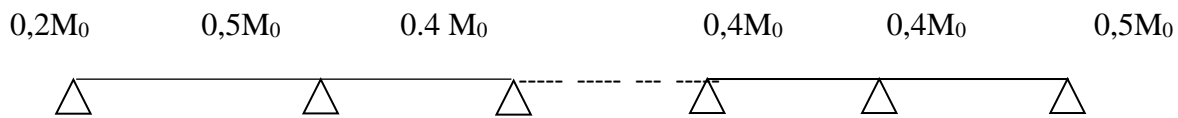
Cas de deux travées :



Cas de trois travées :



Cas de plus de trois travées :



Efforts tranchants :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = (M_G - M_D) / l + Ql/2$$

$$T_e = (M_D - M_G) / l - Ql/2$$

IV.3.4.1.1 La méthode forfaitaire modifiée :

Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25 il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières selon les travées, on distingue deux cas :

a- Cas de la travée comprise entre deux grandes travées :

Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. 0,5M₀ (M₀ correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité 0,4M₀ (M₀ correspond au moment isostatique maximal de travée (CD).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC)



Figure IV.3. Schéma explicative.

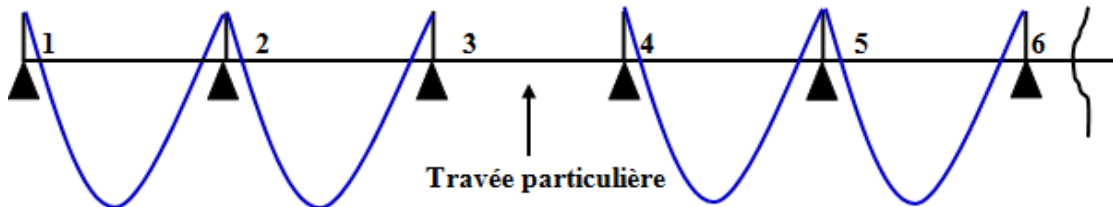
Les appuis B et C devront avoir une section correspondante au moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée par la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right) ; x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travées des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal de la travée (BC).



On a :

$$M_0^{12} = M_0^{23} = M_0^{45} = M_0^{56} = \frac{QuL^2}{8}$$

$$M_0^{14} = \frac{1,35GL^2}{8}$$

$$M_{a1} = 0,2M_0^{12}$$

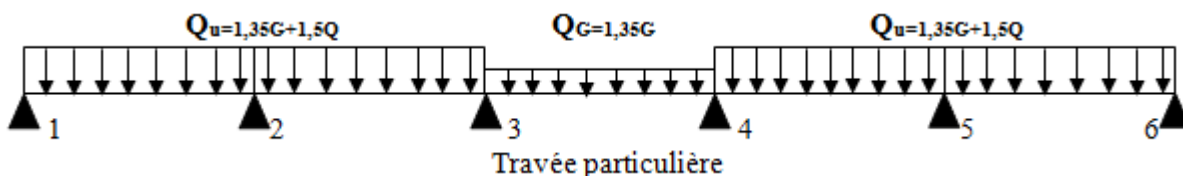
$$M_{a2} = 0,4 \max(M_0^{12}, M_0^{23})$$

$$M_{a3} = 0,5M_0^{23}; M_{a3} = 0,5 M_0^{45}$$

$$M_{a5} = 0,5 \max(M_0^{45}, M_0^{56})$$

b-Calcul le moment minimal et le moment maximal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment M_i^{34} min, on considère le chargement suivant :



travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivante :

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L} \text{ avec } x = \frac{L}{2} + \frac{M_3 - M_4}{Q_G \cdot L}$$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes :

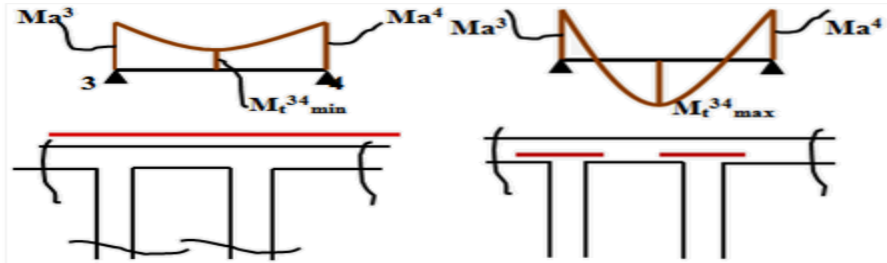
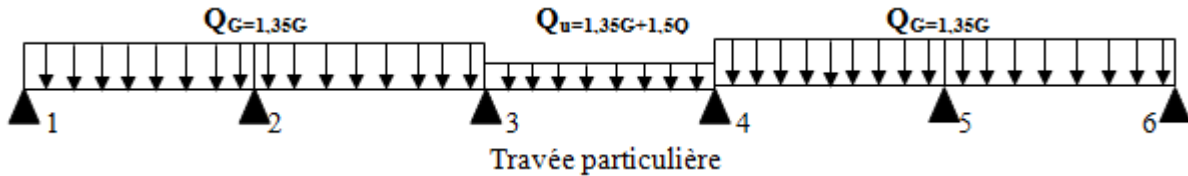


Figure IV.4 :Schéma explicatif.

Pour la recherche du moment $M_t^{34}max$, on considère le chargement suivant :



Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma3 et Ma4 en valeur absolue):

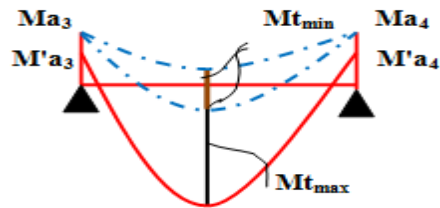


Figure IV.5. Diagramme du moment max et min.

$$M(x) = Q_G \cdot \left(\frac{L-x}{2} \right) + M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L}$$

Le moment $M_t^{34}max$ est évalué en remplaçant x par la valeur :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L}$$

$M'a_3 = 0,4min (M'023, M'034)$; $M'a_4 = 0,4min (M'034, M'045)$;

$M'012 = M'023 = M'045 = M'056 = Q_G \cdot (L)/8$; $M'034 = Q_u \cdot (L)/8$,

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M'034$

IV.3.5. Etude des Planchers RDC, étage courant et terrasse :

Notre construction comporte 05 types de poutrelles : sachant que G est une charge permanente uniformément répartie et Q est une charge d’exploitation uniformément répartie.

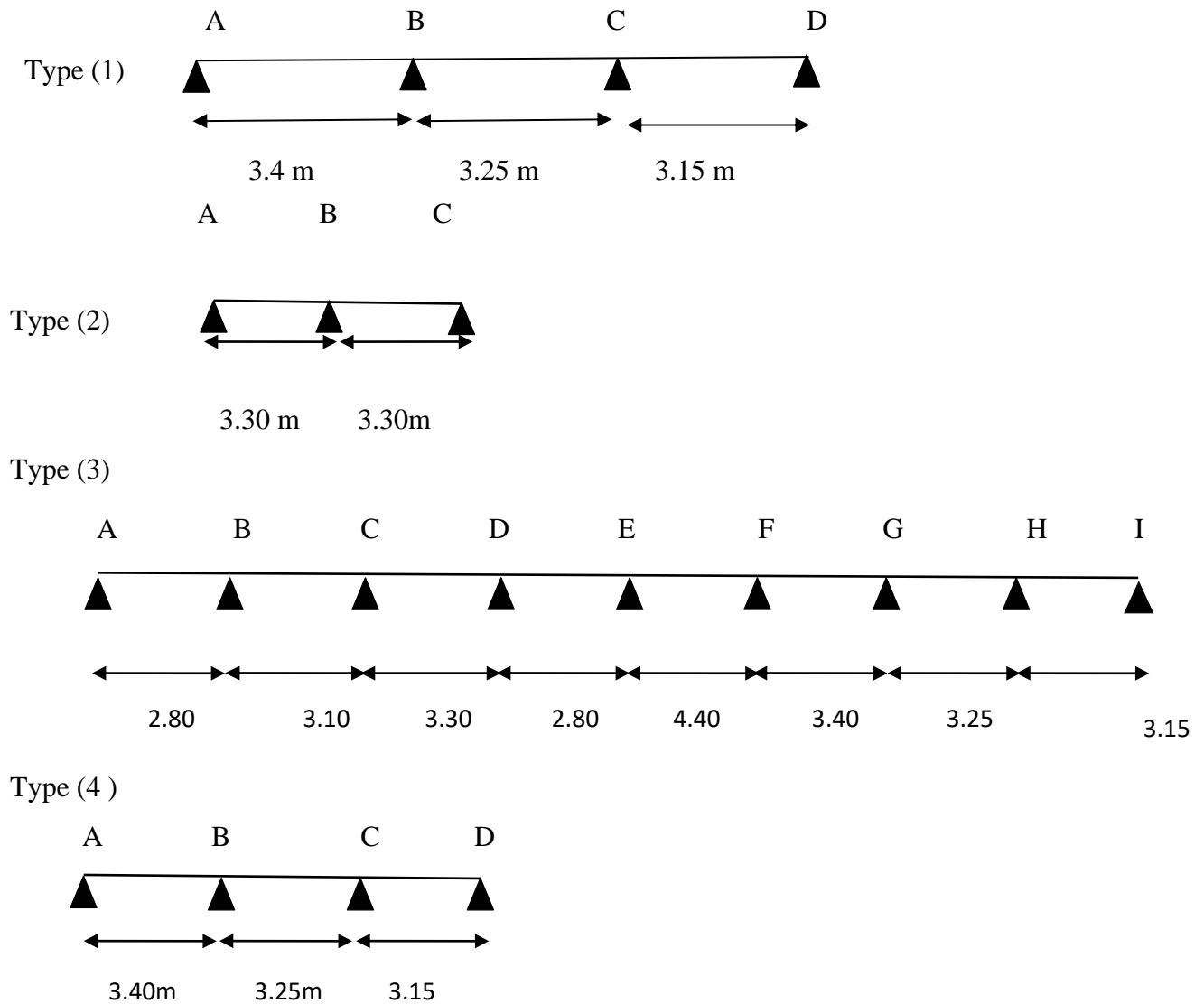


Figure IV.7 : Schéma des Types des poutrelles.

IV.4.2 Les combinaisons des charges par mètre linéaire /mL :

a. Plancher RDC jusqu’à 6^{ème} étage :

$$\begin{cases}
 G=5.06 \times 0,65=3.28 \text{ kN/mL} \\
 Q=1,5 \times 0,65=0.975 \text{ kN/mL}
 \end{cases}
 \begin{cases}
 Q_u=1,35G+1,5Q =5.9 \text{ kN/mL.} \\
 Q_{ser}=G+Q =4.26 \text{ kN/mL.}
 \end{cases}$$

b. Plancher terrasse :

$$\begin{cases}
 G=6.28 \times 0,65=4.082 \text{ kN/mL} \\
 Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/mL}
 \end{cases}
 \begin{cases}
 Q_u=1,35G+1,5Q =6.49 \text{ kN/mL.} \\
 Q_{ser}=G+Q =4.73 \text{ kN/mL.}
 \end{cases}$$

Niveau	G[KN/m ²]	Q[KN/m ²]	b(m)	ELU= 1,35G+1,5Q	ELS = G+Q
Terrasse	6.28	1	0,65	6.49	4,73
Etage courant	5,06	1,5	0,65	5.9	4.26
RDC	5,06	1.5	0,65	5.9	4.26

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ kN/m}^2)$

Plancher RDC au 6^{ème} Etage :

$G=5,06 \text{ kN/m}^2, Q=1.5 \text{ kN/m}^2$

$Q=1.5 \text{ kN/m}^2 < 2G=10,88 \text{ kN/m}^2$Condition vérifiée

Plancher terrasse :

$G=6.28 \text{ kN/m}^2, Q=1 \text{ kN/m}^2$

$Q=1 \text{ kN/m}^2 < 2G=10,88 \text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.

Poutrelle à d'inertie constante ($I=\text{cte}$) Condition vérifiée.

Fissuration :

Plancher (1^{er}/6^{ème} étage) : fissuration peu préjudiciable..... Condition vérifiée.

Plancher terrasse : fissuration est préjudiciable Condition non vérifiée.

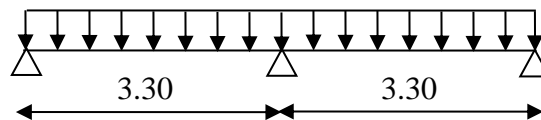
Pour les poutrelle du plancher terrasse on utilise le logiciel RDM6

Exemple de calcul :

iv.4.2. Études planche rdc et étages courants :

Le calcul se fait à l'E.L. U

$Q=5.9 \text{ kN.m}$



Le rapport des portées successives :

Travées	A-B	B-C
Portée	3.30	3,30
Rapport	1	

Le rapport est satisfait **DONC** le calcul se fait par la méthode de forfaitaire

-Sollicitation :

$QU = 5.9 \text{ kN/ ml}$

Moments isostatiques :

$$M_{0AB} = M_{0BC} = Q_u \cdot L^2/8 = 5.9 (3.30)^2/8 = 8.03 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis : $M_A = M_B = 0,2 M_{0AB} = 1,61 \text{ kN.m}$ {appuis de rive}

$M_C = 0,6 \max (M_{0ab}, M_{0bc}) = 4,81 \text{ kN.m}$ {appuis intermédiaire}

Moment en travée :

$$\alpha = Q / (Q+G) = 0,22$$

$$(1+0,3\alpha) = 1,07 > 1,05 \text{ donc on doit prendre } 1,07$$

$$(1+0,3\alpha) / 2 = 0,66 \text{ [travée intermédiaire].}$$

$$(1,2+0,3\alpha) / 2 = 0,76 \text{ [travée de rive].}$$

Travée (A-B) :

$$\left. \begin{array}{l} 1- M_{tAB} \geq 1,07 \times 8,03 - (1,61 + 4,82) / 2 \\ M_{tAB} \geq 5,38 \\ 2- M_{tAB} \geq 1,07 \times 8,03 = 8,59 \text{ kN.m} \\ M_{tab} = M_{tbc} = 8,59 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend : } M_{tAB} = 8,59 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant :

- $T_w = (M_g - M_d) / l + Ql/2$
- $T_e = (M_g - M_d) / l - Ql/2$

Travée (AB):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_g = (1,61 - 4,82) / 3,3 + 5,09 \times 3,30 / 2 = 8,762 \text{ kN} \\ T_d = (1,61 - 4,82) / 3,30 - 5,09 \times 3,30 / 2 = -10,71 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Travée (BC):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_g = (4,82 - 1,61) / 4,40 + 5,09 \times 4,40 / 2 = 10,71 \text{ kN} \\ T_d = (4,82 - 1,61) / 4,40 - 5,09 \times 4,40 / 2 = -8,76 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Tableau des résultats obtenus :

Travées		AB	BC
L(m)		3,30	3,30
$M_0 = ql^2/8$ [KN.m]	E.L. U	8,03	8,03
	E.L. S	5.80	5.80
Appui		A	B
Coefficient forfaitaire		1	1
Ma(appui) [KN.m]	E.L. U	1,61	4,82
	E.L. S	1.16	3.48
Mt (adopté) [KN.M]	E.L. U	5.35	4.25
	E.L. S	3.89	3.07
$T = Mg - Md / l + ql/2$	Tg	8.76	10.71
$T = Mg - Md / l - ql/2$	Td	-10.71	-8,76

Tableau IV.2 : Les sollicitations que subit la poutrelle de type 2

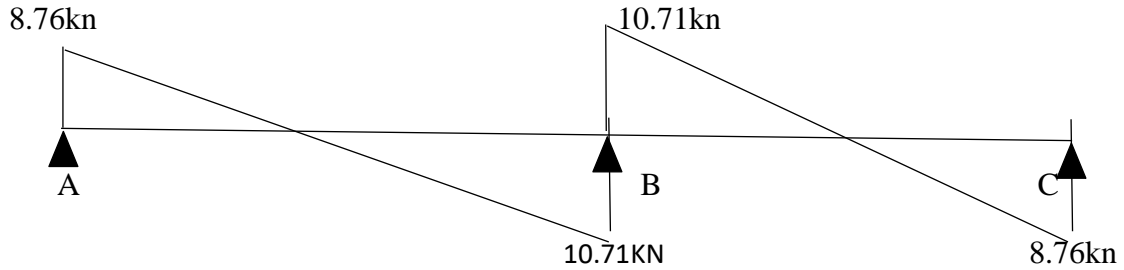


Figure IV.7: Diagramme des efforts tranchants

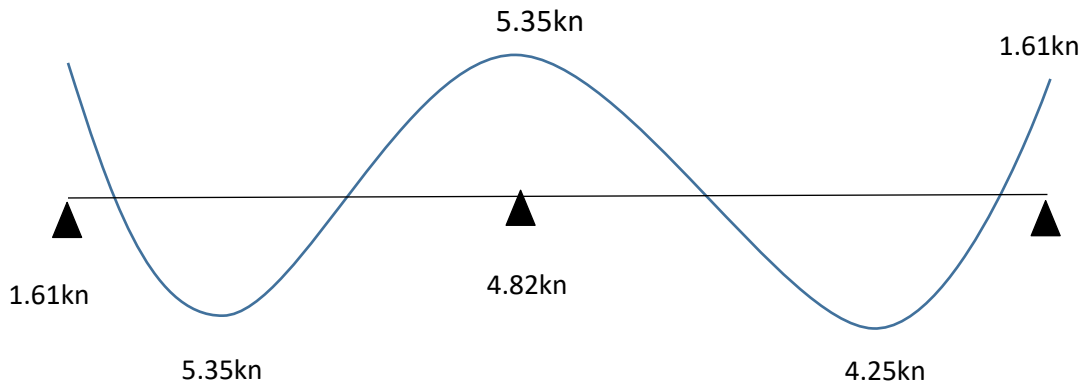


Figure IV.6 : Diagramme des moments

TYPE 2

Moment isostatique :

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = \frac{5,9 \times 2,8^2}{8} = 5,78 \text{KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,3^2}{8} = 8,03 \text{KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{Q_u \cdot l_{CD}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,3^2}{8} = 8,03 \text{KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l_{DE}^2}{8} = \frac{5,9 \times 2,8^2}{8} = 5,78 \text{KN.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{Q_u' \cdot l_{EF}^2}{8} = \frac{5,9 \times 4,4^2}{8} = 10,75 \text{KN.m}$$

$$M_0^{FG} = \frac{Q_u \cdot l_{FG}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,4^2}{8} = 8,53 \text{KN.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{Q_u \cdot l_{GH}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,25^2}{8} = 7,79 \text{KN.m}$$

$$M_0^{HI} = \frac{Q_u \cdot l_{HI}^2}{8} = \frac{5,9 \times 3,15^2}{8} = 7,32 \text{kN.m}$$

Moment sur appuis :

$$\alpha = Q / (Q+G) = 0,22$$

$(1+0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$ donc on doit prendre 1,07

$(1+0,3\alpha) / 2 = 0,63$ [travée intermédiaire].

$(1,2+0,3\alpha) / 2 = 0,53$ [travée de rive].

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 8,03 = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max}(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 0,5M_0^{bc} = 0,5 \times 8,03 = 4,02 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 0,5M_0^{bc} = 0,5 \times 8,03 = 3,21 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 \text{Max}(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 0,5M_0^{CD} = 0,5 \times 8,03 = 3,21 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max}(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 0,5M_0^{EF} = 0,5 \times 10,75 = 4,30 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \text{Max}(M_0^{EF}; M_0^{FG}) = 0,5M_0^{EF} = 0,5 \times 10,75 = 4,30 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,5 \text{Max}(M_0^{FG}; M_0^{GH}) = 0,5M_0^{FG} = 0,5 \times 8,53 = 3,41 \text{ KN.m}$$

$$M_H = 0,5 \text{Max}(M_0^{GH}; M_0^{HI}) = 0,5M_0^{GH} = 0,5 \times 7,79 = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 0,2 M_0^{HI} = 0,2M_0^{HI} = 0,2 \times 7,23 = 1,46 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

Travée AB.

$$1- M_{tAB} \geq 1,07 \times 5 - (1,16 + 4,02) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 3,59 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tAB} \geq 0,53 \times \frac{5,78}{2} = 3,06 \text{ kN.m}$$

on prend : $M_{tAB} = 4,39 \text{ kN.m}$

Travée (B-C) :

$$1- M_{tBC} \geq 1,07 \times 8,03 - (4,02 + 3,21) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 4,98 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,63 \times 8,03 = 5,06 \text{ kN.m}$$

on prend : $M_{tBC} = 5,60 \text{ kN.m}$

Travée (C D):

$$1- M_{tBC} \geq 1,07 \times 8,03 - (4,02 + 3,21) / 2$$

$$M_{tBC} \geq (5,38 \text{ kN.m})$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,63 \times 8,03 = 5,06 \text{ kN.m}$$

on prend: $M_{tCD} = 5,38 \text{ kN.m}$

Travée (D-E):

$$1- M_{tBC} \geq 1,07 \times 5,78 - (4,30 + 3,21) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 2,43 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,63 \times 5,78 = 3,64 \text{ kN.m}$$

on prend: $M_{tDE} = 3,64 \text{ kN.m}$

Travée (F-G):

$$1-M_{tBC} \geq 1.07 \times 8.53 - (4.30 + 3.41) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 5.27 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,63 \times 8.53 = 5,37 \text{ kN.m}$$

on prend: $M_{tFG} = 5,37 \text{ kN.m}$

Travée (G-H) :

$$1-M_{tBC} \geq 1.07 \times 7.79 - (4.412 + 3.90) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 4.68 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,63 \times 7.79 = 4.90 \text{ kN.m}$$

on prend: $M_{tGH} = 4.90 \text{ kN.m}$

Travée (H-I):

$$1-M_{tBC} \geq 1.07 \times 7.32 - (3.90 + 1.46) / 2$$

$$M_{tBC} \geq 5.15 \text{ kN.m}$$

$$2- M_{tBC} \geq 0,53 \times 7.32 = 3.88 \text{ kN.m}$$

on prend: $M_{tHI} = 5.51 \text{ kN.m}$

i. Les moments en travées :

Travée EF : « forfaitaire modifier »

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M'e - M'f}{Q_t \cdot L} \longrightarrow X = 2,2 \text{ cm}$$

$$M_{tMIN}^{EF} = (4,44) \frac{4,40 - 2,2}{2} + 4,30 \left(\frac{1 - 2,2}{4,4} \right) - 4,30 \left(\frac{2,2}{4,40} \right) = 4,88 \text{ KN.m}$$

Moment max :

Moment isostatique :

$$M_0^{DE} = \frac{Q_u \cdot l^2 DE}{8} = 4.35 \text{ KN.M}$$

$$M_0^{EF} = 14.28 \text{ KN. M}$$

$$M_0^{FG} = 6.42 \text{ KN. M}$$

Moment sur Appuis

$$M_E' = 0,4 \min (M_0^{DE} ; M_0^{EF})$$

$$M_E' = 0,4 \times 4.35 = 1.74 \text{ KN.M}$$

$$M_F' = 0,4 \min (M_0^{EF} ; M_0^{FG})$$

$$M_F' = 0,4 \times 6.42 = 2.57 \text{ KN. M}$$

Moment en travée EF

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M'e - M'f}{Q_t \cdot L} \longrightarrow X = 2,2 \text{ cm}$$

$$M_{MAX}^{EF} = (4,44) \frac{4,40 - 2,2}{2} + 1,74 \left(\frac{1 - 2,2}{4,4} \right) - 2,57 \left(\frac{2,2}{4,40} \right) = 4,47 \text{ KN.m}$$

g. Calcul de l'effort tranchant T :

Effort tranchant est donnée par

$$\begin{cases} T_W = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \\ T_E = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (kN)} \end{cases}$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} T_W = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = 7.24 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -9.28 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} T_W = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = 9.98 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -9.49 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} T_W = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = 9.74 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -9.47 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} T_W = \frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = 7.87 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{ql_{DE}}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_{DE}} = -8.65 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EFmin} \begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = 9.77 \text{ KN} \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = -9.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée EFmax} \begin{cases} T_E = \frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = 12.79 \text{ KN} \\ T_F = -\frac{ql_{EF}}{2} + \frac{M_E - M_F}{l_{EF}} = -12.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée FG} \begin{cases} T_F = \frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = 10.29 \text{ KN} \\ T_G = -\frac{ql_{FG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{l_{FG}} = -9.77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{TravéeGH} \begin{cases} T_G = \frac{ql_{GH}}{2} + \frac{M_G - M_H}{l_{GH}} = 9.44 \text{ KN} \\ T_H = -\frac{ql_{GH}}{2} + \frac{M_G - M_H}{l_{GH}} = -9.74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée HI} \begin{cases} T_H = \frac{ql_{HI}}{2} + \frac{M_H - M_I}{l_{GH}} = 10.07 \text{ KN} \\ T_I = -\frac{ql_{HI}}{2} + \frac{M_H - M_I}{l_{GH}} = -8.52 \text{ KN} \end{cases}$$

Type 2:

TYP E	Travée	L(m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S M (KN m) et T(KN)				
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e	
	AB	2.8		3.59	1.16	4.02	7.24	-9.28	4.17	2.6	0.84	2,90	
	BC	3.30	5.78	8.03	5.06	4.02	3.21	9.98	-9.49	5.8	3.65	2.90	
	CD	3.30	8.03	5.38	3.21	3.21	9.74	-9.74	5.8	3.89	2.32	2.32	
	DE	2.8	5.78	3.64	3.21	4.30	7.87	-8.65	4.17	2.63	2.32	4.12	
	EF	4.40	10.7	4.88		4.30	4.30	9.77	-9.77	10.3	3.62	4.12	4.12
1	EF	4.4	14.3	4.47	1.74	2.57	13	-12.97	10.3	3.31	1.29	1.9	
	FG	3.40	8.53	5.37	4.30	3.41	10.29	-9.77	6.16	3.88	4.12	2.46	
	GH	3.25	7.79	4.90	3.41	3.90	9.44	-9.74	5.62	3.54	2.46	2.81	
	HI	3.15	7.32	5.15	3.90	1.46	10.07	-8.52	5.28	3.71	2.81	1.06	

Taleau IV.3 : Tableau récapitulatif des résultats

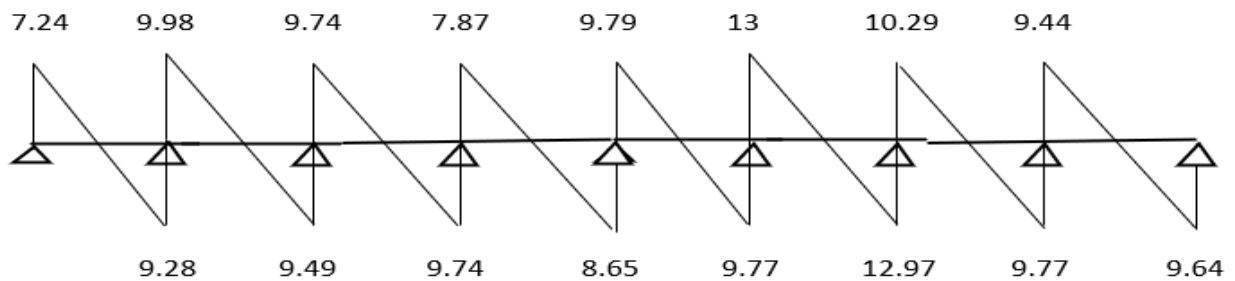


Figure IV.9 : Diagramme des efforts tranchants

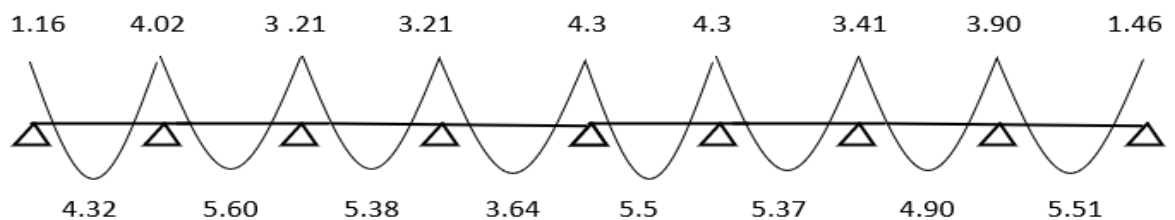


Figure IV.10 : Diagramme des moments

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 5.38 \text{ kN.m} \\ M_{\text{rive max}} = 1.61 \text{ kN.m} \\ M_{\text{intr max}} = 4.82 \text{ Kn.m} \\ T_{\max} = -12.97 \text{ kN} \end{array} \right. \quad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{t\max} = 3.98 \text{ kN.m} \\ M_{\text{rive max}} = 3.48 \text{ kN.m} \\ M_{\text{intr max}} = 4.30 \text{ Kn.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

IV.5.1. Calcul du ferrailage des poutrelles (E.L.U) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l’effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la (table) : $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- L’épaisseur de la (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 16 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h_t = 18 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Fissuration non préjudiciable (étages courants).

Pour le calcul de ferrailage, on prend les sollicitations maximales suivantes :

IV.5.2. Calcul des armatures longitudinales à L’E.L. U :

a. En travée :

On calcule le moment de résistance de la table :

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 65 \times 04 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(\max)} = 5.38 \text{ KN.m} < 58,95 \text{ KN.m}$$

➤ Donc l’axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à soumise à

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{5.38 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$; β est tirée du tableau.

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.38 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 348} = 0.866 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T10 $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

IV.5.3. Vérification de la condition de non fragilité (section en T) :

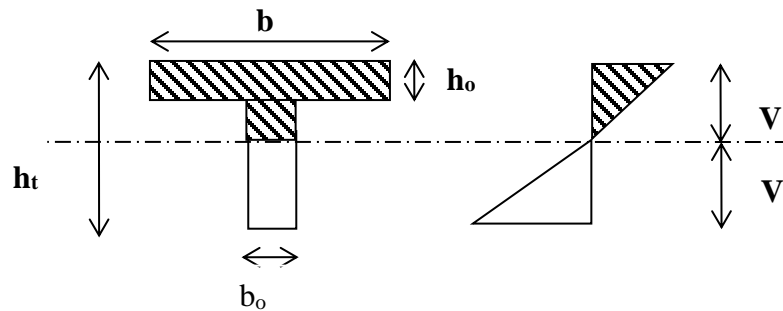


Figure IV.11 : Diagramme des contraintes à E.L.U.

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \times \frac{ht^2}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \times ht + (b - b_0) \times h_0] \times V^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]}$$

$$V = \frac{12 \times (20)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 20 + (65 - 12) \times 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{12 \times 20^3}{3} + (65 - 12) \times \frac{4^3}{3} - [12 \times 20 + (65 - 12) \times 4] \times (6,25)^2 = 15474,42 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{15474,42}{0,8 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0,866 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

On prend : 3T10 $A_s = 2.36 \text{ cm}^2$

b. Sur Appuis:

– La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

Sur Appuis intermédiaire (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4.82 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0.087 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0.087 \rightarrow \beta = 0.954$; β Est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.82 \times 10^3}{0,954 \times 18 \times 348} = 0.806 \text{cm}^2$$

c. Vérification de condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ cal}} = 0.806 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0,36 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Le choix: .2T10 =1.57 cm²

Sur Appius de rive:

La section calculée est une section rectangulaire de dimension (12 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.61 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0.029 < \mu_1 = 0,070 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \beta = 0.985 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.48 \times 10^3}{0,985 \times 18 \times 348} = 0.19 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V' \times f_e} = \frac{14925,60 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 0,19 \text{cm}^2 < A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2$; Condition non vérifiée

On prend : 1T12(filante)+2T10(chapeau) ; $A_s = 2.7 \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9,56 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,18 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.18 \rightarrow \beta = 0,90 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,56 \times 10^3}{0,90 \times 18 \times 348} = 1.75 \text{ cm}^2$$

On adopte 1T12 fil + 1T12 chapeau $A_s = 2.26 \text{ Cm}^2$

IV.5.4. Vérification des contraintes à I.E.L.U

Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$$T_{\max} = 12.97 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{12,97 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.60 \text{MPa.}$$

Fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_\mu = 0.6 \text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots$$

Condition vérifiée.

IV.5.3. Vérification des contraintes à I.E.L.S:

$$M_{t(ser)} = 3.98 \text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

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

$$b=65\text{cm}; \eta = 15; A'= 0.$$

$$32.5 \times y^2 + 46.65y - 839.7 = 0$$

$$y=4.41\text{cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = (65(4.41)^3/3) + 15.3,11(18-4,41)^2$$

$$I=10473,9549\text{cm}^4$$

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} X y = \frac{3,98 \times 10^3}{10473,95} \times 4,41 = 1,67 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,67 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu.

Condition de La flèche :

$$\frac{Ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{440} = 0.0454 > 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{Ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_o \text{ ser}} \rightarrow \frac{20}{440} \geq 0.454 \geq \frac{3,98}{59,7} = 0.66$$

$$\frac{A_{ser}}{b_o d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{1,75}{216} \leq \frac{3,6}{400} = 0.004 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Le diamètre :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_o}{10} [\text{mm}]; \varphi_L \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 100 \right)$$

$$\varphi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm} \text{ ————— } \varphi_t = 6\text{mm}$$

Calcul des escapements:

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) \\ s_t \leq (16,2; 40\text{cm}) \end{array} \right\} s_t \leq 16,2\text{cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{tj}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

k = 1 ; f_{tj} = 2,1 MPa ; α = 90° → sin α + cos α = 1 ; f_e = 235 MPa ; γ_s = 1,15

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

Calcule la valeur de l'effort tranchant Tu(h/2) par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u \times (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{\max}[X - (h/2)]}{X}$$

Calcule la distance X:

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4.4}{2} + \frac{2.57 - 1.74}{5.9 \times 4.4} = 2.34 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12,97 \times (2,34 - 0,1)}{2,34} = 12,41 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12,97 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 0,60 \text{ MPa.}$$

Daprès (1);

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{(0,6 \times 12) \times 1,15}{0,9 \times 235} = 0,0326 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,50}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{fe} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend le max entre $\left(\frac{At}{S_t}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min}$

$$\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$At \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

On prend aussi max $\left(\frac{At}{S_t}\right)_{cal}$ et $\left(\frac{At}{S_t}\right)_{\min}$

$$\text{Le choix: } \left\{ 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\text{Zone nodale : } s_t \leq \min(10\emptyset_L; 15 \text{ cm}) \quad s_t \leq \min 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante: } s_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$\text{Le choix: } \begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 12,97 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 4,82 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{4,82}{0,9 \times 16,2 \times 10^{-2}} = 33,06 \text{ kN}$$

$$F_u = 33,06 \text{ kN} > T_u = 12,97 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 12.97 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0162 \text{ m}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$\alpha = \min(41\text{cm}; 18) = 18\text{cm} > 1,4\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Entrainement des armatures :

f.1) Vérification de la contrainte adhérence

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 10,95 kN ;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{12.97 \times 10^3}{16.2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,71 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

Condition de La flèche :

$$\frac{Ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{440} = 0.0454 > 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{Ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{o \text{ ser}}} \rightarrow \frac{20}{440} \geq 0.454 \geq \frac{3,98}{59,7} = 0.66$$

$$\frac{A_{ser}}{b_o d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{1,75}{216} \leq \frac{3,6}{400} = 0.004 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

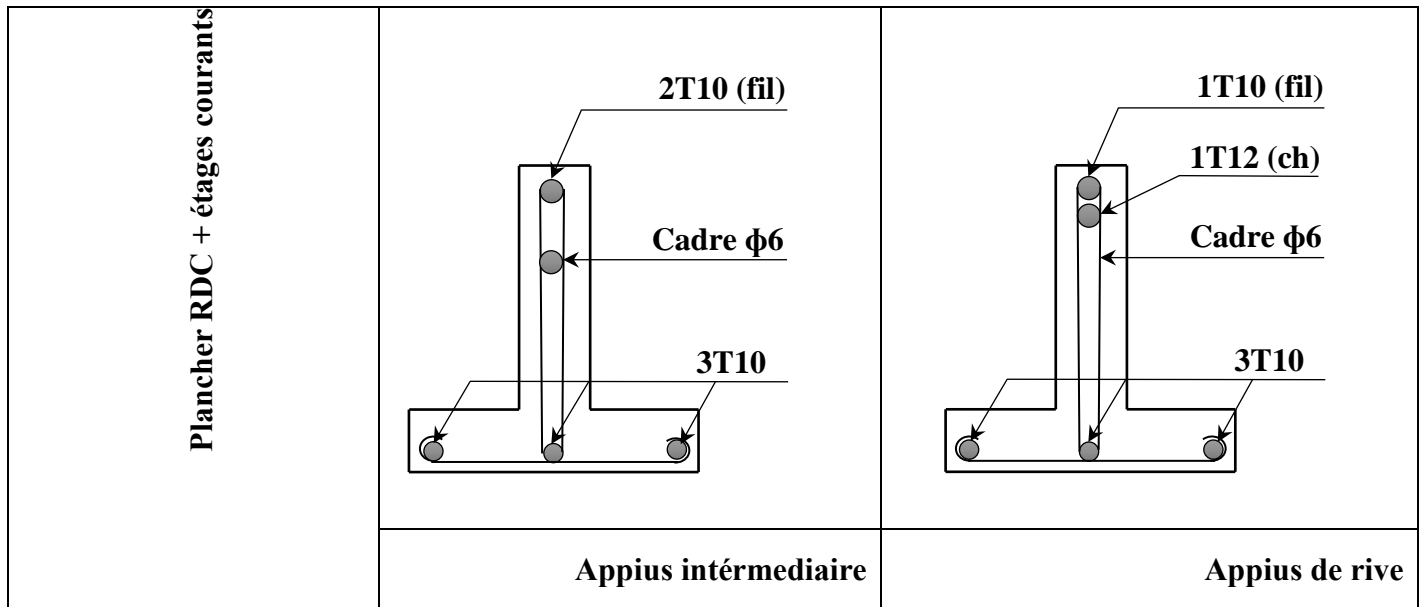


Figure IV.12: ferrailage de planche étage courant

IV.6. Calcul des poutrelles de planche terrasse (logiciel RDM 6) ;

Ferrailage E.L.U :

Pour détermination les sollicitations les poutrelles du plancher terrasse on utilise le logiciel **RDM6** qui donne les résultats suivants $Q_u=6,49 \text{ kn}$,

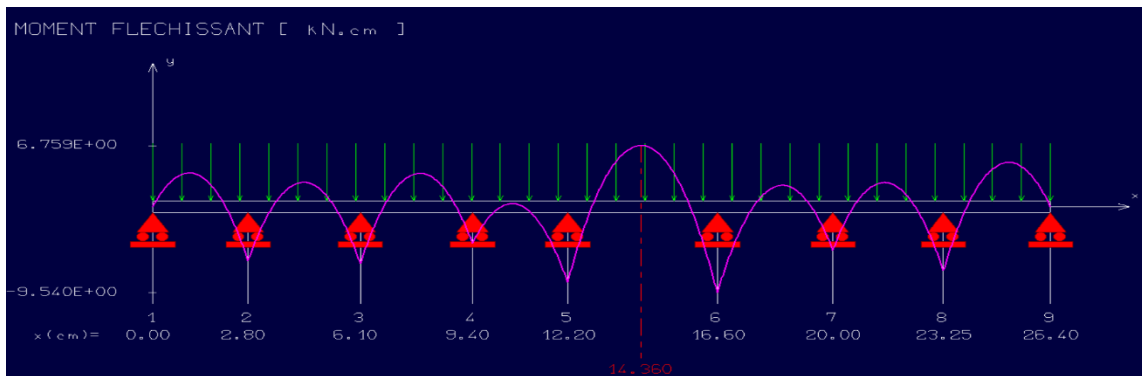


Figure IV.13 : Diagramme de moments fléchissant à l'ELU

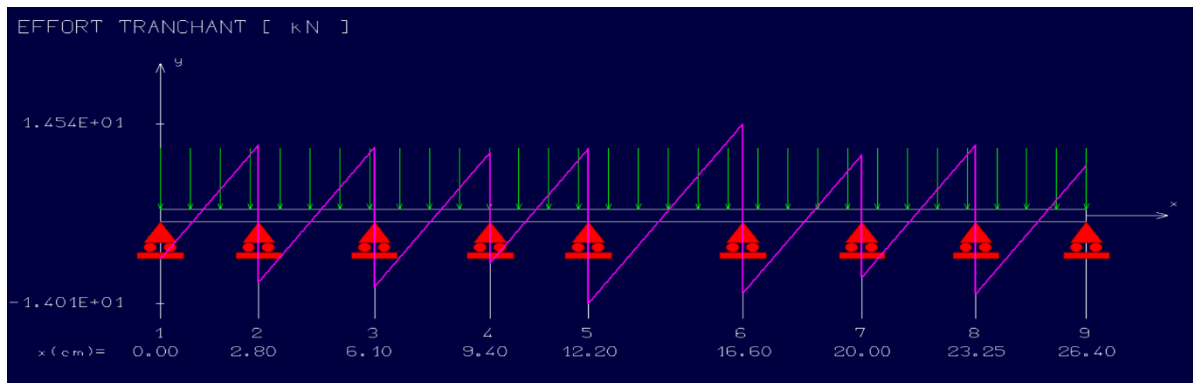


Figure IV.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Moment fléchissant :

En travée ;

$$M_T = 6.76 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Sur appuis :

$$M_a = 9.54 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Efforts tranchants ;

En travée :

$$T_g = 14.54 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Sur appuis :

$$T_a = -14.01 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Ferraillage ELS :

$$Q_s = 4,26 \text{ kn, m}$$

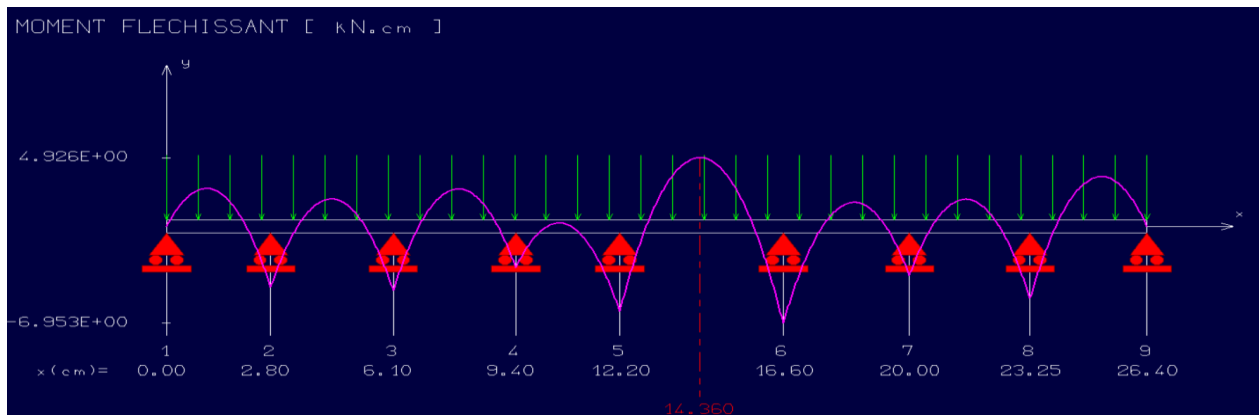


Figure IV.15: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

Moment fléchissant :

En travée :

$$M_t = 4.92 \text{ Kn} \cdot \text{m}$$

Sur appuis :

$$M_a = 6.953 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

Travée	E.L.U M (KN. m) et T(KN)				E.L.S M (KN m) et T(KN)	
	M_t	M_a	T_g	T_d	M_t	M_a
TYPE1	6.76	9.54	14	-14.5	6.95	4.93
TYPE2	4.97	8.83	13.38	13.38	3.62	-6.44

Tableau IV.4: Tableau récapitulatif des résultats

V.3.2.1 Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

- Fissuration préjudiciable (plancher terrasse).

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 M_t = 6.76 \text{ kn} \cdot \text{m} \\
 M_a = 9.54 \text{ kn.m} \\
 T_{\max} = -14.5 \text{ KN}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right\}
 \end{array}
 \qquad
 \begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l}
 \text{E.L.S} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 M_{t \max} = 6.95 \text{ kN.m} \\
 M_{a \max} = 6.44 \text{ kN.m}
 \end{array} \right.
 \end{array} \right\}
 \end{array}$$

IV.6.1. Calcul du ferrailage :

IV.6.1.1. Calcul des armatures longitudinales à L'E.L. U :

a. En travée :

On calcule le moment de résistance de la table :

$$M_{tb} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tb} = 65 \times 04 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t(max)} = 15.82 \text{ KN} \cdot \text{m} < 58,95 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_n) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t(max)} = 6.76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{6.76 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,022 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.76 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1.09 \text{ cm}^2$$

. Vérification de la condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } I = b_0 \times \frac{ht^2}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{3} - [b_0 \times ht + (b - b_0) \times h_0] \times V^2$$

$$V' = ht - V$$

$$V = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2[b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0]}$$

$$V = \frac{12 \times (20)^2 + (65 - 12) \times (4)^2}{2[12 \times 20 + (65 - 12) \times 4]} = 6,25 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1.09 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2 \qquad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = 2,72 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T10 ; $A_s = 3,11 \text{ cm}^2$

. Sur Appius:

– La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20)\text{cm}^2$

$$M_a = 9.54 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.54 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,173 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0.18 \rightarrow \beta = 0,937$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,54 \times 10^3}{0,937 \times 18 \times 348} = 1.63 \text{ cm}^2$$

c. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s \text{ cal}} = 1.63\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,77\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Le choix : .1T10(filant)+1T10(chapeau) $A_s=1.92\text{cm}^2$

IV.6.1.2. Vérification des contraintes à I.E.L.U

Contrainte de cisaillement (efforts tranchants):

$$T_{\max}=14.5 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{14.5 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.671 \text{ MPa.}$$

Fissuration préjudiciable :

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

$$\tau_\mu = 0.671 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \dots \dots \dots$$

Condition vérifiée.

Donc il n'y pas de risque de cisaillement

IV.6.1.3. Vérification des contraintes à I.E.L.S:

$$M_{t(\text{ser})} = 6.95 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

Soit "y" la distance entre le centre de gravité de section homogène "s" et la fibre la plus comprimée.

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

$$b=65\text{cm}; \eta = 15; A'= 0.$$

$$32 \times y^2 + 46.65y - 839.7 = 0$$

$$y=4,41\text{cm}$$

$y=4,41\text{cm}$ L'axe neutre tombe dans la table de compression.

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = (65(4,41)^3/3) + 15.3.11(18-4,41)^2$$

$$I=10473,9549\text{cm}^4$$

IV.7. Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \times y = \frac{6,95 \times 10^3}{10473,9549} \times 4,41 = 2,93\text{MPa}.$$

Pour une fissuration préjudiciable on a :

Vérification de La flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{440} = 0.0454 > 0.044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{Ht}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{o\ ser}} \rightarrow \frac{20}{440} \geq 0.454 \geq \frac{3,98}{59,7} = 0.66 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

$$\frac{A_{ser}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{1,75}{216} \leq \frac{3,6}{400} = 0.004 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

IV.7.1. Calcul des armatures transversales A_t :

Le diamètre :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} [\text{mm}]; \frac{b_0}{10} [\text{mm}]; \phi_L \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} [\text{mm}]; \frac{120}{10} [\text{mm}]; 100 \right)$$

$$\phi_t \leq \min(5,71; 12; 10) = 5,71 \approx 6\text{mm} \text{ ----- } \phi_t = 6\text{mm}$$

. Calcule des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} s_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ s_t \leq (16,20; 40\text{cm}) \end{array} \right\} s_t \leq 16,20\text{cm} \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

b. La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u \times (h/2) - 0,3K \times f_{ij}^*}{0,9 \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=0$ (fissuration préjudiciable).

$k = 0$; $f_{ij} = 2,1\text{MPa}$; $\alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$; $f_e = 235\text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u \times (h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{\max}[X - (h/2)]}{X}$$

Calcule la distance X

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L}$$

$$X = \frac{4.40}{2} + \frac{9.54 - 6.54}{6.49 \times 4.40} = 2.30$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,2}{2} = 0,1 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{14.5 \times (2.30 - 0,1)}{2.3} = 13.87 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{12.97 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2} \right) = 060, \text{ MPa.}$$

D'après (1):

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}} \geq \frac{0.6 \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 0.039 \text{ Mpa}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u (h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,50}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm}$$

On prend le max entre $\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}}$ et $\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}}$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}} \geq 0,02 \text{ cm on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2$$

On prend aussi max $\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{cal}}$ et $\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{\text{min}}$

Le choix: $\{ 2\emptyset 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Zone nodale : $s_t \leq \min (10\emptyset_L; 15 \text{ cm})$ $s_t \leq \min 10 \text{ cm}$

Zone courante: $s_t \leq 15 \text{ cm}$

Le choix: $\begin{cases} s_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ s_t = 15 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{\max} = 12.97 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 9.54 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{9.54}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 58.88 \text{ kN}$$

$F_u = 58.88 \text{ kN} > T_u = 14.5 \text{ kN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 124.5 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,0181 \text{ m}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' - 2 ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 45 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

c' : L'enrobage.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$\alpha = \min(41 \text{ cm}; 16,2) = 16,20 \text{ cm} > 1,4 \text{ cm} \text{ ————— } \text{ condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

f.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{\text{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : L'effort tranchant maximum ; $T = -14.5 \text{ kN}$;

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; $n = 3$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{14,5 \times 10^3}{16,20 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,950 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 0,950 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

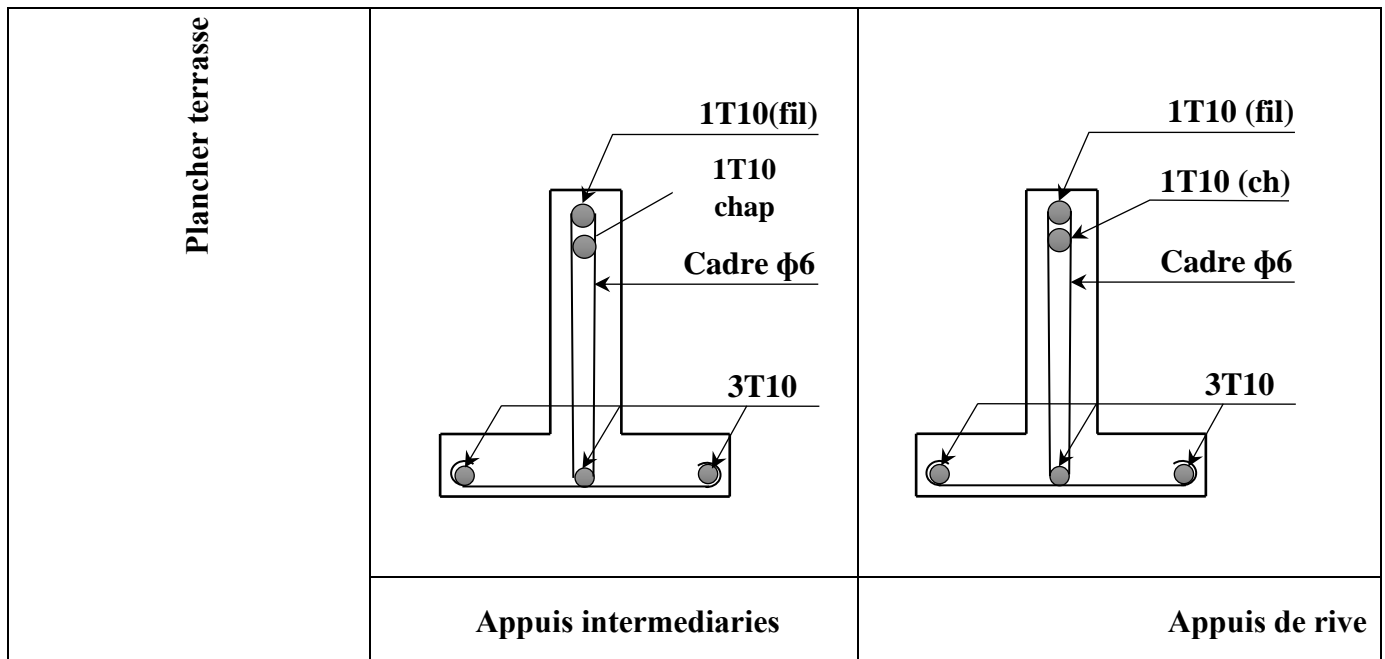


Figure IV.16 : Dessin de ferrailage des poutrelles plancher terrasse

CHAPITRE V

ETUDE SISMIQUE

V. Introduction :

Les tremblements de terre sont l'une des catastrophes naturelles les plus destructrices et les plus puissantes connues de l'humanité. Ils sont causés par la libération soudaine d'énergie de la lithosphère terrestre, qui se traduit par des ondes sismiques qui peuvent causer d'énormes destructions sur leur passage.

L'étude sismique est une discipline scientifique qui implique l'analyse des ondes sismiques pour déterminer les propriétés physiques du sous-sol terrestre. Il est utilisé pour mieux comprendre la structure

V.1. Méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle.

Dans notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique **IIA**.

Le calcul se fait par la méthode dynamique spectacle du fait que notre BATIMANT ne répond pas aux critères (4.1.2) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

Pour la modélisation, nous avons utilisé le logiciel de calcul des structure ETABS 9.7.0

V .1.1Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

La méthode statique équivalente est une méthode utilisée en ingénierie pour déterminer les charges sismiques à appliquer aux bâtiments. Cette méthode consiste à remplacer les charges sismiques réelles qui agissent sur un bâtiment par des charges équivalentes qui ont le même effet sur le bâtiment. Les charges équivalentes sont calculées en utilisant des formules mathématiques et des hypothèses simplificatrices pour représenter les forces sismiques. Cette méthode est souvent utilisée pour la conception de bâtiments de faible hauteur ou de bâtiments simples, mais elle peut ne pas être appropriée pour les bâtiments de grande hauteur ou complexes.

V.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Principe de la méthode :

La méthode d'analyse spectrale est une méthode utilisée en ingénierie pour déterminer les charges sismiques à appliquer aux bâtiments. Cette méthode prend en compte la réponse en fréquence de la structure et les caractéristiques du sol pour déterminer les charges sismiques. Elle est basée sur la détermination de la réponse de la structure à une gamme de fréquences de vibration, et utilise des spectres de réponse sismique pour déterminer les charges sismiques à appliquer à la

structure. Cette méthode est souvent utilisée pour la conception de bâtiments de grande hauteur ou de bâtiments complexes, mais elle peut être plus complexe à mettre en œuvre que d'autres méthodes d'analyse

Présentation du logiciel de modélisation :

ETABS est un logiciel de conception et d'analyse de structures de bâtiments. Il est utilisé dans l'industrie de la construction pour aider les ingénieurs à concevoir des bâtiments plus sûrs et plus efficaces. Le logiciel permet aux ingénieurs de modéliser des bâtiments en 3D et de simuler leur comportement sous différentes charges, telles que le vent, les séismes et les charges de gravité. ETABS est développé par CSI (Computers and Structures, Inc.) et est largement utilisé dans l'industrie de la construction à travers le monde. Ce logiciel utilise aussi une certaine terminologie propre au domaine du bâtiment (dalle, plancher, trumeau, linteau, etc...) et permet un transfert de données avec d'autres logiciels comme, Autocad, SAP2000..., La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.7.0

Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

1. Choix du plan du BATIMENT : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
2. Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
3. Création graphique du modèle en utilisant l'interface. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments Barre sections et les voiles par Area sections Panneaux.
4. Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton et de l'acier .
5. Détermination des propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;

Combinaisons de charges :

➤ Combinaisons fondamentales

$$1,35G + 1,5Q \text{ G} + Q$$

➤ Combinaisons accidentelles

$$0,8G \pm E \text{ G} + Q + E$$

Avec :

G: Charge permanent

Q: Charge d'exploitation

E: Charge sismique

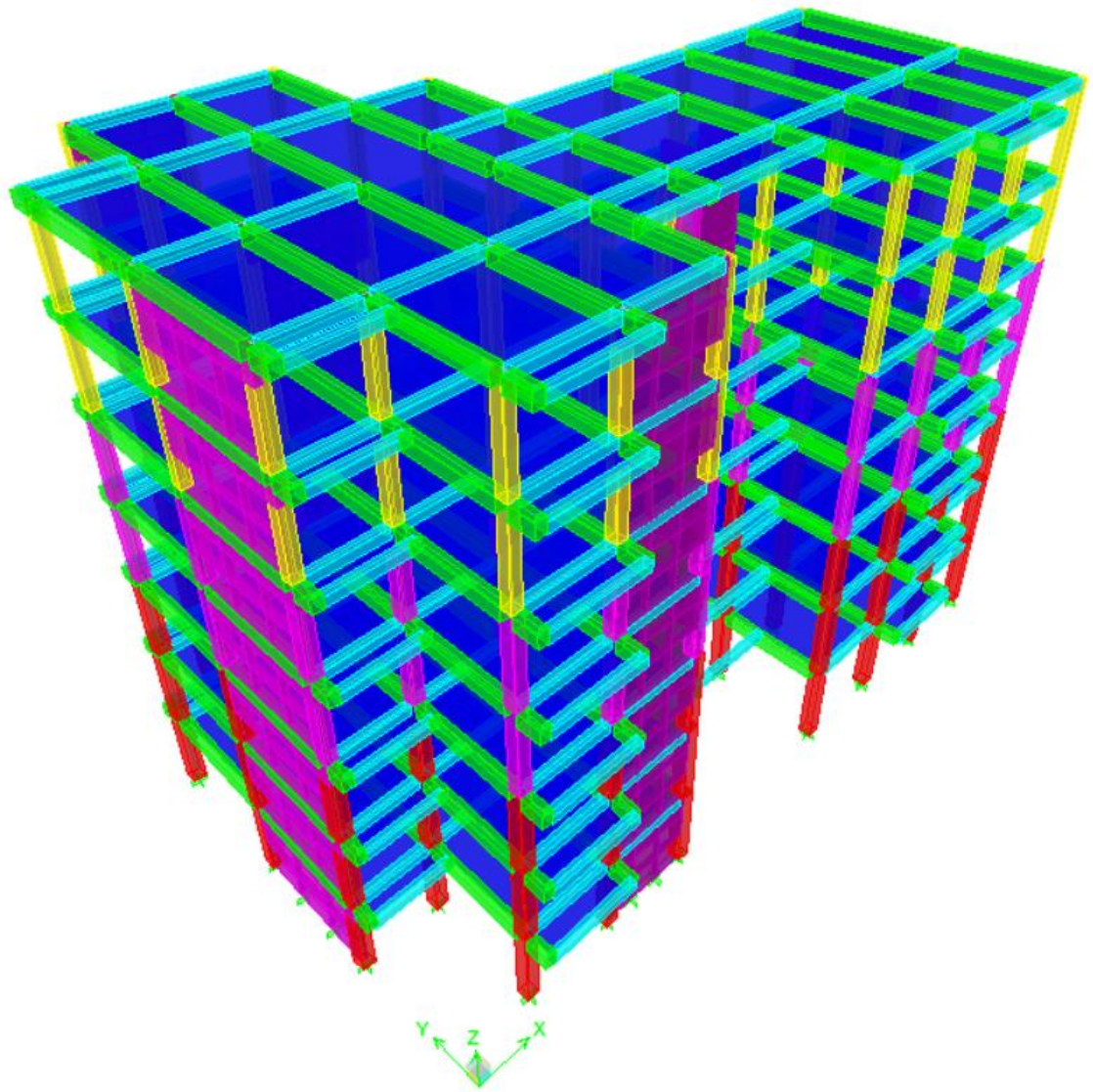


Figure V.1 : modélisation 3D du bâtiment

Poids des différents niveaux du bâtiments :

$$W_7 = 2218.91 \text{ t}$$

$$W_6 = 4495.86 \text{ t}$$

$$W_5 = 4545.86 \text{ t}$$

$$W_4 = 5634.16 \text{ t}$$

$$W_3 = 5205.76 \text{ t}$$

$$W_2 = 4720.46 \text{ t}$$

$$W_1 = 4720.46 \text{ t}$$

$$W_{total} = 31329,41 \text{ t}$$

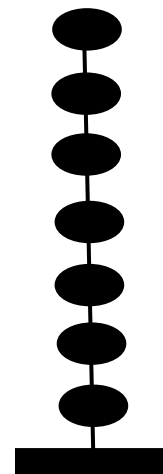


Figure V.2 : le poids propre du bâtiment

V.2.Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

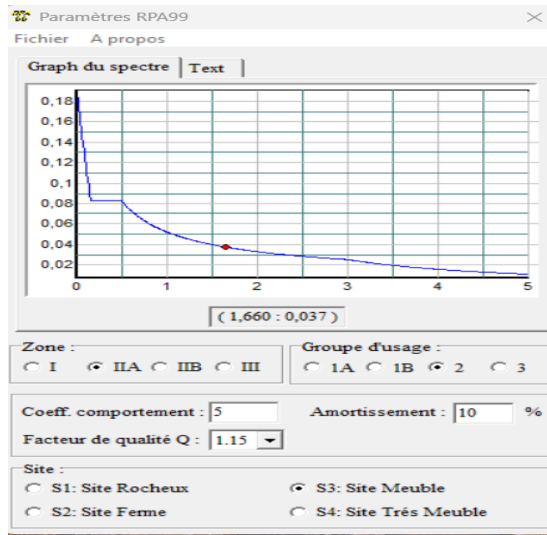
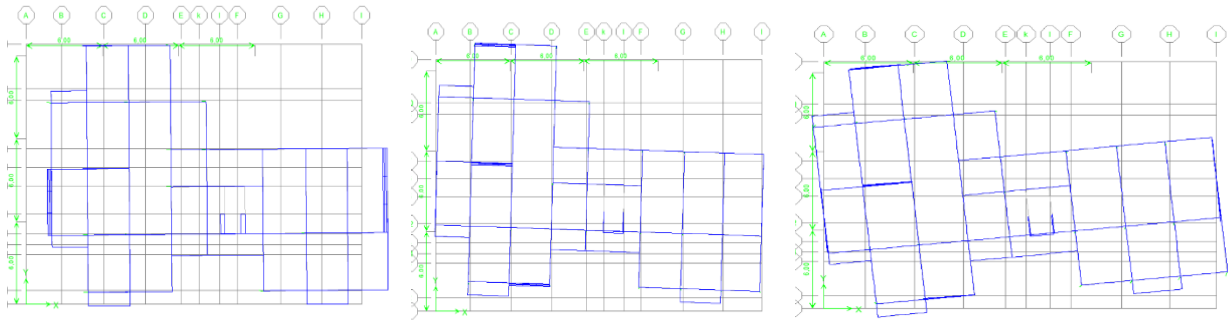


Figure V.3: Spectre de réponse

Résultats obtenus après analyse :

Les modes de vibration :



MODE 1 : translation suivant x

MODE 2 : translation suivant y

MODE 3 : torsion suivant z

$$T_1 = 0.48 \text{ S}$$

$$T_2 = 0.41 \text{ S}$$

$$T_3 = 0.28 \text{ S}$$

Figure V. 4 : nombre de mode a considérez

Les efforts sismiques à la base :

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de :

	V_{dx} (KN)	V_{dy} (KN)
Forces sismiques	1764.75	1653.05

IV.2.1. Calcul de l'effort sismique à la base :

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » est appliqué à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA99 /V 2003)

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V.2 : Coefficient d'accélération de zone

Dans ce cas, $A = 0,15$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.3 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,00) = 1,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement pour un système mixte portique (voil avec interaction on adopte $R = 5$)

- W : Poids totale du bâtiment W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :
- $W = \sum_{i=1}^n W_i$; avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;
- W_{Qi} : Charges d'exploitation ;
- β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :
- $\beta = 0,20$

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, ... Salles de classes, ...	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau V.4 : Coefficient de pondération

V.2.2. Détermination des poids (Wt) de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **ETABS 9.7.0**.

Wt=31329, 41 KN

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, leurs valeurs sont données par le tableau suivant :

$T_1=0,15$ s et $T_2=0,50$ s (site meuble S₃)

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,76$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=10\%$. (Voiles en béton armé)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau suivant :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.5 : Pourcentage d'amortissement critique

$0 \leq T_1 \leq T_2$ Nous allons utiliser $D = 2,5\eta \Rightarrow D = 1,9$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

La période fondamentale calculée est donnée par la formule :

$$T = C_T \cdot h_n^{3/4}$$

doit être inférieure à celle donnée par les formules empiriques donnée par le **RPA 99/V 2003** (formule 4-6 de l'article 4-2-4) et évaluée au paragraphe à la page 55 ($T_{\text{dyn}} < 1,3 T_{\text{emp}}$).

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

$$\text{Ou : } \begin{cases} h_n = 22,02\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_1 = 0,05 * (22,02)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0,50 \text{ s}$$

Dans le cas d'un système mixte portique / voiles, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$$

$$\text{Direction x: } T_x = 0,09 * (22,02) / \sqrt{26,85} = 0,38 \text{ s}$$

$$\text{Direction y: } T_y = 0,09 * (21,42) / 19,32 = 0,45 \text{ s}$$

Dans ce cas , il y a lieu de retenir dans chaque direction la plus petite des deux valeurs calculées précédemment :

$$\text{Direction y: } T_x = \min(0,5, 0,38)$$

$$\text{Direction y: } T_y = \min(0,5, 0,45)$$

$$T = \min(T_1, T_x, T_y) = 0,47$$

b) Calcul de l'effort :

$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times \Sigma w_i = 2053,64 \text{ KN}$$

Justification de la sécurité :

Résultat sismique de calcul :

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique Déterminée par la méthode statique équivalente

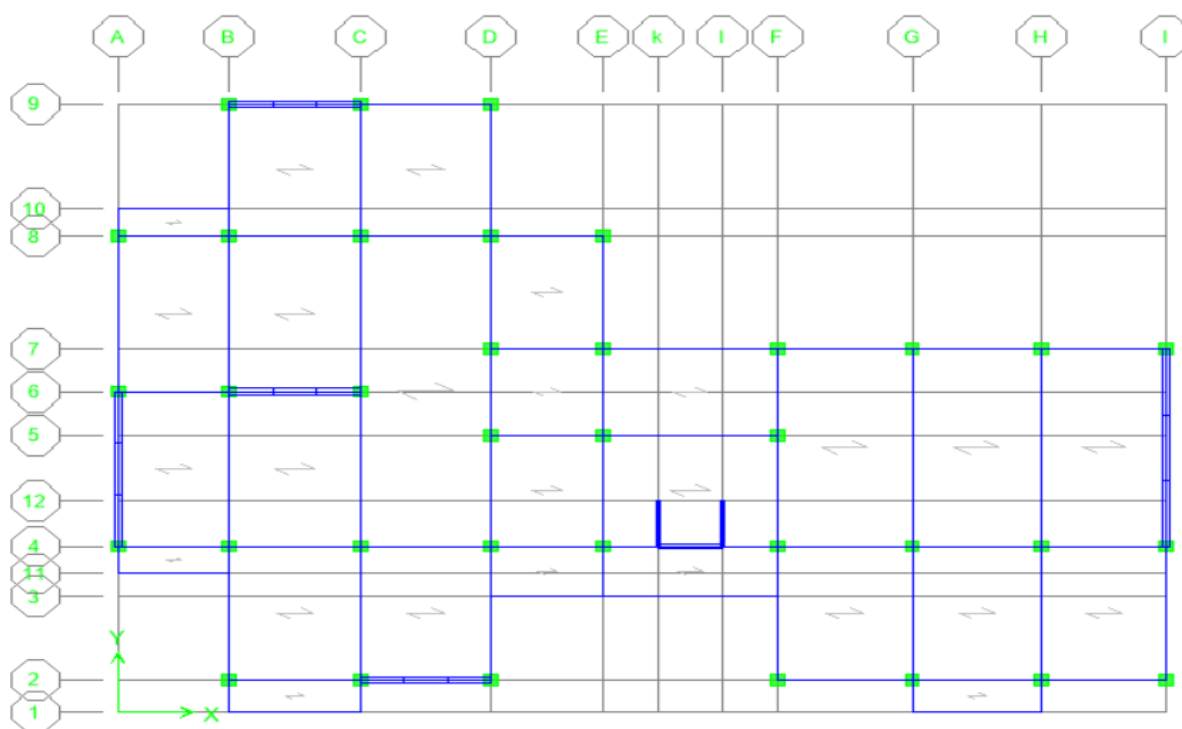


Figure V.5 : Disposition des voiles contreventements

Période fondamentale de la structure :

On vérifié aussi que la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T :

T_{dyn}	T_{emp}	$1,3 T_{emp}$	$T_{dyn} < 1,3 T_{emp}$
0,48	0,38	0,65	Condition Vérifié
0,42	0,45	0,58	Condition Vérifié

Tableaux V.6 : Vérification des périodes.

$$V_{dx} = 1764.75 \text{ KN} > 80\%V_{st} = 1642,91 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 1653.05 \text{ KN} > 80\%V_{st} = 1642,91 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,484808	67,7135	0,4192	0	67,7135	0,4192
2	0,417016	0,549	62,3372	0	68,2625	62,7564
3	0,28235	0,0306	6,5965	0	68,2931	69,3529
4	0,108863	19,4085	0,1486	0	87,7016	69,5015
5	0,101914	0,1633	18,0439	0	87,8649	87,5455
6	0,064005	0,0021	1,9527	0	87,867	89,4981
7	0,046953	1,7817	4,3132	0	89,6487	93,8113
8	0,046441	5,2536	1,4689	0	94,9023	95,2802
9	0,039525	0,0001	0,0504	0	94,9024	95,3305
10	0,029731	0,0232	2,7727	0	94,9257	98,1033
11	0,029138	0,0049	0,034	0	94,9305	98,1373
12	0,028077	3,0687	0,0167	0	97,9993	98,154

Tableau V.7 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle

IV.2.3. Calcul des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta_k}$: Déplacement admissible (égal à 1% h_e)

Les deux tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Niveau	Hauteur (cm)	Sens x-x			Sens y-y			$\overline{\delta_k}$	$\Delta_k \leq \overline{\delta_k}$
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)		
RDC	306	0,0004	0,002	0,002	0,0003	0,0015	0,0015	3,06	Vérifié
1	306	0,0013	0,0065	0,0045	0,0008	0,004	0,0025	3,06	Vérifié
2	306	0,0024	0,012	0,0055	0,0015	0,0075	0,0035	3,06	Vérifié
3	306	0,0038	0,019	0,007	0,0023	0,0115	0,004	3,06	Vérifié
4	306	0,0054	0,027	0,008	0,0031	0,0155	0,004	3,06	Vérifié
5	306	0,0069	0,035	0,008	0,0039	0,0195	0,004	3,06	Vérifié
terrasse	306	0,0084	0,042	0,007	0,0048	0,024	0,0045	3,06	Vérifié

Tableau V.9 : les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifié.

IV.2.3. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), les effets de deuxième ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta_k}{Vk \cdot hk} \leq 0,10$$

Pk = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau

$$Pk = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi})$$

Vk : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n (F_i)$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

➤ $F_t = 0,7 \times V_x \times T$ Si $T > 0,7$ s

➤ $F_t = 0$ Si $T < 0,7$ s

Dans notre étude ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,40$ Sec $< 0,7$ Sec.

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_T)}{\sum w_j h_j} \cdot w_i \cdot h_i$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i .

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$.

Δk : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- $\theta \leq 0,1$... Effet $(p - \Delta)$ peut être négligé.
- $0,1 \leq \theta < 0,2$... Amplifiant les effets de $1/1 - \theta$.
- $\theta > 0,2$... Structure instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

NIVEAU	hei (m)	hi (m)	mi (t)	Pi (KN)	Pi x hi (KNxm)	Fi (KN)	Vi (N)	θ
RDC	3,06	3,06	474,29	4652,82	14237,65	78,090	2063,81	0,001
1	3,06	6,12	474,29	4652,82	28475,31	156,18	1985,72	0,0017
2	3,06	9,18	467,41	4585,29	42093,05	230,87	1829,53	0,0015
3	3,06	12,24	456,49	4478,2	54813,16	300,63	1598,66	0,0016
4	3,06	15,30	456,49	4478,2	68516,46	375,77	1298,03	0,0018
5	3,06	18,36	451,40	4428,2	81301,75	445,92	922,23	0,002
Terrasse	3,06	21,42	413,28	4054,29	86842,89	476,31	476,31	0,0027

Tableau V.10. : Vérification de l'effet P- Δ (x-x)

($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets P-delta peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique, on peut dire que la structure peut éventuellement résister à des charges extérieures (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation ETABS

V.2.4. Effets de la torsion :

- **Centre de gravité des masses :**

Les coordonnées du centre de gravité des masses sont données par :

$$X_g = \frac{\sum M_i X_i}{\sum X_i} \quad \text{ET} \quad Y_g = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

MI : Masse de l'élément considéré.

XI : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox).

YI : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

- **Centre des rigidités :**

$$X_{ct} = \frac{\sum I_{xj} X_{ct}}{\sum I_{xj}} \quad \text{et} \quad Y_{ct} = \frac{\sum I_{yj} Y_{ct}}{\sum I_{yj}}$$

IYJ ; IXJ : les moments d'inertie du voile dans le sens transversal et le sens longitudinal.

XJ ; YJ : distance algébrique du voile transversal/longitudinal à l'axe ox/oy

L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par

les formules suivantes :

➤ $e_x = x_{Cm} - x_{CR}$

➤ $e_y = y_{Cm} - y_{CR}$

Excentricité accidentelle :

Selon le RPA 99/V2003 : dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05L$ doit être appliquée au niveau du plancher l'excentricité totale est égale à la sommation de l'excentricité théorique et accidentelle.

L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Story	Masse(t)	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	5%Lx	5%Ly
Rdc	474,29	11,701	8,291	14,796	9,141	-3,095	-0,85	1,32	0,96
1	474,29	11,408	8,405	14,853	9,189	-3,445	-0,784	1,32	0,96
2	467,41	11,415	8,407	14,94	9,258	-3,525	-0,851	1,32	0,96
3	456,49	11,422	8,41	15,053	9,364	-3,631	-0,954	1,32	0,96
4	456,49	11,43	8,412	15,102	9,489	-3,672	-1,077	1,32	0,96
5	451,40	11,437	8,415	14,971	9,636	-3,534	-1,221	1,32	0,96
terrasse	413,28	11,437	8,415	14,363	9,73	-2,936	-1,315	1,32	0,96

Tableau V.11: calcul de l'excentricité

CHAPITRES VI

ETUDE DES PORTIQUE

VI. Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du cas le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

VI.1 Ferrailage des poutres :

VI.1.1. Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) : $S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \text{ Moment correspondant } M_{sp2}$$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité ($\gamma_s ; \gamma_b$).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI.1.2. Les armatures longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armatures minimales : $A_{min} = 0,5\% bh_t$.
- Section d'armatures maximales : $A_{max1} = 4\% bh_t$. (Zone courante)
 $A_{max2} = 6\% bh_t$. (Zone de recouvrement).

Le diamètre minimum est de 12 mm

La longueur minimale des recouvrements est de : 40 ϕ en zone I et IIa et 50 ϕ zone IIb et III

VI.1.2.1. Sens longitudinal : « poutre secondaire » :

Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	30	30	4,5
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	30	30	36
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	30	30	54

Le tableau VI.1 : Sections min et max des poutres secondaires.

VI.1.2.2. Sens transversal : « poutres principales » :

Armatures longitudinales :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

	b (cm)	h (cm)	Section (cm ²)
$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t$	35	45	
$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t$	35	45	63
$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t$	35	45	94,5

Le tableau VI.2 : le tableau suivant donne les sections min et max des poutres principales.

VI.1.3. Exemple de calcul :

VI.1.3.1 Poutres principales de rive : (35x45) cm²

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de RIVE (terrasse), les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme **ETABS**.

Ferraillage sur appuis :

On a :

$$\text{➤ } M_{sp1} = 90.57 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{➤ } M_{sp2} = 66.28 \text{ kNm}$$

$\Rightarrow M_{sp2} / M_{sp1} = 1,36 > 1,15 \Rightarrow$ Donc le calcul se fait sous $Sp1$

Données :

- Largeur de la poutre $b=35$ cm.
- Hauteur de la poutre $h_t=45$ cm.
- Hauteur utile $d=0.9 \times h_t = 40,50$ cm.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ Mpa.
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ Mpa.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa.
- Fissuration peu préjudiciable.

Moment ultime M_u	M_u (KN.m)	90, 57KN.m	$\mu=0,11 < 0,392$ pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,111	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	β	0,940	
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,836 cm ²	

Tableau VI.3 : représente le ferrailage au appuis de la poutre

Donc on prend : **3T12+3T14** ce qui nous donne **A =8.01 cm²**

En travée :

➤ $M_{sp1} = 84.64.kN.m$

➤ $M_{sp2} = 62.58kNm$

⇒ $M_{sp1} / M_{sp2} = 1,35 > 1,15$ ⇒ *Donc le calcul se fait sous Sp1*

Moment ultime M_u	M_T	84.64 KN.m	$\mu=0,104 < \mu_1=0,392$ Pas d'acier comprimé
Moment réduit	$\mu = M_T / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,104	
Etat limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,945$	0,945	
Section d'aciers A_s	$M_T / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6.35 cm ²	

Tableau VI.4 : Ferrailage en traves de la poutre

Donc on prend : 3T12+3T14 ce qui nous donne A =8.01 cm²

VI.3.2. Les vérifications :

-Sens transversal : « poutre principale »

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_t}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 40,5 \times 2,1}{400} = 1.71$$

$A_{adpt} > A_{min}$ condition vérifier.

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = (0,5 \times 35 \times 45) / 100 = 7,87 \text{ cm}^2$ (sur toute la section)

Vérification de la contrainte de cisaillement :

T=116.26 KN.M

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau = \frac{T}{b \times d} = \frac{116.26 \times 10}{35 \times 40.5} = 0.82 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \overline{\min} (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,82 < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi 1)$

$\Phi_t \leq \min (12.85 ; 35 ; 14) \text{ mm}$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de L'espaceur :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min (40,5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

On adopt $St=20\text{cm}$

Zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_t ; 30 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min (11, 25 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}; 30 \text{ cm})$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

Zone courante: $S_t \leq h/2. \quad S_t \leq 22, 5 \text{ cm.}$

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$k=1$ (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{ij}^* = \min (2,1 ; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,84 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,034 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

-Pourcentage minimal des armatures transversales :

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

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,84}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{At}{s_t} \right)_{min} \geq \frac{0,41 \times b}{f_e} = \frac{0,41 \times 35}{235} = 0,061 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$D'où: A_t \geq 0,915 \text{ cm}^2 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Ancrage des armatures au niveau des appuis :

$$T_{max} = 116,26 \text{ KN} \quad ; \quad M_{app} = 90,57 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z = 90,57 / 0,9 \times 40,5 \times 10^{-2} = 248,477 \text{ KN} > 116,26 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

-Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b/S \quad F_b = \sqrt{2}T \text{ (l'état d'équilibre)}$$

$$\text{d'ou: } \bar{\sigma}_b = 2T/ab \quad S = a \times b/\sqrt{2}$$

a : longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$a \geq 2 \times 116,26 \times 1,5 / (0,8 \times 35 \times 25 \times 10) = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 31 \text{ cm.}$$

$a = 31 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{\text{user}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 116,26 \text{ kN}$

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues $n = 6$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 + 3 \cdot 1,4 \times 1,2 = 8,16 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{user}} = 116,26 \times 10^3 / 0,9 \times 40,5 \times 8,16 \times 6 \times 10^2 = 0,65 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 0,65 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre

Droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \phi f_c / 4 \tau_s$

Avec ϕ : diamètre d'une barre

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,835) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépassée la largeur de la poutre « 30 cm » donc il faut courber les barres avec un rayon u :

$$r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 45 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\begin{cases} \phi_L = 1,2 \text{ cm} & ; & L_2 = 24,3 \text{ cm} & ; & L_1 = 4,44 \text{ cm} \\ \phi_L = 1,4 \text{ cm} & ; & L_2 = 23,3 \text{ cm} & ; & L_1 = 5,13 \text{ cm} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40 φ en zone IIa

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 47,11 \text{ t.m} \quad A = 7,7 \text{ cm}^2$$

1-position de l'axe neutre :

$$by^2/2 + n.A (d-y) = 0 \Leftrightarrow 15y^2 + 115,5y - 4677,75 = 0 \Rightarrow y = 13,38 \text{ cm}$$

2-moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 108903,0679 \text{ cm}^4$$

3- contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc}:

$$\sigma_{bc} = K. y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{23,36 \times 10^3}{108903,0679} \times 13,38 = 2,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Tapez une équation ici.}$$

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

Étage courant :

$$M_{tser} = 47,11 \text{ KN.m,}$$

$$M_{0ser} = (G+Q) l^2/8 = (16,19 + 4,80) \times (6,1)^2/8 = 97,63 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$\begin{cases} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,07 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,07 > 0,04 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,0054 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}). \end{cases}$$

Plancher terrasse :

$$M_{tser} = 59,73 \text{ KN.m,}$$

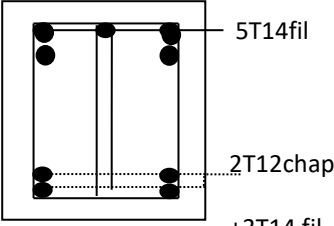
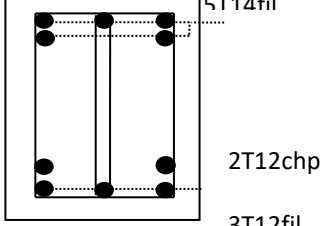
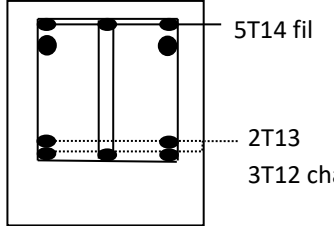
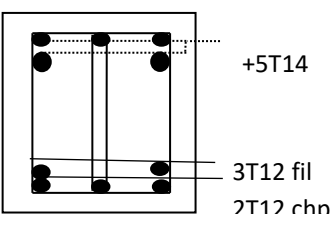
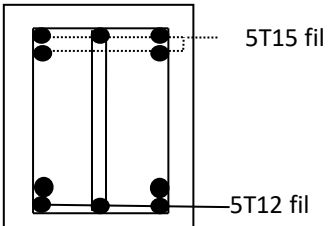
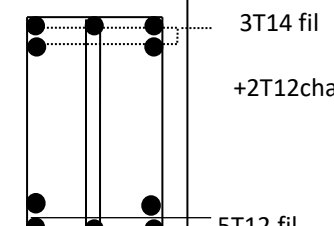
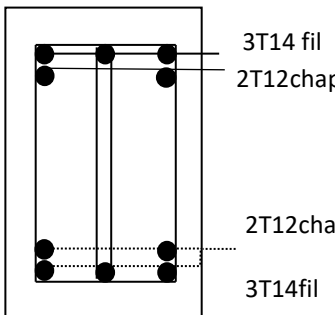
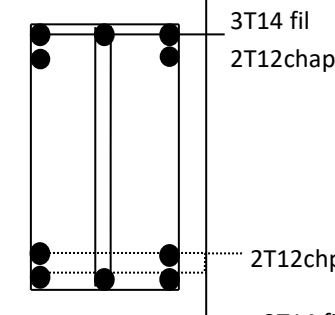
$$M_{0ser} = (G+Q) l^2/8 = (20,19 + 3,20) \times (6,1)^2/8 = 108,79 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$\begin{cases} h/L > 1/16 \dots\dots\dots 0,07 > 0,0625 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ h/L > M_t/10M_0 \dots\dots\dots 0,07 > 0,0549 \quad (\text{condition vérifiée}) \\ A_s/bd < 4,2/f_e \dots\dots\dots 0,0054 < 0,0105 \quad (\text{condition vérifiée}). \end{cases}$$

Terrasse	Sections	M(KN.m)	As _{min} (cm ²)	As cm ² /m	Armatures adopté	As adoptées cm ² /m
Rive						
Poutres principales (35x45)	Appuis	79,40	7,88	5.94	5T14	7.70
	Travée	44,42	7,88	3.24	3T14+2T12	6.88
Intermédiaire						
Poutres principales (35x45)	Appuis	74.99	7,88	5.59	5T14	7.70
	Travée	41.19	7,88	3.00	3T12+2T12	5.65
Rive						
Poutres secondaires (30x30)	Appuis	25.46	4.5	2.36	5T12	5.65
	Travée	27.96	4.5	1.95	5T12	5.65
Intermédiaire						
Poutres secondaires (30x30)	Appuis	64.23	4.5	5.12	3T14+2T12	6.88
	Travée	33.44	4.5	2.95	3T14+2T12	6.88

Etage courants	Sections	M	As _{min}	As cm ² /m	Armatures adopté	As adoptées cm ² /m
Rive						
Poutres principales (35x45)	Appuis	84.71	7,88	5.94	5T14	7.7
	Travée	67.209	7,88	3.24	3T14+2T12	6.88
Intermédiaire						
Poutres principales (35x45)	Appuis	79.46	7,88	5.59	5T14	7.70
	Travée	49.50	7,88	3.00	3T14+2T12	6.88
Rive						
Poutres secondaire (35x45)	Appuis	29.21	7,88	5.94	5T12	5.65
	Travée	24.98	7,88	3.24	5T12	5.65
Intermédiaire						
Poutres secondaire(35x45)	Appuis	25.01	7,88	5.59	3T14+2T12	6.88
	Travée	20.05	7,88	3.00	3T14+2T12	6.88

Tableau V.5 : tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.

Poutres principales (45x35) cm ²	
R.D.C et E.C	Terrasse
<p>RIVE</p>  <p>5T14fil 2T12chap +3T14 fil</p> <p>INTERMIDIAIRE</p>  <p>5T14fil 2T12chp 3T12fil</p>	<p>RIVE</p>  <p>5T14 fil 2T13 3T12 chap</p> <p>INTERMIDIAIRE</p>  <p>+5T14 3T12 fil 2T12 chn</p>
Poutres secondaires(30x30) cm ²	
R.D.C et E.C	Terrasse
<p>RIVE</p>  <p>5T15 fil 5T12 fil</p>	<p>RIVE</p>  <p>3T14 fil +2T12chap 5T12 fil</p>
<p>INTERMIDIAIRE</p>  <p>3T14 fil 2T12chap 2T12chap+ 3T14fil</p>	<p>INTERMIDIAIRE</p>  <p>3T14 fil 2T12chap 2T12chp +3T14 fil</p>

Figures VII.1 : ferrailage des poutres

VI.2. Ferrailage des poteaux :

VI.2.1. Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

VI.2.2 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être hautes adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,9% (zone III) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\emptyset$ en zone I et II
 $50\emptyset$ en zone III
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003zone IIA.

Type de poteaux	$A_{MIN} = 0,8\% \times S$
Type 1 (45x 45 cm ²)	16.20
Type 2 (40 x40 cm ²)	12.80
Type 3 (35 x 35 cm ²)	9.80

Tableau VI .6 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux

VI.2.3 Exemple de calcul :**VI.2.3.1 Les sollicitations défavorables :**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de [KN.m]:

Etages		Type 1 (45x45cm ²)	Type 2 (40x40cm ²)	Type 3 (35 x35cm ²)
Combinaison				
A	N _{max}	1449.85	821.1	423.14
	M _{corssp}	10.506	24.32	21.304
B	N _{min}	166.35	71.56	21.28
	M _{corssp}	01.56	3.68	3.55
C	M _{max}	33.22	43.58	38.771
	N _{corssp}	918.23	523.95	259.98

tableau. VI.7. Sollicitations du premier genre.

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [KN.m]:

Etages		Type 1 (45x45cm ²)	Type 2 (40x40cm ²)	Type 3 (35 x35cm ²)
Combinaison				
A	N _{max}	1111.25	605.77	311.65
	M _{corssp}	12.87	0.61	23.94
B	N _{min}	7.5	0.07	0.39
	M _{corssp}	4.98	0.61	2.57
C	M _{max}	24.50	37.25	32.70
	N _{corssp}	691.03	369.04	184.31

Tableau .VI.8 : Sollicitations du deuxième genre.

VI.3.3.2. Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $F_e = 400$ MPA ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $F_{C28} = 25$ MPA;
- Contrainte limite du béton : $F_{t28} = 2,1$ MPA ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{H_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times H \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcule la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcule la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,8\% \times b \times H_T \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{cases}$$

$$N_{max} = 1449.85 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 10,506 \text{ KN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10.506}{1449.85} = 0,0072$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1449.85 \times \left(0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.0072 \right) = 271.41 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot H \quad 1449.85 \leq 23242.34$$

$$M_u \leq N_u \cdot d \cdot \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \quad 217,41 \leq 1120.38$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

$$N_{min} = 166.35 \text{ KN} \quad M_{corresp} = 1.56 \text{ KN.m}$$

Détermination le centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{1.56}{166.35} = 0.0093 \\ M_u = 166.35X \left(0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.0093 \right) = 31.49 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$Nu \leq 0, 81 \text{ fbc.b.H} \qquad 166,35 \leq 23242.34$$

$$Mu \leq Nu. d (1 - 0,514Nu/b.d.fbc)$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

$$N_{co} = 918.23 \text{ KN} \quad M_{max} = 33.22 \text{ KN.m}$$

$$\text{Détermination le centre de pression} \left\{ \begin{array}{l} e = \frac{33.22}{918.23} = 0.036 \\ M_u = 918.23 \left(0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.036 \right) = 198.34 \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$Nu \leq 0, 81 \text{ fbc.b.H} \qquad 918,23 \leq 23242.34$$

$$Mu \leq Nu. d (1 - 0,514Nu/b.d.fbc)$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A'_3 = 0$).

Tab. VI.9 : Ferrailage des poteaux

Niveaux	Combi s.	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
		N _U (KN)	M _C (KN.m)	Aca l (cm ²)	N _U (KN)	M _C (KN.m)	Acal (cm ²)		
45x45	(a)	166,35	1,56	0	7,5	4,98	0	18,23	4T20+4T16 A=20.63 cm ²
	(b)	1449,85	10,506		111,25	12,97			
	(c)	918,23	33,22		24,50	69,103			
40x40	(a)	71,56	3,68	0	0,07	0,61	0	14,4	4T16+4T16 A=16,08cm ²
	(b)	821,1	24,32		605,77	28,151			
	(c)	523,95	43,58		37,25	369,046			
35X35	(a)	21,28	3,55	0	0,39	2,57	0	11,02	4T14+4T14 A=12,32cm ²
	(b)	423,14	21,30	0	311,65	23,94	0		
	(c)	159,98	38,771	0	23,70	184,31	0		

Section adoptée :

Pour une section de béton (45x45) cm²

$$A_{min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}$$

$$A \text{ adopté} = \max(A1, A2, A3, A4, A5, A6, , A_{min}) = \max(0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 16,2) = 16,2 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T20+4T16 =20,63 cm²

VI.2.4. les vérification :**VI.2.4.1. Vérifications de la contrainte de cisaillement :**

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{119,65 \times 10}{45 \times 42,5} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.3.4. Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

: Coefficient correcteur égale à : 2,5 si $\lambda_g > 5$

3,75 si $\lambda_g > 5$

S_t : Espacement des armatures transversales.

2. L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

3. Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,96}{0,45} = 6,16 \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 119,65}{45 \times 235} = 0,42 \text{ cm}^2$$

4. Quantité d'armatures transversales minimales : $A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g >$

$5 \rightarrow 0,3\%$

Alors

$$: \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases} \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

5. Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,026 ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2$$

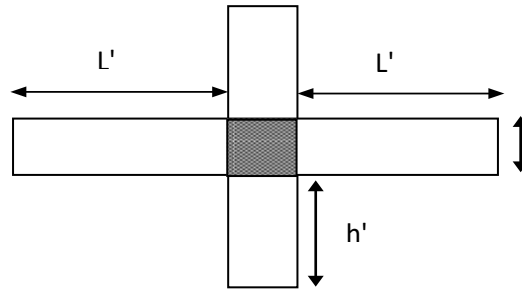
$< 2,25 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

6. Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \right.$$

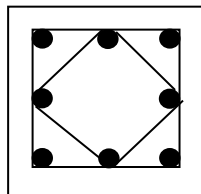
$$L' = 2h = 100 \text{ cm}$$



VI.2 : Zone nodale.

(RDC → 2^{eme} étage)

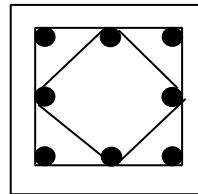
(45x45)



4T20+4T16

(3^{eme} → 5^{eme} étage)

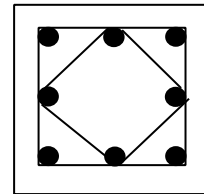
(40x40)



4T16+4T14

(6^{eme} → 8^{eme} étage)

(35x35)



4T14+4T12

Fig. VI. 3 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux

CHAPITRE VII

ETUDE DES VOILES

VII. Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

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. Pour cette structure, la hauteur est de 3,96 m, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e/25 = 396/25 = 15,84 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 20 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau « allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considérée comme un voile.

VII.1. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).
- Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.2. Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

VII.3. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

M : moment fléchissant appliqué ;

A : section du voile ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1. Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ».

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

2. Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On

calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

F_t/f_e ; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;

Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

3. Troisième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.3.1. Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VII.3.2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit : •

Globalement dans la section du voile 0,15% ;

- En zone courante 0,10%.

VII.3.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.3.4. Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4. Ferrailage des voiles

VII.4.1. Exemple de calcul :

Epaisseur du voile :

On prend : $a = 20 \text{ cm}$

$$A = (a \times 5.65) + 0,45^2 = 1,53 \text{ m}^2$$

$$V = 0,45 + \frac{5.65}{2} = 3.28 \text{ m}$$

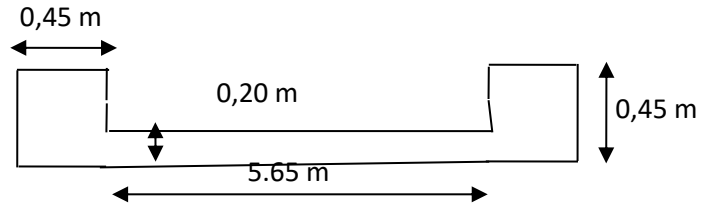


Figure.VII.1 : Schéma de voile

$$A = 1,53 \text{ m}^2$$

$$I = 6.78 \text{ m}^4$$

$$V = 3.28 \text{ m}$$

$$N = 1132.68 \text{ KN}$$

$$M = 17.18 \text{ KN.m}$$

$$T = 10.02 \text{ kN}$$

Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{1132.68}{1.53} + \frac{17.18 \times 3.28}{6.78} = 748.63 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{1132.68}{1.53} - \frac{17.18 \times 3.28}{6.78} = 732.00 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L.$$

Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0.15\% .a.L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) \times 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{ 2.a ; 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 40 ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

Salon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$St \leq \min \{ 1,5x_a , 30 \}$$

$$St \leq \min \{ 30 ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc: } St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}} \}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **5T12 = 5.65 cm²/ml**.

Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soient **5T12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

Calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2.42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins ; on prend donc des epingles de **φ8** .

VII.5.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$$

Avec :

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par :

$$\bar{\tau} = \frac{T \times 1,4}{a \times d} = \frac{1,4 \times 10,02 \times 10^{-3}}{0,2 \times 5,09} = \mathbf{0.0138 \text{ Mpa} .}$$

$$\tau_b = 0,013 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.6. Disposition des armatures :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} \leq 20\text{ cm} \dots\dots$ **Condition. Vérifiée.**

$L=100\text{cm} \rightarrow L/10 = 10\text{cm}.$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10φ.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a; 30\text{ cm})$.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

VII.6.3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

VII.7. Vérification de σ_b a letat limite de service

Détermination des contraintes a L'ELS :

$A = 1,53\text{ m}^2 I = 6.78\text{m}^4$

$V = 3.28\text{ m}$

$N = 458.4\text{KN}$

$M = 13.17\text{KN.m}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{458.4}{1.53} + \frac{13.17 \times 3.28}{6.78} = 305.98\text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{458.4}{1.53} - \frac{13.17 \times 3.28}{6.78} = 239.24\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Max ($\sigma_1 ; \sigma_2$) $\leq 0.6 \times f_{c28}$

$0.31 \leq 15\text{ Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifier

VII.8. Vérification de la stabilité et de la résistance d'un voile a LELU :

L'effort normal ultime Nu es donnée comme suite :

$A = 1,53\text{ m}^2$

$$I = 6.78m^4$$

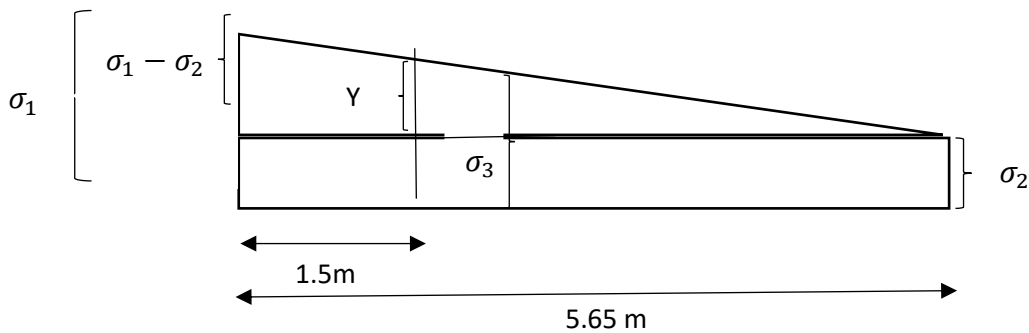
$$V = 3.28 \text{ m}$$

$$N = 628.12\text{KN}$$

$$M = 18.06\text{KN.m}$$

$$Nu \leq Nulim$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{628.12}{1.53} + \frac{18.06 \times 3.28}{6.78} = 419.28\text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{458.4}{1.53} - \frac{18.06 \times 3.28}{6.78} = 401.8\text{KN/m}^2 \end{cases}$$



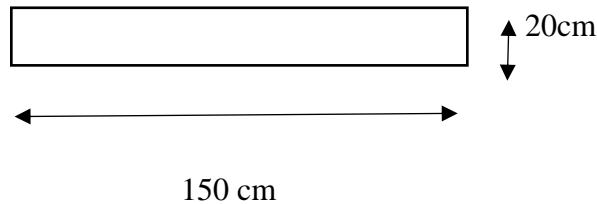
$$d \leq \min \left\{ \frac{He}{2} ; \frac{2}{3} Lc \right\}$$

Avec :

Lc : La longueur de la zone comprimé Lc= L

$$D \leq 1.53 \text{ m}$$

On prend une bande de 1.5 m



$$\sigma_3 = y + \sigma_2$$

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{y}{L - d}$$

$$Y = \frac{\sigma_1 - \sigma_2 \times (L - d)}{L} = 12.84 \text{ m}$$

$$\sigma_3 = 12.84 + 401.8 = 414.64 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = 416.96 \text{ Kn /m}$$

$$Nu = \sigma_{moy} \times 1.5 \times 0.2 = 125.088 \text{ kn /m}^2$$

$$Nulim = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

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

$$\text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 : \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Pour une section rectangulaire (a x L) une aire réduite vaut :

$$Br = L(a - 2\text{cm}) = 1.50 \times 0.18 = 0.27 \text{ m}$$

On appelle élancement λ le rapport :

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

Lf : longueur de flambement $\rightarrow Lf = 0.85 \times He = 2.60 \text{ m}$ (voile de rive)

Ou i est le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$i = 0.057$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = 45.61 \text{ m} < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.63$$

I : moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{L a^3}{12} = \frac{1.5 \times 0.2^3}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

B aire de la section de béton :

$$B = a \times L = 0.3 \text{ m}^2$$

$$A_s = 0$$

$$Nulim = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Nulim = 3150 \text{ KN}$$

125.088 ≤ 3150 condition vérifier

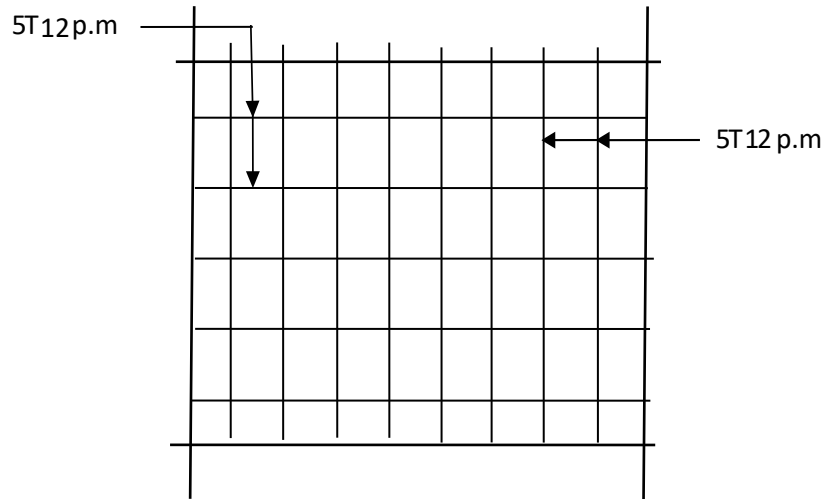


Figure VII .2 : ferrailage des voiles

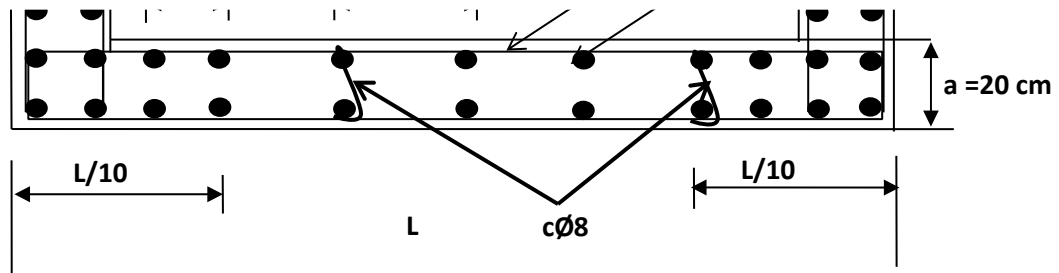


Fig. VII. 3. Vue de face de voile

CHAPITRES VIII

ETUDE DES FONDATIONS :

VIII. Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

Le terrain a une contrainte admissible de 2 bars à un ancrage de 2 m.

VIII.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.4 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées
- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par les semelles (isolées + filante), pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$N_{\text{umax}} (\text{poteaux}) = 1055.52 \text{ KN}$$

$$S_{\text{semelles}} > 50\% S_{\text{bati}}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opté comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels ;

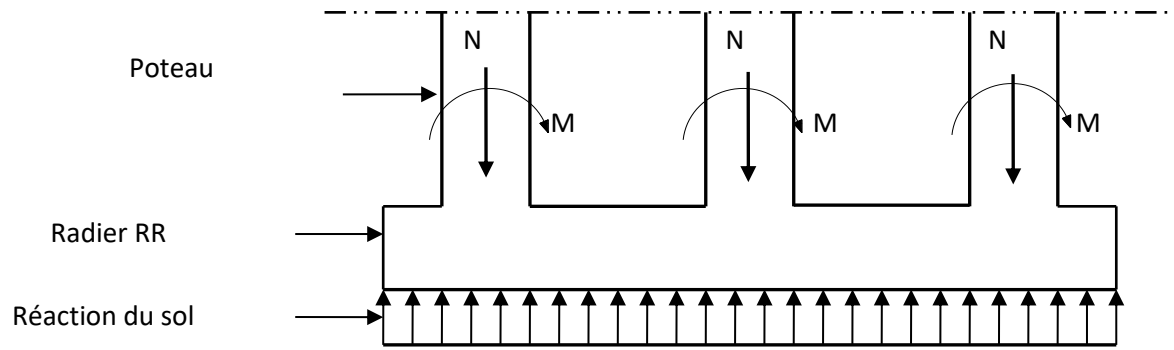
VIII.2. Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).



Figures VIII.1: Schéma du Radier.

•

- La surface de la semelle est donnée par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\begin{cases} N_u = 37356.18 \text{ KN} \\ N_{ser} = 27329.9 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$$

VIII.2.1. Pré dimensionnement du radier :

Calcul du débordement

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } D = 50 \text{ cm}$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions.

$$S_{rad} = S + S_{bat} = (P_{bat} \times 0.50) + S_{bat} = 48 + 332.6 = 380.6 \text{ m}^2$$

Epaisseur de la dalle du radier :

Condition de cisaillement :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 4,05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 24.4 \text{ cm} \leq d \leq 30.5 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 30 \text{ cm} \\ h = d + c = 30 + 5 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur d'une bande de 1 m

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{37356.18}{380.6} = 98.15 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow V_u = \frac{98.15 \times 6.1}{2} = 299.35 \text{ KN} \\ q_u = 98.15 \times 1 = 98.15 \text{ KN.m} \\ d \geq \frac{299.35 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,20 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier $h_t = 35\text{cm}$.

Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 67.77 \text{ cm} \leq h \leq 101.66\text{cm} \rightarrow \text{On prend } h = 85 \text{ cm} ; d = 76.5 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} \right.$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L = 6,1 \text{ m}$

Vérification des contraintes du sol sous la charge verticale :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

Poids du radier:

$$G_{radier} = \gamma_b (h_r \times s_r + h_p \times b_p \times \sum L_i) = 2,5 \times (0,35 \times 380.6 + 0.85 \times 0.4 \times 219.27) = 5194.045 \text{ KN}$$

$$N_{ser T} = N_{ser} + G_{radier}$$

$$N_{sert} = 5194.045 + 27329.9 = 32523.95 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{32523.95}{380.6} = 85.45 \text{ KN/m} < 200 \text{ KN/m} = \dots\dots\dots \text{Condition Verifiée}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}}$

Avec:

I: Inertie de la poutre: $I = b.h^3/12 = 0,4 \times (0,85)^3 / 12 = 0,02 \text{ m}^4$

E: module d'élasticité du béton, $E = 3216419 \text{ t/m}^2$.

b: largeur de la poutre $b = 0,4\text{m}$.

K: coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,02}{500 \times 0,4}} = 5,99 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 6,1 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 6 \times \frac{\pi}{2} = 9,42 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nu des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

VIII.2.2 : Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radie :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{27329,9}{380,6} = 98,15 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,85 = 21,25 \text{ /m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{\max} - \sigma_{radier} = 76,9 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 76,9 \text{ KN/m}^2$$

VIII.2 .3. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l’ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.2.4. Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l’ELS, 0,2 à l’ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d’où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0,85 \times M_0 \rightarrow \text{panneau de rive} \\ M_t = 0,75 \times M_0 \rightarrow \text{panneau intermédiaire} \end{cases}$

Exemple de calcul :

$$L_x = 3,25 \text{ m}$$

$$L_y = 6,1 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,25}{6,1} = 0,53 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0922 ; \mu_y = 0,25$$

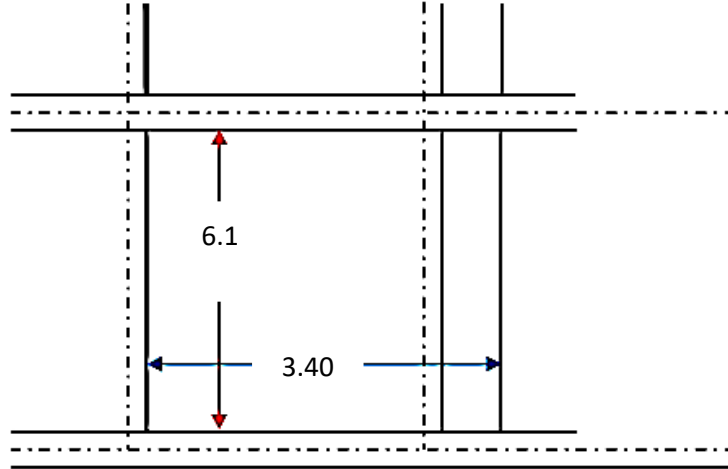


Fig VIII.2 : Schéma du panneau le plus défavorable

Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{37356.18}{380.6} = 98.15 \text{ KN/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{27329.9}{380.6} = 71.80 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0922 \times 98,15 \times (3,25)^2 = 95.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 0,2500 \times 98.15 = 23.89 \text{ KN.m}$$

a) En travée :

1. Sens x :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 95.58 = 71,68 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{71.68 \times 10^3}{14,17 \times 31.5^2 \times 100} = 0,0509$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,057 \rightarrow \beta = 0,973 \end{cases}$$

$$A_{tx \text{ calculé}} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71,68 \times 10^3}{0,973 \times 31,5 \times 348} = 6,718115336 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5T14 , A = 7.70cm²/ml, S_t = 25 cm

2. Sens y :

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 23,89 = 17,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{17,92 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,01274821$$

$$\mu_l = 0,01274821$$

$$\rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,92 \times 10^3}{0,993 \times 31,5 \times 348} = 1,6461 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4T12, A = 4,52 cm²/ml, S_t = 25 cm

b) En appuis :

1. appuis de rive :

$$M_{ax} = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 95,85 = 28,755 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{28,755 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,020$$

$$\mu_l = 0,020 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,033 \rightarrow \beta = 0,990 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28,755 \times 10^3}{0,990 \times 31,5 \times 348} = 2,649 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12, A = 6,16 cm²/ml, S_t = 25 cm

Appuis intermédiaire :

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 23,89 = 11,95 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{11,95 \times 10^3}{14,17 \times 31,5^2 \times 100} = 0,008$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,95 \times 10^3}{0,996 \times 31,5 \times 348} = 1,09 \text{ cm}$$

On adopte 4T12 / ml, A = 4.52cm²/ml, S_t = 20 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

• En travée :

1. Sens y :

2. $A_y = 4,42\text{cm}^2 \geq A_{y\min} = 8 \times \text{épaisseur} = 2,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$; pour Fe400; Condition vérifiée

2. Sens x :

$$A_x = 8,04\text{cm}^2 \geq A_{x\min} = A_{y\min} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,46 \text{ cm}^2/\text{ml} \qquad \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis :

Intermédiaire :

$$A_{x\min} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ait} = 3,44\text{cm}^2/\text{ml}$$

Rive :

$$A_{y\min} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{ait} = 2,05\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 30 \text{ mm}$$

VIII.3. Les vérifications :

VIII.3.1 Vérification à l'ELU :

Armatures transversales (contrainte de cisaillement) :

Vérification de la nécessité de disposer des armatures transversales La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ et $\bar{\tau} = \frac{10h_0}{3} \min(0,15 f_{c28}; 4 \text{ mpa})$ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

V_u : l'effort tranchant ultime

On calcule V_x et V_y

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = Q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} : V_x > V_y \\ V_y = Q_u \cdot \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

$$V_x = 98,15 \frac{3,25}{2} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{0,53}{2}\right)} = 126,08 \text{ kn}$$

$$V_y = 98,15 \cdot \frac{3,25}{3} = 106,33 \text{ kn}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{126,33}{1000 \times 31,5} = 0,004 \text{ mpa}$$

15 cm < h₀ ⇒ 15 cm < 30 cm ; on vérifier que :

$$\bar{\tau} = \frac{10h_0}{3} \min(0.15 f_{c28}; 4 \text{ mpa}) = \frac{10 \cdot 31,5 \cdot 0,15}{3} \min(0.15 \times 25; 4 \text{ Mpa}) = 1.62 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,004 < \bar{\tau} = 1.62 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

VIII.3.2 Les vérifications des contraintes à l'E.L. S.

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 95,85 = 71,88 \text{ kn. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{0y} = 0,75 \times 23,89 = 11,95 \text{ kn. m}$$

sur appuis :

$$M_{a \text{ rive}} = 0,3 \times M_{0x} = 0,3 \times 95,85 = 28,755 \text{ kn. m}$$

$$M_{a \text{ int}} = 0,5 \times M_{0y} = 0,75 \times 23,89 = 11,94 \text{ kn. M}$$

Vérification des contraintes de béton ;

En travée ;

Suivant Lx ;

$$M_{tx} = 71,68 \text{ kn. m} \quad A_{ty} = 8,04 \text{ kn. m} \quad n = 15 \quad d = 31,5$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 0 (y - 31,5) - 15 \times 8,04 (31,5 - y) = 0$$

$$\rightarrow 50y^2 + 120,5y - 3798,9 = 5,530$$

$$y = 7,593 \text{ Cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (d - y)^2 = 83520,4229 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = Kxy = \frac{M_{ser}}{I} xy = 6,51705408$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérification

Sur appuis intermédiaire :

$$M_{arive} = 11,95 \text{ KN.m} ; A_{rive} = 4,52 \text{ cm}$$

$$\frac{100}{2} y^2 + 15 \times 0 (y - 31,5) - 15 \times 11,95 (31,5 - y) = 0$$

$$Y = 5,89$$

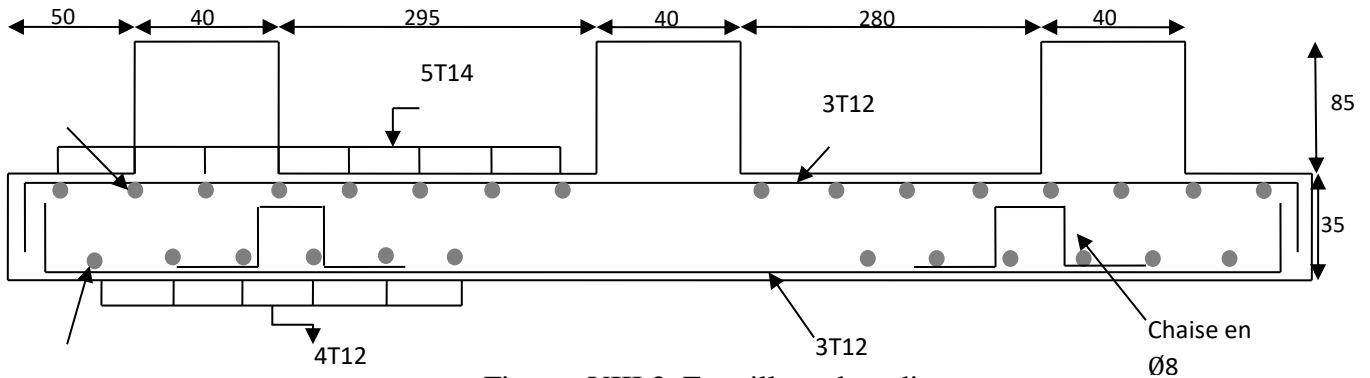
Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (d - y)^2 = 51279,3393$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = Kxy = \frac{M_{ser}}{I} xy = 1,34218515$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \quad \sigma_{bc} = 0.6 < \sigma_{bc} = 15MPa$$



Figures VIII.3. Ferrailage du radier

VIII.4. Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$

Pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

Calcul de la charge Q :

$$G_{poutre} = \gamma_{ba} \times h = 2,5 \times 0,85 = 2.125 \text{ t/m}^2$$

$$G_{dallage} = 2,5 \times 0,15 = 0,375 \text{ t/m}^2$$

$$G_{revetement} = 0,116 \text{ t/m}^2$$

$$G_{remblais} = 1,25 \times 1,8 = 2,25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{radier} = 2.125 + 0,375 + 0,116 + 2,25 = 4,866 \text{ t/m}^2 ; \sigma_{max} = 9.815 \text{ t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 9.815 - 4,62 = 4.95 \text{ t/m}^2$$

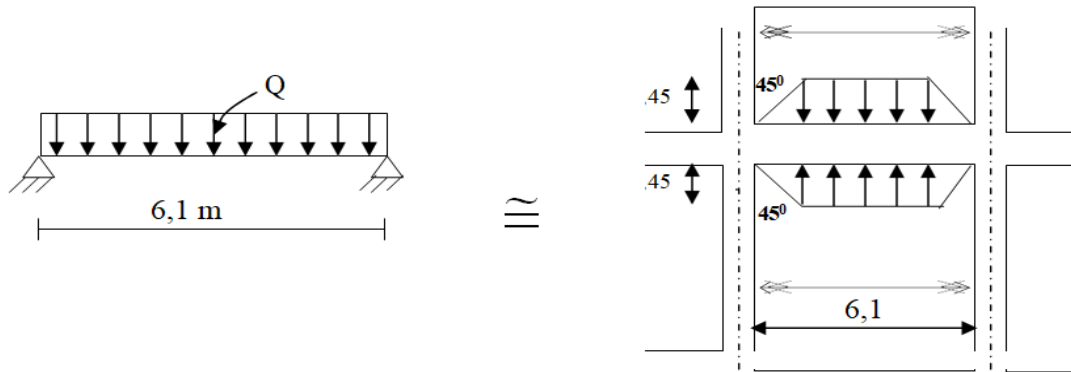
a- Sens longitudinal (y) :

$$L_{max} = 4,3 \text{ m}$$

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3.L_{y1}^2} \right) . L_{x2} \right]$$



**Répartition des charges sur les poutres selon
Les lignes de rupture.**

$$Q' = 148.26 \text{ KN /m}$$

$$M_0 = Q' \cdot L^2/8 = 689.60 \text{ Kn.m}$$

VIII.4. 1.Calcul du ferrillage :

En travée :

$$M_{Tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 689.6 = 586.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{586.16 \times 10^3}{14,17 \times 76.5^2 \times 40} = 0,083$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,083 \rightarrow \beta = 0,956 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{586.16 \times 10^3}{0,956 \times 76.5 \times 348} = 23.03 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$\left. \begin{array}{l} 1^{\text{er}} \text{ lit : } 4\text{T}20 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit : } 4\text{T}20 \end{array} \right\} A = 25.14 \text{ cm}^2, S_t = 25 \text{ cm}$$

Sur appuis : (intermédiaire)

$$M_{ax} = 0,4 M_{ox} = 0,4 \times 689.6 = 279.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{279.44 \times 10^3}{14,17 \times 76.5^2 \times 40} = 0,084$$

$$\mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,084 \rightarrow \beta = 0,956 \end{cases}$$

$$A_{ax \text{ calculé}} = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{279.44 \times 10^3}{0,952 \times 31.5 \times 348} = 11.98 \text{ cm}^2$$

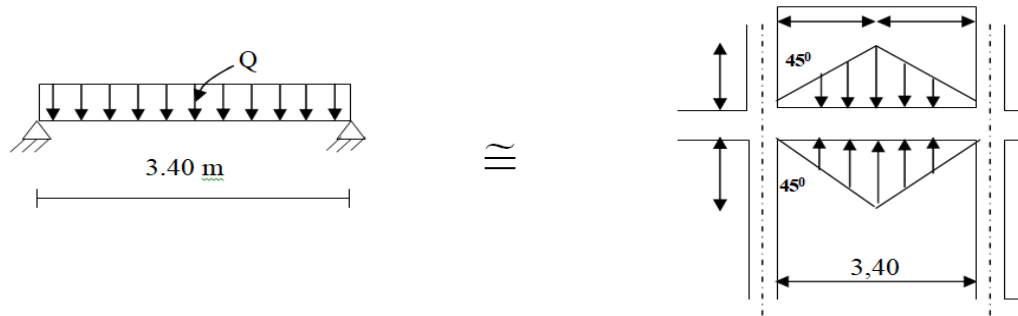
$$1^{\text{er}} \text{ lit : } 4\text{T}16 \quad A = 16.08 \text{ cm}^2, S_t = 25 \text{ cm}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ lit : } 4\text{T}16$$

b- Sens transversal(x) :

$$L_{\max} = 3.40 \text{ m}$$

Calcul de Q' :



C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 49.5 \text{ KN/m}^2$

$$Lx_1 = 3.40 \text{ m}$$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 49.5 \times 3.4 = 112.2 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot l^2}{8} = \frac{112.2 \times 3.4^2}{8} = 162.13 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

En travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 0.85 \times 162.13 = 137.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{137.81 \times 10^3}{14.17 \times 76.5^2 \times 40} = 0.041$$

$$\mu_l = 0.392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0.041 \rightarrow \beta = 0.979 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{137.81 \times 10^3}{0.979 \times 76.5 \times 348} = 5.29 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T16 / ml, $A = 8.04 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$

Sur appuis :

$$M_{ax} = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 162.13 = 81.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{81.06 \times 10^3}{14.17 \times 76.5^2 \times 40} = 0.024$$

$$\mu_l = 0.392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988 \end{cases}$$

$$A_{ty \text{ calculé}} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{81.06 \times 10^3}{0.988 \times 76.5 \times 348} = 3.08 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12, $A = 4.52 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$

VIII.5. Armateur de peaux :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a = 85 \text{ cm}$ donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0,85 \times 0,40) \text{ m}^2$, on a :

$$AP_p = 3 \times 2 \times (h)$$

$$AP_p = 3 \times 2 (0,85) = 7,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{AP} = 2 \times 2,55 = 5,1 \text{ cm}$$

On adopte 4T 14 Fil ; A = 6.16 cm².

VIII.5.1 Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{49,5 \times 3,4}{2} = 84,15 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 84,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{84,15 \times 10^{-1}}{0,4 \times 0,765 \times 10^2} = 0,275 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,275 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

VIII.5.2. Armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min(h/35 ; \varphi_1 ; b/10) = \min(20 ; 12 ; 40) = 12 \text{ mm}$$

Diamètre : on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

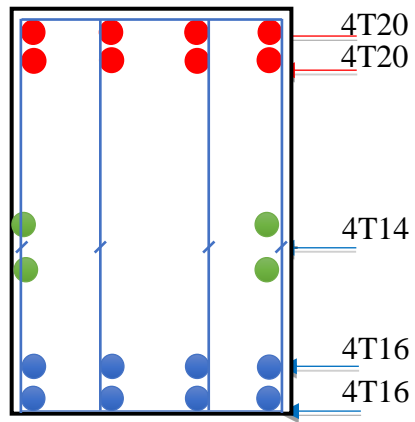
Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_1\right) = \min(21,25, 14,4)$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T8, A=2,01cm².

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,165 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,01 \cdot 400}{45,15} = 1,19 > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



Figures VIII.4: Ferrailage de la poutre de libage

Conclusion générale

Au terme de notre mémoire de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cursus, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et des certaines méthodes.

De ce fait, il constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter.

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographies:

Règlements

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

Livres

- Béton armé - Guide de calcul Jacques L'Amirauté, Henri Renaud.
- Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition

2003 Auteur(s) : Henri Renaud

Guide de conception des memories fin d'études

Thèse

- Etude d'un bâtiment en r+6 à usage d'habitation à Oran
- Etude d'un bâtiment r+7 à usage d'habitation situe à Tiaret
- Etude d'un bâtiment en r+8 à usage d'habitation implanté à Oran

Logiciels :

- Logiciel d'analyse des structures (ETABS)
- Autodesk autocad 2016
- Excel
- Word