

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure

Présenté par :

OUADDANE Yamina

ARARIA Khaldia

Sujet du mémoire

**Etude D'un Bâtiment (R+8) à Usage Multiple
Implante à Tiaret**

Soutenu publiquement le ... /06/2022 devant le jury composé de :

Mr : A.CHIKH

Président

Mme : L.KHARROUBI

Rapporteur

Mr : S. BELMAHI

Examineur

Mr : M.KHLOUN

Examineur

PROMOTION : 2021/2022

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

OUADDANE Yamina

ARARIA Khaldia

Sujet du mémoire

**Étude D'un Bâtiment (R+8) à Usage Multiple
Implanté à Tiaret**

Soutenu publiquement le 30 /06/2022 devant le jury composé de :

Mr : A.CHIKH

Président

M^{me} : L.KHARROUBI

Rapporteur

Mr : S. BELMAHI

Examineur

Mr : M.KHILOUN

Examineur

PROMOTION : 2021/2022

*R*emerciement

Allah le bénéfique soit loué et qu'il nous guide sur la bonne voie.

Ansî Nous remercions très chaleureusement notre encadreur Madame MIMOUNI. L et Dr. M. MIMOUNI Mohamed et Dr KLOUCHE pour tous leur conseils et ses orientations pour la réalisation de ce travail.

Aux membres du jury qui ont bien voulu lire et évaluer le présent Mémoire

*Nous remercions tous ceux qui nous ont aidés et témoigner leur sympathie tel **BET ARC**.*



Je dédie ce travail à toutes les personnes qui me sont chères,

A nos très chers parents qui nous ont mis sur le bon chemin

A nos très chers frères et sœurs.

A ma 2ème famille Boutabek.

A toutes mes amies et à tous mes proches .



Je dédie ce travail à toutes les personnes qui me sont chères,

A nos très chers parents qui nous ont mis sur le bon chemin

A nos très chers frères et sœurs.

A nos familles respectives.

A toutes mes amies et à tous mes proches.



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un RDC plus (8) étages, implanté à la wilaya de TIARET. Cette région est classée en zone de faible sismicité I selon le RPA99 version 2003. En utilisant règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. Et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotère, planchers) et en suite une étude dynamique de la structure avec le logiciel ETABS, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). Et en fin on termine notre travail avec une conclusion générale.

المخلص

الهدف من إعداد هذا المشروع، هو القيام بدراسة مفصلة لبنائية موجهة إلى الاستعمال السكني المتنوع، متكونة من ثمانية طوابق + طابق ارضي و التي ستنشأ في ولاية تيارت المصنفة ضمن المناطق الضعيفة زلزاليا بالجزائر تبعا (RPA99.V2003) المذكورة المشروع تتطرق لتعريف بخصائص المواد المستعملة، بعدها سنقوم بحساب أولي لأبعاد عناصر البناية ثم تأتي وصفا عام عملية تحديد الحمولات المطبقة على البناية، كما سنقوم بحساب العناصر الأساسية من (أعمدة، روافد، جدران خراسانية (مستخدمة في)... صد الزلازل والرياح) و ثانوية من (أعصاب السقف المجوف، البلكونات، السلالم، الأسقف في الأخير نستعمل برنامج اتابس للقيام بدراسة زلزالية للبناية بهدف تحديد الاجتهادات المختلفة للبناية، وستنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential use consisting of a ground floor plus (8) floors, located at the wilaya of TIARET. This region is classified as a low seismicity zone III according to RPA99 version 2003. Using calculation regulations and verification of reinforced concrete (RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified), this study starts the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-size of the structure, the descent of the charges. and calculation of the main elements (poles, beams and sails) and secondary elements (beams, balconies, stairs, acrotera, floors) In the end we have a dynamic study of the structure with the ETABS software, in order to determine the different load loads (permanent, operating and seismic loads), and we complete the work with a general conclusion.

Liste des symboles

A :	Coefficient d'accélération de zone,
A_S :	Aire d'une section d'acier.
A_t :	Section d'armatures transversales.
B :	Aire d'une section de béton.
ϕ :	Diamètre des armatures, mode propre.
φ :	Angle de frottement.
C :	Cohésion.
Q :	Charge d'exploitation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
σ_m :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V_0 :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$:	Etat limite ultime.
$E.L.S$:	Etat limite service.
N_{ser} :	Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Effort tranchant, Période.
S_t :	Espacement.
λ :	Elancement.
e :	Epaisseur.

P :	Force concentrée.
f :	Flèche.
\bar{f} :	Flèche admissible.
L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
d :	Hauteur utile.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment isostatique
I :	Moment d'inertie.
f_i :	Flèche due aux charges instantanées.
f_v :	Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv} :	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
Y :	Position de l'axe neutre.
I_0 :	Moment d'inertie de la section totale homogène

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Plan RDC.....	4
Figure I.2 : Plan 1er d'étage	5
Figure I.3 : Plan d'étage courant	6
Figure I.4 : Plan de façade.....	7
Figure I.5 : Diagramme Parabole – Rectangle.....	11
Figure I.6 : Diagramme de déformation	13
Figure I.7 : Diagramme des déformations limitées du pivot	15

Chapitre II

Figure.II.1 : Dimensionnement des poutrelles	17
Figure. II.2 : Coupe d'entaille plancher terrasse.....	18
Figure. II.3 : Coupe d'entaille plancher étage courante.....	19
Figure. II.4 : Coupe verticale d'un mur extérieur.....	20
Figure. II.5 : Schéma représentatif de l'escalier	28
Figure. II.6 : coupe verticale de l'acrotère	32

Chapitre III

Figure III. 1 : Acrotère.....	33
Figure III.2 : Coffrage Ferrailage de l'acrotère	38
Figure III.3 : Ferrailage (Balcon étage courante)	42
Figure III.4 : Ferrailage (Balcon terrasse)	46
Figure III.5: Schéma statique d'une marche console	47
Figure. III.6: Coffrage Ferrailage d'escalier.....	54
Figure III.7 : les moments appliqués à la dalle.....	60
Figure III.8 : Armatures inférieures (travée)	68
Figure III.9 : Armatures supérieures (sur appuis).....	68
Figure III.10 : Armatures de voile (cage d'ascenseur)	69

Chapitre IV

Figure IV.1 : Détail du plancher	70
Figure IV.2 : Dimensionnement des poutrelles	70
Figure IV.3 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU	75
Figure. IV.4: Diagramme des efforts tranchant a l'ELU	76
Figure. IV.5 : Diagramme des moments fléchissant a ELS.....	76
Figure IV.6: Diagramme des efforts tranchant a ELS	77
Figure IV.7: Section en Té	79

Figure. IV.8 : Condition de non fragilité (section en T _é)	79
Figure IV.9: Coffrage et ferrailage plancher RDC et poutrelles	86
Figure IV.10 : Coffrage et ferrailage plancher étage courant et poutrelles	89
Figure IV.11 : Coffrage et ferrailage plancher terrasse et poutrelles	92
Figure IV.12 : vue en plan de la dalle.....	93
Figure IV.13 : Coffrage et ferrailage de la dalle pleine étage courant	99
Figure IV.14 : Coffrage et ferrailage de la dalle pleine de terrasse	99
Chapitre V	
Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »	101
Figure V.2 : Courbe de spectre de réponse	102
Figure V.3 : Disposition des voiles	103
Chapitre VI	
Figure VI.1 : Ferrailage des sections des poutres principale	123
Figure VI.2 : Ferrailage des sections des poutres Secondaires	124
Figure VI.3 : La zone nodale	133
Figure VI.4 : Ferrailage longitudinale des poteaux	134
Figure VI.5: Ferrailage des sections des poteaux.....	135
Chapitre VII	
Figure VII.1: Voile type 01	138
Figure VII.2: Ferrailage des Voile longitudinale	141
Figure VII.3 : Coupe transversale des voiles.....	142
Chapitre VIII	
Figure. VIII.1 : Schéma du Radier	144
Figures VIII.2: Schéma du Radier.....	146
Figures VIII.3: Schéma du panneau le plus défavorable	149
Figure VIII.4 : Armatures supérieures (en travée)	152
Figure VIII.5 : Armatures inférieures (sur appuis).....	152
Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.....	153
Figure VIII.7 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes.....	155
Figure VIII.8: Coffrage Et Ferrailage Du Radier	158
Figure VIII.9: Coffrage Ferrailage des nervures	159
Figure VIII.10: Ferrailage des section des nervures.....	160

Liste Des Tableaux

Chapitre I

Tableau I.2 : Les déformations limite du pivot	15
--	----

Chapitre II

Tableaux II.1 : Descente des charges Plancher (terrasse)	18
Tableaux II.2 : Descente des charges Plancher (étage+RDC)	19
Tableaux II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur	20
Tableaux II.4 : Descente des charges (Balcon)	20
Tableau.II.5 : Tableau de descente décharges sur poteaux	24
Tableaux II.6 : Descente des charges (marche)	30
Tableaux II7 : Descente des charges (le palier)	31

Chapitre III

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur	56
Tableau III. 2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	60
Tableau III. 3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	64

Chapitre IV

Tableau. IV.1: Tableau récapitulatif des résultats obtenus (RDC)	77
Tableau IV.2: Tableau récapitulatif des résultats obtenus (Plancher étages courants)	88
Tableau IV. 3: Les résultats des poutrelles (étages courants)	88
Tableau.IV.4 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus (Plancher terrasse)	91
Tableau IV. 5: Les résultats des poutrelles (plancher terrasse)	91

Chapitre V

TableauV.1: Pourcentage d'amortissement critique	103
TableauV.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité	103
TableauV.3: Valeurs de T1et T2	104
TableauV.4: Coefficient d'accélération de zone « A »	104
TableauV.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle	106
TableauV.6: les forces sismiques à la base	106
TableauV.7: Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens X-X	106
Tableau V.8 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans les deux sens Y-Y	107
Tableau . V.9: Valeurs du coefficient CT	107
Tableau V.10: Vérification de L'excentricité suivant x	108
Tableau V.11: Vérification de L'excentricité suivant y	111
Tableau V.12 : Vérification à l'effet P- Δ suivant x x	113
Tableau V.13 : Vérification à l'effet P- Δ suivant y y	114

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Poutres principales (intermédiaires).....	121
Tableau VI.2 : Poutres principales (de rive)	121
Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)	122
Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)	122
Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1er genre et 2eme genre.....	126
TableauV.6: Les résultats de Ferrailage poteaux	131

Sommaire

I Remercîment	
II Dédicace	
III Liste des Figures	
IV Liste des Tableaux	
V Liste des Symboles	
VI Sommaire	
VII Résumé	
Abstract	
المخلص	
Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Présentation De projet	
I .Introduction	3
I.1 Présentation de l’ouvrage :	3
I.1.1 Caractéristiques géométriques :	3
I.1.2 Ossature et système constructif pris	8
I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol	8
I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux :.....	8
I.3 Hypothèse de calcul	14
I.3.1 E.L.U.R	14
I.3.2 E.L.S	16
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure	
II.1 Pré dimensionnement des planchers	17
II.1.1 Détermination de l’épaisseur des planchers	17
II.1.2 Caractéristiques géométriques des poutrelles:	17
II.1.3 Descente de charges des planchers	18
II.2.1 Pré dimensionnement des poutres.....	21
II.2.2 Pré dimensionnement des poteaux	22
II.4 Pré-dimensionnent les escaliers	28
II.5 Pré dimensionnement des voiles	32
Chapitre III : Etude des éléments non structuraux	
III.1 Acrotère	33
III.1.1 Définition	33
III.1.2 Charges sollicitant l’acrotère	33
III.2.5 Calcul du ferrailage (E.L.U)	33

III.1.2.6 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section	34
III.1.3.1 Vérification des contraintes (E.L.S.)	36
III.2 Balcon	39
III.2.1 Méthode de calcul.....	39
III.2.2. Étage courant	39
III.2.3 Calcul des sollicitations	39
III.2.4 Les combinaisons d'action:	39
III.2.5 Calcul du ferrailage à L'ELU :.....	40
III.2.6 Vérification à L'ELU :	41
III.2.7 Calcul de la flèche :	41
III.3 Escaliers	47
III.3.1 Introduction :.....	47
III.3.2 Calcul du moment fléchissant et tranchant	47
III.3.3 ferrailage de la marche	48
III.3.4. le palier	47
III.3.5 les Vérification.	51
III.4 La dalle d'ascenseur	55
III.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur	55
III.4.2 Calcul de la charge permanente total Qu	55
III.4.3 Vérification de la dalle au poinçonnement	57
III.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	58
III.5.6 Vérification à l'E.L.S :	64
III.5.09 Voile de la cage d'ascenseur	69
Chapitre IV : Etude des planchers	
IV. Introduction	70
IV.1 Calcul du plancher à corps creux	70
IV.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles	71
IV.1.2 Calcul de la largeur des poutrelles (b)	71
IV.1.3 Méthode de calcul des poutrelles	71
IV.1.3. 1Méthode forfaitaire :.....	71
IV.2. Calcul des planchers :	73
IV.2.1 Combinaisons d'actions :	73
IV.2.2 Détermination des sollicitations :.....	74
IV.3 Méthode De Logiciel RDM 6 :	75
IV.4.2 Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :	78
IV.4.3 Condition de non fragilité (section en Té) :	79

IV.5 Condition de non fragilité (section en T _e) :	80
IV.6.2 Vérification de la flèche:	85
IV.7 Calcul des plancher étage courant	87
IV.8 Calcul des plancher terrasse	90
IV.9 Calcul de la dalle pleine	93
IV.9.1 Les Sollicitations	93
IV.9 .2 Les moments applique à la dalle	93
IV.9.3 Les moments retenus	94
IV.9. 4 Calcul du ferrailage de la dalle.....	94
IV.10 Vérification.....	96

Chapitre V : Etude Sismique

Introduction	100
V.2 Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)	100
V.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	100
V.4 Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)	102
V.5 Vérification des déplacements	108
V.6 justification de la sécurité :	108
V.7 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :	109
V.8 calcul de la force séismique par la méthode statique équivalente	110
V.9. Centre de gravité des masses :	110
V.9.1 Centre des rigidités	111
V.9.2 Vérification de l'effet P-Delta	112
Conclusion	114

Chapitre VI : Etude Des Portiques

VI.1 Introduction	115
VI.2 Les combinaisons de calcul	115
VI.3 Ferrailage des poutres	116
VI.3.1 Les armatures Longitudinales	116
VI.3.2 Poutres principales de rive (30x45) cm ²	116
VI.3.3. Vérification de la flèche :	120
VI.4. Ferrailage des poteaux	125
VI.4.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003	125
VI.4.2 Exemple de calcul	126

Chapitre VII : Etude Des Voiles

VII.1. Introduction :	136
VII.1.1. Conception :	136

VII.1.2. Calcul :	136
VII.2. Principe de calcul :	137
VII.3. La méthode de calcul :	137
VII. 3.1 Les armatures verticales :	137
VII. 3.2 Armatures horizontales :	138
VII. 3.3 Armatures transversales :	138
VII.4 Ferrailage des voiles :	138
VII.4.1 Exemple de calcul	138
Chapitre VIII : Etude De L'infrastructure	
VIII.1.1 Introduction	144
VIII.1 .2Choix de type de fondation.....	144
VIII.1.3verification du chevauchement	144
VIII.2 définition d'un radier	146
VIII.2.1 Calcul du radier	146
VIII.2.2 Pré dimensionnement du radier	146
VIII.2.3 Détermination de la hauteur de la poutre de libage	147
VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol	147
VIII.3.2 La longueur élastique.....	148
VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier	148
VIII.5 Ferrailage du radier	148
VIII.5.1 Ferrailage des dalles	148
VIII.5.2 Vérification de l'espacement :	151
VIII.5.3 Disposition du ferrailage :	151
VIII.6 Ferrailage des poutres de libage	153
VIII.6.1 Contraint de cisaillement	156
Conclusion.....	161
Bibliographie	

Introduction Générale

Introduction Générale

L'évolution de l'économie dans les pays industrialisés donne le privilège à la construction verticale afin d'économiser de l'espace. Comme l'Algérie est un pays qui se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a été soumise à une activité sismique intense. Pourtant, il existe un danger engendré par le choix de la construction verticale à cause des dégâts comme les tremblements de terre qui peuvent lui occasionner. Les études réalisées sur la plupart des bâtiments endommagés à cause du tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 ont montré qu'ils n'étaient pas de conception parasismique. C'est pour cela, le respect des normes et des recommandations parasismiques qui solidifient convenablement la structure est fortement recommandé. Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité: assurer la stabilité de l'ouvrage, économie: sert à diminuer les coûts du projet,- confort ;

- Esthétique. L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation du projet constitue déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples : Souplesse d'utilisation, durabilité, résistance au feu.

Nous savons tous que le domaine de génie civil est un domaine très large ou l'ingénieur civil, par définition : conçoit, étudie et réalise tous ouvrages en bâtiment, travaux publics et hydrauliques ; tout en tenant compte de deux facteurs principaux à savoir : «la Sécurité et l'Economies ».

Le but de notre projet de fin d'étude est d'employer nos connaissances, pour étudier un projet réel. Il s'agit d'une étude technique d'un bâtiment en béton armé à usage Multiple composé d'un rez de chaussée et de (8) étages contreventés par voiles et portiques. L'objectif de cette étude est de dimensionner les éléments résistants de la structure portante bâtiment, tout en satisfaisant les critères de sécurité exigés par les règlements **B.A.E.L91 modifiés 99** et **RPA99 version 2003**. Avec l'utilisation des logiciels **ETABS V 9.6** pour déterminer les différents types de sollicitations, afin dimensionner les éléments de la structure et calcul de flèche.

Ce projet est structuré comme suit :

- ❖ Etude des charges et du pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et voiles) ;
- ❖ Calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et cage d'ascenseur) ;

Introduction Générale

- ❖ Etude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;
- ❖ Calcul des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles)
- ❖ Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

 *Chapitre –I–*

Présentation de l'ouvrage

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude d'un bâtiment en béton armé (R+8) à usage Multiple à Tiaret classé en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique Algériennes R.P.A 99 (version 2003). Avec un dallage sur terre-pleins et contreventé par un système mixte portiques/voiles.

I.1.1 Caractéristiques géométriques :**a. Dimensions en plan :**

Longueur totale de la structure :**22,13 m**

Largeur totale de la structure :**28,06 m**

b. Dimensions en élévation :

Hauteur du R.D.C. et étage**3,40 m**

Hauteur du étage.....**3,06 m**

Hauteur totale de la structure :**28,22 m**

Hauteur de l'acrotère : **60 cm**

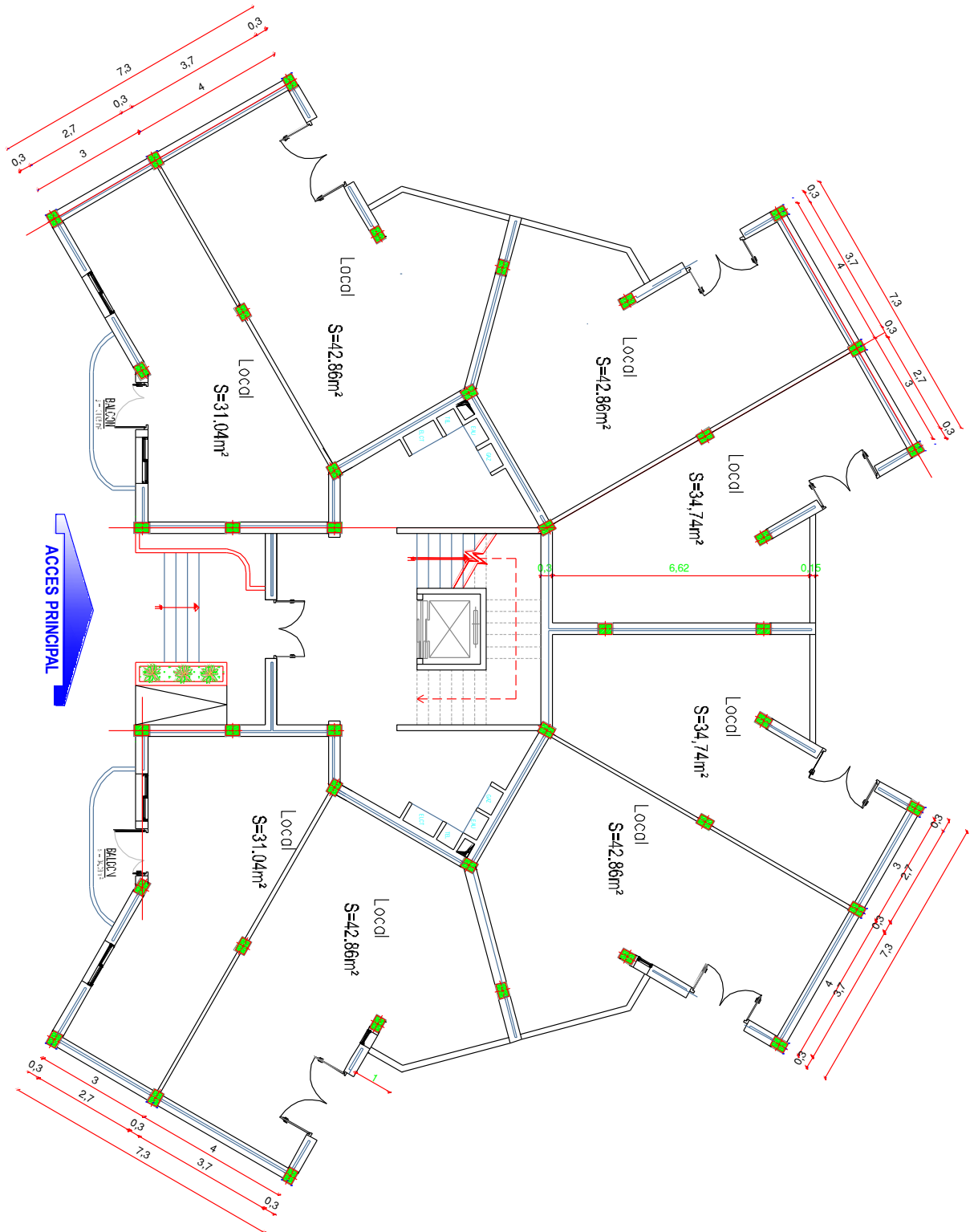


Figure I.1 : Plan RDC

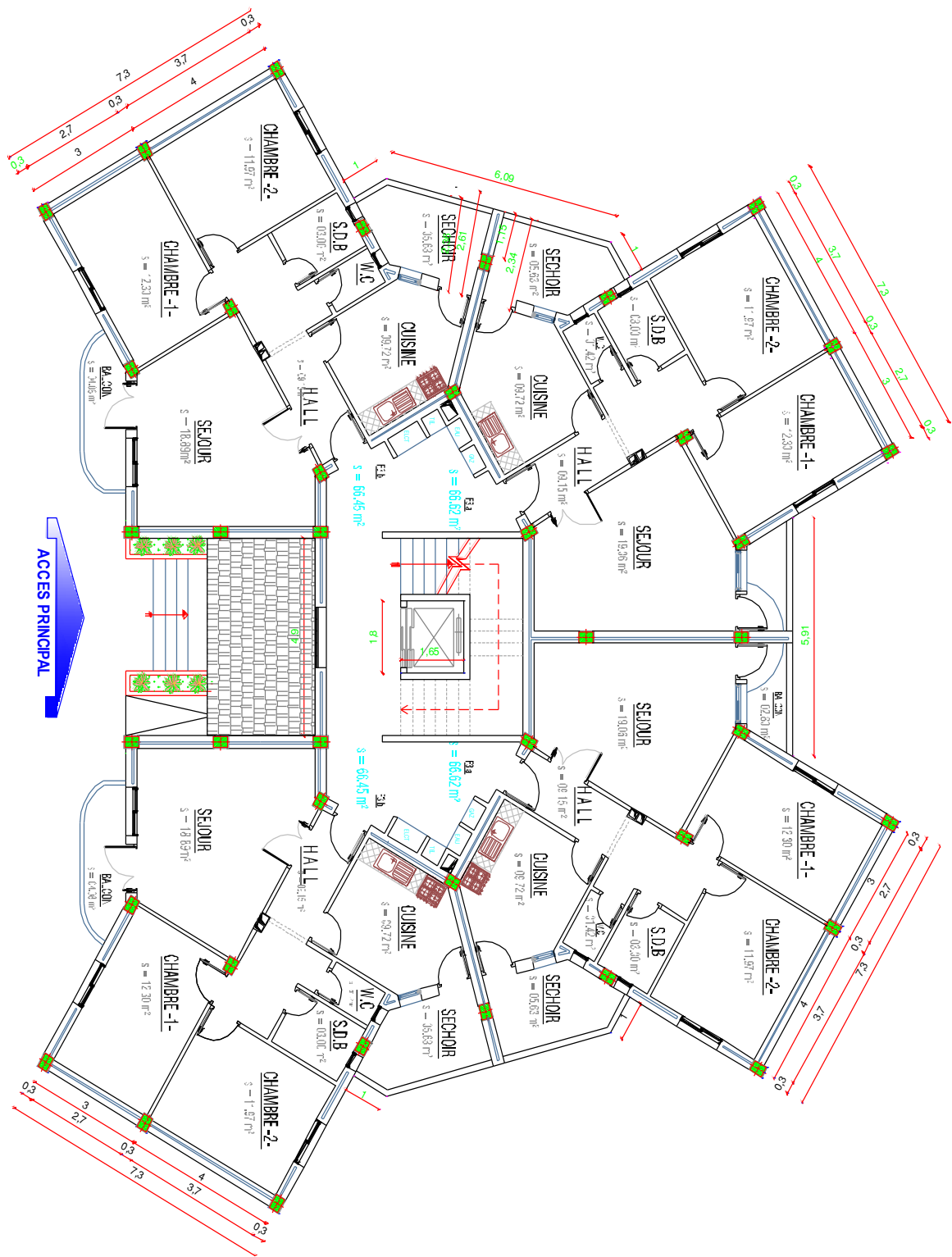


Figure I.3 : Plan d'étage courant



Figure I.4 : Plan de façade

I.1.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (portiques et murs voile).

Planchers : les planchers adoptés pour notre bâtiment sont des planchers à corps creux.

Maçonnerie : Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Cage d'ascenseur : L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

Revêtement : Enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

Isolation :

L'isolation acoustique : elle est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique : elle est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,0$ bars.
- La contrainte d'encrage = 2,0 m
- Le site est de nature meuble (S3).

I.2 Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/modifié 99, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/V2003.

I.2.1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction. La composition d'un mètre cube (1 m^3) de béton est de :

- ✓ 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- ✓ 400 l de sable ($d_g \leq 5 \text{ mm}$) ;
- ✓ 800 l de gravillon ($d_g \leq 25 \text{ mm}$) ;
- ✓ 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton .La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- ✓ Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- ✓ La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- ✓ Le coulage du béton dans le coffrage ;
- ✓ Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes

- **Résistance aux agents atmosphériques** : Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies. En contrepartie, les risques de fissuration constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est :

- Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{ kN / m}^3$;
- Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{ kN / m}^3$.

I .2.1.1 Résistance mécanique :

❖ Résistance caractéristique à la compression :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \Rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{array} \right.$$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour $j \geq 60$ jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement). Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$$

❖ Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

• Etat limite ultime :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

• Etat limite de service :

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.2.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

• Etat limite de résistance :

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.

• Diagramme parabole – rectangle :

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

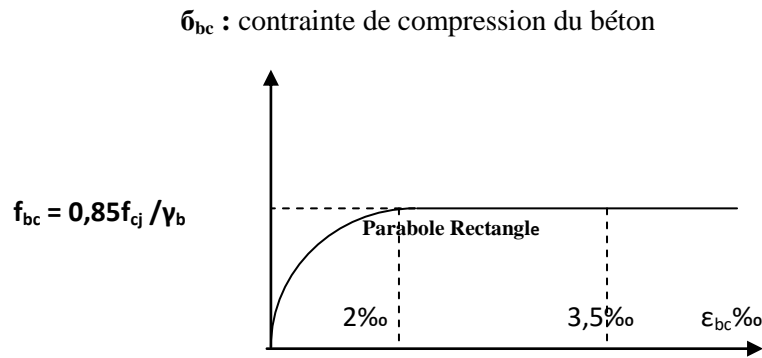


Figure I.5 : Diagramme Parabole – Rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c_j}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} ; \text{ Pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité avec :

$\gamma_b = 1,50$; Cas générale;

$\gamma_b = 1,50$; Cas des 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 essai sur éprouvettes.

• Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c_{28}} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{array} \right.$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Avec : } b_0 : \text{ largeur de la pièce} \\ \quad \quad d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34; 5 \text{ MPa})$$

= 3,34 MPa pour une Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$\tau_u = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ pour une Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :**A. Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

B. Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5- Module de déformation transversale :**• Coefficient de poisson :**

La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) .

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S.) .

I.2.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenu par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenu par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenu par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence. Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (ϕ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : $78,5 \text{ KN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

I.2.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\gamma_s = 1,15$; Cas général, on a $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;
- $\gamma_s = 1,00$; Cas des combinaisons accidentelles, on a $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

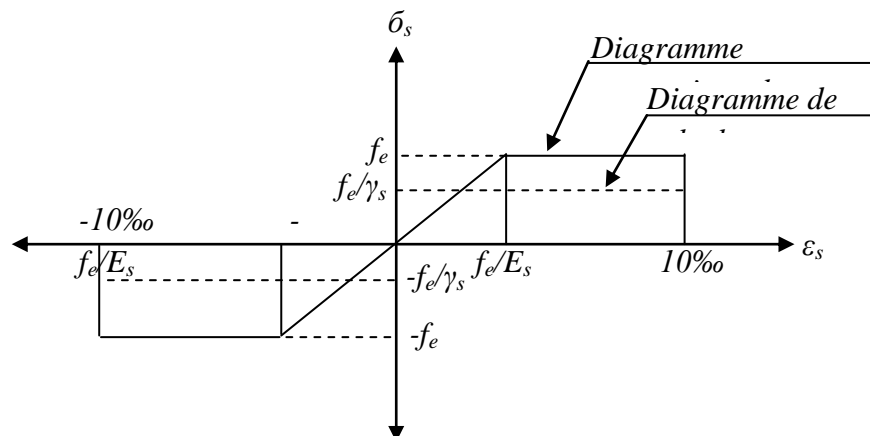


Figure I.6 : Diagramme de déformation –.

I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) ;Fissuration peu préjudiciable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{Fissuration préjudiciable.} \right. \\ \left. \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \Rightarrow \dots\dots\dots\text{Fissuration très préjudiciable.} \right. \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right.$$

η : Coefficient de fissuration ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 \dots\dots\dots \text{ pour rond lisse ;} \\ \eta=1,3 \text{ Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \\ \eta=1,6 \text{ Pour hautes adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm .} \end{array} \right.$$

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

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.3 Hypothèse de calcul :

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.3.1 E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.3.1.1 Hypothèses de calcul :

- 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 :
- $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion composée ;
- $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en compression simple.
- L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

I.3.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut 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.

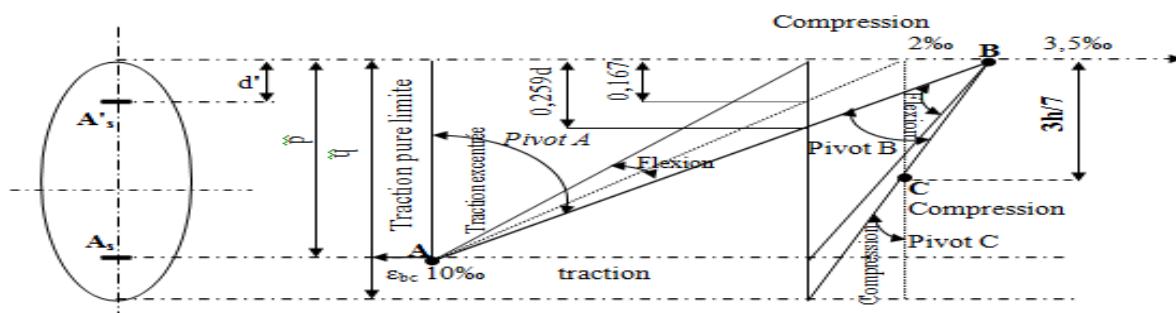


Figure I.7 : Diagramme des déformations limitées de la section

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier $10^0/_{00}$
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5^0/_{00}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton $2^0/_{00}$

Tableau I.2 : Les déformations limites du pivot

- Règles des trois pivots

-I.3.2 E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.3.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s ; \text{avec } \rho \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

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

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence}$$

I.3.2.2 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 :
1,35.G + 1,5.Q

▀ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action : G+Q

▀ Les règles parasismiques algériennes RPA99/V2003 ont prévu les combinaisons d'actions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right. \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente ;} \\ Q : \text{charge d'exploitation ;} \\ E : \text{Action sismique ;} \end{array} \right.$$



Chapitre – II –

Pré – dimensionnement et descente de charges

Pré dimensionnement des éléments et descente de charges

II.1 Pré dimensionnement des planchers :

II.1.1 Epaisseur du plancher :

On utilise la condition de la rigidité pour déterminer l'épaisseur des planchers « h_t », il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \text{Avec : } \begin{cases} h_t: \text{ hauteur totale du plancher} \\ L: \text{ portée maximale entre nus d'appuis} \end{cases}$$

L_{\max} (m)	$\frac{L_{\max}}{22,5}$	h_t (cm)	Le choix
4,00	17,77	20	4 cm : dalle de compression 16 cm : corps creux

II.1.2 Caractéristiques géométriques des poutrelles:

- Soit $b_0=12\text{cm}$.
- L'hourdis choisis est normalisé d'hauteur 16 cm et de longueur 55 cm.
- La section en travée à considérer est une section T.

La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l_n}{2}; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5; \frac{L}{10} = \frac{400}{10} = 42,5 \right\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Don on prend. $b_1=27.5\text{cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 12 \implies b = 65\text{cm}$$

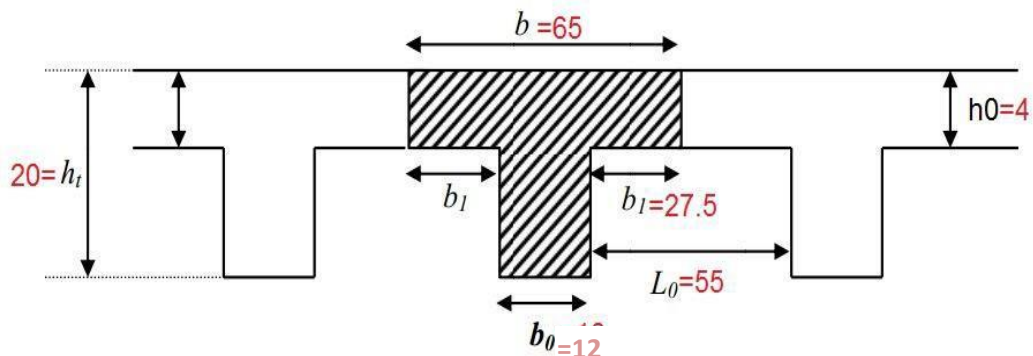


Figure. II.1. Dimensionnement des poutrelles

II.1.3 Descente de charges :

Charges permanentes et d'exploitation :

-Plancher terrasse inaccessible :

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en KN/m^2
1- Couche de gravillon roulé (e=4cm)	20	0,80
2- Étanchéité multicouche (e=2cm)	6	0,12
3- Isolation thermique à liège	/	0,66
4- Forme de pente en béton (5cm)	22	1,1
5- Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4)	/	2,80
6- Enduit en plâtre (e=2cm)	10	0,20
La charge permanente G_t	$\sum G$	5,68
La surcharge d'exploitation Q_t		1,00

Tableaux II.1 : Descente des charges Plancher (Terrasse)

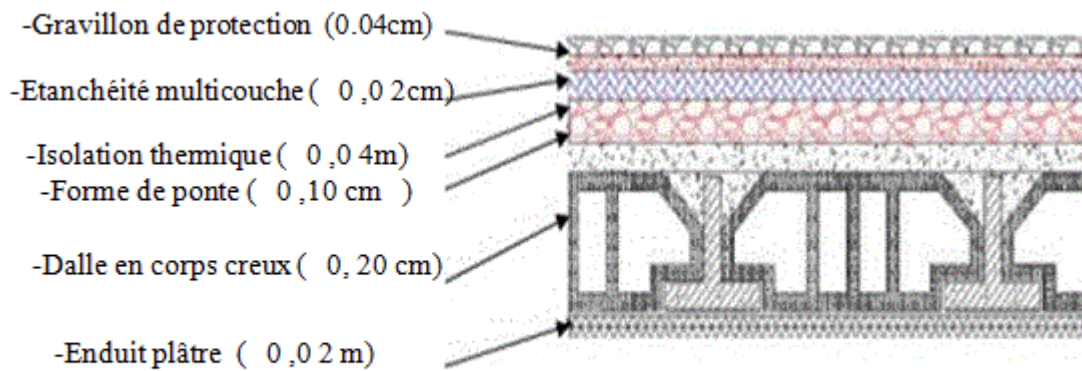


Figure. II.2 coupe détaille plancher Terrasse

- Planchers étages courants et RDC:

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en KN/m^2
1- Revêtement en carrelage (2cm)	20	0,40
2- Mortier de pose (2cm)	20	0,40
3- Sable fin pour mortier (2cm)	17	0,34
4- Plancher à corps creux (16+4)	/	2,80
5- Enduit en plâtre (2cm)	10	0,20
6- cloison en briques creuses (10cm)	/	0,90
La charge permanente G_c	$\sum G$	5,04
La surcharge d'exploitation Q_c		1,50
La surcharge d'exploitation Q_{RDC}		2,50

Tableaux II.2 : Descente des charges Plancher (étage+RDC)

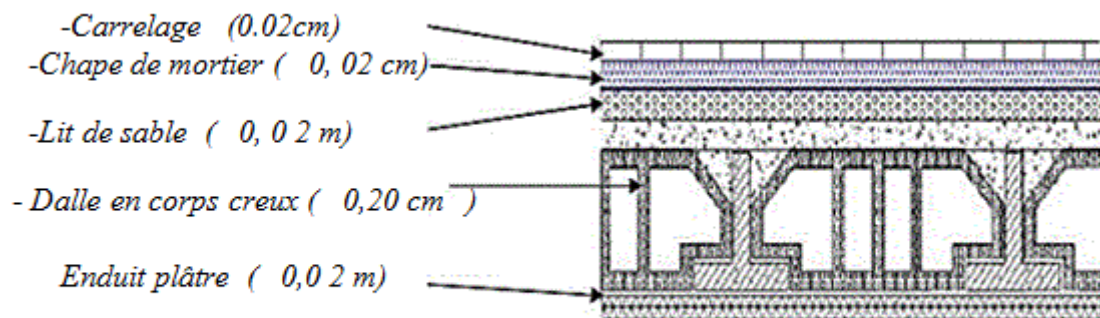


Figure. II.3 coupe d'entaille planché étage courant

-Murs de façade :

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en KN/m^2
1- Enduit extérieur en ciment (e =2cm)	18	0,36
2- Parois extérieure en brique creuse (e =15cm)	/	1,30
3- Parois intérieure en brique creuse (e =10cm)	/	0,90
4- Enduit de plâtre (e =1,5)	18	0,27
La charge permanente G_{Murext}	$\sum G$	2,83
	$\sum G \times 0,80$	2,26

Tableaux II.3 : Descente des charges mur de façade extérieur

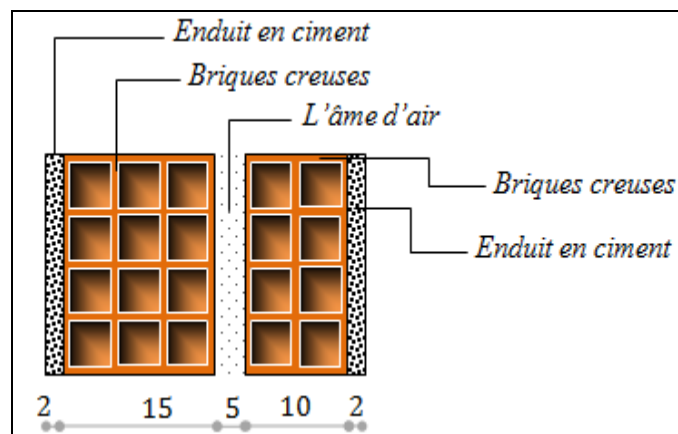


Figure. II.4. Coupe verticale d'un mur extérieur.

- Dalle pleine (Balcon) :

Désignation de la charge	$\rho(\text{KN/m}^3)$	Valeur en KN/m^2
1- Revêtement en carrelage (e=2cm)	20	0,40
2- Mortier de pose (e=2cm)	20	0,40
3- Sable fin pour mortier (e=2cm)	18	0,36
4- Dalle pleine (e=15cm)	25	3,750
5- Enduit en ciment (e=2cm)	18	0,36
La charge permanente G_{bal}	$\sum G$	5,27
La surcharge d'exploitation Q_{Bal}		3,50

Tableaux II.4 : Descente des charges (Balcon)

II.2 Pré-dimensionnement des éléments porteurs :

II.2.1 Pré-dimensionnement des poutres :

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,7 h \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée} \end{array} \right.$$

On distingue deux types de poutres :

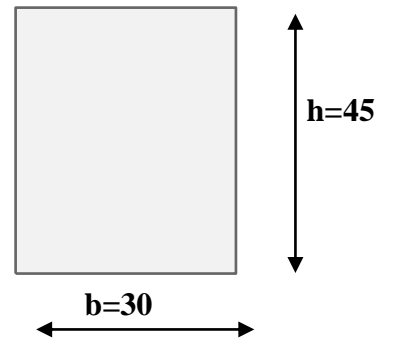
- a- Poutre principale ;
- b- Poutre secondaire.

1. Sens transversal : (poutres principales)

$L_{\max} = 5,20 \text{ m}$

$L=520 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 34,66 \leq h_t \leq 52 \\ 10,40 \leq b \leq 36,40 \end{cases}$

En prend $\begin{cases} h_t = 45 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



D’après le RPA 99 (version 2003), les dimensions doivent vérifier les conditions :

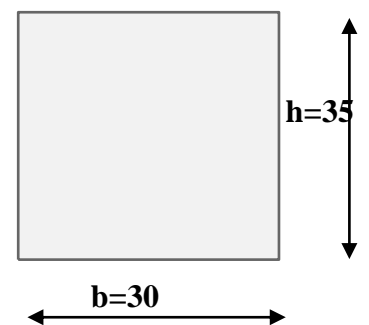
$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \\ b_{\text{Max}} \leq 1,5h_t + b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 45 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 < 97,5 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens longitudinal : (poutres secondaires)

$L_{\max} = 4.00\text{m}$

$L = 400 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 26,66 \leq h_t \leq 40 \\ 8.00 \leq b \leq 28 \end{cases}$

En prend $\begin{cases} h_t = 35\text{cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$



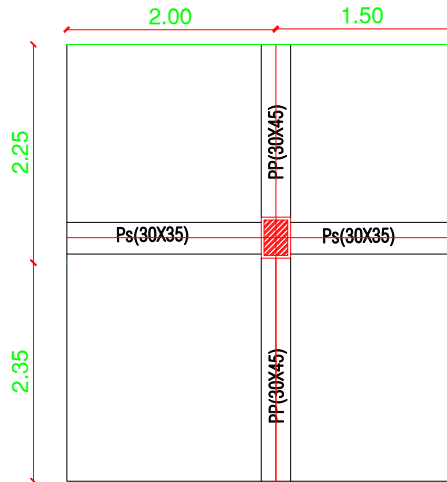
D'après le RPA 99 (version 2003), les dimensions doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \\ b_{\text{Max}} \leq 1,5h_t + b \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 35 > 30 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 < 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \\ b = 30 < 82,5 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

II.3 Pré-dimensionnement des poteaux :

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité :

$$S = (2,35 + 2,25) \times (1,5 + 2,0) \Rightarrow S = 16,10 \text{ m}^2$$



On calcul les efforts de compression qui agissant sur les poteaux dus aux charges permanent suivant le RPA/V2003.

II.4- Effort normal ultime à chaque niveau :

II.4.1- Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

-Plancher terrasse :

-Poids propre du plancher : $G_{\text{terrasse}} \times S = G_T = 5.68 \times 16.1 = 91.45 \text{ KN}$

- Poids propre des poutres principal : $\gamma_b (bxh)L = 25(0.30 \times 0.45) \times 4.60 = 15.53 \text{ kN}$

- Poids propre des poutres secondaire : $\gamma_b (bxh)L = 25(0.3 \times 0.35) \times 3.50 = 9.19 \text{ kN}$

$W_{\text{Terrasse}} = 116.17 \text{ kN}$

-Plancher étages courante :

Poids propre du plancher : $G_{\text{étage}} \times S_X (a \times b \times H) = 5.04 \times 16.1 = \mathbf{81.15 \text{ KN}}$

Poids propre des poutres principal : $\gamma_b (b \times h) L = 25(0.30 \times 0.45) \times 4.60 = \mathbf{15.53 \text{ kN}}$

Poids propre des poutres secondaire: $\gamma_b (b \times h) L = 25(0.3 \times 0.35) \times 3.50 = \mathbf{9.19 \text{ kN}}$

$N_G = 105.87 \times 8 = \mathbf{741.09 \text{ KN}}$

Suivant les règles **BAEL91** on doit majorer l'effort normal ultime de 10%

$N_G = 1.1(857.26)$

$N_G = \mathbf{942.99 \text{ kN}}$

II.4.2-Les efforts de compression due aux charges d'exploitation :**-Loi de dégression :**

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

Q : Charge d'exploitation.

-Dégression des surcharges :

Niveau	La dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$Nq_0=1\text{KN/m}^2$	1
08	$Nq_1=q_0+q_1$	2,50
07	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3,85
06	$Nq_3=q_0+0.90 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
05	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
04	$Nq_5=q_0+\frac{3+5}{2(5)}(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
03	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
02	$Nq_7=q_0+071 (q_1+q_2q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,50
01	$Nq_8=q_0+069 (q_1+q_2q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+ q_8)$	9,97
	$Q= \sum NQi$	9,97

Tableau II. 5: Dégression des charges

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n>5$) (dons notre cas $n>5$) on applique la loi suivant :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots \dots \dots + Q_n) \text{ avec } n: \text{ nombre d'etage (DTR C2 - 4.7)}$$

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots \dots \dots Q_n$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

II.4.3-Détermination de la section du poteau : (selon le BAEL91)

Le Pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la forme suivant :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha=f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

- l_f : Longueur de flambement.

- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

• I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$).

- B : Surface de la section du béton ($B = axb$).

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.5$).....situation durable.

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.

- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400\text{MPa}$).

- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25\text{MPa}$).

- A_s : Section de l'acier comprimée.

• Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $Br = (a-2)(b-2)(\text{m}^2)$.

On doit dimensionner les poteaux de la telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

-Calcul :

On prend $h_0 = 340\text{cm}$

Donc : $l_f = 0.7h_0 = 0.7 \times 340 = 2.38\text{m}$

$N_Q = 1.1Q \times S = 1.1 \times 9.97 \times 16.1 = 176.75\text{kN}$

$$N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35(942.99 + 1.5(176.75))$$

$$N_U = 1538.16 \text{ kN}$$

Détermination de (a) :

$$B = b \cdot a$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

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

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0.289a} \leq 50 \right) \rightarrow \left(a \geq \frac{238}{0.289 \times 50} = 16.47 \text{ cm} \right)$$

On prend : a=45cm

$$\left(\lambda = \frac{0.7L_0}{i} = \lambda = \frac{238}{13.00} = 18.31 < 50 \dots\dots \dots \text{Condition vérifiée} \right)$$

-Détermination de (b) :

Selon les règles du B.A.E.L.91, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (45 - 2) \times (b - 2) = 43(b - 2) \text{ cm}^2$$

Selon le RPA99/V2003 $A_s = 0.7\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone I}$

$$A_s = 0.007(43(b - 2)) = 0.301(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = 18.31 \text{ cm} \\ \alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/35)^2] \\ \alpha = 0.85 / [1 + 0.2(18.31/35)^2] \\ \alpha = 0.81 \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ F_e = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right.$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 1538,16 \leq 0,82 \left[\frac{43 \times (b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,301 \times (b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$1538,16 \leq 0,82 [79,63 \times (b-2) + 10,47 \times (b-2)]$$

$$1538,16 \leq 90,1 \times (b-2) \Rightarrow 17,07 \leq (b-2) \Rightarrow b \geq 17,07 + 2 = 19,07 \text{ cm}$$

b ≥ 19.07 cm

Donc on adopte : **b=45cm**

-Détermination minimaux requis par le « RPA99/V2003 » :

D’après l’article 7.4.1, pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \text{Min}(a, b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a, b) = 45 > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Avec : h_e : Hauteur d’étage.

Donc, On adopte pour des poteaux une section carrée (a x b) = (45x45)cm²

Poteaux	Poteaux		Poutres principales		Poutres secondaires	
	a(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)	h(cm)	b (cm)
RDC → 1 ^{er} et 2 ^e étage	45	45	45	30	35	30
3 ^{eme} → 5 ^{eme} étage	35	35	45	30	35	30
6 ^{eme} → 8 ^{eme} étage	30	30	45	30	35	30

II.5.1 Pré-dimensionnement les escaliers:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble, ils constituent aussi une issue de secours importante en cas d'incendie.

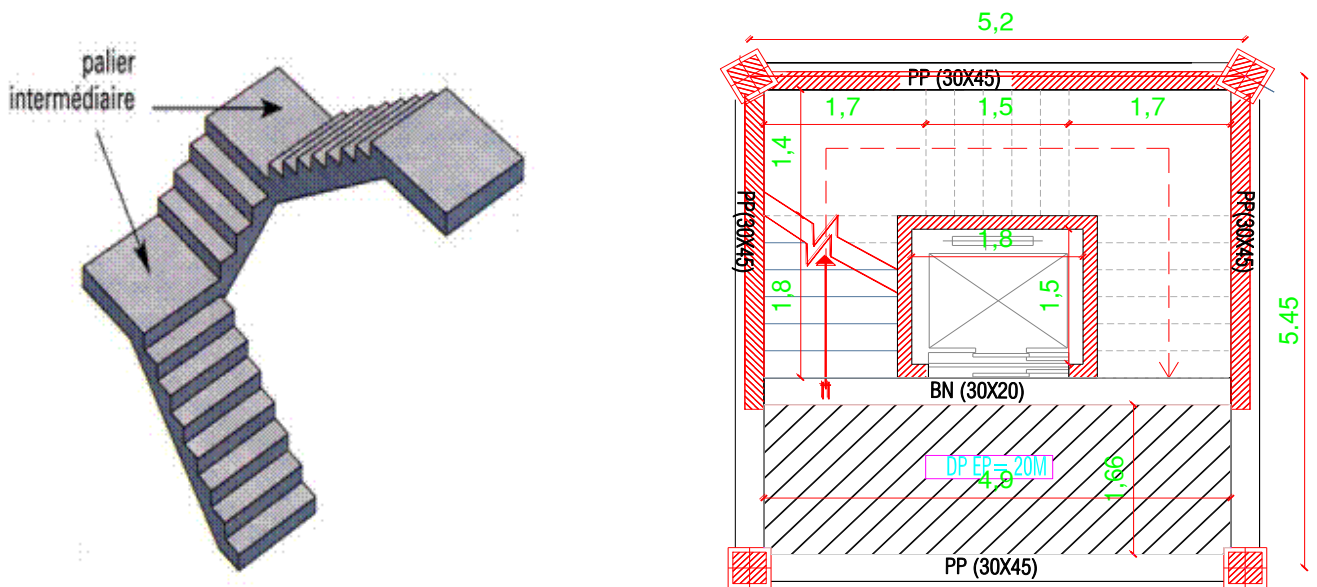


Figure II.5: Schéma représentatif de l'escalier

a) Dimensionnement des escaliers:

Les marches :

Pour les dimensions des marches "g" et des contre marches

"h", on utilise généralement la formule de BLONDEL: Avec :h : hauteur de la marche (contre marche),

g : largeur de la marche, On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage : $(H = n \cdot h =)$

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n-1) \cdot g$

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \cdot g \Rightarrow g = L / (n-1)$$

D'après BLONDEL on a :
$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m \dots\dots\dots (1)$$

Et puis :
$$m^2 - (m + 1 + 2H) n + 2H = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Pour la volée (1) et (3) :

Avec : $m=64$ et $L= 180$ cm

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 482n + 238 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 7$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1= 6$ marches.

D'après la formule de BLONDEL on a :

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g = 30$ cm et $h = 17$ cm.

Pour la volée (2) :

Avec : $m=64$ et $L= 150$ cm

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 418n + 204 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 6$ contre marches

Donc le nombre de marche $n-1= 5$ marches.

D'après la formule de BLONDEL on a :

L'inégalité vérifiée, on a 7 marches avec $g = 30$ cm et $h = 17$ cm.

b) Épaisseur de paillasse :

$E_v = 4$ cm

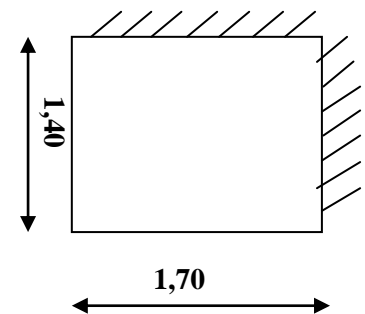
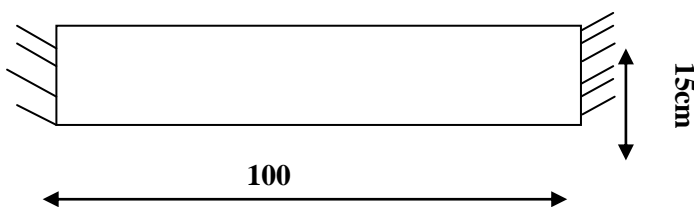
Dans ce type d'escalier les marches sont encastées dans le voile, les marches sont des éléments porteurs et résistants, par conséquent la paillasse aura une faible épaisseur.

L'épaisseur de la paillasse est de 4cm; la marche est assimilée a une section rectangulaire de largeur g et de hauteur équivalente h_{eq} tel que:

c- Le palier :

Un sel type de palier « console »

Section a étudié



Palier consol

II.5.3. Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

N	Désignation	G(m)	Ep (m)	Densité N/m ³	Poids KN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,3	0,02	20,00	0,12
2	Mortier de ciment horizontal	0,3	0,02	20,00	0,12
3	Lit de sable	0,3	0,02	18,00	0,108
4	Revêtement en carrelage vertical ep x20x h/g	0,3	0,02	20,00	0,072
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,3	0,02	20,00	0,072
6	Poids propre des marches/paillasse $h_{eq} \times \gamma_{ba} \times g$	0,3	0,136	25,00	1,02
7	Garde- corps	0,3	/	0,10	0,01
8	Enduit en plâtre	0,3/0,87	0,02	10,00	0,07
	Charge permanente G			1,68KN/ m²	
	Surcharge d'exploitation : Q			2.50 kgf =2,5KN/m ²	

Tableau II.6 descente de charges des marches

Le calcul suivant se fait pour une marche :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = \mathbf{6,01KN/marche}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = \mathbf{4,18KN/marche}$$

N	Désignation	Ep (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,4
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	20	0,6
4	Poids propre de palier $\gamma_{ba} \times e_p$	0,15	25,00	3,75
5	Enduit en plâtre	0,015	10,00	0,15
	Charge permanente		5,3KN/ m²	
	Surcharge d'exploitation		2.50 kgf =2,5KN/m²	

Tableau II.7.descente de charges du palier

Pour une bande de 1 m de largeur

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = \mathbf{10,90KN/m}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = \mathbf{7,80KN/m}$$

II.6-Les voiles:RPA99/version2003 (article 7.7.1).

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99.

Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA 99(article 7.7.1):**

« Les éléments satisfaisants la condition (**$L \geq 4a$**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.»

Avec :**L**: porté du voile .**Eta** : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e

II.6 .1- Pré dimensionnement des voiles :

Conditions de rigidité. Dans notre cas :

Pour le sens y (sens porteur):

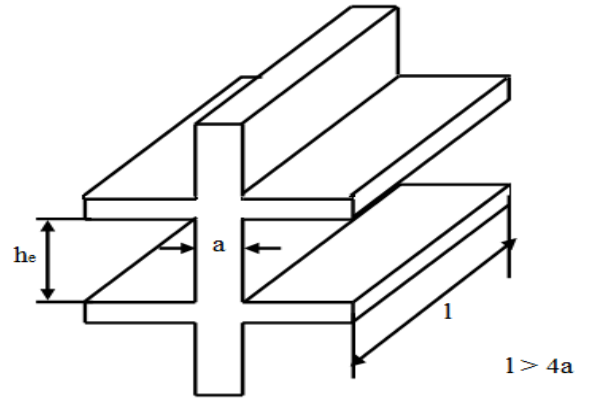
$$h_{e_{max}} = h_e - h_{pou} = 3.40 - 0.45 = 2.95m$$

Avec : h_e : hauteur R.D.C

h_{pou} : Hauteur de plancher

D'où : $a \geq \frac{295}{20} = 14.75cm$

On prend : $a = 20cm$



En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de $e = 20cm$.

➤ **Vérification de la largeur: (Art 7.7.1)**

Les éléments satis fait San la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

$L_{min} \geq 4a \Leftrightarrow 300cm > 4 \times 20 = 80 cm \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

II.7 Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est assimilée à une console en castrée au niveau du plancher terrasse; elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « MQ » au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de un mètre linéaire, la fissuration étant prise préjudiciable

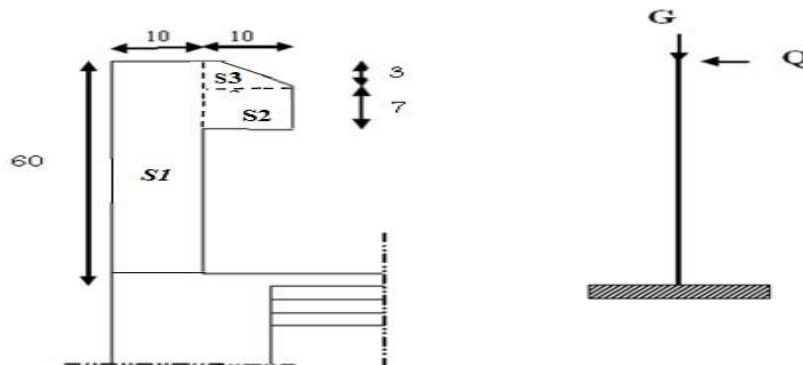


Figure. II.6 Coupe verticale de l'acrotère

Surface :

$S1+S2+ S3= (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5$

$S_T = 0.069m^2$



Chapitre – III –

Etude des éléments non structuraux

III.1 Acrotère :**III.1.1 Définition :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre et à une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

III.1.2 Charges sollicitant l'acrotère :**III.1.2.1 Charges permanentes et charges d'exploitation :****• Charge permanente**

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

$$G=1,7125kN / m$$

• Charge d'exploitation

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q=1 \times 1=1kN / ml$$

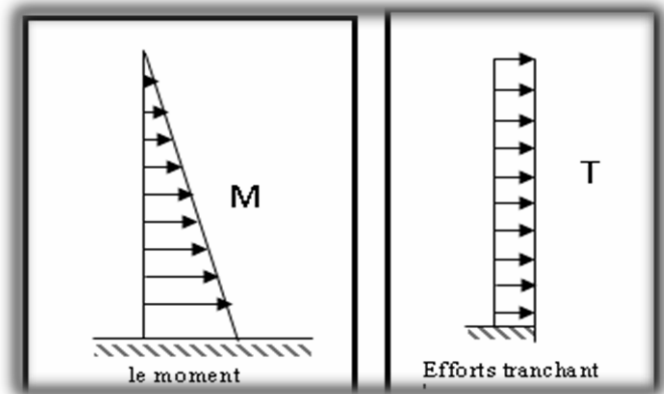
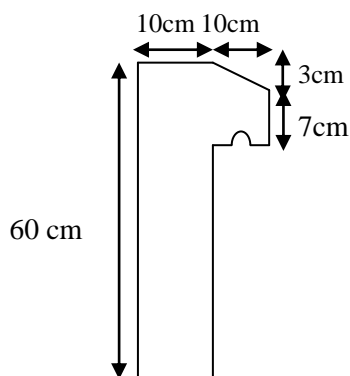


Figure III. 1 : Acrotère

III.1.2.2 Charge aux états limites :

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

• E.L.U

$$N_U = 1.35G \times 1 = 1.35 \times 1.7125 \times 1 = 2.31kN.$$

$$M_U = 1,5Qh = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9kN.m.$$

$$T_U = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5kN$$

• E.L.S

$$N_S = 1.7125kN.$$

$$M_S = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6kN.m$$

$$T_U = Q = 1kN$$

III.1.2.3 Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

III.1.2.4 Excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.389 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.389 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

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

III.1.2.5 Calcul du ferrailage (E.L.U) :**III.1.2.6 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :**

$$M_u = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

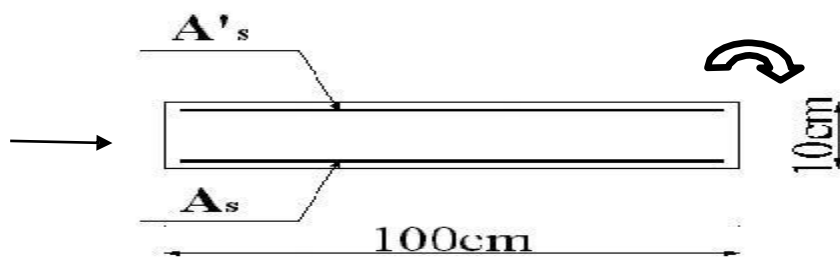
$$M_u = 2.31 \times \left(0.389 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.967 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c') f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.09 - 0.02) \times 2.31 - 0.967 = 0.739 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c') f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.10 - 0.81 \times 0.02) \times 14.2 \times 10^3 \times 0.1 \times 1 = 24.85 \text{ KN.m}$$

$0.967 \text{ KN.m} < 24.85 \text{ KN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

**III.1.2.7 Vérification de l'existence des armatures**

comprimées A' :

$$M_u = 0.967 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.20} = 0.0084$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(\sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1.25 \left(\sqrt{1 - 2 \times 0.0084} \right) = 0.0105$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - (0,4 \times 0,0105) = 0,995$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,967 \times 10^3}{0,995 \times 9 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

III.1.2.8 Calcul de la section d'armatures en :

a) Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,967 \times 10^3}{0,995 \times 9 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,243 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.1.2.9 Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,712 \text{ kN} / \text{ml}$$

$$M_S = Qh = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m.}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,712} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{S.min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,445}{e_s - 0,185}$$

$$A_{S.min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{35 - 0,445}{35 - 0,185} = 1,078 \text{ cm}^2$$

On adopte **5Φ8 p.m**; $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{m}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_r = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; Soit : **4Φ6 p.m**. $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.1.3 Les vérifications :**III.1.3.1 Vérification des contraintes (E.L.S.) :**

- **Moment de service :**

$$M_s = N_s \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_s = 1,7125 \times \left(0,35 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,654 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 50 y^2 + 30 \times 15 y - 271,35 = 0 \Rightarrow y = 2,008 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \times A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 2,008^3 + (15 \times 2,51) \times (9 - 2,008)^2 \Rightarrow 2110,21 \text{ cm}^4$$

III.13.2 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{t_{ser}}}{I} \times y = \frac{0,654 \times 10^3}{2110,51} \times 2,008 = 0,622 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,622 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.13.3 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right); \text{Fissuration très préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(200 \text{ MPa}; 164,97 \text{ MPa}) = 164,97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{654}{2110,21} \times (9 - 2,008) = 26,00 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 26,00 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 164,97 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée ;}$$

III.1.3.4 Contrainte de cisaillement :

$$T_u = 1,50 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 9} = 0,167 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable ;}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,167 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.3.5 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,10$ tableau (4.1)

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$ tableau (6.1)

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,712 \text{ KN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,25 \times 1,712 = 0,55 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

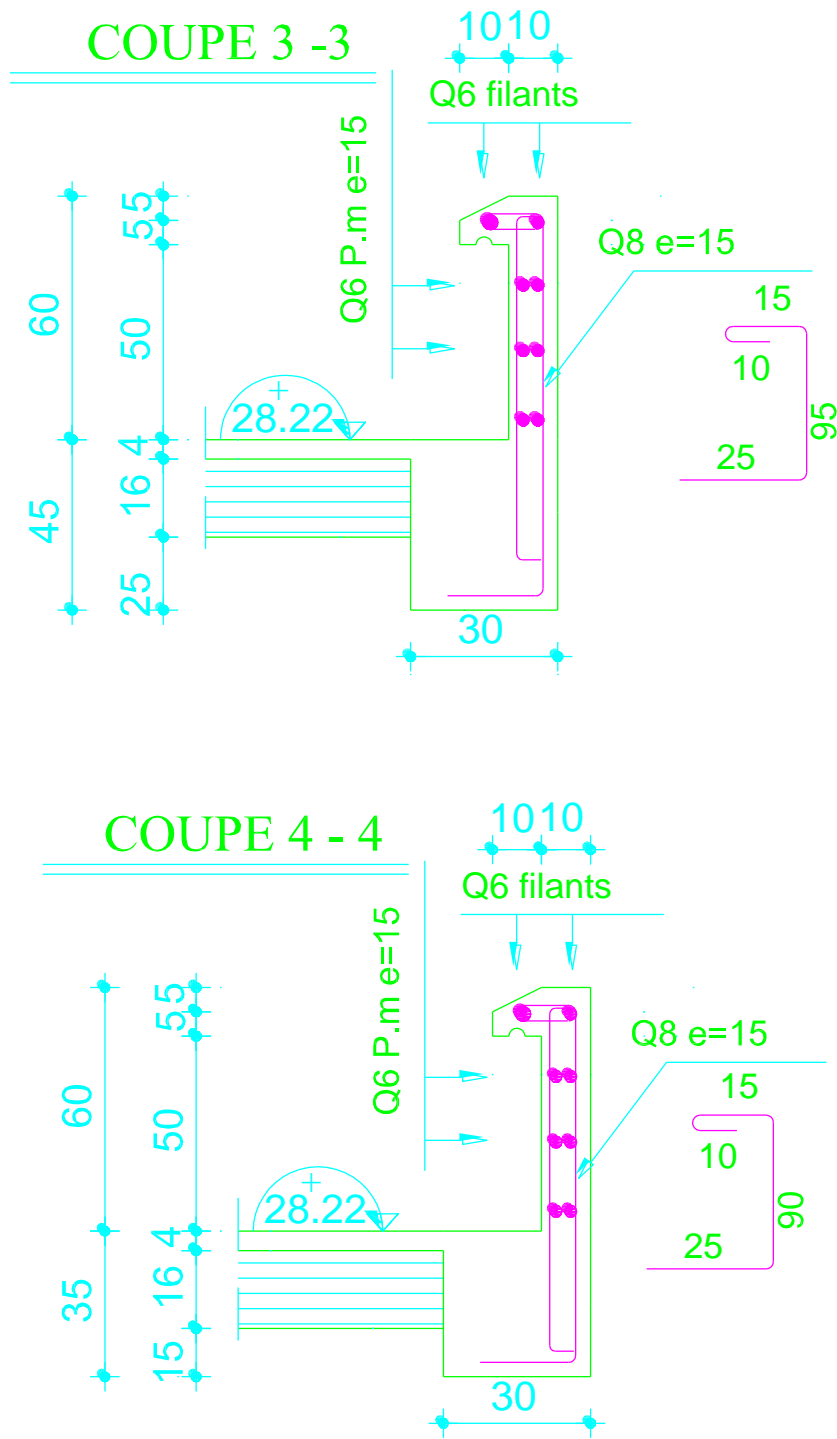


Figure III.2 : Coffrage et ferrailage d'Acrotère

III.2 Les balcons:**III.2.1 Méthode de calcul:**

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à:

G: Poids propre de la console.

Q: Surcharged'exploitation.

P: charge concentrée duaux poids des murs extérieurs et l'acrotère. on a un seul type de balcons : L=1.20m

III.2.2.Étage courant:

Charge Permanente: $\longrightarrow G = 5,27 \text{KN} / \text{m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $\longrightarrow Q = 3,5 \text{KN}/\text{m}^2$.

III.2.3. Calcul des sollicitations

On prend une bande de 1m.

Poids propre du mur en brique perforée(Q) :

$$P = \gamma_b \times b \times h \times 1 \text{m} = 9 \times 0,1 \times 1,2 \times 1 = 1,08 \text{ kN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$$P_{\text{ex}} = 0,18 \times 2 \times 1,2 \times 1 = 0,43 \text{ kN}$$

$$P_{\text{int}} = 0,18 \times 1,5 \times 1,2 \times 1 = 0,32 \text{ kN}$$

$$P (\text{tot Mur}) = P + P_{\text{ex}} + P_{\text{int}}$$

$$P_{\text{(tot mur)}} = 1,08 + 0,43 + 0,32 = 1,83$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ser}} = 1,83 \text{ kN}$$

III.2.4. Les combinaisons d'action:

• **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,27) + (1,5 \times 3,5) = 12,36 \text{KN/ml.}$$

$$p_u = 1,35P = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{KN/ml.}$$

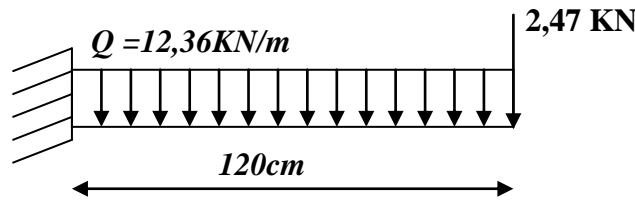
• **ELS :**

$$q_s = G + Q = 8,77 \text{KN/ml.}$$

$$p_s = P = 1,83 \text{KN.}$$

$$M_a = \left(\frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left(\frac{12,36 \times 1,2^2}{2} + 2,47 \times 1,20 \right) = 11,87 \text{ KN.m}$$

$$T_a = (ql + p) = (12,36 \times 1,20) + 1,85 = 17,30 \text{ KN.}$$



III.2.5 Calcul du ferrailage à l'E.L.U:

On a étudié le balcon le plus sollicité : fissuration peu préjudiciable

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ ml}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,87 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,046 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,046)}) = 0,0590$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,0590) = 0,976$$

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

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,87 \times 10^3}{0,976 \times 13,5 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.2.6. Vérification:

a) : Vérification à l'E.L.U:

Condition de non fragilité : selon le BAEL 91, Modif 99

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91, Modif 99**

$$A_L = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement : BAEL 91, Modif 99**

$$T_u = 17,30 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17,30 \times 10^3}{100 \times 135} = 1,28 \text{ Mpa.}$$

► Comme la fissuration peu préjudiciable:

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 1,28 \text{ Mpa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b) Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,87}{8,51} = 1,40$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,40 - 1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0,45 > \bar{\alpha} = 0,059 \Rightarrow c.v$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b
- Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors pas de vérification de σ_s .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (2,80 ; 1,63 ; 1) \text{ cm}^2.$$

$$A = 2,80 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A = 4T10 \text{ (soit } 3,14 \text{ cm}^2)$$

- Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2. ; \text{ On prend : } A_r = 4T10 \text{ (soit } 3,14 \text{ cm}^2)$$

- Espacement des armatures :

1). armature longitudinal :

- $St \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$
- $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \text{ Soit : } St = 25 \text{ cm}$

2) armature de répartition :

- $St \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$
- $St = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \text{ Soit : } St = 25 \text{ cm}.$

III.2.7 Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\blacktriangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,125 \geq 0,0625 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\blacktriangleright \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12,6} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0041 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{C.V}$$

$$\blacktriangleright \frac{h}{L} \geq \frac{M_T = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,125 \geq 0,00 \longrightarrow \text{C.V}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas:

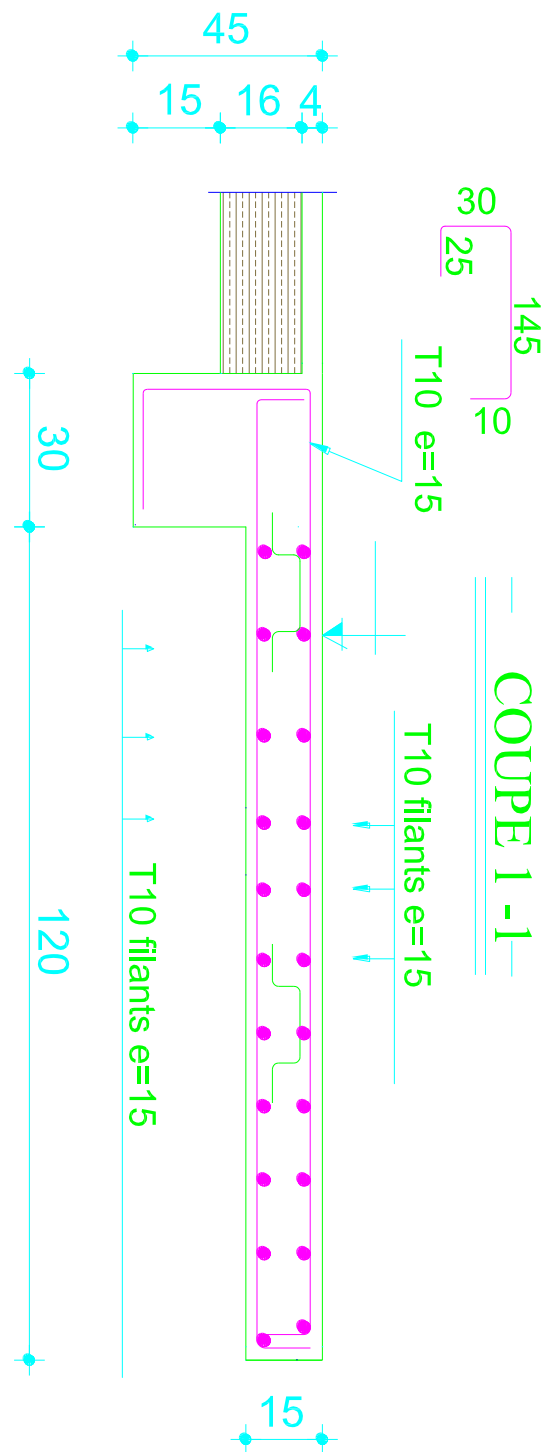


Figure III.3: Coffrage et ferrailage du balcon Etage courante

III.2.2 Niveau terrasse:

Charge Permanente: $\longrightarrow G = 6,63 \text{ KN} / \text{m}^2$.

Surcharge d'exploitation: $\longrightarrow Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

III.2.2.1 Calcul des sollicitations

On prend une bande de 1m.

Charge concentrée due à l'acrotère:

$$S = 0,069 \text{ m}$$

$$G = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ML}$$

$$P = 1,725 \times 0,6 = 1,035 \text{ KN/ML}$$

III.2.2.2 Les combinaisons d'action:

• ELU :

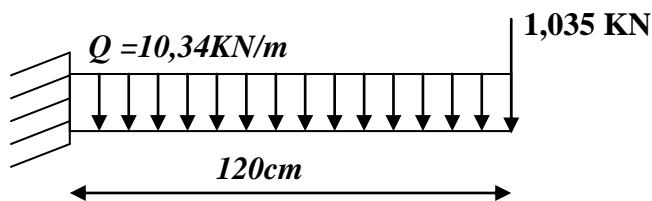
$$q_u = [1,35G + 1,5Q] \times 1 = [(1,35 \times 6,63) + (1,5 \times 3,5)] \times 1 = 10,45 \text{ KN} / \text{ml}.$$

• ELS :

$$q_s = [G + Q] \times 1 = 7,63 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$M_a = \left(\frac{ql^2}{2} + Pl \right) = \left(\frac{10,45 \times 1,2^2}{2} + 1,035 \times 1,20 \right) = 8,77 \text{ KN.m}$$

$$T_a = (ql + p) = (10,45 \times 1,20) + 1,035 = 13,57 \text{ KN}.$$

**III.2.2.3. Calcul du ferrailage à l'E.L.U:**

On a étudié le balcon le plus sollicité : fissuration peu préjudiciable

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}$; $b = 1 \text{ ml}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,77 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,033)} \right) = 0,042$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,042) = 0,983$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,77 \times 10^3}{0,983 \times 13,5 \times 348} = 1,90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.2.3 Vérification:

a) : Vérification à l'E.L.U:

- **Condition de non fragilité : selon le BAEL 91, Modif 99**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91, Modif 99**

$$A_L = 0,1\% b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement : BAEL 91, Modif 99**

$$T_u = 17,30 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{13,57 \times 10^3}{100 \times 135} = 1,00 \text{ Mpa.}$$

► Comme la fissuration très préjudiciable:

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,50}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min(2,5; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

b) Vérification à l'E.L.S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,77}{6,73} = 1,30$$

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \left(\frac{1,30 - 1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0,40 > \bar{\alpha} = 0,042 \Rightarrow \text{CV}$$

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b
- Comme la fissuration est peu préjudiciable, alors pas de vérification de σ_s .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_L) = \max(1,90; 1,63; 1,5) \text{ cm}^2.$$

$$A = 1,90 \text{ cm}^2. \quad ; \text{ On prend : } A = 5\text{T}12 \text{ (soit } 5,65 \text{ cm}^2)$$

– Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. ; \quad \text{On prend : } A_r = 4T10 \text{ (soit } 3,14 \text{ cm}^2)$$

– Espacement des armatures :

1). armature longitudinal :

$$- SL \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$- SL = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

2). armature de répartition :

$$- S_r \leq \min (4.h; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$- SL = 100 / 4 = 25 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } S_r = 25 \text{ cm.}$$

III.2.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$\blacktriangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,125 \geq 0,0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

$$\blacktriangleright \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12,6} \leq \frac{4,20}{400} \Rightarrow 0,0041 \leq 0,0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

$$C \frac{h}{L} \geq \frac{M_r = 0}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} \geq \frac{0}{16} \Rightarrow 0,125 \geq 0,00 \rightarrow \dots\dots\dots CV$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

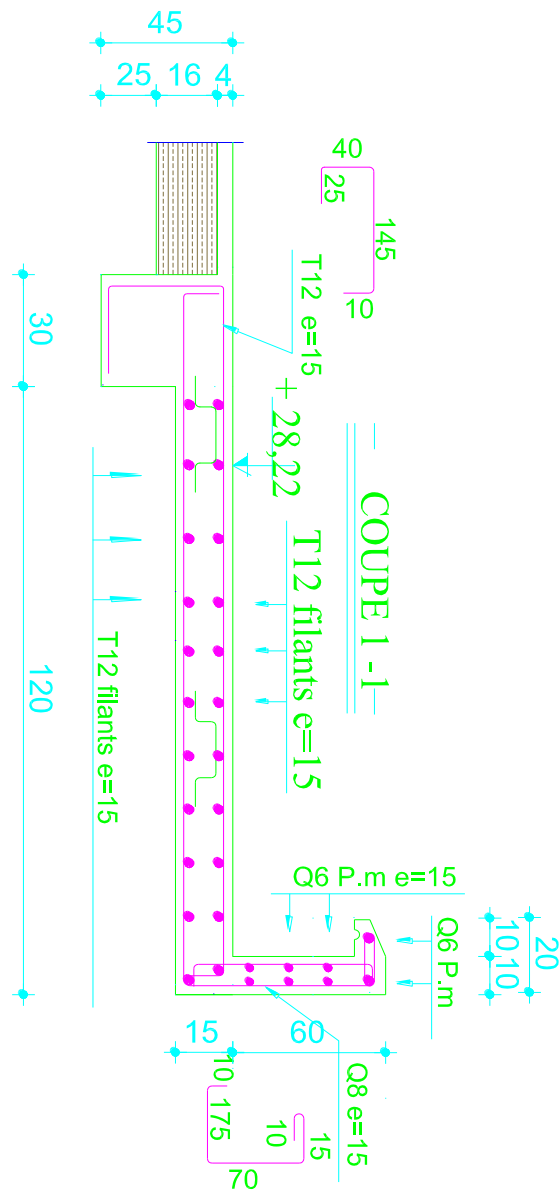


Figure III.4 : Coffrage et ferrailage des balcons Terrasses

III.3 Les escalier :

III.3.1 Introduction:

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur. Notre bâtiment contient deux types d'escalier.

III.3.2-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

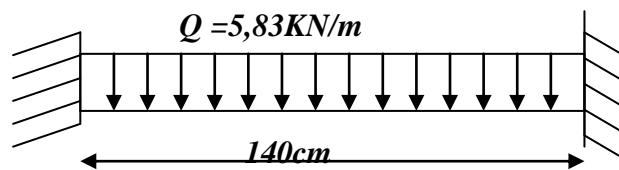


Figure III.5 : Schéma statique d'une marche console

-Moment appuis

$$M_a = M_b = -\frac{Q \cdot l^2}{12} = \frac{5,83 \times 1,40^2}{12} = 0,95 \text{ kn.m}$$

III.3.3 Ferrailage de la marche

Le moment ultime :

$$M_{\max} = -0,95 \text{ KN.m}; \text{hep} = 17 \text{ cm}; d = 15,3 \text{ cm}$$

$$b = g = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,95 \times 10^3}{30 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,096 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,949$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,95 \times 10^3}{0,949 \times 15,3 \times 348} = 0,18 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$$

$$A_{\min} = 0,23bh \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 15,3 \times \frac{2,1}{400} = 0,55 \text{ cm} / \text{m}$$

On adopte 2T10 : Soit 1,57 cm² / m²

-Moment travée

$$M_t = -\frac{Q u l^2}{24} = \frac{5,83 \times 1,40^2}{24} = 0,476 \text{ kn.m}$$

III.3.3 Ferrailage de la marche

Le moment ultime :

$$M_{max} = -0,47 \text{ KN.m}; h_{ep} = 17 \text{ cm}; d = 15,3 \text{ cm}$$

$$b = g = 30 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,47 \times 10^3}{30 \times 15,3^2 \times 14,17} = 0,048 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,975$$

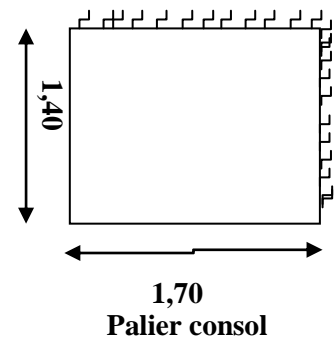
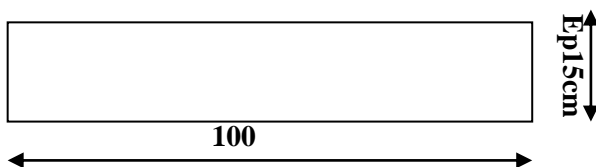
$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,47 \times 10^3}{0,975 \times 15,3 \times 348} = 0,09 \text{ cm}^2 / \text{m}^2$$

$$A_{min} = 0,23bh \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 15,3 \times \frac{2,1}{400} = 0,55 \text{ cm} / \text{M}$$

On adopte 2T10 : Soit 1,57 cm² / m²

III.3.4-Le palier ;

Section a étudié



Charge permanente : G=5,3KN/ marche

Surcharge d'exploitation : Q=2.50 kgf =2,5KN/m²

Pour une bande de 1 m de largeur

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ m} = 10,90 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = 7,80 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{1,70} = 0,82, \text{ Donc la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,82 \rightarrow \mu_x = 0,0539 \text{ et } \mu_y = 0,6313$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens: } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1,15 \text{ kn.m} \\ M_y = \mu_y \times M_{x0} \Rightarrow M_{y2} = 0,73 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,977 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,62 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4M_0 = 0,46 \text{ KN.m}$$

En travée

Sens x :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,977 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,038 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,981$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,997 \times 10^3}{0,981 \times 13,5 \times 348} = 0,21 \text{ cm}^2 / \text{ML}$$

Sens y :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,62 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,62 \times 10^3}{0,988 \times 13,5 \times 348} = 0,133 \text{ cm}^2 / \text{ML}$$

En appuis

Le moment ultimes

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,46 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0781$$

$$\beta = 0,959$$

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,46 \times 10^3}{0,959 \times 13,5 \times 348} = 0,102 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

▀ **Section minimale des armatures :**

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,82$, on peut appliquer la formule suivante :

• **Sens L_y :**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 0,133 \text{ cm}^2 / \text{ ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \end{array} \right.$$

• **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,82}{2} \right) = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 0,21 \text{ cm}^2 / \text{ ml} < A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{sx} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \\ A_{ax} = 0,102 \text{ cm}^2 / \text{ ml} < A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_a = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \end{array} \right.$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

• **Sens L_x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Sens L_y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,3 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

III.3.5-Les vérifications :

- La marche

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bh \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 11,79 \times \frac{2,1}{400} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{\min} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ Condition vérifiée}$$

2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T = qxl / 2 = 5,83 \times 1,40 / 2 = 4,081 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bxd} \times 10 = \frac{4,83}{30 \times 11,79} \times 10 = 0,13 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA}) = \min(3,25 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPA} < \tau = 3,25 \text{ MPA} \rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

3- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{Ser \max} = 4,04 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

4) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta \times A_s (d - y) = 15 y^2 + 33,99 y - 399,69 = 0 \Rightarrow y = 4,15 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

a) Détermination du moment d'inertie :

$$I = (b \cdot y^3) / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = (30 \cdot 4,15^3) / 3 + (15 \cdot 1,57) \cdot (11,79 - 4,15)^2 = 2693,46 \text{ cm}^4$$

b) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{Ser}}{I} xy = \frac{4,04 \times 10^3}{2693,46} \times 4,15 = 6,22 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 6,22 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

- Le PALIER :

$$Q_u = 1,35(4,83) + 1,5(2,5) = 10,27 \text{ KN/m}$$

$$Q_{ser} = (G+Q) = 7,80 \text{ KN/m}$$

$$T_{max} = 7,80 \times 1,70 = 13,26 \text{ kn}$$

- 1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

- 2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{13,26}{100 \times 13,50} \times 10 = 0,098 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPA}) = \min(3,25 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,098 \text{ MPA} < \tau = 3,25 \text{ MPA} \rightarrow \dots\dots\dots \text{CV}$$

III .3 6- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

- palier

$$M_{ser \text{ max}} = 7,80 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- 1) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 \times A_s (d - y) = 15 y^2 + 47,1 y - 593,46 = 0 \Rightarrow y = 5,73 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

- 2) Détermination du moment d'inertie :

$$I = (b \cdot y^3) / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = (30 \cdot 5,73^3) / 3 + (15 \cdot 3,14) \cdot (12,60 - 5,73)^2 = 4104,29 \text{ cm}^4$$

- 3) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bs} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,80 \times 10^3}{4104,29} \times 5,73 = 10,88 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 10,88 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivant :

$$\frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{Flèche due à la charge répartie}$$

$$F = \frac{17,46 \times 1,70^4}{8 \times 32164,19 \times 10^{-5} \times 4104,29} = 0,81 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Flèche due à la charge répartie}$$

$$F_{admi} = \frac{L}{250} = \frac{170}{250} = 1.13 \text{cm}..$$

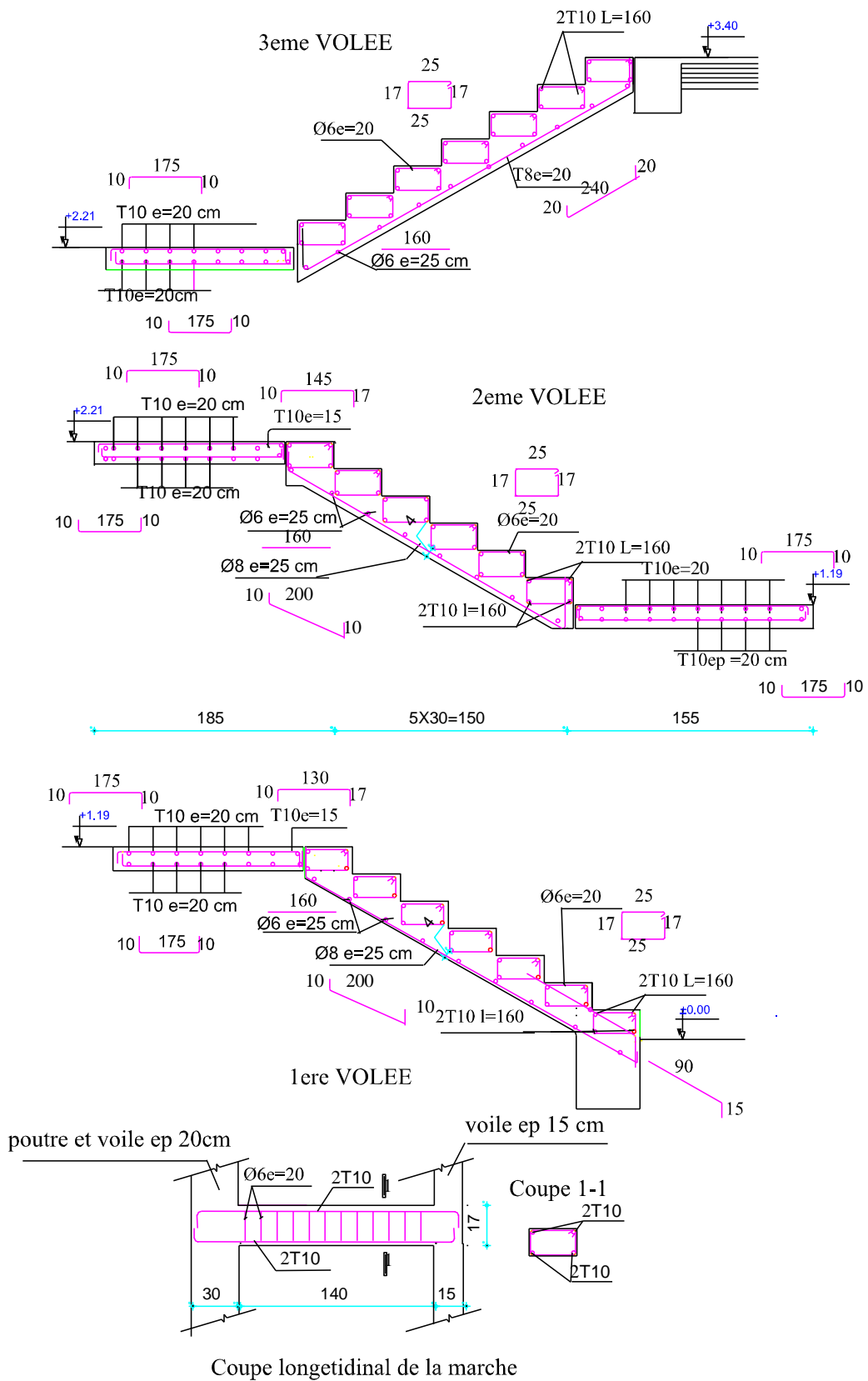


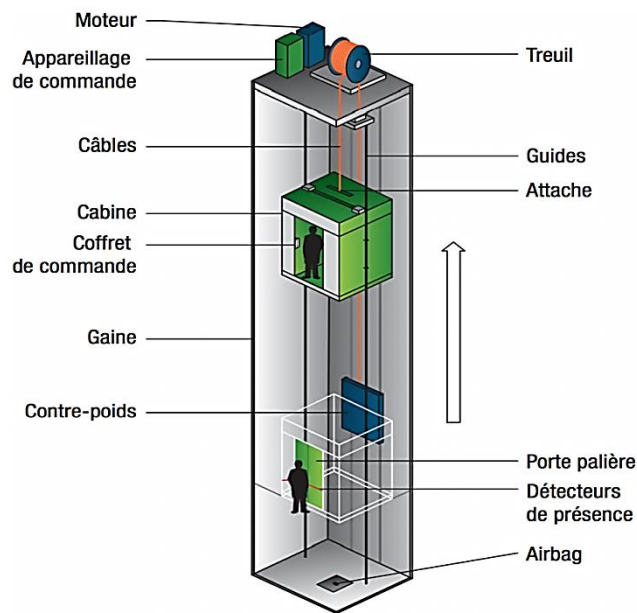
Figure III.6 : Coffrage et ferrailage d'escalier

III.4 : La dalle d'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des



III.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contreponds tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 6 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Une largeur de : 1,4 m
- Une longueur de: 1,4 m
- 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 : 27.16 m
- Une surface latérale $S = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$

On a $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 9,24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,24 \times 1,40 = 148,76 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2,1 \times 1,80 = 3,78 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 3,78 = 415,8 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 3,74 = 74,8 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 1,30) = 164 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 50 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Tableau III.1 : Poids des composants de l'ascenseur

- Poids mort total : $P_m = \sum M_i = 1113,36 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1113,36 + \frac{675}{2} = 1450,86 \text{ kg}$

III.4.2 Calcul de la charge totale q_u :

III.4.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport

$\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que

soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec : $C_s = 12$ C_s : coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1113,36) = 21460,32 \text{ kg}$$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{21152,52}{0,85} = 25247,43 \text{ kg}$$

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

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

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

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{25247,43}{8152 \times 2} = 1,548$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.4.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 28,22 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 28,22 = 29,06 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1113,36 + 29,06 = 1817,42 \text{ kg}$$

III.4.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1\text{c\grave{a}ble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{1817,42} = 15,25 > 12 \dots\dots\dots\text{Condition v\^erifi\^ee}$$

III.5.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1113,36 + 1450,86 + 1200 + 29,06 = 3793,28 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6133,43 \text{ kg}$$

III.4.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6133,42 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6133,43}{4} = 1533,35 \text{ kg / m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

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

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

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

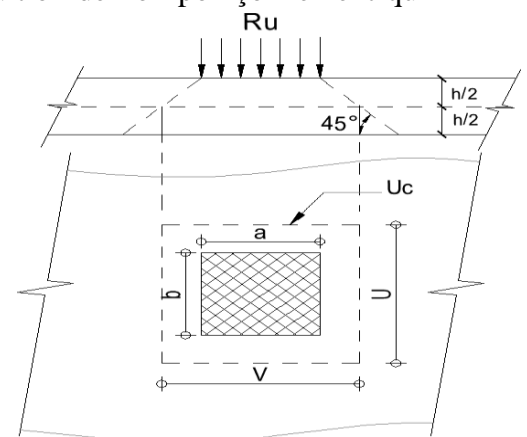
$$\mu_c = 2(U + V)U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm } L_x = 1,50 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m}$$

$$V = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

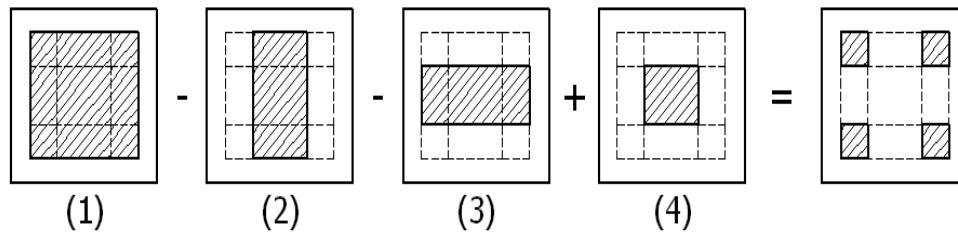
$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

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

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1533,35 \text{ kg}$$



Il n y a pas de risque de poinçonnement.



III.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

a) Surfaces des rectangles

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 100\text{cm} \\ V = 130\text{cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

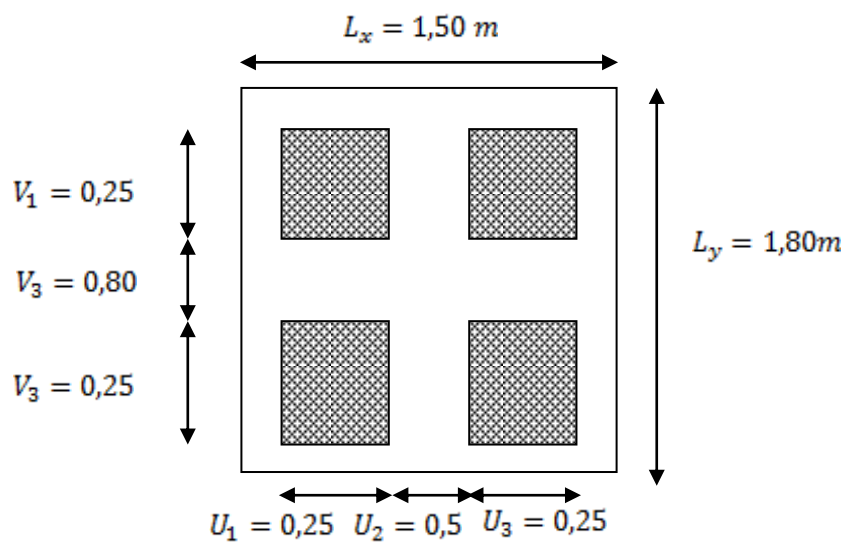
$$\begin{cases} U = 50\text{cm} \\ V = 130\text{cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 100\text{cm} \\ V = 80\text{cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 50\text{cm} \\ V = 80\text{cm} \end{cases}$$



Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1) P$$

ν : le coefficient de Poisson.

A l'E.L.U ($\nu = 0$): $M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6133,43}{0,25 \times 0,25} = 98134,88 \text{ kg /m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_y = 1,80 \text{ m}$ et $L_x = 1,50 \text{ m}$

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,66	0,72	0,084	0,052	1,3	12775,34	10716,32	664,32
2	0,33	0,72	0,112	0,062	0,65	63787,67	7144,21	3954,83
3	0,66	0,44	0,100	0,076	0,8	78507,90	7850,79	596,66
4	0,33	0,44	0,142	0,091	0,4	39253,95	5574,06	3572,10

Tableau III. 2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

a) Les moments dus aux charges repartie :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1353,9 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 533,5 \text{ kg.m}$$

b) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

1) Chargement :

$$L_x = 1,50\text{m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre :

$$G = 0,15 \times 2500 \times 0,18 \times 0,15 = 375 \text{ kg / m}$$

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

- Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$

2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,80} = 0,83 > 0,4, \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 0,83 \rightarrow \mu_x = 0,051 \text{ et } \mu_y = 0,685$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens:
$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 75,30 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 51,58 \text{ kg.m} \end{cases}$$

Donc :

3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1353,9 + 75,30 = 1429,20 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 533,5 + 51,58 = 585,08 \text{ kg. m}$$

Les moments retenus sont :

• **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 1214,82 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 497,743 \text{ kg. m}$$

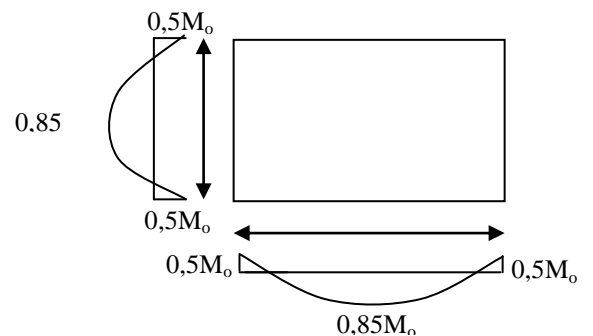


Figure III.7 : Les moments appliqués à la dalle

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 714,60 \text{ kg. m}$$

III.4.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\mu_1 = 0,392$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable.

En travée :

- **Sens L_x :**

- ❖ **Le moment ultime :**

$$M_{tx} = 1214,82 \text{ kg. m} = 12148 \text{ N.m}$$

- ❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12148}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0470 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,975$

- ❖ **La section d'acier :**

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12148,00}{0,975 \times 13,5 \times 348} = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Sens L_y :**

- ❖ **Le moment ultime :**

- ❖ $M_{ty} = 497,743 \text{ kg. m} = 4977,43 \text{ N.m}$

- ❖ **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{4977,43}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,019 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9904$

- ❖ **La section d'acier :**

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4977,43}{0,9904 \times 13,5 \times 348} = 1,069 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sur appuis :

- **Le moment ultime:**

$$M_{ax} = M_{ay} = 714,60 \text{ kg. m} = 7146,00 \text{ N.m}$$

► **Le moment réduit μ_u :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7146,00}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,0277 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,985$

► **La section d'acier :**

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7146,0}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

► **Section minimale des armatures :**

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0.83$, on peut appliquer la formule suivante :

• **Sens L_y :**

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,069 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

• **Sens L_x :**

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{sx} = 2,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{x \min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_a = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

• **Sens L_x :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0; 33 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T12 \text{ p.m} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Sens L_y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Armatures transversales :

Vérification nécessité de disposer des armatures transversales La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \overline{\tau_u} = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{Sens } L_x$$

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

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule V_x et V_y :

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

$$V_x = 656,25 \times \frac{1,50}{2} \frac{1}{\left(1 + \frac{0,83}{2}\right)} = 347,83 \text{ N} = 0,347 \text{ kN}$$

$$V_y = 656,25 \times \frac{1,50}{3} = 328,12 \text{ N} = 0,328 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

- On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1533,35}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 2044,46 \text{ N} = 20,44 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3u} = \frac{1533,35}{3 \times 0,25} = 2044,46 \text{ N} = 20,44 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u\ tot} = V_x + V_v = 0,369 + 20,44 = 20,81\text{ kN}; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u\ tot} = V_y + V_u = 0,393 + 20,44 = 20,83\text{ kN}; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u\ tot} = \max(V_{u\ tot\ x} ; V_{u\ tot\ y}) = 20,83\text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b \times d} = \frac{20,83 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,154\text{ MPa}$$

15 cm ≤ h₀ = 15 cm ≤ 30 cm ; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5\text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5\text{ MPa}) = 1,62\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,62\text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6 Vérification à l'E.L.S :

- **Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :**

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \end{cases} \Rightarrow \text{avec : } v = 0,2\text{ (E.L.S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3793,28 + 675) \frac{1}{4} = 1117,07\text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} = \frac{1117,07}{0,25^2} = 17873,12\text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17873,12 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : L_x = 1,50 m et L_y = 1,80 m .

Rectangle	$\frac{u}{x_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M _x (kg.m)	M _y (kg.m)
1	0,66	0,72	0,084	0,052	1,3	23235,05	1951,74	1208,22
2	0,33	0,72	0,112	0,062	0,65	11617,52	1301,16	720,28
3	0,66	0,44	0,100	0,076	0,8	14298,49	1429,84	1086,68
4	0,33	0,44	0,142	0,091	0,4	7149,24	1015,19	650,58

Tableau III. 3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

- **Les moments dus aux charges concentrées :**

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 235,93 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 51,84 \text{ kg.m}$$

- **Moments dus aux charges réparties (poids propre) :**

Chargement :

$$L_x = 1,50 \text{ m et } L_y = 1,80 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$- \text{ Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$$

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

Charge ultime :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 4468,38 \text{ kg / m}$$

- **Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,80} = 0,83 \text{ Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,83 \Rightarrow \mu_x = 0,0596 \text{ et } \mu_y = 0,751; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0xr} = 599,21 \text{ kg.m} \\ M_{0yr} = 450,00 \text{ kg.m} \end{cases}$$

- **Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :**

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 835,14 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 501,84 \text{ kg. m}$$

Les moments retenus sont :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 709,86 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 426,56 \text{ kg. m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 417,57 \text{ kg. m}$$

III.4.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- **Suivant L_x :**

En travée :

$$M_{tx} = 8351,4 \text{ N. m} ; A_{tx} = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1144,12 = 0 \rightarrow y = 3,86 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,86^3}{3} + (15 \times 5,65 \times (13,5 - 3,86)^2) = 9792,86 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8351,4}{9792,86} \times 3,86 = 3,29 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,29 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- **Sur appuis :**

$$M_a = 4175,7 \text{ N.m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0 \rightarrow y = 3,35 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,35^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,35)^2) = 6447,26 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4175,7}{6447,26} \times 3,35 = 2,17 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,17 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- **Suivant L_y :**

En travée :

$$M_{ty} = 4265,6 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

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

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 58,95y - 795,82 = 0 \rightarrow y = 3,35 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,35^3}{3} + (15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,35)^2) = 6447,25 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6244,8}{7326,35} \times 3,35 = 2,85 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,85 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

III.4.8 Disposition du ferrailage :

A. Arrêt des barres :

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

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

B. Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

C. Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max \{ L_s ; 0,2 L_x \}$$

$$L_1 = \max \{ 35,21 ; 36 \} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left\{ L_s ; \frac{L_1}{2} \right\}$$

$$L_2 = \max \{ 35,21 ; 17,60 \} = 35,21 \approx 35 \text{ cm}$$

D. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

A. Armatures finales :

- Suivant L_x :

$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 5T12 p.m avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 5T10 p.m avec $S_t = 20 \text{ cm}$

- Suivant L_y :

$A_t = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 5T10 p.m avec $S_t = 20 \text{ cm}$

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Soit 5T10 p.m avec $S_t = 20 \text{ cm}$

III.4.9 Disposition du ferrailage :

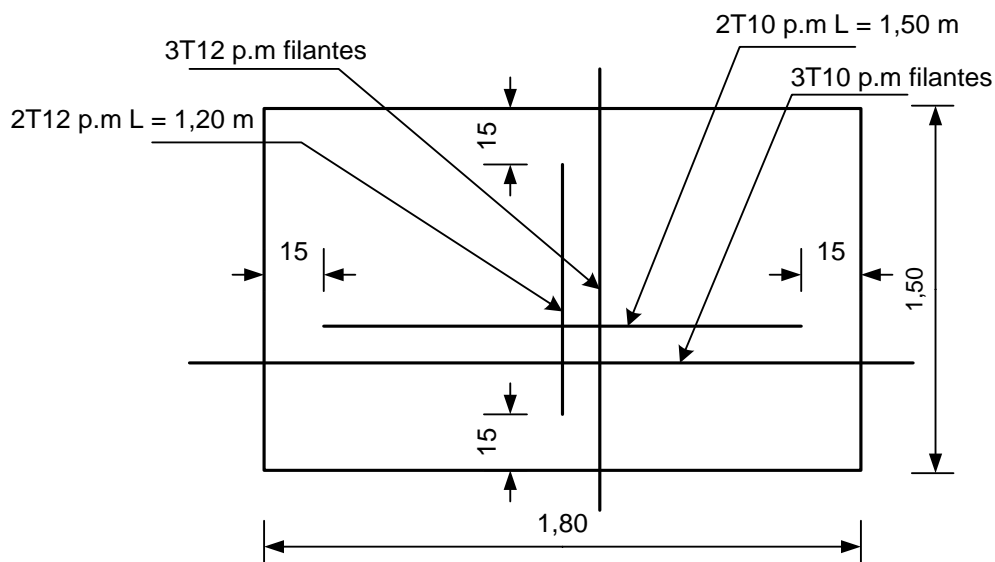


Figure III.8 : Armatures inférieures (travée)

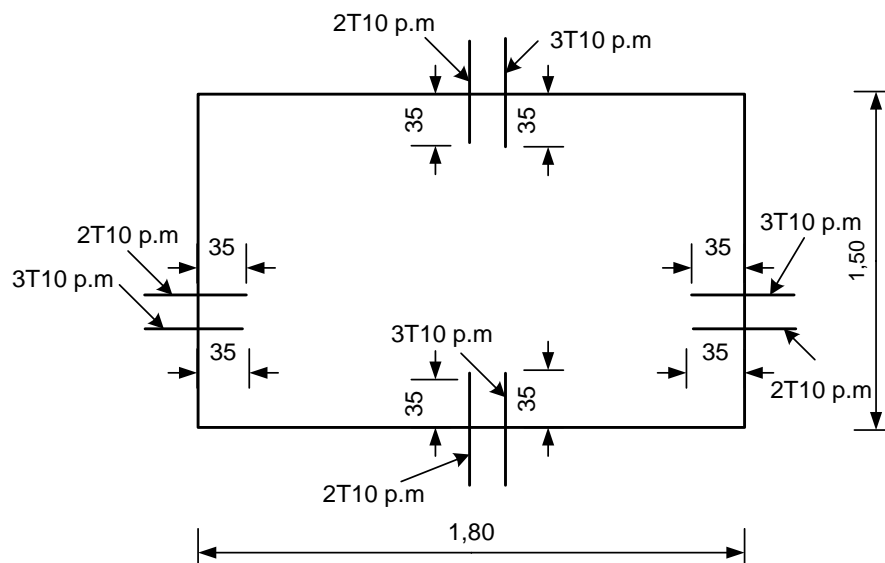


Figure III.9 : Armatures supérieures (sur appuis)

III.4.10 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

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

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

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

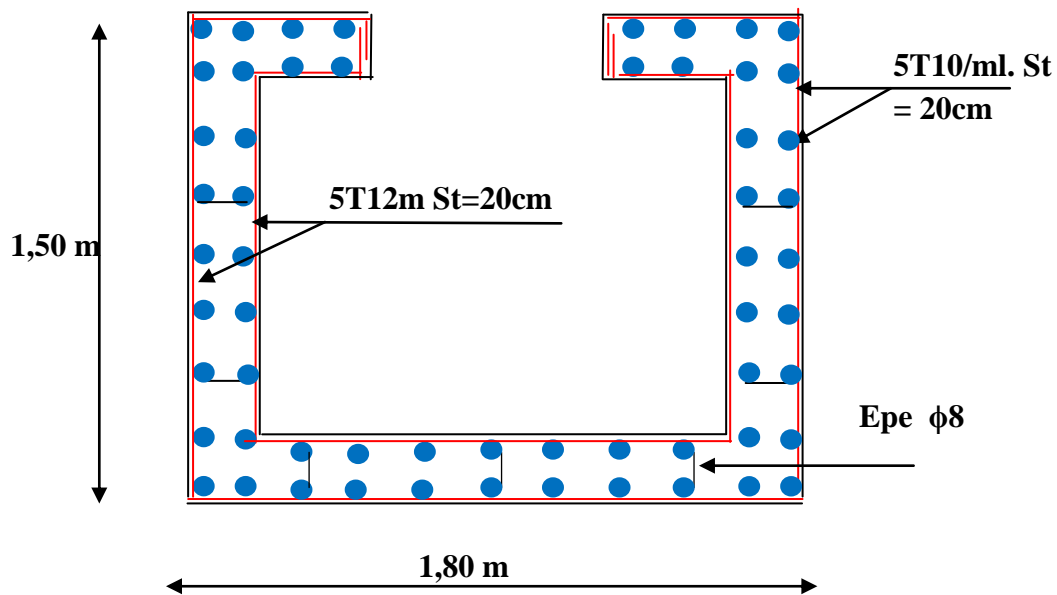


Figure III.10 : Armatures de voile (cage d'ascenseur)



Chapitre – IV–

Etude des planchers

IV. Introduction :

Les planchers sont des pièces minces et planes dont la longueur et largeur sont nettement supérieures à l'épaisseur. Ils ont pour rôle :

- La transmission des charges et surcharges vers les éléments porteurs.
- De plateforme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit pour l'étage sous-jacent.
- D'écran permettant le confort de l'habitation.

Dans notre projet on utilise : Les planchers à corps creux ; avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

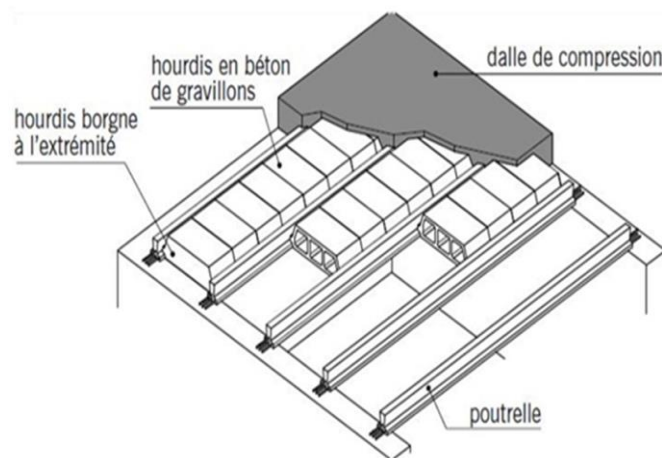


Figure IV.1 : Détail du plancher

Justification du choix des planchers à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique que la dalle pleine.

IV.1 Calcul du plancher à corps creux :

IV.1.1 Pré dimensionnement des poutrelles :

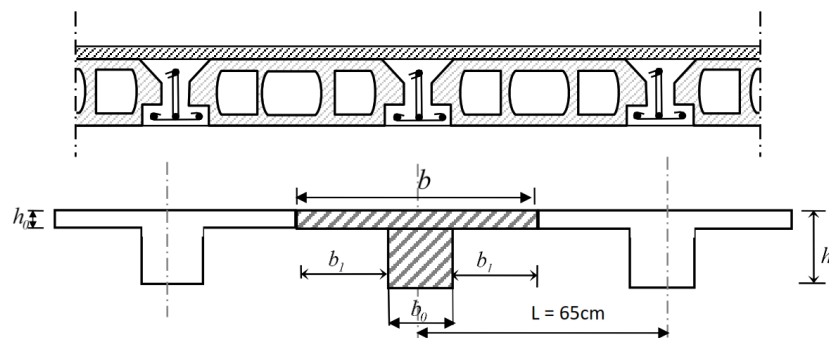


Figure IV.2 : Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t = 20$ cm
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 4$ cm
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm

IV.1.2 Calcul de la largeur des poutrelles (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0$ (1)

On a $L = 4,61m$; $l_1 = 0,65m$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \right)$$

$$\Rightarrow b_1 = \min (b_1 \leq 26,5 \text{ cm} ; b_1 \leq 46,1 \text{ cm} ; 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65 \text{ cm}$

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

IV.1.3 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera **logiciel de RDM6**.

IV.1.3.1 Méthode forfaitaire :

Domaine d'application Solon le BAEL91 (Art B.6.2, 210)

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

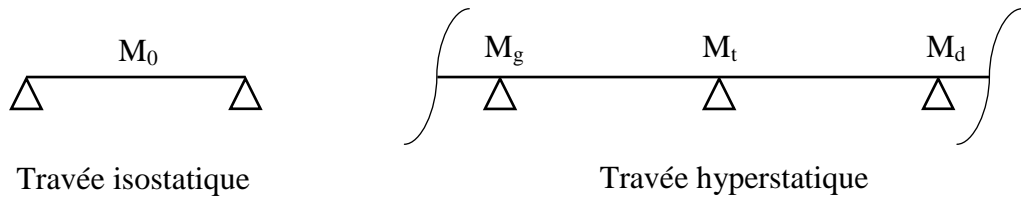
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN} / \text{m}^2)$;
- Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;
- Les portés successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,80 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- La Fissuration est considérée comme non préjudiciable.

❖ **Principe de calcul des moments :**

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



Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

M_g : Moment sur l'appui gauche de la travée ;

M_d : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les

surcharge d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs M_t, M_g et M_d doivent être calculer avec les conditions suivantes :

- **Travée de rive :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left[(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

- **Travée intermédiaire :**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max \left[(1+0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \right] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. **Cas de 2 travées :**

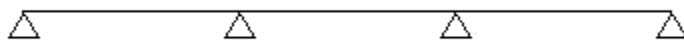
$0,6M_0$



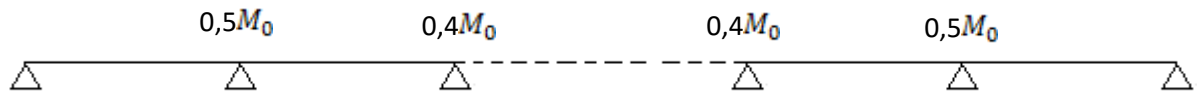
2. **Cas de 3 travées :**

$0,5M_0$

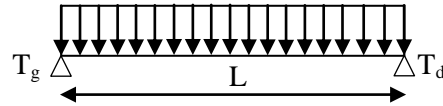
$0,5M_0$



3. Cas de plus de 3 travées :



❖ Principe de calcul de l'effort tranchant :



$$\begin{cases} T_g = \frac{M_g - M_d}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_d = \frac{M_g - M_d}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

IV.2. Calcul des planchers :

• Plancher RDC :

Charge permanente : $G = 5.04 \text{ kN/m}^2$ Charge d'exploitation : $Q = 2.50 \text{ kN/m}^2$

• Plancher étage courant :

Charge permanente : $G = 5.04 \text{ kN/m}^2$ Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

• Plancher terrasse (inaccessible) :

Charge permanente : $G = 5.04 \text{ kN/m}^2$ Surcharge : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

IV.2.1. Combinaisons d'actions :

➤ E.L.U

$$q_{uRDC} = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = ((1,35 \times 5,04) + (1,5 \times 2,5)) \times 0,65 = 6,86 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{uEC} = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = ((1,35 \times 5,04) + (1,5 \times 1,5)) \times 0,65 = 5,88 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{uTER} = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = ((1,35 \times 5,68) + (1,5 \times 1,00)) \times 0,65 = 5,95 \text{ KN / ml.}$$

➤ E.L.S

$$q_{sRDC} = (G + Q) \times 0,65 = (5,04 + 2,5) \times 0,65 = 4,90 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{sEC} = (G + Q) \times 0,65 = (5,04 + 1,5) \times 0,65 = 4,25 \text{ KN / ml.}$$

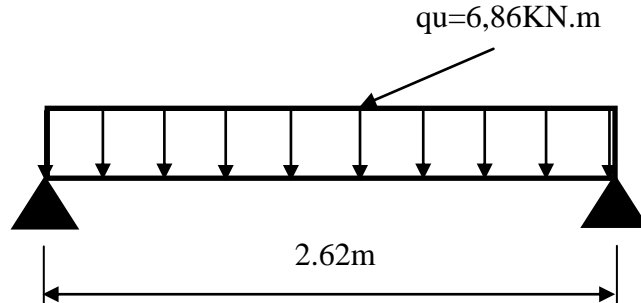
$$q_{sTER} = (G + Q) \times 0,65 = (5,68 + 1,00) \times 0,65 = 4,34 \text{ KN / ml.}$$

IV.2.2 Détermination des sollicitations :

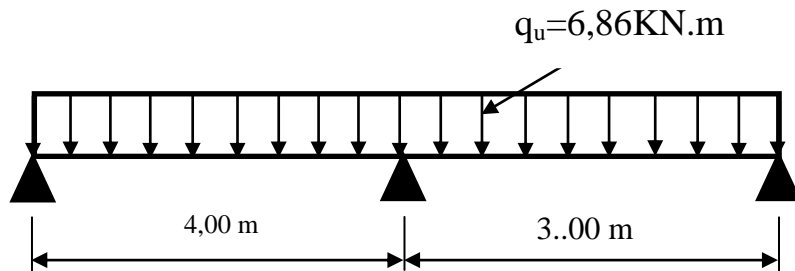
IV.2.3 Exemple de Calcul

(Plancher RDC) :

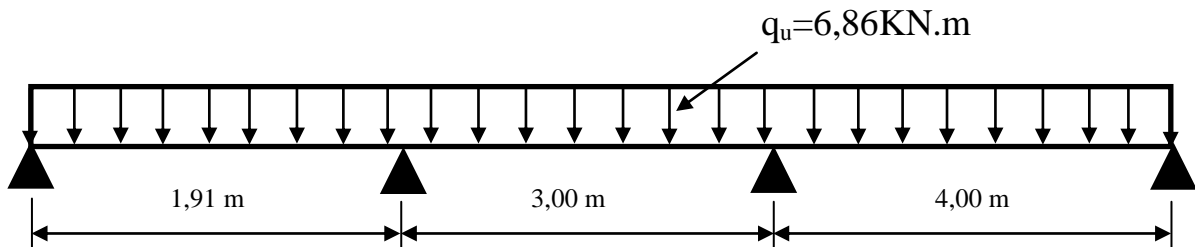
Type 1:



Type 2 :



Type 3 :



La méthode forfaitaire est appliquée quand les conditions suivantes sont vérifiées

$$- Q \leq \max\left(2G; \frac{5 \text{ kN}}{\text{m}^2}\right) = 1,5 \leq \max\left(10,08 \text{ kN/m}^2; \frac{5 \text{ kN}}{\text{m}^2}\right) \rightarrow \text{CV}$$

- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées ;

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 = 0,85 \leq \frac{4,00}{3,00} \leq 1,25 = 0,85 \leq 1,33 \geq 1,25 \rightarrow \text{CNV}$$

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 = 0,85 \leq \frac{3,00}{4,00} \leq 1,25 = 0,85 > 0,75 \rightarrow \text{CNV}$$

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 = 0,85 \leq \frac{1,91}{3,00} \leq 1,25 = 0,85 > 0,63 \rightarrow \text{CNV}$$

- La Fissuration est considérée comme peu préjudiciable ———> .C.V

Les portés successifs des travées ne sont pas vérifiées dans ce cas on a utilisé RDM6

IV.3 Méthode de logiciel RDM 6 :

Ce logiciel donne les diagrammes de moment et les diagrammes des efforts tranchant et pour calculer les moments en appuis rive en utiliser les formules suivant:

$$M_0 = \frac{Q_u l^2}{8}$$

$$M_{appuis} = -0,2M$$

. Exemple de Calcul TYPE02

ELU:

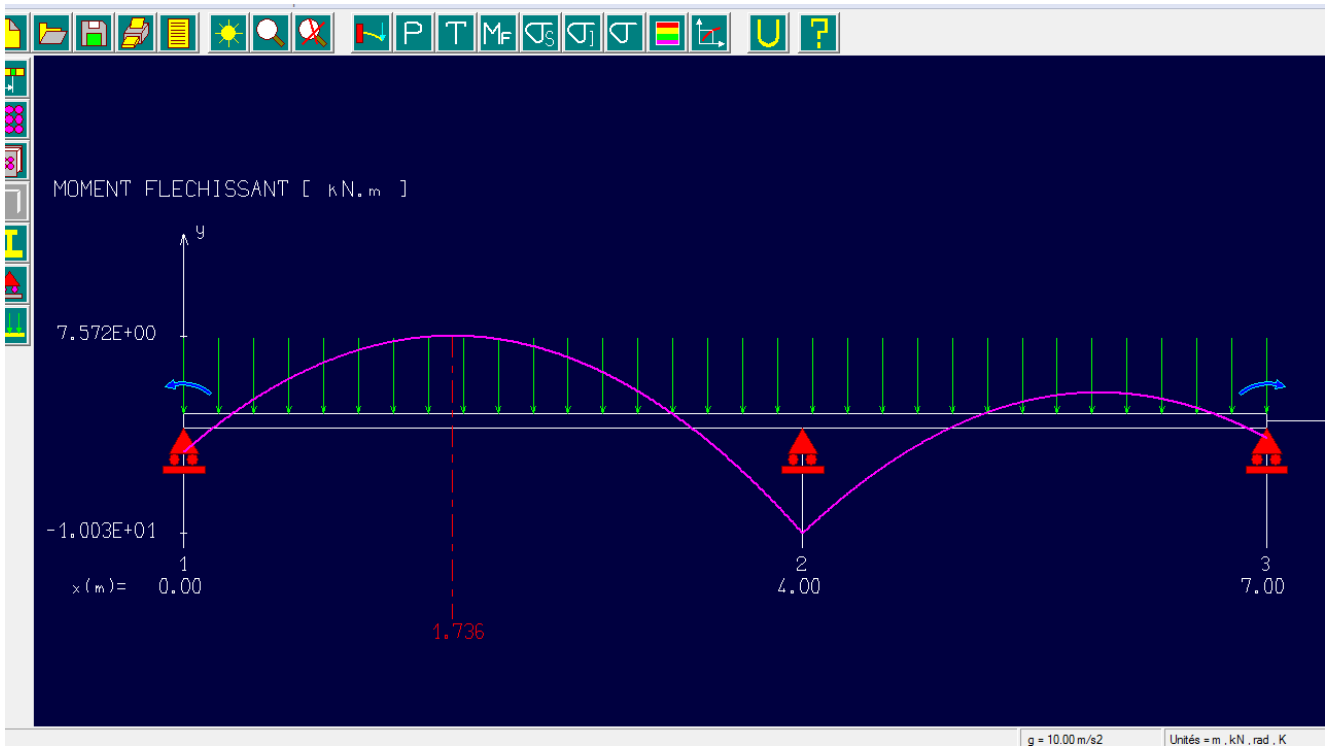


Figure IV.3 Diagramme de moment

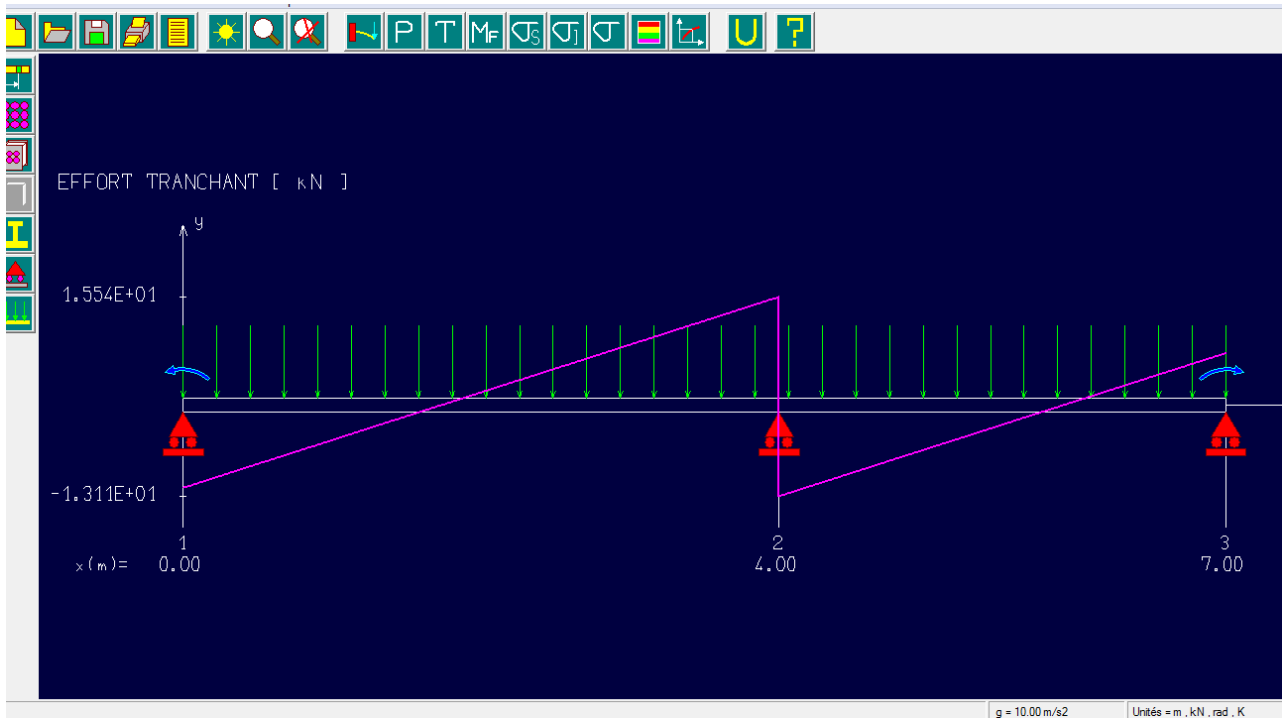


Figure IV.4 Diagramme des efforts tranchant

ELS:

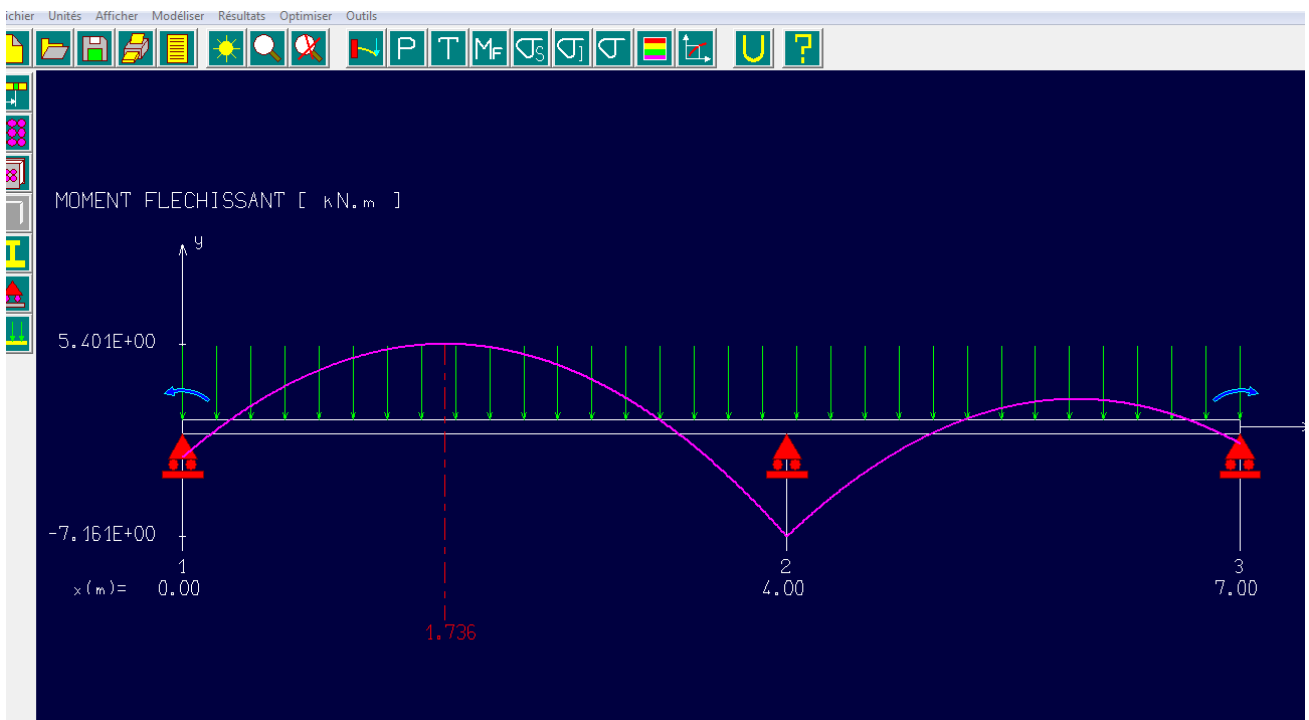


Figure IV.5 Diagramme de moment

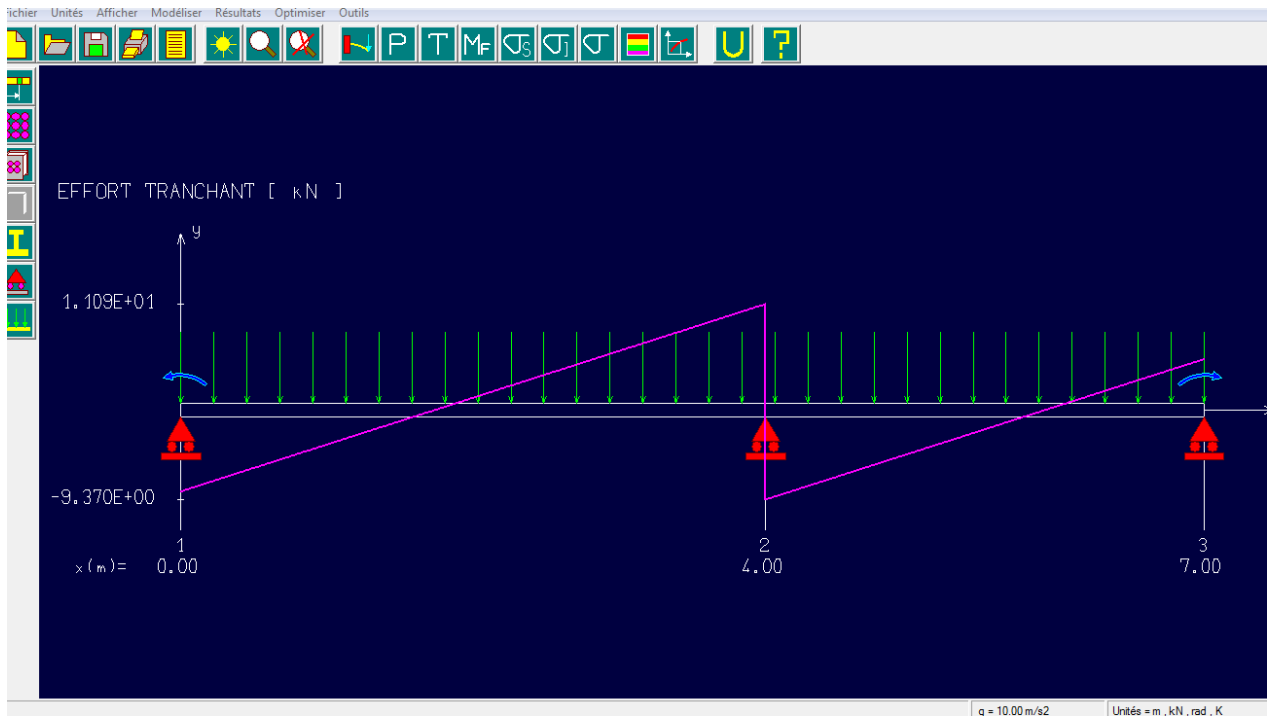


Figure IV.6 Diagramme des efforts tranchant

Type	ELU				ELS		
	$M_{travée}$	M_{int}	M_{rive}	T_{max}	$M_{travée}$	M_{int}	M_{rive}
Type 1	4,71	/	1,18	8,99	3,36	/	0,84
Type 2	7,57	10,03	2,75	15,54	5,40	7,16	1,98
Type 3	7,69	9,76	2,75	15,47	5,50	6,97	1,96

Tableau. IV.1: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher RDC)

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 7,69 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,75 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 10,03 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 15,47 \text{ KN} \end{cases} \quad E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 5,50 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 1,98 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 7,16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.4 Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

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) : $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- La hauteur de la (table) : $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 20 \text{ cm}$.
- 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 peu préjudiciable (RDC ET étages courants).
- Fissuration très préjudiciable (plancher terrasse).

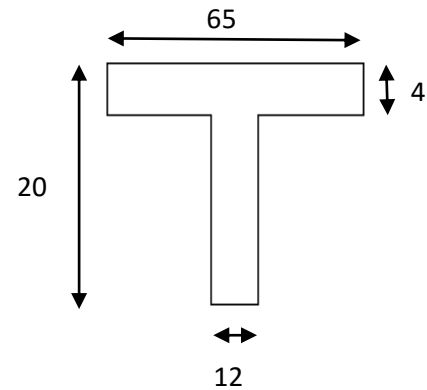


Figure IV.7: section en T

IV.4.1 Plancher RDC

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 7,69 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,75 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 10,03 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 15,47 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4.2 Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :

❖ En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée

intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

- On calcule le moment équilibré par la table « M_T »

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14,17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{t,max} = 7,69 \text{ KN.m} < M_t = 58,94 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t,max} = 7,69 \text{ kN.m} .$$

$$\mu = \frac{M_{t,max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7,69 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,026 < \mu_t = 0,398 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

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

$$A_s = \frac{M_{t,max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,69 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2$$

IV.4.3 Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2} \right) \right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2} \right) \right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2} \right) \right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} \right) \right)}{(65 \times 4) + (12 \times (20 - 4))} = 13,75 \text{ cm}$$

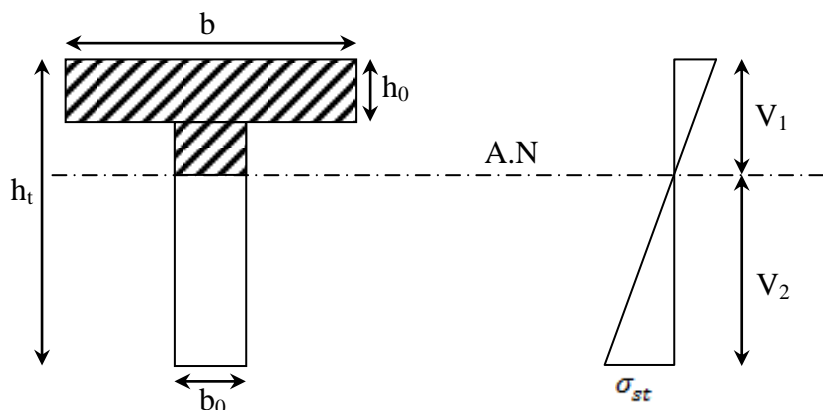


Figure IV.8: Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13,75 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{65 \times (6,25)^3 - ((65-12) \times (6,25-4)^3)}{3} + \frac{12 \times (20-6,25)^3}{3}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 13,75 \times 400} = 0,365 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,365 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend : **3T12** ; ($A_s = 3,39 \text{ cm}^2$)

❖ **Sur appui intermédiaire (armatures supérieurs) :**

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10,03 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,190 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,190 \rightarrow \beta = 0,894$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,03 \times 10^3}{0,894 \times 18 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (section en Tê) :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,80 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On prend : **1T12** (filante) + **1T12** (chapeau) ; ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

❖ **Sur appui de rive :**

Puisque le béton tendu est négligé dans le calcul, donc La section de calcul est une section rectangulaire de dimension (12 x 30) cm².

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2,75 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,17} = 0,050 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974 ; B \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,75 \times 10^3}{0,974 \times 18 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

IV.5 Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486,91 \times 2,10}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s\text{ cal}} = 0,45 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition non vérifiée ;

On prend $A_s = 0.80 \text{ cm}^2$

On prend : 1T12 (filante); ($A_s = 1,13 \text{ cm}^2$)

IV.6.1 Vérification à l'E.L.S :

Le moment dans le plancher courant est ($M_{ser} = 5,50 \text{ Kn.m}$)

1. Position de l'axe neutre :

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$b = 65 \text{ cm}$; $\eta = 15$; $A' = 0$; $A = 1.24 \text{ cm}^2$; $d = 18 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\frac{b_0 \times y^2}{2} + [(b - b_0)h_0 + \eta(A + A')]y - \left[(b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + \eta dA + \eta A' d' \right] = 0$$

$$\frac{12 \times y^2}{2} + [(65 - 12)4 + 15 \times (1,24 + 0)]y - \left[(65 - 12) \frac{4^2}{2} + (15 \times 18 \times 1,24) + (15 \times 0 \times 0,2) \right] = 0$$

$$\Rightarrow 6y^2 + 230,6y - 758,8 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,04 \text{ cm}$$

2. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A' (y - d')^2 + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{65}{3} 3,04^3 - (65 - 12) \frac{(3,04 - 4)^3}{3} + 15 \times 0 (3,04 - 0,2)^2 + 15 \times 1,24 (18 - 3,04)^2$$

$$I = 4755,79 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,77 \times 10^3}{6983,95} \times 3,59 = 2,45 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque : pour le cas de fissuration peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{13,32 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,616 \text{ MPa}$$

4. Fissuration peu préjudiciable

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

6. $\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,616 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

7. Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t_{min}}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10\right) = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

8. Calcul des espacements :

$$\left. \begin{aligned} S_t &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t &\leq \min(16,20 ; 40 \text{ cm}) \end{aligned} \right\} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \text{ On Prend: } S_t = 15 \text{ cm}$$

10. La section des armatures transversales :

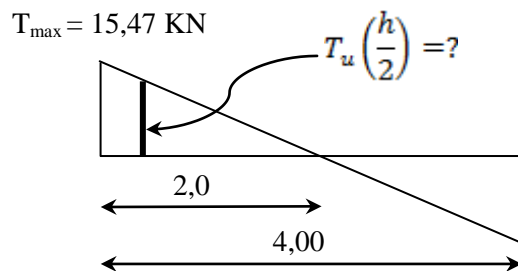
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0,3k \times f_{ij})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

k = 1 (fissuration peu préjudiciable)

$f_{ij} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$

D'où : $\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.



$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 15,47 \text{KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{4,00}{2} + \frac{2,36 - 2,36}{5,88 \times 4,00} = 2,0 \text{m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,20}{2} = 0,10 \text{m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15,47 \times (2,0 - 0,10)}{2} = 14,69 \text{kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14,69 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 0,81 \text{MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,81 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = 11,54 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

11. Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{MPa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,040 \text{MPa} ; 0,4 \text{MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,40 \text{MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \times \frac{f_e}{b_0} \geq 0,40 \Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} = \frac{0,40 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02 \text{ cm}$

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

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,02 \times 15 = 0,3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le RPA 99 (version 2003)

– **Espacement dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_l ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 10 \text{ cm}$$

– Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

12. Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 15,54 \text{ kN}$$

$$M_{\text{appui}} = 2,75 \text{ kN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0,9d} = \frac{2,75}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 16,97 \text{ kN}$$

$$F_u = 16,97 \text{ kN} > T_u = 15,54 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

13. Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec } : \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où : a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,85 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 15,54 \times 1,5}{0,85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018 \text{ m} = 1,8 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

a' : La largeur d'appui.

$$a' = c - c' - 2$$

c : La largeur de l'appui du poteau = 45cm.

c' : L'enrobage = 2cm.

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(41 \text{ cm} ; 16,20 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$a = 16,20 \text{ cm} > 1,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

14. Entraînement des armatures :

– Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisailment ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A .

T : L'effort tranchant max ; T = 15,40KN.

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3.

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,2 = 3,77$ cm.

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{15,54 \times 10^3}{16,2 \times 3,77 \times 3 \times 10^2} = 0,254 MPa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_{ser} = 0,25 MPa < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 MPa \dots\dots\dots Condition vérifiée.$$

9. 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.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 MPa$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 cm$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5.5$ cm.

IV.6.2. Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,050 > 0,044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0ser}} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0,050 < \frac{4,77}{15 \times 9.80} = 0,032 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 > \frac{3,60}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc il faut calculer la flèche.

$$E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{ij}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,195 N.m^{-2}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{Q_{ser} \times L^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{L}{200} \Rightarrow f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{4,90 \times 4000^4}{EI} \leq \overline{f_{adm}} = \frac{400}{200}$$

$$f_{cal} = 5,022 mm \leq \overline{f_{adm}} = 20 mm$$

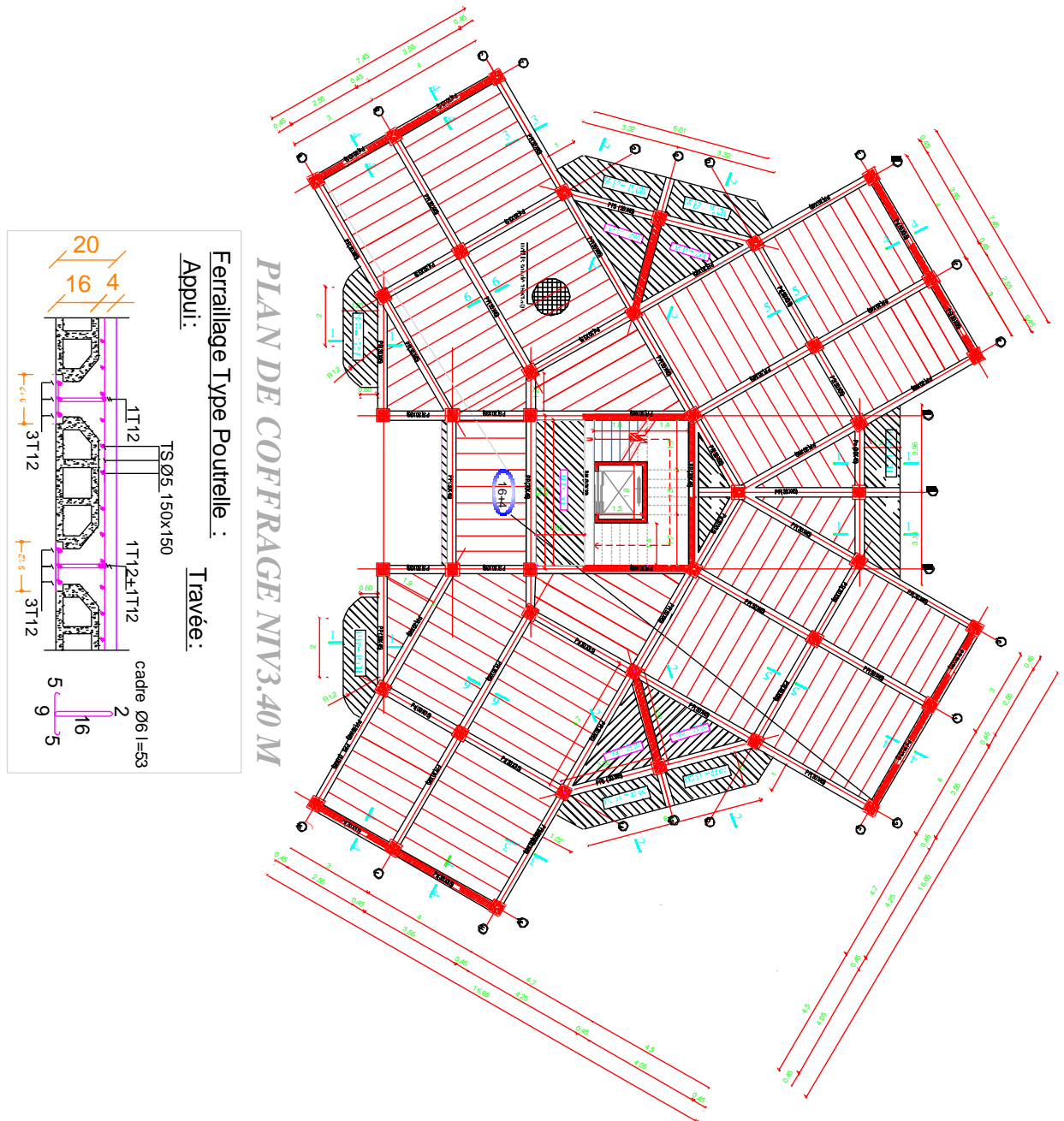


Figure IV.09 Coffrage et Ferrailage De Plancher RDC

IV.7 Calcul des planchers : Etage Courants

IV.7.1 Combinaisons d'actions :

➤ E.L.U

$$q_{uEC} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.04) + (1.5 \times 1.5)) \times 0.65 = 5.88 \text{ KN / ml.}$$

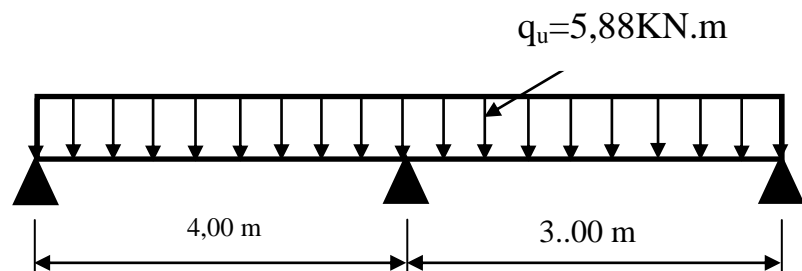
➤ E.L.S

$$q_{sEC} = (G + Q) \times 0.65 = (5.04 + 1.5) \times 0.65 = 4.25 \text{ KN / ml.}$$

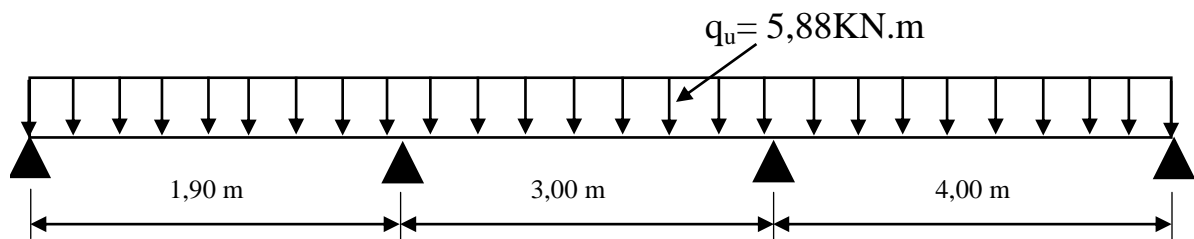
IV.7.2 Exemple de Calcul (Plancher Etage Courant) :

Les type

Type 01



Type 02



- Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 = 0,85 \leq \frac{4,00}{3,00} \leq 1,25 = 0,85 \leq 1,33 \leq 1,25 \quad \longrightarrow \text{C.N.V}$$

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 = 0,85 \leq \frac{1,91}{3,00} \leq 1,25 = 0,85 \leq 0,63 \leq 1,25 \quad \longrightarrow \text{C.N.V}$$

Pour les deux types on a utilisé RDM 6 parce que le rapport des portés successifs des travées n'est pas vérifié

Type	ELU				ELS		
	M _{travée}	M _{int}	M _{rive}	T _{max}	M _{travée}	M _{int}	M _{rive}
Type 2	6.49	8.60	2.36	13.32	4.69	6.21	1.70
Type 3	6.59	8.36	2.36	13.26	4.77	6.04	1.70

Tableau. IV.2: Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher étages courants)

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 6,59 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,36 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 8,60 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 13,32 \text{ KN} \end{cases}
 \quad
 E.L.S \begin{cases} M_{t \max} = 4,77 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 6,21 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 1,70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$A_s \text{ cm}^2$	$A_{\min} \text{ cm}^2$	Le choix
1,06	0,365	3T12=3.39cm ²
1,52	0.80	1T12+1T10=1,92cm ²
0.40	0.80	1T12=1.13cm ²

Tableau IV.3 Résultats des poutrelles d'étage courent

IV.8 Plancher Terrasse :**IV.8.1 Calcul des poutrelles du plancher terrasse :**

Ce plancher, situé au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela on a utilisé logicielle RDM6 pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

• **Plancher terrasse (inaccessible) :** D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente : $G = 5.68 \text{ kN/m}^2$

Surcharge : $Q = 1. \text{ KN/m}^2$

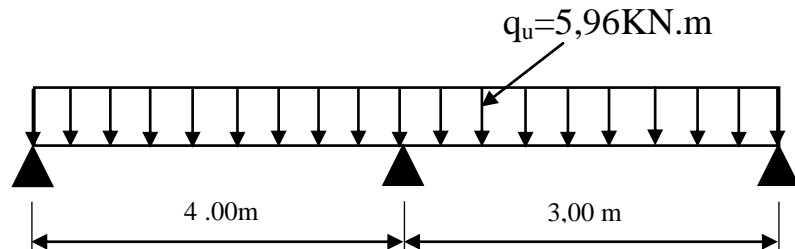
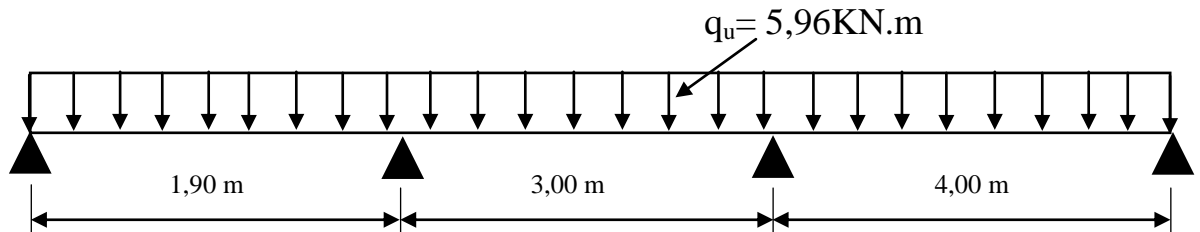
IV.8.2. Combinaisons d'actions :

➤ **E.L.U**

$$q_{uTER} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = ((1.35 \times 5.68) + (1.5 \times 1.00)) \times 0.65 = 5.95 \text{ KN / ml.}$$

➤ **E.L.S**

$$q_{STER} = (G + Q) \times 0.65 = (5.68 + 1.00) \times 0.65 = 4.34 \text{ KN / ml.}$$

IV.10.3 Détermination des sollicitations :**Les types****Type 01****Type 02**

Type	ELU				ELS		
	M _{travée}	M _{int}	M _{rive}	T _{max}	M _{travée}	M _{int}	M _{rive}
Type 1	6.58	8.72	2.38	11.40	4.79	6.35	1.74
Type 2	6.69	8.48	2.38	3.44	4.87	6.17	1.74

Tableau. IV.4:Tableau Récapitulatif Des Résultats Obtenus (Plancher terrasse)

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 6,69 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 2,38 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 8,72 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 11,40 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad E.L.S \left\{ \begin{array}{l} M_{t \max} = 4,87 \text{ KN.m} \\ M_{rive \max} = 1,74 \text{ KN.m} \\ M_{inter \max} = 6,35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

A _s cm ²	A _{min} cm ²	Le choix
1,08	0,365	3T12=3.39cm ²
1,40	0.80	1T12+1T10=1,92cm ²
0.40	0.80	1T12=1.13cm ²

Tableau IV.5 Résultats des poutrelles d'étage courent

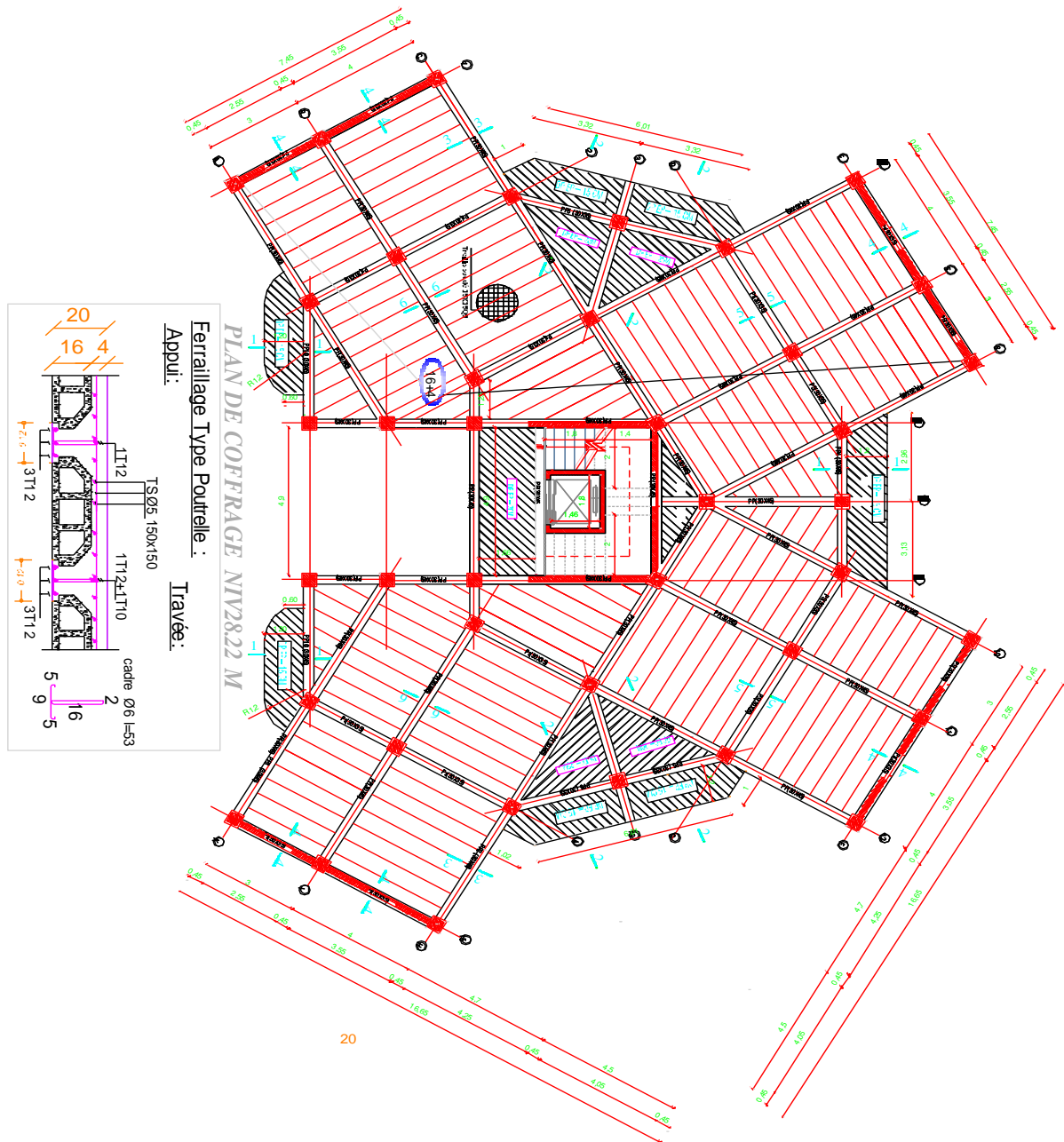


Figure IV.11 Coffrage Et Ferraillage De Plancher terrasse

VI.9 Calcul de la dalle pleine :

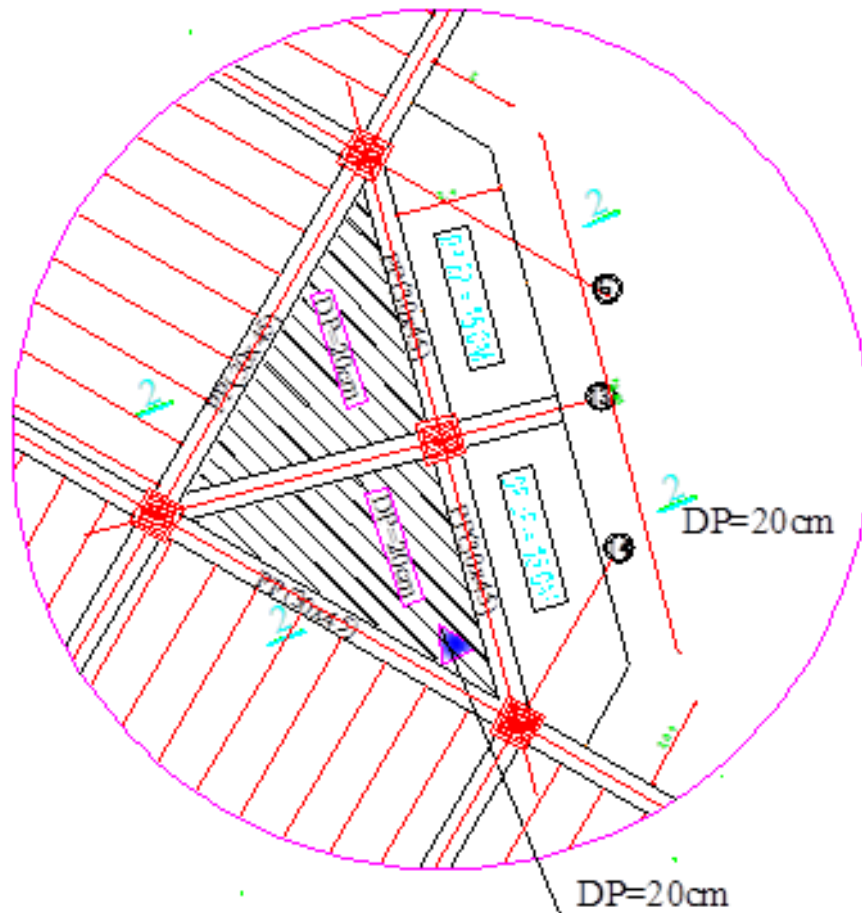


Figure VI.12 : vue en plan de la dalle plane

$$L_x = 3.32m \quad L_y = 4.70m \quad \text{et} \quad h_0 = 20cm$$

Poids propre : $G = 5.27KN / m^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5KN / m^2$

Charge ultime : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 14.57KN / m^2$,

VI.9.1 Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.32}{4.70} = 0.67$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :

VI.9.2 Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0X} = 27.70 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0Y} = 24.10 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

VI.9.3 Les moments retenus sont :**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 23,54KN.m$$

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 20,48KN.m$$

b) Sur appuis :

$$M_{ax} = 0,40M_{0x} = 11,16KN.m$$

VI.9.4 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_s = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,**a) En travée :****a-1) Sens L_x :**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 23,54KN.m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.54 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.392 \Rightarrow (A'_s = 0)$$

On a : $\beta = 0.973$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{23.54 \times 10^3}{0.973 \times 18 \times 348} = 3.86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T12 p.m. 5.65cm²/m**, avec un espacement de 20cm.**a-2) Sens L_y :**Le moment ultime : $M_{ty} = 20,48KN.m$ $M_{ty} = 10.35KN.m$ Le moment réduit μ_u :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.48 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0,044 < \mu \rightarrow A_s = 0$$

On a : $\beta = 0,978$

La section d'acier :

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20.48 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 348} = 3.34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T12 p.m. soit 4.52 cm²/m**, avec un espacement de 25 cm.

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = 11.16 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu_{ax} = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.16 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.024 < \mu_1 \rightarrow A_s = 0$$

On a : $\beta = 0.988$

La section d'acier :

$$A = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.16 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.80 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **4T10 p.m. soit 3.14 cm²/m**, avec un espacement de 25 cm.

VI.9.5 Condition de non fragilité :

Puisque $h_0 = 20 \text{ cm}$ et $\alpha = 0.70$ on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_y :

$$A_{ymin} = 8 \times h_0 = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{ pour } F_e \dots \dots \dots \rightarrow \text{CV}$$

a) Sens L_x

$$A_x = 5.65 \text{ cm}^2 = A_{ymin} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \div 2 = 1.14 \text{ cm} ; \rightarrow \dots \text{CV}$$

VI.9.5.1 Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.9.5.2 Disposition du ferrailage :

1 Arrêt des barres :

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

On a : $f_c = 400$ et $f_{c28} = 25$ MPa

a) Arrêt des barres sur appuis :

$$1) \tau_s = 0,6 \psi s^2 f_{t28} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$2) \text{ La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

3) Avec: Φ : diamètre d'une barre.

$$4) L_s = 1,4 \times 400 / 4(2,84) = 49,29 \text{ cm}$$

$$L1 = \max \left(l_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(69,02 \text{ cm}, 95 \text{ cm}) = 95$$

$$L2 = \max \left(L_s ; \frac{L}{2} \right) = \max(69,02 \text{ cm}, 47,5 \text{ cm}) = 69,02$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(69,02 \text{ cm} ; 47,5 \text{ cm}) = 69,02 \text{ cm}$$

b) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{325}{10} = 32,5 \text{ cm on adopte } 33 \text{ cm}$$

VI.10 Vérifications :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b x d x f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,10}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adpt}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

2) Contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{b x d} = \frac{78,8 \times 10}{100 \times 18} = 0,43 \text{ Mpa}$$

Pour une fissuration préjudiciable $\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$.

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,43 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

3) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0.9 \times d \times n \times \mu} = \frac{78.80}{0.9 \times 18 \times 24.61} = 0.19 \text{ Mpa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues 4T14=24.61

$$\tau_{su} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.50 \times 2.10 = 3.15 \text{ Mpa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou à haute adhérence

$$\begin{cases} \Psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0.43 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

VI.9.5.1- La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$\begin{cases} A_{adpt} = 6.16 \text{ cm}^2 \\ M_{Ser} = 20.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A_s (y - d) - 15 A_s (d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 92.4y - 1663.2 = 0 \rightarrow y = 4,76 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,76^3}{3} + (15 \times 6,16 \times (18 - 4,76)^2) = 16952,75 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{20.60 \times 10^3}{16952,75} \times 4,76 = 5,78 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,78 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Condition vérifiée}$$

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

$$\text{pour une fissuration préjudiciable } \overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_s ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right].$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{30.14}{6362.20} \times (10.8 - 3.44) = 52.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 52.30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

$$\text{Avec : } \left\{ F_1 = \frac{QL^2}{8EI} \right. ; \text{ flèche due à la charge répartie}$$

f) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i x y_i}{\sum A_i} = \frac{((bxh) x \frac{h}{2})}{(bxh) + (\eta x A_s)} = \frac{(100 \times 20 \times 10) + (15 \times 6,16 \times 18)}{(100 \times 20) + (15 \times 6,16)} = 10,35 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_g = 10,35 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_g = 8,24 \text{ cm}$$

g) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \frac{by_2^3}{3} + \eta A (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 10,35^3}{3} + \frac{100 \times 8,24^3}{3} + (15 \times 6,16) \times (18 - 10,35)^2 = 61013,94 \text{ cm}^4$$

h) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} \right] = F = \frac{3.32^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 61013,94} \times [32,45] = 0,061 \text{ cm}$$

$$F = \frac{L}{500} = \frac{332}{500} = 0,664 \text{ cm} \quad F_{cal} = 0,061 \text{ cm} < F_{adm} = 0,664 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

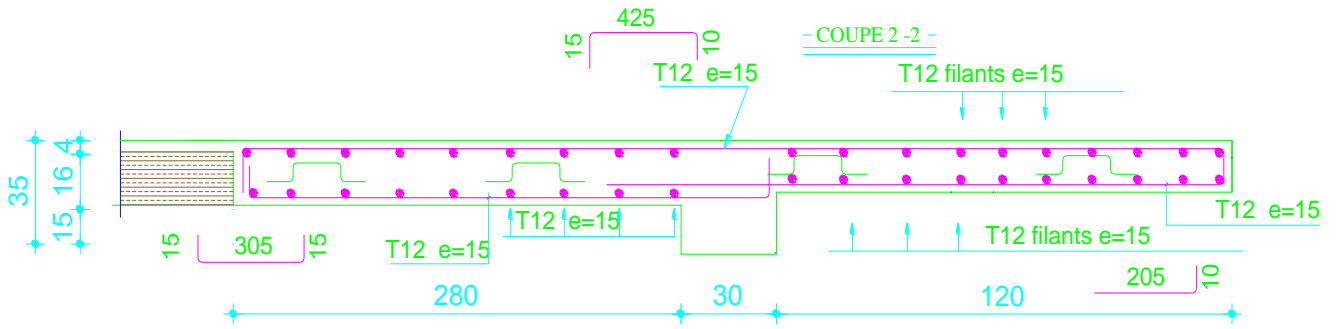


Figure VI.13 : coupe de la dalle pleine étage courante

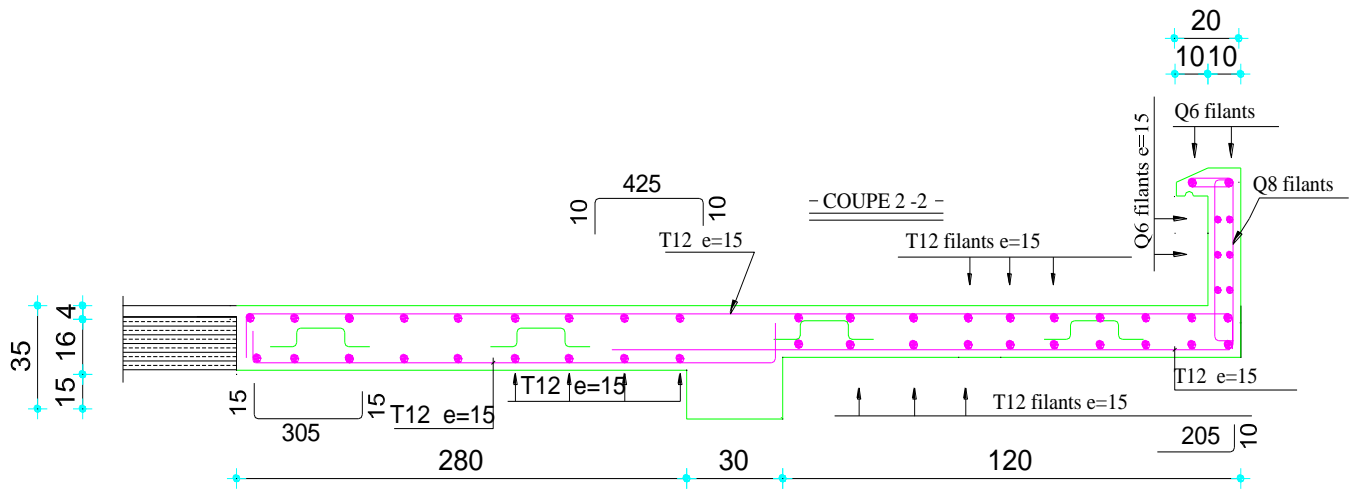



Figure VI.14 : coupe de la dalle plane terrasses



Chapitre – V–

Etude sismique

V.1. Introduction

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur le bâtiment. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude du comportement de structure sous l'effet des actions dynamiques dues au séisme obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismiques algériennes RPA99 /V2003 (Art. 4.1.1).

V.2 Méthode de calcul : proposée pour le RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode dynamique :

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques de la structure sont déterminées par le logiciel **ETABS V 9.6** et ceci en adoptant une modélisation par un modèle tridimensionnel encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V.3 Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté à Tiaret donc en Zone I.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Notre ouvrage, est en présence d'un sol
- Meuble catégorie S3.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le RPA99 (pas de régularité en plan (3.5.1.a1) et selon l'article (4.1.2.b Zone I) et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisée c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

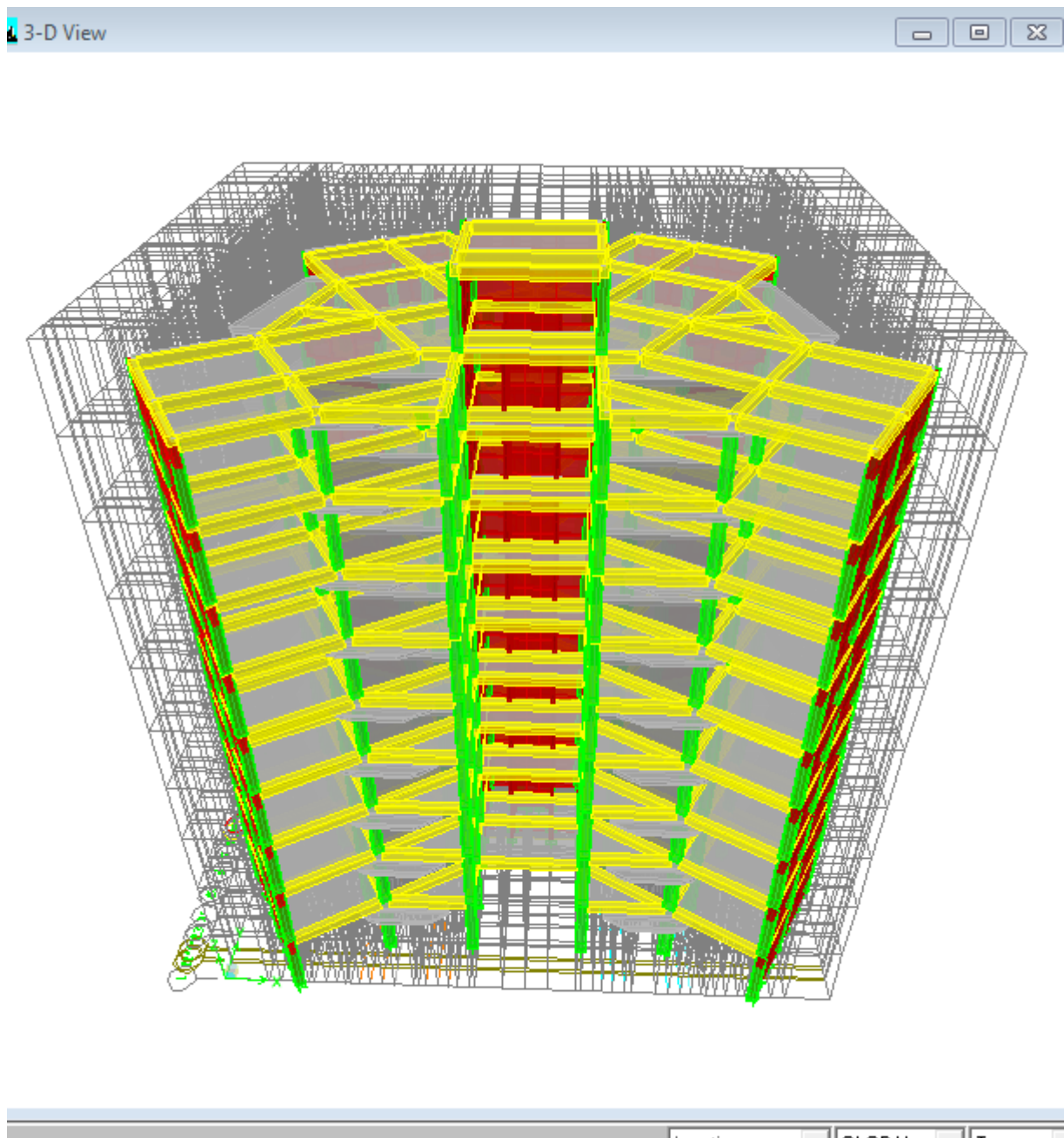


Figure V.1 :3D Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS V9.6 »

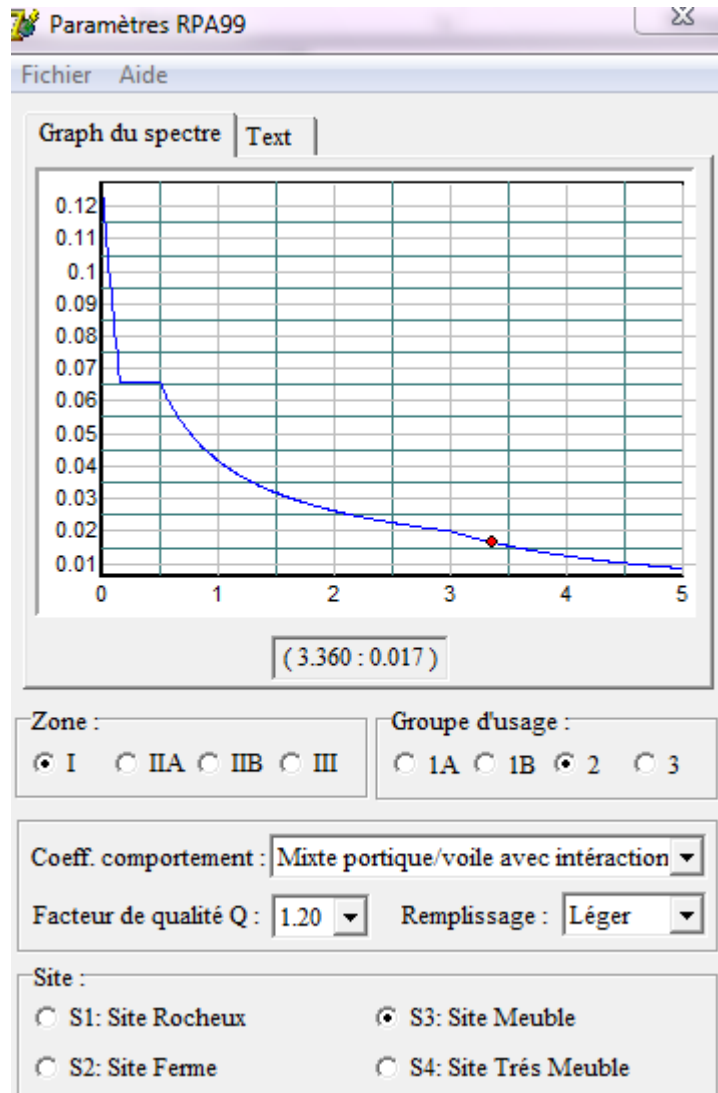


Figure . V.2: Courbe de spectre de réponse.

V.4. Spectre de réponse de calcul RPA99-v2003 (Art:4.3.3)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{\delta a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] \dots\dots\dots Si 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots Si T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \dots\dots\dots Si T_2 < T < 3,0 \text{ sec} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \dots\dots\dots Si T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 05%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique RPA99 (tableau 4.2)
- R : Coefficient de comportement de la structure RPA99 (tableau 4.3)
- $T1, T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site RPA (tableau 4.7)
- Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V.1: Pourcentage d'amortissement critique

On prend : $\xi = 6$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 = \sqrt{\frac{7}{(2+6)}} = 0,93 \geq 0,7$

Q : le facteur de qualité : $Q = 1+\Sigma Pq$

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Control de la qualité des matériaux	0	0,05
Control de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.2: Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1+(0,05+0,05+0,05+0,05) = 1,20$$

$Q = 1.20$

T_1, T_2 : période caractéristique associées à la catégorie du site.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

Tableau V.3: Valeurs de T₁ et T₂

- Sol meuble ⇒ Site : S₃

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont données comme suite :

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.4: Coefficient d'accélération de zone « A »

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\begin{cases} - \text{Zone sismique I} \\ - \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.10$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) :

Mixte portiques/voiles avec interaction ⇒ R=5

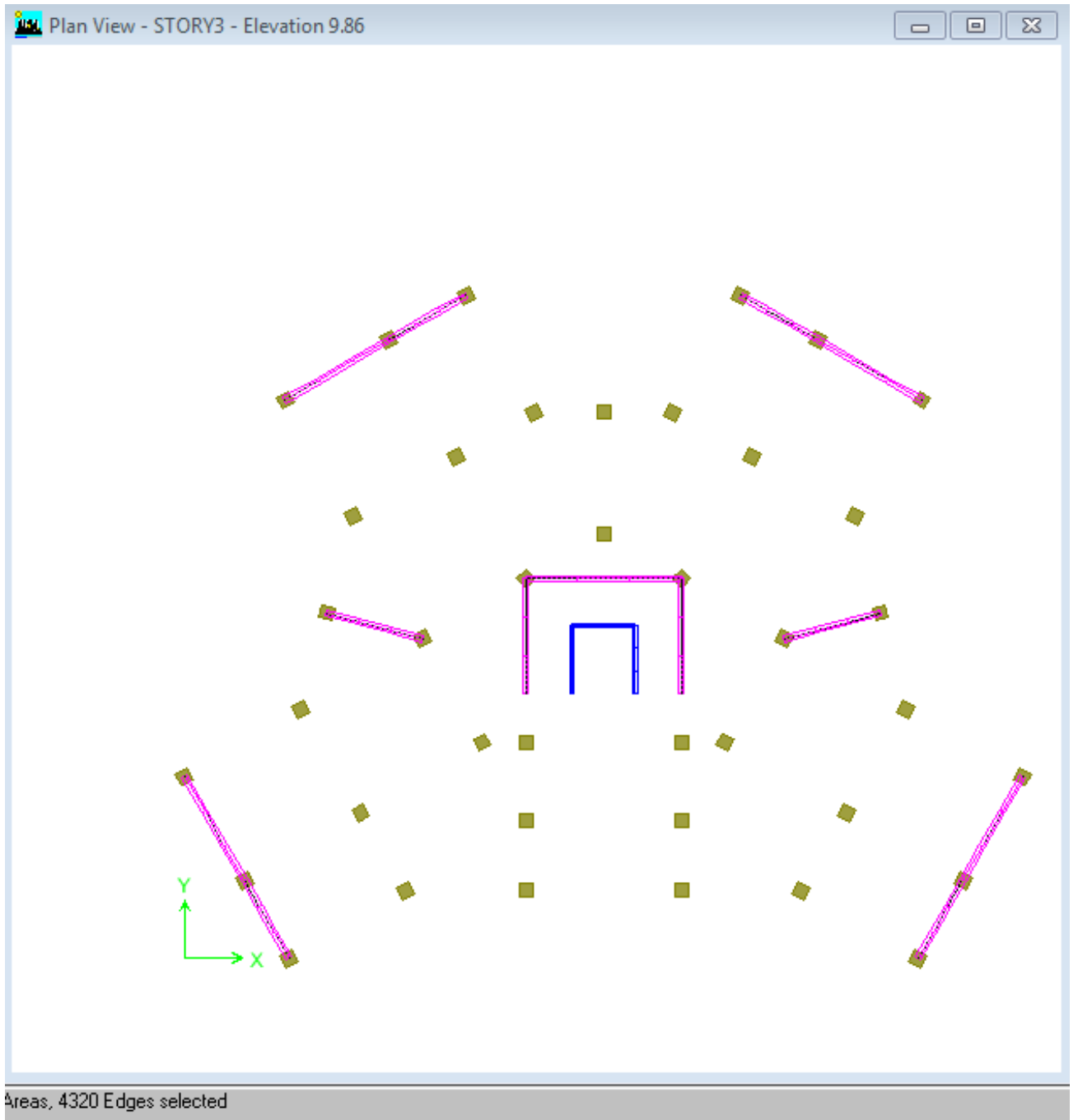


Figure V.3 Disposition des voiles de contreventement

les résultats :

Mode	Période (s)	Sum UX%	Sum UY%
1	0.538457	0	68.3735
2	0.498262	63.6298	68.3736
3	0.35066	68.5237	68.3736
4	0.124826	68.5237	88.4823
5	0.115971	87.8509	88.4823
6	0.084639	87.8514	88.4823
7	0.075621	88.7595	88.4823
8	0.056185	88.7595	94.8441
9	0.053318	94.6186	94.8441
10	0.04748	94.646	94.8441
11	0.036183	96.097	94.8441
12	0.035341	96.097	97.624

Tableau .V.5: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Sens transversal :SumUX =**94.6186**> **90%** **Condition vérifiée.**

Sens longitudinal :SumUY= **94.8441**> **90 %** **Condition vérifiée**

Story	Mass(X=Y) KN
STORY1	41.842
STORY2	39.7921
STORY3	38.6518
STORY4	37.9332
STORY5	38.0833
STORY6	37.4982
STORY7	37.0077
STORY8	37.0077
STORY9	35.3862
STORY10	1.4838
$\sum_8^1 Mass =$	344.686

Tableau .V.6: les forces sismiques à la base

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k = R. \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h _e (m)
9	0.0063	0.0315	0.004	0,0306
8	0.0055	0.0275	0.0035	0,0306
7	0.0048	0.024	0.004	0,0306
6	0.004	0.02	0.0035	0,0306
5	0.0033	0.0165	0.004	0,0306
4	0.0025	0.0125	0.0035	0,0306
3	0.0018	0.009	0.003	0,0306
2	0.0012	0.006	0.0025	0,0306
1	0.0007	0.0035	0.0025	0,034
R.D.C	0.0002	0.001	0.001	0,034

Tableau V.7 : Déplacements relatifs à chaque niveau dans sens X-X.

Niveau	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k = R. \delta_{ek}$	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%h _e (m)
9	0.0074	0.037	0.004	0,0306
8	0.0066	0.033	0.0045	0,0306
7	0.0057	0.0285	0.0045	0,0306
6	0.0048	0.024	0.0045	0,0306
5	0.0039	0.0195	0.0045	0,0306
4	0.003	0.015	0.004	0,0306
3	0.0022	0.011	0.004	0,0306
2	0.0014	0.007	0.003	0,0306
1	0.0008	0.004	0.0025	0,0340
R.D.C	0.0003	0.0015	0.0015	0,0340

Tableau V.8: Déplacements relatifs à chaque niveau dans sens Y-Y.

V.5 Vérification 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 d’étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ Avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur D’étage $1\%h_e = 0,0306$: **donc la condition est vérifiée.**

V.6 justification de la sécurité :

L’analyse dynamique de la structure nous a permis d’obtenir les résultats suivants:

– La période fondamentale T (dyn)= **0,538s**.

Cas n°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,075
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,085
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

Tableau .V.9: Valeurs du coefficient C_T

Le RPA99/version 2003(Art 4.2.4) préconise, qu’il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_{st} = C_T \times h_c^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times (28,22)^{\frac{3}{4}} = 0,61s$. Estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_x = \frac{0,09 \times h_c}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 28,22}{\sqrt{28,06}} = 0,479s$$

$$T_y = \frac{0,09 \times h_c}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 28,22}{\sqrt{22,13}} = 0,539s$$

On a : $1,3 \times (T_x) = 1,3 \times 0,479 = 0,622 > T_x \text{ (dyn)} = 0,538 \longrightarrow$ **la condition est vérifiée.**

On a : $1,3 \times (T_y) = 1,3 \times 0,539 = 0,700 > T_y \text{ (dyn)} = 0,538 \longrightarrow$ **la condition est vérifiée.**

- On constate qu'il faut 9 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- Le 1^{ère} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 68.3735% de participation de masse modale.

- Le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe X avec 63.6298% de participation de masse modale.

- Le 3^{ème} mode est mode torsion pure

V.7 Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta \dots \dots \dots Si 0 \leq T \leq T_2. \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots \dots \dots Si T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3,00}{T}\right)^{5/3} \dots \dots \dots Si T \leq 3,0 \text{ sec.} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau

(4-7 ; RPA 99 V2003).

On a :

- Sol meuble \Rightarrow Site : S_3

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc : $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow 0,50 \leq 0,61 \leq 3,0 \text{ sec}$

$$D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,93 \times \left(\frac{0,50}{0,622} \right)^{2/3} = 2,01 \rightarrow \mathbf{D_x = 2,01}$$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,93 \times \left(\frac{0,50}{0,70} \right)^{2/3} = 1,85 \rightarrow \mathbf{D_y = 1,85}$$

V.8 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Par la méthode statique équivalente :

$$\mathbf{V} = \frac{\mathbf{A.D.Q.}}{\mathbf{R}} \cdot \mathbf{W}$$

$$\mathbf{W} = \sum_1^{10} \mathbf{M} \times 9,81 = 3446,86 \times 9,81 = 33813,69 \mathbf{KN.}$$

$$\mathbf{V}_{x_{stat}} = \frac{\mathbf{A.D.Q.}}{\mathbf{R}} \cdot \mathbf{W} = \frac{0,10 \times 2,01 \times 1,20}{5} \times 33813,69 = 1631,117 \mathbf{KN}$$

$$\mathbf{V}_{x_{stat \text{ (a)}}} = 1906,2 \mathbf{KN}$$

$$\mathbf{V}_{y_{stat}} = \frac{\mathbf{A.D.Q.}}{\mathbf{R}} \cdot \mathbf{W} = \frac{0,10 \times 1,85 \times 1,20}{5} \times 33813,69 = 1501,32 \mathbf{KN}$$

$$\mathbf{V}_{y_{stat \text{ (a)}}} = 1936,6 \mathbf{KN}$$

Selon le **RPA99/V2003** On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base « $\mathbf{v_t}$ » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

a) Sens longitudinal et Sens transversale :

$$V_{dx} = 1906,2 > 80\% V_{stat} = 80\% \times 1631,117 = 1304,89 \mathbf{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 1936,6 > 80\% V_{stat} = 80\% \times 1501,32 = 1201,056 \mathbf{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.9 Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données

$$\text{par } X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

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).

V.9.1 Centre des rigidités : (par logicielle ETAPS)

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux. La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} \times X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Et \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} \times Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivantes (théorique) : c'est celle calculée précédemment

$$\begin{cases} e_x = X_{cm} - X_{cr} \\ e_y = Y_{cm} - Y_{cr} \end{cases}$$

1-L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le RPA99/version2003 (art 4.3.7) préconise quand il est procédé à une analyse des Effets du second ordre (ou effet p-Δ) peuvent être tridimensionnelle, de prendre en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ± 5% L.

Story	MX(KN)	XCM(m)	XCR(m)	ex(m)	5%Lx
STORY1	41.842	14.01	14.036	0.026	1.403
STORY2	39.7921	14.009	14.032	0.023	1.403
STORY3	38.6518	14.009	14.031	0.022	1.403
STORY4	37.9332	14.008	14.03	0.022	1.403
STORY5	38.0833	14.008	14.03	0.022	1.403
STORY6	37.4982	14.008	14.03	0.022	1.403
STORY7	37.0077	14.008	14.03	0.022	1.403
STORY8	37.0077	14.008	14.03	0.022	1.403
STORY9	35.3862	14.015	14.03	0.015	1.403
STORY10	1.4838	14.03	14.03	0	1.403

Tableau V.10 : Vérification de l'excentricité suivant ex

Story	MY(KN)	YCM(m)	YCR(m)	ey(m)	15%Ly
STORY1	41.842	10.553	12.654	2.101	3.31
STORY2	39.7921	10.673	12.948	2.275	3.31
STORY3	38.6518	10.677	13.045	2.368	3.31
STORY4	37.9332	10.695	13.076	2.381	3.31
STORY5	38.0833	10.681	13.075	2.394	3.31
STORY6	37.4982	10.686	13.065	2.379	3.31
STORY7	37.0077	10.69	13.056	2.366	3.31
STORY8	37.0077	10.69	13.05	2.36	3.31
STORY9	35.3862	10.678	13.049	2.371	3.31
STORY10	1.4838	10.363	13.438	3.075	3.31

Tableau V11 : Vérification de l'excentricité suivant ey

L'effet négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

V.9.2 Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$P_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,7 \times T \times V & \text{Si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t = 0$) puisque : **T = 0,538 Sec < 0.7 Sec.**

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_i)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i$$

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.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » ;

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

si $\left\{ \begin{array}{l} \theta_k \leq 0,1 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{Effet (P - } \Delta) \text{ peut être négliger.} \\ 0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de } \frac{1}{1-\theta_k} \\ \theta_k > 0,2 \dots \dots \dots \Rightarrow \text{structure instable et doit être redimensionnée.} \end{array} \right.$

Niveau	Hauteur(m)	P _k (KN)	Sens X-X		
			Δ _k (m)	V _k (KN)	θ<0,10
R.D.C	3,40	418,42	0,004	183,4	0,00064
1	3,40	397,921	0,0035	178,13	0,00115
2	3,06	386,518	0,004	169,02	0,00147
3	3,06	379,332	0,0035	157,32	0,00188
4	3,06	380,833	0,004	142,89	0,00148
5	3,06	374,982	0,0035	125,68	0,00178
6	3,06	370,077	0,003	104,95	0,00140
7	3,06	370,077	0,0025	79,7	0,00123
8	3,06	353,862	0,0025	46,9	0,00105
Terrasse	3,06	14,838	0,001	7,14	0,00084

Tableau V.12 : Vérification à l'effet P-Δ Sens X-X

Niveau	Hauteur(m)	P _k (KN)	Sens Y-Y		
			Δ _k (m)	V _k (KN)	θ<0,10
R.D.C	3,40	418,42	0.004	185,27	0,00095
1	3,40	397,921	0.0045	180, 06	0, 0014
2	3,06	386,518	0.0045	171,02	0,0017
3	3,06	379,332	0.0045	159,65	0,0019
4	3,06	380,833	0.0045	145,.26	0,0022
5	3,06	374,982	0.004	127,52	0,0018
6	3,06	370,077	0.004	106,17	0,0018
7	3,06	370,077	0.003	80,43	0,0016
8	3,06	353,862	0.0025	47, 59	0,0013
Terrasse	3,06	14,838	0.0015	6,25	0,0009

Tableau V.13 : Vérification à l'effet P-Δ Sens Y-Y

Conclusion :

($\theta < 0.10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique, on peut dire que la structure peut éventuellement résister à 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**).



Chapitre –VI

Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Introduction :

Les critères de sécurité de la structure vis-à-vis de l'action sismique qui englobent la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme doivent être satisfait simultanément. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons à utiliser pour les calculs.

VI.2 Combinaisons des charges :

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes (**G**) et les charges d'exploitation (**Q**)

➤ $1,35 G + 1,5 Q$ à l'**E.L.U**

➤ $G + Q$ à l'**E.L.S**

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques (**E**).

➤ $G + Q \pm E$ (1)

➤ $0,8 G \pm E$ (2)

❖ **Les poteaux :**

À l'**ELU** : $1,35 G + 1,5 Q$ → (**BAEL 91/ modifie 99**)

À l'**ELS** : $G + Q$

$G + Q \pm 1,2$ → (**BPA 99 version 2003**)

$0,80G \pm E$

❖ **Les poutres :**

À l'**ELU** : $1,35 G + 1,5 Q$ → (**BAEL 91/ modifia 99**)

À l'**ELS** : $G + Q$

$G + Q \pm E$ → (**BPA 99 version 2003**)

$0,80G \pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Effort sismique

VI.3 Ferraillage des poutres :

• **Méthode de calcul :**

En cas 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. Le ferraillage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable. Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1er et du 2ème genre :

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) : $S_{p1} : 1,35G + 1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) : $\begin{cases} S_{p2} : 0,8G \pm E \\ S_{p2} : G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

si : $\begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15; \text{On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15; \text{On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$

Situation accidentelle				Situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

VI.3.1 Les armatures Longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a

- ✓ Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$
- ✓ Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : 40Φ en zone I
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

VI.3.2 Poutres principales : (30x45) cm² :(plancher terrasse)

➤ **Exemple de calcul :**

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 intermédiaire, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel (étaps).

➤ **Armatures longitudinales :**

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot ht = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot ht = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

• **Sur appuis :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 96,75 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 70,44 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,37 > 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

B	h	d	fe	fc28	ft28
30	45	40,5	400	25	2,1

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{96,75 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,138 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,925$$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{96,75 \times 10^3}{0,925 \times 40,5 \times 348} = 7,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 7,42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 7,42 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+3T12** ce qui nous donne **A = 8,01 cm²**

• **En travée :**

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 49,36 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 35,91 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1,37 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp1}$$

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{49,36 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,070 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{49,36 \times 10^3}{0,964 \times 40,5 \times 348} = 3,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{scal} = 3,63 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 6,75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T12+3T12** ce qui nous donne **A = 6,79 cm²**

VI.3. 3 Vérification du ferrailage de la poutre :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,10}{348} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{100,60 \times 10^3}{(30 \times 40,5) \times 10^2} = 0,82 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,82 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre

• **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\} = \min \{12,85 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

• **Espacement :**

$$S_t \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{36,45 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{En Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_1 \right\} = \min \{11,25 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de la section d'armatures minimale :**

$$\frac{A_t \times f_c}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{0,46; 0,4\} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,46 \times 30}{235} = 0,058 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,058 \text{ cm}^2 \left\{ \begin{array}{l} 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 100,6; M_{ap} = 70,44 \text{ KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{70,44}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 193,25 \text{ KN} > 100,6 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction

• Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S}; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

On doit avoir : $\overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 100,6 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,050m = 5,0cm$$

$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$

$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 36,45cm) = 26 \text{ cm}; a > 5,0cm; \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

• Entraînement des armatures :

✓ **Vérification de la contrainte d'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 : Effort tranchant maximum ; T = 100,60 kN

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{100,60 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 2,09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 2,090 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

• Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur que 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.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

• **La longueur de recouvrement :**

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\{40\Phi \text{ en zone I} \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow L = 56\text{cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L = 48\text{cm} \end{cases}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 35,91\text{KN.m}; A = 6,88\text{cm}^2$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 103,2y - 4179,6 = 0 \rightarrow y = 13,60\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 13,60^3}{3} + (15 \times 6,88 \times (40,5 - 13,60)^2) = 97080,32 \text{ cm}^4$$

• **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{35,91 \times 10^3}{97080,32} \times 13,60 = 5,030 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,030\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

• **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

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

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

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1,6 \times \frac{35,91 \times 10^3}{97080,32} \times (40,5 - 13,60) = 15,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

VI.3.3 Vérification de la flèche :

$$M_{t ser} = 35,91\text{KN.m}$$

$$M_{0 ser} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(25,35 + 4,56) \times 4,70^2}{8} = 82,25\text{KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0,090 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{ser}}}{10 \times M_{0_{ser}}} \Rightarrow \frac{45}{500} = 0,090 > \frac{35,91}{10 \times 82,25} = 0,043 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 40,5} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Poutres principales :

❖ **Poutres (intermédiaire)**

Niveau	section	Moment (KN. m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
terrasse	appuis	96,75	70,44	96,75	100,6	6,75	7,42	3T14+3T12 = 8,01
	travée	49,26	35,91	49,26			3,63	6T12= 6,79
Etage courant et RDC	appuis	95,98	69,6	95,98	99,9	6,75	6,97	3T14+3T12 = 8,01
	travée	44,11	31,96	44,11			3,08	6T12= 6,79

Tableau VI.1 : Poutres principales (intermédiaires)

❖ **Poutres (de rive)**

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	Tmax (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A adopter (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Teerasse	appuis	55,93	40,65	55,93	99,6	6,75	3,94	6T12= 6,79
	travée	53,34	38,61	53,34			2,51	6T12= 6,79
Etage courant et RDC	appuis	67,25	48,87	67,25	72,6	6,75	4,78	6T12= 6,79
	travée	34,68	25,13	34,68			3,05	6T12= 6,79

Tableau VI.2 : Poutres principales (de rive)

Poutres Secondaires :

❖ **Poutres (intermédiaire)**

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
Teerasse	appuis	62,23	45,22	62,23	98,9	5,25	5,97	3T12+3T12= 6,79
	travée	26,98	19,59	26,98			2,47	3T12+2T12= 5,65
Etage courant ET RDC	appuis	59,15	42,91	59,15	91,3	5,25	5,83	3T12+3T12= 6,79
	travée	25,17	18,24	25,17			2,30	3T12+2T12= 5,65

Tableau VI.3 : Poutres Secondaires (intermédiaires)

❖ **Poutres (de rive)**

Niveau	section	Moment (t. m)		Moment de calcul	T max (KN)	A _{min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopter} (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}					
terrasse	appuis	8,8	6,41	8,8	17,50	5,25	0,79	3T12+3T10= 5,75
	travée	8,56	6,22	8,56			0,76	3T12+3T10= 5,75
Etage courant ET RDC	appuis	8,56	6,27	8,56	18,1	5,25	0,79	3T12+3T10= 5,75
	travée	7,09	5,16	7,09			0,63	3T12+3T10= 5,75

Tableau VI.4 : Poutres Secondaires (de rive)

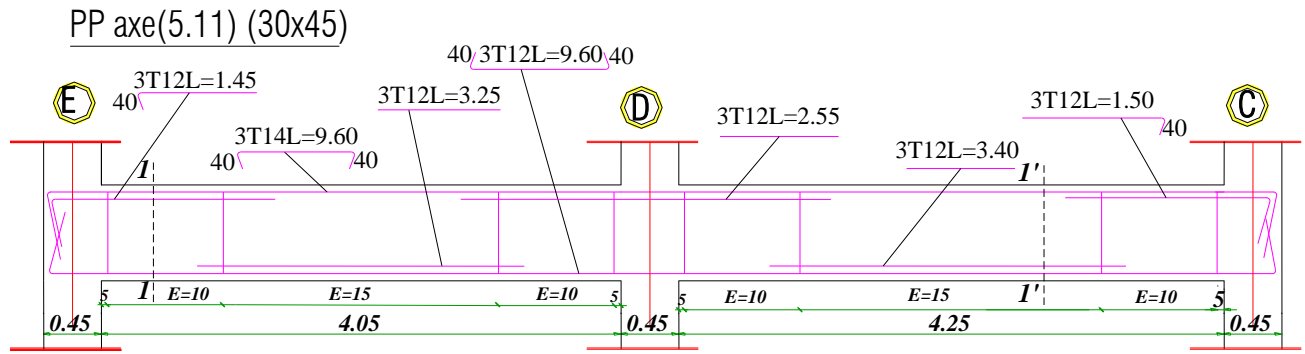
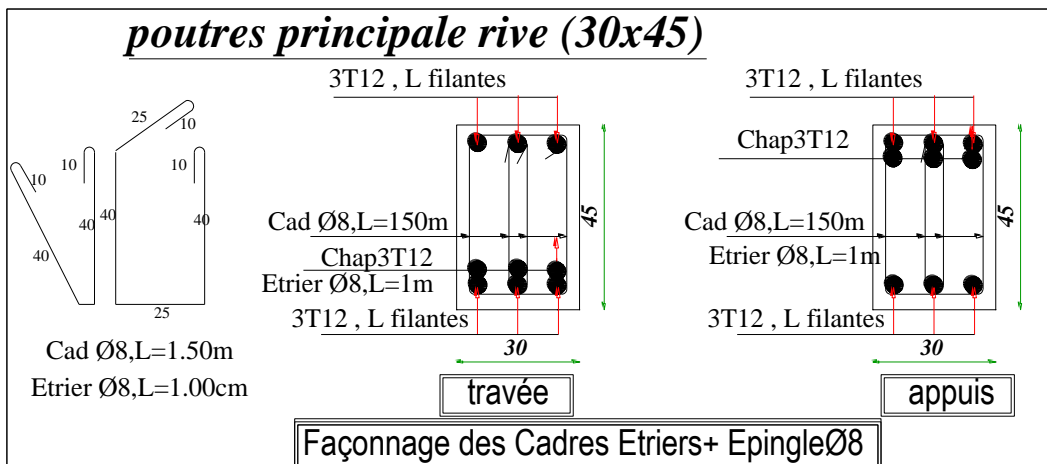
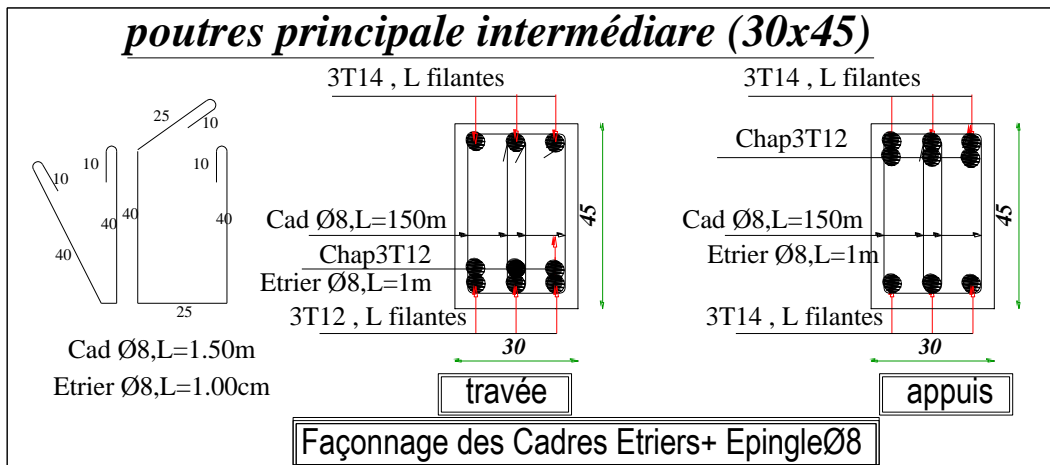


Figure VI.1 : Exemple de ferrailage poutre principales intermédiaire

Poutres Principales (30x45) cm²



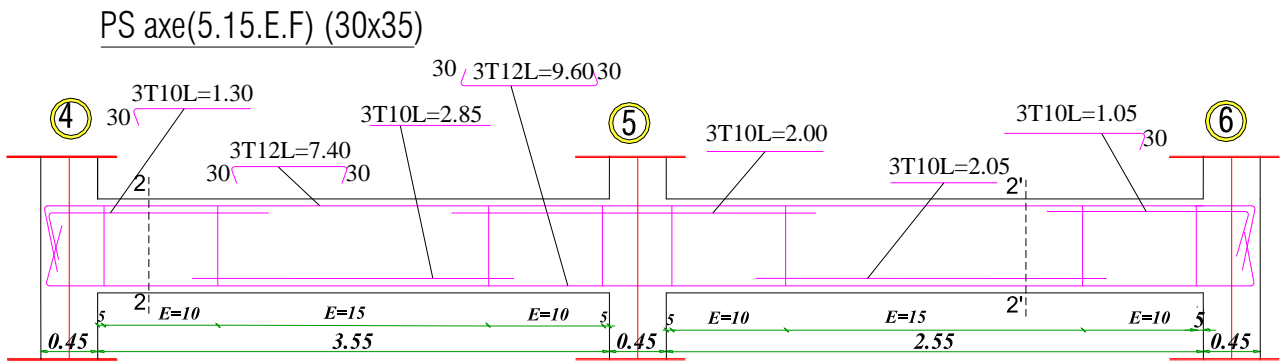
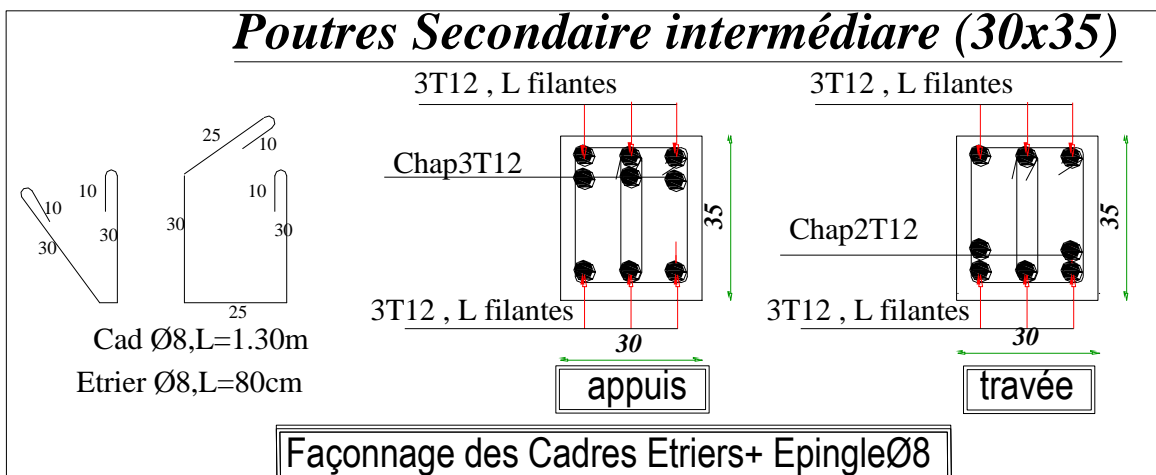
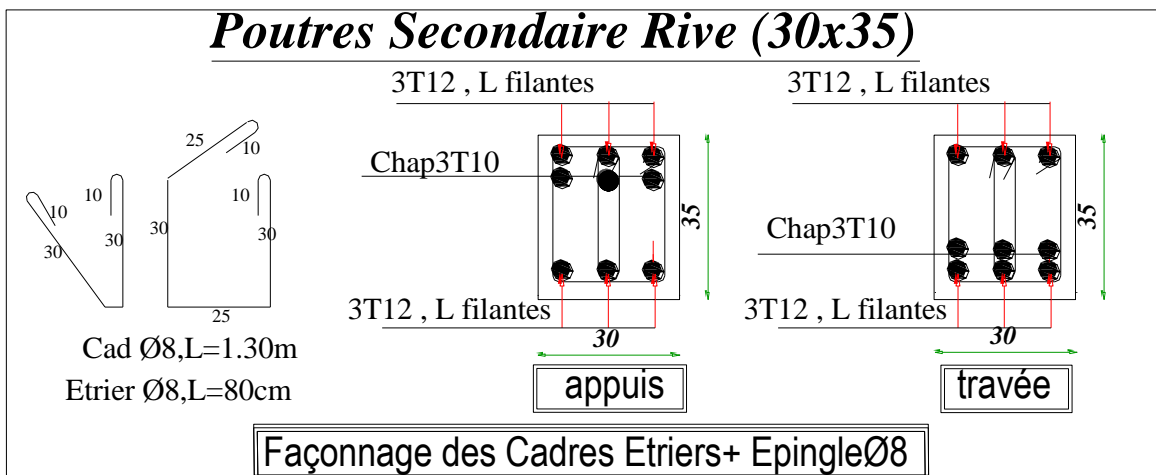


Figure VI.2 : Exemple de ferrailage poutre secondaire intermédiaire

Poutres secondaires (30x 35) cm²



VI.4 Ferraillage des poteaux :

• **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 :

$$\text{Sollicitations de 1}^{\text{ème}} \text{ genre (BAEL 91)} : \begin{cases} S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \\ S_{p1} = G + Q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_3 \end{cases}$$

$$\text{Sollicitations 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \dots A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \dots A_6 \end{cases}$$

Situation accidentelle				Situation normale ou durable			
γ_s	γ_b	σ_s	σ_b	γ_s	γ_b	σ_s	σ_b
1	1,15	400	18,48	1,15	1,5	348	14,17

VI.4.1 Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.
- ✓ Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I).
- ✓ Le pourcentage minimal 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 $\{40\Phi \text{ en zone I}$
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone I.
- ✓ 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 seront donnés dans des tableaux.

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\% \times S$	$A_{\max1} = 4\% \times S$	$A_{\max2} = 6\% \times S$
Type 1 (45x45) cm ²	14,175 (cm ²)	81 (cm ²)	121,5 (cm ²)
Type 2 (40x 40) cm ²	11,20 (cm ²)	64 (cm ²)	96 (cm ²)
Type 3 (35 x 35) cm ²	8,575(cm ²)	49 (cm ²)	73,5 (cm ²)

Niveau		(45x45) cm ²	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²	
Poteau	combinaison	type I R.D.C.....2 ^{er}	typeII 3 ^{eme}5 ^{eme}	typeIII 6 ^{eme}8 ^{eme}	
1 ^{er} genre	A ₁	$N_{\max} (KN)$	1629 ,6	1016,61	499,4
		$M_{cor} (KN.m)$	2,67	7,98	9,96
	A ₂	$N_{\min} (KN)$	209,5	95,6	17,8
		$M_{cor} (KN.m)$	1,23	0,20	0,64
	A ₃	$M_{\max} (KN.m)$	56,37	64,63	58,11
		$N_{cor} (KN)$	690,5	358,9	96,40
2 ^{eme} genre	A ₄	$N_{\max} (KN)$	1185,80	739,9	364,1
		$M_{cor} (KN.m)$	1,91	5,8	7,24
	A ₅	$N_{\min} (KN)$	152,8	69,5	12,9
		$M_{cor} (KN.m)$	0,92	0,16	0,47
	A ₆	$M_{\max} (KN.m)$	40,22	46,95	42 ,25
		$N_{cor} (KN)$	505,22	262,60	70,9

Tableau VI.5 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre et 2^{eme} genre

VI.4.2 Exemple de calcul :

- Dimension du poteau (45x 45) cm²
- Enrobage c = 2,5 cm

- Hauteur utile $d = 40,5$ cm
- Contrainte d'acier $f_c = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction de béton $f_{t28} = 2,1$ MPa
- Fissuration peu préjudiciable

Combinaison de 1^{er} genre :

	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN.m)
a	1629,9	2,67

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2,67}{1629,6} = 0,0016 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1629,6 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0016 \right) = 298,54 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 1629,6 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{1629,6 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1629,6 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ M_u = 298,54 \text{ KN.m} < 2024,04 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A_1' = 0$).

	N _{min} (KN)	M _{cor} (KN.m)
b	209,5	1,23

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,23}{209,5} = 0,0058 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 209,5 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0058 \right) = 38,92 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 209,5 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{209,5 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 209,5 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ M_u = 38,92 \text{ KN.m} < 33,45 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A2

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c) b h \sigma_{bc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (d - c)N_u - M_u = 40,69 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c) b h \sigma_{bc} = 337,04 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow \{ 40,69 \text{ KN.m} < 337,04 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{38,92 \times 10^3}{45 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,037$$

$$\beta = 0,9815$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{38,92 \times 10^3}{0,9815 \times 40,5 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2,81 - \frac{209,5}{348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

	N_{cor} (KN)	M_{max} (KN.m)
c	690,5	55,37

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{55,37}{690,5} = 0,080 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 690,5 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,080 \right) = 179,53 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 690,5 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{690,5 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 690,5 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 179,53 \text{ KN.m} < 363,39 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = A_3' = 0$).

Combinaison de 2^{er} genre :

	$N_{max} (KN)$	$M_{cor} (KN.m)$
a	1185,8	1,91

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,91}{1185,8} = 0,0016 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 1185,8 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,0016 \right) = 215,28 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 1185,8 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{1185,8 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 1185,8 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 2015,28 \text{ KN.m} < 1071,70 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = A_4' = 0$).

	$N_{min} (KN)$	$M_{cor} (KN.m)$
b	152,8	0,92

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,92}{152,8} = 0,006 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 152,8 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,006 \right) = 28,42 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 152,8 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{152,8 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 152,8 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 28,42 \text{ KN.m} > 17,79 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{cases}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on calcule la section A_5

Vérification s'il s'agit d'une section partiellement comprimée

$$(d - c)N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc}$$

$$\begin{cases} (d - c)N_u - M_u = 29,64 \text{ KN.m} \\ (0,337h - 0,81c)b h \sigma_{bc} = 337,04 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \{29,64 \text{ KN.m} < 337,04 \text{ KN.m} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{28,42 \times 10^3}{45 \times 40,5^2 \times 14,17} = 0,027$$

$$\beta = 0,9865$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{28,42 \times 10^3}{0,9865 \times 40,5 \times 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 2,04 - \frac{152,8}{348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

	N_{cor} (KN)	M_{max} (KN.m)
c	505,2	40,22

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{40,22}{505,2} = 0,08 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 505,2 \left(0,405 - \frac{0,45}{2} + 0,08 \right) = 130,84 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,81 \times 14,17 \times 10^3 \times 0,45 \times 0,45 \\ 505,2 \times 0,405 \times \left(1 - 0,514 \times \frac{505,2 \times 10^4}{450 \times 405 \times 14,17} \right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_u = 505,2 \text{ KN} < 2324,23 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 130,84 \text{ KN.m} < 204,60 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A_6' = 0$).

Niveaux	Combis	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _{acc} (KN)	M _{acc} KN.m	A _{cal} (cm ²)		
Type1 (45x45) cm²	A	1629,6	2,67	0,00	1185,8	1,91	0,00	14,17 5	4T14+8T12 (15,21cm²)
	B	209,5	1,23	2,20	152,8	0,92	1,60		
	C	690,5	56,37	0,00	505,2	40,22	0,00		
Type1 (40x40) cm²	A	1016,61	7,98	0,00	739,9	5,8	0,00	11,02	12T112 (13,57cm²)
	B	95,6	0,2	0,00	69,5	0,16	0,00		
	C	358,9	64,63	0,42	262,6	46,95	0,00		
Type 3 (35x35) cm²	A	499,4	9,96	0,00	364,1	7,24	0,00	8,575	8T12 (9,05cm²)
	B	17,8	0,64	0,00	12,9	0,47	0,00		
	C	96,4	58,11	3,29	70,9	42,25	1,98		

Tableau V.6 : Les résultats de Ferraillage poteaux.

VI.5. Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (45x45) cm² » :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{31,9 \times 10}{45 \times 40,5} = 0,175 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,175 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

a) Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par RPA 99/V2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est : **Φ8.**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_c : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

• Espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_1 = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

• Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 2,94}{0,45} = 4,57 > 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_c} = \frac{15 \times 3,75 \times 31,9 \times 10}{45 \times 235} = 1,69 \text{ cm}^2$$

b) Quantité d'armatures transversales minimales :

$$\text{Alors } \begin{cases} \text{Zone nodale : } t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } t \leq \min \left\{ \frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\phi \right\} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_c}{b \times S_t} \geq \max \{ \tau_u ; 0,4 \text{ MPa} \} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_c} = 0,45 \text{ cm}^2 < 3,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max \left\{ \frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 56.66 \text{ cm}; 45 \text{ cm}; 45 \text{ cm}; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \\ L' = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \end{array} \right.$$

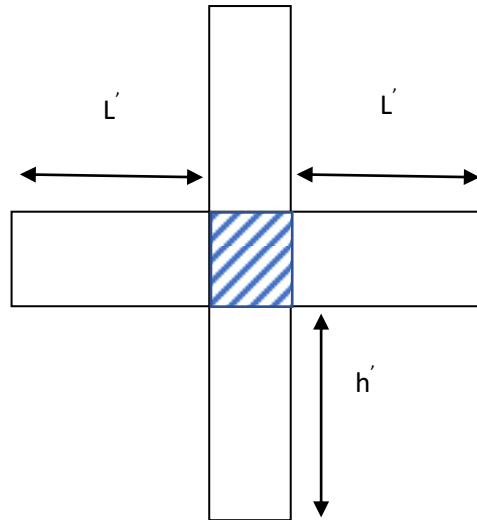


Figure VI.3 : La zone nodale

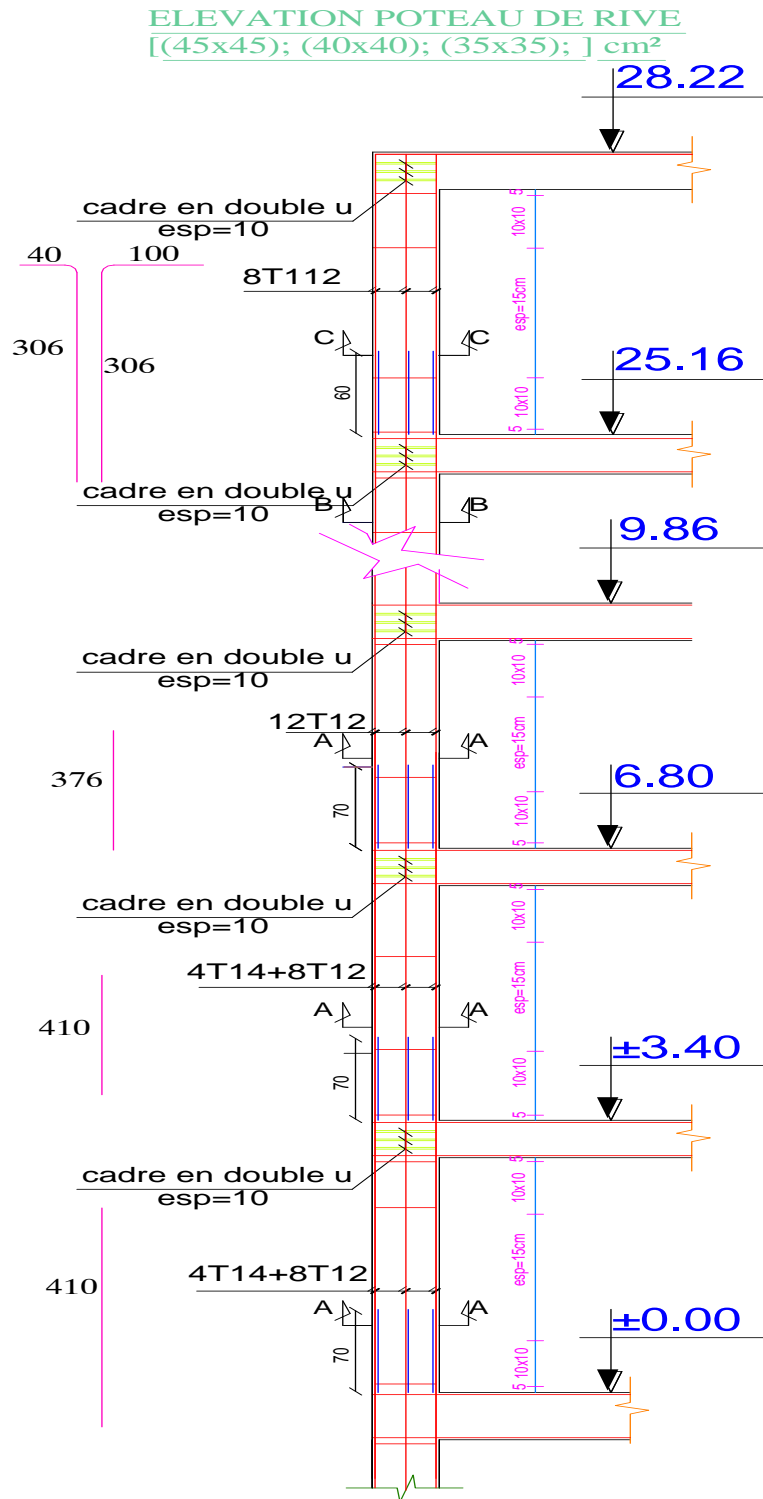


Figure VI.4 : Ferrailage longitudinale des poteaux

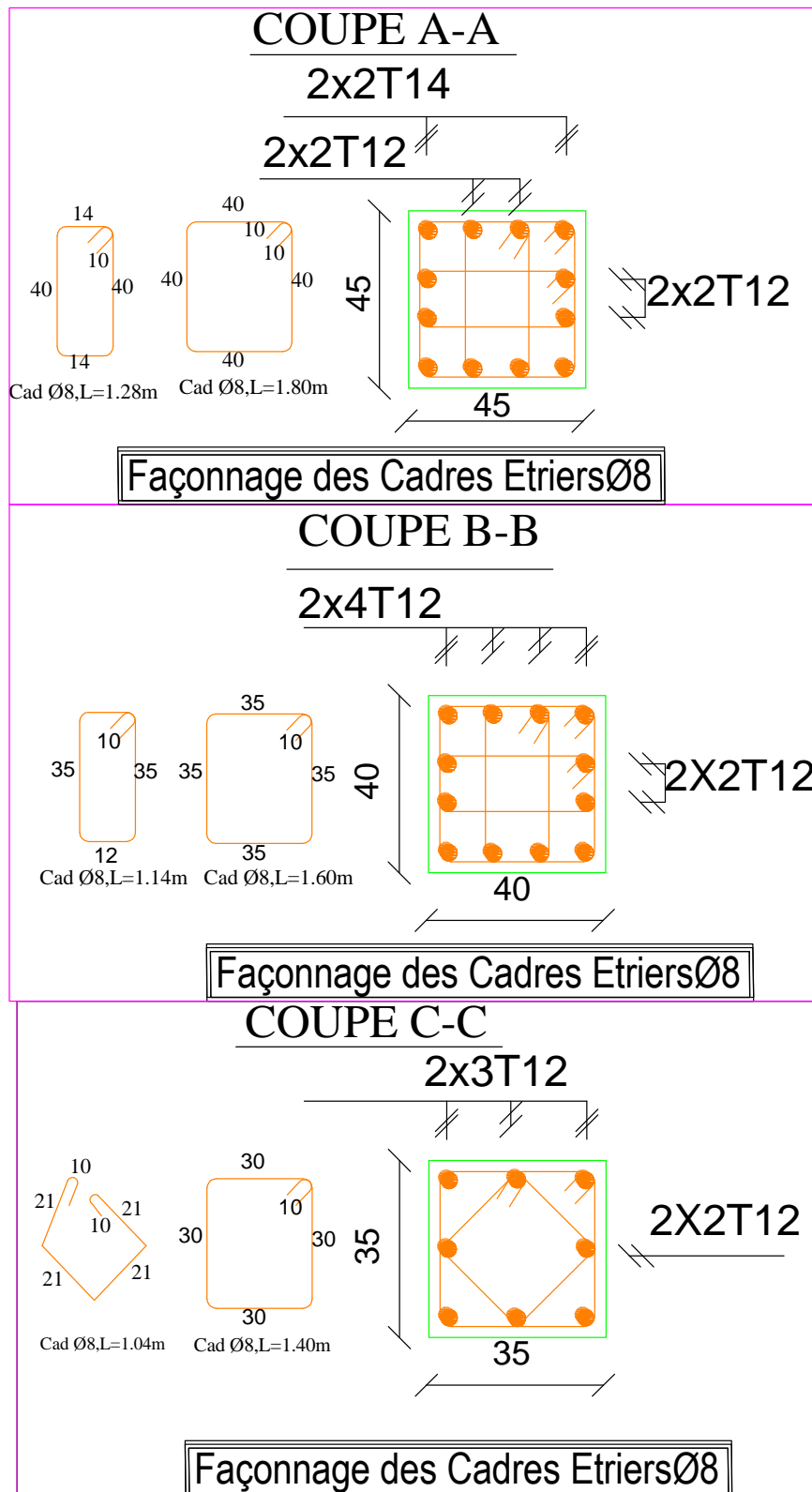


Figure VI.5: Ferrailage des sections des poteaux



Chapitre – VII–

Etude Des Voiles

VII.1.Introduction :

Le voile ou le 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.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voiles - portiques) ; ce système de contreventement 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 structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer 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 :

VII.1.1Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas de (**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).

VII.1.2 Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.2 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 :

1. **$G + Q \pm E$** (vérification du béton).
2. **$0.8G \pm E$** (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- 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 R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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^{er} cas :

- Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% . a.L$$

2^{eme} cas :

- Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ 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 :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

➤ Si : $A_v < A_{\min} = 0,15\% \text{ a. L}$, On ferraille avec la section minimale.

➤ Si : $A_v > A_{\min}$, On ferraille avec A_v .

3^{eme} cas :

- Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée,

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.3.1 Les armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) 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 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 de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné 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 inférieure 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 diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4 Ferrailage des voiles :

VII.4.1 Exemple de calcul :

Voile de rive :

- $A = 1.04\text{m}^2$
- $I = 2,34\text{ m}^4$
- $V = 2,72\text{m}$
- $N = 118,2\text{KN}$
- $M = 12,3\text{ 0KN.m}$
- $T = 10,4\text{ KN}$

1) Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{118,2 \times 10^{-3}}{1.04} + \frac{12,3 \times 2,72 \times 10^{-3}}{2,34} = 0,13\text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

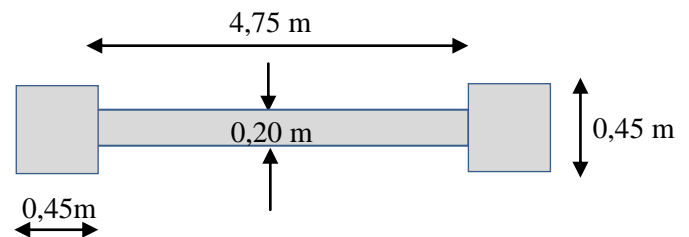


Figure : VII.1 Voile Type 1

$$\sigma_2 = \frac{118,2 \times 10^{-3}}{1,04} - \frac{12,3 \times 2,72 \times 10^{-3}}{2,34} = 0,10 \text{ MPa}$$

On a $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

I. Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1 \cdot a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm}$$

On prend **D=12 mm**.

Donc on prend : **5T12** p.m. = 5.65 cm²/m

II. L'espacement « St » :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 \cdot a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1, 5 \cdot a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}}; St_{\text{RPA 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte: **St = 15 cm**

III. Vérification de la contrainte de cisaillement « τ_b » :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

$$\text{-la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{10,4 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,06} = 0,17 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV. Disposition des armatures :

✓ Armatures verticales :

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 :

$$S_t = 15 \text{cm} \Rightarrow S_t / 2 = 15 \text{cm} \leq 15 \text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$L = 475 \text{ cm} \Rightarrow L / 10 = 47,5 \text{cm}$$

➤ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10Ø**. 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 ≤ min (1,5.a; 30 cm)**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **T12** avec un espacement de **15 cm**

➤ 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.

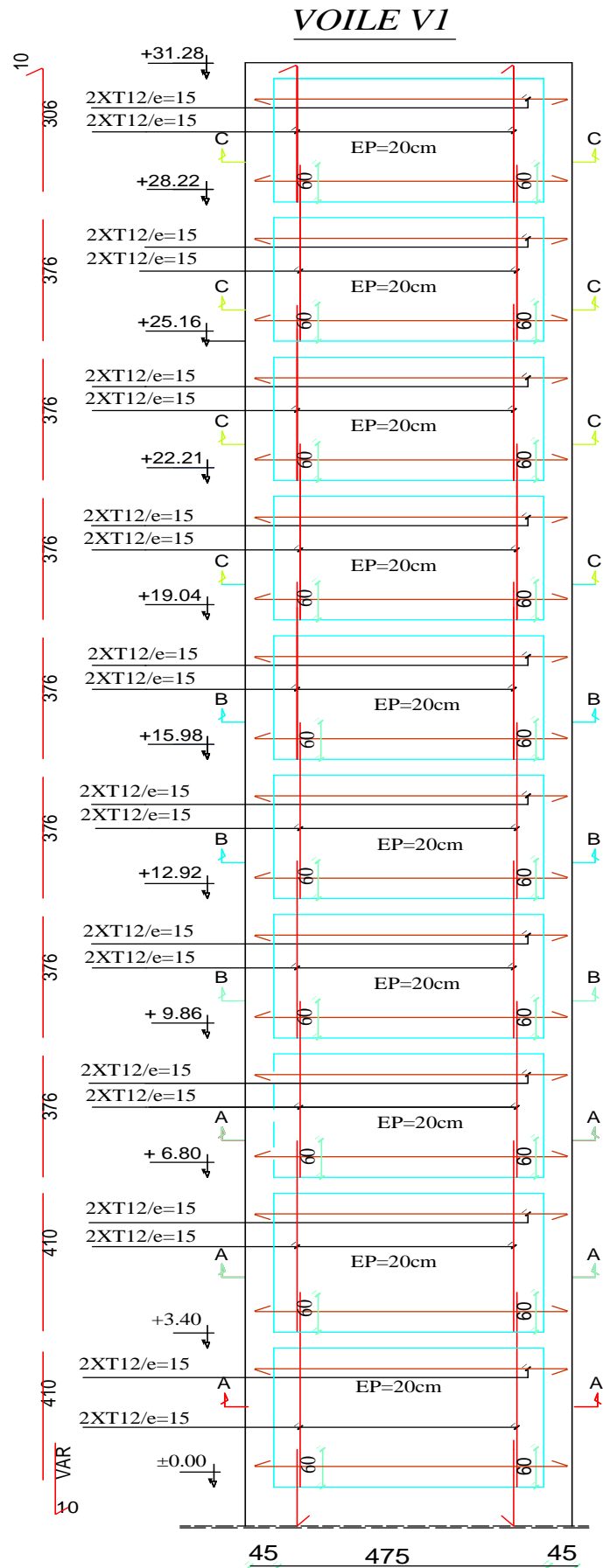


Figure VII. 2 : Ferrailage des Voile longitudinale

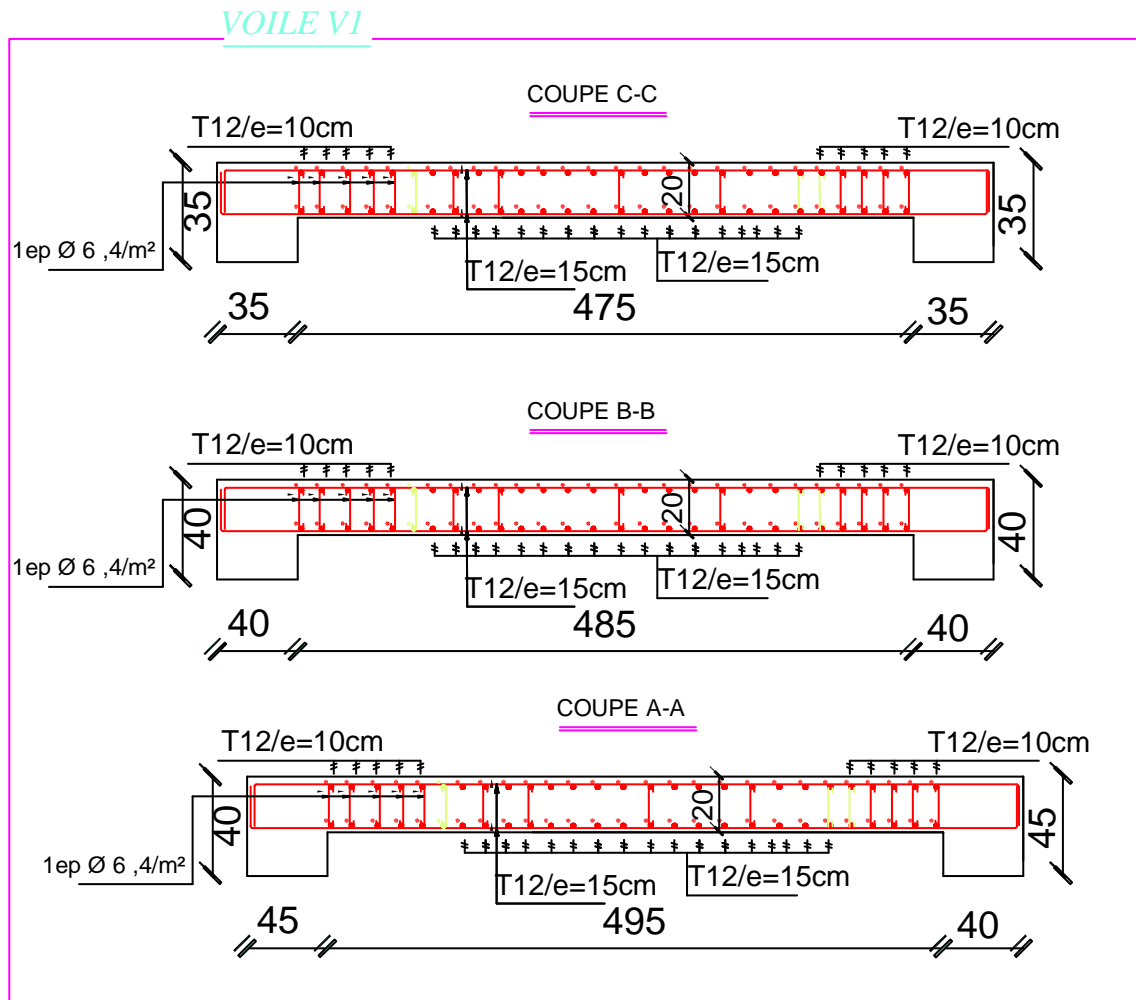


Figure VII. 3 : Coupe Transversale des Voiles



Chapitre – VII–

Etude L'infrastructure

VIII.1 Calcul des fondations :**VIII.1.1 Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, au quelles elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble .Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

Le terrain à une contrainte admissible de 2,0 bar à un ancrage de 2,00 m.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former 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
- ✓ Éviter les tassements différentiels.

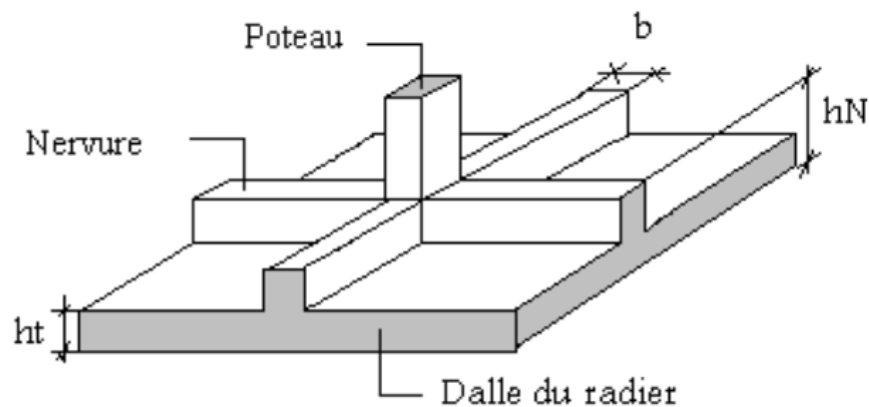


Figure. VIII.1 : Schéma du Radier

VIII.1.2 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général

Commençant par la semelle 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

(S semelles/S bâtiment <50%)

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N/\sigma_{sol}$ Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

Combinaison d'actions :

E.L.U: $N_U = 1,35GT + 1,5QT = 65225,5 \text{ kn}$

E.L.S: $N_{ser} = GT + QT = 47676,4 \text{ Kn.}$

$\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2$

$N_U = 65225,5 \text{ kn} \Rightarrow S = 326,12 \text{ m}^2$

$N_S = 47676,4 \text{ Kn.} \Rightarrow S = 238,38 \text{ m}^2$

VIII.1.3. Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 388,410 \text{ m}^2$

(S semelle/S bâtiment) = 61% > 50% ; Condition non vérifiée

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 adopté 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 ;
- La facilité d'exécution

VIII.2. Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à 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 du 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 du sol \cong poids total de la structure).

VIII.2.1 Calcul du radier :

Un radier c'est une semelle unique de très grande dimension commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (Réaction de sol \approx poids total de la structure).

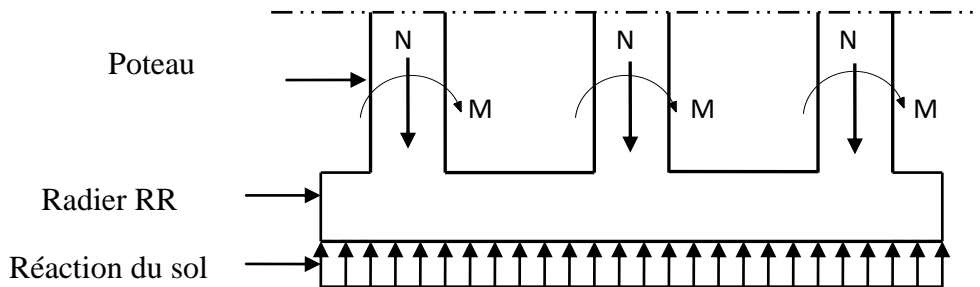


Figure. VIII.2 : Schéma du Radier

VIII.2.2. Pré dimensionnement du radier :

a) Calcul du débordement :

$$\text{Donc } S_{\text{radier}} = 238,38\text{m}^2 < S_{\text{bat}} = 388,41\text{m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 450,34\text{m}^2$.

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{b) Condition de cisaillement: } \begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 20 \text{ cm} \leq d \leq 25 \text{ cm} \\ L = 5,00 \text{ m} \end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

Vu : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

c) Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \tau = 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} xb} \\ = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \Rightarrow V_u = \frac{14,80 \times 5,00}{2} = 37 \text{KN} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{65225,5}{440,70} = 14,80 \text{KN/m}^2, q_u = 14,80 \times 1 = 14,80 \text{t.m} \\ d \geq \frac{37,00 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,24 \text{ m} \\ t_u = \frac{V_u}{bxd} = \frac{14,80}{100 \times 25} = 0,059 < 0,06 f_{c28} = 1,5 \rightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc :

Soit : d=25cm h=30cm

VIII.2.3 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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 55,55 \text{cm} \leq h \leq 83,33 \text{cm}$$

On prend comme dimension : $\begin{cases} \mathbf{h} = 75 \text{cm} , \mathbf{d} = 63 \text{cm}. \\ \mathbf{b} = 45 \text{cm}. \end{cases}$

VIII.3.1 Vérification des contraintes du sol :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les poutres de libage.

Poids propre du radier :

$$G_{radier} = \gamma_{BA} \cdot (h_r \cdot S_r)$$

$$G_{radier} = 25 \times ((0,30 \times 450,34)) = 3377,55 \text{KN}$$

$$N_{ser} = G_{radier} + N_{ser \text{ superstructure}} + P_{remblais} = 3377,55 + 47676,4 + (18 \times 450,34 \times 2,0) = 52992,29 \text{KN}$$

Donc on va vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} < 200 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{52992,29}{450,34} = 117,67 \text{KN/m}^2 < 200 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.2 La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

$$\text{Avec : } I : \text{Inertie de la poutre : } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,45 \times 0,75^3}{12} = 0,015 \text{ m}^4 .$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton, } E = 3216420 \text{ t / m}^2 .$$

$$b : \text{largeur de la poutre : } b = 0,45 \text{ m}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 500 \text{ t / m}^3$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,015}{500 \times 0,45}} = 5,41 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5,00 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 8,49 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nus des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

VIII.4 Evaluation des charges pour le calcul du radier :**VIII.4.1 Poids unitaire du radier :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{52992,29}{450,34} = 117,67 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 25 \times 0,30 = 7,5 \text{ KN / m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 117,67 - 7,5 = 110,17 \text{ KN / m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 11,63 \text{ Si } \alpha = L_x / L_y < 0,4 :$$

VIII.5 Ferrailage du radier :**VIII.5.1 Ferrailage des dalles :**

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$: La dalle porte suivant les deux directions.

Les moments sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \end{cases}$$

Moment en travée :

$M_t = 0,85M_o$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_o$panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

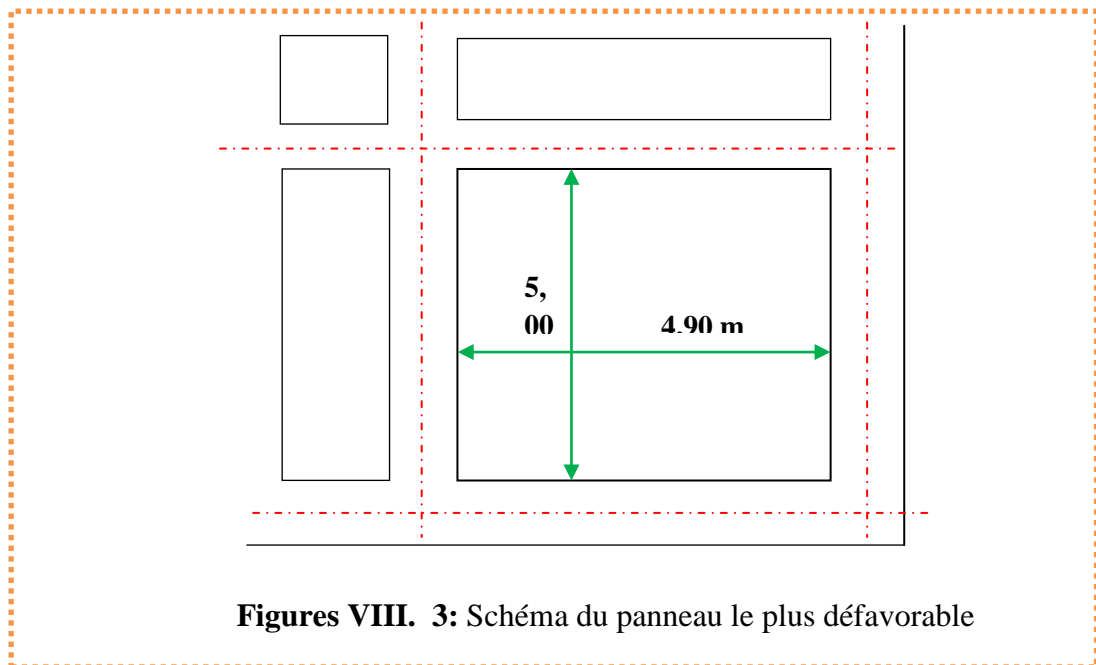
$M_a = 0,4 M_o$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_o$appuis intermédiaire

2^{ème} cas :

Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$: La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable.



Figures VIII. 3: Schéma du panneau le plus défavorable

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,75}{5,00} = 0,95 > 0,4$$

Donc La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0410 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{ox} = 0,0410 \times 110,17 \times 5,0^2$$

$$M_{ox} = 112,92 \text{KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$M_{oy} = 0,8875 \times 110,17$$

$$M_{oy} = 97,77 \text{ KN.m}$$

En travée :

➤ **Sens x :**

$$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 112,92 = 95,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{95,98 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,108 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,943$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{95,98 \times 10^3}{0,943 \times 25 \times 348} = 11,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **8T14/ ml ; As = 12,06 cm²/ml ; St = 14 cm**

➤ **Sens y:**

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 97,77 = 83,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{83,10 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,093 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,946$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{83,10 \times 10^3}{0,946 \times 25 \times 348} = 10,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **7T14/ ml ; As = 10,78cm²/ml ; St = 14 cm**

➤ **Sur appuis :**

➤ **Appui de rive :**

$$M_{a\text{rive}} = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 112,92 = 33,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{rive}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33,87 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_{a\text{rive}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,87 \times 10^3}{0,981 \times 30 \times 348} = 3,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **6T12 / ml ; As = 6,79 cm²/ml ; St = 15cm**

➤ **Appui intermédiaire :**

$$M_{a\text{inter}} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 112,92 = 56,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a\text{inter}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{56,46 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_{a\text{ inter}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{56,46 \times 10^3}{0,967 \times 25 \times 348} = 6,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 6T12 / ml ; $A_s = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; $St = 15 \text{ cm}$

VIII.5.2 Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.5.3 Disposition du ferrailage :

A. Arrêt des barres :

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

On a : $f_e = 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

B. Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

C. Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{L_s ; 0,2L_x\}$$

$$L_1 = \max\{42,25 ; 98\} = 95 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left\{L, \frac{L_1}{2}\right\} = 42,5 \text{ cm}$$

D. Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$L_x / 10 = 475 / 10 = 47,5 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

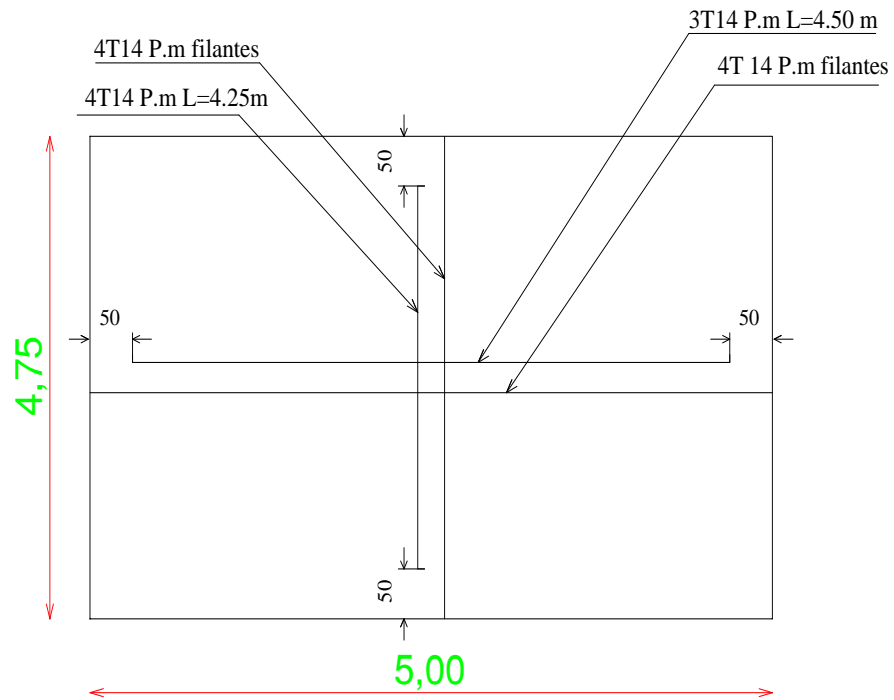


Figure VIII. 4: Armatures supérieures (en travée)

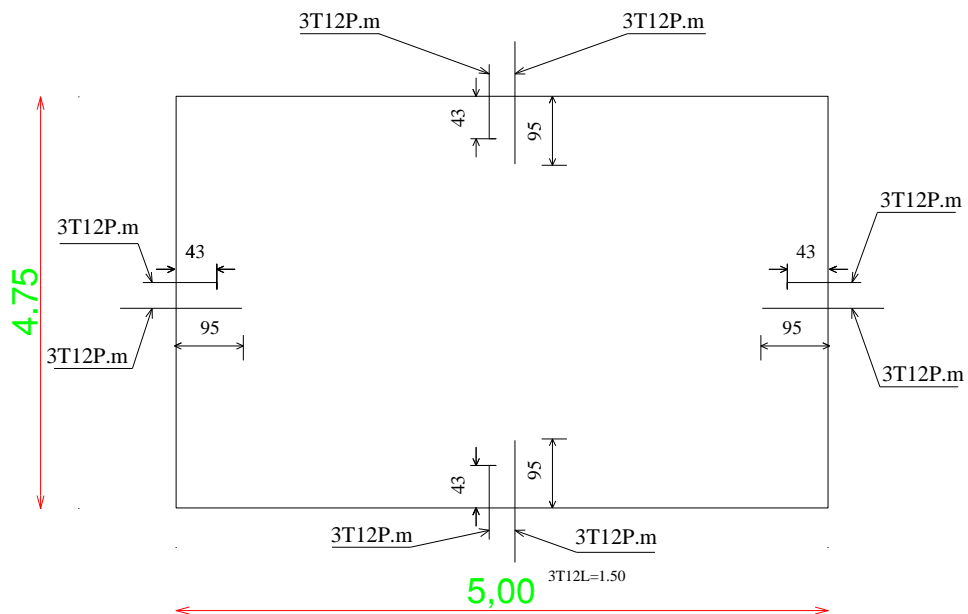


Figure VIII.5 : Armatures inférieures (sur appuis)

VIII.6 Ferrailage des poutres de libage :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ 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.

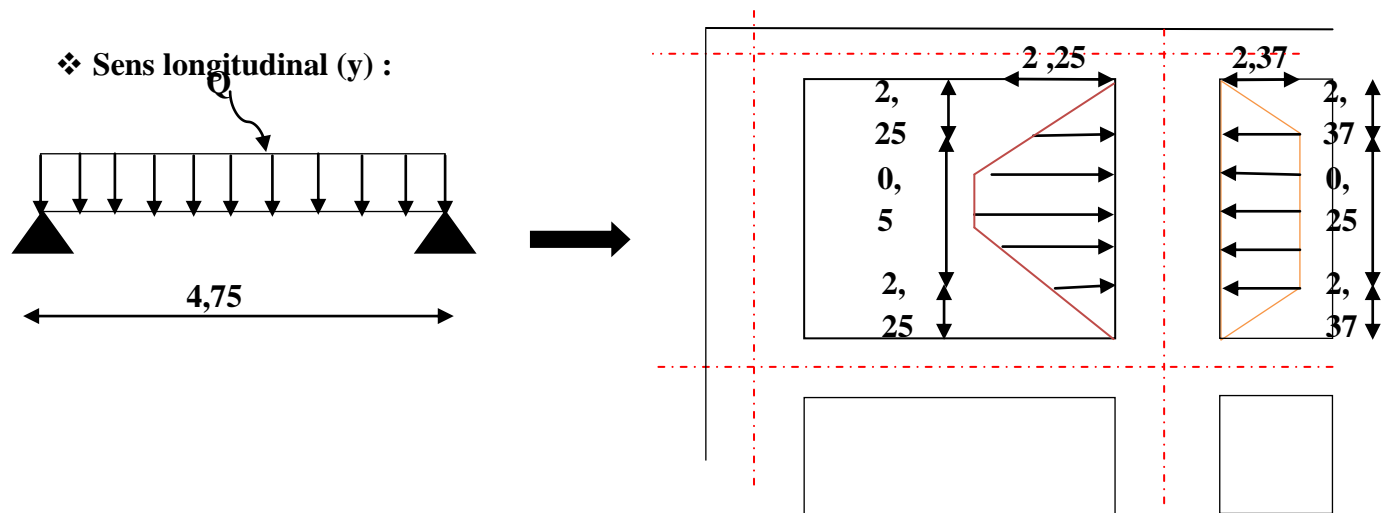


Figure VIII.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y1}^2} \right) \cdot L_{x2} \right]$$

Avec :

$L_{x1} = 5,00 \text{ m}$

$L_{y1} = 4,75 \text{ m}$

$L_{x2} = 4,5 \text{ m}$

$Q = 110,17 \text{ KN} / \text{m}^2$

Donc :

$$Q' = \frac{111,90}{2} \left[\left(1 - \frac{(5,00)^2}{3 \cdot (4,75)^2} \right) \cdot 4,50 + \left(1 - \frac{(4,5)^2}{3 \cdot (4,75)^2} \right) \cdot 4,5 \right] = 329,40 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{329,40 \times 4,75^2}{8} = 929,01 \text{ KN.m}$$

a) Calcul du ferrillage :**➤ En travée :**

$$M_t = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 929,01 = 789,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{789,65 \times 10^3}{45 \times 67,5^2 \times 14,17} = 0,27 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,8385$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{789,65 \times 10^3}{0,8385 \times 67,5 \times 348} = 40,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit5T20} \\ 2^{\text{ème}} & \text{lit5T20} \Rightarrow A = 41,47 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{ème}} & \text{lit5T16} \end{cases}$$

➤ En appuis :**Appuis intermédiaires**

$$M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 929,01 = 464,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{464,50 \times 10^3}{45 \times 67,5^2 \times 14,17} = 0,16 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,912$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{464,50 \times 10^3}{0,912 \times 67,5 \times 348} = 21,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T20** (Fil) + **5T16** (chap) ; A = **25,76** cm²

➤ En appuis :**Appuis rive**

$$M_a = 0,3M_{0x} = 0,3 \times 929,01 = 278,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{278,70 \times 10^3}{45 \times 67,5^2 \times 14,17} = 0,096 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,949$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{278,70 \times 10^3}{0,949 \times 67,5 \times 348} = 12,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T20** (Fil); A = **15,71** cm²

b. Sens transversal(x) :

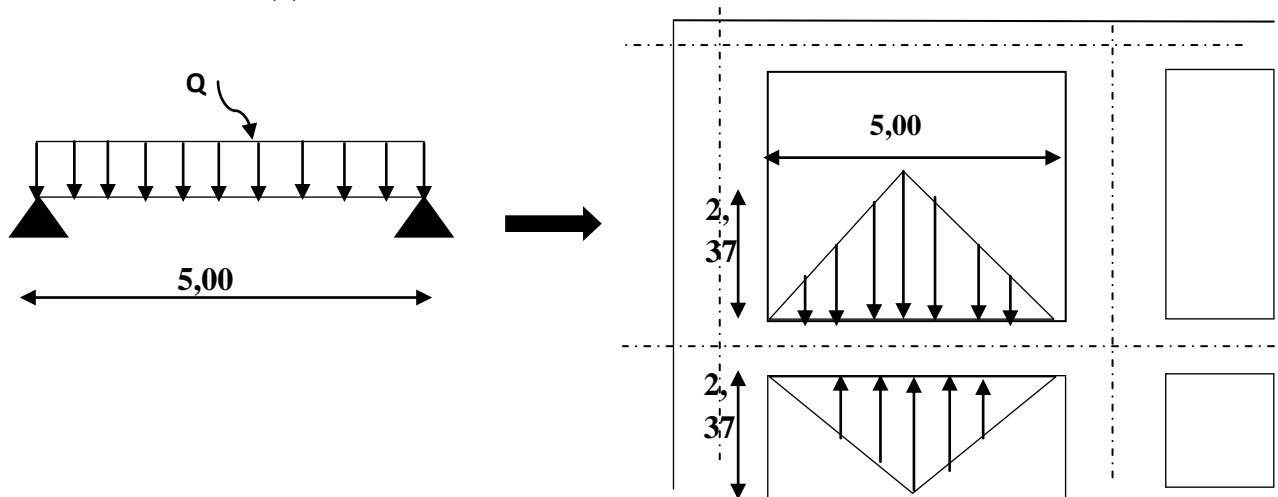


Figure VIII.7 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 110,17 \times 5,00 = 367,23 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{367,33 \times 5,0^2}{8} = 1147,60 \text{ KN.m}$$

b) Calcul du ferrailage :

➤ En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 1147,60 = 975,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{975,46 \times 10^3}{45 \times 67,5^2 \times 14,17} = 0,335 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,787$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{975,46 \times 10^3}{0,787 \times 67,5 \times 348} = 52,76 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} & \text{lit 5T25} \\ 2^{\text{eme}} & \text{lit 5T25} \Rightarrow A = 53,11 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} & \text{lit 2T16} \end{cases}$$

➤ En appuis :

$$M_a = 0,4M_{0x} = 0,4 \times 1147,60 = 459,04 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{459,04 \times 10^3}{45 \times 67,5^2 \times 14,17} = 0,158 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,914$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{459,04 \times 10^3}{0,914 \times 67,5 \times 348} = 21,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : **5T20+5T16** Soit (**A =25,76cm²**).

VIII.6.1 Contraint de cisaillement :

❖ Calcul de l'effort tranchant :

➤ Sens longitudinal :

$$T = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}}{2L_y} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}}{2L_y} \right) L_{x2} \right]$$

$$T = \frac{110,17}{2} \left[\left(1 - \frac{5,00}{2 \times 4,75} \right) \times 5,00 + \left(1 - \frac{4,5}{2 \times 4,75} \right) \cdot 4,5 \right] = 158,64 \text{ KN}$$

➤ Sens transversal :

$$T = \frac{Q}{2} \cdot L_{x1} = \frac{110,17}{2} \times 5,00 = 275,42 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 275,42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{275,42 \times 10}{45 \times 67} = 0,91 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

a) Diamètre :

$$\varphi_t \leq \min(h / 35; \varphi_1; b / 10) = \min(21,42; 16; 45) = 16 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

b) Espacement :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(18,75 ; 19,20) = 19,20 \text{ cm}$$

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

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 f_{c28})}$$

$$A_t \geq \frac{b(\tau_u - 0,3 f_{c28}) S_t}{0,8 \cdot f_e} = \frac{(0,91 - 0,3 \times 2,1) 45 \times 15}{0,8 \times 400} = 0,59$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit **4T10**, A=3.14cm²/m.

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,295; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4$$

$$\frac{3,14 \times 400}{45 \times 15} = 1,86 > 0,40 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

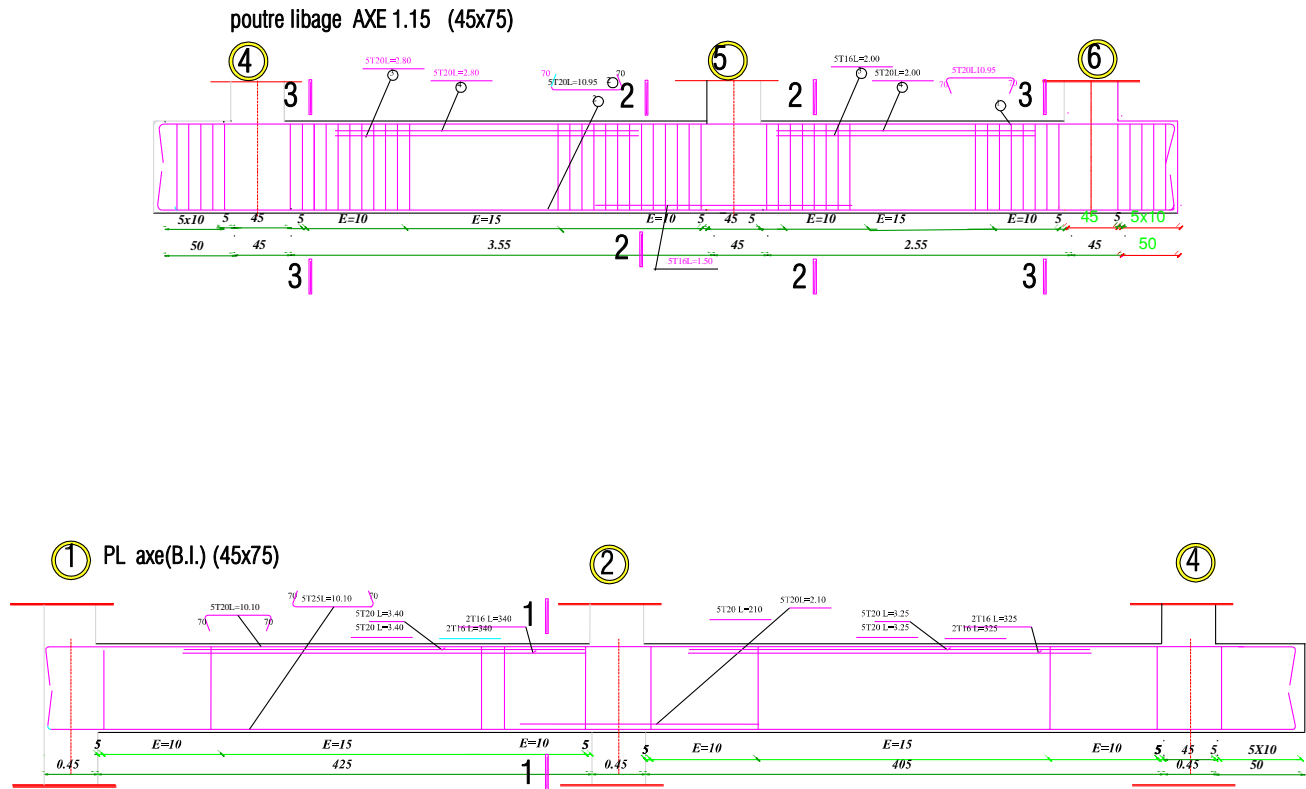


Figure VIII.9: Coffrage Ferrailage des nervures

ferrailage de Poutres libage (45x75)

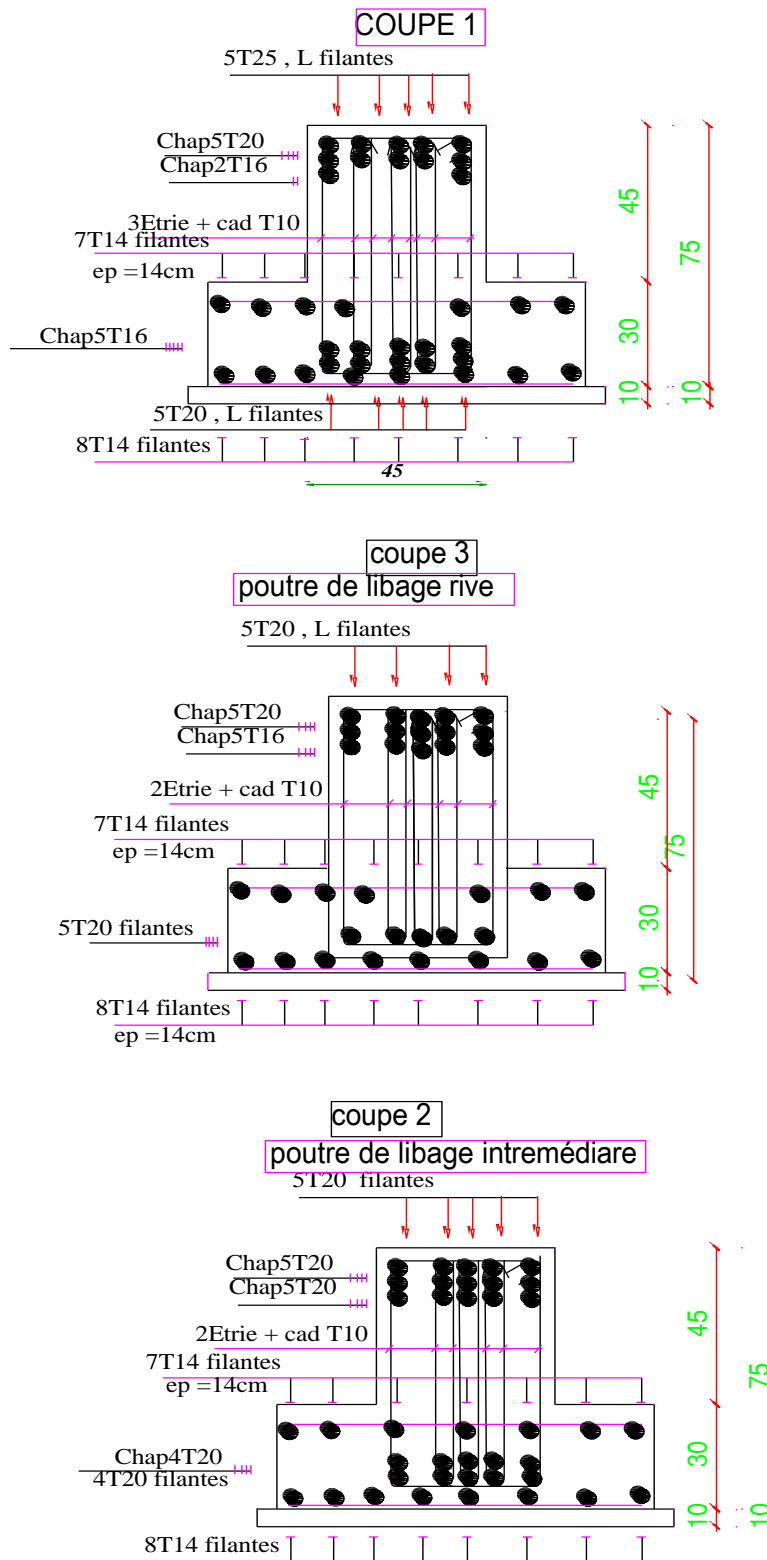


Figure VIII.10: Ferrailage des sections des nervures



-Conclusion

Générale

Conclusion Générale


Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre nos connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer.

L'analyse de la structure est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût. L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise des logiciels reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.



-Référence

Bibliographique

Livres et règlements :

1. Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
2. DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).

Logiciels :

4. Logiciel d'analyse des structures (ETAPS).
5. Autodesk AutoCAD 2010
6. SOCOTEC
7. RDM.6
8. EXCEL
9. WORD
10. POWER POINT