



Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم والتكنولوجيا

Civil Engineering Department

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : STRUCTURE

Thème

**Etude d'une tour RDC + 12 étages
avec S.SOL, en béton armé.**

Présenté par :

1. *Melle Bouklouch Razika*
2. *Melle Ghali Ouïam*

Soutenu le 25/06/2024 devant le jury composé de :

M.MALIKI Président : Université de Mostaganem
MUSTAPHA

M. MOUSSAOUI Encadrant : Université de Mostaganem
SALLAH EDDINE

M. ZELMAT Examineur : Université de Mostaganem
YASSINE

Remercîments

Tout d'abord nous remercions dieu, le tout-puissant qui nous a donné le courage, la patience et la volonté durant toute cette période d'étude.

Je tenais à remercier tout particulièrement Mr **MOUSSAOUI SALAH EDDINE** d'avoir accepté mon encadrement.

Et aussi nos remerciements s'adressent à tous les enseignants de département de génie civil.

Nous exprimons aussi nos reconnaissances à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire, de présider et d'examiner ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

Je remercié également tous les ami (es) ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma très chère mère qui m'ont guidé durant les moments les plus
pénibles

De ce long chemin, ma mère qui a été à mon côté et ma soutenu durant
toute ma vie,

Merci infiniment ma mère.

A toute ma famille

Et à tous les étudiants de master 2 génie civil

Et à tous qui me sont chère.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتألف من طابق سفلي وطابق أرضي بالإضافة إلى

12 طوابق في ولاية وهران هذه المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية IIa

حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 طبعة 2003. تم استخدام RPA99V2003 ,BAEL9199

من أجل الحسابات والتحقق من الخرسانة المسلحة لضمان وتأكيد الدراسة الديناميكية للمبني استعملنا برنامج ROBOT تحديد القوة الناتجة عن مختلف الأحمال كالحمل الدائم التشغيل و الحمل الزلزالي أما دعائم المبنى فتتألف من أعمدة مرتبطة ببعضها وجدران من الإسمنت المسلحة هذه الأخيرة بدورها تستعمل في تأمين استقرار البنية وتثبيت محيطها، أما أساسات البنية فتم اختيارها لتحمل الحمولات والقوى المطبقة عليها وتوزعها بشكل منظم على الأرض

Summary

This work presents a detailed study of a residential building consisting of a basement and a ground floor plus (12) floors, located in the Wilaya of Oran, This region is classified in seismic zone IIa, according to the Algerian earthquake resistant regulations RPA99version 2003. For the calculations and the verifications of the reinforced concrete the modified RPA99V2003 and BAEL9199) were used and to insure and validate the dynamic study of the structure we used the ROBOT software, in order to determine the different loads due to loads (died load, live load and seismic load). The porticoes that associated with the reinforced concrete shear-walls provide the wind-bracing. The peripheral Shear-walls insured the anchoring of the building and the foundation raft adopted to support the loads and to distribute them on the soil

Keywords: Building, Reinforced concrete, Robot2023, RPA99version2003, BAEL91/99.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (12) étages, implanté dans la wilaya de Oran, cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. Pour les calculs et les vérifications du béton armé

le RPA99V2003 et le (B.A.E.L91 modifié99) ont été utilisés, et pour assurer et valider l'étude dynamique de la structure nous avons utilisé le logiciel ROBOT, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). Le contreventement est assuré par les portiques associés avec les murs voiles.

Les voiles périphériques assurent l'ancrage du bâtiment et pour les fondations nous avons adopté le radier générale pour supporter les charges et les répartir sur le sol.

SOMMAIRE

Remercîments.....	
Dédicace	
Résumé.....	
Liste des notations.....	
Liste des figures.....	
Liste des tableaux.....	

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE :	1
I.1.INTRODUCTION :	3
I.2.CONCEPTION ET CHOIX STRUCTUREL :.....	3
I.3. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :.....	3
I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :.....	4
I.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU SOL	6
I.6.ACTIONS ET SOLLICITATIONS :.....	6
I.6.1.ACTIONS PERMANENTES :.....	6
I.6.2.ACTIONS VARIABLES :.....	7
I.6.3.ACTIONS ACCIDENTELLES :	7
I.7. LES ELEMENTS DE LA STRUCTURE :	7
I.7.1. LES PLANCHER :	7
I.7.2. CONTREVENTEMENT :	7
I.7.3.MAÇONNERIE :.....	7
I.7.4. ESCALIERS :.....	8
I.7.5. ASCENSEUR :.....	8
I.7.6. L'ACROTERE :	8
I.8.CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX :.....	8
I.8.1. LE BETON :	8
I.8.2.L'ACIER :	9
II.1.INTRODUCTION :.....	12
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT :	12
II.2.1. PRE DIMENSIONNEMENT DU PLANCHER :.....	12
II.2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :.....	13
II.2.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :.....	15

II.2.4. PRE DIMENSIONNEMENT D'ESCALIERS :	16
II.2.5. PRE DIMENSIONNEMENT DES BALCONS:	18
II.2.6. PRE DIMENSIONNEMENT D'ACROTERE.....	18
II.3.DESCENTE DES CHARGES :	19
II.3.1.PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE :	19
II.3.2.PLANCHER ETAGE COURANT :	19
II.3.3.PLANCHER SOUS SOL :	20
II.3.4. L'ESCALIER :	20
II.3.5. BALCONS :	21
II.3.6. GARDE-CORPS DE BALCONS :	22
II.3.7. MAÇONNERIE :	22
II.3.8.L'ACROTERE :	23
II.4.PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :	23
II.4.1.DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	24
II.5. CONCLUSION :	29
III.1. INTRODUCTION :	31
III.2. PLANCHER A CORPS CREUX :	31
III.1. 1.PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRELLES :	31
III.1. 2.METHODE DE CALCUL :	32
III.1.3.APPLICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE :	34
III.1.4.FERRAILLAGE DES POUTRELLES :	37
III.1.5. VERIFICATION DE LA FLECHE :	41
III.1.6.FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :	41
III.2.PLANCHER A DALLE PLEINE :	42
III.2.1.METHODE DE CALCUL :	42
III.2.2. CALCUL DU FERRAILLAGE :	47
III.2.3 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :	51
III.2.4.VERIFICATION DE LA FLECHE :	52
III.3.CONCLUSION :	53
IV.1. INTRODUCTION :	55
IV.2. ACROTERE :	55
IV.2.1. DIMENSIONS ET EVALUATION DES CHARGES:	55
IV.2.2.FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	56
IV.3. ETUDE DES BALCONS :	59
IV. 3.1. DIMENSIONS ET EVALUATION DES CHARGES:	59
IV. 3.2. CALCUL DES EFFORTS INTERNES :	60
IV. 3.3. CALCUL DE FERRAILLAGE :	61
IV.3.4. LE CONTRE POIDS :	64
IV.4. ETUDE D'ESCALIER:	65

IV.4.1.DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	65
IV.4.2.CALCUL DE FERRAILLAGE :	68
IV.4.3.CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :	71
IV.4.4. CALCUL DU FERRAILLAGE (ELU) :	72
VI.4.5.VERIFICATION A L'ELS :	76
VI.4.6.VERIFICATION DE LA FLECHE :	77
V.1. INTRODUCTION	80
V.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE DYNAMIQUE.....	80
V.3. MODELISATION	80
V.4. METHODE DE CALCUL.....	80
V.4.1 METHODE STATIQUE EQUIVALENTE	80
V.4.2 METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE	87
V.4.MODE DE VIBRATION ET TAUX DE PARTICIPATION DES MAS	90
V.5.ANALYSE DES RESULTATS	90
V.6 VERIFICATION DES RESULTATS VIS-A-VIS DU RPA	
99/VERSION2003.....	92
V.6.1 VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE	92
V.6.2 VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEPLACEMENTS	93
V.6.3 JUSTIFICATION DE L'EFFET P- Δ	95
V.6.4 EFFORT NORMAL REDUITS	97
V.6.5.VERIFICATION D'EFFORT NORMAL REDUIT DES POTEAUX :	98
V.6.6. VERIFICATION AU RENVERSEMENT	98
V.7. CONCLUSION	100
VI.1.INTRODUCTION.....	103
VI.2.LES POUTRES	103
VI.2.1.FERRAILLAGES DES POUTRES :	104
VI.2.2.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :	108
VI.2.3.DESSIN DU FERRAILLAGE :	110
VI.3.ÉTUDE DES POTEAUX :	111
VI.3.1.CALCUL DE FERRAILLAGE.....	114
VI.3.2.VERIFICATION DES CONTRAINTES :	117
VI.3.3.SHEMA DE FERRAILLAGE :	119
VI.4. LES VOILE	122
VI.4.1.CALCUL DU FERRAILLAGE DES VOILES :	125
VI.4.2.VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENT :	130
VI.4.3.RECAPITULATIFS DU FERRAILLAGE DES VOILES :	131
VI.4.4.SHEMA DE FERRAILLAGE :	134
VII.1.INTRODUCTION :	137

VII.2.ETUDE DES VOILES PERIPHERIQUE :	137
VII.2.1.CARACTERISTIQUES DU VOILE:	137
VII.2.2.CALCUL LA FORCE DE LA POUSSEE DE TERRE :	138
VII.2.3. CALCUL DE FERRAILLAGE :	140
VII.2.4.VERIFICATION A L'ELS :	140
VII.2.5.DESSIN DE FERRAILLAGE :	142
VIII.3.FONDATIONS (RADIER GENERAL) :	142
VIII.3.1.CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS :	142
VIII.3.2.PRE DIMENSIONNEMENT DU RADIER :	144
VIII.3.3.DIMENSIONNEMENT DES POUTRES DE LIBAGE :.....	145
VIII.3.4.VERIFICATION DES CONTRAINTES :	145
VIII.3.5.FERRAILLAGE DU RADIER :	147
VIII.3.6.DESSIN DE FERRAILLAGE DE LA DALLE :	150
VIII.3.7.CALCUL DU FERRAILLAGE :	153
VIII.3.8.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :	155
VIII.3.7.DESSIN DE FERRAILLAGE DES NERVURES :	156
CONCLUSION GENERALE :	158

LISTE DES FIGURES

FIG. I.1 : VUE SUR LA SITUATION DE SITE ETUDIE.....	3
FIG. I.2: VUE EN PLAN	4
FIG. I.3 : PLAN DE SOUS-SOL.....	5
FIG. I.4 : PLAN D'ETAGE COURANT	6
FIG. I.5 : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DU BETON.....	9
FIG. I.6 : DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DE L'ACIER.....	10
FIG. II.1 : DIMENSIONS DES POUTRES.....	15
FIG. II.2 : VOILE EN ELEVATION.....	15
FIG. II.3 : SCHEMA ACROTERE.....	18
FIG. II.4 : DEGRESSION DES SURCHARGES.....	24
FIG. II.5 : SURFACE AFFERENTE DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE.....	26
FIG. III.1 : PLANCHER D'ETAGE A CORPS CREUX.....	31
FIG. III.2 : DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS A L'ELU D'UN TYPE DE POUTRELLE	36
FIG. III.3 : COUPE TRANSVERSALE D'UN PLANCHER A CORPS CREUX.....	40
FIG. III.4 : FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION	42
FIG. III.5: HYPOTHESE DE CALCUL.....	43
FIG. III.6 : ENROBAGE DU FERRAILLAGE DE LA DALLE	44
FIG. III.7 : SCHEMA REPRESENTATIF DES DIFFERENTS TYPES DE PANNEAUX DE DALLE	45
FIG. III.8 : LE PANNEAU LE PLUS SOLLICITEE	45
FIG. III.9: SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE PLEINE.....	52
FIG. IV.1: SCHEMA ACROTERE	55
FIG. IV.2: FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	56
FIG. IV.3: SCHEMAS DE FERRAILLAGE.....	59
FIG. IV.4: SCHEMA STATIQUE DE CALCUL A L'ELU.....	60
FIG. IV.5: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU.....	60
FIG. IV.6: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU.....	61
FIG. IV.7: SCHEMA STATIQUE DE CALCUL A L'ELS.....	62
FIG. IV.8: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS.....	63
FIG. IV.9: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELS.....	63
FIG. IV.10: SCHEMA DU BALCON AVEC UN CONTRE POIDS	64
FIG. IV.11: FERRAILLAGE DES BALCONS.....	64
FIG. IV.12: CAGE D'ESCALIER.....	65
FIG. IV.13: SCHEMA STATIQUE DES ESCALIERS.....	66
FIG. IV.14: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELU.....	67
FIG. IV.15: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU.....	67
FIG. IV.16: SCHEMA STATIQUE DES ESCALIERS.....	67
FIG. IV.17: DIAGRAMME DU MOMENT FLECHISSANT A L'ELS.....	68
FIG. IV.18: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELS.....	68
FIG. IV.19: FERRAILLAGE DE L'ESCALIER	71
FIG. IV.20: SECTION TRANSVERSALE D'UNE POUTRE.....	71
FIG. IV.21: SCHEMA STATIQUE (ELU).....	72
FIG. IV.22: DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT A L'ELU.....	73
FIG. IV.23: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELU.....	73

FIG. IV.24: SCHEMA STATIQUE (ELS).....	75
FIG. IV.25: DIAGRAMME DE MOMENT FLECHISSANT A L'ELS	76
FIG. IV.26: DIAGRAMME DE L'EFFORT TRANCHANT A L'ELS	76
FIG. IV.27: FERRAILLAGE POUTRE PALIER.....	78
FIG. V.1 : DISTRIBUTION DE L'EFFORT NORMAL	82
FIG. V.2 : DIAGRAMME DE SPECTRE DE REPONSE.....	88
FIG. V.3 : VUE SUR LA STRUCTURE EN 3D	89
FIG. V.4 : DISPOSITION DES VOILES DANS LA STRUCTURE.....	90
FIG. V.5 : MODE 1 DE DEFORMATION (TRANSLATION SUIVANT L'AXE X-X).....	91
FIG. V.6 : MODE 2 DE DEFORMATION (TRANSLATION SUIVANT L'AXE Y-Y).....	91
FIG. V.7 : MODE 3 DE DEFORMATION (ROTATION SUIVANT Z-Z).	92
FIG.VI.1 : FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES.....	110
FIG.VI.2 : FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES	111
FIG.VI.3 : FERRAILLAGE DE PUTEAUX SOUS SOL ET RDC ETAGE :(60*60)	119
FIG.VI.4 : FERRAILLAGE DE PUTEAUX 1er ET 2eme ETAGE :(55*55)	119
FIG.VI.5 : FERRAILLAGE DE PUTEAUX 3eme ET 4eme ETAGE :(50*50).....	120
FIG.VI.6 : FERRAILLAGE DE PUTEAUX 5eme ET 6eme ETAGE :(45*45).....	120
FIG.VI.7 : FERRAILLAGE DE PUTEAUX 7eme ET 8eme ETAGE :(40*40).....	121
FIG.VI.8 : FERRAILLAGE DE PUTEAUX 9eme ET 10eme ETAGE :(35*35)	121
FIG.VI.9 : FERRAILLAGE DE PUTEAUX 11 ET 12eme ETAGE :(30*30).....	122
FIG.VI.10 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LE VOILE	124
FIG.VI.11 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES D'UNE SECTION PARTIELLEMENT TENDUE.....	126
FIG.VI.12 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES D'UNE SECTION ENTIEREMENT TENDUE.	126
FIG.VI.13 : DIAGRAMME DES CONTRAINTES D'UNE SECTION ENTIEREMENT COMPRIE	127
FIG.VI.14 : FERRAILLAGE DU VOILE TYPE1.	134
FIG.VI.15 : FERRAILLAGE DU VOILE TYPE2.	135
FIG.VI.16 : FERRAILLAGE DU VOILE TYPE 3.....	135
FIG.VI.17 : FERRAILLAGE DU VOILE TYPE 4.....	135
FIG. VII.1: SCHEMA DU VOILE PERIPHERIQUE.	138
FIG. VII.2: SCHEMA STATIQUE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	139
FIG. VII.3: FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	142
FIG. VII.4: SCHEMA DU RADIER GENERAL.....	143
FIG. VII.5: SCHEMA DU PANNEAU LE PLUS DEFAVORABLE.....	147
FIG. VII.6: FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER.....	150
FIG. VII.7: DISTRIBUTION DES CHARGES SUR LES POUTRES PRINCIPALES.....	151
FIG. VII.8: DISTRIBUTION DES CHARGES SUR LES POUTRES SECONDAIRES.....	152
FIG. VII.9: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA POUTRE PRINCIPALE	152
FIG. VII.10: DIAGRAMME DES MOMENTS FLECHISSANT DE LA POUTRE SECONDAIRE.....	153
FIG. VII.11: FERRAILLAGE NERVURE PRINCIPALE.....	156
FIG. VII.12: FERRAILLAGE NERVURE SECONDAIRE	156

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU II.1 CHARGE PERMANENTE DE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	19
TABLEAU II.2 CHARGE PERMANENTE DE PLANCHER ETAGE COURANT.....	19
TABLEAU II.3 : CHARGE PERMANENTE DU SOUS-SOL.....	20
TABLEAU II.4 : CHARGE PERMANENTE DE L'ESCALIER(PALIER).....	20
TABLEAU II.5 : CHARGE PERMANENTE DE L'ESCALIER(VOLEE)	21
TABLEAU II.6 : CHARGE PERMANENTE DE BALCONS	21
TABLEAU II.7 : CHARGE PERMANENTE DE GARDE-CORPS DE BALCONS	22
TABLEAU II.8 : CHARGE PERMANENTE DE MURS EXTERIEURS A DOUBLE CLOISON	22
TABLEAU II.9 : CHARGE PERMANENTE DE MURS INTERIEURS	22
TABLEAU II.10 : CHARGE PERMANENTE DE L'ACROTERE	23
TABLEAU II.11 : DESCENTE DES CHARGES D'EXPLOITATION.....	24
TABLEAU II.12 : DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	27
TABLEAU II.13 : VERIFICATION DES CONDITIONS DE LA RPA99v2003.....	28
TABLEAU II.14 : VERIFICATION DES CONDITIONS DU FLAMBEMENT.....	29
TABLEAU III.1 : TABLEAU DES CHARGES	34
TABLEAU III.2 : TABLEAU RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANT ET EFFORTS TRANCHANTS MAXIMUMS DE CHAQUE TYPE DE POUTRELLE.....	36
TABLEAU III.3 : LES VALEURS DES EFFORTS MAXIMUMS	37
TABLEAU III.4 : VALEUR APPROCHEE DES COEFFICIENTS M X ET MY	45
TAB.III.5 : TABLEAU RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS MAXIMALES	47
TABLEAU IV.1 : DIFFERENTS TYPES DE BALCONS	59
TABLEAU IV.2: LE FERRAILLAGE DE POUTRE PALIERE	74
TABLEAU V.1 : COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE.	82
TABLEAU V.2 : VALEUR DE FACTEUR DE QUALITE.	83
TABLEAU V.3 : VALEURS DU COEFFICIENT DE PONDERATION β	84
TABLEAU V.4 : VALEURS DU COEFFICIENT D'AMORTISSEMENT SUIVANT LE SYSTEME	85
TABLEAU V.5 : LES VALEURS DU COEFFICIENT CT.	85
TABLEAU V.6 : VALEURS DES PERIODES CARACTERISTIQUES T1, T2.....	86
TABLEAU V.7: VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE.	93
TABLEAU V.8 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS SELON X-X.	94
TABLEAU V.9 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS SELON Y-Y.	95
TABLEAU V.10 : VERIFICATION DE L'EFFET P- Δ SELON LE SENS X-X.....	96
TABLEAU V.11 : VERIFICATION DE L'EFFET P- Δ SELON LE SENS Y-Y.....	97
TABLEAU V.12 : VERIFICATION D'EFFORT NORMAL REDUIT DES POTEAUX.....	98
TABLEAU V.13 : MOMENT DE RENVERSEMENT PROVOQUE PAR LES CHARGES HORIZONTALES SENS (X).	99
TABLEAU V.14 : MOMENT DE RENVERSEMENT PROVOQUE PAR LES CHARGES HORIZONTALES SENS (Y).....	100
TABLEAU VI.1 : RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANT EN (KN. M) ET EFFORTS TRANCHANTS.	104
TABLEAU VI.2 : RECAPITULATIF DES FERRAILLAGES.....	110
TABLEAU VI.3 : RECAPITULATIF DES FERRAILLAGES.....	118
TABLEAU VI.4 : RESULTAT DE FERRAILLAGES.....	131

TABLEAU VI.5 : RESULTAT DE FERRAILLAGES.....	132
TABLEAU VI.6 : RESULTAT DE FERRAILLAGES.....	133
TABLEAU VI.7 : RESULTAT DE FERRAILLAGES.....	134
TABLEAU VII.1.SOLLICITATIONS MAXIMALES DES MOMENTS	139
TABLEAU VII.2. CALCUL DE FERRAILLAGE DU VOILE.....	140
TABLEAU VII.3. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE VOILE PERIPHERIQUE POUR LE BETON A L'ELS	141
TABLEAU VIII.4 : TABLEAU RECAPITULATIF DE DIFFERENTES CHARGES EN	151
TABLEAU VIII.5 : TABLEAU RECAPITULATIF DES SOLLICITATIONS.....	152
TABLEAU VIII.6 : TABLEAU RECAPITULATIF DES SECTIONS DES ARMATURES.....	155

Liste des notations

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

σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\bar{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
\varnothing_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A _u	Armatures calculées à l'ELUR
A _s	Armatures calculées à ELS
A	Armatures en appuis
A _t	Armatures en travées
I _{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I _{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M _{zz}	Inertie massique
L _f	Longueur de flambement
Br	Section réduite
L _x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L _y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I ₀	Moment d'inertie de la section homogène
I _f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ρ	Rapport entre deux dimensions $\rho=(LX/LY)$

INTRODUCTION
GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civile à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (la plus important) : Assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une tour comportant un **RDC + 12 étages avec S.SOL, en béton armé.**

Après une descende de charges et un pré dimensionnement des éléments structuraux, une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **autodesk robot structural analysis** particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/V 2003**" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "**BAEL 91**".

Chapitre I:
Présentation générale
du projet

Chapitre I : Présentation générale du projet

I.1.INTRODUCTION :

Le projet faisant l'objet de ce mémoire est un bâtiment en béton armé composé d'un sous-sol, RDC et 12 étages.

- Le sous-sol utilisé pour parking.
- Le rez de chaussée et Les autres étages à usage d'habitation.
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible.

I.2.CONCEPTION ET CHOIX STRUCTUREL :

L'ossature d'un bâtiment doit assurer la résistance et la stabilité de l'ensemble structurel sollicité par les efforts horizontaux (séisme, vent) et verticaux (poids propre, les surcharges ...etc.). Notre structure est contreventée par des portiques auto stables, ainsi que des voiles

I.3. Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude d'une tour en béton armé à usage d'habitation

(RDC+12 étages). Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya de « Oran ». Selon le RPA 99/2003, Oran est une zone de sismicité moyenne (zone II a).

Selon le rapport de sol, La construction sera fondée sur un sol ferme

Contrainte admissible de 2 bars.

L'architecture retenue du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation,

Les planches sont constituées par des dalles en corps creux en assurant une rigidité du

Diaphragme horizontal



Fig. I.1 : Vue sur la situation de site étudié.

I.4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

Les caractéristiques de ce projet sont les suivantes :

- Hauteur d'étage : 3,06m.
- Hauteur de RDC : 3,06m.
- Hauteur de sous-sol : 2,8m.
- Hauteur totale : 43,18m.
- La longueur totale : 24,70m.
- La largeur totale : 21,9m.
- La surface totale : 537,225m².

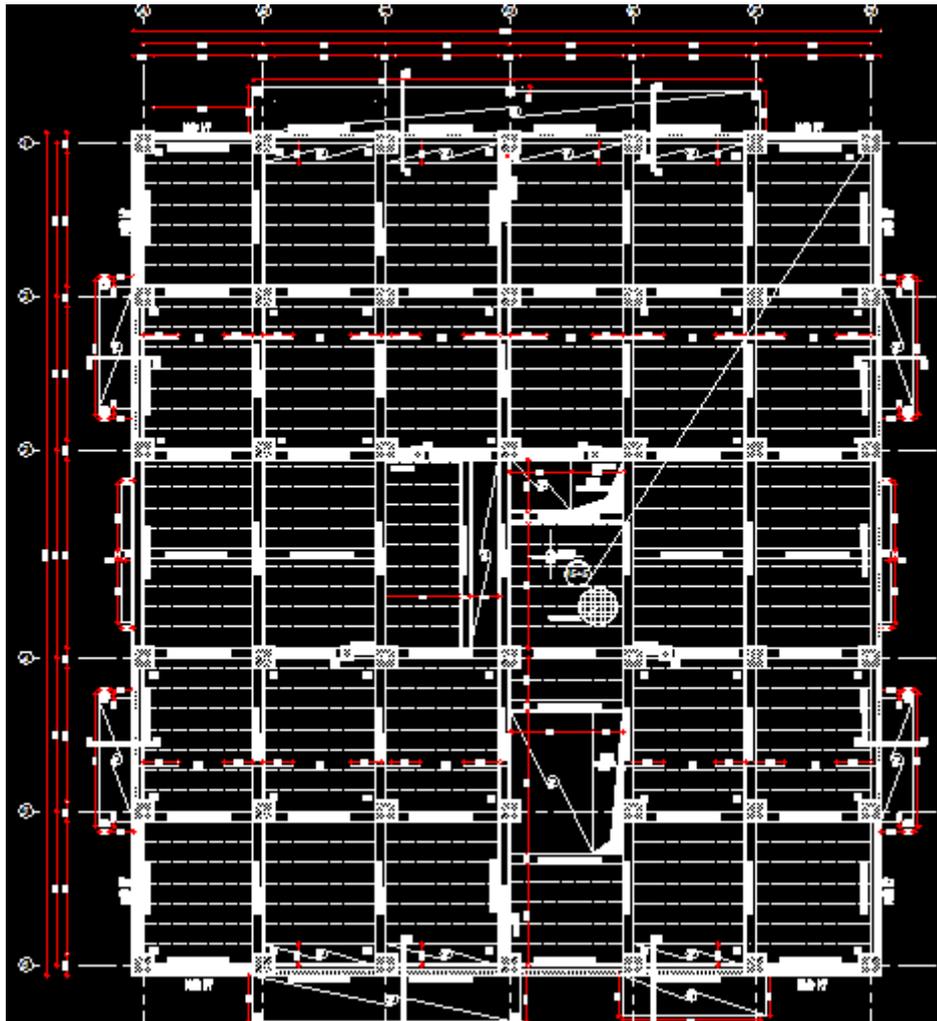


Fig. I.2: vue en plan

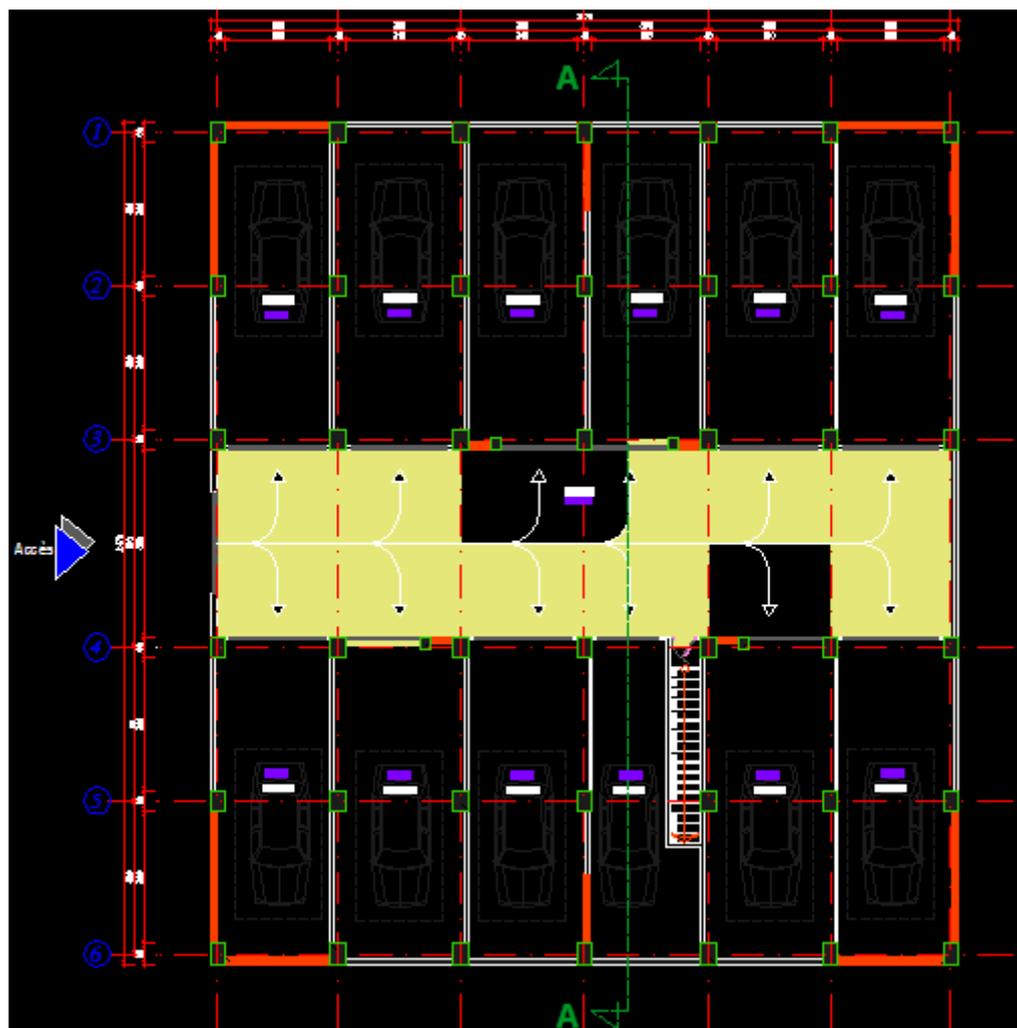


Fig. I.3 : plan de sous-sol

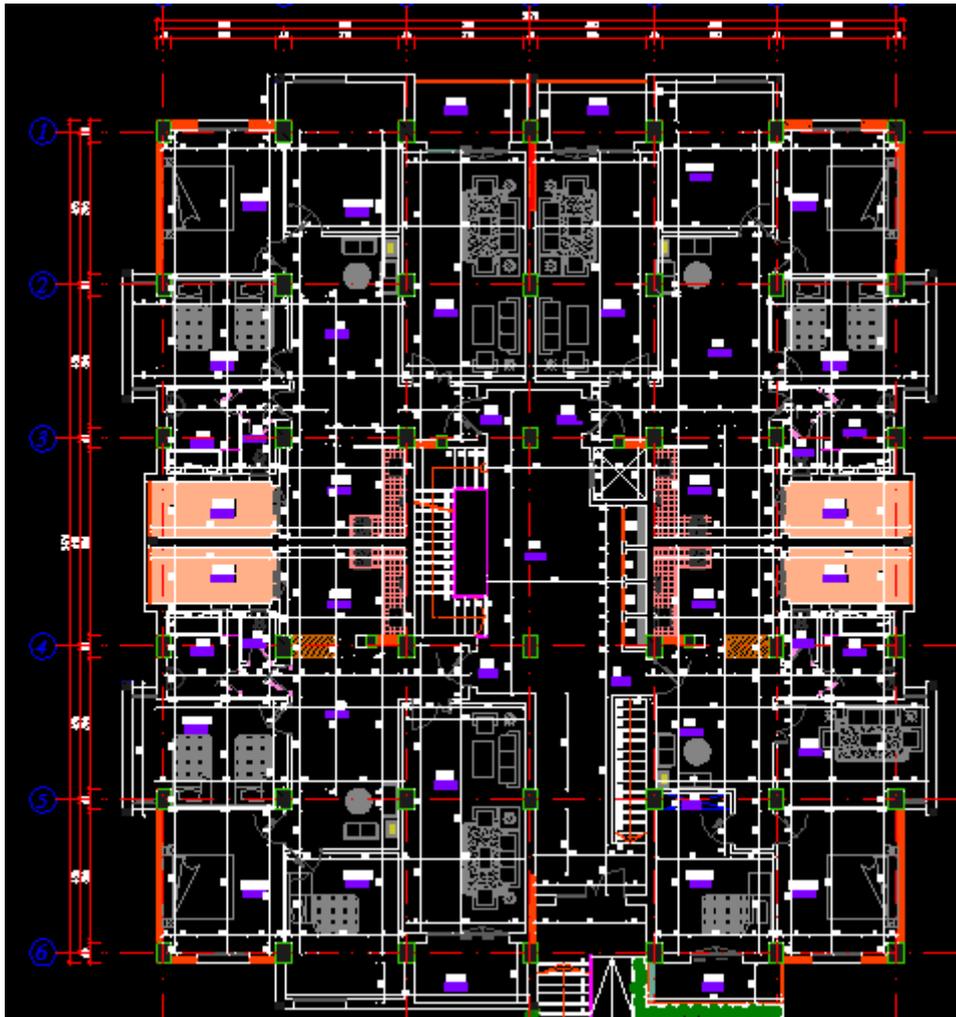


Fig. I.4 : plan d'étage courant

I.5. Caractéristiques géométriques du sol

- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2$ bars
- Le sol d'assise de la construction est un sol Ferme
- Le bon sol a 1.2 m

I.6.Actions et sollicitations :

Une action représente toute cause produisant un état de contrainte dans la structure étudiée. On distingue trois types d'actions :

I.6.1.Actions permanentes :

- Poids propre de la structure.
- Poids des superstructures.
- Poussée des terres.

I.6.2. Actions variables :

- Charges d'exploitations.
- Effet de températures.

I.6.3. Actions accidentelles :

- Choc.
- Séismes.

Ces actions sont générées dans les sections des sollicitations :

Moment fléchissant.

Effort tranchant.

Effort normale.

Moment de torsion.

I.7. Les éléments de la structure :

I.7.1. les Plancher :

Planchers sont l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné reprendre les charges d'exploitation ou autres charges permanentes

Le bâtiment comporte deux types de planchers :

- **Planchers à corps creux** : Constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ils sont utilisés pour tous les planches de bâtiment

- **Plancher à dalle pleine** : Utilisé généralement dans les cas d'irrégularité de forme

Dans le projet l'usage de se types dalle est pour les balcons de différentes étages,

I.7.2. Contreventement :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

I.7.3. maçonnerie :

La maçonnerie du tour est réalisée en brique creuses, les murs extérieures et de séparation son constituées en double parois. Donc l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

Chapitre I : Présentation générale du projet

I.7.4. Escaliers :

L'escalier permet l'accès aux différents niveaux jusqu'au dernier étage, elle est

Constituée à chaque niveau de trois volées et deux paliers intermédiaires.

I.7.5. Ascenseur :

La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 12^{ème} étage

I.7.6. L'acrotère :

Au niveau de terrasse, la tour est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm. D'ateur et de 10cm d'épaisseur.

I.8. Caractéristiques mécanique des matériaux :

I.8.1. Le béton :

Le béton est un matériau composite constitué de granulats gros et fins (gravier ou pierre concassée, sable), de ciment et d'eau, le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit. Le béton a pour rôle principal la reprise des efforts de compression

Dosage

La composition courante d'un mètre cube de béton est approximativement la suivante :

✓ Ciment CPJ-CEM II/B 32,5	350 kg
✓ Sable $D_s < 5 \text{ mm}$	800 Kg
✓ Gravier 5/15 et 15/25	1150 Kg
✓ Eau de gâchage	175Kg

Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Une résistance nominale à la compression de **25MPa** prévue pour le béton à 28 jours, « dans les conditions courantes de fabrication des bétons avec autocontrôle surveillé»

1. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

2. Contraintes limites :

a) Etat limite ultime :

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

Avec $\gamma_b = 1.5$ pour les situations durables.

Chapitre I : Présentation générale du projet

$\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles.

Les diagrammes de contraintes déformations adoptés sont :

- Parabole-Rectangle pour les sections entièrement comprimées.
- Rectangulaire simplifié pour les autres cas.

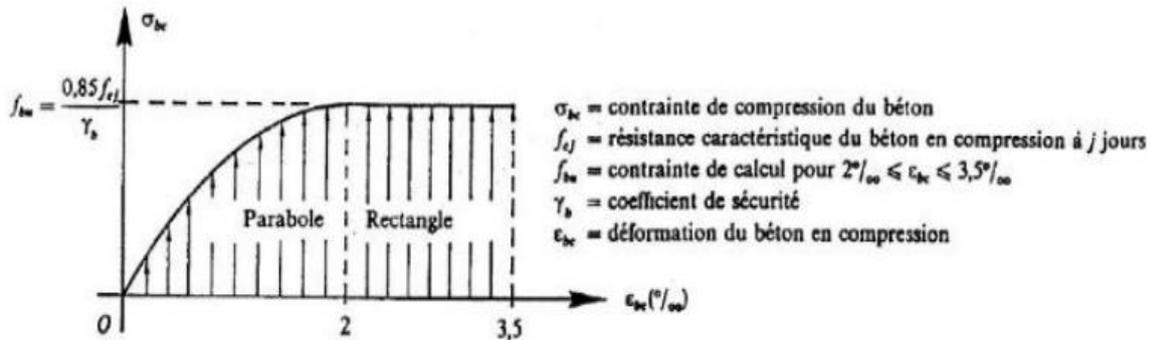


Fig. I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton. (BAEL91)

b) Etat limite de service :

Contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} = 0.6f_{cd}$

I.8.2.L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, on le combine avec le béton pour compenser la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction.

Type d'acier utilisé :

On utilise se types d'armatures :

- Des hautes adhérences de nuance $FeE400$
- En situation accidentelle $\sigma_s = 400 MPa$.
- En situation durable $\sigma_s = 348 MPa$
- Module de Young $E = 200000 MPa$.
- Des treillis soudés de nuance $FeE240$

Résistance de calcul : $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Allongement : $\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s}$

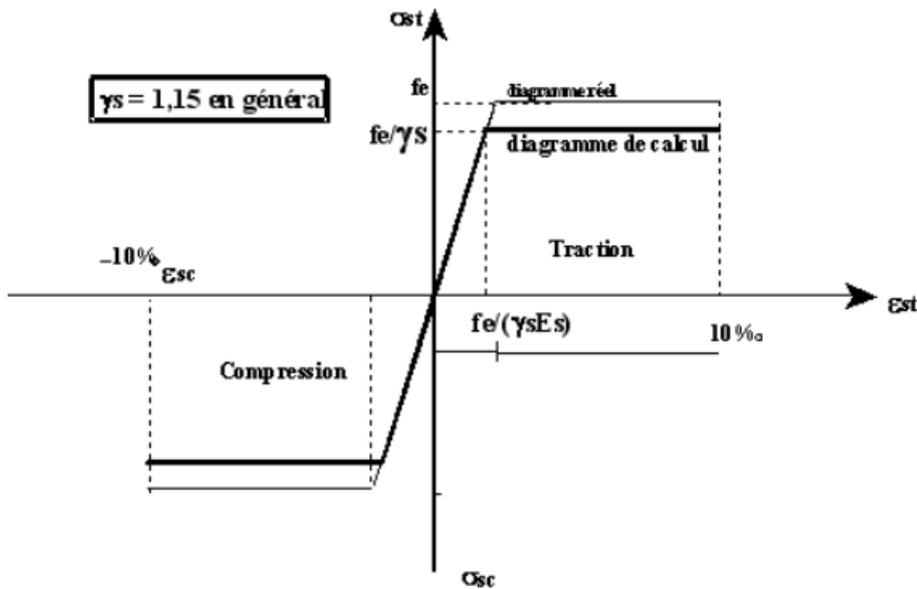


Fig. I.6 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

I.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons cité toutes les caractéristiques des matériaux (béton-acier), les dimensions de notre projet, la situation géographique avec le zonage de la wilaya, les règlements et les hypothèses de calculs puis les caractéristiques structurales de quelques éléments que nous réaliserons dans les prochains chapitres.

***Chapitre II : Pré
dimension et décent de
charge***

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement est une base utilisée pour déterminer les dimensions des éléments structuraux à respecter des conditions tels de la rigidité et la flèche (BAEL et RPA).

Ce calcul préliminaire concerne :

- ✓ Les poutres.
- ✓ Les planchers.
- ✓ Les bacons.
- ✓ Les voiles.
- ✓ Les escaliers.
- ✓ Les poteaux
- ✓ L'acrotère.

II.2. Pré dimensionnement :

II.2.1. Pré dimensionnement du plancher :

- **Plancher à dalle pleine :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer su 2, 3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travail essentiellement en flexion simple

- ❖ Résistance au feu:
 - $e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
 - $e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
 - $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Donc $e = 11$ cm

- ❖ Isolation phonique:

Selon les règles techniques « BAEL 91 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur à : $e=15$ cm.

Résistance à la flexion :

Selon les normes BAEL 91, le calcul de l'épaisseur du plancher doit être effectué en fonction du critère de rigidité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ plancher porter sur 2 sens} \\ \alpha \leq 0.4 \text{ plancher porter sur 1 seul sens} \end{array} \right.$$

➤ Dalle reposant sur deux appuis..... $\frac{LX}{35} < e < \frac{LX}{30}$

➤ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis: $\frac{LX}{50} < e < \frac{LX}{40}$

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

Avec : LX ; LY : respectivement, la petite et les grandes dimensions du plus grande panneau de la dalle ($LY \leq LX$).

Pour notre structure les panneaux reposant sur quatre appuis :

Pour $LX = 295\text{cm}$; $LY = 550\text{cm}$

On trouve : $\alpha = \frac{LX}{LY} = \frac{295}{550} = 0.54 > 0.4$

La dalle travail dans les deux sens.

Donc : $\frac{295}{50} < e < \frac{295}{40} = 5.9 < e < 7.38$

Donc l'épaisseur retenue est : **ha= 15cm.**

• Plancher à corps creux :

On a opté pour un plancher semi préfabriqué (cops creux, poutrelles et dalle de compression) que présente les avantages suivants :

- Faciliter de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le coût de coffrage.

Généralement, l'épaisseur de plancher à cops creux est déterminée par

$$\frac{L_{max}}{25} < e < \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : Étant la plus grande plus grande portée de poutrelles (entre nus).

➤ La plus grande portée de poutrelles est : $L_{max} = 550\text{ cm}$

$$\frac{550}{25} < e < \frac{550}{20} \implies 22 < e < 27.5 \quad e=24\text{cm}$$

Une épaisseur de plancher de 24 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de compression d'une épaisseur de 4 cm, associée à un corps creux d'une hauteur de 20 cm.

II.2.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le Pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de **BAEL91** et vérifié selon le **RPA99-2003**.

❖ Selon BAEL91

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

Conditions de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < H < \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

b : la largeur de la poutre

h : la hauteur de la poutre

L : la longueur de la poutre entre nus si les dimensions des appuis sont connues

❖ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \geq 4 \end{array} \right.$$

1. Les poutres Principale : L=6,10 m=610 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{610}{15} < H < \frac{610}{10} \\ 15 \leq b \leq 35 \end{array} \right. \longrightarrow 40.6 \leq H \leq 61$$

On prend : **H=45 cm**

B= 30cm

b=30cm \geq 20cm CV

h =45 cm \geq 30cm CV

$\frac{H}{B} = 1.66 \leq 4 = \dots\dots\dots$ CV

1. Les poutres Secondaire : L= 3,60 m=360 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{360}{15} < H < \frac{360}{10} \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \end{array} \right. \longrightarrow 24 \leq H \leq 36$$

b=30cm \geq 20cm CV

h =35cm \geq 30cm CV

$$\frac{H}{B} = 1.16 \leq 4 = \dots\dots\dots CV$$

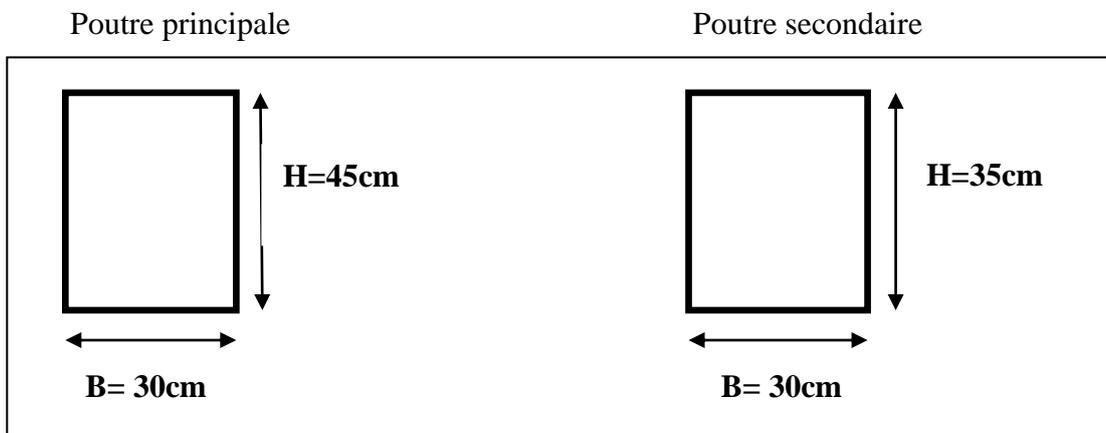


Fig. II.1 : dimensions des poutres

II.2.3. Pré dimensionnement des voiles :

a) voile de contreventement

Dans l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003 illustre le pré dimensionnement des voiles en béton armé, qui servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4e$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e > \text{Max} [he/25 ; 15 \text{ cm}]$;
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $e > \text{Max} [he/22 ; 15 \text{ cm}]$;
- Pour les voiles à abouts libres : $e > \text{Max} [he/20 ; 15 \text{ cm}]$.

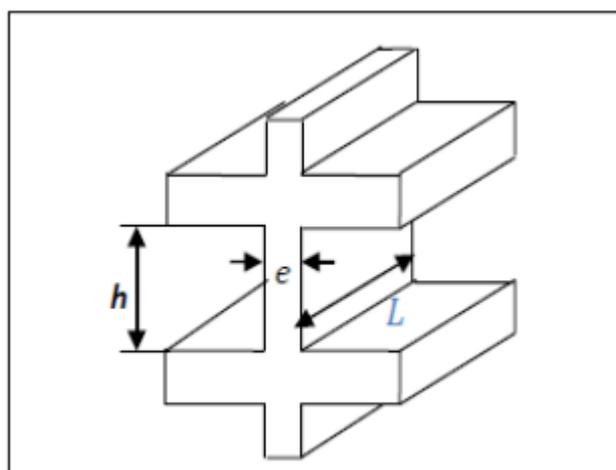


Fig. II.2 : Voile en élévation

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

On a : **he = 306 cm**

Nous avons dans notre cas 2 types de voiles :

$$e > \text{Max} [he/25 ; 15 \text{ cm}] \implies e > \text{Max} [12.24 ; 15 \text{ cm}]$$

$$e > \text{Max} [he/22 ; 15 \text{ cm}] \implies e > \text{Max} [13.9 ; 15 \text{ cm}]$$

On adopte l'épaisseur du voile : **e = 20cm**

Vérification de la condition $L > 4e$:

a) sens longitudinale $L_{\min} = 350\text{cm} \geq 4(25) = 100\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

b) sens transversale $L_{\min} = 450\text{cm} \geq 4(25) = 100\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

b) Voile périphérique de sous-sol :

L'épaisseur doit être déterminée en Fonction de la hauteur libre H_e et des conditions de rigidité aux extrémités : $e > \text{Max} [he/25 ; 15 \text{ cm}]$;

$h_e = 2,80 \text{ cm}$: la hauteur libre d'étage

$$e > \text{Max} [11.2 ; 15 \text{ cm}] \quad \mathbf{e=20cm}$$

II.2.4. Pré dimensionnement d'escaliers :

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les conditions suivantes :

a) Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend : **$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$**

b) Et « g » : **$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$**

c) Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de « **BLONDEL** » : $g+2h=m$ Avec : **$59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$**

Dans notre cas nous avons :

- ✓ $14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20\text{cm}$
- ✓ $22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$
- ✓ $60 \text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$

Donc on adopte : **h = 17 cm**

g = 30 cm

- ❖ Hauteur: $H=3.06 \text{ m}$.
- ❖ Giron: $g = 30 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur du volée: $HV = 3.06/2 = 1,53\text{m}$.
- ❖ $N_c = H/h = 306/17 = 18$
- ❖ $N_m = N_c - 1 = 18 - 1 = 17 \text{ marches}$.

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

Alors on aura 18 contres marches entre chaque deux étage :

1^{er} volée.

$$\frac{0.85}{0.17} = 5 \text{ contremarches } N_m = N_{cm} - 1 = 5 - 1 = 4 \text{ marche}$$

$$\text{La ligne de foulée : } L_f = 0.3 \times 4 = 1.2m$$

$$\text{L'inclinaison : } \operatorname{Tg} \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{0.85}{1.2} = 0.708 \quad \alpha = 35.310$$

L'épaisseur de paillasse :

$$\text{Selon la condition suivante : } e = \left(\frac{L}{30}; \frac{L}{20} \right) \text{ Avec : } L = \sqrt{1.2^2 + 0.85^2} = 1,47m$$

$$e = (4.9 ; 7.35) \quad \mathbf{e=12cm}$$

2^{ème} volée.

$$\frac{1.36}{0.17} = 8 \text{ contremarches } N_m = N_{cm} - 1 = 8 - 1 = 7 \text{ marche}$$

$$\text{La ligne de foulée : } L_f = 0.3 \times 7 = 2.1m$$

$$\text{L'inclinaison : } \operatorname{Tg} \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.36}{2.1} = 0.64 \quad \alpha = 32.92$$

L'épaisseur de paillasse :

$$\text{Selon la condition suivante : } e = \left(\frac{L}{30}; \frac{L}{20} \right) \text{ Avec : } L = \sqrt{2.1^2 + 1.36^2} = 2.509m$$

$$e = (8.36; 12.545) \quad \mathbf{e=15cm}$$

3^{ème} volée.

$$\frac{0.85}{0.17} = 5 \text{ contremarches } N_m = N_{cm} - 1 = 5 - 1 = 4 \text{ marche}$$

$$\text{La ligne de foulée : } L_f = 0.3 \times 4 = 1.2m$$

$$\text{L'inclinaison : } \operatorname{Tg} \alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{0.85}{1.2} = 0.708 \quad \alpha = 35.310$$

L'épaisseur de paillasse :

$$\text{Selon la condition suivante : } e = \left(\frac{L}{30}; \frac{L}{20} \right) \text{ Avec : } L = \sqrt{1.2^2 + 0.85^2} = 1,47m$$

$$e = (4.9 ; 7.35) \quad \mathbf{e=12cm}$$

On prend alors : **e=15cm** (Pour assurer le non déformabilité des escaliers)

Epaisseur de palier :

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

$$\frac{L_{pal}}{30} < e < \frac{L_{pal}}{20}$$

Avec $L_{pal}=115\text{cm}$ $\frac{115}{30} < e < \frac{115}{20} = 3.8 < e < 5.75$

$L_{pal}=320\text{cm}$ $\frac{320}{30} < e < \frac{320}{20} = 10.6 < e < 16$

On prend alors : **e=15cm** (Pour assurer le non déformabilité de palier)

II.2.5. Pré dimensionnement des balcons:

Pour les parties en console de plancher de notre bâtiment, nous avons adopté un type de plancher dalle pleine portée su trois appuis. la condition de la flèche doit être vérifier :

$$\frac{Lx}{15} < e < \frac{Lx}{20} + 7 \quad \text{avec } Lx=0.95\text{m} \implies \frac{95}{15} < e < \frac{95}{20} + 7 \quad 6.33\text{cm} \leq e \leq 11.75\text{cm}$$

$$\frac{Lx}{15} < e < \frac{Lx}{20} + 7 \quad \text{avec } Lx=0.3\text{m} \implies \frac{30}{15} < e < \frac{30}{20} + 7 \quad 2\text{cm} \leq e \leq 8.5\text{cm}$$

$$\frac{Lx}{15} < e < \frac{Lx}{20} + 7 \quad \text{avec } Lx=1.35\text{m} \implies \frac{135}{15} < e < \frac{135}{20} + 7 \quad 9\text{cm} \leq e \leq 13.75\text{cm}$$

$$\frac{Lx}{15} < e < \frac{Lx}{20} + 7 \quad \text{avec } Lx=1.20\text{m} \implies \frac{120}{15} < e < \frac{120}{20} + 7 \quad 8\text{cm} \leq e \leq 13\text{cm}$$

Concernant le pré dimensionnement des dalles des bâclons, nous adopterons une épaisseur de **e=15cm**

II.2.6. Pré dimensionnement d'Acrotère

• **Dimensions:**

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

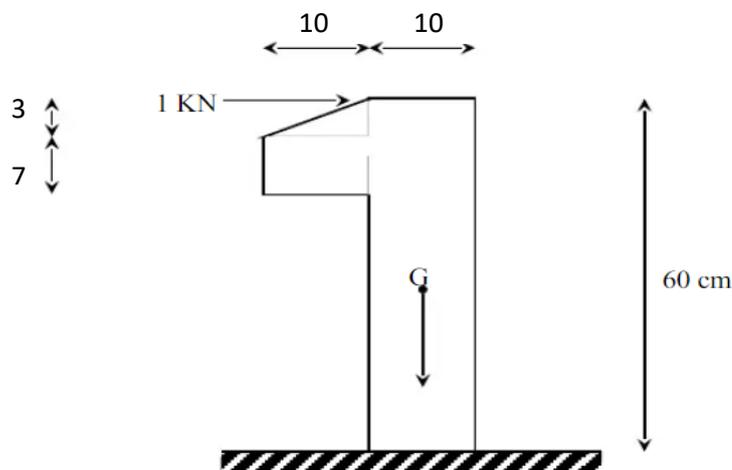


Fig. II.3 : Schéma acrotère

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

II.3.Descente des charges :

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaire sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids propre.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher

II.3.1.Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 Charge permanente de plancher terrasse inaccessible

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfiques (kN/m²)</i>
1	Protection gravillons (5cm)	17	0,85
2	Etanchéité (2cm)	6	0.12
3	Forme de pente (10cm)	22	2.2
4	Isolation thermique (4cm)	4	0.16
5	Table de compression + corps creux (20+ 4cm)		3.3
6	Enduit de plâtre (2cm)	10	0.20
	Charge permanente <i>G</i>		6.83
	Charge d'exploitation <i>Q</i>		1.00

II.3.2.Plancher étage courant :

Tableau II.2 Charge permanente de plancher étage courant

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfiques (kN/m²)</i>
1	revêtement en carrelage (2cm)	20	0,4
2	Mortier de pose (2cm)	20	0.4
3	lit de sable (2cm)	18	0.36
4	Dalle corps creux (20+ 4cm)		3.3
5	Enduit de plâtre (2cm)	10	0.2
6	cloisons légères		1
	Charge permanente <i>G</i>		5.66
	Charge d'exploitation <i>Q</i>		1.5

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

II.3.3. Plancher sous sol :

Tableau II.3 : charge permanente du sous-sol

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfiques (kN/m²)</i>
1	revêtement en carrelage (2cm)	20	0,4
2	Mortier de pose (2cm)	20	0.4
3	lit de sable (2cm)	18	0.36
4	Dalle pleine (15cm)	25	3.75
5	Enduit de plâtre (2cm)	10	0.2
6	cloisons légères		1
	Charge permanente <i>G</i>		6.11
	Charge d'exploitation <i>Q</i>		2.5

II.3.4. L'escalier :

A. Palier :

Tableau II.4 : charge permanente de L'escalier(Palier)

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfiques (kN/m²)</i>
1	revêtement en carrelage (2cm)	20	0,4
2	Mortier de pose (2cm)	20	0.4
3	lit de sable (2cm)	18	0.36
4	Dalle pleine (15cm)	25	3.75
5	Enduit de plâtre (2cm)	10	0.2
	Charge permanente <i>G</i>		5.11
	Charge d'exploitation <i>Q</i>		2.5

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

B. Volée :

Tableau II.5 : charge permanente de L'escalier(Volée)

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfaciques (kN/m²)</i>
1	Carrelage horizontal (2cm)	20	0,4
2	Mortier de pose horizontal (2cm)	20	0.4
3	Carrelage vertical (0.02×17/30)	20	0.22
4	Mortier de pose vertical (0.02×17/30)	20	0.22
5	Paillasse dalle en béton (0.15/ $\cos\alpha$)	25	4.31
6	Marche (0.17/2)	25	2.13
7	Enduit en plâtre sous volée (0.02/ $\cos\alpha$)	10	0.23
8	Garde-corps		1
	Charge permanente <i>G</i>		8.91
	Charge d'exploitation <i>Q</i>		2.5

II.3.5. Balcons :

Tableau II.6 : charge permanente de Balcons

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfaciques (kN/m²)</i>
1	revêtement en carrelage (2cm)	20	0,4
2	Mortier de pose (2cm)	20	0.4
3	lit de sable (2cm)	18	0.36
4	Dalle plain (15cm)	25	3.75
5	Enduit en ciment (2cm)	18	0.36
	Charge permanente <i>G</i>		5.27
	Charge d'exploitation <i>Q</i>		3.5

II.3.6. garde-corps de Balcons :

Tableau II.7 : charge permanente de garde-corps de Balcons

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfaiques</i> (kN/m ²)
1	Murs en briques creuses (10cm)	9	0,9
2	Enduit en mortier de ciment (2cm)	22	0.88
	Charge permanente G		1,78

II.3.7. Maçonnerie :

- Murs extérieurs à double cloison

Tableau II.8 : charge permanente de Murs extérieurs à double cloison

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfaiques</i> (kN/m ²)
1	Enduit en ciment extérieur (2cm)	18	0,36
2	Briques creuses (15cm)	90	1.35
3	L'âme d'air (5cm)		
4	Briques creuses (10cm)	90	0.90
5	Enduit en plâtre intérieur (2cm)	10	0.20
	Charge permanente G		2,81

- Murs intérieurs :

Tableau II.9 : charge permanente de Murs intérieurs

<i>N</i>	<i>Couche</i>	Poids volumique (KN/m ³)	<i>Poids surfaiques</i> (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre (2cm)	10	0,2
2	Briques creuses (10cm)	90	0.90
3	Enduit en plâtre (2cm)	10	0.20
	Charge permanente G		1,3

II.3.8.L'Acrotère :

Tableau II.10 : charge permanente de L'Acrotère

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G	Q
0.069	0.069*25=1.725	0.02*2*1.48* 18 = 1.065	2.79	1

II.4.Pré dimensionnement des poteaux :

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant trois types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

c. Loi de dégression:

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+N}{2N} + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N)$ Donnée par « **BAEL 91modifié 99** »

Avec :

N : nombre d'étage.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

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

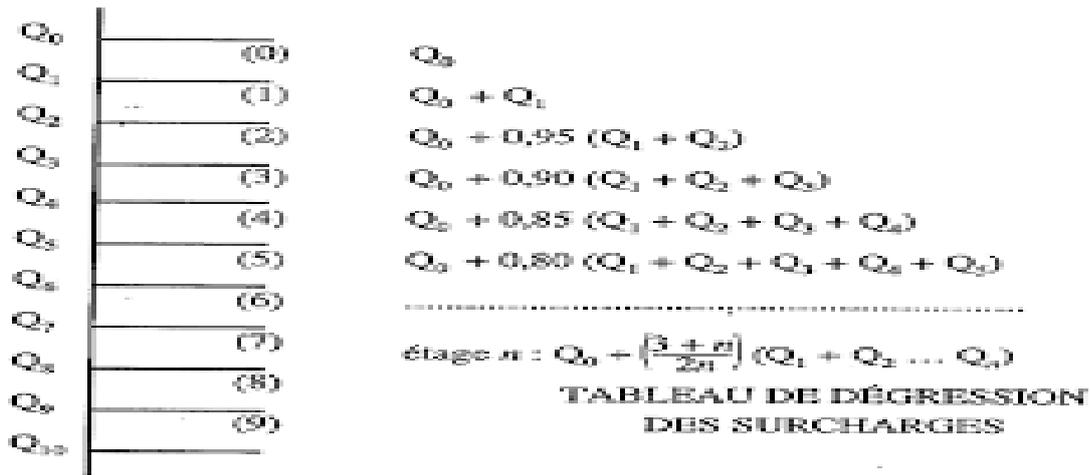


Fig. II.4 : dégression des surcharges

Tableau II.11 : Descente des charges d'exploitation

i	Niveaux	Q (KN)
1	haut 12 eme etage	1
2	haut 11 eme etage	2,5
3	haut 10 eme etage	3,85
4	haut 9 eme etage	5,05
5	haut 8 eme etage	6,1
6	haut 7 eme etage	7
7	haut 6 eme etage	7,75
8	haut 5 eme etage	8,5
9	haut 4 eme etage	9,25
10	haut 3 eme etage	10
11	haut 2 eme etage	10,75
12	haut 1 eme etage	11,500
13	haut RDC	12,25
14	haut sous sol	13,000

II.4.1. Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot Fe}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

Nu : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1,35 G + 1,5 Q$) calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

Br : Section réduite du poteau (en cm²), $Br = (65 - 2) * (65 - 2) = 3969 \text{ cm}^2$

As : Section d'armatures dans le poteau égale à 0,1% de la section réelle du poteau (B 6.4 CBA).

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28jours = 25MPa.

f_{bu} : Résistance ultime du béton $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

γ_b : 1.5 pour les situations durables.

γ_b : 1.15 Pour les situations accidentelles.

α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau calculé par :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Avec : $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{12}}{a}$

λ : élanement du poteau.

L_f : Longueur de flambement. (0.7he)

i : rayon de giration de la section droite du béton seul. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie $I = \frac{a \cdot b^3}{12}$

Les conditions de la RPA99v 2003 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$
- $0.25 < a / b < 4$

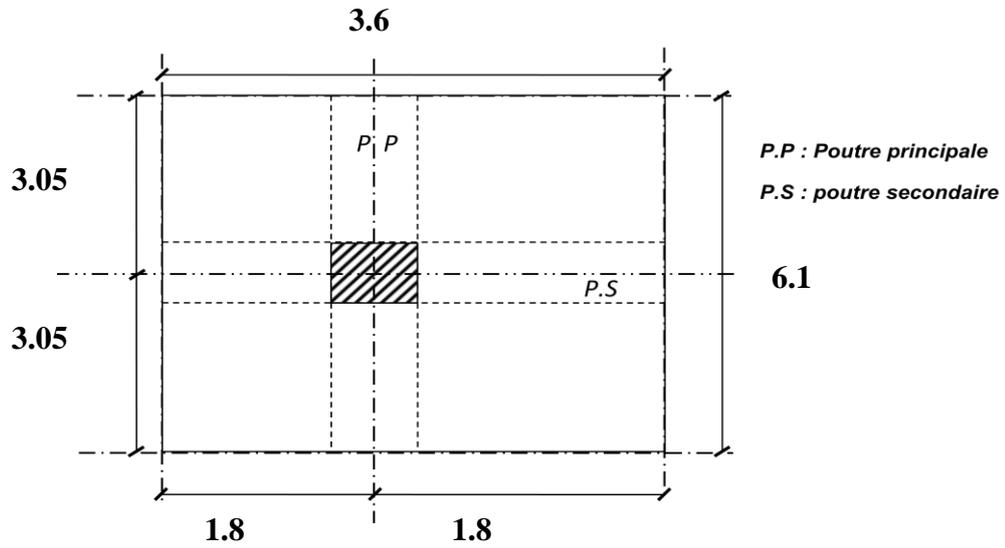


Fig. II.5 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

Calcul des sections des poteaux :

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

Tableau II.12 : Dimensionnement des poteaux

H	ETAGE	G [KN]	Q (KN)	N _{app} [KN]	N _{sp} [KN]	N _{alors} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{plac} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	a	choix	verification RPA	Verif flambement	Br [cm ²]
3,06	haut 12 eme etage	6,83	1	16,403	3,189		0,000	235,422	255,014	186,459	14,999	30	15,767	24,735	168,980
3,06	haut 11 eme etage	12,49	2,5	27,903	6,379		7,928	452,629	494,838	360,446	20,108	30	21,922	24,735	327,894
3,06	haut 10 eme etage	18,15	3,85	39,403	9,568		15,856	664,894	494,838	531,140	20,108	35	26,612	21,201	327,894
3,06	haut 9 eme etage	23,81	5,05	50,903	12,758		26,646	872,218	962,525	700,659	27,255	35	30,565	21,201	637,797
3,06	haut 8 eme etage	29,47	6,1	62,403	15,947		37,437	1074,602	1190,388	866,885	30,085	40	33,998	18,551	788,787
3,06	haut 7 eme etage	35,13	7	73,903	19,136		51,531	1272,044	1416,614	1032,264	32,638	40	37,099	18,551	938,690
3,06	haut 6 eme etage	40,79	7,57	85,403	22,326		65,625	1458,616	1631,969	1190,395	34,885	45	39,840	16,490	1081,391
3,06	haut 5 eme etage	46,45	8,5	96,903	25,515		83,463	1657,047	1862,927	1359,206	37,134	45	42,571	16,490	1234,431
3,06	haut 4 eme etage	52,11	9,25	108,403	28,704		101,301	1849,548	2087,956	1524,064	39,196	50	45,079	14,841	1383,541
3,06	haut 3 eme etage	57,77	10	108,403	31,894		123,323	2042,049	2305,668	1683,502	41,087	50	47,378	14,841	1527,804
3,06	haut 2 eme etage	63,43	10,75	108,403	35,083		145,344	2234,551	2523,381	1842,941	42,891	55	49,571	14,970	1672,067
3,06	haut 1er etage	69,09	11,500	119,903	38,273		171,991	2427,052	2757,218	2014,324	44,744	55	51,824	14,319	1827,015
3,06	haut RDC	74,75	12,25	131,403	41,462		198,637	2619,554	2991,055	2185,706	46,519	60	53,984	12,368	1981,962
2,8	haut sous sol	80,41	13,000	142,903	44,651		230,349	2812,055	3229,957	2360,841	48,263	60	56,105	11,317	2140,266
	haut radier	80,41	13,000	142,903	44,651		258,901	2812,055	3258,510	2381,991	48,467	60,000	56,355905	0,000	2159,185

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

Vérification suivant RPA99v2003 :

Tableau II.13 : Vérification des conditions de la RPA99v2003.

Niveaux	Poteaux cm ²	Min (a, b) ≥ 25cm		Min (a, b) ≥ he/20		0.25 < a / b < 4	
		Min	≥ 25cm	he/20	Vérifie	a / b	Vérifie
12 ^{ème} et 11 ^{ème} étage	30*30	30	CV	15.3	CV	1	CV
10 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35*35	35	CV	15.3	CV	1	CV
8 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40*40	40	CV	15.3	CV	1	CV
6 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45*45	45	CV	15.3	CV	1	CV
4 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50*50	50	CV	15.3	CV	1	CV
2 ^{ème} et 1 ^{ème} étage	55*55	55	CV	15.3	CV	1	CV
RDC et sous sol	60*60	60	CV	15.3	CV	1	CV

Chapitre II : Pré dimension et décent de charge

Conditions de flambements :

Tableau II.14 : Vérification des conditions du flambement

Etages	Poteaux		L ₀ (m)	L _f (m)	I (m ⁴)	B (m ²)	i (m)	λ	Vérification de flambement
	a (m)	b (m)							λ ≤ 35
12 ^{ème} étage	0.3	0.3	3.06	2.142	0.000675	0.09	0.0866	24.734	CV
11 ^{ème} étage	0.3	0.3	3.06	2.142	0.000675	0.09	0.0866	24.734	CV
10 ^{ème} étage	0.35	0.35	3.06	2.142	0.00125	0.122	0.1012	21.166	CV
9 ^{ème} étage	0.35	0.35	3.06	2.142	0.00125	0.122	0.1012	21.166	CV
8 ^{ème} étage	0.4	0.4	3.06	2.142	0.002133	0.16	0.11546	18.551	CV
7 ^{ème} étage	0.4	0.4	3.06	2.142	0.002133	0.16	0.11546	18.551	CV
6 ^{ème} étage	0.45	0.45	3.06	2.142	0.003417	0.202	0.13006	16.469	CV
5 ^{ème} étage	0.45	0.45	3.06	2.142	0.003417	0.202	0.13006	16.469	CV
4 ^{ème} étage	0.5	0.5	3.06	2.142	0.005208	0.25	0.144332	14.84	CV
3 ^{ème} étage	0.5	0.5	3.06	2.142	0.005208	0.25	0.144332	14.84	CV
2 ^{ème} étage	0.55	0.55	3.06	2.142	0.007625	0.302	0.15889	13.481	CV
1 ^{er} étage	0.55	0.55	3.06	2.142	0.007625	0.302	0.15889	13.481	CV
RDC	0.6	0.6	3.06	2.142	0.0108	0.36	0.173205	12.366	CV
Sous-sol	0.6	0.6	2.8	1.96	0.0108	0.36	0.173205	11.316	CV

II.5. Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre un pré dimensionnement des éléments de support composant principalement la structure porteuse. Le chapitre suivant sera consacré à l'étude des planchers le plus défavorable du bâtiment étant donné qu'il est le plus sollicité, une présentation des calculs sera détaillée dans le chapitre

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

III.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements de sous-sol, ils assurent la transmissions des charges verticales aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, on distingue

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- ❖ Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- ❖ Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudé

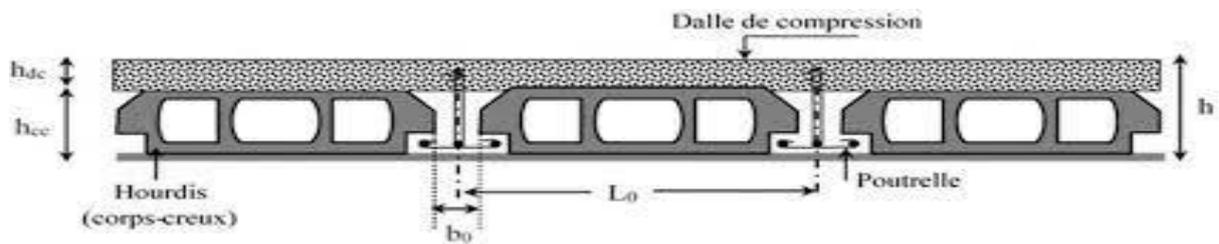


Fig. III.1 : Plancher d'étage a corps creux.

III.1. 1.Pré dimensionnement des poutrelles :

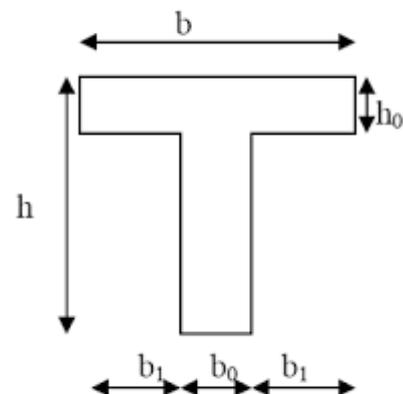
$$b = 2b_1 + b_0$$

$$h_T = 24 \text{ cm}$$

$$h_1 = 20 \text{ cm}$$

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

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{Ln - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 55 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{array} \right.$$



Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

Avec :

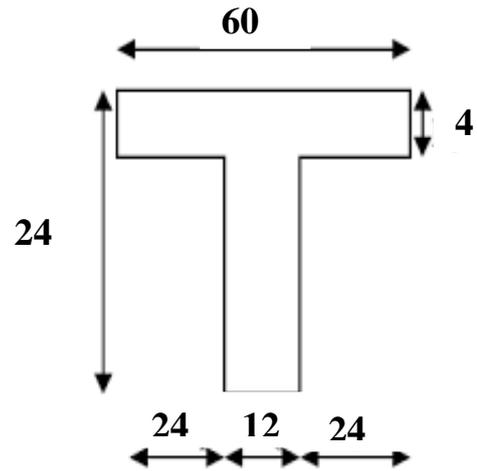
L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTR .B.C.2.2/Annexe C3] ;

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 5.5\text{ m}$)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

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

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



La largeur de la dalle de compression est donc :

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

III.1. 2.Méthode de calcul :

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

- Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les (4) conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
- Fissuration est considérée comme non préjudiciable.

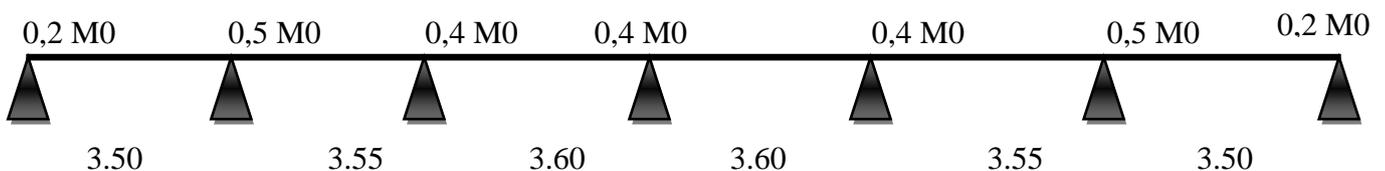
a. Principe de calcul :

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

b. Valeurs des moments aux appuis :

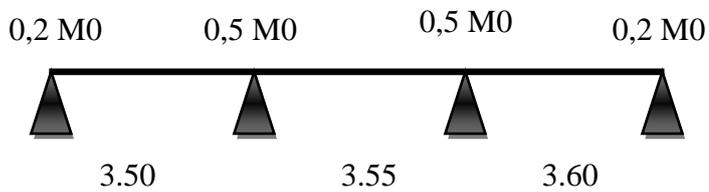
Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

Cas de plusieurs travées :

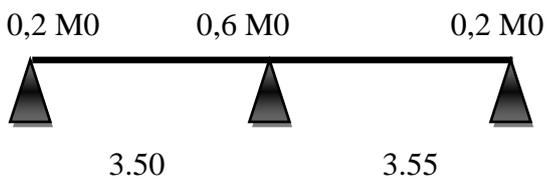


Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

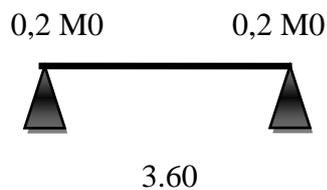
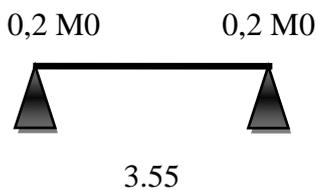
Cas de trois travées :



Cas de deux travées :



Cas d'une travée :



c. Valeurs des moments aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha) ; 1.05] M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \end{array} \right.$$

Mg : Le moment en appuis de gauche

Md : Le moment en appuis de droite

a. Vérification des conditions :

a) $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ Pour plancher terrasse $Q = 1 < 2G = 13.66 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ Pour plancher terrasse $Q = 1.5 < 2G = 11.32 \text{ KN/m}^2$

b) La fissuration est peu préjudiciable.

c) Les moments d'inerties sont constants.

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

$$d) 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.5}{3.55} = \frac{3.55}{3.60} = 0.98 \leq 1.25 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour les quatre types.

III.1.3. Application de la méthode forfaitaire :

$$M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

Dans notre cas : $L_{\max} = 5.5\text{m}$

Tableau III.1 : Tableau des charges

Type de plancher	Q	G	Largeur	E.L.U (1,35G+1,5Q) × b	E.L.S (G+Q) × b
Terrasse	1	6.83	0.6	6.43	4.7
étage courant	1.5	5.66	0.6	5.93	4.3

Terrasse :

➤ E.L.U

$$M_{0AB} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.43 \cdot 3.50^2}{8} = 9.85 \text{KN. m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.43 \cdot 3.55^2}{8} = 10.13 \text{KN. m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.43 \cdot 3.60^2}{8} = 11.42 \text{KN. m}$$

➤ E.L.S

$$M_{0AB} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4.7 \cdot 3.50^2}{8} = 7.19 \text{KN. m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4.7 \cdot 3.55^2}{8} = 7.4 \text{KN. m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4.7 \cdot 3.60^2}{8} = 7.61 \text{KN. m}$$

Moment sur appuis :

➤ E.L.U

$$M_{ar} = 0.2 M_{0AB} = 0.2 \cdot 9.84 = 1.97 \text{KN.m}$$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

$$M_{ar}=0.5 \times \max (M_{0AB} ; M_{0BC}) = 0.5 \times \max (9.85 ; 10.13) = 5.07 \text{KN.m}$$

$$M_{ar}=0.4 \times \max (M_{0BC} ; M_{0CD}) = 0.5 \times \max (10.13 ; 10.42) = 4.17 \text{KN.}$$

Moment en travée :

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.6}{4.098+0.6} = 0.128 \quad 0 \leq 0.128 \leq \frac{2}{3} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **E.L.U**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0] \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ 6.10 + \frac{1.97+5.07}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.128) 9.85 ; 1.05 \times 9.85] \\ 9.62 \geq \max [10.23 ; 10.34] = 10.34 \quad \text{Non Vérifiée} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.128}{2} \right) 9.85 \quad M_t = 6.10 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Donc en prend $M_t = 6.10 + (10.34 - 9.62) = 6.10 + 0.72 = 6.82 \text{KN.m}$

➤ **E.L.S**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) M_0 ; 1.05 M_0] \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ 4.45 + \frac{1.44+3.7}{2} \geq \max [(1+0.3 \times 0.128) 7.19 ; 1.05 \times 7.19] \\ 7.02 \geq \max [7.46 ; 7.55] = 7.55 \quad \text{Non Vérifiée} \\ M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0.128}{2} \right) 7.19 \quad M_t = 4.45 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Donc en prend $M_t = 4.45 + (7.55 - 7.02) = 4.45 + 0.53 = 4.98 \text{KN.m}$

Efforts tranchants :

➤ **E.L.U**

$$T_{UAB} = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{6.43 \cdot 3.5}{2} = 11.25 \text{KN}$$

$$T_{UBC} = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{6.43 \cdot 3.55}{2} = 11.42 \text{KN}$$

$$T_{UCD} = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{6.43 \cdot 3.60}{2} = 11.58 \text{K}$$

➤ E.L.S

$$T_{SAB} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4.7 \cdot 3.50}{2} = 8.22 \text{KN}$$

$$T_{SBC} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4.7 \cdot 3.55}{2} = 8.34 \text{KN}$$

$$T_{SCD} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{4.7 \cdot 3.60}{2} = 8.46 \text{KN}$$

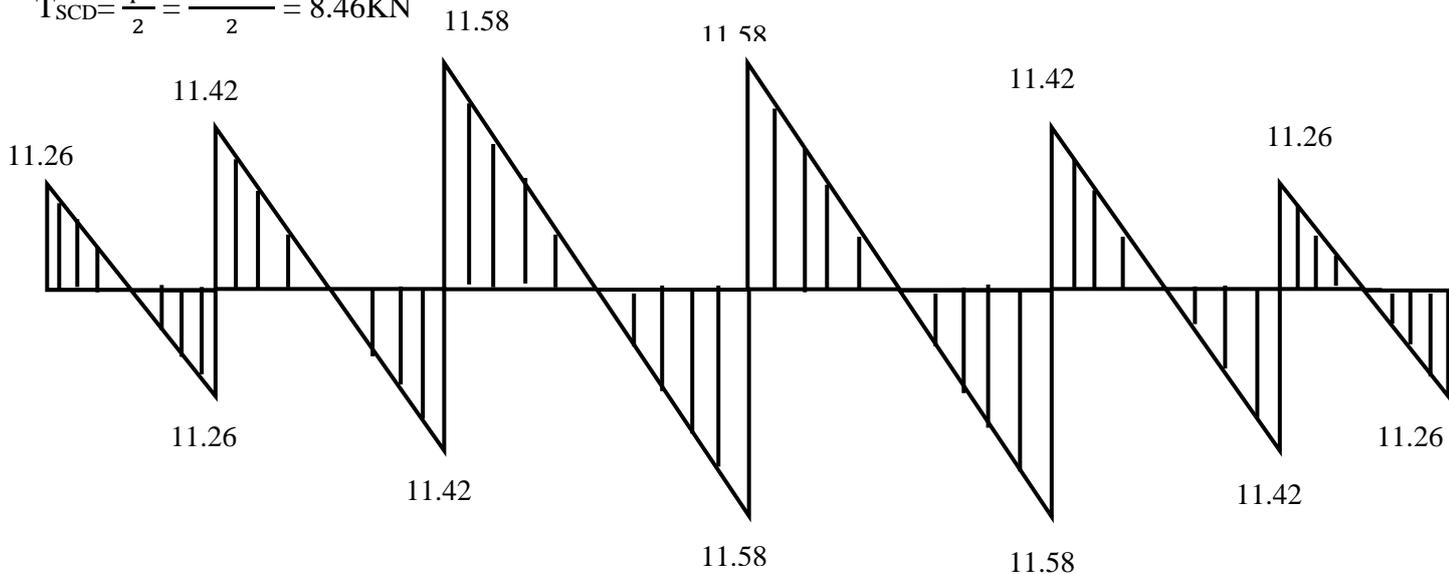


Fig. III.2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU d'un type de poutrelle

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

	TYPE	Moments en travée		Moments en appuis		Efforts tranchants	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Etage courant	1	6.2	4.49	5.61	4.06	10.53	7.63
	2	6.37	4.61	5.77	4.18	10.68	7.73
	3	6.2	4.49	5.61	4.06	10.53	7.63
	4	6.85	4.96	4.81	3.38	10.68	7.73
	5	6.41	4.64	4.67	3.38	10.68	7.73
Terrasse	1	6.82	4.95	5.07	3.7	11.58	8.46

Tableau III.3 : Les valeurs des efforts maximums

	Moments en travées		Moments en appuis		Efforts tranchants
	ELU	ELS	ELU	ELS	
Etage courant	6.85	4.96	5.77	4.18	10.68
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	6.82	4.95	5.07	3.7	11.58
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU

III.1.4. Ferrailage des poutrelles :

➤ **Etat Limite Ultime (E L U) :**

• **En travée :**

$$M_u \max = 6.85 \text{ KN.m}$$

Moment qui équilibre la table de compression :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot \sigma_b \left(d - \frac{h_o}{2} \right)$$

$$M_t = 60 \times 4 \times 14,17 \left(21.6 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_t = 66,655 \text{ KN.m} \quad M_U \max < M_t \text{ l'axe neutre se trouve dans la table.}$$

La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (bxh).

$$\mu = \frac{M_u \max}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{6850}{60 \cdot 14,17 \cdot 21,6^2} = 0.017$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont Pas nécessaires.

$$\mu = 0.017$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.9916$$

$$A_{cal} = \frac{M_u \max}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{6850}{0.9916 \cdot 348 \cdot 21.6} = 0.92 \text{ Cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ Cm}^2$$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

Donc on prend $A_s = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min}) = 1.56 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : **3 T10 = 2,36 cm²**

- **En appuis :**

$M_u \text{ max} = 5,77 \text{ KN.m}$

Vu que le moment en appuis est négatif et la partie tendue se trouve au niveau de la table on néglige les ailettes, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 24 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u \text{ max}}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{5770}{12 \cdot 14.17 \cdot 21.6^2} = 0.07$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont Pas nécessaires.

$$\mu = 0.07$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.091$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.963$$

$$A_{cal} = \frac{M_u \text{ max}}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{6850}{0.963 \cdot 348 \cdot 21.6} = 0.796 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_s = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min}) = 0.796 \text{ cm}^2$

Donc on adopte : **1T 16 = 2,01 cm²**

➤ **Etat Limite de service (E L S) :**

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple



$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

FeE400

En travée :

$M_u = 6.85 \text{ KN.m}$

$M_s = 4.96 \text{ KN.m}$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6.85}{4.96} = 1.38 \quad \Rightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

$$\alpha = 0.021 \leq 0.44 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

En Appuis :

$$M_u = 5.77 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 4.18 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.77}{4.18} = 1.38 \quad \Longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.091 \leq 0.44 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Calcul des armatures transversales :

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

$$T_u \text{ max} = 11.58 \text{ KN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0.28 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 21.6 \quad a = 19.44 \text{ cm}$$

$$T_u = 11580 \text{ N} \leq 0.28 \times 19.44 \times 12 \times 25 \times 100 = 163296 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{au}}{0.9d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1.15}{400} \left[11580 + \frac{5770}{0.9 \times 21.6} \right] \times 10^{-2} = 0.34 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b_0 \times d} = \frac{11580}{12 \times 21.6 \times 100} = 0.44 \text{ MPa}$$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

Fissurations peut préjudiciables: $\bar{\tau u} = \min \left[0.2 \times \frac{f_c 28}{\gamma_b} ; 5MP \right] = 3.34MPa$

$\tau u = 0.44 MPa < \bar{\tau u} = 3.34 MPa$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1mi} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{24}{35} ; \frac{12}{10} ; \phi_{1mi} \right] = 0.68cm$$

On prend : $\phi_t = 6mm$ de nuance d'acier FeE400

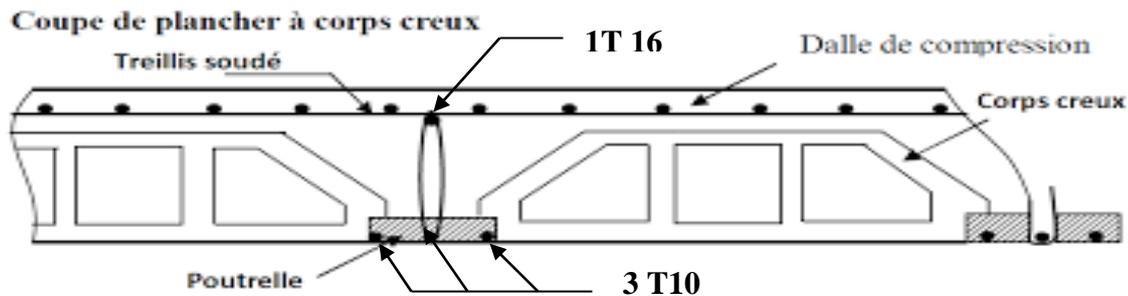


Fig. III.3 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

L'espace des armatures transversales : [CBA93/A. 5. 1. 2. 3].

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta t_1} \geq \frac{\tau u - 0.3 f_t 28 \times k}{10.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$k = 1$ (flexion simple)

$$\alpha = 90^\circ \quad \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0$$

Donc :

$$\delta t_1 \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau u - 0.3 \times f_t 28)} = \frac{0.68 \times 0.8 \times 400}{12 \times (0.44 - 0.3 \times 2.1)} = 95.43cm$$

$$\delta t_2 \leq \min (0.9d ; 40cm) = \min (19.44 ; 40 cm) = 19.44cm$$

$$\delta t_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} = \frac{0.68 \times 400}{12 \times 0.4} = 56.66$$

$$\delta t \leq \min (\delta t_1; \delta t_2; \delta t_3) = 19.44cm$$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

Donc : on adopte $\delta t = 15 \text{ cm}$

III.1.5. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{24}{360} = 0.066 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{ts}}{M_0} \right) \longrightarrow \frac{24}{360} = 0.066 \geq \frac{1}{10} \left(\frac{4960}{7610} \right) = 0.065 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.7 * 3.60^2}{8} = 7.61 \text{ KN. m}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{2.36}{12 \times 21.6} = 0.0091 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les trois conditions est vérifiées donc : Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.1.6. Ferrailage de la dalle de compression :

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage sera effectué en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :
 - ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - ❖ 30 cm pour les armatures matures parallèles aux nervures

$$\text{Si : } L_n \leq 50 \text{ cm} \longrightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \longrightarrow A_1 = 4 * \frac{L_n}{f_e}$$

Avec : L_n : distance entre axe des poutrelles ($L_n = 60 \text{ cm}$)

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P)

A_2 : diamètre (A.R)

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Armature perpendiculaire aux poutrelles

$$A_1 = 4 \times \frac{60}{400} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

Donc : 5T6 \Rightarrow $A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$

Armature parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Donc : 5T6 \Rightarrow $A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$

Le ferrailage de la dalle de compression est assuré par un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dans les deux sens, espacés de 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles et 20 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

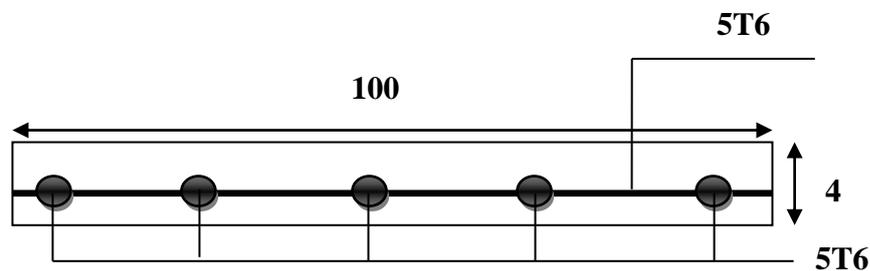


Fig. III.4 : Ferrailage de la dalle de compression

III.2. Plancher a dalle pleine :

Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimensions L_x et L_y tel que : $L_x < L_y$
La dalle pleine sera utilisée pour plancher s.s.01

III.2.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

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

Les dalles de la structure portent suivant deux directions (voir chapitre 2)

Le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ;

Considérons 2 bandes :

- Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1 m
- Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1 m

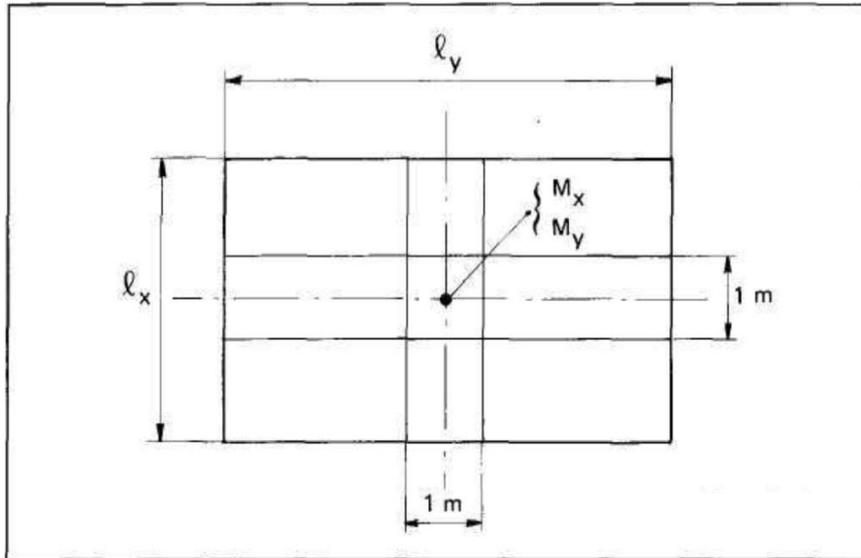


Fig. III.5: Hypothèse de calcul.

Constatations :

Sous l'effet de la charge :

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

Résultats :

Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement ;

Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Diamètre des armatures :

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

D'après l'article [A.7.2 .2 BAEL 91] on a :

$$\phi_{\text{Max}} \leq \frac{hd}{10} \text{ Avec : } hd = 15\text{cm l'épaisseur de la dalle}$$

$$\phi_{\text{Max}} \leq \frac{15}{10} = 1.5\text{cm}$$

On prendra $\phi = 10\text{mm}$.

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable : $a = 1 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \Phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15\text{mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25\text{mm} \end{array} \right.$$

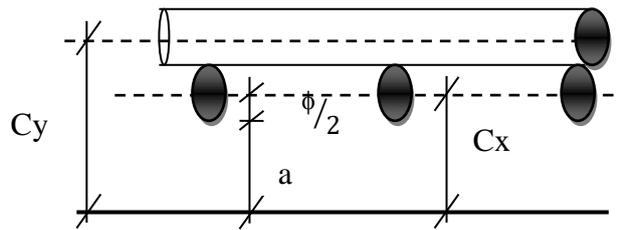


Fig. III.6 : enrobage du ferrailage de la dalle

Les hauteurs utiles :

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

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

Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

D'après la descente de charge effectuée au chapitre précédent on à :

$$\begin{cases} G=6,11 \text{ KN/m}^2 \\ Q=2,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Combinaison fondamentale :

➤ État limite ultime (E.L.U) :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$Q_u = 1,35 \times 6,11 + 1,5 \times 2,5 = 11,998 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = q_u \times 1,00 = 11,998 \text{ KN/ml.}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 6,11 + 2,5 = 8,61 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_{ser} = q_{ser} \times 1,00 = 8,61 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations :

➤ État limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ État limite de service (E.L.S) :

$$M_{xs} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \quad \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} \times M_{xs} \quad \text{Suivant la direction } L_y$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho ; \nu)$

Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ \nu = 0,2 & \text{Etats limites service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

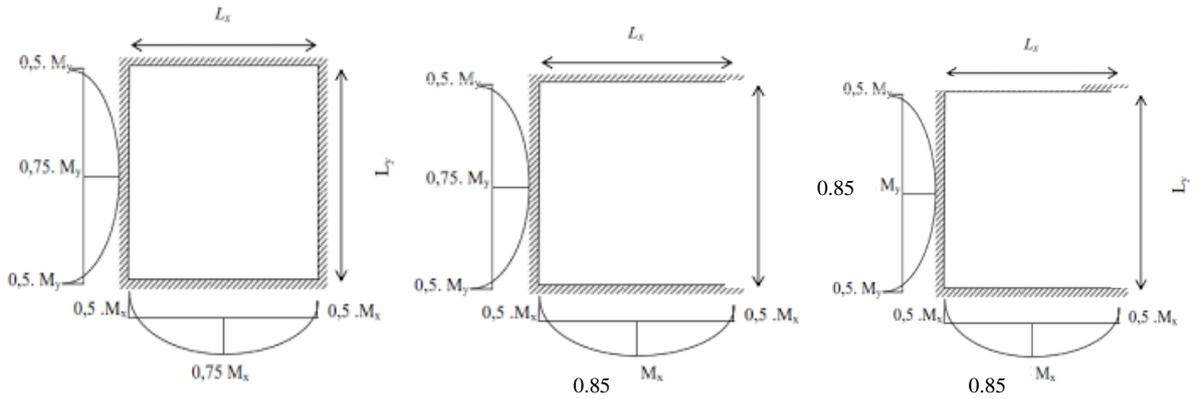


Fig. III.7 : Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle

Calcul des moments fléchissant :

Le panneau le plus sollicitée c'est le panneau :

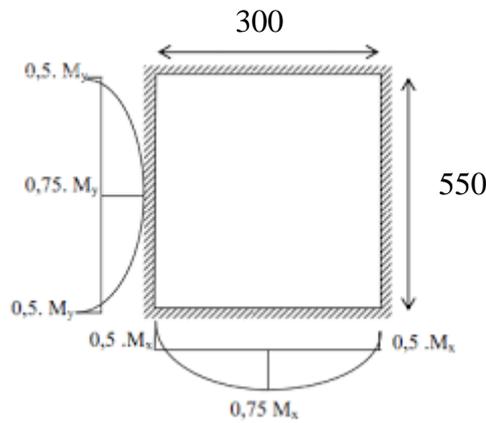


Fig. III.8 : Le panneau le plus sollicitée

$L_x = 3\text{ m} ; L_y = 5.50\text{ m}$

$\rho = 0.55 > 0.4 \implies$ Donc la dalle travaille suivant deux sens.

Tableau III.4 : Valeur approchée des coefficients μ_x et μ_y

	μ_x	μ_y
ELU	0.088	0.25
ELS	0.092	0.42

Etat limite ultime (E L U) :

$$M_X^U = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.088 \times 11,998 \times 3^2 = 9.502 \text{ KN.m}$$

$$M_Y^U = \mu_y \times M_X^U = 0.25 \times 9.502 = 2.375 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

Sens x-x :	
ELU	$M_X^U = \mu_X^U \times qu \times l_x^2 = 0.088 \times 11,998 \times 3^2 = 9.502 \text{ KN.m}$
ELS	$M_X^S = \mu_X^S \times qs \times l_x^2 = 0.092 \times 8,61 \times 3^2 = 7.129 \text{ KN.m}$
En travée :	
ELU	$M_t^u x = 0.75 \times M_X^U = 0.75 \times 9.502 = 7.126 \text{ KN.m}$
ELS	$M_t^s x = 0.75 \times M_X^S = 0.75 \times 7.129 = 5.346 \text{ KN.m}$
En appuis	
ELU (Gauche)	$M_a^u x = -0.5 \times M_X^U = -0.5 \times 9.502 = -4.751 \text{ KN.m}$
ELS (Gauche)	$M_a^s x = -0.5 \times M_X^S = -0.5 \times 7.129 = -3.564 \text{ KN.m}$
ELU (Droite)	$M_a^u x = -0.5 \times M_X^U = -0.5 \times 9.502 = -4.751 \text{ KN.m}$
ELS (Droite)	$M_a^s x = -0.5 \times M_X^S = -0.5 \times 7.129 = -3.564 \text{ KN.m}$

Sens y-y :	
ELU	$M_y^U = \mu_y \times M_X^U = 0.25 \times 9.502 = 2.375 \text{ KN.m}$
ELS	$M_y^S = \mu_y \times M_X^S = 0.42 \times 7.129 = 2.994 \text{ KN.m}$
En travée :	
ELU	$M_t^u y = 0.75 \times M_y^U = 0.75 \times 2.375 = 1.781 \text{ KN.m}$
ELS	$M_t^s y = 0.75 \times M_y^S = 0.75 \times 2.994 = 2.245 \text{ KN.m}$
En appuis	
ELU (Gauche)	$M_a^u y = -0.5 \times M_y^U = -0.5 \times 2.375 = -1.187 \text{ KN.m}$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

ELS (Gauche)	$M_{ay}^S = -0.5 \times M_y^S = -0.5 \times 2.994 = -1.497 \text{ KN.m}$
ELU (Droite)	$M_{ay}^U = -0.5 \times M_y^U = -0.5 \times 2.375 = -1.187 \text{ KN.m}$
ELS (Droite)	$M_{ay}^S = -0.5 \times M_y^S = -0.5 \times 2.994 = -1.497 \text{ KN.m}$

Tab.III.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Sens	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	M_{appuis} KN.m	$M_{travées}$ KN.m	M_{appuis} KN.m	$M_{travées}$ KN.m
Sens X-X	4.751	7.126	3.564	5.346
Sens Y-Y	2.245	1.781	1.187	1.497

III.2.2. Calcul du ferrailage :

Sens x-x :

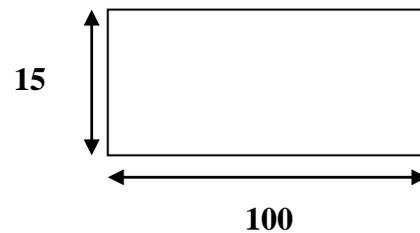
1. En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 7.126 \text{ KN.m}$$

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{7.126 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 13.5^2} = 0.027$$



$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.027$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.034$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.986$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{7.126 \cdot 10^3}{0.986 \cdot 348 \cdot 13.5} = 1.53 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4 .2.1]

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

$$A_{min} = 0,0008 \cdot b \cdot h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2$$

Conclusion:

$$A_t^x = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1,53; 1,2) = 1,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

$$L' \text{ écartement des armatures : } e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(45; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

Choix des Armatures :

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^s x = 5,346 \text{ kN.m}$$

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple



$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

FeE400

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7,126}{5,346} = 1,33 \quad \Rightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$$

$$\alpha = 0,034 \leq 0,41 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

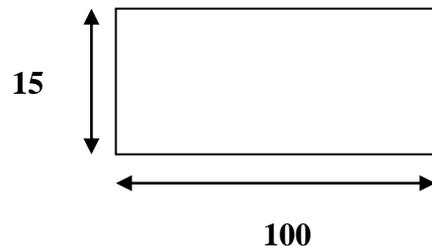
2. En appuis :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u x = 4,751 \text{ KN.m}$$

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u x}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{4,751 \cdot 10^3}{100 \cdot 14,17 \cdot 13,5^2} = 0,018$$



$\mu < \mu_L = 0,392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0,018$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,022$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,99$$

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{4.751 \cdot 10^3}{0.986 \cdot 348 \cdot 13.5} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4 .2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2$$

Conclusion:

$$A_t^x = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(1.02; 1.2) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

$$L' \text{ écartement des armatures : } e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(45; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

Choix des Armatures :

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

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

$$M_a^S x = 3.564 \text{ kN.m}$$

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple



$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

FeE400

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.751}{3.564} = 1.33 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41$$

$$\alpha = 0.022 \leq 0.41 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Sens y-y :

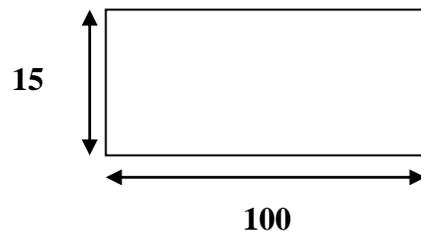
1. En travée :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u y = 1.781 \text{ KN.m}$$

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u x y}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{1.781 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 13.5^2} = 0.006$$



Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.006$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.996$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1.781 \times 10^3}{0.986 \times 348 \times 13.5} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4 .2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2$$

Conclusion:

$$A_t^x = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.38; 1.2) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

$$L' \text{ écartement des armatures : } e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(45; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

Choix des Armatures :

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

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

$$M_t^S Y = 1.497 \text{ kN.m}$$

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple



$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

FeE400

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.781}{1.497} = 1.19 \quad \longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} = \frac{1.19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

$$\alpha = 0.008 \leq 0.34 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

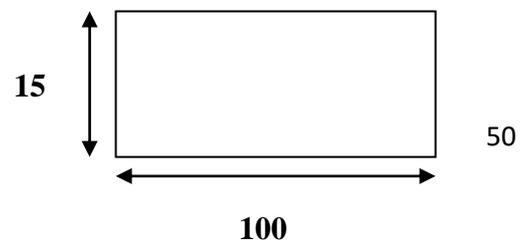
2. En appuis :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_a^u Y = 2.245 \text{ KN.m}$$

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u Y}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{2.245 \times 10^3}{100 \times 14.17 \times 13.5^2} = 0.008$$



Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.008$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.01$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.995$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{2.245 \cdot 10^3}{0.995 \cdot 348 \cdot 13.5} = 0.48 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : [CBA91/A4 .2.1]

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2$$

Conclusion:

$$A_t^x = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.48; 1.2) = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

$$L' \text{ écartement des armatures : } e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(45; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

Choix des Armatures :

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

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

$$M_a^s = 1.187 \text{ kN.m}$$

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple



$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

FeE400

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.245}{1.187} = 1.89 \quad \Rightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} = \frac{1.89 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.69$$

$$\alpha = 0.01 \leq 0.69 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

III.2.3 Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

τ_u : contrainte tangente

Chapitre III : ETUDE DES PLANCHES

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

Tu max: effort tranchant max.

- Calcul de Tu max:

$$T_X^U = \frac{qu \times lx}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{11,998 \times 3}{2} \times \frac{5.5^4}{3^4 + 5.5^4} = 16.53 \text{KN}$$

$$T_Y^U = \frac{qu \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{ly^4 + lx^4} = \frac{11,998 \times 5.5}{2} \times \frac{3^4}{5.5^4 + 3^4} = 2.68 \text{KN}$$

Donc : Tu max = 16.53KN

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right] = 3.34 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Tu \text{ max}}{b \times d} = \frac{16530}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.12 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.12 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{MPa}$ Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

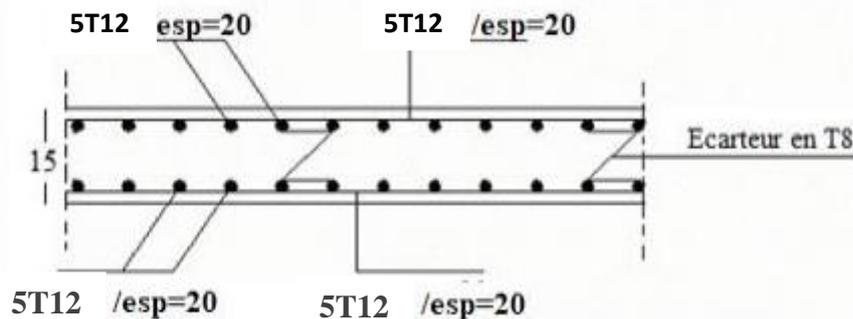


Fig. III.9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

III.2.4. Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{Mts}{20Mtu}$$

$$\frac{A}{B \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

On fait la vérification pour le panneau le plus défavorable :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{300} = 0.05 \geq \frac{7.129}{20 \times 9.502} = 0.037 \dots\dots CV$$

$$\frac{A}{B \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.0029 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots CV$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.Conclusion :

Dans ce chapitre on à étudier les planchers et on ferraille de tel façon a assuré la bonne conception vis-à-vis de la sécurité et l'économie.

***Chapitre IV : Calcule
les éléments
secondaires***

IV.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement. Leur calcul se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. L'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie de la structure.

Dans ce chapitre on calcule les éléments non structuraux suivant :

- ❖ L'acrotère.
- ❖ Balcon.
- ❖ Escalier.

IV.2. Acrotère :

IV.2.1. Dimensions et Evaluation des charges

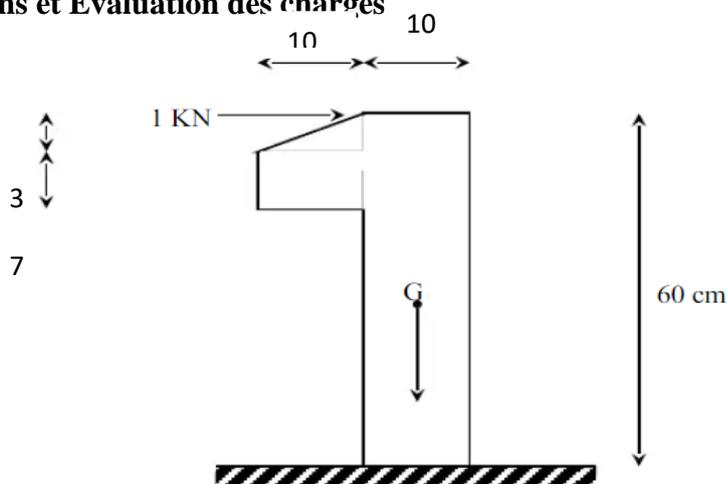


Fig. IV.1: Schéma acrotère

a. Charge permanente et d'exploitation :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,03)/2 \quad S = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère : $G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/m}$

Le poids des enduits au ciment ($e_p = 2 \text{ cm}$) : $G_2 = 0,02 \times 2 \times 1,48 \times 18 = 1,065 \text{ kN/m}$

Le poids total de l'acrotère : $G = G_1 + G_2 \quad \mathbf{G = 2,79 \text{ kN/ml}}$

$\mathbf{Q = 1 \text{ kN/ml}}$

b. Détermination de l'effort due au séisme :

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

D'après le RPA 99 V 2003 les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la forme :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A = Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **Tableau (4.1) RPA** pour la zone **IIa** et le groupe d'usage 2 **A=0,15**

C_p = Facteur de force horizontale donnée par le **tableau (6-1) $C_p=0,8$** .

W_p = Poids de l'acrotère = **2.79KN /ml**

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,79 = \mathbf{1,339 \text{ KN}}$$

$$P = \text{Max} (Q ; F_p) = \text{Max} (1 ; 1.339) = 1.339 \text{ KN}$$

c. Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U

$$N_u = 1.35 \cdot G = 1.35 \cdot 2.79 = 3.766 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot h = 1.5 \cdot 1.339 \cdot 0.6 = 1.205 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 \cdot h = 1.5 \cdot 0.6 = 0.9 \text{ m}$$

E.L.S

$$N_s = G = 2.79 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \cdot h = 1.339 \cdot 0.6 = 0.803 \text{ KN.m}$$

$$T_s = h = 0.6 \text{ m}$$

IV.2.2. Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $F_e=400\text{MPa}$.

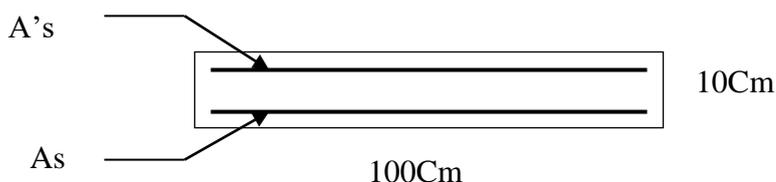


Fig. IV.2: Ferrailage de l'acrotère.

Calcul de l'excentricité :

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.204}{3.766} = 0.32\text{m}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m}$$

$e > \frac{h}{2} - C$ donc la section sera partiellement comprimée.

Le calcul d'une section partiellement comprimée revient au calcul en flexion simple de la même section avec un moment M_f par rapport aux armatures tendues.

Moment fictif :

$$M_f = Nu(e + \frac{h}{2} - C) = 3.766(0.32 + 0.03) = 1.318\text{KN.m}$$

Moment réduit :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b * \sigma_{bc} * d^2} = \frac{1.092 * 10^3}{100 * 14.17 * 9^2} = 0.011$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures fictives :

$$\mu = 0.0545$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_l > 1000\varepsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0.4 * \alpha = 0.994$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta * \sigma_s * d} = \frac{1.092 * 10^3}{0.994 * 348 * 9} = 0.42\text{Cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{Nu}{100 * \sigma_s} = 0.42 - \frac{3.766 * 10^3}{100 * 348} = 0.31\text{Cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 100 * 9 * \frac{2.1}{400} = 1.086\text{Cm}^2$$

Donc on prend $A_s = \text{Max}(A_1 ; A_{cal} ; A_{min}) = 1.086\text{Cm}^2$

Soit : **5T8 = 2.51 Cm²** avec un espacement **St = 12 Cm/ml**

Les armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{A_{choix}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62\text{Cm}^2$$

Soit : **5T8 = 2.51 Cm²** avec un espacement **St = 12 Cm/m**

Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :

$$T_u = 1.5F_p = 1.5 * 1.339 = 2.008\text{KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4\text{MPa} \} = 2.5\text{MPa}$$

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{T_u}{B \cdot h} = \frac{2008}{100 \cdot 9} = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 2.79 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.803 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.803}{2.79} = 0.29 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

$e_s > \frac{h}{2} - C$ donc la section sera partiellement comprimée

Moment fictif :

$$M_s = N_s \left(e_s + \frac{h}{2} - C \right) = 2.79 (0.29 + 0.03) = 0.892 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y^2 - \eta \cdot A_s (d - y) = \frac{100}{2} \times y^2 - 15 \times 2.51 (9 - y) = 50 y^2 + 37.65 y - 338.85$$

$$y = 2.25$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 2.25^3 + 15 \times 2.51 (9 - 2.25)^2$$

$$I = 2095.115 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{892}{2095.115} \times 2.25 = 0.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (240 \text{ MPa} ; \sqrt{110} \eta \cdot f_{t28}) \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; \text{Max} (240 \text{ MPa} ; \sqrt{110} \times 1.6 \times 2.1) \right\} =$$

$$\min \{ 266.66 ; \text{Max} (240 \text{ MPa} ; 201.63) \} \quad \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 892}{2095.115} (9 - 2.25) = 43.107 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 43.107 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

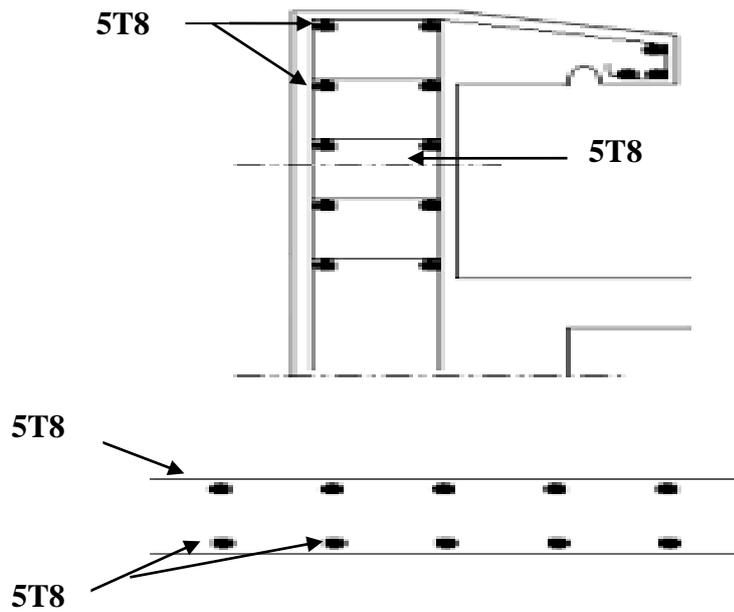


Fig. IV.3: schémas de ferrailage

IV.3. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine encastree au niveau de la poutre de rive. Le calcul se fera pour une bande de 1,00 ml

IV. 3.1. Dimensions et Evaluation des charges:

L'épaisseur du balcon est $e = 15 \text{ cm}$

Charge permanente et d'exploitation : (voir chapitre 2)

Pour cette structure on a trois types de balcon

Poids du garde corps $g = (1.78) \times 1.2\text{m} \times 1\text{m} = 2.13\text{KN}$

Combinaison de charge :

Tableau IV.1 : différents types de balcons

type	Charge permanente	Charge d'exploitation	Poids du garde corps U	Poids du garde corps S	ELU	ELS
balcon de 1.35m	5.27	3.5	3.24	2.4	12.36	8.77
balcon de 1.2m	5.27	3.5	2.88	2.13	12.36	8.77
balcon de	5.27	3.5	2.28	1.69	12.36	8.77

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

0.95m						
-------	--	--	--	--	--	--

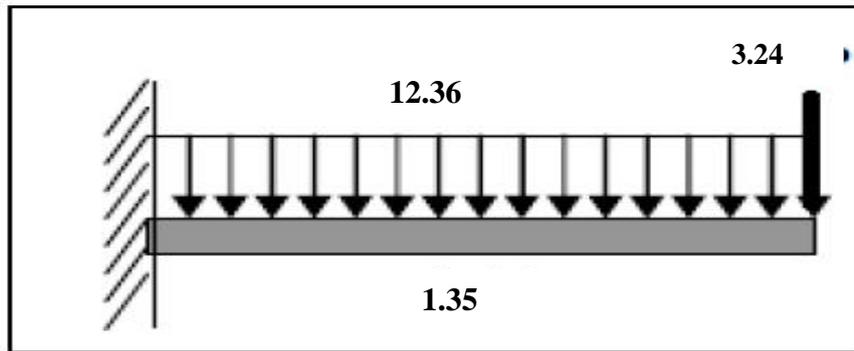


Fig. IV.4: Schéma statique de calcul à l'ELU.

IV. 3.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + P_U \times l = \frac{12.36 \times 1.35^2}{2} + 3.24 \times 1.35 = 15.63 \text{ kN.m}$$

$$T_u = -q_u \times l - P_U = -12.36 \times 1.35 - 3.24 = -19.93 \text{ kN}$$

Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

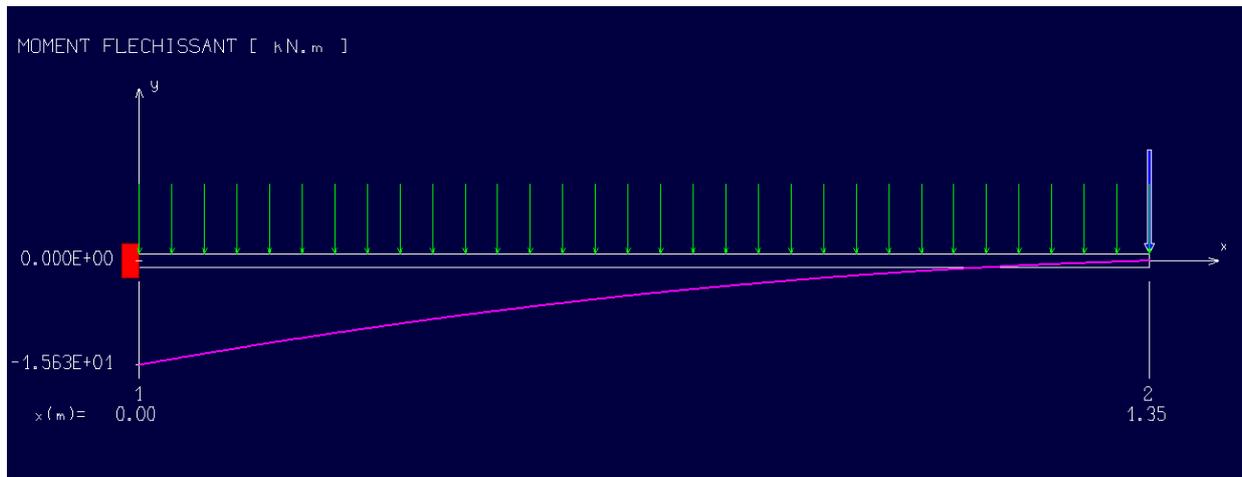


Fig. IV.5: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

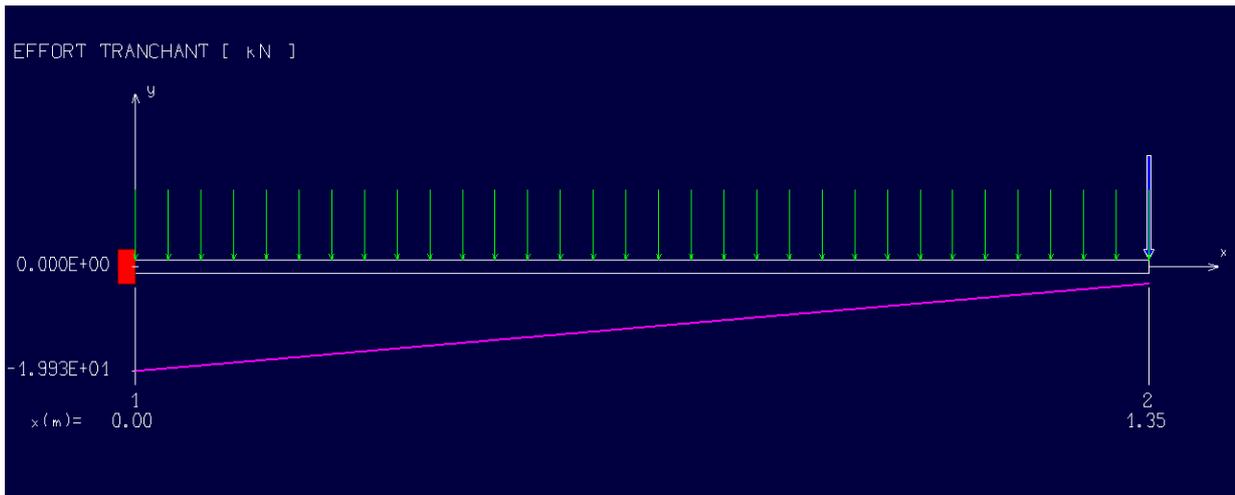


Fig. IV.6: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Calcul à l'ELU :

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

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

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

IV. 3.3. Calcul de ferrailage :

Armatures principales :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{15.63 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 13.5^2} = 0.06$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.06$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.969$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{15.63 \cdot 10^3}{0.976 \cdot 348 \cdot 13.5} = 3.43 \text{ cm}^2$$

Soit : **4T12 = 4.52 cm²** avec un espacement **St = 15 cm/ml**

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{choix}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ Cm}^2$$

Soit : **4T10 = 3.14 cm²** avec un espacement **St = 15 cm/ml**

Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211).

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -19.93 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{B \cdot h} = \frac{19.93 \times 10^3}{100 \times 150} = 1.33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement

Vérification d'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_s < \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_s = \frac{M_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

$\psi = 1.5$: Barres de haute adhérence.

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{19.93 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 75.4} = 2.17$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 2.17 < \bar{\tau}_s = 2.84 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Espacement des barres :

- **Armatures longitudinales :**

$$St \leq \min (4h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversal :**

$$St \leq \min (4h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul à l'ELS :

Calcul des efforts internes :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8.77 \times 1.35^2}{2} + 2.4 \times 1.35 = 11.23 \text{ KN.m}$$

$$T_s = -q_s \times l - P_s = -8.77 \times 1.35 - 2.4 = -14.24 \text{ KN}$$

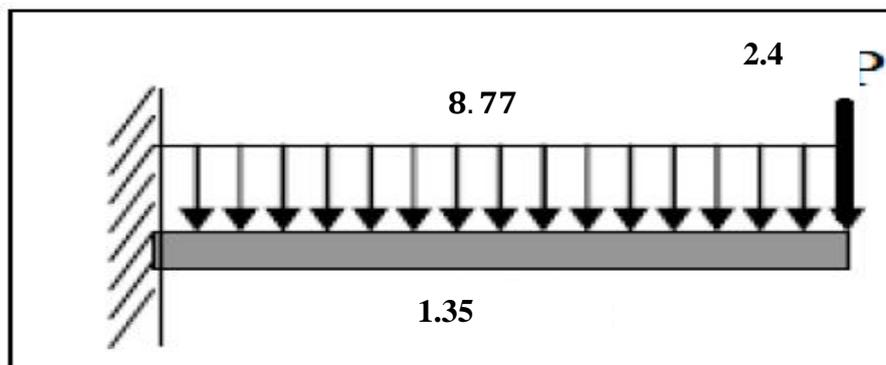


Fig. IV.7: Schéma statique de calcul à l'ELS.

Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

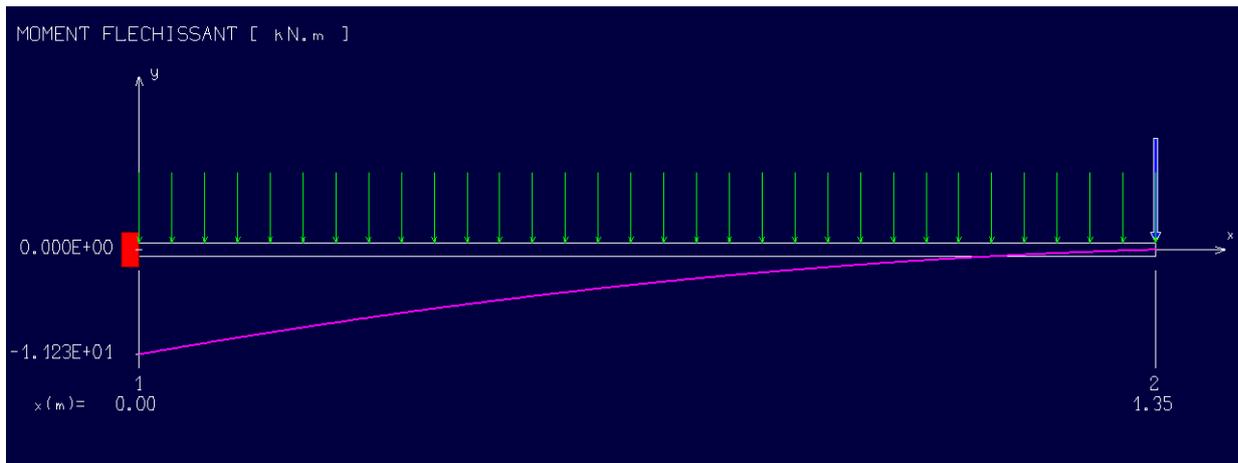


Fig. IV.8: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

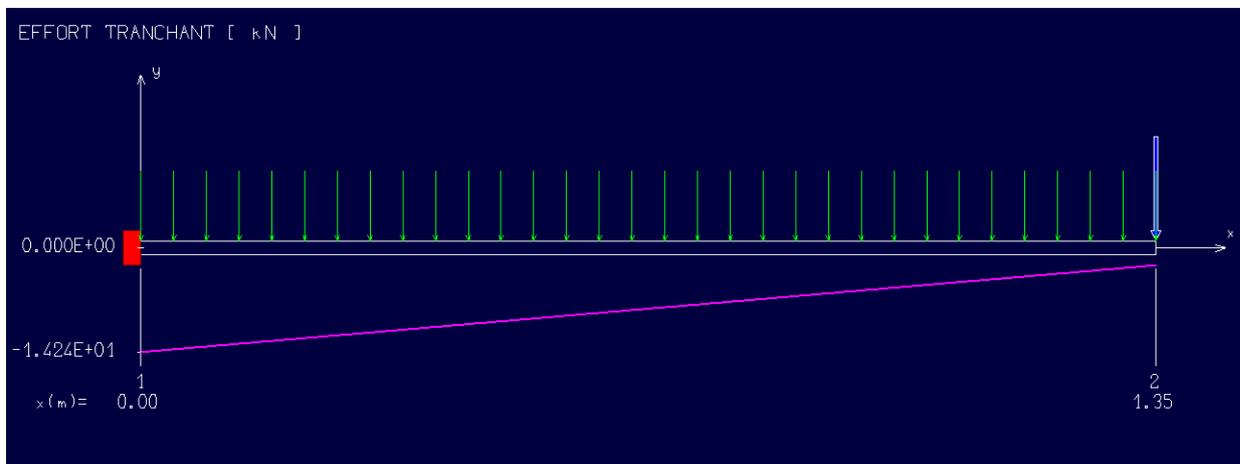


Fig. IV.9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

Position de l'axe neutre :

$$(b/2) \times y^2 - 15 \times A_s \times (d-y) = 50y^2 + 67.8y - 915.3$$

$$y = 3.65 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b \times Y^3) / 3 + 15 [A (d-Y)^2]$$

$$I = (100 \times 3.65^3) / 3 + 15 [4.52 (13.5 - 3.65)^2]$$

$$I = 8199.02 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91) :

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \times y = (11230 / 8199.02) \times 3.65 = 4.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte limite dans le béton tendu.

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

$$\sigma_s = 15 \times M_{ser} / I \times (d - y_1) = (15 \times 11230 / 8199.02) \times (13.5 - 3.65) = 202.36 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times n} \right) = \frac{2}{3} 400 ; 110 \times \sqrt{1.68 \times 2} = \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 202.36 \text{ Mpa.} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition no vérifiée}$$

Remarque :

Pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

IV.3.4. Le contre poids :

- Calcul du contre poids

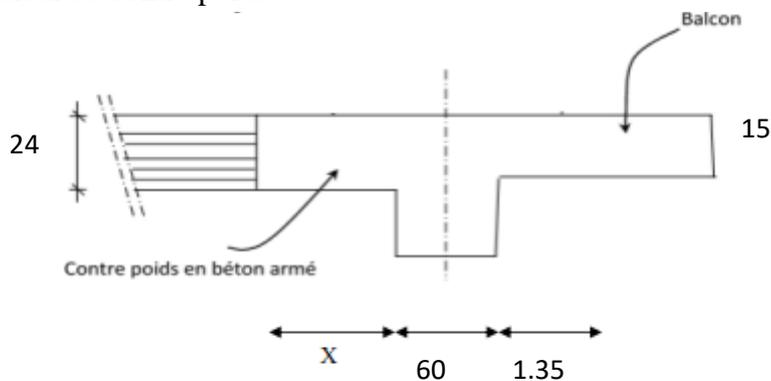


Fig. IV.10: Schéma du balcon avec un contre poids

On doit avoir : $V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}}$

$L \times 1 \times e_{\text{balcon}} = 1 \times X \times e_{\text{plancher}}$ D'où :

$$X = \frac{L \times 1 \times e_{\text{balcon}}}{1 \times e_{\text{plancher}}} = \frac{1.35 \times 1 \times 15}{1 \times 24} = 0.84 \text{ m}$$

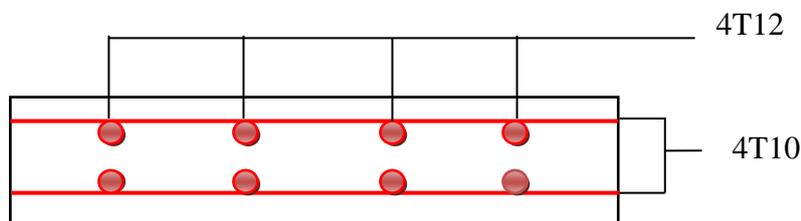


Fig. IV.11: ferrailage des balcons.

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

IV.4. Etude d'Escalier:

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

IV.4.1. Dimensionnement des escaliers (voir chapitre 2)

On a $h = 17 \text{ cm}$

$g = 30 \text{ cm}$

- ❖ Hauteur: $H=3.06 \text{ m}$.
- ❖ Giron: $g = 30 \text{ cm}$.
- ❖ Hauteur du volée: $HV = 3.06/2 = 1,53\text{m}$.
- ❖ $N_c = H/h = 306/17 = 18$
- ❖ $N_m = N_c - 1 = 18 - 1 = 17$ marches.
- ❖ $\alpha = 29,54^\circ$
- ❖ $ep = 15 \text{ cm}$ (paillasse et palier)

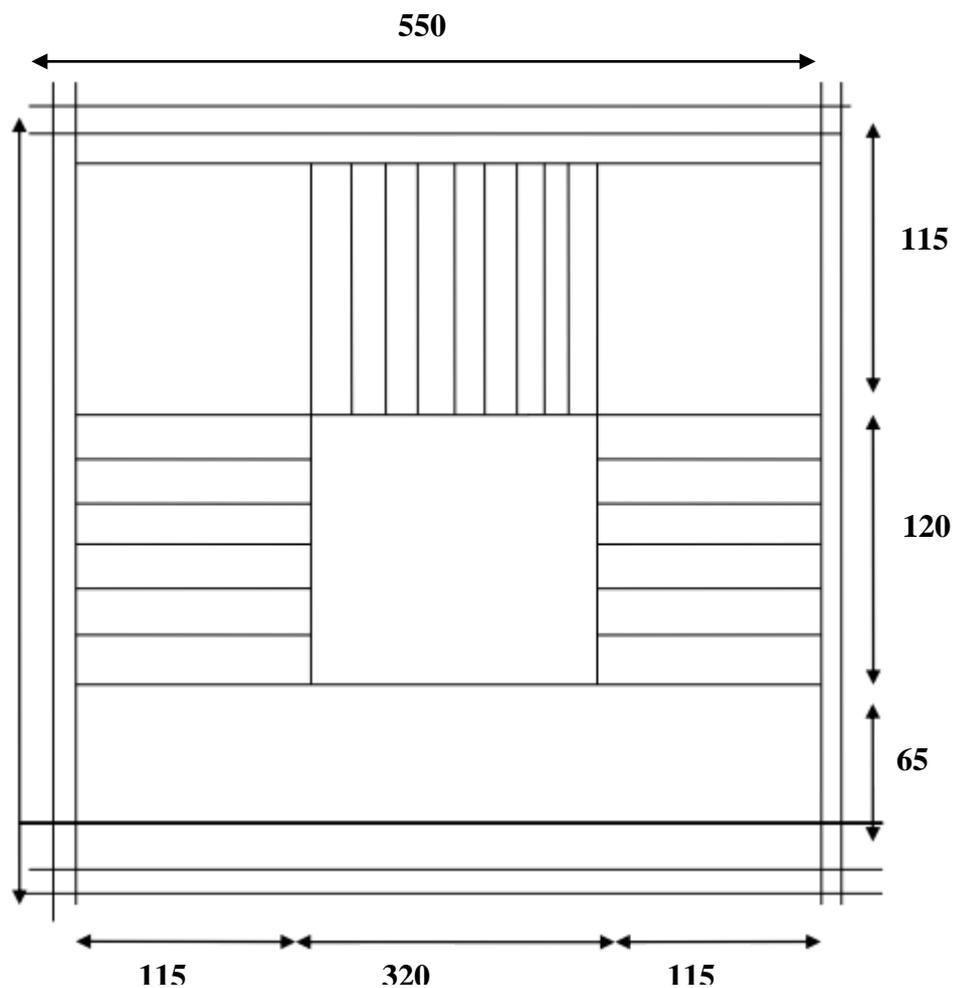


Fig. IV.12: Cage d'escalier

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

Charge permanente et d'exploitation : (voir chapitre 2)

Combinaisons fondamentales :

A. Volée :

E.L.U :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 8,91 + 1,5 * 2,5) = 15,77 \text{ KN/m}^2$$

E.L.S :

$$Q_s = (G + Q) = (8,91 + 2,5) = 11,41 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_u = 15,77 * 1,00 = 15,77 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_s = 11,41 * 1,00 = 11,41 \text{ KN /ml}$$

B. Palier :

E.L.U :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 5,11 + 1,5 * 2,5) = 10,64 \text{ KN/m}^2$$

E.L.S :

$$Q_s = (G + Q) = (5,11 + 2,5) = 7,61 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur on a :

$$Q_u = 10,64 * 1,00 = 10,64 \text{ KN /ml.}$$

$$Q_s = 7,61 * 1,00 = 7,61 \text{ KN /ml}$$

Calcul des moments fléchissant des efforts tranchants :

E.L.U :

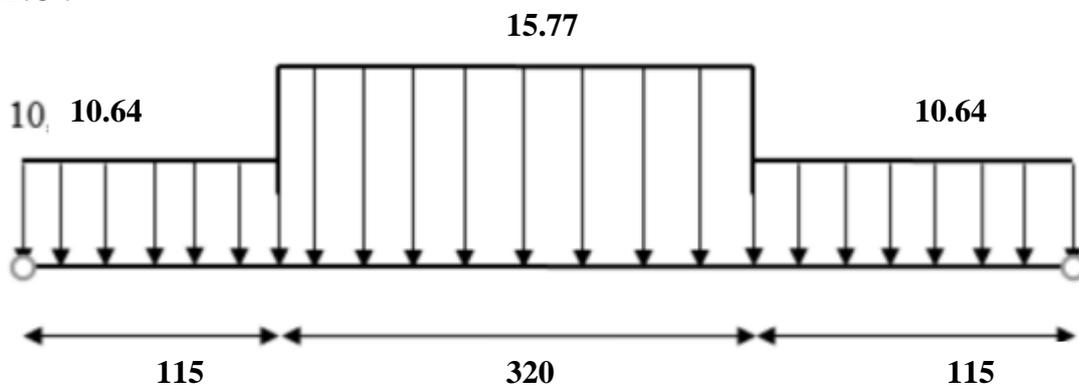


Fig. IV.13: Schéma statique des escaliers.

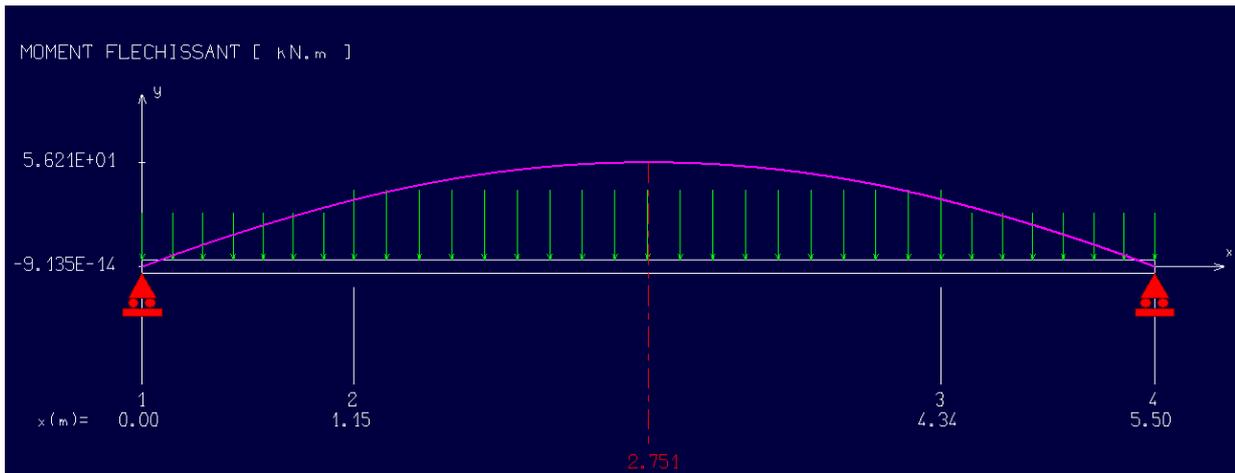


Fig. IV.14: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

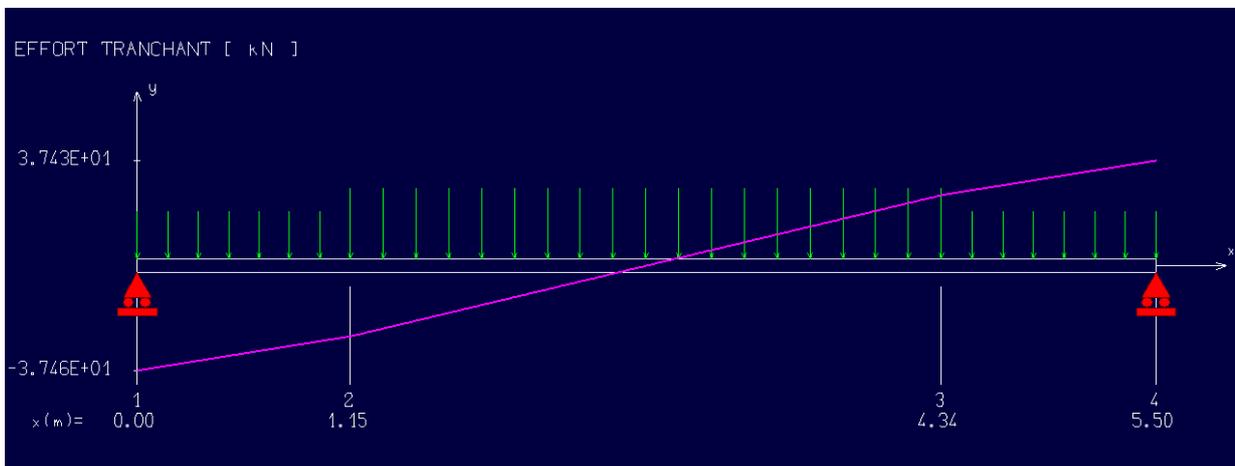


Fig. IV.15: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

E.L.S :

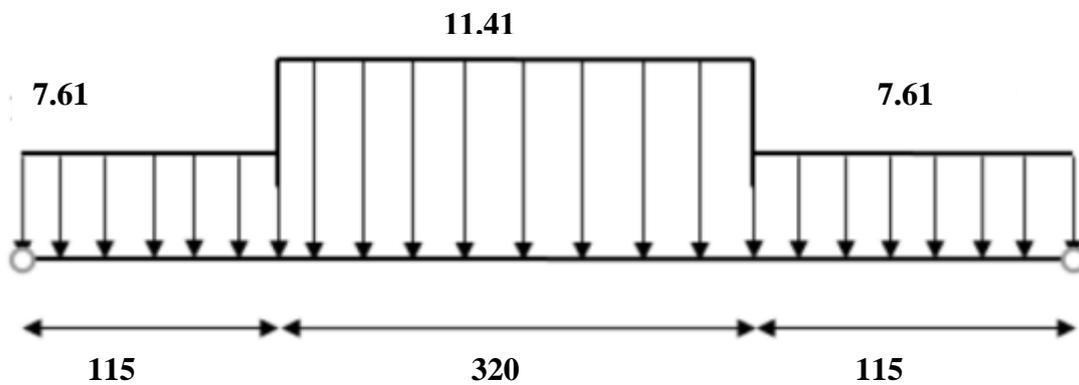


Fig. IV.16: Schéma statique des escaliers.

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

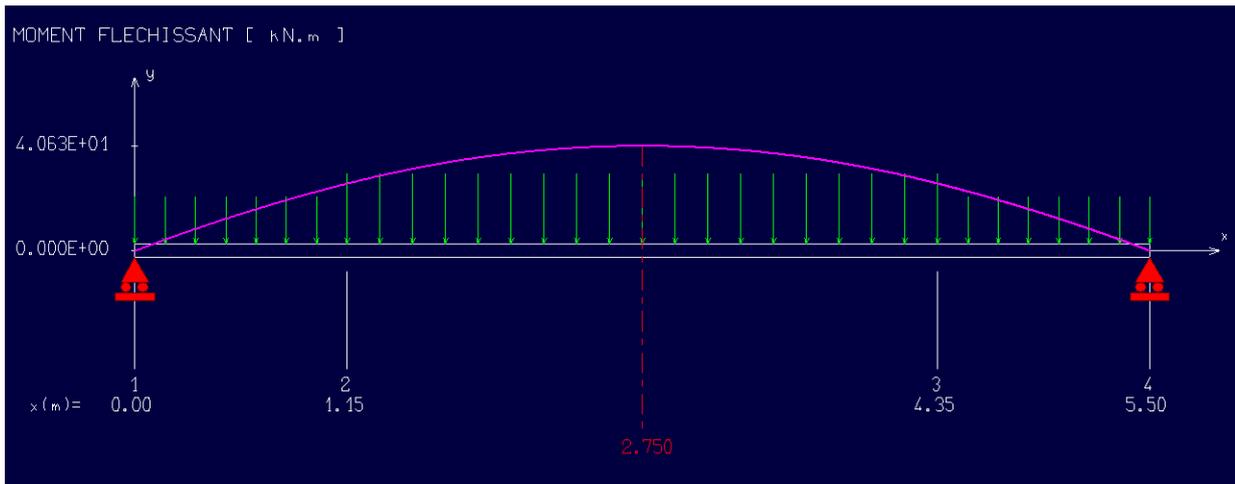


Fig. IV.17: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

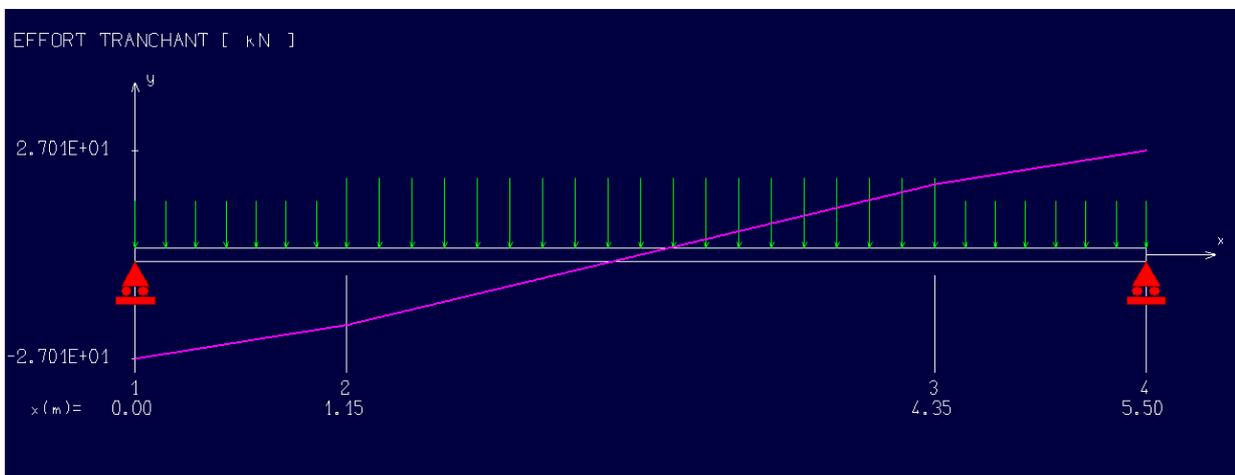


Fig. IV.18: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

IV.4.2. Calcul de ferrailage :

$$M_t = 0,8M_{Max}$$

$$M_a = -0,2M_{Max}$$

	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)
ELU	44.96	-11.24
ELS	32.48	-8.12

En travée :

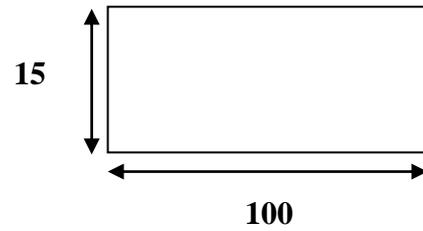
E.L.U :

$$M_T^U = 44.96 \text{ kN.m}$$

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

$$\mu = \frac{M_T^U}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{44.96 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 13.5^2} = 0.174$$



$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.174$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.24$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.903$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{44.96 \cdot 10^3}{0.903 \cdot 348 \cdot 13.5} = 10.59 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \max(A_{cal}; A_{min}) \quad A_u = 10.59 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T14 = 12.31 cm² avec un espacement St = 12.5 cm/ml

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{choix}}{4} = \frac{12.31}{4} = 3.07 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T10 = 3.93 cm² avec un espacement St = 20 cm/ml

E.L.S :

$$M_T^S = 32.48 \text{ kN.m}$$

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple



$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

FeE400

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{44.96}{32.48} = 1.38 \quad \Rightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.24 \leq 0.44 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

En appuis :

E.L.U :

$$M_a^U = 11.24 \text{ kN.m}$$

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^U}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{11.24 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 13.5^2} = 0.043$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.043$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.054$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.978$$

$$A_{cal} = \frac{M_a^U}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{11.24 \cdot 10^3}{0.978 \cdot 348 \cdot 13.5} = 2.44 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.0008 \cdot b \cdot h = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \max(A_{cal}; A_{min}) \quad A_u = 2.44 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T10 = 3.14 cm² avec un espacement St = 25 cm/ml

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{choix}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : 2T8 = 1.01 cm² avec un espacement St = 50 cm/ml

E.L.S :

$$M_T^S = 8.14 \text{ kN.m}$$

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple



$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

FeE400

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.24}{8.14} = 1.38 \quad \Rightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.054 \leq 0.44 \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Vérification de la condition de cisaillement :

$$T_u \text{ max} = 37.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b \cdot d} = \frac{37460}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissurations peut préjudiciables: } \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

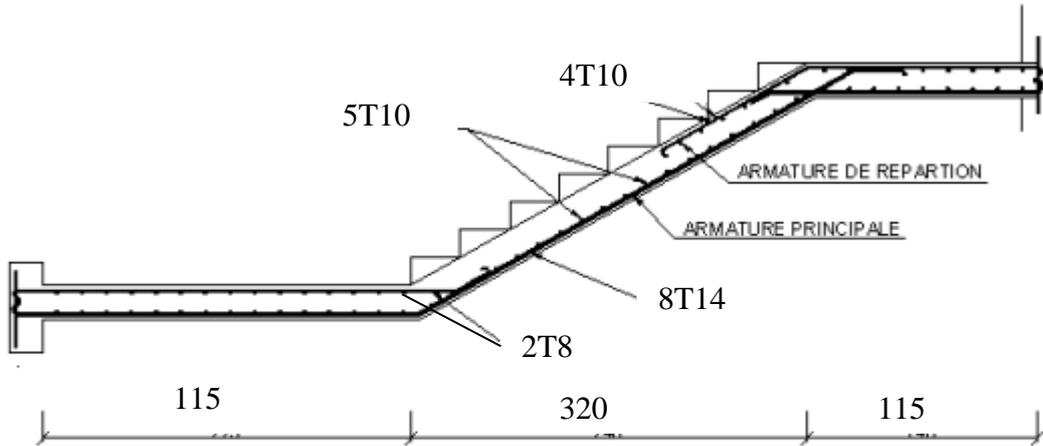


Fig. IV.19: ferrailage de l'escalier

IV.4.3. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

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

$$L = 550 \text{ cm} \quad L = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq H \leq \frac{550}{10} \quad 36.6 \leq H \leq 55$$

$$\frac{300}{15} \leq H \leq \frac{300}{10} \quad 20 \leq H \leq 30$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

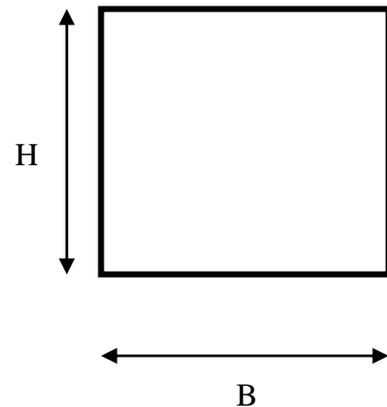


Fig. IV.20: Section transversale d'une poutre

Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

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

$$h/b = 30/30 = 1$$

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

Donc la section de la poutre principale est de dimension (50x45) cm²

Charge supportée par la poutre :

- Poids propre de la poutre :

$$G = 0,30 * 0,30 * 25 = 2,25 \text{ KN/m}$$

- Réaction du palier (ELU)

$$R_{AU} = R_{BU} = \frac{q_a U \times 1,15 \times \left(\frac{1,15}{2} + 4,35\right) \times q_t U \times 3,2 \times \left(\frac{3,2}{2} + 1,15\right) \times q_a U \times 1,15 \times \left(\frac{1,15}{2}\right)}{5,5}$$

$$= \frac{10,64 \times 1,15 \times \left(\frac{1,15}{2} + 4,35\right) \times 15,77 \times 3,2 \times \left(\frac{3,2}{2} + 1,15\right) \times 10,64 \times 1,15 \times \left(\frac{1,15}{2}\right)}{5,5} = 37,468 \text{ KN}$$

- Réaction du palier (ELS)

$$R_{AS} = R_{BS} = \frac{q_a S \times 1,15 \times \left(\frac{1,15}{2} + 4,35\right) \times q_t S \times 3,2 \times \left(\frac{3,2}{2} + 1,15\right) \times q_a S \times 1,15 \times \left(\frac{1,15}{2}\right)}{5,5}$$

$$= \frac{7,61 \times 1,15 \times \left(\frac{1,15}{2} + 4,35\right) \times 11,41 \times 3,2 \times \left(\frac{3,2}{2} + 1,15\right) \times 7,61 \times 1,15 \times \left(\frac{1,15}{2}\right)}{5,5} = 27,007 \text{ KN}$$

Combinaison à considérer :

ELU :

$$q_u = 1,35 G + R_{AU}$$

$$q_u = 1,35 * (2,25) + 37,468 = 40,505 \text{ KN/ml.}$$

ELS :

$$q_s = G + R_{AS}$$

$$q_s = 2,25 + 27,007 = 29,257 \text{ KN/ml.}$$

IV.4.4. Calcul du ferrailage (ELU) :

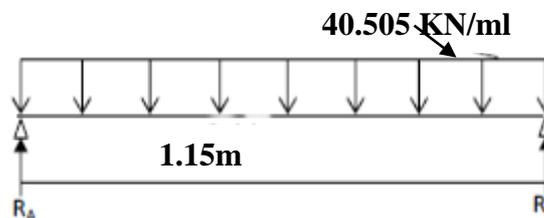


Fig. IV.21: Schéma statique (ELU)

$$R_A = R_B = \frac{(q_u \times l)}{2} = 23,29 \text{ KN}$$

Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{MAX} = \frac{(q_u \times l^2)}{8} = 6,69 \text{ KN.m}$$

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

Correction des moments

- En appuis :

$$M_a = -0,3 M_o = -0,3 * 6.69 = -2.008 \text{ KN.m.}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 * 7.44 = 5.69 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 23.29 \text{ KN}$$

Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

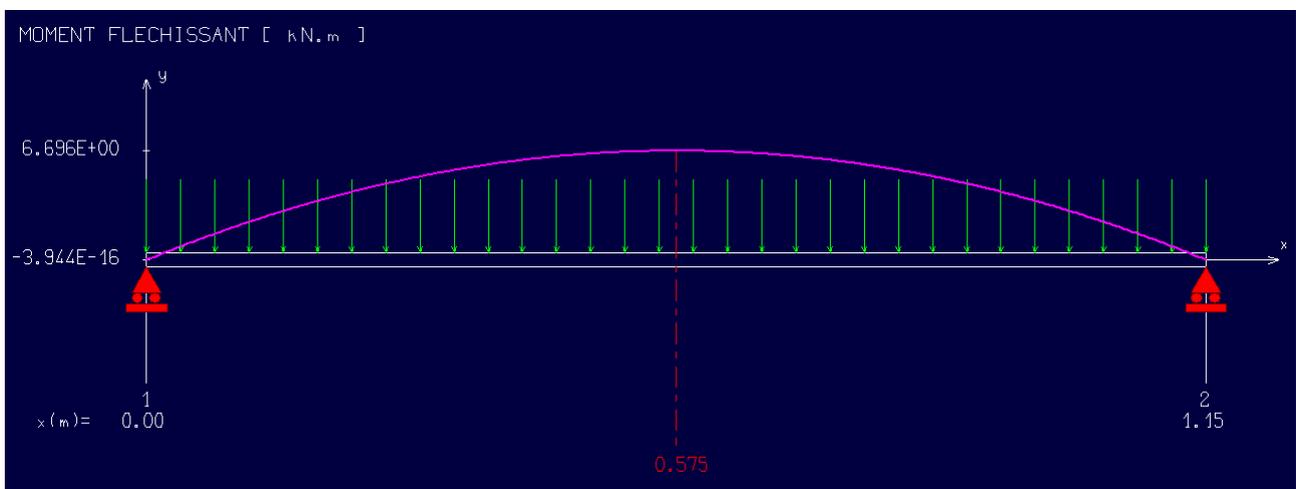


Fig. IV.22: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

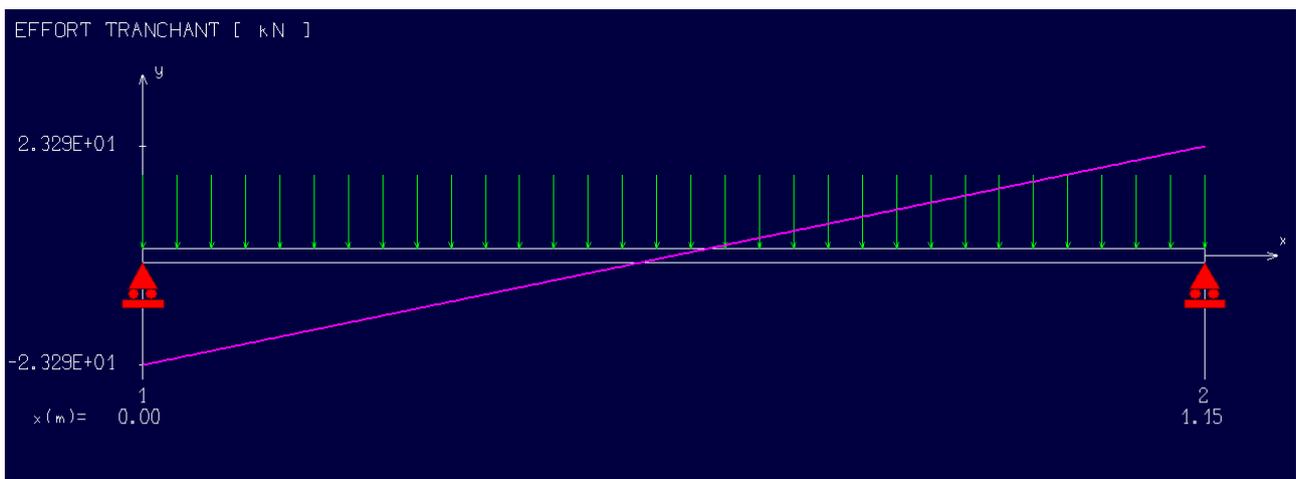


Fig. IV.23: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

Calcul des armatures :

Armatures principales (longitudinal) :

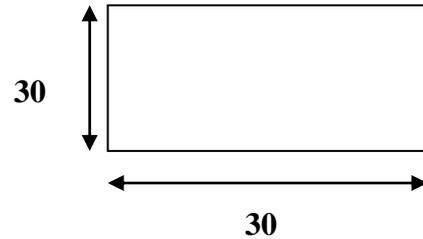
En travée :

E.L.U :

$$M_T^U = 5.69 \text{ KN.m.}$$

Vérifications de l'existence de des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_T^U}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{5.69 \cdot 10^3}{30 \cdot 14.17 \cdot 27^2} = 0.018$$



$\mu < \mu_L = 0.392$ Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu = 0.004$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.023$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.9908$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{5.69 \cdot 10^3}{0.9908 \cdot 348 \cdot 27} = 0.611 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.2: le ferrailage de poutre palière

	Mu	μ	α	β	Acal	Amin	choix	As
Travée	5.69	0.018	0.023	0.9908	0.611	1.08	3T14	4.62
Appuis	2.008	0.006	0.0089	0.9964	0.21	1.08	3T14	4.62

Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes : $T_u = 25.909 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} = \frac{25909}{45 \times 45 \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$ Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul à L'ELS :

$q_s = 29.257 \text{ KN/ml.}$

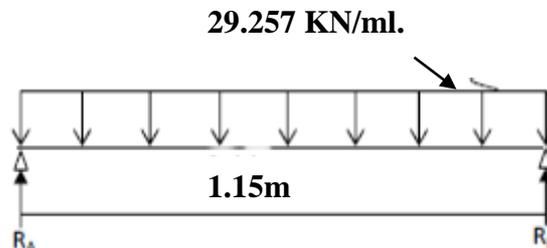


Fig. IV.24: Schéma statique (ELS)

$$R_A = R_B = \frac{(q_s \times l)}{2} = 15.19 \text{ KN}$$

Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{MAX} = \frac{(q_s \times l^2)}{8} = 4.83 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

- **En appuis :**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 * 5.39 = -1.45 \text{ KN.m.}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 5.39 = 4.11 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 15.19 \text{ KN}$$

Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

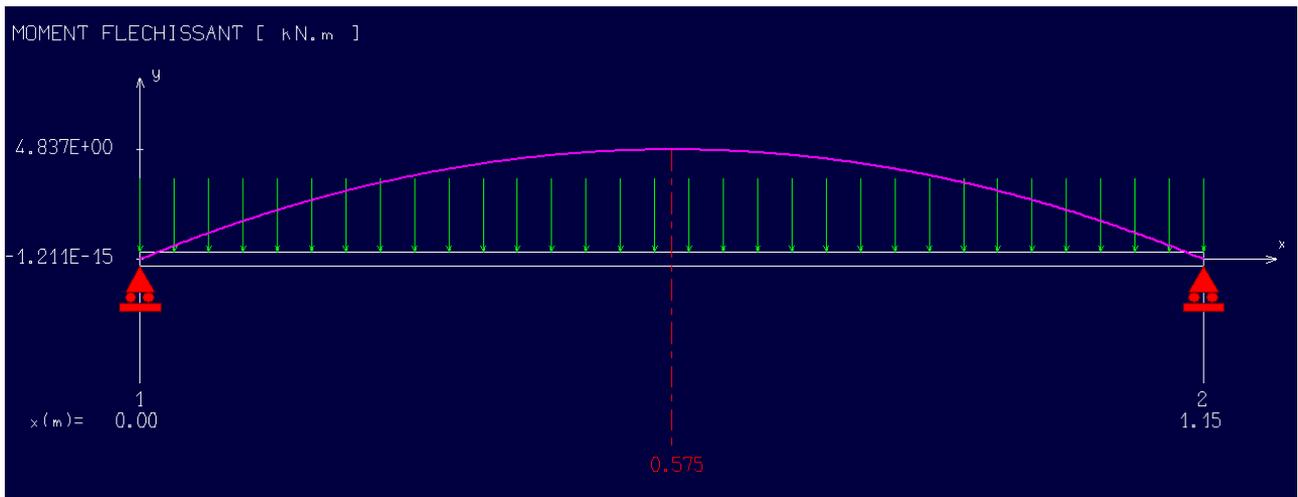


Fig. IV.25: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

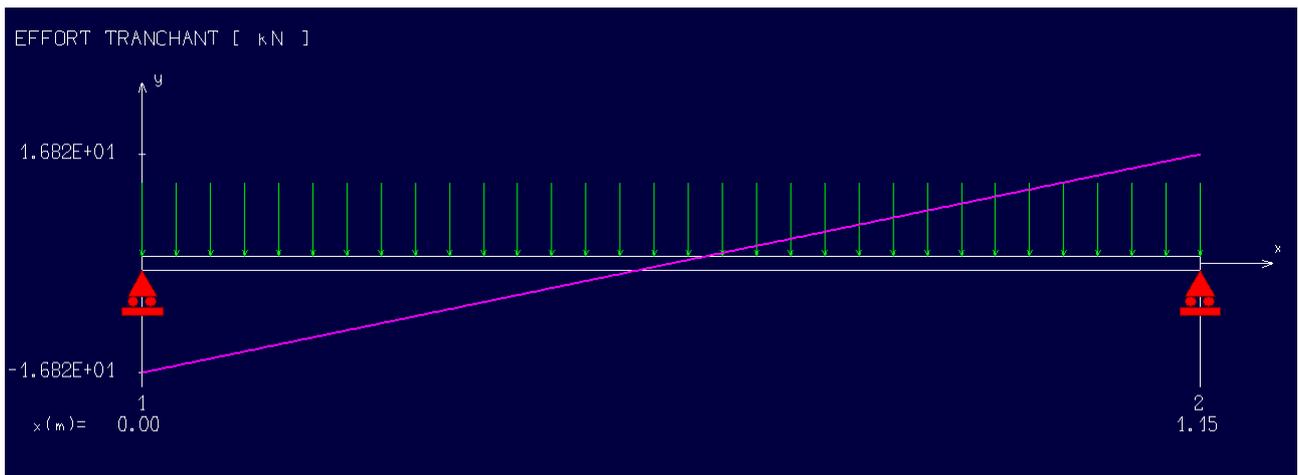


Fig. IV.26: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

VI.4.5. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

En travées :

Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y^2 - 15*As*(d-y) = 22.5y^2 + 50.85y - 2288.25$$

$$y = 9.01$$

Moment d'inertie :

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [As (d - Y)^2]$$

Chapitre IV : Calcule les éléments secondaires

$$I = (45 \cdot 9.01^3) / 3 + 15 \cdot 3.39 \cdot (45 - 9.01)^2 = 76836.48 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (4830 / 76836.48) \cdot 9.01 = 0.53 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0.53 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En Appuis:

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (1617 / 76836.48) \cdot 9.01 = 0.18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 0.18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.4.6. Vérification de la flèche :

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{50}{115} = 0.43 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{50}{115} = 0.43 \geq \frac{4581}{10 \cdot 7440} = 0.0621 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A}{B \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{3.39}{45 \cdot 45} = 0.001 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

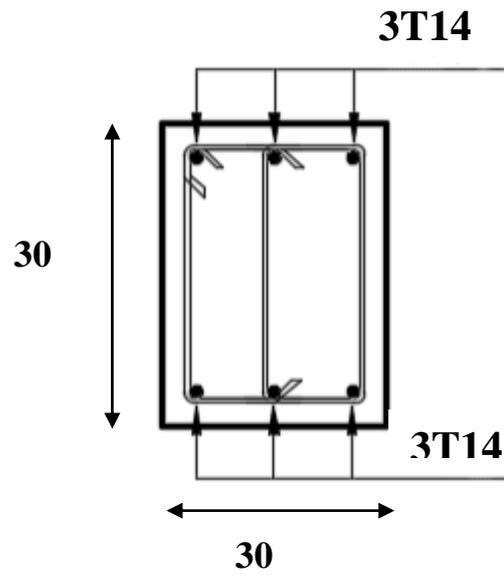


Fig. IV.27: ferrailage poutre palier

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction

Notre structure étant implantée de wilaya Oran en zone sismique IIa , Le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel Robot qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. Modélisation

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.4. Méthode de calcul

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accéléra grammes

V.4.1 Méthode statique équivalente (article 4.2 du RPA99/2003)

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles

a) Conditions d'application

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
 1. Zone I : Tous groupes
 2. Zone II : Groupe d'usage 3
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 3. Zone III : Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

b) Méthode de modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

c) Calcul de la force sismique totale (RPAart 4, 2,3)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A. Coefficient d'accélération de zone.

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone.

Groupe	Zone			III
	I	Ia	Ib	
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

Dans notre cas :

- Groupe d'usage 2
- Zone sismique Ia (ORAN)
Donc : $A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure.

La distribution de l'effort vertical est supérieure à 20 % pour les voiles

→ système 2 voiles porteurs → $R = 3,5$

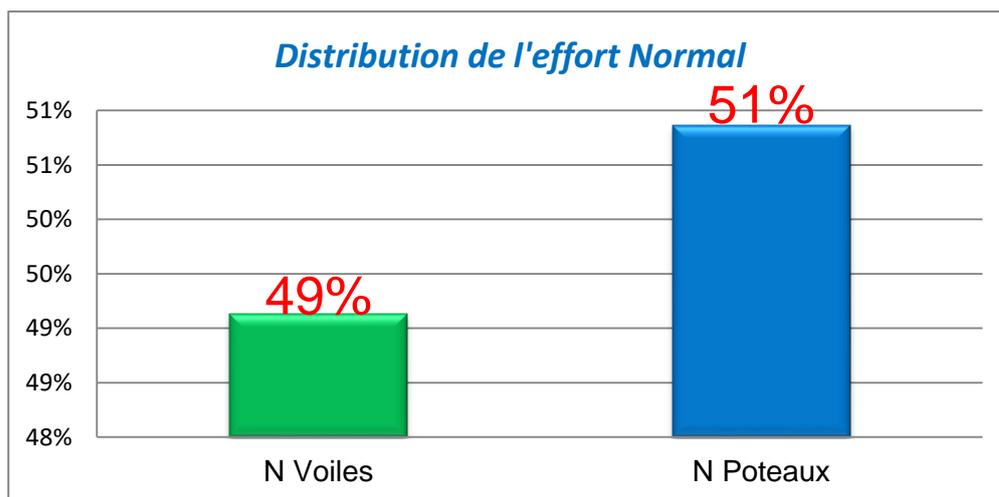


Fig. V.1 : Distribution de l'effort normal

Q : facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA.

Tableau V.2 : Valeur de facteur de qualité.

Critère q	P_q			
	Observé	P_{qx}	Non Observé	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	Non	0.05	Non	0
2. Redondance en plan	Non	0	Oui	0
3. Régularité en plan	Non	0	Non	0
4. Régularité en élévation	Non	0	Non	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.05	Oui	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1	Oui	0.1

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.15$$

Donc on majoré le facteur de qualité et on adopte : $Q_x = 1.20$ et $Q_y = 1.15$

W : poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, Solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et don4.5 du RPA.

Tableau V.3 : Valeurs du coefficient de pondération

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : <ul style="list-style-type: none"> • Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. • salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises 	0.30 0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\beta = 0.2$

$$W = G + 0.2 Q = 104869,44 \text{KN}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (ξ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, est donné par le tableau (4-1) présenté ci-après.

Tableau V.4 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un système de contreventement en portique par des voiles en béton armé.

On prend : $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819 > 0,7$

d) Estimation de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules Empirique en calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA.

Tableau V.5 : Les valeurs du coefficient C_t .

Cas	Système de contreventement	C_t
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en Maçonnerie.	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0.05

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

➤ Période caractéristique associée à la catégorie de site.

→ T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

Tableau V.6 : Valeurs des périodes caractéristiques T_1, T_2 .

Site	S1	S2	S3	S4
T_1 Sec	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2 Sec	0.30	0.40	0.50	0.70

✚ Sol ferme site 2 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,4$ sec.

➤ Calcul de période fondamentale de la structure T:

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4}$$

Dans notre cas : $C_T = 0.050$; $h_N = 43.18$ m

Donc : $T = 0.05(43.18)^{3/4} = 0.84$ sec.

On peut également utiliser aussi la formule suivante : $T = \frac{0.09 \cdot h_N}{\sqrt{D}}$

Où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$D_x = 21.30$ m, $D_y = 24.10$ m

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.84 \\ T_y = 0.79 \end{cases}$$

$$- T_x = \min(T_x ; T) = \min(0.84 ; 0.84) = 0.84 \text{ s}$$

$$- T_y = \min(T_y ; T) = \min(0.79 ; 0.84) = 0.79 \text{ s}$$

Donc la Période fondamentale statique majorée de 30 % est

$$- T_x = 1.3 \times 0.84 = 1.09 \text{ s}$$

$$- T_y = 1.3 \times 0.79 = 1.03 \text{ s}$$

On a:

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ Car } 0.4 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.342 \\ D_y = 1.399 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.342 \times 1.20}{3.5} \times 104869,44 = 7239,43 \text{Kn}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.399 \times 1.15}{3.5} \times 104869,44 = 7229,36 \text{Kn}$$

V .3.2 Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe de la méthode dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Modélisation

- 1) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré au bas où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- 2) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2) translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- 3) Pour les structures régulières ou non régulières comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- 4) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- 5) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- 6) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

c) **Spectre de calcul** : L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

Comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Pour notre étude le spectre de réponse étant intégrée dans le logiciel robot structural analysais avec lequel nous avons modélisé la structure, les données correspondantes à notre projet sont :

- La zone Iia
- Groupe d'usage 2.
- Facteur de qualité ($Q_x=Q_y=1.25$).
- Coefficient de comportement global de la structure $R=3.5$.
- Site ferme S2.
- Le pourcentage d'amortissement critique $\xi=7$.

Pour notre l'étude de ce projet le spectre de réponse est donné par le logiciel.

❖ Représentation graphique du spectre de réponse:

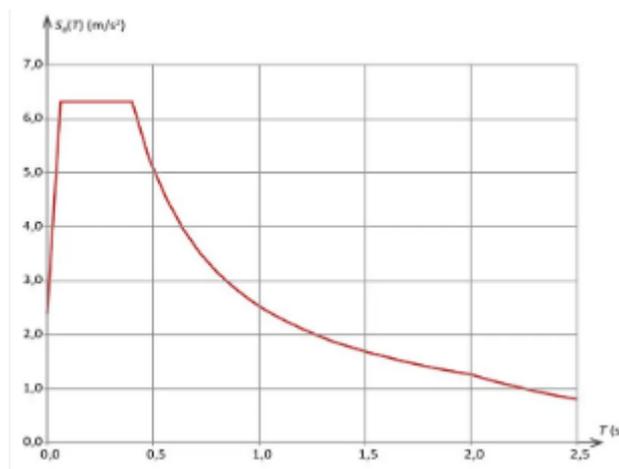


Fig. V.2 : Diagramme de spectre de réponse.(RPA2003)

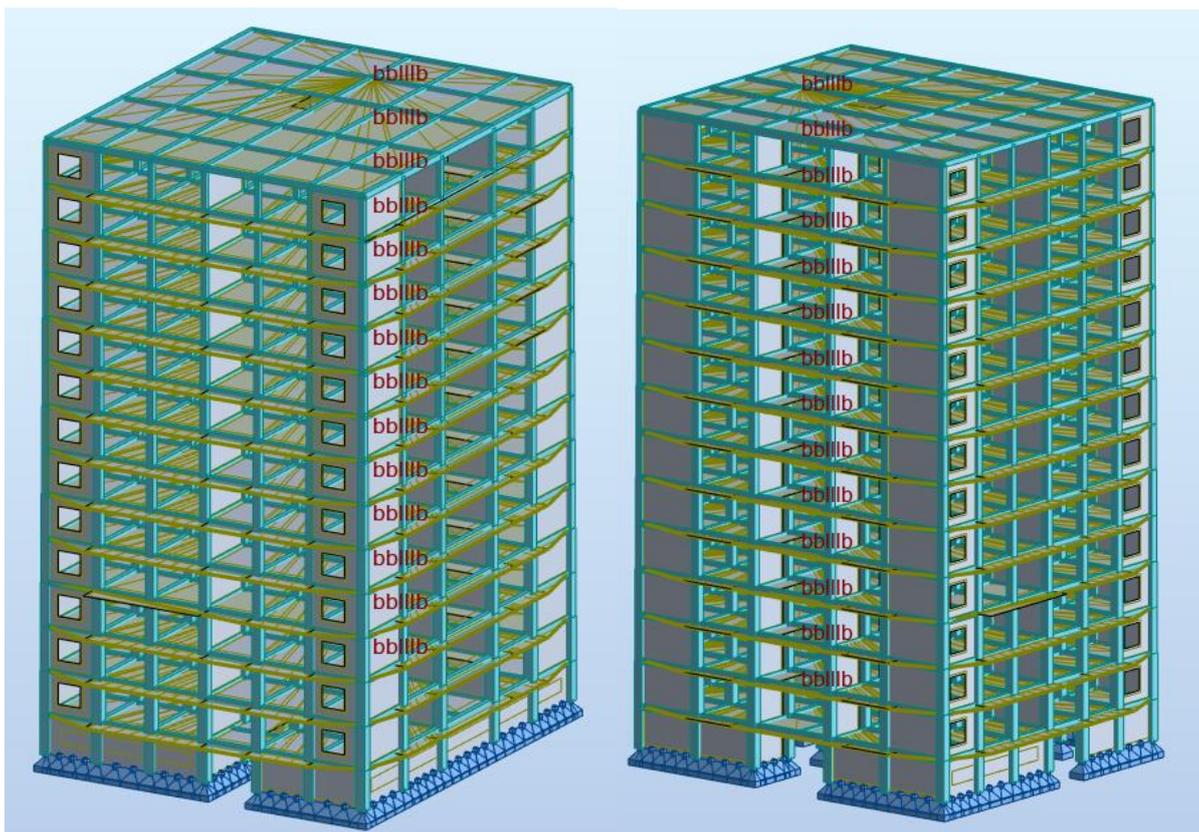


Fig. V.3 : Vue sur la structure en 3D

c) Disposition des voiles :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

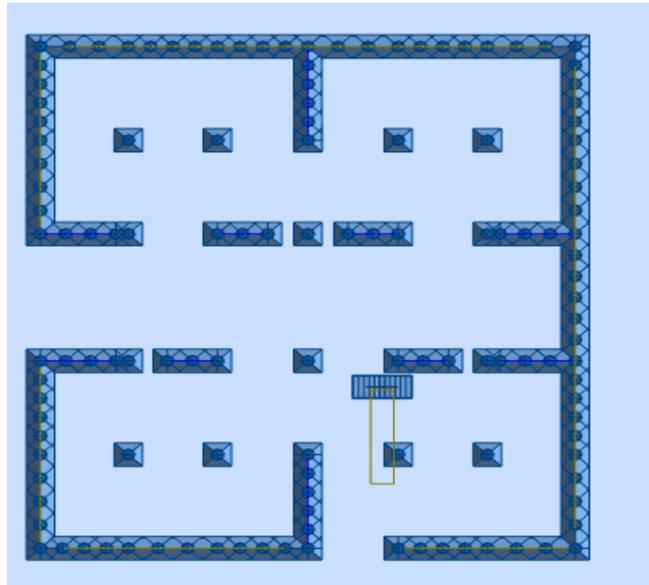


Fig. V.4 : Disposition des voiles dans la structure

V.4.Mode de vibration et taux de participation des mas

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	1,07	62,44	0,02	62,44	0,02
3/ 2	0,99	0,02	61,47	62,45	61,49
3/ 3	0,79	0,06	0,01	62,51	61,51
3/ 4	0,29	16,74	0,01	79,26	61,51
3/ 5	0,24	0,01	17,83	79,27	79,34
3/ 6	0,19	0,02	0,00	79,28	79,34
3/ 7	0,13	6,46	0,00	85,74	79,34
3/ 8	0,11	0,00	7,17	85,75	86,51
3/ 9	0,09	0,01	0,00	85,76	86,52
3/ 10	0,08	3,35	0,00	89,11	86,52
3/ 11	0,06	0,00	3,81	89,11	90,33
3/ 12	0,06	2,03	0,00	91,14	90,33
3/ 13	0,05	0,00	0,00	91,14	90,34
3/ 14	0,05	0,01	0,05	91,15	90,38
3/ 15	0,05	0,00	0,04	91,15	90,42

V.5.Analyse des résultats

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que le taux de participation massique selon l'axe X atteint les 90% au bout du 10^{ème} mode, et selon l'axe Y au bout du 11^{ème} mode.

Les modes de vibrations

- Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X :

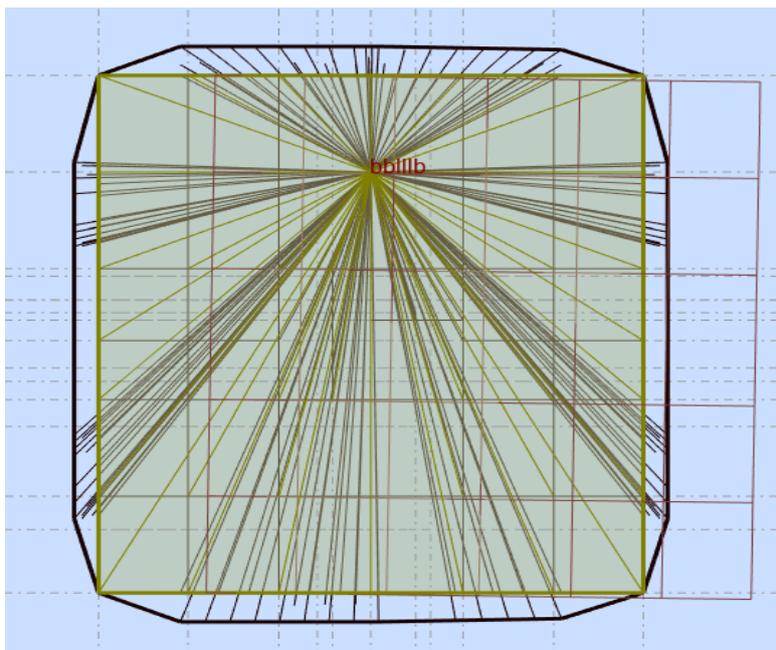


Fig. V.5 : Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y :

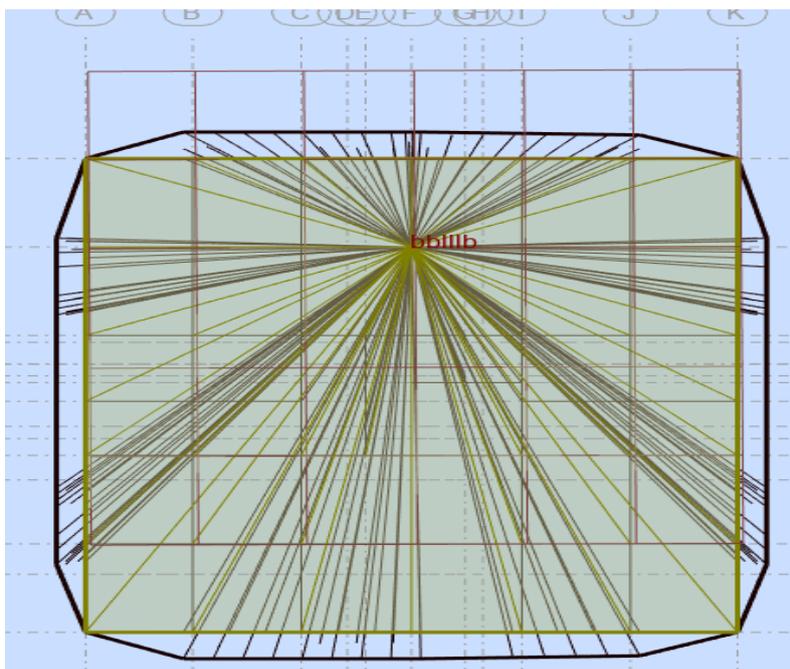


Fig. V.6 : Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

- Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z :

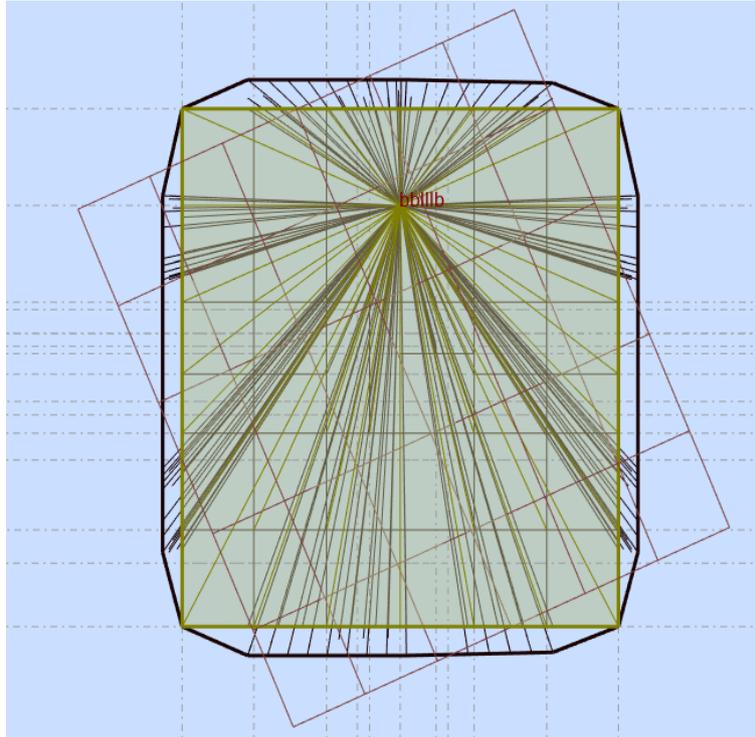


Fig. V.7 : Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

V.6 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003

V.6.1 Vérification de l'effort tranchant à la base

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces Sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $v_{statique}$

$$V_{dynamique} = \frac{A \times Q \times D \times \alpha}{R} \times W$$

On doit vérifier que $V_{dynamique} \geq 0.8V_{statique}$

Avec :

$V_{dynamique}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

Si $V_{dynamique} \geq 0.8V_{statique}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le

$$\text{Rapport : } \frac{V_{dynamique}}{0.8V_{statique}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	V statique (KN)	0.8V statique	Remarque	
X-X	5703,72	7239,43	5791,54	$V_{dynamique} \geq 0.8V_{statique}$	Non vérifié =1,01
Y-Y	5770,63	7229,36	5783,49	$V_{dynamique} \geq 0.8V_{statique}$	Non vérifié =1,00

Donc on a Calcul le facteur : $0.8V_{statique} / V_{dynamique}$ et Nous l'entrons dans le programme de calcul pour augmenter la résistance sismique

V.6.2 Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \text{ RPA99 (Article 4.4.3).}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\Delta_K < 1 \times h_c$ RPA99 (Article 5.10)

Tableau V.8 : Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

Niveau	δ_{ek} (Cm)	δ_K (Cm)	δ_{k-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	H_K (Cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
Sou sol	0,062	0.217	0	0.217	280	0.0007	Vérifier
RDC	0,397	1.389	0.217	1.172	306	0.0038	Vérifier
1	0,925	3.237	1.389	1.848	306	0.0060	Vérifier
2	1,591	5.568	3.237	2.331	306	0.0076	Vérifier
3	2,384	8.344	5.568	2.776	306	0.0090	Vérifier
4	3,251	11.378	8.344	3.034	306	0.0099	Vérifier
5	4,188	14.658	11.378	3.318	306	0.0108	Vérifier
6	5,166	18.081	14.658	3.28	306	0.0107	Vérifier
7	6,172	21.602	18.081	3.423	306	0.0111	Vérifier
8	7,183	25.140	21.602	3.521	306	0.0115	Vérifier
9	8,185	28.647	25.140	3.538	306	0.0115	Vérifier
10	9,175	32.112	28.647	3.507	306	0.0114	Vérifier
11	10,140	35.49	32.112	3.465	306	0.0113	Vérifier
12	11,057	38.699	35.49	3.378	306	0.0110	Vérifier

Tableau V.9 : Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.

Niveau	δ_{ek} (Cm)	δ_K (Cm)	δ_{K-1} (Cm)	Δ_k (Cm)	H_K (Cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	Observation
Sou sol	0,054	0.189	0	0.189	280	0.0006	Vérifier
RDC	0,316	1.106	0.189	0.917	306	0.0029	Vérifier
1	0,730	2.555	1.106	1.449	306	0.0047	Vérifier
2	1,268	4.438	2.555	1.883	306	0.0061	Vérifier
3	1,913	6.695	4.438	2.257	306	0.0073	Vérifier
4	2,641	9.243	6.695	2.548	306	0.0083	Vérifier
5	3,434	12.019	9.243	2.776	306	0.0090	Vérifier
6	4,271	14.948	12.019	2.929	306	0.0095	Vérifier
7	5,143	18.000	14.948	3.052	306	0.0099	Vérifier
8	6,030	21.105	18.000	3.105	306	0.0101	Vérifier
9	6,925	24.237	21.105	3.132	306	0.0102	Vérifier
10	7,815	27.352	24.237	3.115	306	0.0101	Vérifier
11	8,694	30.429	27.352	3.077	306	0.0100	Vérifier
12	9,562	33.467	30.429	3.038	306	0.0099	Vérifier

V.6.3 Justification de l'effet P-Δ

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_{khk}} \leq 0.10 \text{ L'article 5.9 du RPA99/version 2003}$$

- P_k : poids total de la structure et des charges des exploitations associés au-dessus du niveau "K".

- V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = F_{t+} \sum F_i$).

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

- Δ_k : déplacement relatif du niveau "K" par rapport à K-1.

- h_k : hauteur de l'étage "K".

- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0.20$ la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10 : Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X

Etage	P(KN)	Δ (cm)	V(KN)	h (m)	θ	Vérification
1	-88259,6	0,062	5539,14	2,8	0,003528201	OK
2	-80343,9	0,335	5504,71	3,06	0,015978705	OK
3	-73659,7	0,528	5363,82	3,06	0,023695626	OK
4	-67132,6	0,666	5143,15	3,06	0,028409083	OK
5	-60683	0,793	4879,23	3,06	0,032230519	OK
6	-54301,4	0,867	4577,25	3,06	0,033612721	OK
7	-47947,3	0,937	4255,32	3,06	0,034502463	OK
8	-41722,2	0,977	3936,4	3,06	0,033840822	OK
9	-35538,7	1,006	3611,63	3,06	0,032350014	OK
10	-29447,5	1,011	3276,06	3,06	0,029697969	OK
11	-23389,5	1,002	2902,66	3,06	0,026385803	OK
12	-17413,2	0,99	2449,7	3,06	0,022997398	OK
13	-11467,7	0,965	1875,77	3,06	0,01927972	OK
14	-5602,8	0,917	1093,68	3,06	0,015351922	OK

Tableau V.11 : Vérification de l'effet P-Δ selon le sens Y-Y.

Et age	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	Θ	Vérification
1	-88259,6	0,054	5495,44	2,8	0,003097386	OK
2	-80343,9	0,262	5453,71	3,06	0,012613641	OK
3	-73659,7	0,414	5308,47	3,06	0,018773249	OK
4	-67132,6	0,538	5084,07	3,06	0,023215761	OK
5	-60683	0,644	4822,99	3,06	0,026479813	OK
6	-54301,4	0,728	4537,08	3,06	0,028473716	OK
7	-47947,3	0,793	4223,55	3,06	0,029419703	OK
8	-41722,2	0,837	3903,81	3,06	0,029233603	OK
9	-35538,7	0,872	3584,07	3,06	0,02825659	OK
10	-29447,5	0,887	3246,65	3,06	0,026291514	OK
11	-23389,5	0,895	2864,39	3,06	0,023883043	OK
12	-17413,2	0,89	2423,87	3,06	0,020894746	OK
13	-11467,7	0,879	1868,89	3,06	0,017626177	OK
14	-5602,8	0,868	1088,83	3,06	0,014596319	OK

Remarque : On voit bien que la condition est largement satisfaite, donc l'effet P-Δ n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

V.6.4 Effort normal réduits

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

On entend par effort normal réduit, le rapport :
$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brut) de cette dernière.

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

Pour calculer l'effort normal « N_d » selon le CBA, (l'Article B.8.2.2) pour un poteau soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par les RPA." Les combinaisons du RPA pour un ouvrage avec des voiles (mixte) sont connues :

V.6.5. Vérification d'effort normal réduit des poteaux :

Tableau V.12 : Vérification d'effort normal réduit des poteaux.

Poteau	$N_d(N)$	$B_c(mm^2)$	f_{cj}	V	Observation
30*30	17311	90000	25	0.007	CV
35*35	37778	122500	25	0.012	CV
40*40	64150	160000	25	0.016	CV
45*45	97082	202500	25	0.019	CV
50*50	129746	250000	25	0.020	CV
55*55	188259	302500	25	0.024	CV
60*60	216892	360000	25	0.024	CV

V.6.6. Vérification au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum V_i \times H_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L / 2$$

W : le poids total de la structure

Tableau V.13 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (x).

ETAGE	V _x (KN)	h(m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	5539,14	2,8	104869,44	10,79	96,404	1131541,258
2	5504,71	5,86			825,6154	
3	5363,82	8,92			1968,3764	
4	5143,15	11,98			3161,7616	
5	4879,23	15,04			4541,7792	
6	4577,25	18,1			5826,933	
7	4255,32	21,16			6748,3472	
8	3936,4	24,22			7865,9294	
9	3611,63	27,28			9154,3496	
10	3276,06	30,34			11328,956	
11	2902,66	33,4			15128,864	
12	2449,7	36,46			20925,4878	
13	1875,77	39,52			30908,1968	
14	1093,68	42,58			-90610,24	
SOMME					27870,7604	<u>OK</u>

- Vérifications

$M_R = 27870,7604 \text{ KN.m}$; $M_S = 1131541,258 \text{ KN.m}$

- $\frac{M_S}{M_R} = 40.59 \geq 1.5$La condition est vérifiée

Tableau V.14 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y).

ETAGE	V _y (KN)	h(m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	5495,44	2,8	104869,44	12,15	116,844	1274163,696
2	5453,71	5,86			851,1064	
3	5308,47	8,92			2001,648	
4	5084,07	11,98			3127,7384	
5	4822,99	15,04			4300,0864	
6	4537,08	18,1			5674,893	
7	4223,55	21,16			6765,6984	
8	3903,81	24,22			7744,1028	
9	3584,07	27,28			9204,8176	
10	3246,65	30,34			11597,7684	
11	2864,39	33,4			14713,368	
12	2423,87	36,46			20234,5708	
13	1868,89	39,52			30827,9712	
14	1088,83	42,58			-94910,394	
SOMME					22250,2192	<u>OK</u>

- Vérifications

$M_R=22250, 2192\text{KN.m}$; $M_S=1274163, 696\text{KN.m}$

- $\frac{M_S}{M_R} = 57,26 \geq 1.5$La condition est vérifiée

V.7. Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003, car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles.

Dimensions finales des différents éléments :

- les voiles : $e = 25$ cm.
- Les poutres : Poutre principale : (30×45).
Poutre chaînage : (30×35).

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

- Les poteaux :

Poteau 01 : s-sol, RDC et étage courant : (60×60).

Poteau 02 : étage 1 et 2 : (55×55).

Poteau 03 : étage 3 et 4 : (50×50).

Poteau 04 : étage 5 et 6 : (45×45).

Poteau 05 : étage 7 et 8 : (40×40).

Poteau 06 : étage 9 et 10 : (35×35).

Poteau 07 : étage 11 et 12 : (30×30).

Chapitre VI :
Ferraillage des
éléments structuraux

VI.1.Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et Capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

❖ **Poteaux** : Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

❖ **Poutres** : Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysais 2014), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

VI.2.Les poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui, les calculs seront donc faits en flexion simple à partir du règlement BAEL 91 ; puis, on se rapportera au règlement du RPA 99 V 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale** : BAEL 91
E.L.U : $1,35G + 1,5Q$
E.L.S : $G + Q$
- **Combinaison accidentelle** : RPA 99 V 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

Pour les combinaisons accidentelles et fondamentales, on prend les moments maximums et on vérifie avec la combinaison ELS.

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (45×30).
- Poutres secondaires (35×30).

Recommandation du RPA99/Version 2003

❖ **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1)**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section du béton.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone II.
 - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

❖ Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espaceur maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$- S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \varnothing l\right) \text{ Dans la zone nodale et en travée si les armatures}$$

Comprimées sont nécessaires.

$$- S_t \leq \frac{h}{2} : \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre des armatures longitudinales $\varnothing l$ à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.1. Ferrailages des poutres :

Sollicitation du calcul : A l'aide du fichier des résultats donnée par logiciel "logiciel robot", on obtient les résultats dans le tableau (6.1) :

Tableau VI.1 : Récapitulatif des moments fléchissant en (KN. m) et efforts tranchants.

	ELU		ELS		Situation accidentelle		Efforts tranchants
	MT (KN. m)	Ma (KN. m)	MT (KN. m)	Ma (KN. m)	MT (KN. m)	Ma (KN. m)	
Moment							T (KN)
Poutre principale (45*30)	52.84	123.17	38.41	89.48	48.91	146.50	104.37
Poutre secondaire (35*30)	44.56	74.01	32.36	53.97	67.80	76.85	47.34

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Exemple de calcul :

Poutre principale (45*30)

Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$h=45\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $d=40.5$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_b=14.2\text{MPa}$

En travée :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_t^u = 52.84 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{52.84 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.076$$

$$\mu = 0.076 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1, 25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.099$$

$$\beta = 1 - 0, 4\alpha = 0, 960$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{52.84 \times 10^3}{0.960 \times 40.5 \times 348} = 3.90 \text{ cm}^2$$

État limite de service (ELS) :

$$M_t^s = 38.41 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Acier FeE400} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.38 \longrightarrow \alpha = 0.099 < 0.44 \longrightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$
- Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.LU seront maintenues (aucune vérification pour σ_s)

Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 48.91 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{48.91 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.069$$

$$\mu = 0.069 < \mu_l = 0.392 (\text{acier FeE400})$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.089$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^{acc}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{48.91 \times 10^3}{0.964 \times 40.5 \times 348} = 3.59 \text{ cm}^2$$

En appuis :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_a^u = 123.17 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{123.17 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.176$$

$$\mu = 0.176 < \mu_l = 0.392 (\text{acier FeE400})$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.244$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,902$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{123.17 \times 10^3}{0.902 \times 40.5 \times 348} = 9.7 \text{ cm}^2$$

État limite de service (ELS) :

$$M_a^s = 89.48 \text{ KN.m}$$

Acier FeE400
Flexion simple
Section rectangulaire

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.38 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0.243 < 0.44 \quad \longrightarrow \quad \text{CV}$$

Conclusion :

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- Fissuration peu nuisible

Les armatures calculées à E.LU seront maintenues (aucune vérification pour σ_s)

Situation accidentelle :

$$M_s^{acc} = 146.50 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_s^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{146.50 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times 40.5^2} = 0.210$$

$$\mu = 0.210 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.298$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,880$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_t^{acc}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{146.50 \times 10^3}{0.880 \times 40.5 \times 348} = 11.81 \text{ cm}^2$$

Conditions imposées par RPA99 (version 2003) :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Poutre principale (45*30) : $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire (35*30) : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

Conditions imposées par le BAEL.91 :

- Poutre principale (45*30) : $A_{min} = 0.23 \times \frac{1.8}{400} \times 45 \times 30 = 1.39 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire (35*30) : $A_{min} = 0.23 \times \frac{1.8}{400} \times 35 \times 30 = 1.09 \text{ cm}^2$

Conclusion :

- $A_{ca} (\text{entrave}) = 3.90 \text{ cm}^2$
- $A_{ca} (\text{en appuis}) = 9.7 \text{ cm}^2$
- $ARPA = 6.75 \text{ cm}^2$
- $ABAEL = 1.09 \text{ cm}^2$

$$A (\text{traves}) = \max (A_{ca} ; ARPA ; ABAEL) = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A (\text{appuis}) = \max (A_{ca} ; ARPA ; ABAEL) = 9.7 \text{ cm}^2$$

VI.2.2. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = 104.37 \text{ KN}$$

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

$$T_u < 0.267 \times \alpha \times b \times f_{t28}$$

Avec :

$$\alpha = 0.9 \times d = 36.5 \text{ cm}$$

$$T_u = 104.37 \text{ KN} < 0.267 \times 36.5 \times 30 \times 25 \times 100 = 730912 \text{ N}$$

L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

Inférieures :

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

$$A = 9.7 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left(10437 + \frac{12317}{0.9 \times 40.5} \right) \times 0.01 = 3.09 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

Moyenne :

Nous avons : $T_u = 104.37 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = 0.85 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.85 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement des armatures transversales A_t :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{min}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1.6\right) = 1.28\text{cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Leftrightarrow 4\phi 8 \Leftrightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier).

L'espacement des armatures transversales : selon le BAEL91 :

$$\frac{A_t}{\delta_1 \times b_0} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times k}{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

K = 1 flexion simple.

$$\alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times 235}{30(\tau_u - 0.3f_{tj})} = \frac{2.01 \times 0.8 \times 235}{30(0.85 - 0.3 \times 2.1)} = 57.25\text{cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = 39.36\text{ MPa}$$

Selon L'RPA99 (version 2003).

— **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; \Phi 12\right) = 10\text{cm}$$

— **Zone courante :**

$$\delta_{t4} \leq \frac{45}{2}$$

Vérification des armatures transversales :

— **Zone nodale :**

$$A_{tmin} = 0.03 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

— **Zone courante :**

$$A_{tmin} = 0.03 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40\Phi_{max}$$

$$L_r = 40 \times 1.6 = 65\text{cm}$$

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci avant ; on donne directement les valeurs des armature trouvées et le choix du ferrailage.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau VI.2 : Récapitulatif des ferrailages.

Type des poutres		Amin BAEL(cm ²)	Amin RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Armatures choisis	A _{cor} (cm ²)
Poutres principale	Travée	1.39	6.75	3.9	3T14+2T12	6.88
	Appuis	1.39	6.75	9.7	3T16+3T14	10.65
Poutres secondaire	Travée	1.09	5.25	5.9	3T16	6.03
	Appuis	1.09	5.25	7.6	3T14+ 3T12	8.01

VI.2.3.Dessin du ferrailage :

- Poutres principales :

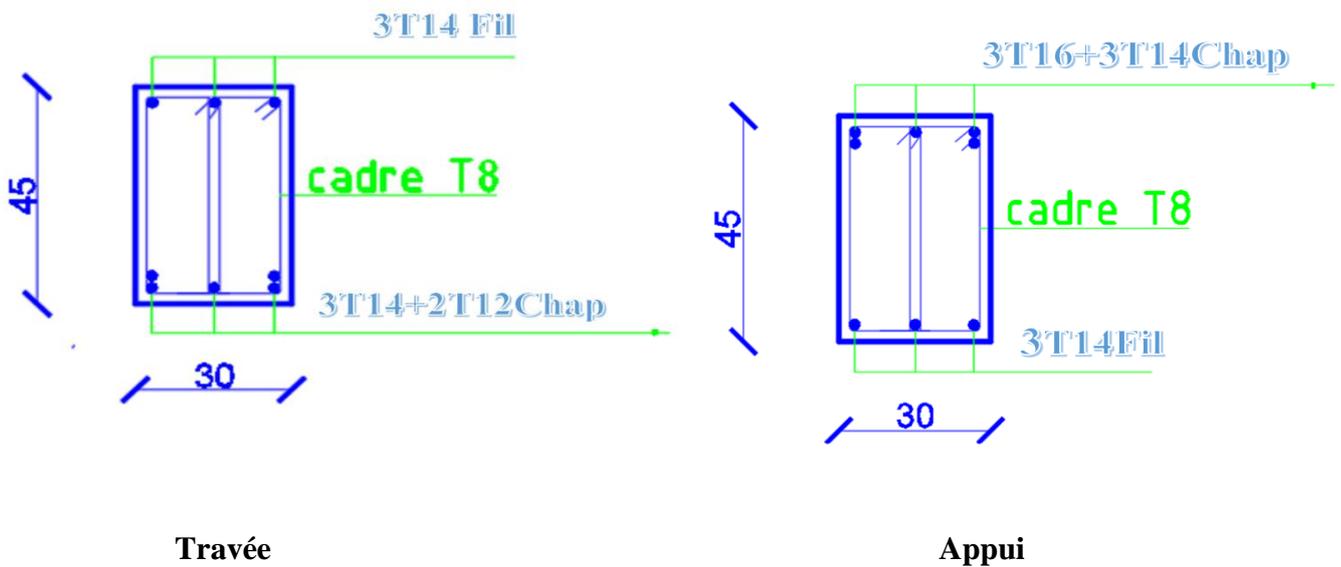


Fig.VI.1 : Ferrailage Poutres principales

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Poutres secondaires :

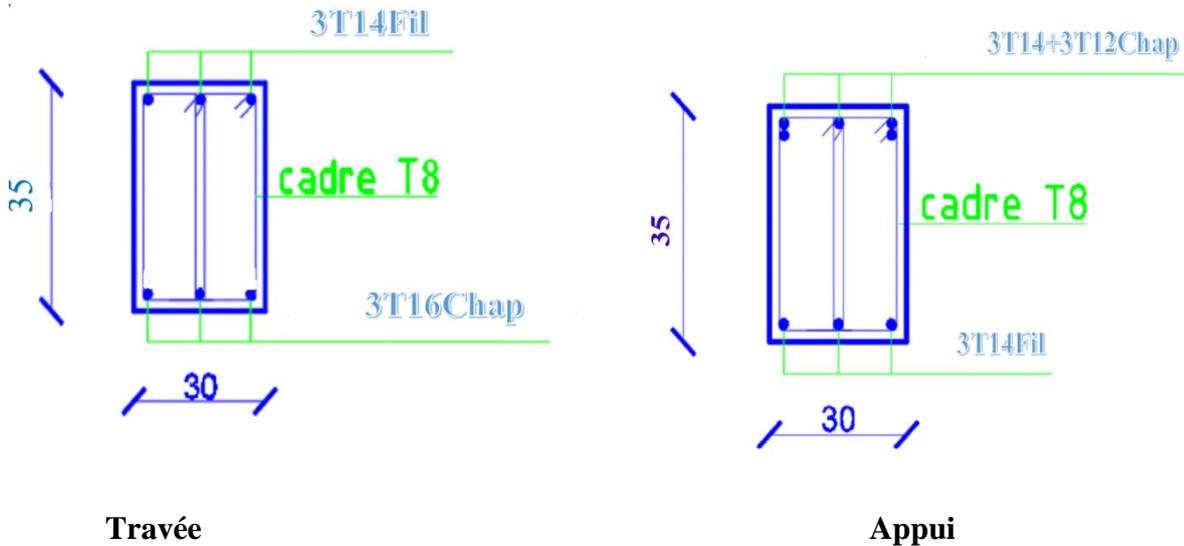


Fig.VI.2 : Ferrailage Poutres secondaires

VI.3.Étude des poteaux :

Définition :

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planché – poutre par point d'appuis isolé.

Leur rôle :

- Supporter les charges verticales (effort de compression)
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux
- Poutre pour reprendre les efforts horizontaux
- Effet des efforts sismique
- Effet de dissymétrie les charge
- Effet du vent
- Limiter l'encombrement

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal Net le moment fléchissant M_{max} selon les cas suivants :

Sens y-y :

$$M_{y_{max}} \rightarrow N_{corr} \times M_{y_{max}} \rightarrow N_{corr}$$

$$M_{max} \rightarrow N_{y_{corr}} \times M_{y_{max}} \rightarrow N_{y_{corr}}$$

$$M_{min} \rightarrow N_{y_{corr}} \times M_{y_{min}} \rightarrow N_{y_{corr}}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les armatures longitudinales :

Pour Les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

Condition de L'RPA99 (version 2003) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8\%b_1/h_1$ en zone Iia.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone Iia
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La distance entre les barres verticale dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone Iia
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodal (zone critique).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L' = 2 \times h$$

$$H' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b ; h ; 60\text{cm} \right)$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre

b : Section d'un poteau

h_e : Hauteur libre entre deux étages

Condition BAEL91 [B.A.E.L91/A.8.1 ,21] :

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes : Pour une section entièrement comprimée

$$A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre}$$

$$0.2\%B \leq A_l \leq 5\%B$$

Avec :

B section totale du poteau

$$A_{min} = \max \left(\frac{0.2 \times b \times b}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right)$$

Les armatures transversales :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Condition RPA99 (version 2003) :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{P_a \times T_u}{\alpha \times F_e}$$

Avec :

T_u : effort tranchant

A : hauteur totale de la section brute

F_e : limite élastique des armatures transversal

P_a : coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g

$$P_a = 2, 5 \text{ si } \lambda_g > 5 \lambda_g = I_f/a$$

$$P_a = 3, 5 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Espacement entre armatures transversales

Zone nodale

Zone courante

Section minimale des armatures transversales

$\frac{A_t}{\delta_t} \text{ En\%}$ est donné comme suite

Si

$$\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0, 4\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0, 8\%$$

$$3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{interpolation des valeurs limites précédentes avec } \lambda_g = (L_f/a \text{ ou } L_f/b)$$

Avec :

A et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée. L_f : Longueur du flambement.

Condition de BAEL91 : (B.A.E.L91/A.8.1.1) :

Diamètre des armatures transversales doit être :

$$\Phi_t \leq \frac{1}{3} \Phi L_{max}$$

L'espace des armatures transversales a pour valeur :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\delta_t = \min(\Phi L_{max}; 40cm; b + 10cm)$$

Avec :

b : Plus petite dimension de la section transversale du poteau.

ΦL_{max} : Plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

VI.3.1. Calcul de Ferrailage

Exemple de calcul :(poteau (60× 60)cm²)

1) ELU

Les sollicitations prise en compte son :

$$N_u=2518.18\text{KN} ; M_u=-15.55\text{KN.m}, T=29.46\text{KN.m} ; b=70 ; h=70$$

$$L=3.06\text{m} ; d=66\text{cm} ; c=4\text{cm} ; f_{bc}=142\text{kgf/cm}^2 ; \sigma_c=3480\text{kgf/cm}^2$$

✓ Calcul de l'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15.55}{2518.18} = 0.0061\text{m} = 0.61\text{cm}$$

$$e_0 \leq \frac{h}{2} - 4 \rightarrow e_0 \leq 26\text{cm} \rightarrow 0.61\text{cm} \leq 26\text{cm}$$

$$L_f = l_0 L_f = L - 0.4 = 2.66\text{m}$$

✓ La flexion composée :

$$M = N \times e_0 = M = 2518.18 \times 0.0061 = 15.36\text{KN.m}$$

La section est-elle entièrement ou partiellement comprimée ??

$$N_u(d - c) - M_1 < \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

$$M_1 = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) M_1 = 15.36 + 2518.18 \left(\frac{0.6}{2} - 0.04\right)$$

$$. M_1 = 670.08\text{KNm}$$

$$N_u(d - c) - M_1 = 2518.18(0.56 - 0.04) - 670.08 = 639.37\text{KN.m}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.04}{0.6}\right) 0.6 \times 0.6^2 \times 1420 = 868.01\text{KN.m}$$

$$670.07\text{KN.m} < 868.01\text{KN.m}$$

La section est partiellement comprimée

Calcul de la section rectangulaire en flexion simple :

$$\text{Sous } M_1 = 639.38\text{KNm}$$

$$\mu = \frac{M_1}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{670.08 \times 10^3}{142 \times 60 \times 56^2} = 0.025$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\mu = 0.025 \leq \mu_r = 0.392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025})}{0.8} = 0.06$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = (56(1 - 0.4 \times 0.06)) = 54.65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{639.38}{54.65 \times 3480} = 33.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 33.61 - \frac{2518.18 \times 10^3}{3480} = -690 \text{ cm}^2$$

Remarque : la section d'acier calculé est négative. Cela signifie que l'équilibre (M, N) est assuré par le béton seul. Cette section d'acier étant inférieure au pourcentage min de **RPA**

✓ **Armature minimale selon RPA :**

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = A_{\min} = 0.008 \times 0.6 \times 0.6 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8\text{HA}14 + 4\text{HA}25 = 31.96 \text{ cm}^2$$

ELA

Les sollicitations prise en compte son :

$$N_u = 692,65 \text{ KN} ; M_u = 9,76 \text{ KN.m} ; T = -62,57 \text{ KN.m} ; b = 70 ; h = 70$$

$$L = 3.06 \text{ m} ; d = 66 \text{ cm} ; c = 4 \text{ cm} ; f_{bc} = 142 \text{ kgf/cm}^2 ; \sigma_c = 3480 \text{ kgf/cm}^2$$

✓ **Calcul de l'excentricité e_0 :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9,76}{692,65} = 0.014 \text{ m} = 1.4 \text{ cm}$$

$$e_0 \leq \frac{h}{2} - 4 \rightarrow e_0 \leq 26 \text{ cm} \quad 1.4 \text{ cm} \leq 26 \text{ cm}$$

$$L_f = l_0 L_f = L - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

✓ **La flexion composée :**

$$M = N \times e_0 = M = 692,65 \times 0.014 = 9.69 \text{ KN.m}$$

La section est-elle entièrement ou partiellement comprimée ??

$$N_u(d - c) - M_1 < \left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

$$M_1 = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) M_1 = 9.69 + 692,65 \left(\frac{0.6}{2} - 0.04\right)$$

$$. M_1 = 189.77 \text{ KNm}$$

$$N_u(d - c) - M_1 = 692,65 (0.56 - 0.04) - 189.77 = 170.40 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} = \left(0.337 - 0.81 \frac{0.04}{0.6}\right) 0.6 \times 0.6^2 \times 1420 = 868.01 \text{KN.m}$$

$$170.40 \text{KN.m} < 868.01 \text{KN.m}$$

La section est partiellement comprimée

Calcul de la section rectangulaire en flexion simple :

Sous $M_1 = 189.77 \text{KNm}$

$$\mu = \frac{M_1}{f_{bc} \times b \times d^2} = \frac{189.77 \times 10^3}{142 \times 60 \times 56^2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 \leq \mu_r = 0.392 \dots \dots \dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007})}{0.8} = 0.017$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = (56(1 - 0.4 \times 0.017)) = 55.61 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \times \sigma_s} = \frac{189.77}{55.61 \times 3480} = 9.80 \text{cm}^2$$

$$A_{sfc} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 9.80 - \frac{692.65 \times 10^3}{3480} = -189.23 \text{cm}^2$$

Remarque : la section d'acier calculé est négative. Cela signifie que l'équilibre (M, N) est assuré par le béton seul. Cette section d'acier étant inférieure au pourcentage min de **RPA**

✓ Armature minimale selon RPA :

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = A_{\min} = 0.008 \times 0.6 \times 0.6 = 28.8 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte } 8\text{HA}14 + 4\text{HA}25 = 31.96 \text{cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$N_s = 1835.58 \text{KN} ; M_s = -11.28 \text{KN.m} ; T = 21.44 \text{KN.m} ; b = 70 ; h = 70$$

$$L = 3.06 \text{m} ; d = 66 \text{cm} ; c = 4 \text{cm} ; f_{bc} = 142 \text{kgf/cm}^2 ; \sigma_c = 3480 \text{kgf/cm}^2$$

✓ Calcul de l'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{-11.28}{1835.58} = 0.0061 \text{m} = -0.61 \text{cm}$$

Section homogène :

$$B = b \times h + \eta \times (A_1 + A_2) = 60 \times 60 + 15 \times (33.61) = 4104.15 \text{cm}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.3.2. Vérification des contraintes :

En béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B} = \frac{1835,58 \times 10^3}{4104,15 \times 10} = 44,71 \text{MPa}$$

$$\rightarrow \sigma_b = 44,71 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 150 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

T = 21, 44 kN.m ; b = 60 cm ; d = 56 cm

$$\tau_u = \frac{T_u \text{ max}}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{21,44 \times 10^3}{60 \times 56} = 6,38 \text{N/cm}^2$$

$$\tau = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa} = 25 \text{kgf/cm}^2$$

$$\tau = 0,6 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Pourcentage maximal des armatures selon RPA :

Zone courante :

$$A_{\min} = 4\% \times b \times h = 0,06 \times 60 \times 60 = 14,4 \text{cm}$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 0,06 \times 60 \times 60 = 21,6 \text{cm}$$

Armature transversale :

$$\Phi > \min\left(\frac{h}{35} ; \Phi ; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \Phi > \min\left(\frac{60}{35} ; \Phi ; \frac{60}{10}\right)$$

$$\rightarrow \Phi > \min(1,71 ; 2,5 ; 6)$$

$$\Phi > \min 1,71 c \rightarrow A_t = 4 \text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2 \text{ (2 cadres)}$$

Zone Nodale :

$$T \leq \min(10 \Phi ; 15 \text{cm}) \rightarrow T \leq 15 \text{cm}$$

$$\rightarrow T = 15 \text{cm}$$

Zone courante :

$$T \leq \min(15 \Phi) \rightarrow T \leq 15 \times 2,5 = 37,5 \text{cm} \rightarrow T = 20 \text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L > 40 \Phi = 40 \times 2,5 \rightarrow L = 100 \text{cm}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; on remarque le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Récapitulatif des ferrailages.

Sections (cm^2)	Amin RPA (cm^2)	Choix (cm^2)	Adopté
(60*60)	28.8	8T14+4T25	31.96
(55*55)	24.2	8T14+4T20	24.89
(50*50)	20	8T16+4T12	20.6
(45*45)	16.2	8T12+4T16	17.04
(40*40)	12.8	8T12+4T12	13.57
(35*35)	9.8	8T10+4T12	10.8
(30*30)	7.2	4T16	8.04

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.3.3. Schéma de ferrailage :

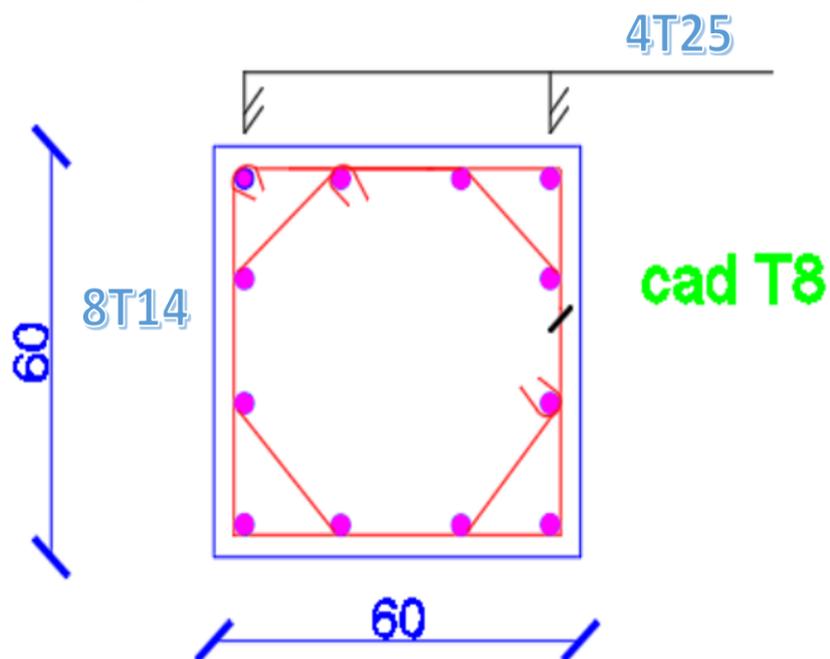


Fig.VI.3 : ferrailage de Poteaux Sous Sol et RDC étage :(60*60)

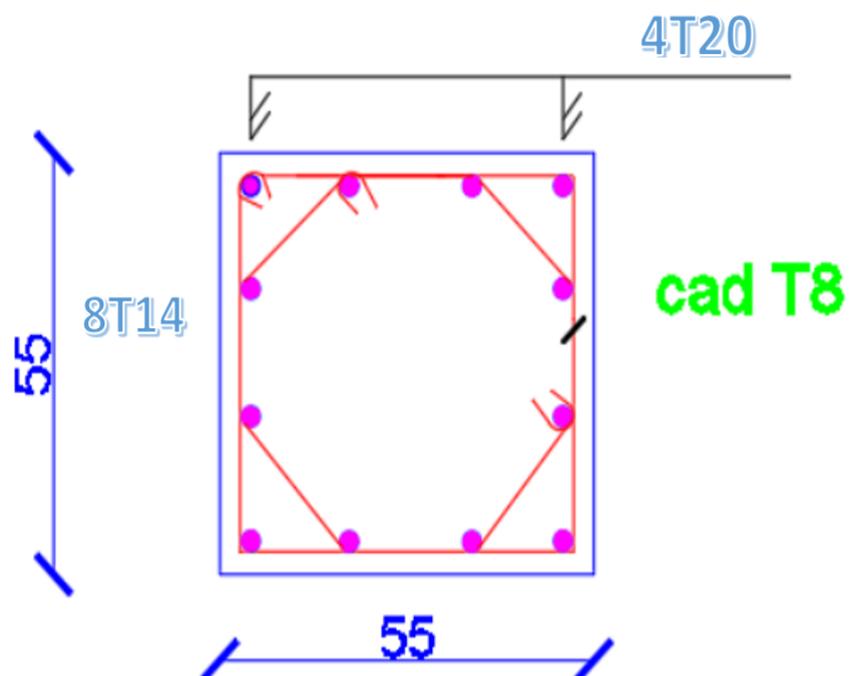


Fig.VI.4 : ferrailage de Poteaux 1^{er} et 2^{ème} étage :(55*55)

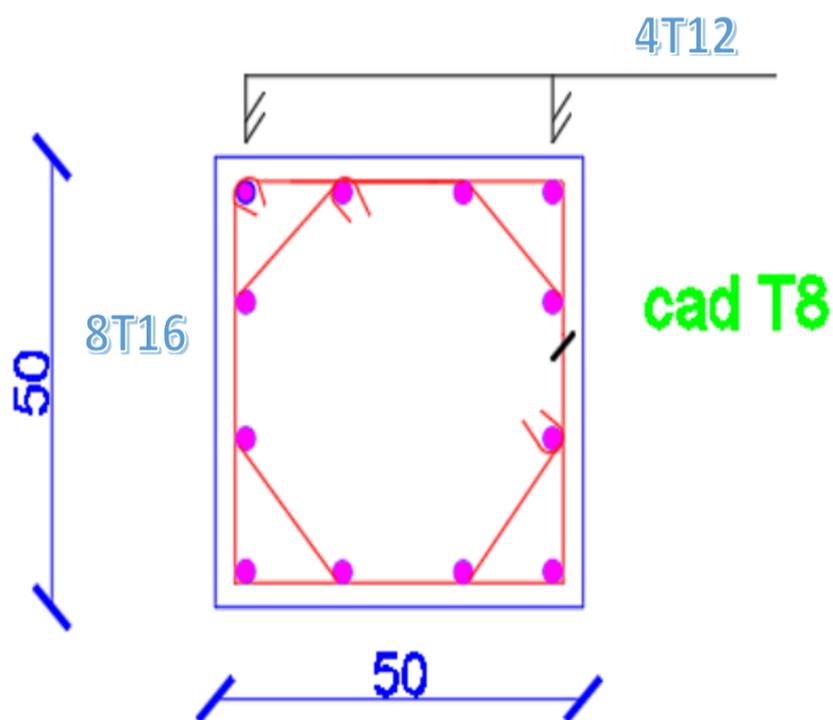


Fig.VI.5 : ferrailage de Puteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage :(50*50)

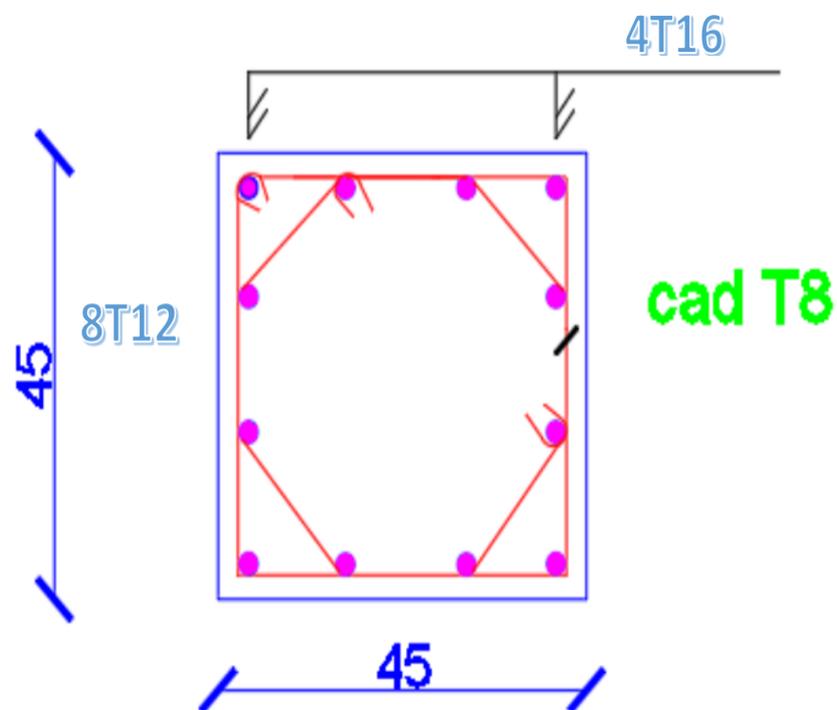


Fig.VI.6 : ferrailage de Puteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage :(45*45)

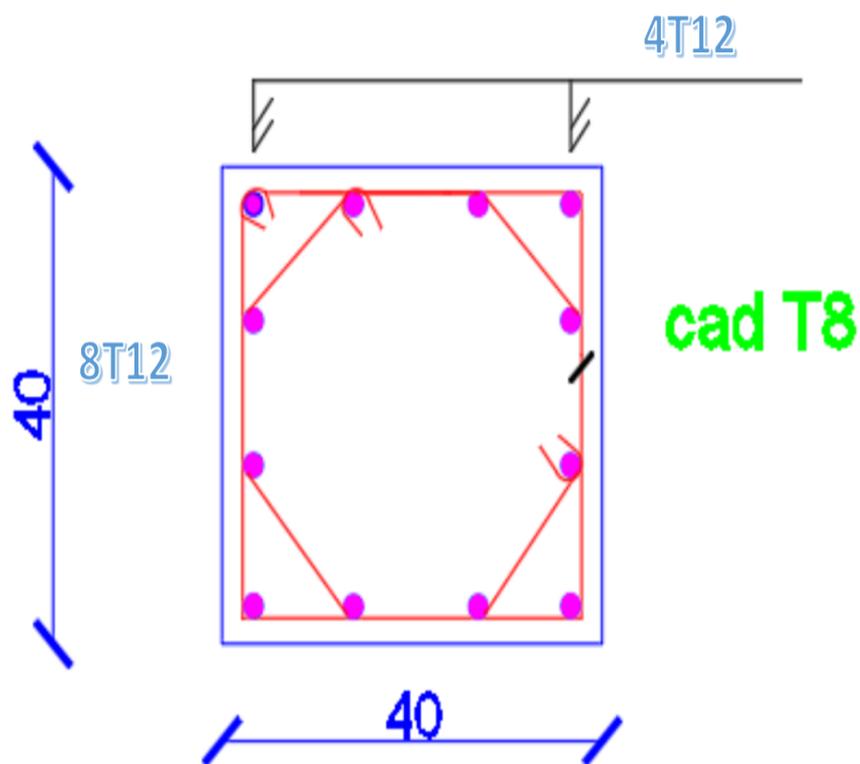


Fig.VI.7 : ferrailage de Puteaux 7^{ème} et 8^{ème} étage :(40*40)

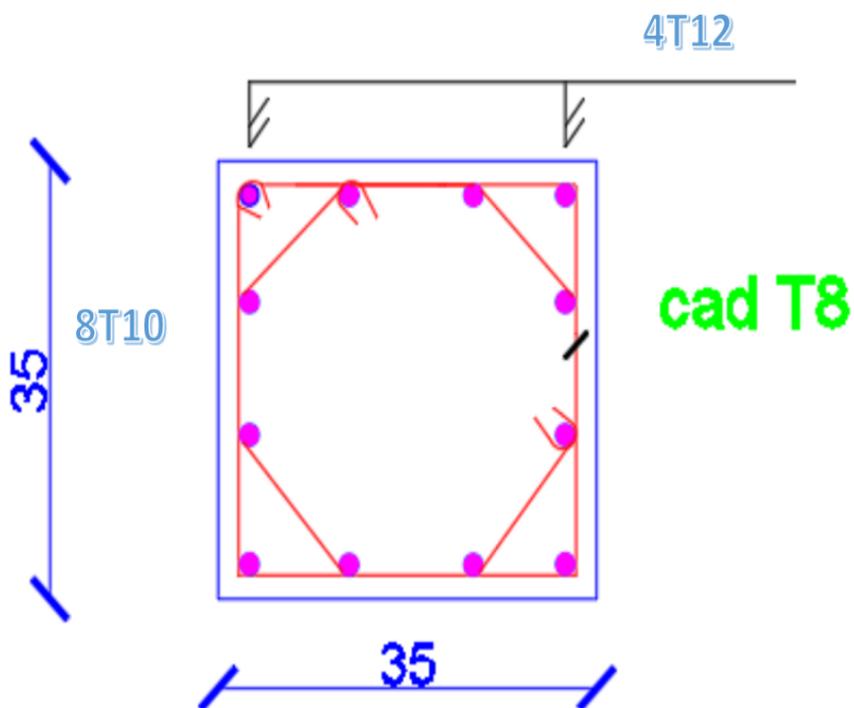


Fig.VI.8 : ferrailage de Puteaux 9^{ème} et 10^{ème} étage :(35*35)

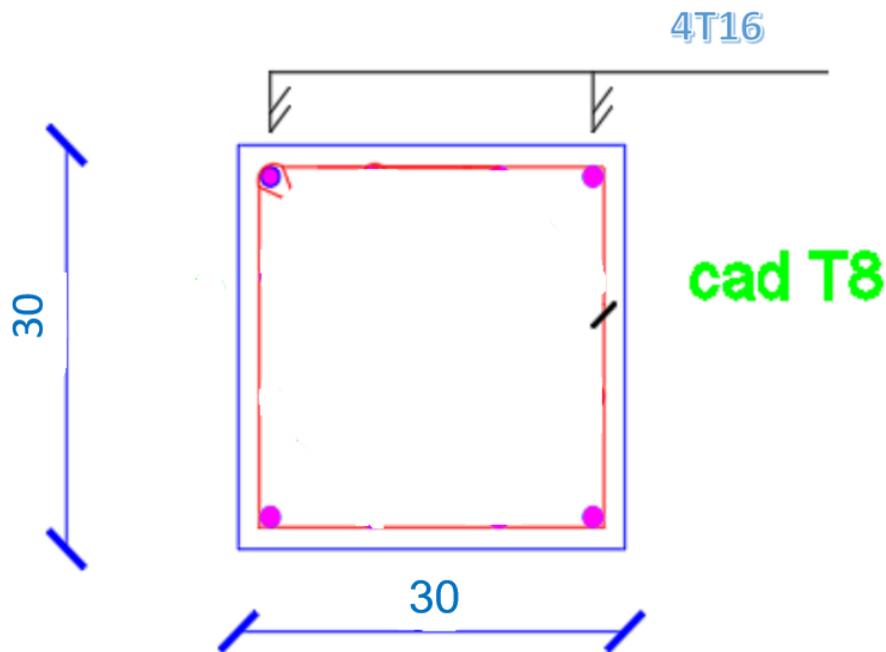


Fig.VI.9 : ferrailage de Puteaux 11 et 12^{ème} étage :(30*30)

VI.4. Les voiles

Introduction :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés de façon à :

- ✚ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✚ Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- ✚ Minimiser les effets de torsion.
- ✚ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière en former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible ; par ailleurs, ce système doit être suffisant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure.

Les voiles sont des pièces sollicitées en flexion composée avec effort tranchant, dont les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- ✚ Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- ✚ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- ✚ Les armatures verticales.
- ✚ Les armatures longitudinales.
- ✚ Les armatures transversales.
- ✚ Pour simplifier les calculs on obtient les sollicitations les plus défavorables des deux Bloc {A et B} par 'logiciel robot' et on généralise le ferrailage pour les 2 blocs.

NB : 'logiciel robot' donne les efforts de compression avec un signe négatif et les efforts de traction avec un signe positif donc pour faire les calculs on doit renverser les signes des efforts.

Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons des différentes combinaisons suivantes :

- ❖ **Selon BAEL91/99 :**
 - ✓ ELU : $1.35G+1.5Q$ (situation durable et transitoire).
 - ✓ ELS : $G+Q$ (situation durable et transitoire)
- ❖ **Selon RPA99/2003 :**
 - ✓ $G+Q\pm E$ (situation accidentelle)
 - ✓ $0.8G\pm E$ (situation accidentelle)

Avec :

G : Charges permanent

Q : Surcharges d'exploitation.

E : Action sismique.

Prescriptions imposées le RPA99/2003 :

a) Les armatures verticales :

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- ✚ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- ✚ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✚ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile **{La zone d'about}**. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- ✚ Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile est égale à 0,15% de la section
 - ✓ En zone courante égale à 0,10% de la section

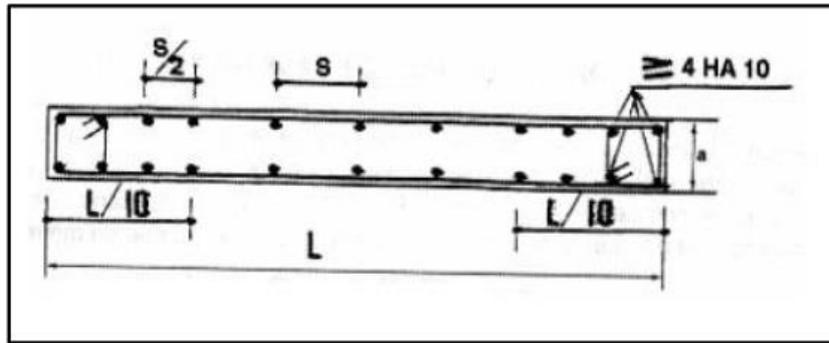


Fig.VI.10 : Disposition des armatures verticales dans le voile

b) Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

c) Les armatures transversales :

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30\text{cm} \{ \text{Article 7.7.4.3 RPA99/2003} \} \end{array} \right.$$

e : Épaisseur du voile

- ✚ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ✚ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✚ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

d) Armatures de potelet :

A chaque extrémité du voile, on prévoit un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4\text{HA}10$.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

e) Armatures de coutures : {Article 7.7.4.3 RPA99/2003}

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e} \text{ Avec } T = V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.4.1. Calcul du ferrailage des voiles :

Le ferrailage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant, dont en utilisant la méthode des contraintes et vérifiée selon **RPA99/2003** sous les sollicitations suivantes :

$$\begin{aligned} & \text{+ } N_{\text{compression}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}} \\ & \text{+ } N_{\text{traction}}^{\text{max}}, M_{\text{corr}} \\ & \text{+ } M_{\text{max}}, N_{\text{corr}} \end{aligned}$$

Chacun des trois cas de sollicitation donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Exposé de la méthode de calcul :

On définit un voile par sa section " Ω ", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ". Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par {la formule classique de la R.D.M.} Ces contraintes sont " σ_1 " et " σ_2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M_v}{I} ; \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M_v}{I}$$

Ω : section transversale du voile : $\Omega = e * L$

I= moments inertie du viol $I = \frac{eL^3}{12}$

L : la largeur du voile.

e : Épaisseur du voile.

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliquée.

➤ **D'où on a trois cas :**

+ **Cas1** : Si σ_1 et σ_2 sont de signes contraires alors la section est partiellement comprimée

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$L_T = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times L_T \times e$$

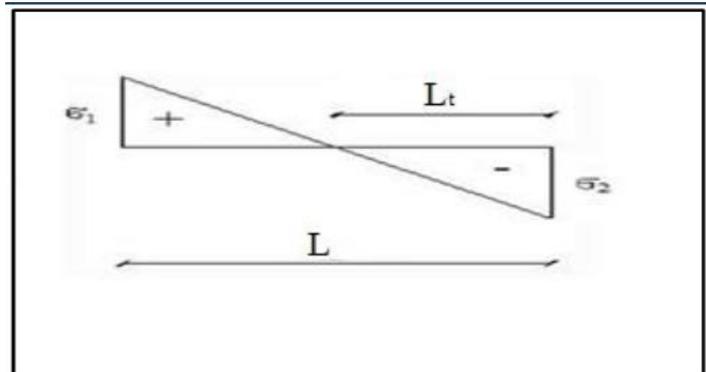


Fig.VI.11 : Diagramme des contraintes d'une section partiellement tendue.

- ✚ **Cas2** : Si σ_1 et σ_2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue, la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule :

$$F = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L_T \times e$$

$$A_V = \frac{F}{f_e}$$

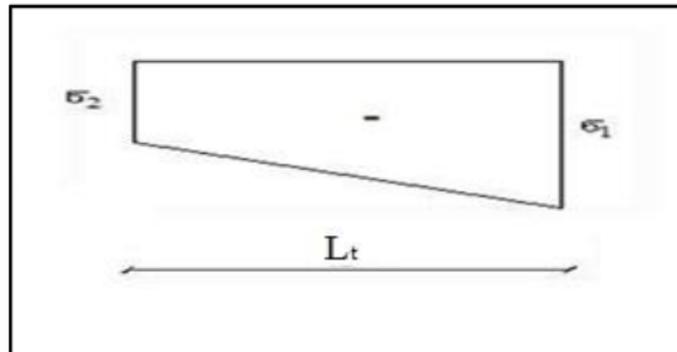


Fig.VI.12 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement tendue.

- Cas3** : Si σ_1 et σ_2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée, " pas de zone tendue ".

La zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement :

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_C \times e$$

L_C : Longueur de la section comprimée.

$$L_C = L$$

$$A_v = \frac{F - (e \cdot L_C) f_{bc}}{f_e}$$

F : volume de contrainte

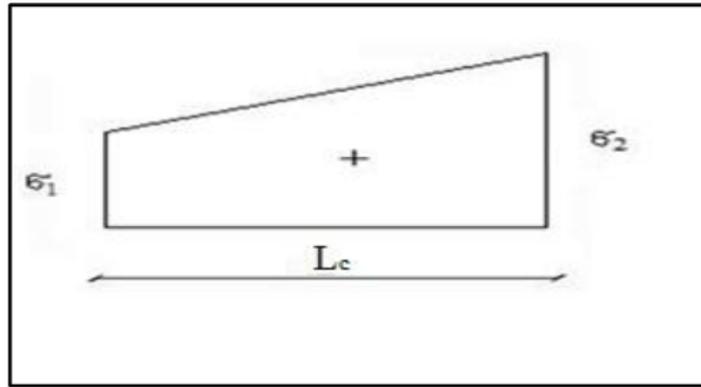
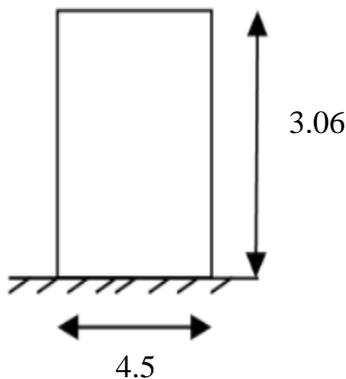


Fig.VI.13 : Diagramme des contraintes d'une section entièrement comprimé

Exemple de calcul :

Nous prenons comme exemple détaillé de calcul le voile (Type1 ; Zone I) de ($L = 4.5$ m e =0.25 m). Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile, la partie restante sera ferrailer par symétrie.

✓ Voile Plein ($L = 4.5$ m ; $H = 3,06$ m) :



Armatures Verticales :

a) Détermination des sollicitations :

ELA : $0,8G + E_y$:

$$\left\{ \begin{array}{l} - M = 3106.35 \text{ KN.m} \\ - N = 915.98 \text{ KN} \\ - V = -442.00 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} Y$$

Avec :

$$\Omega = b \times h = 0.25 \times 4.5 = 1.125 \text{ m}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.25 \times 4.5^3}{12} = 1.898 m^4$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.25$$

$$\sigma_1 = \left(\frac{915.98}{1.125} + \frac{3106.35}{1.898} \times 2.25 \right) = 4496.65 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{915.98}{1.125} + \frac{3106.35}{1.898} \times 2.25 \right) 10^{-3} = -2868.24 \text{ KN.m}^2$$

➤ Donc : la section est partiellement tendue

Longueur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} \times L \longrightarrow L_c = 1.75 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2}{2} \times L_T \times e = \frac{2868.24}{2} \times 0.25 \times 1.75 = 627.43 \text{ KN}$$

Armature verticale :

La section le long de L_T :

$$A_V = \frac{F}{f_e} = \frac{627.43 \times 10}{400} = 15.70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par nappe } A_V / \text{ par nappe} = \frac{A_V}{2} = \frac{15.70}{2} = 7.85 \text{ cm}^2$$

✚ **Armature minimale :**

$$A_{min,RPA} \geq (0.2\% e L_T)$$

$$A_{min,BAEL} \geq (0.23 e L_T \frac{f_{t28}}{f_e})$$

e : Épaisseur du voile.

L_T : longueur de la section tendue.

$$A_{min} = \max(8.75; 5.3) = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Par nappe } A_{min} / \text{ par nappe} = \frac{A_{min}}{2} = \frac{8.75}{2} = 4.38 \text{ cm}^2$$

✚ **Armatures de coutures :**

On prévoit des armatures de couture si on a une reprise de bétonnage dans notre cas nous n'avons pas de reprise de bétonnage donc on n'ajoute pas les armatures de coutures avec les armatures verticales.

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 442.00 \times 10}{400} = 15.47 \text{ cm}^2$$

✚ **Le ferrailage adopté :**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

La section le long de L : $A_{v,tot} = \frac{A_v \times L}{L_T} = \frac{15.70 \times 4.5}{1.75} = 40.37 \text{ cm}^2$

Par nappe $A_{min} / \text{par nappe} = \frac{A_{v,tot}}{2} = \frac{40.37}{2} = 20.19 \text{ cm}^2$

Donc $A_{sv} = \max(A_v; A_{min}) = 20.19 \text{ cm}^2 / \text{par nappe}$

✚ Espacement

En zone de courante : $s_t \leq \min(1.5 e ; 30) = 30 \text{ cm}$

Soit $s_t = 20 \text{ cm}$

En zone d'about : $s_{ta} = \frac{s_t}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$

✚ Choix d'armatures

$$\varphi_v \leq \frac{e}{10} \varphi_v = 25 \text{ mm}$$

En zone d'about: $s_{ta} = 10 \text{ cm}$

La longueur de la zone d'about : $\frac{L}{10} = 45 \text{ cm}$

Soit **6HA16** ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$)

En zone courante : $s_t = 20 \text{ cm}$

La longueur de la zone courante : $L = 450 - (45 \times 2) = 360 \text{ cm}$

Soit **8HA12** ($A_s = 9.05 \text{ cm}^2$)

Donc A_s adopté : $A_s = 21.11 \text{ cm}^2 / \text{par nappe}$

✚ Armatures horizontales :

D'après le BAEL91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{21.11}{4} = 5.28 \text{ cm}^2$

D'après le RPA99/2003 : $A_H = 0.15\% B = 0.0015 \times 25 \times 450 = 16.87 \text{ cm}^2$

$A_H = \max\left(\frac{A_v}{4} ; 0.15\% B\right) = 16.87 \text{ cm}^2$

$\varphi_H \leq \frac{e}{10} \Rightarrow \varphi_H = 25 \text{ mm}$

$s_t \leq \min(1.5 e ; 30) = 30 \text{ cm}$

Soit **16HA12** = $18.10 \text{ cm}^2 / \text{par nappe}$ avec $s_h = 20 \text{ cm}$

✚ Armatures transversales :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré, soit : $4\varphi 8$

VI.4.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

✚ Selon le règlement RPA99/2003 :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 442 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 4.5} = 0.61MPa \leq \bar{\tau}_b = 5MPa$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✚ Selon le règlement BAEL :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{442 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.9 \times 4.5} = 0.43MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.4.3. Récapitulatifs du ferrailage des voiles :

Les résultats des calculs pour tous les voiles sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4 : Résultat de ferrailages.

VOILE	Type 01
Largeur(m)	0.25
Longueur L (m)	4.5
σ_1 KN. m ²	4496.65
σ_2 KN. m ²	-2868.24
$L_c m$	1.75
FKN	627.43
$A_v cm^2$	15.70
$A_{min} cm^2$	8.75
$A_{vj} cm^2$	15.47
$A_{v,tot} cm^2$	20.19
$A_s cm^2$	21.11
$s_t d'about cm$	10
s_t Courantes cm	20
Armatures d'about cm	6HA16
Armatures courantes cm	8HA12

Tableau VI.5 : Résultat de ferrailages.

VOILE	Type 02
Largeur e(m)	0.25
Longueur L (m)	3.35
σ_1 KN. m ²	6068.33
σ_2 KN. m ²	-650.48
L_c m	0.329
FKN	26.01
A_v cm ²	0.65
A_{min} cm ²	5.49
A_{vj} cm ²	22.38
$A_{v,tot}$ cm ²	3.40
A_s cm ²	6.19
s_t d'about cm	10
s_t Courantes cm	20
Armatures d'about cm	3HA14
Armatures courantes cm	2HA10

Tableau VI.6 : Résultat de ferrailages.

VOILE	Type 03
Largeur e(m)	0.25
Longueur L (m)	3
σ_1 KN. m ²	2449.95
σ_2 KN. m ²	1616.78
L_c m	3
FKN	1525.02
A_v cm ²	37.86
A_{min} cm ²	15
A_{vj} cm ²	7.49
$A_{v,tot}$ cm ²	18.93
A_s cm ²	19.11
s_t d'about cm	10
s_t Courantes cm	20
Armatures d'about cm	6HA12
Armatures courantes cm	8HA14

Tableau VI.7 : Résultat de ferrailages.

VOILE	Type 04
Largeur e(m)	0.25
Longueur L (m)	2
σ_1 KN. m ²	1035.81
σ_2 KN. m ²	733.94
L_c m	2
FKN	442.43
A_v cm ²	10.88
A_{min} cm ²	6.03
A_{vj} cm ²	0.48
$A_{v,tot}$ cm ²	5.44
A_s cm ²	6.41
$s_t d'$ about cm	10
s_t Courantes cm	20
Armatures d'about cm	3HA12
Armatures courantes cm	6HA8

VI.4.4. Schéma de ferrailage :

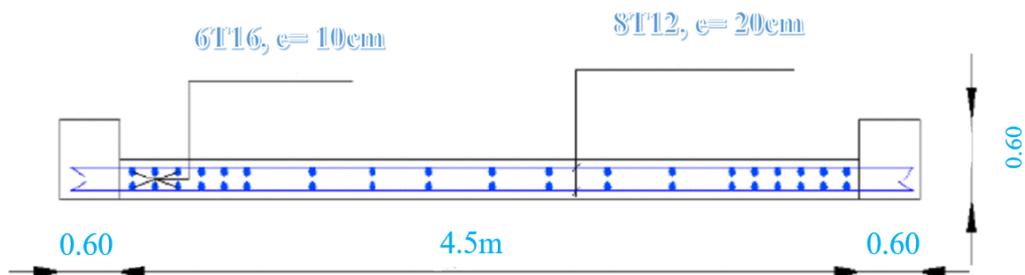


Fig.VI.14 : Ferrailage du voile type1.

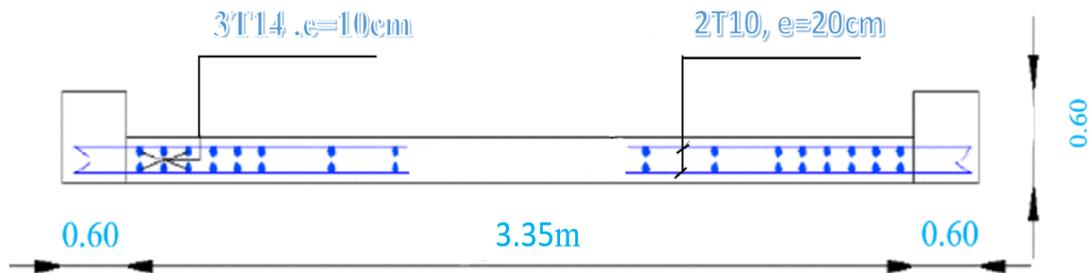


Fig.VI.15 : Ferrailage du voile type2.

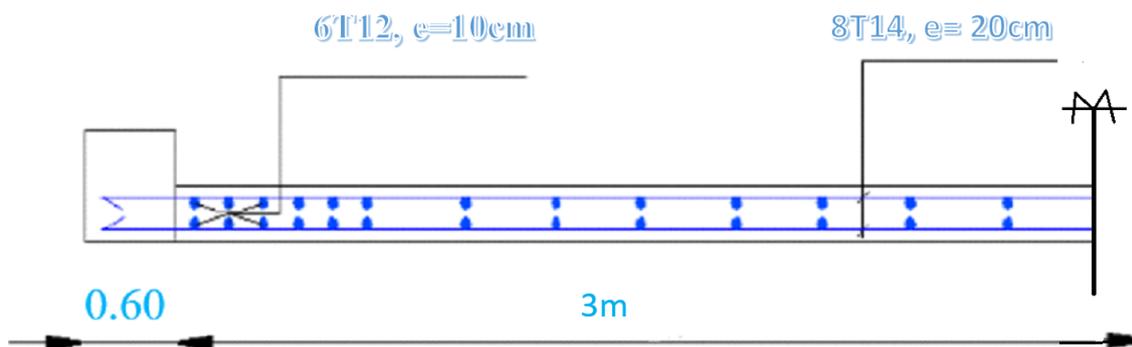


Fig.VI.16 : Ferrailage du voile type 3.

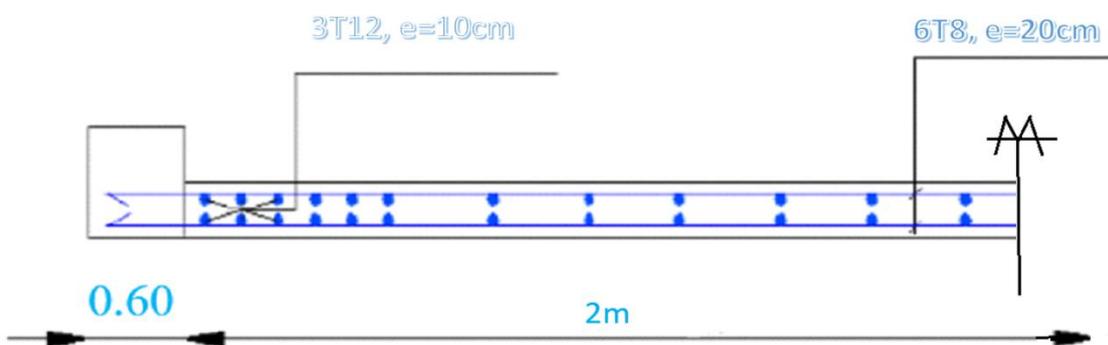


Fig.VI.17 : Ferrailage du voile type 4.

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

VII.1.Introduction :

On appelle fondations, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise et qui a pour rôle de transmettre à celui-ci toutes les charges et les surcharges supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent assurées deux fonctions essentiellement :

- Reprendre les charges et les surcharges supporté par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les fondations doivent être en équilibre sous :

- Les sollicitations dues à la superstructure.
- Les sollicitations dues au sol.

Le calcul des fondations se fait comme suit.

1. Dimensionnement à l'E.L.S: $G+Q$.
2. Ferrailage à l'E.L.U : $1,35 G+ 1,5 Q$
3. Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $\begin{cases} G \pm 0,8 E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

VII.2.Etude des voiles périphérique :

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau du plancher de sous-sol à fin d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

VII.2.1.Caractéristiques du voile:

Ce voile doit avoir les caractéristiques géométriques suivantes :

- Les armatures sont constituées des deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est 0,1% dans les deux sens horizontal et vertical.
- Le poids spécifique apparent du sol est $\gamma=20\text{KN/m}^3$
- L'angle du frottement du sol $\varphi= 35^\circ$
- La hauteur d'ancrage est $h_0=2.80\text{m}$
- Le coefficient de poussée de terre est $k_a= \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) k_a=0.27$

Calcul de la force de poussée sur le mur :

Le voile périphérique est sollicité par la poussée des terres. Le calcul du voile périphérique se ramène au calcul d'un panneau de la dalle encastré à ses quatre cotés (les poutres, les poteaux et la longrine) soumise à la poussée des terres

$$h_0=H-h_{pp} \quad h_0=2.80-0.45 \quad h_0=2.35\text{m}$$

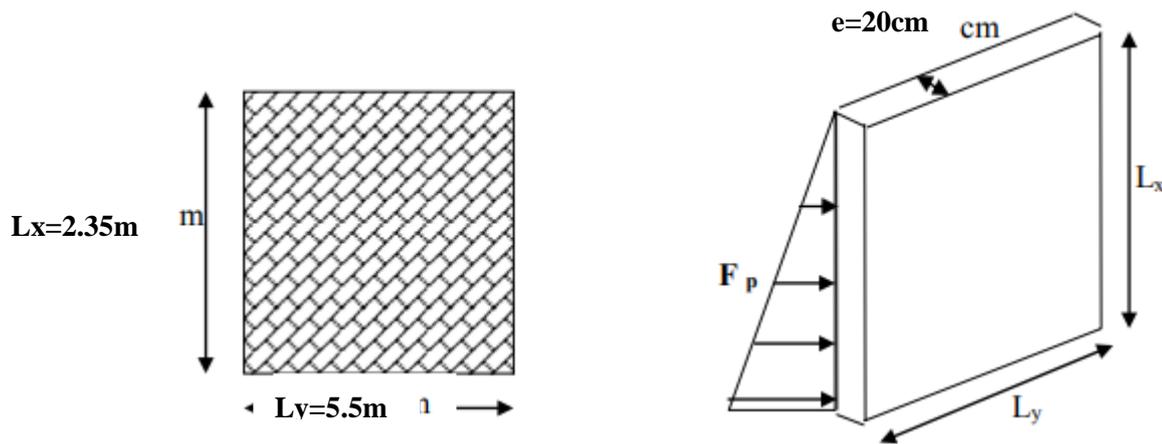


Fig. VII.1: Schéma du voile périphérique.

VII.2.2. Calcul la force de la poussée de terre :

$$F_p = \frac{1}{2} \times (k_a \times \gamma \times h_0^2)$$

$$F_p = \frac{1}{2} \times (0.27 \times 20 \times 2.35^2)$$

$$F_p = 14.91 \text{ KN /ml}$$

a. Evaluation des charges :

$$\text{ELU : } Q_u = F_p \times 1,35 \quad Q_u = 14.91 \times 1,35 \quad Q_u = 20.12 \text{ KN /ml}$$

$$\text{ELS : } Q_s = F_p \quad Q_s = 14.91 \text{ KN /ml}$$

b. Détermination des sollicitations :

Moment statique :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.35}{5.5}$$

$\alpha = 0.43 > 0.4$ La dalle porte dans deux sens.

• ELU :

$$\mu_x = 0.1047$$

$$\mu_y = 0.25$$

$$M_{ux} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.1047 \times 20.12 \times 2.35^2$$

$$M_{ux} = 11.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 0.25 \times 11.63$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

$$M_{uy} = 2.9 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$\mu_x = 0.1072$$

$$\mu_y = 0.317$$

$$M_{sx} = \mu_x \times Q_s \times L_x^2 = 0.1072 \times 14.91 \times 2.35^2$$

$$M_{sx} = 8.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_x \times M_{sx} = 0.317 \times 8.4$$

$$M_{sy} = 2.66 \text{ KN.m}$$

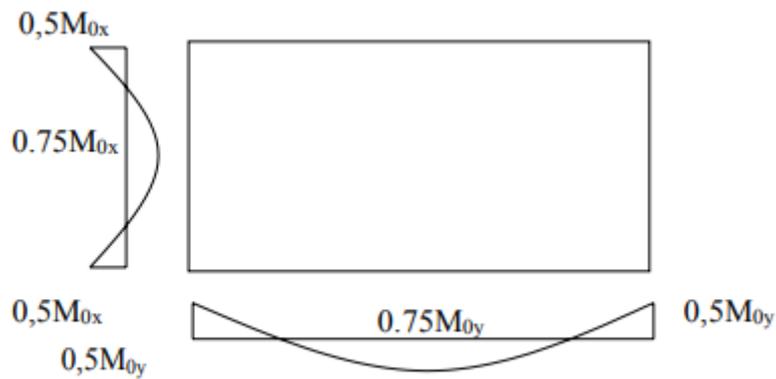


Fig. VII.2: Schéma statique du voile périphérique.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. sollicitations maximales des moments

	Sens	XX		YY	
		Travée	Appuis	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	ELU	8.72	5.81	2.17	1.45
	ELS	6.3	4.2	1.995	1.33

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

VII.2.3. Calcul de ferrailage :

Section minimale des armatures :

Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} = 2.17 \text{cm}^2$$

Selon le RPA.99 modifié 2003 :

$$A_{RPA} = 0,1\% (b \times e) = 0.001 (100 \times 20)$$

$$A_{RPA} = 2 \text{cm}^2$$

Les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau VII.2. Calcul de ferrailage du voile.

Sens	XX		YY	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	8.72	5.81	2.17	1.45
μ	0.0189	0.0126	0.0047	0.0031
α	0.023	0.0159	0.0059	0.0039
β	0.99	0.993	0.997	0.998
A_{cal} (cm ²)	1.4	0.93	0.34	0.23
A_{min} (cm ²)	2.17	2.17	2.17	2.17
A_{RPA} (cm ²)	2	2	2	2
Choix	5T12	5T12	5T12	5T12
Espacement (cm)	20	20	20	20
A_s (cm ²)	5,65	5,65	5,65	5,65

VII.2.4. Vérification à L'ELS :

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus. Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- Pour le béton $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

Ou bien $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- Pour l'acier aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations considérants comme peu préjudiciable.

Vérification de contrainte du béton :

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau VII.3. Vérification de la contrainte de voile périphérique pour le béton à l'ELS

		Mu (KN.m)	Ms(KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$	Observation
Sens XX	Travées	8.72	6.3	1.38	0.023	0.44	CV
	Appuis	5.81	4.2	1.38	0.0159	0.44	CV
Sens YY	Travées	2.17	1.995	1.08	0.0059	0.29	CV
	Appuis	1.45	1.33	1.09	0.0039	0.295	CV

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

La condition $\left(\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \right)$ est vérifiée donc : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

Vérification d'effort tranchant :

La fissuration peu préjudiciable donc :

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

On a $\alpha = 0.43 > 0.4$ donc

$$V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2(1+\frac{\alpha}{2})} = 20.12 \times \frac{2.35}{2(1+\frac{0.43}{2})} = 19.45 \text{KN}$$

$$V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \quad \Rightarrow \quad 20.12 \times \frac{2.35}{3} = 15.76 \text{KN} \leq 19.45 \text{KN}$$

$$V_x = V_{\max} = 19.45 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V \max}{b_0 \times d} = \frac{19.45 \times 10^3}{18 \times 100 \times 100} = 0.108 \text{Mpa}$$

$$\tau_{\text{ultime}} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{Mpa}$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

$\tau_u \leq \tau_{ultime}$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.2.5. Dessin de ferrailage :

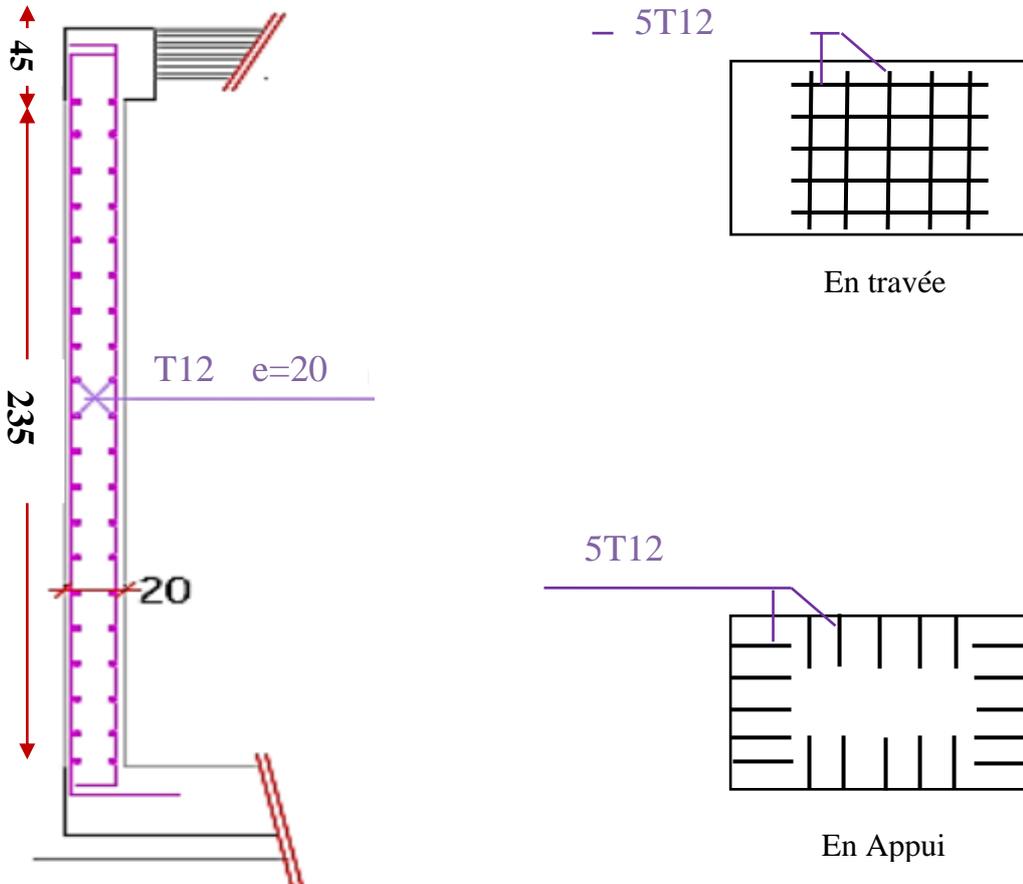


Fig. VII.3: Ferrailage du voile périphérique.

VIII.3. Fondations (radier général) :

VIII.3.1. Choix du type des fondations :

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50\%$

Avec :

S_S : est la surface de la semelle

S_B : est la surface d'impact du bâtiment

La surface de la semelle est donnée par :

$$\sigma = \frac{N}{S_S} \leq \sigma_{Sol} \quad S_S \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}}$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

Avec :

σ_{Sol} : Contrainte du sol $\sigma_{Sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ kN/m}^2$

N ser: Effort normal dû aux charges verticales.

N ser = 95367.87 kN

La surface totale nécessaire pour la semelle est :

$$S_S \geq \frac{N}{\sigma_{Sol}} = \frac{95367.87}{200} = 476.83 \text{ m}^2$$

La surface totale de la base du bâtiment :

$$S_B = 24.7 \times 21.9 = 542.02 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_S}{S_B} = \frac{476.83}{537.22} = 88.7\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. 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.

Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

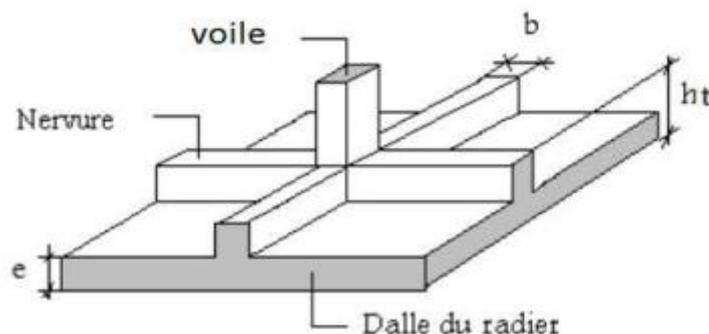


Fig. VII.4: Schéma du radier général.

Calcul du radier

Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

Le radier général supporte la somme des charges permanentes est charges d'exploitations dues à la Superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^{12} Q_i$$

Avec

G_T : La charge permanente totale.

Q_T : La charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions :

À L'E.L.U: $N_U = 130661.65 \text{KN}$

À L'E.L.S: $N_S = 95367.87 \text{KN}$

Surface minimale du radier :

$$S_S \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{95367.87}{200} = 476.83 \text{m}^2$$

La surface totale de la base du bâtiment :

$$S_B = 24.7 \times 21.9 = 542.02 \text{m}^2$$

On prend un débord de 1m de chaque côte et dans les deux directions qui nous donnent une surface d'assise $S_{radier} = 638.13 \text{m}^2$

VIII.3.2. Pré dimensionnement du radier :

Le Pré dimensionnement du radier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire
- Condition de non cisaillement
- Condition de rigidité
- Condition de non poinçonnement

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable :

➤ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{25} \leq d \leq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} = La plus grande portée entre nus d'appuis $L_{max} = 5.5 \text{m}$

$$\frac{550}{25} \leq d \leq \frac{550}{20} = 22 \text{cm} \leq h \leq 27.5 \text{cm}$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

On prend $h=0.9m$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq 0.06 f_{c28}$$

$$d \geq \frac{V_u}{b_0 \times 0.06 f_{c28}}$$

Avec ; V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de un mètre linéaire.

$$V_u = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{1 \times (N_u / S_r) L}{2} = \frac{1 \times (130661.65 / 638.13) 5.5}{2} = 563.08 \text{KN}$$

$$d \geq \frac{563.08 \times 10^3}{100 \times 0.06 \times 25 \times 100} = 37.53 \text{cm}$$

Soit : $d_r = 36 \text{ cm}$ $h_r = d + c = 40 \text{ cm}$

VIII.3.3. Dimensionnement des poutres de libage :

Comme le radier est considéré comme un élément rigide, la poutre de libage doit respecter la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{max}}{6} \quad 61.1 \text{cm} \leq h \leq 91.6 \text{cm}$$

On prend comme dimension :

$$\begin{cases} h_p = 80 \text{cm} \\ d_p = 72 \text{cm} \\ b_p = 60 \text{cm} \end{cases}$$

VIII.3.4. Vérification des contraintes :

On doit vérifier la de sol sous radier a L'ELS sous l'action de la superstructure ainsi son poids propre et compris les nervures.

Poids propre du radier :

$$\text{Dalle : } G_{radier} = \gamma b (h_r \times S_r) = 25 (0.4 \times 638.13) = 6381.3 \text{KN}$$

Nervure :

$$G_{Nervure} = \gamma b ((h_p - h_r) \times b_p \times \sum L_i) = 25 ((0.8 - 0.4) \times 0.6 \times 304.3) = 1825.8 \text{KN}$$

$$N_{ser-T} = N_S + G_{radier} + G_{Nervure} = 95367.87 + 6381.3 + 1825.8 = 103574.97 \text{KN}$$

$$\frac{N_{ser-T}}{S_r} = \frac{103574.97}{638.13} = 162.31 \text{KN} < 200 \text{KN} = 2 \text{bar} \dots\dots\dots \text{CV}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

Avec:

$$I : \text{Inertie de la poutre} : I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.6 \times 0.8^3}{12} = 0.0256 m^4$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420,0 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,60m$.

K : coefficient d'élasticité du sol $k = 1000 \text{ t/m}^2$ ($\sigma = 2 \text{ bar}$)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420,0 \times 0.0256}{1000 \times 0,60}} = 4.84m$$

$$L_{max} = 5.5m \leq \frac{\pi}{2} L_e = 7.6m \dots\dots\dots CV$$

L_{max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

Evaluation des charges pour le calcul du radier :

a) Pour le Ferrailage

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$N_{u-T} = N_U + 1.35(G_{radier} + G_{Nervure})$$

$$N_{u-T} = 130661.65 + 1.35(6381.3 + 1825.8) = 141741.23 \text{ KN}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{u-T}}{S_r} = \frac{106447.45}{638.13} = 222.11 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma b \times h = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{radier} = 222.11 - 10 = 212.11 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q_U = 212.11 \text{ KN/m}^2$$

b) Pour la vérification :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \times V_x}{I_x}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser-T}}{S_r} = \frac{103574.97}{638.13} = 162.31 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{radier} = \gamma b \times h = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{radier} = 162.31 - 10 = 152.31 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

$$Q_s = 152.31 \text{ KN/m}^2$$

VIII.3.5. Ferrailage du radier :

🌀 Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y

Avec $L_x \leq L_y$.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5.5} = 0.55 > 0.4 \quad \text{Donc la dalle travaille suivant deux sens.}$$

$$\rho = 0.55 \Rightarrow \mu_x = 0.088 ; \mu_y = 0.25$$

$$M_x^U = \mu_x \times qu \times l_x^2 = 0.088 \times 212.11 \times 3^2 = 167.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y^U = \mu_y \times M_x^U = 0.25 \times 167.99 = 41.99 \text{ KN.m}$$

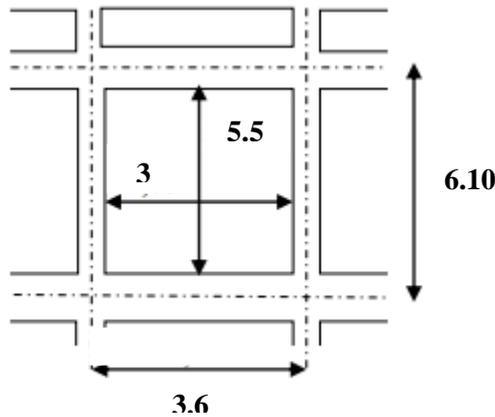


Fig. VII.5: Schéma du panneau le plus défavorable

En travée :

a. Sens x-x:

$$M_t^u x = 0.75 \times M_x^U = 0.75 \times 167.99 = 125.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u x}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{125.99 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 36^2} = 0.068$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.068$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0889$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.964$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{125.99 \cdot 10^3}{0.964 \cdot 348 \cdot 36} = 10.43 \text{ cm}^2$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

On adopte : 6T16, $A = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $St = 16 \text{ cm}$

b. Sens y-y :

$$M_t^u y = 0.75 \times M_y^U = 0.75 \times 41.99 = 31.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u y}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{31.49 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 36^2} = 0.017$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.017$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0216$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.991$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{31.49 \cdot 10^3}{0.991 \cdot 348 \cdot 36} = 2.53 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T16, $A = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $St = 16 \text{ cm}$

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

En travée (dans les deux sens):

A. Détermination de la position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} \times Y^2 - \eta \cdot A_s (d - y) = \frac{100}{2} \times y^2 - 15 \times 12,06 (36 - y) = 50 y^2 + 180.9y - 6512.4$$

$$y = 9.74 \text{ cm}$$

B. Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A_s (d - y)^2 = \frac{100}{3} \times 9.74^3 + 15 \times 12,06 (36 - 9.74)^2$$

$$I = 155546.74 \text{ cm}^4$$

C. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$M_X^S = \mu_X^S \times q_s \times l_x^2 = 0.092 \times 152.31 \times 3^2 = 126.11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I} y = \frac{126.11 \cdot 10^3}{155546.74} \times 9.74 = 7.89 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.89 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

D. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \sqrt{110 \eta} \cdot f_{t28} \right\}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 126.11 \cdot 10^3}{155546.74} (36 - 9.74) = 319.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 319.35 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on doit augmenter la section d'armatures tractées

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

Soit : 8T20, $A = 25,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $St = 12.5 \text{ cm}$

Ce qu'il donne :

$$y = 13.13 \text{ cm}$$

$$I = 272611.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 158.69 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis :

a. Sens x-x :

$$M_t^u x = 0.5 \times M_X^U = 0.5 \times 167.99 = 83.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u x}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{83.99 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 36^2} = 0.045$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.045$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.976$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{83.99 \cdot 10^3}{0.976 \cdot 348 \cdot 36} = 6.86 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T16, $A = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $St = 16 \text{ cm}$

c. Sens y-y :

$$M_t^u y = 0.5 \times M_Y^U = 0.5 \times 41.99 = 20.995 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u y}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{20.995 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.17 \cdot 36^2} = 0.011$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.011$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0143$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.994$$

$$A = \frac{Mu}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{20.995 \cdot 10^3}{0.994 \cdot 348 \cdot 36} = 1.68 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T16, $A = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $St = 16 \text{ cm}$

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

En travée (dans les deux sens):

A. Détermination de la position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} \times Y^2 - \eta \cdot A_s (d - y) = \frac{100}{2} \times Y^2 - 15 \times 12,06 (36 - y) = 50 Y^2 + 180.9 Y - 6512.4$$

$$y = 9.74 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

B. Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta \cdot A_s (d-y)^2 = \frac{100}{3} \times 9.74^3 + 15 \times 12,06 (36-9.74)^2$$

$$I = 155546.74 \text{ cm}^4$$

C. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$M_X^S = \mu_X^S \times q_s \times l_x^2 = 0.092 \times 152.31 \times 3^2 = 126.11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S}{I} y = \frac{126.11 \times 10^3}{155546.74} \times 9.74 = 7.89 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 7.89 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

D. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

Pour une fissuration préjudiciable, on a:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \sqrt{110 \eta} \cdot f_{t28} \right\}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.66 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} (d-y) = \frac{15 \times 126.11 \times 10^3}{155546.74} (36-9.74) = 319.35 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 319.35 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on doit augmenter la section d'armatures tractées

Soit : 8T20, $A = 25,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $St = 12.5 \text{ cm}$

Ce qu'il donne :

$$y = 13.13 \text{ cm}$$

$$I = 272611.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6.07 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_s = 158.69 \text{ Mpa} > \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VIII.3.6. Dessin de ferrailage de la dalle :

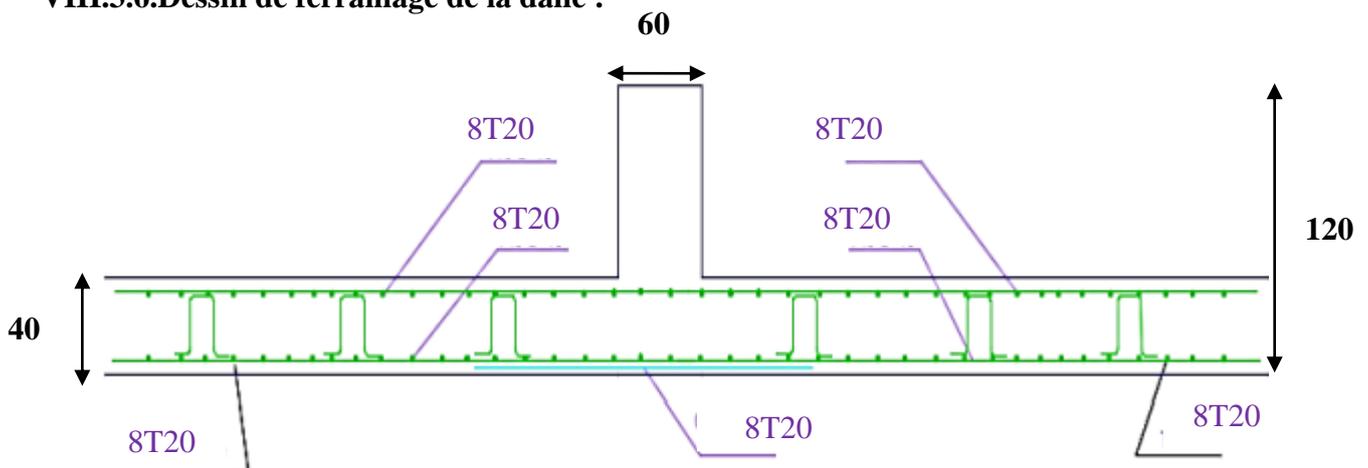


Fig. VII.6: Ferrailage de la dalle de radier.

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

☞ Ferrailage des nervures :

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

Calcul de Q' :

➤ Nervure principale :

$$Q' = \left[Q \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \frac{2}{L_y}$$

Avec : $L_x = 3\text{m}$

$L_y = 5,5\text{ m}$

$Q = 212.11\text{ KN/m}$

Donc :

$$Q' = \left[212.11 \times \frac{5.5 + (5.5 - 3)}{2} \right] \frac{2}{5.5}$$

$$Q' = 308.52\text{KN/m}^2$$

➤ Nervure secondaire :

$$Q' = \left[Q \times \frac{L_x}{2} \right] \frac{2}{L_x}$$

$$Q' = \left[212.11 \times \frac{3}{2} \right] \frac{2}{3}$$

$$Q' = 212.11\text{KN/m}^2$$

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif de différentes charges en

État	Q	Nervure principale	Nervure secondaire
		$Q' = \left[Q \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \frac{2}{L_y}$	$Q' = \left[Q \times \frac{L_x}{2} \right] \frac{2}{L_x}$
ELU	$Q = 212.11\text{ KN/m}^2$	308.52KN/m^2	212.11KN/m^2
ELS	$Q = 152.31\text{ KN/m}^2$	221.54KN/m^2	152.31 KN/m^2

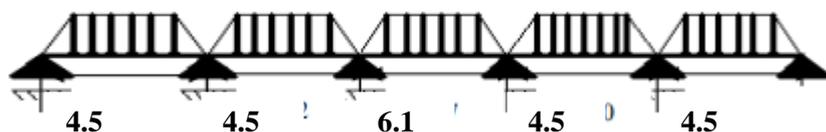


Fig. VII.7: Distribution des charges sur les poutres principales

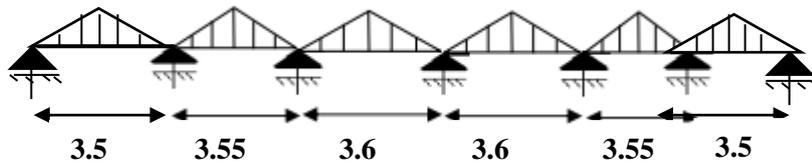


Fig. VII.8: Distribution des charges sur les poutres secondaires.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments et effort tranchant sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : tableau récapitulatif des sollicitations.

Combinaisons	Nervure principale		Nervure secondaire	
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
ELU	631.9	-803.1	201.2	-276.6
ELS	312	-396.5	144.5	198.6
T(KN)	941		450.2	

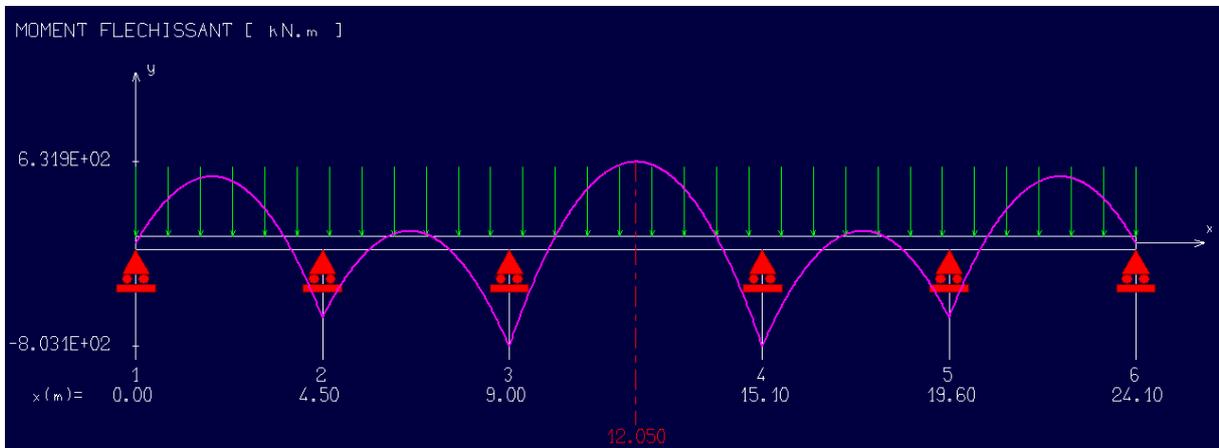


Fig. VII.9: diagramme des moments fléchissant de la poutre principale

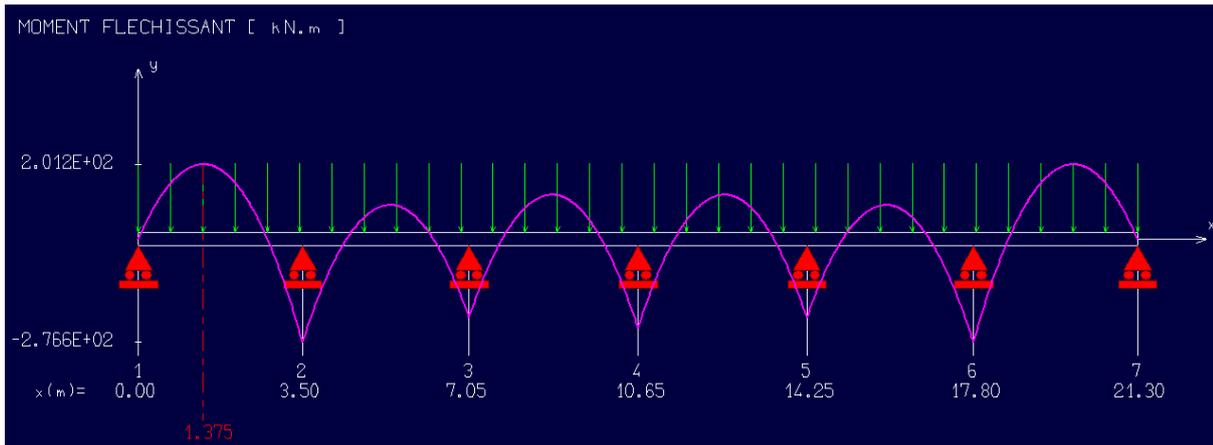


Fig. VII.10: diagramme des moments fléchissant de la poutre secondaire.

VIII.3.7. Calcul du ferrillage :

a. En travée :

Etat limite ultime (ELU)

$$h=80\text{cm}; \quad b=60\text{cm}; \quad d=72\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{631.9 \cdot 10^3}{60 \cdot 14.17 \cdot 72^2} = 0.143$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.143$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.194$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.922$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{631.9 \cdot 10^3}{0.922 \cdot 348 \cdot 72} = 27.34\text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 72 \times \frac{2.1}{400} = 5.21\text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 27.34\text{cm}^2$$

On adopte : 6T25, $A = 29,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Etat limite de service (ELS)

$$M_s = 312 \text{ kN. m}$$

✓ Flexion simple

✓ Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

✓ Acier FeE400

✓ Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_c 28}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{631.9}{312} = 2.02 \quad \Longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = \frac{2.02 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.76$$

$$\alpha = 0.194 \leq 0.76 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ_s

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

b. En appuis :

Etat limite ultime (ELU)

$$h = 80 \text{cm}; \quad b = 60 \text{cm}; \quad d = 72 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2} = \frac{803.1 \cdot 10^3}{60 \cdot 14.17 \cdot 72^2} = 0.182$$

$\mu < \mu_L = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.182$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.253$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.898$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = \frac{803.1 \cdot 10^3}{0.898 \cdot 348 \cdot 72} = 35.66 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 72 \times \frac{2.1}{400} = 5.21 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = 35.66 \text{cm}^2$$

On adopte : 8T25, $A = 39,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Etat limite de service (ELS)

$$M_s = 396.5 \text{ kN.m}$$

✓ Flexion simple

✓ Section rectangulaire avec $A' = \emptyset$

✓ Acier FeE400

✓ Fissuration peu nuisible

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{803.1}{396.5} = 2.02 \quad \Longrightarrow \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} = \frac{2.02 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.76$$

$$\alpha = 0.253 \leq 0.76 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Chapitre VII : Etude des Infrastructures

Fissuration peu préjudiciable

Aucune vérification pour σ

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

Tableau VIII.6 : Tableau récapitulatif des sections des armatures

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
Au [cm²]	27.34	35.66	8.22	11.4
Amin [cm²]	5.21	5.21	5.21	5.21
Amax [cm²]	27.34	35.66	8.22	11.4
Choix des armatures	6T25 As= 29,45cm ²	8T25 As= 39,27cm ²	6T16 As=12.06cm ²	6T16 As=12.06cm ²

VIII.3.8.Vérification de l'effort tranchant :

➤ Poutre principale :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \times d} = \frac{641000}{60 \times 72 \times 100} = 2.17 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

Donc : Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

➤ Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b_0 \times d} = \frac{450200}{60 \times 72 \times 100} = 1.04 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

Donc : Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

VIII.3.7. Dessin de ferrailage des nervures :

- Nervure principale :

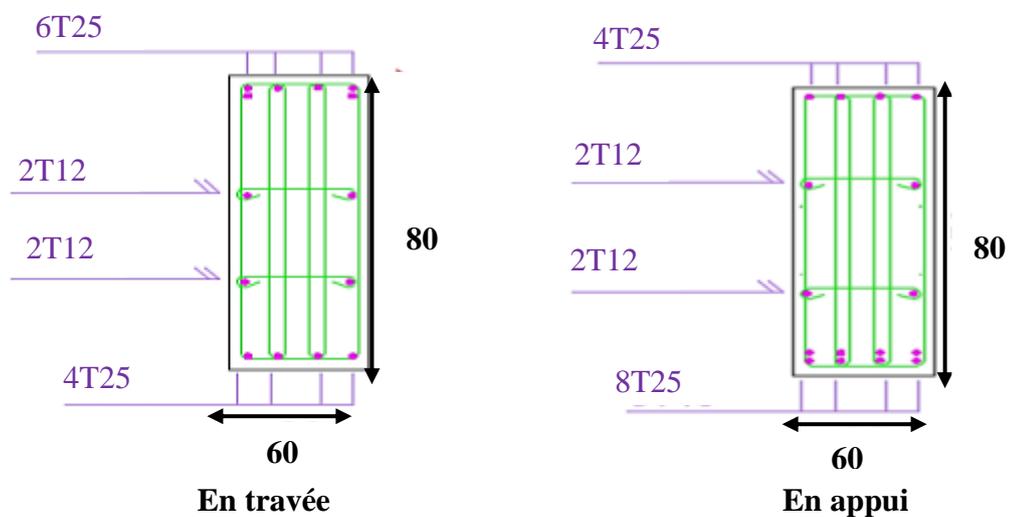


Fig. VII.11: ferrailage Nervure principale

- Nervure secondaire :

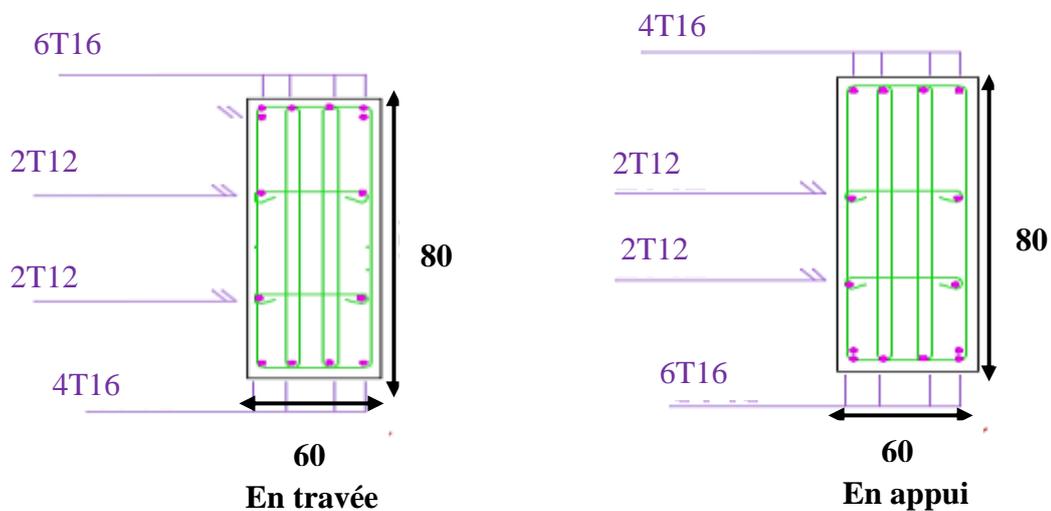


Fig. VII.12: ferrailage Nervure secondaire

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Conclusion Générale :

L'étude de ce projet nous a permis de faire l'usage de l'ensemble des connaissances acquises durant notre formation, il constitue une application pratique qui initie bien au travail de l'ingénieur en génie civil en nous mettant face aux différentes difficultés qu'on peut rencontrer dans ce domaine.

Cette étude nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- ✓ Une véritable difficulté pour la disposition des voiles afin de vérifier les conditions exigées par le règlement parasismique (RPA).
- ✓ L'utilisation de l'outil informatique facilite énormément le travail de bureau d'étude compris la conception l'analyse et le calcul des structures grâce aux différents logiciels tels que AUTOCAD, ROBOT.
- ✓ L'action dynamique due au vent est négligeable par rapport à celle due au séisme.
- ✓ La charge importante de l'ouvrage due à son hauteur sur le sol d'assise a mené à un dimensionnement relativement grand de la fondation.

Finalement, ce travail constitue un premier pas concert vers la vie professionnelle afin d'accumuler des expériences, de consolider les connaissances, et de renforcer l'esprit intuitif de l'ingénieur.

Références
Bibliographiques

Bibliographiques :

➤ Règlement :

RPA99 Version 2003 : Règlement parasismique algérienne, 2003.

BAEL91 : Béton armé aux états limites 1999.

Le DTR.B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.

CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.

➤ Outils informatiques :

Logiciel (ROBOT 2023 ; AutoCAD 2010;RDM6).

Bureautique (Word ; Excel).

➤ Thèses fin d'étude :

Etude d'un bâtiment R+10+2SS à usage de bureaux Alger 2015

Etude d'un bâtiment R+10 avec 2sous-sol en Béton Armé Adrar 2018

ETUDE D'UNE TOUR MULTIFONCTIONNELLE (R+12+SS) CONTRVENTEE PAR PORTIQUES ET VOILES EN BETON ARME BLIDA 2020

Etude d'une tour R+15 étage contreventée par refends implantée dans la zone III Jijel 2018

Etude d'un bâtiment en RDC+ 10Etages +Sous-sol A usage d'habitation Mostaganem 2023

ETUDE D'UN BATIMENT RDC+7 ETAGE A USAGE D'HABITATION Mostaganem 2022

Etude d'un bâtiment (RDC+9) avec S-sol a usage d'habitation et commercial de forme irrégulière (Système de contreventement mixte) Adrar 2019

ETUDE D'UNE TOUR EN BETON ARME S-SOL + RDC+ 12 ETAGES A USAGE MULTIPLE DANS UNE ZONE DE MOYENNE SISMICITE Mostaganem 2022

Etude d'un bâtiment RDC+9 étages à usage multiple Mostaganem 2019

Annexes

Annexe 1

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Annexe 2

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33