



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
*Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique*
جامعة الجيلالي بونعاما بخميس مليانة
Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
قسم التكنولوجيا
Département de Technologie



**MEMOIRE AFIN D'AUBTONTION DU DIPLOME DE
MASTER**

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

*Impact de la prise en compte de la participation des murs
dans la réponse d'une structure*

Présenté par :

- DAHMANI Derradji Younes
- TAHARI Abd El Kader

Directeurs du mémoire :

- Dr. Azeddine CHEHAT
- Dr. Leyla BOUARICHA

2022/2023

Résumé

Une modélisation parfaite d'une structure implique une construction géométrique et mécanique correcte d'un prototype dans un logiciel de calcul. L'étude dynamique dépend essentiellement des caractéristiques mécaniques des différents éléments de la structure. Dans ce modeste travail la contribution des murs extérieurs est discutée à travers une étude d'un bâtiment (R+8) pour un usage d'habitation implantée à la willaya de Ain Defla dans la commune de Rouina, classé dans le "groupe d'usage 02 zone II-B " selon les critères du règlement parasismique algérien RPA99/version 2003.

Dans cet ouvrage nous allons ouvrir un chemin de recherche sur l'effet des murs extérieure dans les paramètres de réponse de nos structures avec la prise en compte de ces éléments comme éléments treillis.

La structure est modélisée par **ETABS** et le ferrailage des éléments de la structure (poteaux, poutres, voile et fondation) est établi conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), et le BAEL 99 et le règlement parasismique algérien (RPA99/2003). Le calcul du ferrailage a été mené par les logiciels « **ROBOT EXPERT** » et « **SOCOTEC** ».

Mots-clés : Modalisation ; murs extérieurs ; ETABS ; RPA 99 ; Bâtiment ; Portique ; voile.

Abstract

A perfect moralisation of a structure implies a geometric construction and a correct mechanics of a prototype in the software used to calculate the dynamical study depends essentially of the mechanical characterizes of the different elements of the structure. In this modest work the contribution of the walls is discussed in a study of a structure (R+8) used for habitation implanted in the wilaya of AIN DEFLA in the commune of Rouina, it's classified in the "group 02" in the "zone II-B" according to the criteria of the Algerian seismic regulation's RPA/version 2003.

In this work we will open a research path on the effect of external walls in the response parameters of our structures with the consideration of these elements as lattice elements.

The structure is modalized with **ETABS** and the reinforcement of the structure (beams, polls, walls and foundations) is established in accordance the rules of conception and calculations of reinforced concrete structures (CBA 93), and the BEAL 99 and the Algerian seismic regulations (RPA99/2003). The calculations of the reinforcement is done by the software "**ROBOT EXPERT**" and "**SOCOTEC**".

Key-words: Modulization; exterior walls; ETABS; RPA 99; building; gantry; walls.

ملخص

تتطلب النمذجة المثالية لهيكل بناء إنشاءً هندسيًا وميكانيكيًا صحيحًا لنموذج أولي في برنامج حسابي ديناميكي يعتمد بشكل أساسي على الخصائص الميكانيكية لمختلف عناصر الهيكل. في هذا العمل المتواضع ستتم مناقشة مساهمة الجدران الخارجية من خلال دراسة مبنى مكون من 8 طوابق لأهداف سكنية، يقع في ولاية عين الدفلى في بلدية الروينة، ويصنف في "مجموعة الاستخدام 02 المنطقة II-B" وفقًا لمعايير الأنظمة الزلزالية الجزائرية RPA99/الإصدار 2003.

في هذا العمل، سنفتح مسارًا بحثيًا حول تأثير الجدران الخارجية في معاملات الاستجابة لهياكلنا مع مراعاة هذه العناصر كعناصر شبكية.

تمت نمذجة الهيكل باستخدام نظام تحليل الأعمال ثلاثي الأبعاد ETABS، وتم تحديد تسليح عناصر الهيكل (الأعمدة والعوارض و الجدران والأساسات) وفقًا لقواعد تصميم وحساب هياكل الخرسانة المسلحة (CBA 93) و BAEL 99 والأنظمة الزلزالية الجزائرية (RPA99/2003). تم إجراء حساب التسليح باستخدام برامج "ROBOT EXPERT" و "SOCOTEC".

الكلمات المفتاحية : نمذجة، جدران خارجية، ETABS، RPA 99، مبنى، منشأة سكنية، جدار خرساني.

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU II.1. CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	40
TABLEAU II.2. CHARGE PERMANENTES DU PLANCHER COURANT (CORPS CRUEX).	41
TABLEAU II.3. CHARGES PERMAENTES DU MUR DOUBLE CLOISON.	42
TABLEAU II.4. CHARGES PERMANENTES DES DALLES PLEINS.	42
TABLEAU II.5. CHARGES PERMAENTES DE VOLEE.	44
TABLEAU II.6. VALEURS DE DIFFERENTS CHARGEMENTS DE PALIER.....	45
TABLEAU II.7. VALEURS DE DIFFERENTS CHARGEMENTS DE LA DALLE MACHINE.....	45
TABLEAU II.8. VALEURS DE DIFFERENTS CHARGEMENT DE LA DALLE.	46
TABLEAU II.9. LES VALEURS DE DIFFERENTS CHARGEMENTS DU GARDE-CORPS	46
TABLEAU II.10. SURFCAE DES POTEAUX SOLLICITES.....	50
TABLEAU II.11. DEGRESSION DES SURCHARGES.....	53
TABLEAU II.12. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX CENTRAUX	54
TABLEAU II.13. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX DE RIVES	55
TABLEAU II.14. CHOIX DES SECTIONS DES POTEAUX D'ANGLE	56
TABLEAU II.15. COFFRAGES DES POTEAUX PAR ETAGE	57
TABLEAU III.1. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	67
TABLEAU III.2 VERIFICATION A L'ELS.	69
TABLEAU III.3. COMBINAISONS DES CHARGES	74
TABLEAU III.4. EVALUATIONS DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS A ELU 77	
TABLEAU III.5. EVALUATIONS DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS A ELS 78	
TABLEAU III.6. VALEURS MAXIMALES DES SOLLICITATIONS	79
TABLEAU III.7. FERRAILLAGE DE POUTRELLE	80
TABLEAU III.8. VERIFICATION A L'ELS	83
TABLEAU III.9. LES COMBINAISONS DES CHARGES A L'ELU ET L'ELS	84

Liste Des Tableaux

TABLEAU III.10. FERRAILLAGE DE L'ESCALIER.....	87
TABLEAU III.11. VERIFICATION A L'ELS	89
TABLEAU III.12. VERIFICATION DE LA FLECHE DE L'ESCALIER	90
TABLEAU III.13. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE	93
TABLEAU III.14. VERIFICATION A L'ELS	94
TABLEAU III.15. LE FERRILLAGE DE LA MACHINE EN TRAVEE (SENS LX ET LY).....	97
TABLEAU III.16. FERRAILLAGE DE LA MACHINE EN APPUIS	98
TABLEAU III.17. VERIFICATIONS A L'ELS	100
TABLEAU III.18. LES COMBINAISONS DES CHARGES A L'ELU ET L'ELS	101
TABLEAU III.19. FERRAILLAGE DU BALCON.....	103
TABLEAU III.20. VERIFICATION A L'ELS	104
TABLEAU IV.1. FACTEUR DE QUALITE	116
TABLEAU IV.2. PARAMETRES SISMIQUES	117
TABLEAU IV.3. PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE 1	120
TABLEAU IV.4. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES DU MODELE 1 ..	124
TABLEAU IV.5. PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE INITIALE	125
TABLEAU IV.6. VERIFICATION DES DEPLACEMENT INTER ETAGES DU DEUXIEME MODELE.....	128
TABLEAU IV.7. PERIODES ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE DU MODELE FINALE	130
TABLEAU IV.8. VERIFICATION DES DEPLACEMENT INTER ETAGES DU MODELE FINALE	132
TABLEAU IV.9. VERIFICATION DES SOLLICITATIONS NORMALES MODELE FINALE ..	133
TABLEAU IV.10. VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ DU MODELE FINALE.....	135
TABLEAU V.1. SITUATION DURABLE.....	141
TABLEAU V.2. SITUATION ACCIDENTELLE.....	142
TABLEAU V.3. FERRAILLAGES DE POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{MAX} , M^{CORR})....	143

Liste Des Tableaux

TABLEAU V.4. FERRAILLAGES DE POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{CORR}, M^{MAX}).....	144
TABLEAU V.5. FERRAILLAGES DE POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{MAX}, M^{CORR})....	145
TABLEAU V.6. FERRAILLAGES DE POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{CORR}, M^{MAX}).....	146
TABLEAU V.7. FERRAILLAGES DE POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{MAX}, M^{CORR})....	147
TABLEAU V.8. FERRAILLAGES DE POTEAUX SITUATION DURABLE (N^{CORR}, M^{MAX}).....	148
TABLEAU V.9. CHOIX DES ARMATURES DES POTEAUX CARRES.....	149
TABLEAU V.10. VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX.....	150
TABLEAU V.11. VERIFICATION DES CONTRAINTES POUR LES POTEAUX.....	151
TABLEAU V.12. VERIFICATION DE LA CONTRIANTE DE CISAILLEMENT POUR LES POUTEAUX.....	153
TABLEAU V.13. ESPACEMENT MAXIMAUX SELON RPA 99	155
TABLEAU V.14. CHOIX DES ARMATURES TRANSVERSALES POUR LES POTEAUX.....	156
TABLEAU V.15. LA LONGUEUR DE RECOUVREMENT.....	157
TABLEAU V.16. FERRAIALLGE DES POUTRES PORTEUSES (SITUATION DURABLE)	161
TABLEAU V.17. FERRAIALLGE DES POUTRES PORTEUSES (SITUATION ACCIDENTELLE)	162
TABLEAU V.18. FERRAIALLGE DES POUTRES PORTEUSES (SITUATION ACCIDENTELLE)	163
TABLEAU V.19. FERRAIALLGE DES POUTRES PORTEUSES (SITUATION DURABLE)	164
TABLEAU V.20. FERRAIALLGE DES POUTRES PORTEUSES (SITUATION ACCIDENTELLE)	165
TABLEAU V.21. FERRAIALLGE DES POUTRES PORTEUSES (SITUATION ACCIDENTELLE)	166
TABLEAU V.22. CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES PORTEUSES	167
TABLEAU V.23. CHOIX DES ARMATURES POUR LES POUTRES NON-PORTEUSES.....	168
TABLEAU V.24. VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE.....	169
TABLEAU V.25. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT.....	170
TABLEAU V.26. CALCUL DES ARMATURES TRASNVERSALES.....	171
TABLEAU V.27. VERIFICATION DES POUTRES PORTEUSES	173

Liste Des Tableaux

TABLEAU V.27. VERIFICATION DES POUTRES NON-PORTEUSES.....	174
TABLEAU VI.1. EFFORT NORMA APPLIQUE SUR LES FONDATIONS	218
TABLEAU VI.2. SECTIONS DES SEMELLES ISOLEES	219
TABLEAU VI.3. SECTIONS DES SEMELLES FILANTES	221
TABLEAU VI.4. FERRAILLAGE DES PANNEAUX DU RADIER	228
TABLEAU VI.5. VERIFICATION A L'ELS	229
TABLEAU VI.6. FERRAILLAGE DES NERVURES SUIVANT X-X	231
TABLEAU VI.7. VERIFICATION A L'ELS	232
TABLEAU VI.8. FERRAILLAGE DE DEBORD	233
TABLEAU VI.9. VERIFICATION A L'ELS	235
TABLEAU VII.1. RESULTATS D'ESSAI SOUS FORME DE PERIODE FONDAMENTALE....	244
TABLEAUX VII.2. VALEURS SISMIQUE POUR $E_{\text{MAÇONNERIE}} = 2\% E_{\text{BETON}}$	245
TABLEAUX VII.3. VALEURS SISMIQUE POUR $E_{\text{MAÇONNERIE}} = 4\% E_{\text{BETON}}$	246
TABLEAUX VII.4. VALEURS SISMIQUE POUR $E_{\text{MAÇONNERIE}} = 6\% E_{\text{BETON}}$	248
TABLEAUX VII.5. VALEURS SISMIQUE POUR $E_{\text{MAÇONNERIE}} = 8\% E_{\text{BETON}}$	249
TABLEAUX VII.6. VALEURS SISMIQUE POUR $E_{\text{MAÇONNERIE}} = 10\% E_{\text{BETON}}$	251

LISTE DES FIGURES

FIGURE I.1. FAÇADE DE LA STRUCTURE « R+8 ».....	23
FIGURE I.2 PLAND D'ETAGE COURANT	23
FIGURE I.3 PLAN D'ETAGE DE RDC.....	24
FIGURE I.4. PLAN D'ETAGE TERRASSE.....	24
FIGURE I.5. PLAN DE COUPE VERTICALE.....	25
FIGURE I.6. DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DE CALCUL	32
FIGURE I.7. DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DE CALCUL	32
FIGURE I.8. DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DE CALCUL	33
FIGURE I.9. DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS DE CALCUL	34
FIGURE II.1. SCHEMATISATION DU PLANCHER A CORPS CCREUX.....	41
FIGURE II.2. DIMENSION DES POUTRELLES.....	42
FIGURE II.3. COUPE DU PLANCHE TERRASSE.	45
FIGURE II.4. CLOISONS EXTERIEURS.....	46
FIGURE II.5. DIMENSION DE L'ACROTERE.....	47
FIGURE II.6. COUPE DE VOILE EN ELEVATION ET EN PLAN.....	62
FIGURE II.7. SHEMA STATIQUE D'ESCALIER EN DEUX VOLE.....	63
FIGURE II.8. DIMENSION DE L'ASCENSEUR.....	66
FIGURE III.1. SOLLICITATIONS DE L'ACROTERE A L'ELU	69
FIGURE III.2. SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	74
FIGURE III.3. SCHEMA STATIQUE D'UNE POUTRELLE ISOSTATIQUE	77
FIGURE III.4. POUTRELLES A DEUX TRAVEES	79
FIGURE III.5. POUTRELLES A TROIS TRAVEES	79
FIGURE III.6. POUTRELLES A QUATRE TRAVEES	79
FIGURE III.7. POUTRELLES A CINQ TRAVEES	80
FIGURE III.8. POUTRELLES A SIX TRAVEES	80
FIGURE III.9. DIAGRAMME DES MOMENTS ET DES EFFORTS ELU	82

Liste Des Figures

FIGURE III.10. DIAGRAMME DES MOMENTS ET DES EFFORTS ELS	83
FIGURE III.11. FERRAILLAGE DES POUTRELLES	87
FIGURE III.12. SCHEMA RDM D'ESCALIER	89
FIGURE III.13. LES DIAGRAMMES D'EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS FLECHISSANT A L'ELU	89
FIGURE III.14. SCHEMA RDM D'ESCALIER	90
FIGURE III.15. LES DIAGRAMMES D'EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS FLECHISSANT A L'ELS	90
FIGURE III.16. FERRAILLAGE DES ESCLAIERS	95
FIGURE III.17. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRE PALIER A L'ELU	96
FIGURE III.18. DIAGRAMME DES MOMENTS DE LA POUTRE PALIER A L'ELS	97
FIGURE III.19. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE	99
FIGURE III.20. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE MACHINE	104
FIGURE III.21. SCHEMA STATIQUE DU BALCON	106
FIGURE III.22. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES BALCONS	108
FIGURE IV.1. SPECTRE DE REPONSE D'APRE RPA.....	115
FIGURE IV.2. MODELE INITIAL	123
FIGURE IV.3. VERIFICATION DU MODELE	126
FIGURE IV.4. DEUXIEME MODELE	129
FIGURE IV.5. VERIFICATION DU DEUXIEME FINALE	131
FIGURE IV.6. MODELE FINALE	133
FIGURE IV.7. VERIFICATION DU MODELE FINALE	135
FIGURE IV.8. EVALUATION DES EFFTS DU SECOND ORDRE.....	138
FIGURE V.1. ZONE NODALE	143
FIGURE V.2. POUTFERRAILLAGE DES POUTEAUX DE RDC, 1 ^{ER} ET 2 ^{EME}	161
FIGURE V.3. POUTFERRAILLAGE DES POUTEAUX DE 3 ^{EME} , 4 ^{EME} ET 5 ^{EME}	162
FIGURE V.4. POUTFERRAILLAGE DES POUTEAUX DE 6 ^{EME} , 7 ^{EME} ET 8 ^{EME}	162
FIGURE V.5. DISPOSITION CONSTRUCTIVE	163

Liste Des Figures

FIGURE V.6. ARRET DES BARRES	179
FIGURE V.7. FERRAILLAGE DES POUTRES PORTEUSES	184
FIGURE V.8. FERRAILLAGE DES POUTRES NON-PORTEUSES	185
FIGURE V.9. VOILES PREMIER TYPE RDC+1 ^{ER}	190
FIGURE V.10. VOILES PREMIER TYPE 2 ^{EME} + 3 ^{EME}	191
FIGURE V.11. VOILES PREMIER TYPE 4 ^{EME} , 5 ^{EME} , 6 ^{EME} , 7 ^{EME} ET 7 ^{EME}	191
FIGURE V.12. VOILES DEUXIEME TYPE RDC+1 ^{ER}	194
FIGURE V.13. VOILES DEUXIEM TYPE 2 ^{EME} + 3 ^{EME}	195
FIGURE V.14. VOILES DEUXIEM TYPE 4 ^{EME} , 5 ^{EME} , 6 ^{EME} , 7 ^{EME} ET 7 ^{EME}	195
FIGURE V.15. VOILES TROISEME TYPE RDC+1 ^{ER}	198
FIGURE V.16. VOILES TROISEME TYPE 2 ^{EME} + 3 ^{EME}	199
FIGURE V.17. VOILES TROISEME TYPE 4 ^{EME} , 5 ^{EME} , 6 ^{EME} , 7 ^{EME} ET 7 ^{EME}	199
FIGURE V.18. VOILES QUATRIEME TYPE RDC+1 ^{ER}	202
FIGURE V.19. VOILES QUATRIEME TYPE 2 ^{EME} + 3 ^{EME}	203
FIGURE V.20. VOILES QUATRIEME TYPE 4 ^{EME} , 5 ^{EME} , 6 ^{EME} , 7 ^{EME} ET 7 ^{EME}	203
FIGURE V.21. VOILES CINQUIEME TYPE RDC+1 ^{ER}	206
FIGURE V.22. VOILES CINQUIEME TYPE 2 ^{EME} + 3 ^{EME}	206
FIGURE V.23. VOILES CINQUIEME TYPE 4 ^{EME} , 5 ^{EME} , 6 ^{EME} , 7 ^{EME} ET 7 ^{EME}	207
FIGURE V.24. VOILES SIXIEME TYPE	210
FIGURE V.25. VOILES SEPTIEME TYPE	213
FIGURE V.26. VOILES HUITIEME TYPE	216
FIGURE V.27. VOILES NEUVIEME TYPE	219
FIGURE VI.1. DIMENSIONS DE LA SEMELLES ISOLEE	223
FIGURE VI.2. SEMELLES FILANTE	224
FIGURE VI.3. DISPOSITION DES NERVURES PAR RAPPORT AU RADIER AU POTEAUX	226
FIGURE VI.4. FERRAILLAGE DU PANNEAU DU RADIER SENS X-X ET Y-Y	234
FIGURE VI.5. DIAGRAMME DES MOMENT	237
FIGURE VI.6. COUPE HORIZONTALE DU FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	240

Liste Des Figures

FIGURE VI.7. SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	240
FIGURE VII.1. MODELISATION DES MURS EXTERIEURS DANS L'ETUDE DYNAMIQUE	243
FIGURE VII.2. MODELE FINALE DU CHAPITRE IV	244
FIGURE VII.3. MODELE FINALE	244
FIGURE VII.4. MODE SUIVANT MODELE CONSIDERONS LES MURS COMME REPLISSAGE	246
FIGURE VII.5. MODE SUIVANT MODELE CONSIDERONS LES MURS COMME TREILLIS 247	
FIGURE VII.6. IMPACT DE CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MURS SUR LA REPONSE EN SORTE DE PERIODE.....	248
FIGURE VII.7. L'IMPACTE DE LA CONTRIBUTION DES MURS EXTERIEURS.....	257



Sommaire

RESUME	2
ABSTRACT.....	3
ملخص.....	4
LISTE DES TABLEAUX.....	5
LISTE DES FIGURES	9
SOMMAIRE	13
LISTE DES SYMBOLES.....	18
INTRODUCTION GENERALE	20
• CHAPITRE I : PRESENTATIONS DE L’OUVRAGE.....	22
I.1. INTRODUCTION	23
I.2. GENERALITES SUR L’OUVRAGE	26
I.2.1. DESCRIPTION DE L’OUVRAGE.....	26
I.2.2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	26
I.3. CONCEPTION STRUCTURELLE	26
I.4. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIUAX UTILISES	28
I.4.1. LE BETON.....	28
I.4.2. LES ACIERS	33
I.5. HYPOTHESES DE CALCUL	36
I.6. LES COMBINAISONS D’ACTION	37
I.7. CONCLUSION	38
• Chapitre II : Pré Dimensionnement Des Eléments De La Structure.....	39
II.1. INTRODUCTION.....	40
II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	40
II.2.1. PLANCHER A CORPS CREUX.....	40
II.3. PREDIMENSIONNEMENT DES DALLES.....	41

II.4. PREDIMENSIONNEMENT DES PORTIQUES	42
II.4.1. LES POUTRELLES.....	42
II.4.2. LES DESCENTE DE CHARGE.....	43
II.4.3. EVLUATION DES CHARGES.....	44
II.4.4. LES POUTRES ET POTEAUX.....	50
II.4.5. LES VOILES.....	61
II.4.6. ESCALIERS.....	63
II.4.7. LA DALLE MACHINE.....	65
• Chapitre III : Calcul Des Eléments Non Structuraux.....	67
III.1. INTRODUCTION	68
III.2. L'ACROTERE.....	68
III.2.1. CALCUL DES EFFORTS	68
III.2.2. FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	69
III.2.4. VERIFICATION A L'E.L.S.....	71
III.2.5. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT	74
III.3. LES PLANCHERS	74
III.3.1. LES PLANCHERS A CORPS CREUX	74
III.4. ESCALIER	88
III.4.1. LES COMBINAISONS DE CHARGE ET SRUCHARGE	88
III.4.2. CALCUL DES SOLLICITATION	89
III.4.3. FERRAILLAGE DE L'EXCALIER	91
III.4.1. LES VERFICIATIONS	92
III.5. POUTRE PALIERE.....	96
III.5.1. LES COMBINAISONS DE CHARGES	96
III.5.2. CALCUL DES SOLLICITATION	96
III.5.3. FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	97
III.5.4. VERIFICATION.....	98
III.6. ETUDE DE LA DALLE MACHINE	100

Sommaire

III.6.1. COMBINAISON DE CHARGE.....	100
III.6.2. CALCUL DES EFFORTS	100
III.6.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	101
III.6.4. VERIFICATION A L'E.L.S	103
III.6.5. VERIFICATION DE LA FLECHE	104
III.7. LES BALCONS.....	105
III.7.1. LES COMBINAISONS DE CHARGES ET SURCHARGE	105
III.7.2. CALCUL DES SOLLICITATION.....	106
III.7.3. FERRAILLAGE DU BALCON	106
III.7.4. VERIFICATION A L'E.L.S.....	108
• Chapitre IV : Étude Dynamique En Zone Sismique	
IV.1. INTRODUCTION	110
IV.2. ETUDE DYNAMIQUE.....	110
IV.2.1. MODELISATION MATHEMATIQUE.....	110
IV.2.2. CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES PROPRES	110
IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE	112
IV.3.1. MODELISATION DE LA RIGIDITE	112
IV.3.2. MODELISATION DE LA MASSE	113
IV.3.3. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUE DE LA STRUCTURE	113
IV.4. ETUDE SISMIQUE	114
IV.4.1. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	114
IV.5. INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE SISMIQUE.....	123
IV.5.1. MODELE INITIAL	123
IV.5.2. DEUXIEME MODELE	129
IV.5.3. MODELE FINALE	133
IV.6. VERIFICATIONS DES SOLLICITATIONS NORMALES	137
IV.7. JUSTIFICATIONS VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ (LES EFFETS DU SECOND ORDRE)	137
• CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	141

Sommaire

V.1. INTRODUCTION	142
V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	142
V.2.1. ARMATURES LONGITUDINALES	143
V.2.3. CHOIX DES ARMATURES	146
V.2.4. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'E.L.S	153
V.2.5. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT	155
V.2.6. LONGUEUR DE RECOUVREMENT	161
V.3. FERRAILLAGE DES POUTRES	163
V.3.1. INTRODUCTION	163
V.3.2. LES COMBINAISONS DE CHARGES	163
V.3.3. RECOMMANDATIONS DES REGLEMENTS	164
V.3.4. CALCULS DU FERRAILLAGE	165
V.3.5. CHOIX DES ARMATURES	171
V.3.6. CONDITIONS DE NON FRAGILITE	173
V.3.7. VERIFICATIONS VIS-A-VIS DE L'EFFORT TRANCHANT	173
V.3.8. VERIFICATION VIS-A-VIS DE L'E.L.S	176
V.3.9. SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES	184
V.4. FERRAILLAGE DES VOILES	185
V.4.1. INTRODUCTION	185
V.4.2. METHODE DE FERRAILLAGE DES VOILES	186
V.4.3. FERRAILLAGE DES VOILES	188
• CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS.....	220
VI.1. INTRODUCTION	221
VI.2. CALCUL DES FONDATIONS	221
VI.2.1. SEMELLES ISOLEES	223
VI.2.2. SEMELLES FILANTES	224
VI.2.3. RADIER GENERALE	226

• CHAPITRE VII : IMPACTE DE LA PRISE EN COMPTE DE LA PARTICIPATION DES MURS DANS LA REPOSE D'UNE STRUCTURE.....	241
VII.1. INTRODUCTION.....	242
VII.2. ETUDE DYNAMIQUE	242
VII.2.1. INTRODUCTION.....	242
VII.3. ETUDE PARAMETRIQUE.....	243
VII.3.1. MODALISATION SPATIALE.....	243
VII.3.2. IMPACT SUR LES MODES PROPRES	245
VII.3.3. IMPACTE SUR LA PERIODE FONDAMENTALE.....	248
VII.3.4. IMPACTE SUR LE DEPLCAEMENTS INTER-ETAGE	249
VII.4. CONCLUSION	257
CONCLUSION GENERALE.....	232

Liste Des Symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
 - A_s : Aire d'une section d'acier.
 - A_t : Section d'armatures transversales.
 - B : Aire d'une section de béton.
 - ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
 - φ : Angle de frottement.
 - \bar{q} : Capacité portante admissible.
 - Q : Charge d'exploitation.
 - C_d : Coefficient dynamique.
 - γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 - γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 - σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 - σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 - $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 - $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 - τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 - τ : Contrainte tangentielle.
 - β : Coefficient de pondération.
 - σ_{sol} : Contrainte du sol.
 - σ_m : Contrainte moyenne.
 - G : Charge permanente.
 - ξ : Déformation relative.
 - V_0 : Effort tranchant a la base.
 - $E.L.U$: Etat limite ultime.
 - $E.L.S$: Etat limite service.
 - N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
-

Liste Des Symboles

- T_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant
 - S_t : Espacement.
 - λ : Elancement.
 - e : Epaisseur
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - \bar{f} : Flèche admissible.
 - D : Fiche d'ancrage.
 - L : Longueur ou portée.
 - L_f : Longueur de flambement.
 - d : Hauteur utile.
 - F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 - M_u : Moment à l'état limite ultime.
 - M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 - M_t : Moment en travée.
 - M_a : Moment sur appuis.
 - M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
 - I : Moment d'inertie.
 - f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 - f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 - I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 - I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 - M : Moment, Masse.
 - E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 - E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 - E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 - f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 - f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 - F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 - δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 - Y : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
-

Introduction Générale

Avant d'atteindre les structures, les ondes sismiques se propagent de la source du séisme vers la surface libre en traversant les couches géologiques. Le mouvement engendré à la surface libre est très complexe, en particulier si on tient compte de la nature du mouvement et la complexité des relations entre les contraintes et déformations ainsi que la dissipation de l'énergie sismique lors de son trajet d'une part, d'autres parts L'ingénierie civile représente l'ensemble des techniques concernant les méthodes et règles de construction des différentes structures dans sa définition générale.

L'ingénierie dans le domaine du génie civil a pour objectif de concevoir, étudier et réaliser les ouvrages de construction et les infrastructures urbaines en gardant à l'esprit deux concepts paradoxes l'économie et la sécurité.

Dans cet ouvrage nous allons nous intéresser à un aspect important dans la construction de chaque structure et souvent négligé dans les paramètres de résistance aux efforts sismiques, nous allons prendre en considération les murs extérieurs dans la réponse de nos structures en les transformant en système triaxial pour comprendre les effets de ces éléments sur les paramètres sismiques.

Le domaine d'application du génie civil est d'une grande amplitude, il englobe en outre les travaux publics, le bâtiment et l'hydraulique.

L'étude des structures est l'étape clé est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir.

C'est dans ce contexte que s'inscrit le travail qui nous a été confié. Notre travail consiste à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation universitaire en MASTER, à travers cette étude de l'ouvrage en béton armé présentée dans ce qui suit. Nous procéderons au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée plus 8 étages ; contreventé par un système de voiles porteurs.

Pour cette raison, nous avons décomposé notre travail en sept chapitres présentés comme suit:

- Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser dans la construction.
- Le deuxième chapitre est consacré au pré dimensionnement des éléments structuraux suivant des différents règlements tel que le B.A.E.L91, le règlement parasismique

algérien RPA 99 modifié en 2003 ... ; ainsi que la détermination des charges et surcharges pour chaque niveau d'étage de la structure.

- Le troisième chapitre traite le dimensionnement et le ferrailages des éléments non structuraux (escaliers, balcons, acrotère...)
- Le quatrième chapitre élabore la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment par le logiciel « **ETABS 17.0.1** », en considérant les murs extérieurs comme des murs de Remplissages seulement, c'est-à-dire qu'ils contribuent à la matrice de masse seulement et n'affectent pas la matrice de rigidité. Dans ce chapitre les différentes vérifications sont faites telle que : participation massiques, vérification des déplacement inter-étages, l'effet P-Delta, ...
- Le cinquième chapitre est consacré au calcul de ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutre, voile), déterminé à partir des résultats du logiciel « **ETABS** ».
- Tandis que Le sixième chapitre aborde l'étude de l'infrastructure « fondations »
- Le septième chapitre replis le rôle primordial du développement sur le thème de recherche qui consiste à étudier l'impact de la prise en charge des murs extérieurs dans la réponse et les paramètres sismiques des bâtiments.

Chapitre I

Présentations de l'ouvrage

I.1. Introduction

Ce projet en fin d'étude présente une étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+8), l'ouvrage sera constitué en portique auto-stable (poteaux, poutre) et des voiles porteurs en béton armé, l'ouvrage sera implanté à la wilaya d'Ain Defla commune de Rouina qui est classé en zone sismique II-B, selon le classement des zones établie par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

I.2. Généralité sur l'ouvrage

I.2.1. Description de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude et le calcul d'un type de bloc barre (N° 01 02 03) pour projet des 136 logements promotionnels libre.

Le bâtiment composé de :

- (R+8) à usage d'habitation

I.2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrages sont :

Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC 3.06 m
- Hauteur étage courant 3.06 m

Dimension en plan :

- Longueur du bloc totale 26.6 m
- Largeur du bloc 17 m

Cet ouvrage comprend un type d'escaliers et ascenseur et son groupe d'usage est groupe 2

I.3. Conception structurelle

a- Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse cinq niveaux (14 mètres) situé en zone II-B, le contreventement est assuré par : voiles-portique (voiles et portiques) (Art. 1- b du RPA99/ version 2003), pour un système de contreventement de voiles porteurs, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les reprennent plus de 20% des sollicitation dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

b- Plancher :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher « semi-préfabriqué en poutrelles + corps creux + dalle de compression » pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portés sont relativement courtes.
- Réduire le poids de la structure et en même temps réduire les effets sismiques.
- Minimiser le cout de coffrage.

Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, à cause de leurs formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes), et ça dans le but de minimisé le temps et coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

c- Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en rangées
 - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur
 - Brique creuses de 10 cm d'épaisseur
- Murs intérieurs (cloison de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur

d- Escaliers :

Le bâtiment présente un seul type d'escalier, droit en béton armé coulé sur place

e- Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine

f- Revêtement :

- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.

- Plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

La structure de notre bâtiment est conçue avec de béton armé, qui constitué de béton et d'acier.

I.4.1 Le béton

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement et produits d'addition « les adjuvants ».

➤ *Le ciment*

Le ciment un liant hydraulique à base de calcaire et d'argile qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine, le 'cru', s'hydratant en présence d'eau, il forme ainsi une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement. C'est le constituant de base béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

On peut adjoindre au ciment des ajouts comme le laitier de haut fourneau, les cendres volantes, les fillers calcaires, les fumées de silice... à fin d'améliorer les qualités mécaniques du béton.

➤ *Les granulats*

Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

- Les sables : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5mm.
- Les gravillons : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.
- Les cailloux : grains de dimensions supérieurs à 25mm.

➤ *L'eau*

Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mer. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 Kg/m³ s'il est armé, en considère une masse volumique de 2500 Kg/m³.

- Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.4.1.1. Composition du béton

Pour une résistance de compression à 28 jours : $f_{c_j} = 25 \text{ MPa}$.

- 350 Kg/m³ de ciment de classe CPA 325.

- 400 Litres de sable de diamètre 0 à 5 mm.
- 800 Litres de gravier de diamètre 15 à 25 mm.
- 175 Litres d'eau de gâchage.

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} . Elle est déterminée à la base d'écrasement d'éprouvette normalisée (16x35) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $J < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA 93 Art A-2-1-1) :

Pour $J < 28$ jours, f_{c28} du béton non traité thermiquement est :

$$\begin{cases} f_{cj} = j f_{c28} (4.76 + 0.83 j), & \text{si : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = j f_{c28} (1.4 + 0.95 j), & \text{si : } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = f_{c28}, & \text{si : } t > 28 \text{ j} \end{cases} \quad (1)$$

I.4.1.3. Résistance caractéristique à la traction (Art 2-3-3-1 BEAL 91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad (2)$$

D'où : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

I.4.1.4. Module d'élasticité longitudinal

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- Module d'élasticité instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané du béton de (j) jours noté E_{ij} est égale à (BEAL 91 Art 2.3.3.2) :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (3)$$

Pour notre étude, il sort que $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$.

- Module d'élasticité différée :

On admet que sous contraintes d'une longue durée d'application, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal (BEAL, 91 art 2.3.3.2) :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (4)$$

Il sort que : $E_{ij} = 10818.9 \text{ MPa}$.

- Module de cisaillement :

$$C = \frac{E}{1 + \nu} \quad (5)$$

ν : coefficient de Poisson.

- Coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_l} \quad (6)$$

avec

ξ_t : Déformation limite transversale.

ξ_l : Déformation limite longitudinale.

$\nu=0.0$ dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu=0.2$ dans le cas des ELS (section non fissurée)

La relation qui lie coefficient de Poisson et la module de glissement G est :

$$G_{ELU} = 15411.21 \text{ MPa.}$$

$$G_{ELS} = 18493.45 \text{ MPa.}$$

1.4.1.5. Contraintes limites

Contrainte limite à la compression :

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule (BEAL 91 ART 2.3.3.3) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (7)$$

Sachant que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.50 & \text{en situation durable (S.D.)} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle (S.A.)} \end{cases} \quad (8)$$

θ , est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1.00 & T > 24h \\ 0.90 & 1h < T < 24h \\ 0.85 & T < 1h \end{cases} \quad (9)$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on obtient : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ en S.D et $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$ en S.A.

Contrainte limite de cisaillement : (Art 7-4.3.1 BEAL 91) :

Pour la fissuration peu nuisible :

Dans ce cas la contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u = \begin{cases} 0.2 f_{c28} / \gamma_b \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \quad (10)$$

Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

L'expression de la contrainte de cisaillement est donc :

$$\tau_u = \begin{cases} 0.15 f_{c28} / \gamma_b \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \quad (11)$$

Contraintes de service à la compression : (BAEL91)

La contrainte dans ce cas est exprimée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1.4.1.6. Diagramme contraintes déformations (A.4.3.4.1 CBA 93)

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

1)- L'état limite ultime :

Le diagramme contraintes déformations du béton est le diagramme de calcul dit : (Parabole rectangle), il comporte un arc de parabole qui s'étend de l'origine des coordonnées ou $\varepsilon = 0.2\%$ et $\sigma_{bc} = f_{bu}$ suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformation et tangent à la parabole à son sommet.

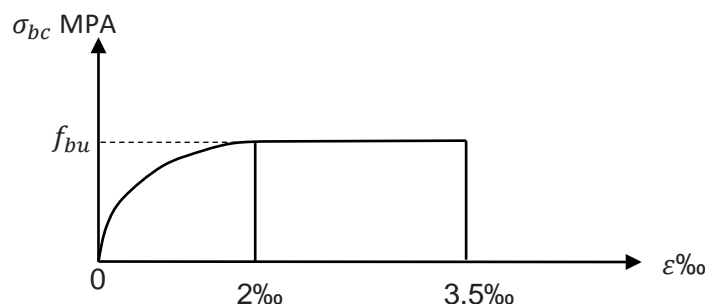


Figure I.6 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELU

2)- L'état limite de service :

Dans ce cas le diagramme contrainte-déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$.

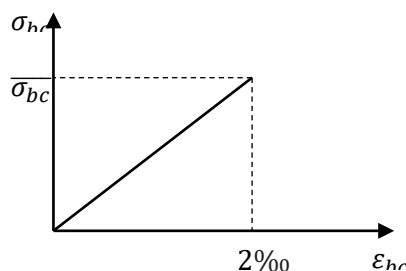


Figure I.7 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à l'ELU

3)- Le retrait :

Dans le cas des pièces de dimension courante à l'air libre, on admettra un raccourcissement relatif de retrait qui n'excède pas 3%.

I.4.2 Les aciers

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers rond lisse (RL) pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.4.2.1. Caractéristique mécanique

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité granité désignée « fe »

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égal $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.4.2.2. Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

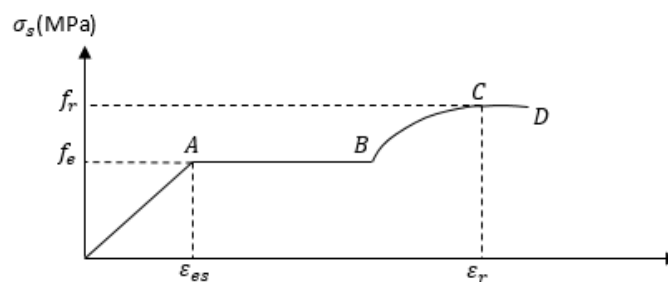


Figure I.8 : Diagramme Contrainte-déformation de l'acier en traction

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- f_r : Résistance à la rupture de l'acier.
- f_c : Limite d'élasticité de l'acier.

- ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ε_e : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

1. Zone 0-A : Domaine élastique linéaire.
2. Zone A-B : Domaine plastique.
3. Zone B-C : Domaine de raffermissement.
4. Zone C-D : Domaine de striction.

1.4.2.3. Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limite on utilisera le diagramme simplifié suivant

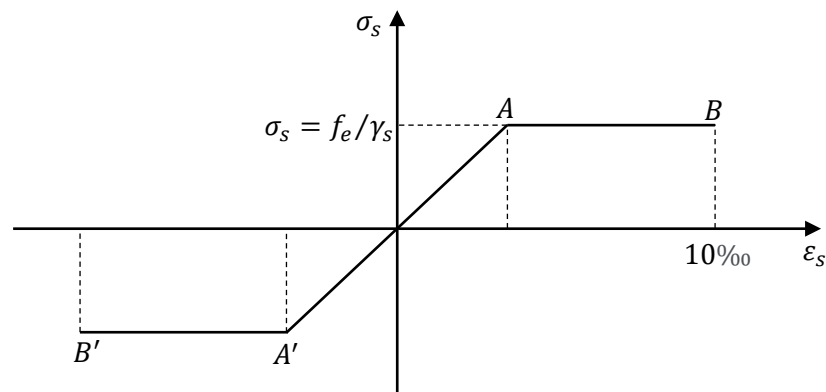


Figure I.9 : Diagramme Contrainte-Déformation de calcul

Limite d'élasticité à L'ELU

La déformation est donnée par :

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (12)$$

avec :

E_s : (est défini par la pente de la droite passant par l'origine)

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable (S.D.)} \\ 1.00 & \text{en situation accidentelle (S.A.)} \end{cases}$$

Etat limite de service

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures) et c'est en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BEAL 91, on distingue trois cas de fissurations.

Cas où la fissuration est peu nuisible

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est pas à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s \quad (13)$$

Cas où fissuration est préjudiciable

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(2/3 f_e, \text{Max} \left(0.5 f_e, 100 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) \quad (14)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 250\text{MPa}$$

Cas où la fissuration est très préjudiciable

avec

η : coefficient de fissuration, $\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA)

I.4.2.4. Déformation et contraintes de l'acier

Notion d'état limite :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite.

Au-delà de ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Etat limite ultime (E.L.U) : Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante, permis ceux-ci, on compte :

- La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure,
- La rupture d'une ou de plusieurs section critiques de la structure,
- La transformation de la structure en mécanique déformable,
- L'instabilité de la forme au flambement,
- La détérioration par effet de fatigue

I.4.2.5. Protection des armatures (Art A.7-2-2.4 BEAL 91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations)
- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.5. Hypothèse de calcul

Calcul aux états limites de service (E.L.S)

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton,
- La résistance de traction de béton est négligée,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques,

- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Où n est appelé coefficient d'équivalence.

Calcul aux états limites ultime (E.L.U)

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton,
- Le béton tendu est négligé,
- L'allongement relatif de l'acier est limité à : 10 ‰,
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2.0 \text{ ‰ en compression centrée}$$

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

Acier rond lisse	$\sigma_s = 204,34 \text{ MPa}$	<i>Situation durable</i>
	$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$	<i>Situation accidentel</i>

Haute adhérence	$\sigma_s = 434.8 \text{ MPa}$	<i>Situation durable</i>
	$\sigma_s = 500 \text{ MPa}$	<i>Situation accidentel</i>

I.6 Les combinaisons d'action

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont

Les combinaisons d'action à considérer sont

- **Combinaison de RPA99 /V2003**

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

- **Combinaison du BAEL 91**

$$\text{ELU} : 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

I.7. Conclusion

D'après les différentes expressions et relation règlementaire évoquées dans ce chapitre il sort ce qui suit :

- **Pour béton**

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa} \quad \text{Situation durable.}$$

$$\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa} \quad \text{Situation accidentelle.}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{ELS}$$

- Pour l'acier

feE500 : $f_e = 500 \text{ MPa}$ pour les armatures longitudinales,

$$\sigma_{bc} = 434.8 \text{ MPa} \quad \text{Situation durable,}$$

$$\sigma_{bc} = 500 \text{ MPa} \quad \text{Situation accidentelle,}$$

$$\sigma_s = 201.6 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable pour les HA}$$

Chapitre II

Pré dimensionnement

I.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions sont choisies selon les règles du **RPA99 version 2003**, **CBA93**, le règlement « Charges Permanentes et Charges d'Exploitation » et du **BEAL 91**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après les vérifications dans la phase de calcul.

II.2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan Ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs
- Assurer l'isolation thermique et sonore entre les différents niveaux
- La sécurité contre l'incendie

Pour notre bâtiment, deux types de planchers sont utilisés :

- Plancher corps creux.
- Plancher dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux

Ces planchers (figure II.1) sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

La hauteur des poutrelles est déterminée par les deux formules empiriques suivantes :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20} \quad (1)$$

Dans notre cas en prend la moyenne c.à.d. $h_t = \frac{L_{max}}{22.5}$

On adoptera $h_t = 20$ cm tel que $h_t = d + e$

Sachant que :

- L_{max} : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nu des appuis.
- d : Hauteur du corps creux.
- e : La hauteur de la dalle de compression.

On prend donc : $h_t = 20$ cm ce qui correspond à un plancher à corps creux de type (16+4) avec : $d = 16$ cm, et $e = 4$ cm, comme le montre la figure II.1.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier que : $h_t \geq 16$ cm, dans notre cas $h_t = 20$ cm, donc la condition est satisfaite.

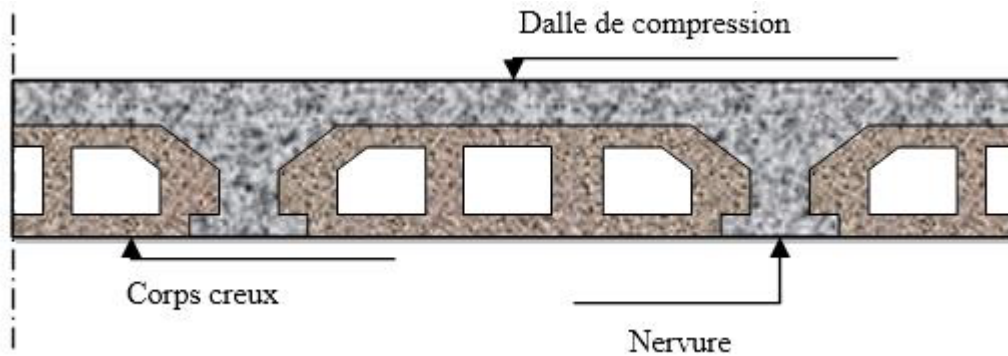


Figure II.1 : Schématisation du plancher à corps creux.

II.3. Prédimensionnement des dalles :

Les dalles sont des plaques minces limitant les différents niveaux d'un bâtiment dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui reposent sur 2, 3 ou 4 appuis.

Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

Dalles en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression ferrailée par treillis soudé reposant sur les poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que ce l'occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu :

Les conditions sont données par :

- $e = 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- $e = 17.5$ cm pour trois heures de coup de feu.

Nous adopterons : $e = 16$ cm.

b. Isolation sonore :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancheront être supérieure ou égale à 13 cm et le confort acoustique exige une épaisseur minimale de **16 cm**.

Nous adopterons : **e = 16 cm**.

c. Résistance à la flexion :

Dans cette condition nous avons :

$$e \geq \min(L_{\max y}, L_{\max x}) / 22.5 \quad (3)$$

$$L = \min(5.7, 4.2)$$

Donc $L = 4.2$

$$\frac{420}{25} \leq e \leq \frac{420}{20}$$

$$16.8 \leq e \leq 21$$

Donc l'épaisseur à retenir est $e = (16+4)$.

II.4. Prédimensionnement des planchers

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

II.4.1 Les poutrelles

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en « T ».

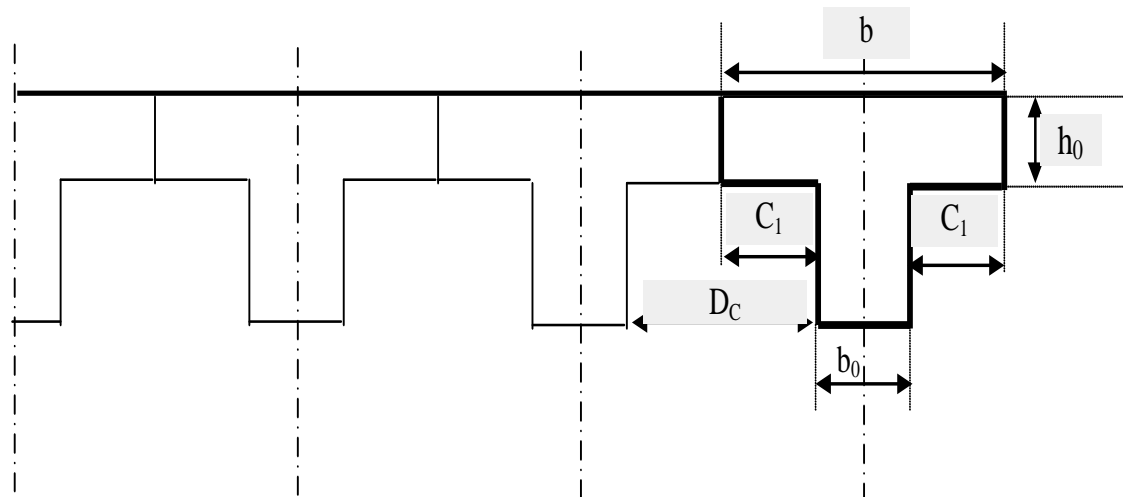


Figure II.2 Dimension des poutrelles.

- Calcul de la hauteur de la poutrelle :

D'après B.E.A.L 91 :

Avec :

h_t : la hauteur de la poutrelle.

L : la longueur max de la poutre (L=5.70 m)

Donc :

$$\frac{570}{25} \leq h_t \leq \frac{570}{20}$$

$$22.85 \leq h_t \leq 28.5$$

Donc on prend : $h_t = 20$ cm.

- L'épaisseur du corps creux : $d = 16$ cm.
- Epaisseur de la dalle de compression $h_0 = h_t - d = 20 - 16 = 4$ cm.
- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + c_1$ avec : $b_0 = 12$ cm.

Le corps creux utilisé pour ce plancher : $d_c = 53$ cm.

$$c_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_c}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ \frac{L_{max}}{10} = \frac{475}{10} \\ (6 ; 8). h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (4)$$

On prend : $c_1 = 26.5$ cm

D'où $b = 65$ cm.

II.4.1.2 Dalle pleine (Balcon) :

L'épaisseur de la dalle pleine est obtenu selon le critère de rigidité.

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

Dalle reposant sur un seul sens :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \quad (5)$$

Dans notre cas les dalles reposant sur un seul appui ont une portée L égale à 1.60 m.

On aura donc :

$$\frac{150}{15} \leq e \leq \frac{150}{20} + 7$$

Soit :

$$10 \leq e \leq 14.5$$

Donc on prend : $e = 15$ cm « car l'impossibilité de réaliser une épaisseur de 14.5 cm ».

II.4.2. Descente de charge :

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

II.4.3. Evaluation des charges :*II.4.3.1. Plancher terrasse :*

a- Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau II.1. Charge permanente du plancher terrasse inaccessible :

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6,78

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 1.0 \text{ KN/m}^2 \text{ (plancher terrasse inaccessible).}$$

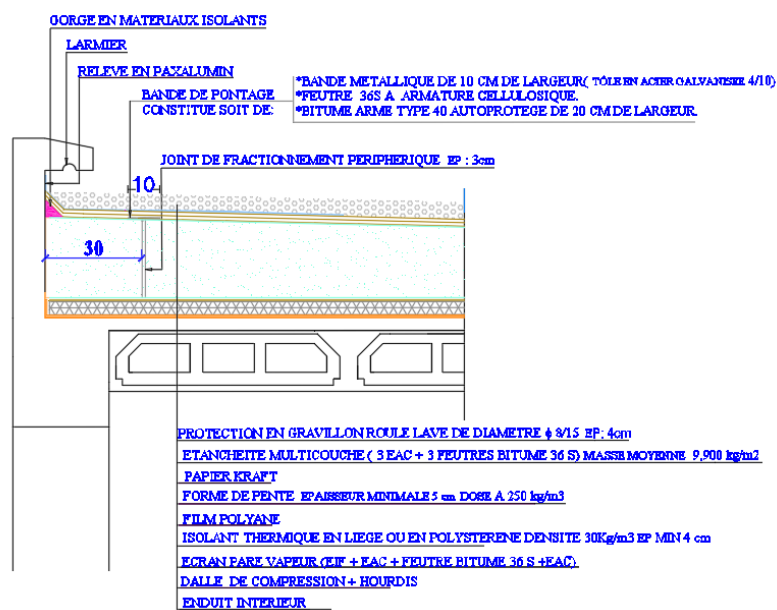


Figure II.3. Coupe du planché terrasse

II.4.3.2. Plancher étage courant :

a- Charge permanente (plancher en corps creux) :

Tableau II.2. Charge permanentes du plancher courant (corps creux).

N	Composante	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	1,00
Charge permanente G				5,21

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

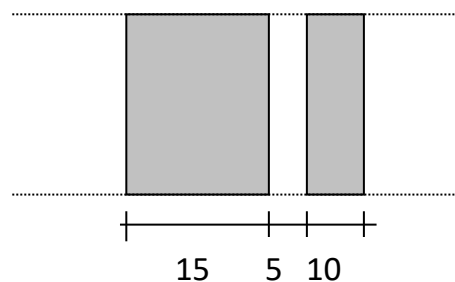
II.4.3.3. Maçonnerie :

Murs extérieurs (doubles closions) :

Tableau II.3. Charges permanentes du mur double cloison :

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	-	1.3
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				2.76

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :



II.4.3.4. Dalles pleines (Balcon) :

Figure II.4. Cloisons extérieures

a- Charge permanente :

Tableau II.4. Charges permanentes des dalles pleines :

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0,16	25	4
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				5,52

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

II.4.3.5. Acrotère :

a- Charges permanentes :

Poids propre :

$$G_1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.10) + (0.03 \times 0.10) / 2 = 0.069 \text{ m}^2$$

$$G_1 = 0.069 \times 25 = 1.73 \text{ KN/ml}$$

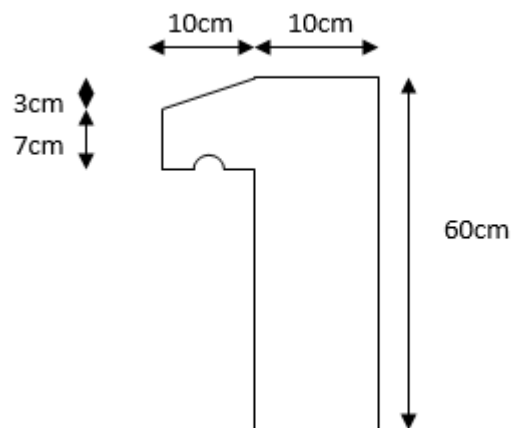


Figure II.5. Dimension de l'acrotère

Enduit en ciment (2cm)

$$G_2 = 18 \times 0.02 \times U$$

U : périmètre de la section de l'acrotère

$$U = 1.61 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 0.02 \times 1.61 = 0.58 \text{ KN/ml}$$

Charges permanentes → G = 2.31 KN/ml

b- Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

II.4.3.6 Escaliers

II.4.3.6.1. Volée

a- Charges permanentes

Tableau II.5. Charges permanentes de volée

Chargement	Poids volumique (KN / m3)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de volée :e=16cm	25	$1 \times 0,16 / \cos 32,51^\circ$	4,74
Poids propre du contre marche :e=17cm	25	$1 \times 0,17 / 2$	2,13
Carrelage horizontal :e= 2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Carrelage vertical (e =2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Enduit en ciment (e =2cm)	10	$0,02 \times 1$	0,20
Poids du garde-corps	/	/	1,00
			G=9,79

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

II.4.3.6.2 Palier :

Tableau II.6. Valeurs de différents chargements de Palier :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier (e=16cm)	25	0,16 × 1	4,00
Carrelage (e= 2cm)	22	0,02 × 1	0,44
Mortier de pose (e = 2cm)	20	0,02 × 1	0,40
Enduit en ciment (e =2cm)	10	0,02 × 1	0,20
			G=5,04

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 2.50 \text{ KN/ml}$$

II.4.3.7. Dalle machine :

a- Charges permanentes

Tableau II.7. Valeurs de différents chargements de la dalle machine.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	épaisseur (m)	La charge (KN / m ²)
Poids propre de la dalle	25	0,16	4,00
Poids de la machine supportée	-	-	50,00
			54,00

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

II.4.3.8 Balcon :

II.4.3.8.1. La dalle :

a- Charges permanentes :

Tableau II.8. Valeurs de différents chargements de la dalle :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Épaisseur (m)	La charge (KN / m ²)
Poids propre de la dalle (e=16cm)	25	0.16	4,00
Carrelage (e=2cm)	22	0.02	0,44
Mortier de pose (e=2cm)	20	0.02	0,40
Enduit en ciment (e=2cm)	10	0.02	0,20
Lit de sable	18	0.02	0.36
			G=5,40

b- Charge d'exploitation :

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$$

II.4.3.8.2. Garde-corps :

a- Charges permanentes :

Tableau II.9. Les valeurs de différents chargements du garde-corps :

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / m)
Brique creuse (e=10cm)	9	0.10	0.9
Enduit en ciment (e=2×2cm)	18	0.04	0.72
			G=1.62

II.4.4. Les poutres et poteaux :

II.4.4.1. Les poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré-dimensionnées selon les formules empiriques données par [2] et vérifiées par la suite selon le [1]

a- Les poutres porteuses :

D'après le BEAL 91

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases} \quad (6)$$

Avec :

L : portée maximale de poutre,

h : hauteur de la section,

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 5.70 m

$$\begin{aligned} \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{20} \\ 38 \leq h \leq 57 \end{aligned}$$

On prend : h = 45 cm,

$$\begin{aligned} 0,3 h \leq h \leq 0,7 h \\ 15 \leq h \leq 35 \end{aligned}$$

On prend : b = 30 cm.

➤ Vérification selon RPA 99 version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. « CV »
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. « CV »
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,25 < 4$, « CV ».

b- Les poutres non porteuses :

D'après le BEAL 91

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

avec :

L : portée maximale de poutre,

h : hauteur de la section,

b : largeur de la section.

Nous avons : L = 4,40 m

$$\begin{aligned} \frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{20} \\ 28 \leq h \leq 42 \end{aligned}$$

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

$$0,3 h \leq h \leq 0,7 h$$

$$15 \leq h \leq 30$$

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

➤ Vérification selon RPA 99 version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. « CV »
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$. « CV »
- $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1,33 < 4$, « CV ».

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, donc on adopte :

➤ Des poutres porteuses : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

➤ Des poutres non porteuses : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.2.4.2. Vérification de la flèche des poutres

Nous devons vérifier que $F_{\max} \leq \bar{F}$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{500} \quad \text{Si } L < 5 \text{ m}$$

$$F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0.5 \quad \text{Si } L > 5 \text{ m}$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par

$$F_{\max} = \frac{5 q L^4}{384 EI} \quad (7)$$

avec :

F_{\max} : Fléché maximale de la poutre ;

L : portée de la poutre ;

h : hauteur de la section de poutre ;

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS ;

E : module d'élasticité différée du béton ;

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{bh^3}{12}$

II.4.4.2.1. Poutres porteuses

$L = 570 \text{ cm}$

$$F_{\max} \leq \frac{570}{1000} + 0.5 = 1.07 \text{ cm} ; E = 10818.87 \text{ KN/cm}^2$$

Les Charge permanente : $G = 6.7 \text{ KN/m}^2$,

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$,

$$q = G + Q = (6.79 \times 5.7 + 25 \times 0.3 \times 0.45) + 1 \times 5.7 = 47.64 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = 0.10 \text{ cm} \leq 0.94 \text{ cm} \ll \text{CV} \gg.$$

II.4.4.2.2. Poutres non porteuses

$$L = 4.2 \text{ m}$$

$$F_{\max} \leq \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm} ; I = \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = 1.6 \times 10^3 \text{ m}^4, E = 10818.87 \text{ KN/cm}^2$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé)

Charge permanente $G = 6,72 \text{ KN/m}^2$,

Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

$$q = G + Q = (6.79 \times 4.2 + 25 \times 0.3 \times 0.4) + 1 \times 4.2 = 35.34 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = 0.013 \leq 0.84 \ll \text{CV} \gg$$

II.4.4.2. Les poteaux :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et une 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. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

a- Calcule des surfaces d'influence pour chaque poteau :

On présente les surfaces offertes des poteaux les plus sollicités dans les tableaux ci-après :

Tableau II.10. Surface des poteaux sollicités

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
20,88	9,36	6.25

Donc on prend le poteau central le poteau plus sollicité.

b- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau :

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

➤ Poteau central :

La surface de poteau $S_1 = 20,88 \text{ m}^2$

1) Charges permanente

Niveau 1

Poids plancher terrasse	$G_{PT} = 6,7 \times 20,88 = 140,32 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5,70 \times 25 = 21,38 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4,2 \times 25 = 12,6 \text{ KN}$
Poids du poteau	$P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$

$G_1 = 181,17 \text{ KN}$

Niveau 2

Poids revenant 1 ^{er} Niveau	$G_1 = 181,17 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT} = 5,21 \times 20,88 = 108,7848 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5,70 \times 25 = 21,38 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,40 \times 0,3 \times 4,2 \times 25 = 12,6 \text{ KN}$

$$\text{Poids du poteau} \quad P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$$

$$G_2 = 330,86 \text{ KN}$$

Niveau 3

$$\text{Poids revenant 2eme Niveau} \quad G_2 = 330,86 \text{ KN}$$

$$\text{Poids plancher courant} \quad G_{PT} = 5,21 \times 20,88 = 108,7848 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres porteuse} \quad G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5,7 \times 25 = 21,38 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres non porteuse} \quad G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4,2 \times 25 = 12,6 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du poteau} \quad P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$$

$$G_3 = 480,37 \text{ KN}$$

Niveau 4

$$\text{Poids revenant 3eme Niveau} \quad G_3 = 480,37 \text{ KN}$$

$$\text{Poids plancher courant} \quad G_{PT} = 5,21 \times 20,88 = 108,7848 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres porteuse} \quad G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5,7 \times 25 = 21,38 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres non porteuse} \quad G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4,2 \times 25 = 12,6 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du poteau} \quad P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$$

$$G_4 = 629,94 \text{ KN}$$

Niveau 5

$$\text{Poids revenant 4eme Niveau} \quad G_4 = 629,94 \text{ KN}$$

$$\text{Poids plancher courant} \quad G_{PT} = 5,21 \times 20,88 = 108,7848 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres porteuse} \quad G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5,7 \times 25 = 21,38 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres non porteuse} \quad G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4,2 \times 25 = 12,6 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du poteau} \quad P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$$

$$G_5 = 779,51 \text{ KN}$$

Niveau 6

$$\text{Poids revenant 5eme Niveau} \quad G_5 = 779,51 \text{ KN}$$

$$\text{Poids plancher courant} \quad G_{PT} = 5,21 \times 20,88 = 108,7848 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres porteuse} \quad G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5,7 \times 25 = 21,38 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres non porteuse} \quad G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4,2 \times 25 = 12,6 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du poteau} \quad P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$$

$$G_6 = 929,08 \text{ KN}$$

Niveau 7

Poids revenant 6eme Niveau	$G_6 = 929.08 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT} = 5,21 \times 20.88 = 108.7848 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.7 \times 25 = 21.38 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.2 \times 25 = 12.6 \text{ KN}$
Poids du poteau	$P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$

$G_7 = 1078.65 \text{ KN}$

Niveau 8

Poids revenant 6eme Niveau	$G_6 = 1078.65 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT} = 5,21 \times 20.88 = 108.7848 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,5 \times 0,3 \times 5.7 \times 25 = 21.38 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.2 \times 25 = 12.6 \text{ KN}$
Poids du poteau	$P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$

$G_8 = 1228.22 \text{ KN}$

Niveau 9

Poids revenant 6eme Niveau	$G_6 = 1228.22 \text{ KN}$
Poids plancher courant	$G_{PT} = 5,21 \times 20.88 = 108.7848 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,45 \times 0,3 \times 5.7 \times 25 = 19.24 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,4 \times 0,3 \times 4.2 \times 25 = 12.6 \text{ KN}$
Poids du poteau	$P_P = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$

$G_9 = 1377.79 \text{ KN}$

2) Charges d'exploitations :

Lois 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 : la charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad (8)$$

Donnée par « DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3 »

avec :

n : nombre d'étage,

Q_0 : la surcharges d'exploitation sur la terrasse avec $Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$,

$(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs est égales à 1.5 KN/m^2 .

Tableau II.11. Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
ET08	Q0	$\Sigma 0 = Q_0$	1
ET07	Q1	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	2,5
ET06	Q2	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
ET05	Q3	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
ET04	Q4	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
ET03	Q5	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
ET02	Q6	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,75
ET01	Q7	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	8,35
RDC	Q8	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8,8

Surcharge D'exploitation

- Étage 8.....1.S = 20.88KN,
- Étage 7.....2,5.S = 52.5 KN,
- Étage 6.....1.S = 80.38 KN,
- Étage 5.....2,5.S = 105.44 KN,
- Étage 4.....3,85.S = 127.368 KN,
- Étage 3.....5,05.S = 146.16 KN,
- Étage 2.....6,10.S = 161.82 KN,
- Étage 17,00.S =174.348 KN,
- RDC.....7,75.S = 183.74 KN,

c- Détermination de la section du poteau :

Pour limiter l'élanement des poteaux, on prend $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B}$

On tire l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)} \quad (9)$$

alors :

$$B_r = 0.066 N_u \quad (10)$$

avec

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad (11)$$

$B_r = (a-0.02) \times (b-0.02)$; On a : $a = b$ donc $B_r = (a-0.02)^2$

Tableau II.12. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	G(KN)	Q(KN)	N _u (KN)	B _r (cm ²)	a=(cm)	RPA (cm ²)	Le choix
ET08	181.17	20.88	275.89	182	13.5	30x30	40x40
ET07	330.8	52	524.58	346.22	18.65	30x30	40x40
ET06	480.37	80.38	769.09	507.57	22.60	30x30	40x40
ET05	629.94	105.44	1008.579	665.65	25.85	30x30	45x45
ET04	779.51	127.36	1243.37	820.62	28.70	30x30	45x45
ET03	929.08	146.16	1473.49	972.50	31.25	30x30	45x45
ET02	1078.65	161.82	1698.90	1121.27	33.5	30x30	50x50
ET01	1228.22	174.348	1919.61	1266.9	35.6	30x30	50x50
RDC	1377.79	183.74	2135.62	1409.50	37.64	30x30	50x50

b- Poteau de rive :

$$\text{Surface reprise } S_2 = 9.36 \text{ m}^2$$

b.1- Niveau terrasse :

- Plancher $6.7 \times 9.36 = 62.712 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuse $0.3 \times 0.5 \times 5.7 \times 25 = 21.37 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuse $0.3 \times 0.4 \times 4.2 \times 25 = 12.6 \text{ KN}$
- Poids du poteau $0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$
- Acrotère $5 \times 2.31 = 11.55 \text{ KN}$

$$G = 115.11 \text{ KN}$$

b.2- Niveau étage courant :

- Plancher $5.21 \times 9.36 = 50.80 \text{ KN}$
- Poids des poutres porteuse $0.3 \times 0.5 \times 5.7 \times 25 = 21.37 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuse $0.3 \times 0.4 \times 4.2 \times 25 = 12.6 \text{ KN}$
- Poids du poteau $0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$
- Acrotère $5.7 \times 2.31 = 15.732 \text{ KN}$

$$G = 105.34 \text{ KN}$$

Tableau II.13. Choix des sections des poteaux des rives

NIV	G(KN)	Q(KN)	N _U (KN)	B _r (cm ²)	a=(cm)	RPA (cm ²)	Le Choix
ET08	115.11	9.36	169.43	111.8	12.57	30×30	30×30
ET07	220.45	23.4	332.70	219.5	16.81	30×30	30×30
ET06	325.9	30.03	484.86	320.00	19.88	30x30	30×30
ET05	431.15	47.26	652.91	430.9	23.75	30×30	30×30
ET04	536.47	57.09	809.86	534.45	25.18	30×30	30×30
ET03	641.81	65.52	964.72	636.71	27.23	30×30	30×30
ET02	747.15	72.54	1117.46	737.5	29.15	30×30	30×30

ET01	852.49	78.15	1268	836.8	30.92	30×30	35x35
RDC	957.98	82.36	1416.81	935.09	32.57	30×30	40x40

1- Poteau d'Angle :

$$\text{Surface reprise } S_3 = 6.52 \text{ m}^2$$

c.1- Niveau terrasse :

Plancher $6,7 \times 5,52 = 43.68 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse $0,3 \times 0,5 \times 5.7 \times 25 = 21.37 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse $0,4 \times 0,3 \times 4.2 \times 25 = 12.6 \text{ KN}$
Poids du poteau $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$
Acrotère $4.88 \times 2,31 = 11.28 \text{ KN}$
G=95.81 KN

c.2- Niveau étage courant

Plancher $5,2 \times 6,52 = 33.90 \text{ KN}$
Poids des poutres porteuse $0,3 \times 0,5 \times 5.7 \times 25 = 21.37 \text{ KN}$
Poids des poutres non porteuse $0,4 \times 0,3 \times 4.2 \times 25 = 12.6 \text{ KN}$
Poids du poteau $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$
Acrotère $4.73 \times 2,31 = 13.05 \text{ KN}$
G=87.8 KN

Tableau II.14. Choix des sections des poteaux d'angle

NIV	G(KN)	Q(KN)	N_U(KN)	B_r(cm²)	a=(cm)	RPA (cm²)	Le Choix
ET08	95.81	6.52	139.12	91.81	11.58	30×30	30×30
ET07	183.61	16.3	273.32	179.73	15.40	30×30	30×30
ET06	271.41	25.10	404.05	266.67	18.33	30×30	30×30

ET05	359.21	32.42	534.31	352.64	20.77	30×30	30×30
ET04	447.01	39.77	663.11	437.65	22.92	30×30	30×30
ET03	534.81	45.64	790.45	521.69	24.84	30×30	30×30
ET02	622.61	50.53	916.31	604.76	26.59	30×30	30×30
ET01	710.41	54.44	1040.71	686.8	28.20	30×30	30×30
RDC	798.21	57.37	1163.63	767.99	29.71	30×30	35×35

Choix des sections des poteaux :

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau II.15. Coffrages des poteaux par étage.

Etages	Sections carrées (a×b) cm²
8^{eme}	40×40
7^{eme}	40×40
6^{eme}	40×40
5^{eme}	45×45
4^{eme}	45×45
3^{eme}	45×45
2^{eme}	50×50
1^{er}	50×50
RDC	50×50

II.4.5. Les voiles :

Les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisants la condition de règlement parasismique Algérien 99 version 2003.

$$L \leq 4 a$$

- $a \geq \frac{h_e}{20}$

Avec :

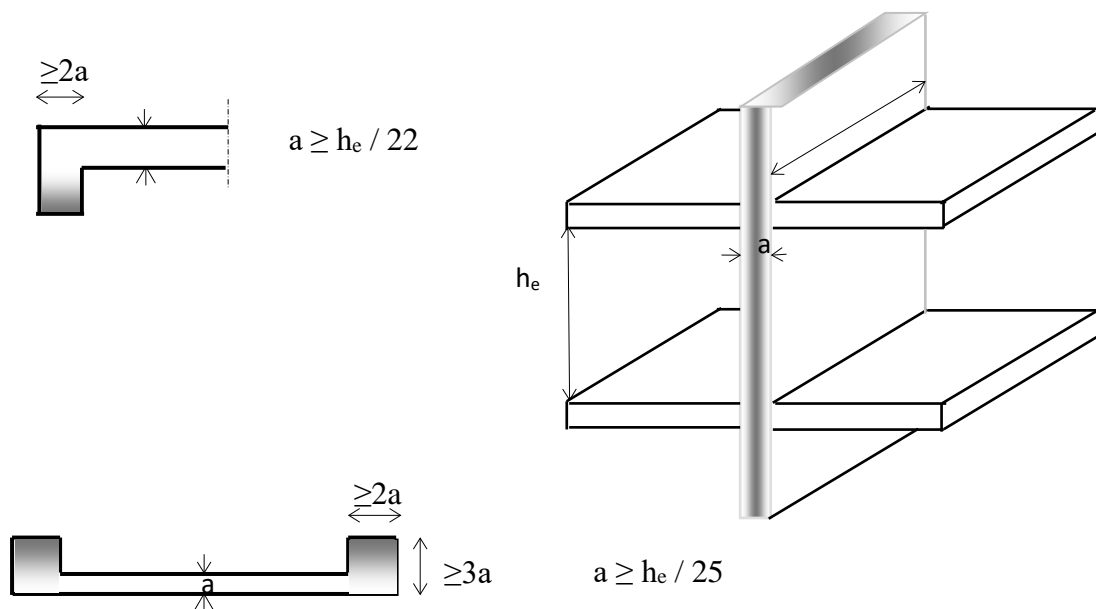
L : La longueur du voile ;

a : L'épaisseur du voile ;

h_e : hauteur libre d'étage ;

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



-Coupe de voiles en plan-

-Coupe de voile en élévation-

Figure II.6. Coupe de voile en élévation.

Calcul de l'épaisseur du voile :

$$h_e = 3.74 - 0.45 = 3.29 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.29}{20} = 16.45 \text{ cm.}$$

On prend : $a = 20 \text{ cm.}$

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a \geq \frac{2.61}{20} = 13.05 \text{ cm.}$$

On prend : $a = 15 \text{ cm.}$

II.4.6. Escaliers :

Ce sont des suites régulières de plans horizontaux qui servent à gravir la hauteur d'un niveau à un autre d'une construction. Dans notre ouvrage, nous avons le type :

- Un escalier a deux volets,
- a- Escalier à deux volets :

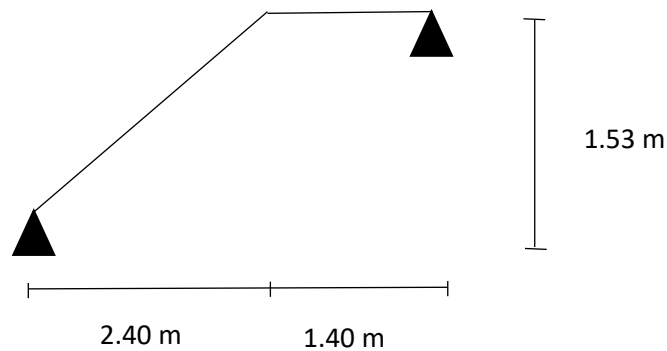


Figure II.7. Schéma statique d'escalier de deux volé

- **Les Caractéristique géométriques :**

On utilise la formule de « BLONDEL » :

$$0.60 \leq g + 2h \leq 0.64 \text{ et } \begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases} \quad (12)$$

$$\text{avec } \begin{cases} n : \text{nombre de contre marche} \\ L : \text{largeur horizontale de la volée} \\ h : \text{la hauteur de contre marche.} \\ H : \text{la hauteur de franchir.} \\ g : \text{la largeur de la marche 'Giron'}. \end{cases}$$

On prend :

$$60 \leq \frac{L}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{n} \leq 64$$

$$\Rightarrow \frac{L}{n-1} + 2 \cdot \frac{H}{n} = 64 \Rightarrow 64n^2 - (2 \cdot H + L + 64)n - 2H = 0$$

Et on a : $L=2,05\text{m}$ $H=1.53\text{ m}$

On choisit : $n=9$

$$\text{Donc : } \begin{cases} h = \frac{1.53}{9} = 0.17\text{m} \\ g = \frac{2.05}{9-1} = 0.25\text{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 0.17\text{m} \\ g = 0.25\text{m} \end{cases}$$

Vérification de la relation de « BONDEL »

$$\begin{cases} 60 \leq g + 2h \leq 64 \\ 16 \leq h \leq 18 \\ 22 \leq g \leq 33 \end{cases} \rightarrow$$

$$\begin{cases} g + 2h = 0.64 \text{ m} \\ h = 0.17 \text{ m} \dots\dots\dots \text{« CV »} \\ g = 0.30 \text{ m} \end{cases}$$

Epaisseur de l'escalier

On a

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : longueur de l'escalier.

Calcul la longueur de l'escalier.

On a : $L = L_{\text{volée}} + L_{\text{palier}}$

Donc :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,40} = 0,64 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.62^\circ \quad \Rightarrow \quad \cos \alpha = 0,84$$

$$L_{\text{volée}} = \frac{L}{\cos \alpha} \Rightarrow L = \frac{2,40}{0,84} = 2,86\text{m}$$

alors : $L = 2.86 + 1.9 = 4,76\text{ m}$

$$\frac{476}{30} \leq e \leq \frac{476}{20} \Rightarrow 15,87 \leq e \leq 23,8$$

On prend $e = 16\text{cm}$

2.2.6. Poutre palière :

Poutres palières sont dimensionnées d'après les formules empiriques données par le BEAL91 et vérifier selon le RPA 99 2003.

$$\text{D'après le BEAL91 } \begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Nous avons $L = 2.70\text{m}$

$$270 / 15 \leq h \leq 270 / 10 \quad \Rightarrow \quad 18 \leq h \leq 27 \quad \text{on prend : } \quad \mathbf{h = 30\text{cm},}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 9.0 \leq b \leq 21 \quad \text{on prend : } \quad \mathbf{b = 30\text{cm}.}$$

Vérification selon RPA 99 version 2003

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow \beta = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm.}$ Cv.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow \eta = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm.}$ Cv.
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.00 < 4 .$ Cv.

Toutes les conditions des RPA99 v 2003 sur les dimensions de la poutre palière sont satisfaites, Donc on adopte :

Poutre palière $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.4.7. La dalle machine :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

- Capacité : petit ascenseur ;
- 400 Kg (5 personnes).

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul de dalles reposantes sur 4 cotés.

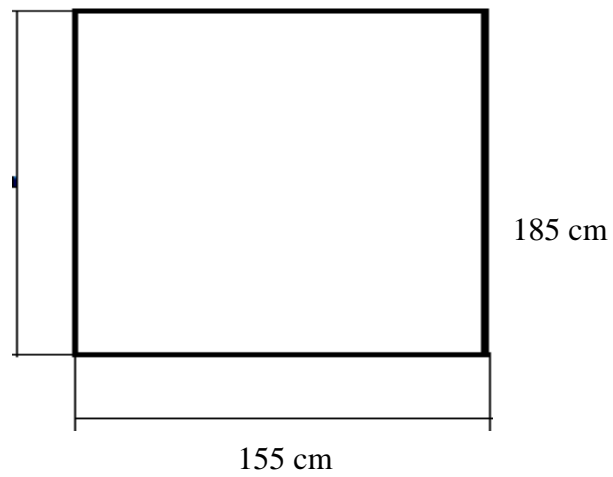


Figure II.8. Dimension de l'ascenseur.

II.5. Conclusion

Le choix du prédimensionnement a été le mieux adapté sans tenir compte de la proposition de l'architecture

Chapitre III

Calcul des éléments non structuraux

III.1. Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, et le calcul des éléments non structuraux passe souvent pour secondaire, alors que leur destruction présente parfois un grand danger pour la sécurité des personnes (escaliers, balcons, l'acrotère...)

III.2. L'acrotère

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

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical ;
- Une force horizontale due à une main courante, ou bien due à l'effet du séisme.

Le calcul se fait sur une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$;
- Hauteur $H=60\text{cm}$;
- Epaisseur $e=10\text{cm}$;

III.2.1. Calcul des efforts

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 2.31\text{KN/ml} \\ Q = 1.00\text{KN/ml} \end{cases}$$

Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural ancré à la structure sur lequel agit une force horizontale de calcul « $F_P = 4.A.C_P.W_P$ » selon l'article 6.2.3. RPA

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (RPA. Tableau 4.1.)

C_P : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (RPA. Tableau 6.1.)

W_P : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.31 \quad \mathbf{F_p = 1.48 \text{ kN/ml} = 1.5 Q = 1.5 \text{ kN/ml.}}$$

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.31 = 3.12 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times F_p \times h = 1.5 \times 1.5 \times 0.6 = 1.35 \text{ KN.ml}$$

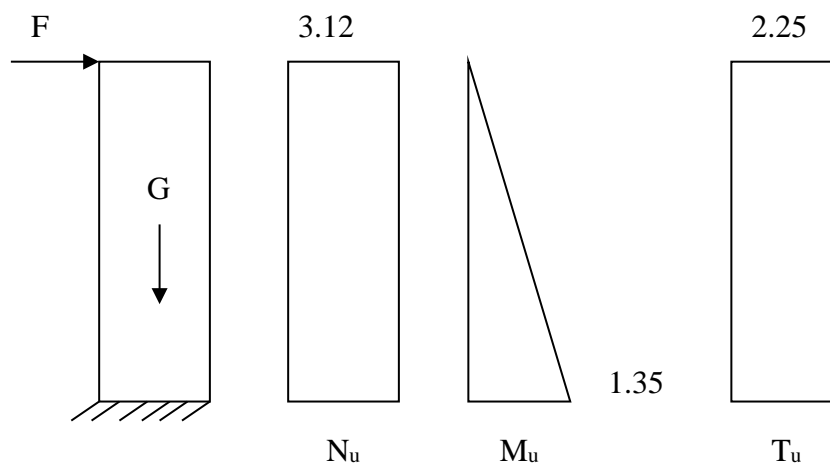
$$T_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \times h = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.ml}$$

$$T_{ser} = F_p = 1.5 \text{ KN}$$



Ffigure III.1. Sollicitations de l'acrotère à ELU.

III.2.2. Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$; $c = c' = 3 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;
 $d = 0.9h = 9 \text{ cm}$.

III.2.2.1. Calcul de l'excentricité

$$e = e_1 + e_2$$

Avec :

- e_1 : Excentricité de 1^{er} ordre ; $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$
- e_a : Excentricité accidentel ; $e_a = 2 \text{ cm}$;
- e_2 : Excentricité de 2^{eme} ordre due au flambement ; $e_2 = \frac{3L_f}{10 \times h} (2 + \alpha \cdot \psi)$;
- α : Rapport de moment de 1^{er} ordre du aux charges permanents { $\alpha = 0$ } ;
- ψ : Rapport de la déformation finale due au fluage { $\psi = 2$ }.

a) Excentricité de 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} + e_a$$

$$\text{On a : } \begin{cases} L_f = 2 \times L = 2 \times 60 = 120\text{cm} \\ h = 10\text{cm} \\ \alpha = 0 \end{cases} \quad \psi = 2$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1^2}{10^4 \times 0.12} (2 + 0 \times 2) = 0.005\text{m} = 0.5\text{cm}$$

Alors :

$$e = 45.3 + 0.5 = 45.8 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{e=45.8\text{cm.}}$$

$$e > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{3\text{cm}} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

III.2.2.2. Calcul d'armature

Le moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.41\text{kN.m}$$

T

Tableau III.1. Ferrailage de l'acrotère

	Acrotère
M_f (KN.m)	1.41
μ	0.012
$\mu < \mu_{lu}$	Oui
A_s' (cm ²)	0
α	0.015
Z (cm)	8.95
A_s (cm ²)	$\begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0.433\text{cm}^2 \end{cases}$
Choix	4T10
A_s (cm ²)	2.01
S_t (cm)	30
A_r (cm ²)	0.5
Choix	4T10
A_r (cm ²)	2.01
S_t	15

III.2.2.3. Vérification de la section d'acier selon « BEAL 91 modifié 99 »

Il faut vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s = 2.01\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.087\text{cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

III.2.3. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.9}{2.31} = 38.96\text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC).

a) Calcul la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée « C »

On a : $C = d - e_A$

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Donc :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 42.96 \text{ cm}$$

Alors :

$$C = d - e_A = 9 - 42.96 = -33.96 \text{ cm } (C < 0)$$

b) Calcul distance entre le centre de pression de l'axe neutre « V_c »

D'après le BEAL 91 modifié 99 on doit donc résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = 15 \text{ Coefficient d'équivalence du béton armée.} \\ p = -3c^2 + 6n \cdot (c - c') \cdot \frac{A_s}{b} + 6n \cdot (d - c) \cdot \frac{A_s}{b} = -7662.35 \text{ cm}^2 \\ q = -2c^3 - 6n \cdot (c - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n \cdot (d - c)^2 \cdot \frac{A_s}{b} = 247378.5 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -5.45 \times 10^9$$

$$\cos \phi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.96 \Rightarrow \phi = 163.74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 101.07$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) = -100.62$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) = 58.57$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) = 42.04$$

La solution qui convient est : $y_c = 58.57 \text{ cm}$.

D'où : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 58.57 - 50.58 = 7.99 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 7.99 \text{ cm} \\ y_c = 58.57 \text{ cm} \end{cases}$$

Le moment d'inertie : $n = 15$

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

Contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Contraintes de l'acier :

$$(\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} \left(0.5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = 201.63 \text{MPa} \dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s &= n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max} \left(0.5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) = 201.63 \text{MPa} \dots \text{Acier comprimé} \end{aligned} \right.$$

Tableau III.2. Vérification à l'ELS

		N_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} σ_s (MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc} σ_s ≤ σ̄_s
Béton		2.31	2.01	$\begin{cases} y_{ser} = 7.99 \text{cm} \\ y_c = 58.57 \text{cm} \end{cases}$	17033.5	0.469	CV
Acier	Tendu					0.99	CV
	Comprimé					5.89	

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0.1f_{c28}; 4\text{MPa}\} \\ \tau_u = 0.035\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

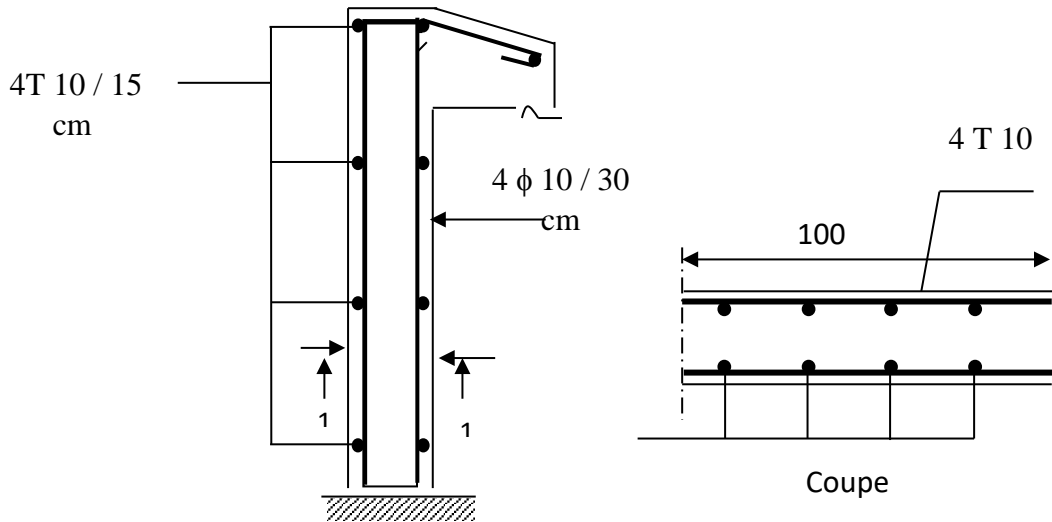


Figure III.2. Schéma de ferrailage.

III.3. Les planchers

Les plancher sont des aires horizontales séparent deux niveaux supposés infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Cheminement des charges aux éléments porteurs ;
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Dans notre cas, on a deux types de planchers :

- Planchers à corps creux : pour les étages courants ;
- Planchers à dalle pleine : pour les balcons.

III.3.1. Planchers à corps creux

Ce type de plancher est composé d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16 x 20 x 65) cm³ et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

III.3.1.1. Etude des poutrelles

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé : la méthode forfaitaire, méthode de caquot et la méthode de RDM. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a- Les méthodes de calcul :

a-1- Méthode de forfaitaire :

Pour choisir la méthode de calcul il faut vérifier les conditions suivantes :

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max \{(2.G = 2 \times G) ; 5\}$
- Inertie constante dans les différentes travées en continuité ;
- La fissuration est non préjudiciable ;
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ;

a-1-1- Application de la méthode

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$M_t \geq \text{Max}\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \\ (1.02 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

$M = 0.2 M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive ;

$M = 0.6 M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées ;

$M = 0.5 M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées ;

$M = 0.4 M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées ;

Effort tranchant :

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses « a » et « b », tels que :

$L = a + b$;

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_T}}} \text{Appuis gauche.....[2]}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_T}}} \text{Appuis droit.....[2]}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche : } V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \text{.....[2]}$$

$$\text{Effort tranchant à droite : } V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{a} \text{.....[2]}$$

a-2- Méthode de Caquot :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

a-2-1- Application de méthode :

Moment sur appuis :

$$M_a = 0.2 M_0 \text{.....Appuis de rives}$$

$$M_a = - \frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5 \cdot (l_w + l_e)} \text{.....Appuis intermediares}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Moment en travée :

On a deux relations pour déterminer le moment en travée :

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

$$x = \left(\frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{8M_0}\right) \cdot l$$

Avec :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique)

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

- q_w : Charges répartie à gauche de l'appui considéré.
- q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « I » à gauche et « I' » à droite.

Avec :

$I = 1$ Pour une travée de rive.

$I = 0.81$ Pour une travée intermédiaire.

Effort tranchant :

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré ;

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

b- Les combinaison des charges :

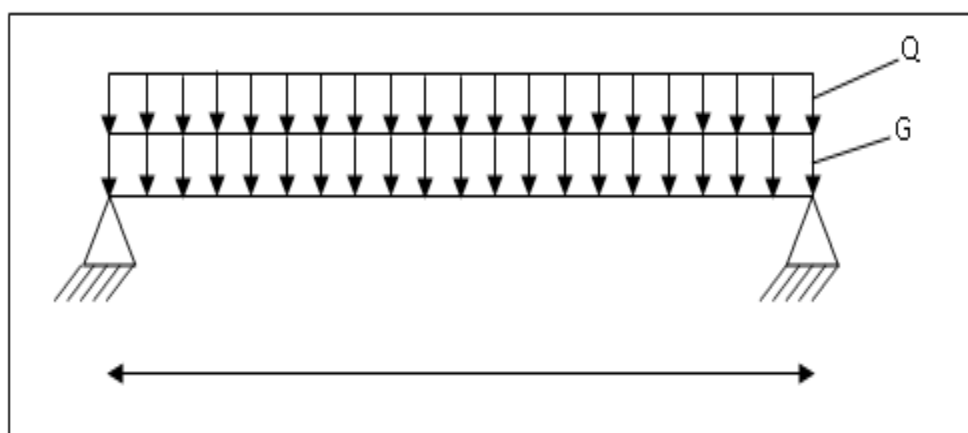


Figure III.3. Schéma statique d'une poutre isostatique.

Tableau III.3. Combinaisons des charges

Les combinaisons		ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Avant le coulage		$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.28$	$q_s = G + Q = 6.71$
Après coulage	P. Terrasse	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 10.653$	$q_s = G + Q = 7.87$
	P. Courant	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.52$	$q_s = G + Q = 4.72$

Donc les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées.

c- Les sollicitations

ELU :

$$M_U = \frac{q_U l^2}{8} = \frac{9.28 \times (5.7)^2}{8} = 37.69 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_S = \frac{q_S l^2}{8} = \frac{6.71 \times (5.7)^2}{8} = 27.25 \text{ KN.m}$$

d- Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple :

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{37.69 \times 10^4}{12 \times 3.6^2 \times 14.17} = 171.03$$

$$\mu = 17.10 > \mu_R = 0.392 \text{ donc } A_s' \neq 0$$

Les aciers comprimés sont nécessaires, il faut soulager la poutrelle par des éléments verticaux chaque un mètre pour supporter les charges avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

e- Les types des poutrelles :

Nous avons (03) types de poutrelles :

1^{er} type : Poutrelles à trois travées

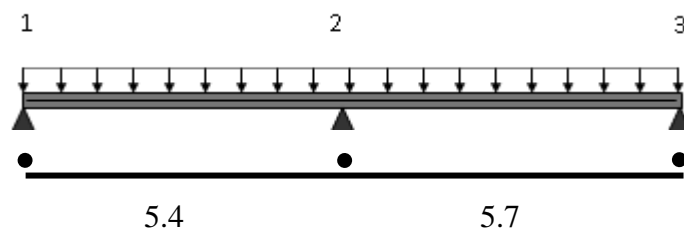


Figure III.4. Poutrelles à deux travées

2^{eme} type : Poutrelles à trois travées :

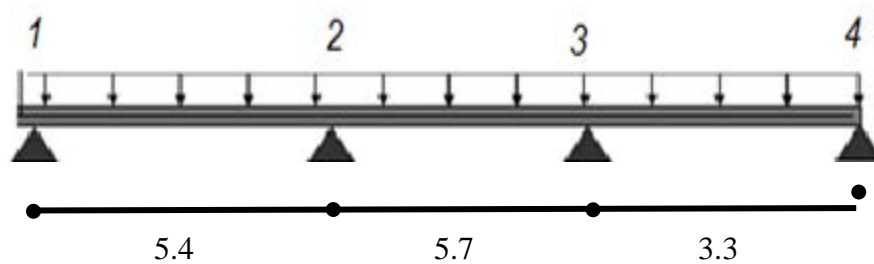


Figure III.5. Poutrelles à trois travées.

3^{eme} type : Poutrelles à quatre travées :

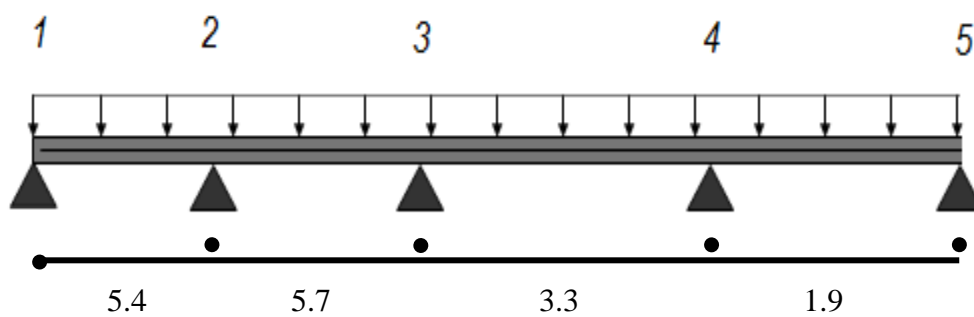


Figure III.6. Poutrelles à quatre travées.

4^{ème} type : Poutrelles à quatre travées :

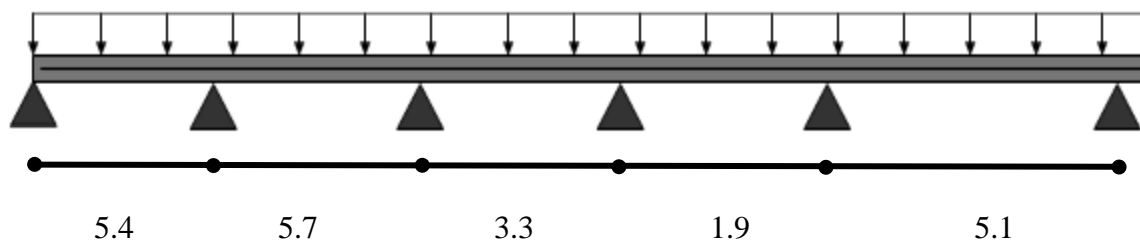


Figure III.7. Poutrelles à cinq travées.

5^{ème} type : Poutrelles à quatre travées

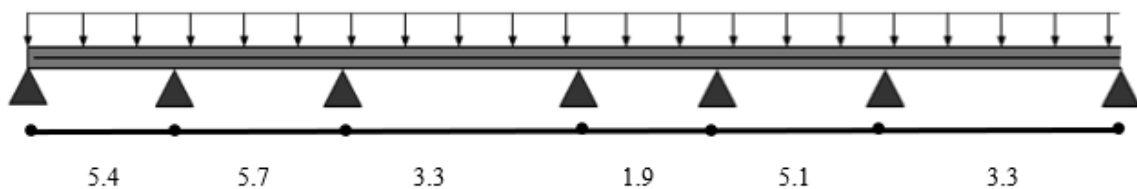


Figure III.8. Poutrelles à six travées.

Donc on choisit le 3^{ème} type pour tous les calculs car elle est plus défavorable ($T_{max} \cdot M_{max}$)

f- Application de la méthode forfaitaire

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1. La surcharge d'exploitation est inférieure ou égale à la valeur max entre deux fois la charge permanente ou 5 KN/m².

$$Q = 1\text{KN/m}^2 < \max \{2 \times 4.37 = 8.74 \text{ KN/m}^2 ; 5\text{KN/m}^2\} \dots\dots\dots\text{CV}$$

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité.....CV
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.85 et 1.25.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{5.4}{5.7} = 0.94 \dots\dots\dots CNV \\ \frac{5.7}{4.50} = 1.636 \dots\dots\dots CNV \end{array} \right.$$

Donc :

Les conditions de la méthode forfaitaire n'est as vérifier, alors on passe à la méthode de Caquot.

g- Application de la méthode de Caquot :

1. Calcul des moments (M_0 , M_a , M_t) et les efforts tranchants

a- ELU :

Tableaux III.4. Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELU

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
Portée (m)	5.4	5.7	3.3	1.9	5.1	3.3
Portée fictive'(m)	5.4	4.617	2.6	3.5	4.131	3.3
Charges permanente (KN/ml)	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21
Charges d'exploitations (KN/ml)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Chargée : 1.35G+1.5Q	9.28	9.28	9.28	9.28	9.28	9.28
Déchargée : 1.35G	7.033	7.033	7.033	7.033	7.033	7.033
M_a cas₁ (KN.m)	0	-27.89	-17.54	-10.81	-16.22	0
M_a cas₂ (KN.m)	0	-23.73	-16.90	-13.02	-13.77	0
M_a cas₃ (KN.m)	0	-25.29	-13.94	-14.73	-14.358	0
M_{isostatique} Chargée (KN.m)	30,92	30,92	13,06	15.8	17.9	20,2
M_{isostatique} Dechargée (KN.m)	26,55	26,55	11,22	13.25	16.23	17,35
X_{M max} (m)	2.14	3.06	1.95	2.01	2.25	2.51
M_{t max}(KN.m)	19.92	7.79	-3.53	1.01	2.86	4.72
V_w (KN)	16.55	21.06	15.87	15.46	15.38	15.27
V_e (KN)	-24.7	-24.26	-16.54	-17.89	-19.06	-20.59

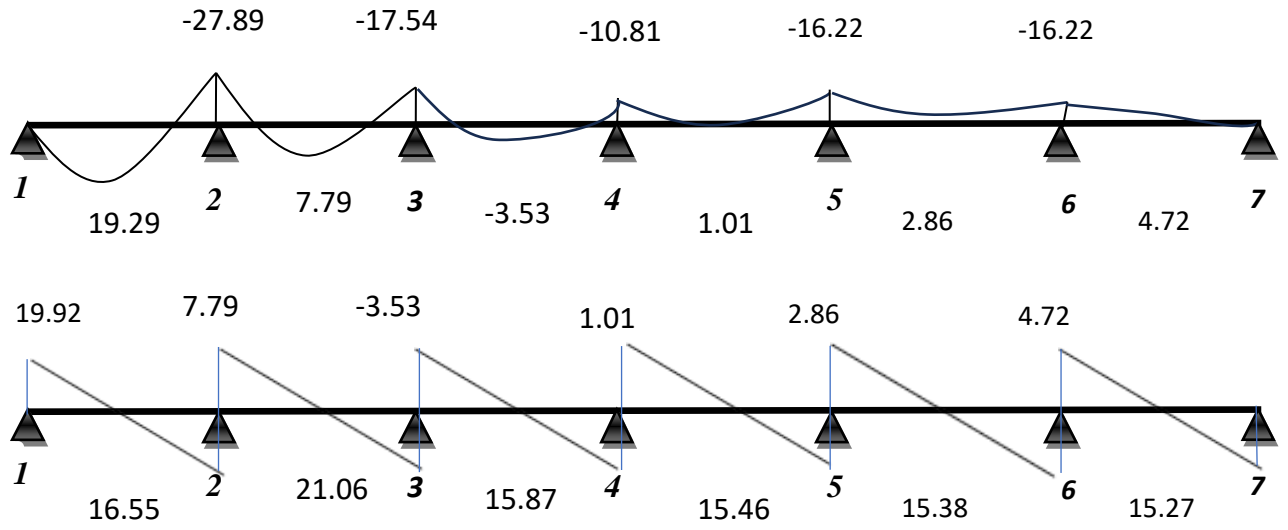


Figure III.9. Diagramme des moments et des efforts tranchants ELU.

b- ELS :

Tableaux III.5. Evaluations des moments et des efforts tranchants à ELS

	Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
Portée (m)	5.4	5.7	3.3	1.9	5.1	3.3
Portée fictive'(m)	5.4	4.617	2.6	3.5	4.131	3.3
Charges permanente (KN/ml)	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21	5.21
Charges d'exploitations (KN/ml)	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Chargée : G+Q	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87	7.87
Déchargée : G	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72	4.72
M_a cas₁ (KN.m)	0	-17,86	-15,95	-15.83	-16.22	0
M_a cas₂ (KN.m)	0	-17,08	-10,22	-12.35	-13.77	0
M_a cas₃ (KN.m)	0	-15,55	-9,15	-10.88	-14.358	0
M_{isostatique} Chargée (KN.m)	22,59	22,59	9,54	22,59	17.9	20,2
M_{isostatique} Dechargée (KN.m)	19,67	19,67	8,31	19,67	16.23	17,35
X_{M max} (m)	2,41	3,06	1,95	2,41	2.25	2.51
M_{t max}(KN.m)	14,54	5,69	-2,58	14,54	2.86	4.72
V_w (KN)	12,08	15,06	11,59	12,08	15.38	15.27
V_e (KN)	-18,04	-17,72	-12,08	-18,04	-19.06	-20.59

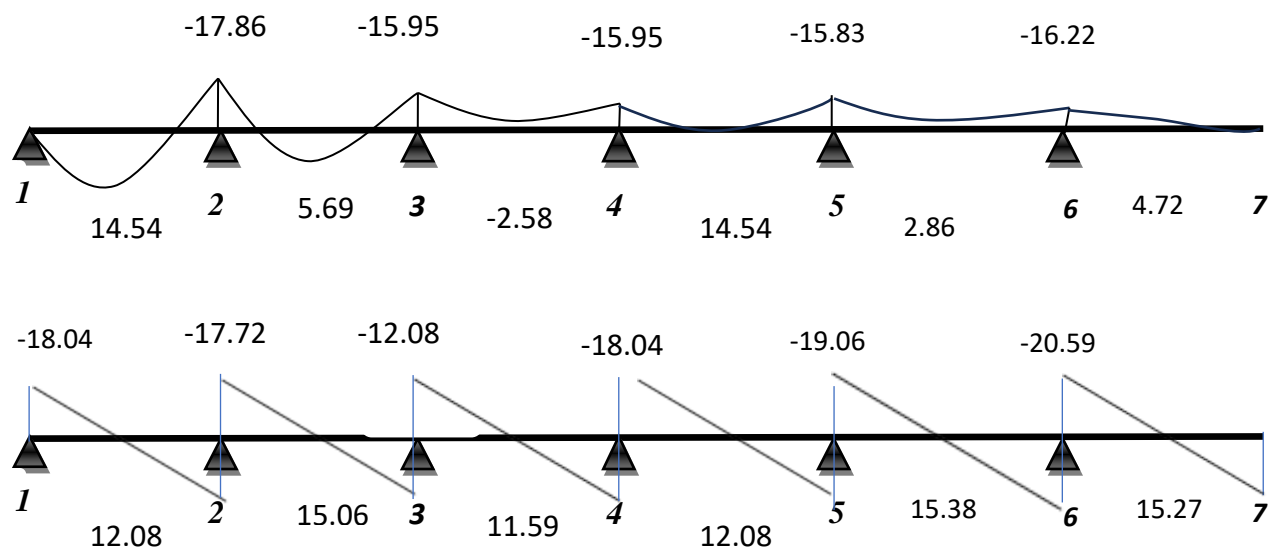


Figure III.10. Diagramme des moments et des efforts tranchants ELU.

Tableau III.6. Valeurs maximales des sollicitations

Sollicitation maximale	ELU	ELS
M_t (KN.m)	19.92	14.54
M_a (KN.m)	27.89	17.86
T (KN)	24.7	20.59

III.3.1.1 Ferrailage des poutrelles

a- En travée :

$M_u = M_i = 19.92$ KN.m ; $M_{ser} = 14.54$ KN.m ; $y = h_0$; $b_0 = 12$ cm ; $b = 65$ cm ; $h = 24$ cm ;
 $h_0 = 4$ cm.

Moment support par la table :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 72.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 72.21 \text{ KN.m} > M_u = 19.92 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression. le calcul se fait comme une section rectangulaire (b x h)

b- Sur appuis :

$$M_u = 24.44 \text{ KN.m} ; M_{ser} = 17.86 \text{ KN.m}$$

Moment de support par la table :

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.17 \times \left(0.216 - \frac{0.04}{2}\right) = 72.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 72.21 \text{ KN.m} > M_u = 24.44 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression. le calcul se fait comme une section rectangulaire (b₀ x h).

Figure III.7. Ferrailage de poutrelles

	Travée	Appui
Mu(KN.m)	19.92	24.44
μ	0.046	0.057
μ < μ_{tu}	Oui	Oui
A_s'(cm²)	0	0
α	0.059	0.073
Z(cm)	21.10	21.00
A_s(cm²)	2.71	3.34
Choix	3T12	1T16 1T14
A_s(cm²)	3.39	3.55
S_t (cm)	15	
A_r(cm²)	2T8	
Choix	1.01	

III.3.1.2. Vérification des armatures longitudinales selon « BEAL 91 modifié 99 »

a- Travée :

$$A_s \geq A_{min} = \max \left\{ \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \right\} \dots \dots \dots [1]$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1.087 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

c) Appuis

$$A_s \geq A_{min} = \max \left\{ \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \right\} \dots \dots \dots [1]$$

$$A_s = 3.55 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}} = 1.69 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$$

III.3.1.3. Vérification les armatures transversales selon « BAEL91 modifié 99 »

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \rho_{t \text{ min}} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\rho_t = 5.55 \times 10^{-3} \geq \rho_{t \text{ min}} = 2.02 \times 10^{-3} \dots \dots \dots CV$$

III.3.1.4. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = \frac{24.70 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.216} = 0.95 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

III.3.1.5. Vérification des appuis

a) Appuis de rive

Compression du béton

$$V_u \leq 0.4 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \times 0.9 \times d \times b_0$$

$$V_u = 24.70 \text{ KN} \leq 155.52 \text{ KN} \dots \dots \dots C.V$$

Armatures longitudinales

On a : $A_s \geq \frac{V_u}{\sigma_s}$

Donc : $3.55 \text{ cm}^2 \geq 0.71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

b) Appuis Intermédiaire

Compression du béton

$V_u \leq 155.52KN \dots\dots\dots CV$

Armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{24.26 + \frac{-19.92 \times 10^2}{0.9 \times 21.6}}{\frac{400}{1.5}} = -0.29 \text{ cm}^2 < 0 \dots\dots\dots CV$$

c) Vérification de la liaison table et nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{1.9 \times b \times d \times h_0} = \left(\frac{24.70 \times 26.5}{1.9 \times 65 \times 21.6 \times 4} \right) \times 10 = 0.61 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

III.3.1.6. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

• **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5A_s^2}} - 1 \right]$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$b_0=12\text{cm} ; b=65\text{cm} ; d=21.6\text{cm} ; n=15 ; c=c'=2\text{cm} ; A'_s=0 ; \eta = 1.6$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.8. Vérification à l'ELS

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	14.54	3.39	5.08	14436.63	5.12	231.26	CV
Appui	17.86	3.55	10.10	11163.52	14.56	238.44	CV

III.3.1.7. Déformation de poutres

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ A_s \leq \frac{4.2bd}{fe} \dots\dots\dots [2] \Rightarrow \begin{cases} 0.04 \geq 0.04 \dots CV \\ A_s \leq 14.74 \dots\dots\dots CV \\ 0.04 \leq 0.04 \dots\dots\dots CV \end{cases} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

III.3.1.8. Dalle de compression

La dalle à une épaisseur de 4 cm. elle est armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions de mailles sont satisfaisantes.

a) La section d'armature satisfait la condition

$$A \geq \frac{4 \times l}{fe} = \frac{4 \times 0.65 \times 10^2}{400} = 0.65 cm^2$$

On adopte un treillis soudé de (150×150) de diamètre 6 mm

III.3.1.9. Schéma ferrailage

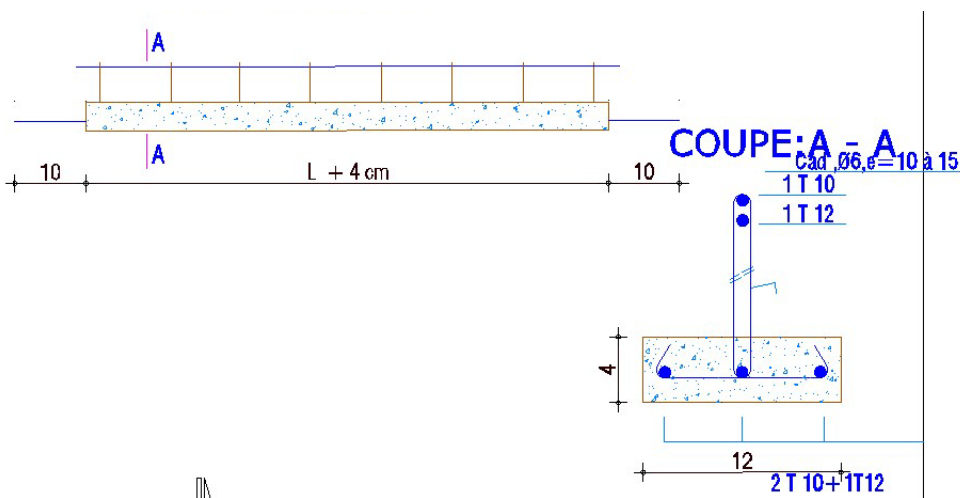


Figure III.11. Ferrailages des poutrelles.

III.4. Escalier

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...).

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté. Notre bâtiment comporte a un seul type des escaliers :

- Un escalier a deux volets.

III.4.1. Les combinaisons de charge et surcharge

On a : Le calcul se fait pour une bande de 1 m.

Les charges de volée $\begin{cases} G = 9.79KN/ml \\ Q = 2.5KN/ml \end{cases}$

Les charges de palier $\begin{cases} G = 5.04KN/ml \\ Q = 2.5KN/ml \end{cases}$

Tableau III.9. Les combinaisons des charges à l'ELU et L'ELS

	E.L.U	E.L.S
La volée	$P_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 16.96 \text{ KN/m}$	$P_{s2} = G + Q = 12.29 \text{ KN/m}$
Le palier	$P_{u2} = 1.35 G + 1.5 Q = 10.55 \text{ KN/m}$	$P_{s1} = G + Q = 7.54 \text{ KN/m}$

III.4.2. Calcul des Sollicitation

III.4.2.1. L'ELU

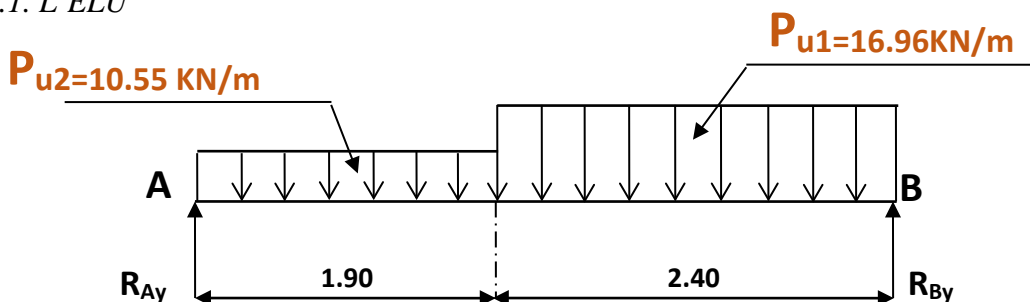


Figure III.12. Schéma des réactions d'escalier.

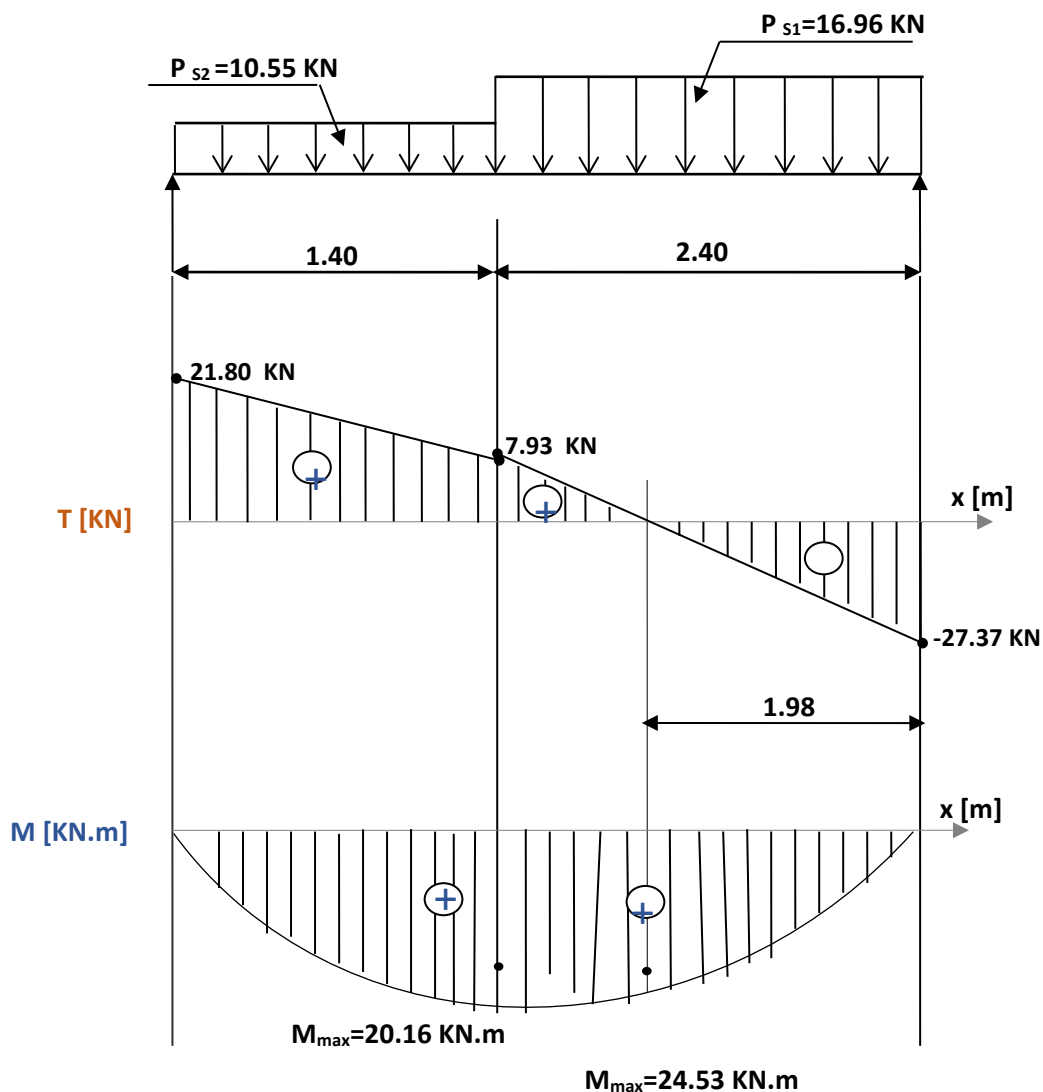


Figure III.13. Les diagrammes d'efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU.

III.4.2.2. L'ELS

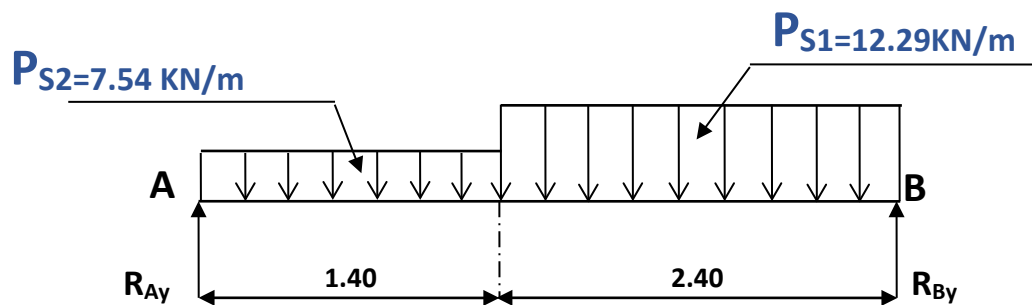


Figure III.14. Schéma des réactions d'escalier.

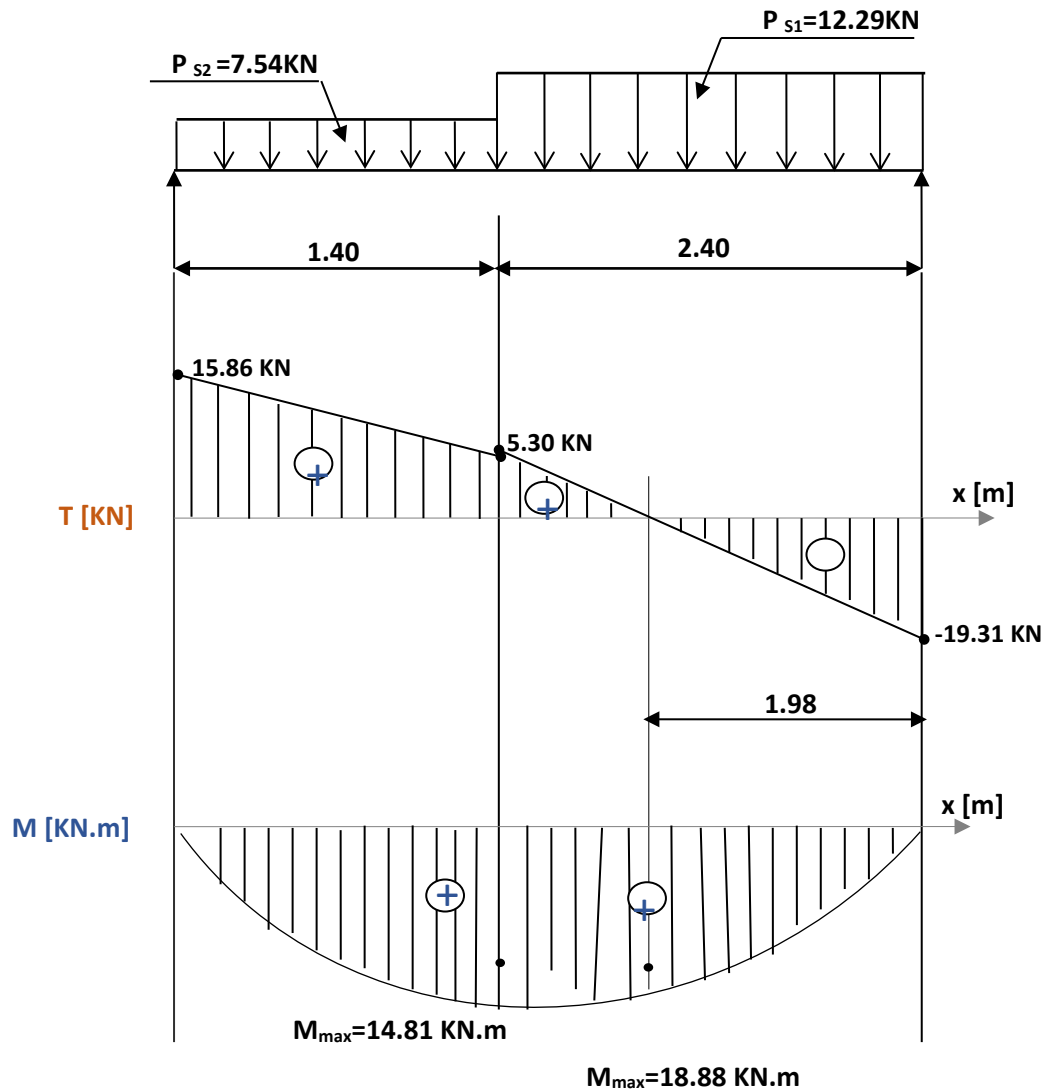


Figure III.15. Les diagrammes d'efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS.

III.4.3. Ferrailage de l'escalier :

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$b=100\text{cm} ; e=h=16\text{cm} ; d=0.9h=14.4\text{cm} ; M_{u\max}=20.47\text{KN.m} ; M_{s\max}=18.88\text{KN.m}$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; c=c'=2\text{cm} ; \gamma_b=1.5 ; \gamma_s=1.15$$

Calcul les moments

$$\text{Travée} \begin{cases} M_{tu} = 0.8 \times M_{u\max} = 17.39 \text{ KN.m} \\ M_{ts} = 0.8 \times M_{s\max} = 16.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Appui} \begin{cases} M_{au} = 0.2 \times M_{umax} = 6.14 \text{ KN.m} \\ M_{as} = 0.2 \times M_{smax} = 5.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.10. Ferrailage de l'escalier

	Travée	Appuis
Mu(KN.m)	17.39	6.14
μ	0.059	0.020
μ < μ_R	Oui	Oui
A_s'(cm²)	0	0
α	0.076	0.025
Z(cm)	13.88	14.25
A_s(cm²)	3.88	1.36
Choix	6T12	4T12
A_s(cm²)	6.79	4.53
S_t(cm)	20	25
A_r(cm²)	1.96	1.13
Choix	6T8	4T8
A_r(cm²)	3.02	2.01
S_t	20	25

III.4.4. Les vérifications

III.4.4.1. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.75$$

En travée : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Sur appui : $A_s = 4.53 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

III.4.4.2. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{33.77 \times 10}{100 \times 14.4} = 0.235 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage)

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \Rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 33.77 - \frac{20.47 \times 10^2}{0.9 \times 16} = -108.42 \text{ KN} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

III.4.4.3. Les armatures transversales

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$\tau_u = 0.235 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc : il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

III.4.4.4. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a) Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

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

- **Moment d'inertie**

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

Avec :

$$n=15 ; c=c'=3\text{cm} ; d=14.4\text{cm} ; b=100\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11. Vérification à l'ELS

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travée	16.04	6.79	4.49	13019.49	5.53	CV
Appui	5.66	5.66	4.53	9463.76	2.26	CV

III.4.4.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right. \dots\dots\dots [3] \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{380} = 0.046 \geq 0.0625 \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{6.79}{100 \times 14.4} = 0.0047 \leq 0.0105 \dots \text{condition vérifiée} \\ 0.046 \leq 0.0795 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} + 0.5 = 1.19cm \end{array} \right. \quad L=3.80m < 5m$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right. \text{Moment d'inertie fictif}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

I₀ : moment d'inertie de la section homogène

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$E_i=32164.20MPa$

$$E_v = 10818.87 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

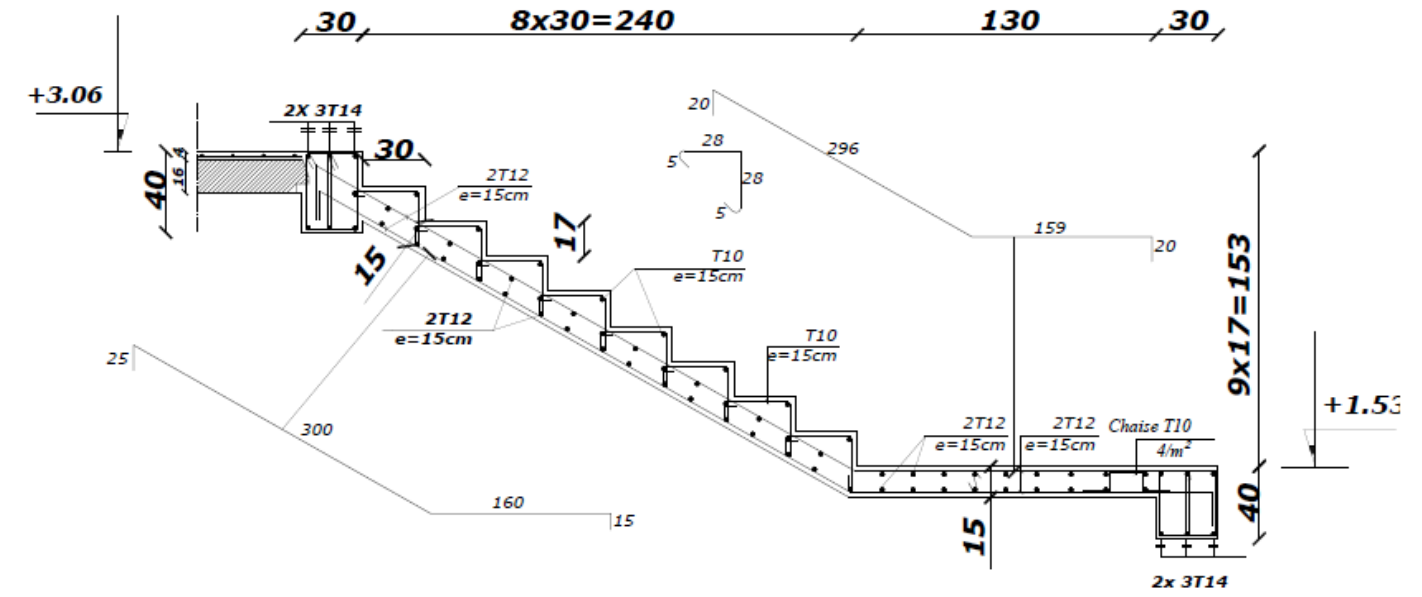
Tableau III.12. Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} KN.m	A_s cm ²	δ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I_0 cm ⁴	I_{fi} cm ⁴	I_{fv} cm ⁴
16.04	6.79	0.0047	164.04	4.46	1.78	0.37	38305.11	15851.9	14453.67

Donc

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 1.58 \text{ cm} \\ f_v = 2.68 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 1.1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1.17 \text{ cm} < \bar{f} = 1.452 \text{ cm} \dots \dots \dots CV.$$



COFF - FERR ESCALIER VOLEE 01

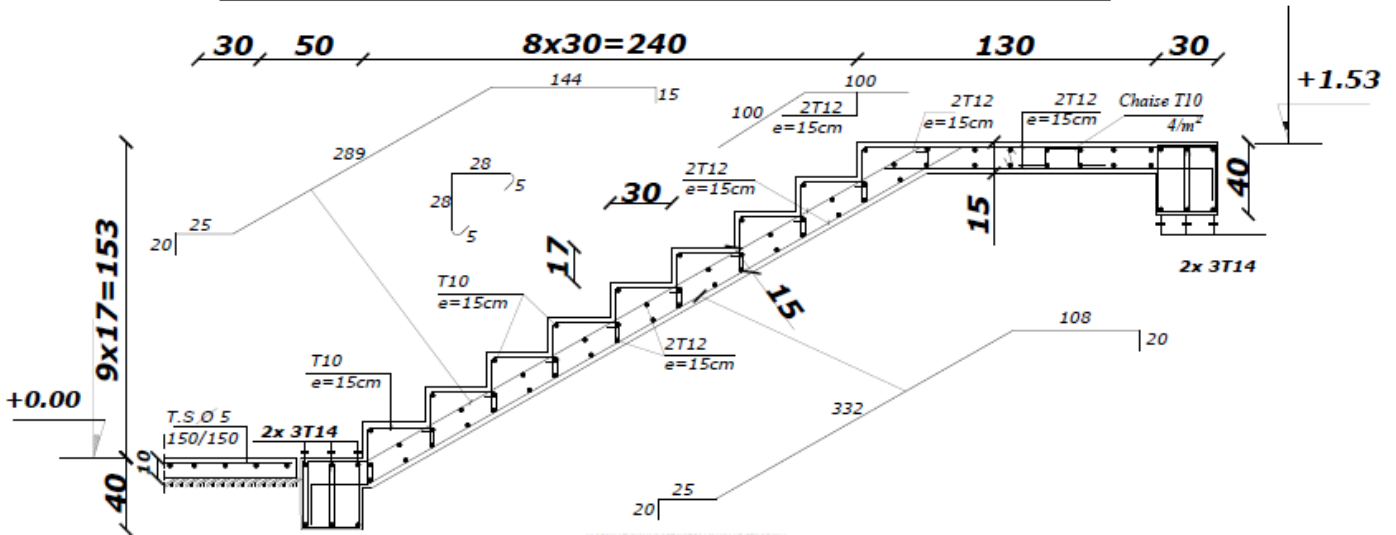


Figure III.16. Ferrailage des escaliers.

III.5.Poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par **BAEL 99**, est vérifiée selon le **RPA99 version 2003**. Dans notre structure la poutre palière la plus défavorable est celle de premier type d'escalier, car elle est semi encastrée à ces deux extrémités.

III.5.1. Les combinaisons de charge

$$\text{On a : } \begin{cases} Ru = 70.37 \text{ KN} \\ Rs = 49.48 \text{ KN} \\ G = 12.79 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} ELU P_u = 1.35 \times 12.79 + \frac{70.37}{4.5} = 31.9 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \\ ELS P_s = 12.79 + \frac{49.48}{4.5} = 23.79 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \end{cases}$$

III.5.2. Calcul les sollicitation

a) L'ELU

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = 22.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.17 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{P_u \times L}{2} = 46.255 \text{ KN}$$

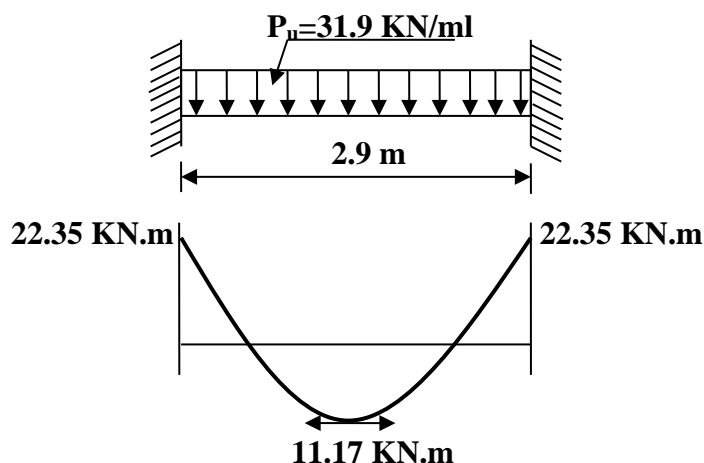


Figure III.17. Diagramme des moments de la poutre palier à ELU.

b) L'ELS

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = \frac{P_u \times L^2}{12} = 16.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{P_u \times L}{2} = 34.499 \text{ KN}$$

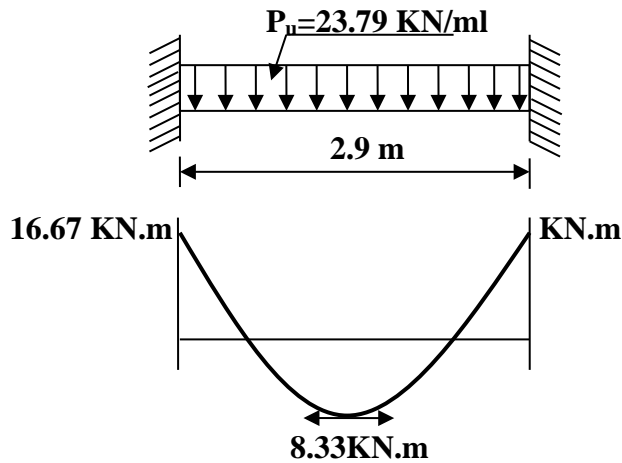


Figure III.18. Diagramme des moments de la poutre palier à ELS.

III.5.3.Ferraillage de la poutre palière

$b=30\text{cm}$; $h=35\text{cm}$; $d=0.9h=31.5\text{cm}$; $M_{ut} = 11.17\text{KN.m}$; $M_{st}=8.33 \text{ KN.m}$
 $M_{ua} = 22.35 \text{ KN.m}$; $M_{sa}=16.67 \text{ KN.m}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14.17\text{MPa}$;
 $c=c'=3\text{cm}$; $\gamma_b=1.5$; $\gamma_s=1.15$.

Tableau III.13. Ferraillage de la poutre palière

	Travée	Appui
Mu(KN.m)	11.1	22.35
μ	0.064	0.128
$\mu < \mu_R$	Oui	Oui
$A_s'(cm^2)$	0	0
α	0.083	0.172
Z(cm)	30.45	29.33
$A_s(cm^2)$	2.54	5.28
Choix	3T14	3T14
$A_s(cm^2)$	4.62	6.03
$A_r(cm^2)$	$m \times \Phi_t = 4 \times 10 = 3.14cm^2$	
$S_t(cm)$	$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10cm \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15cm \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$	

III.5.4. Vérification

III.5.4.1. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{min} = \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000} \cdot 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{s \min} = \max\left\{\frac{30 \times 35}{100}; 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{500}\right\} = 1.14 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{CV.}$

Sur appui : $A_s = 6.03 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{CV.}$

III.5.4.2. Vérification à l'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

a) Vérification des contraintes du béton

- **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5A_s^2}} - 1 \right]$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$n=15$; $c=c'=2\text{cm}$; $d=31.5\text{cm}$; $b=30\text{cm}$; $A'_s=0$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III .14. Vérification à l'ELS

	M_{ser} (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	8.33	4.62	9.97	42033.65	4.67	CV
Appui	16.67	6.03	11.09	51317.96	8.68	CV

III.5.4.3. Effort tranchant

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{64.44 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.628 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.5.4.4. Vérification de la flèche

Pour une poutre encastree à ses extrémités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

Avec :

P: la charge de la poutre à l'ELU.

l : la longueur de la poutre.

E: module de Young.

I: l'inertie de la poutre.

Donc :

$P = 11.17 \text{ KN/ml}$

$I = \frac{bh^3}{12} = 30 \times 35^3 / 12 = 107187.5 \text{ cm}^4 \Rightarrow f = 0.00091 \text{ cm}$

On doit également vérifier que : $f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0.9 \text{ cm} \Rightarrow f < \bar{f} \dots \dots \dots \text{CV.}$

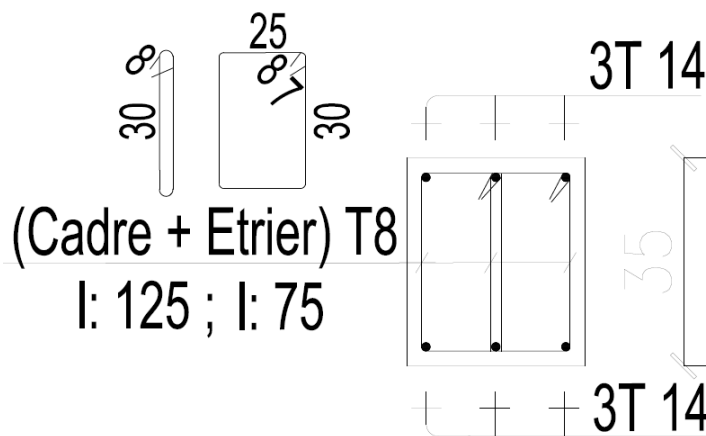


Figure III.19. Ferrailage de la poutre palière.

III.6. Etude de la dalle machine

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.6.1. Combinaison de charge

$$\text{On a : } \begin{cases} G = 54.00 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU} & q_u = 1.35G + 1.5Q = 74.4 \text{ kN/m}^2 \\ \text{ELS} & q_{\text{ser}} = G + Q = 55 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

III.6.2. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de « ρ » : $0.4 < \rho < 1$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.85}{1.55} = 1.19$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{aligned} \text{ELU} & \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases} \\ \text{ELS} & \begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases} \end{aligned}$$

D'après le BAEL : (μ_x ; μ_y)

$$1) \text{ELU} : \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \Rightarrow M_x = 14.69 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0.2948 \Rightarrow M_y = 4.41 \text{ kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

a) Moments en travées

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 12.716 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 3.75 \text{ KN.m}$$

b) Moments sur Appuis

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 4.488 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 1.323 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = 4.488 \text{ KN.m}$$

$$2) \text{ELS} : \begin{cases} \mu_x = 0.0822 \Rightarrow M_x = 10.86 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.294 \Rightarrow M_y = 3.19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) Moments en travées

$$M_{tx}=0.85M_x=9.231\text{KN.m}$$

$$M_{ty}=0.85M_y=2.7115\text{KN.m}$$

c) Moments sur appuis

$$M_a=\text{Max}(0.3M_x;0.3M_y)=3.258\text{KN.m}$$

III.6.3. Ferrailage de la dalle

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m. on aura une section $(b \times h)=(100 \times 25)\text{cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

III.6.3.1. Ferrailage En Travée Dans le sens « L_x » et le sens « L_y »

$b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d=0.9h=22.5\text{cm}$; $c=3\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

$d=d_x-\emptyset_x=21\text{cm}$

Tableau III.15. Le ferrailage de la machine en travée (sens L_x et L_y)

	Travée	
	Sens (x-x)	Sens (y-y)
Mu(KN.m)	12.716	3.75
μ	0.047	0.014
$\mu < \mu_R$	Oui	Oui
$A_s'(\text{cm}^2)$	0	0
α	0.06	0.018
Z(cm)	21.96	22.34
$A_s(\text{cm}^2)$	4.43	1.28
Choix	4T12	4T10
$A_s(\text{cm}^2)$	4.53	3.14
$S_t(\text{cm})$	25	25

III.6.3.1. Ferrailage Sur Appuis

b=100cm ; h=25cm ; d=22.5cm ; c=2cm ; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$.

Tableau III.16. Le ferrailage de la machine en appuis

	Appuis
Mu(KN.m)	4.488
μ	0.014
$\mu < \mu_R$	Oui
A_s'(cm²)	0
α	0.018
Z(cm)	22.34
A_s(cm²)	1.31
Choix	4T10
A_s(cm²)	3.14
S_t(cm)	25

III.6.3.2. Vérification de la condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.98\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 2.00\text{cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8 \text{ ‰ Pour les barres à hautes adhérences} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1.02 \end{cases}$

Sens L_{x-x} :

Sur appuis : $A_x=2.01\text{cm}^2/\text{ml} > 2.05\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

En travée : $A_x=4.53\text{cm}^2/\text{ml} > 2.05\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y=2.01\text{cm}^2/\text{ml} > 2.00\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

En travée : $A_x=2.01\text{cm}^2/\text{ml} > 2.00\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$

III.6.3.3. Calcul Des Armatures Transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 63.665 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 64.53 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 64.53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{64.53 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0.287 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

III.6.4. Vérification à L'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5A_s^2}} - 1 \right]$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$n=15$; $c=c'=3\text{cm}$; $d=22.5\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $A'_s=0$; $\eta=1.6$; $f_e=400\text{MPa}$.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\eta\right) = 176$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Vérification à l'ELS

		M _t (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	Sens (x-x)	24.99	4.53	4.89	24969.79	4.89	234.36	CV
	Sens (y-y)	7.35	2.01	3.39	12309.15	2.02	171.16	CV
Appuis		8.82	2.01	3.39	12309.15	2.43	205.4	CV

III.6.5. Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche. si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\begin{cases} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \dot{\text{à}} \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.1 > 0.01667 \dots\dots\dots CV \\ 0.1 > 0.028 \dot{\text{à}} 0.037 \dots\dots\dots CV \\ 0.00201 < 0.005 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

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

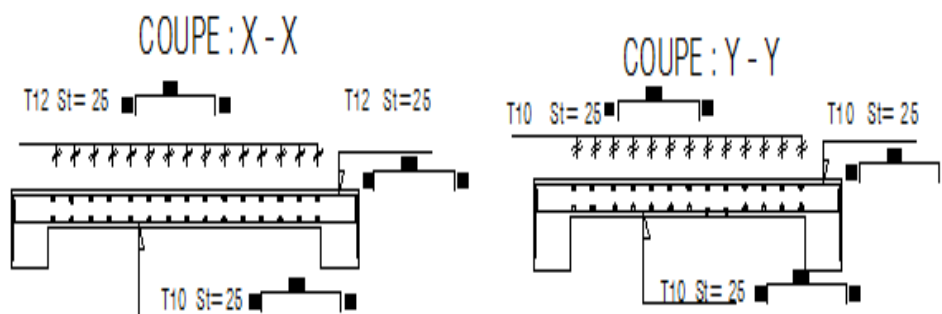


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la dalle machine

III.7. Les Balcons

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte à faux, et se calcule comme une console en dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre ;
- La surcharge d'exploitation ;
- Charge concentrée à son extrémité libre dû au poids du garde-corps ;
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.

III.7.1. Les combinaisons de charge et surcharge

Pour une bande de 1 ml.

On a :

$$\text{Les charges de la dalle} \begin{cases} G = 6.40 \text{KN/m}^2 \times 1 \text{ml} = 6.40 \text{KN/ml} \\ Q = 3.5 \text{KN/m}^2 \times 1 \text{ml} = 3.5 \text{KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Les charges de garde-corps} \{ G = 1.62 \text{KN/m}^2 \times 1.7 \text{m} \times 1 \text{m} = 2.75 \text{KN} \}$$

Tableau III.18. Les combinaisons des charges à l'ELU et L'ELS

	E.L.U	E.L.S
La dalle	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 13.89 \text{ KN/ml}$	$q_s = G + Q = 9.9 \text{ KN/m}$
Le garde-corps	$p_u = 1.35 G = 3.71 \text{ KN}$	$p_s = G = 3.2 \text{ KN}$

III.7.2. Calcul des Sollicitation

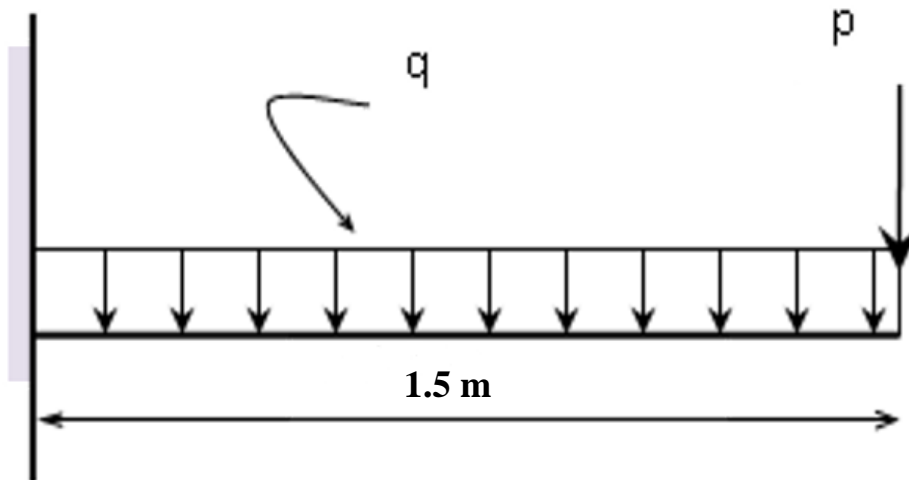


Figure III.21. Schéma statique d'un balcon.

On a :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{5.7} = 0.26 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

III.7.3. Ferrailage du balcon

On a :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$; $c = c' = 3 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$;

$\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$; $F_e = 500 \text{ MPA}$

Les moments

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée} \\ \text{Appuis} \end{array} \right\} \begin{cases} \text{ELU} \\ \text{ELS} \end{cases} \begin{array}{l} M_{tu} = 0.85 M_0 = 22.42 \text{ KN.m} \\ M_{ts} = 0.85 M_0 = 16.79 \text{ KN.m} \\ M_{au} = 0.5 M_0 = 13.19 \text{ KN.m} \\ M_{as} = 0.5 M_0 = 9.88 \text{ KN.m} \end{array}$$

Tableau III.19. Ferrailage du balcon

	balcon	
	Travée	Appuis
Mu(KN.m)	22.42	13.19
μ	0.049	0.028
μ < μ_R	Oui	Oui
A_s'(cm²)	0	0
α	0.063	0.036
Z(cm)	17.55	17.74
A_s(cm²)	3.67	2.13
Choix	4T12	4T10
A_s(cm²)	4.53	3.14
S_t(cm)	30	30
A_r(cm²)	1.13	0.79
Choix	4T8	4T8
A_r(cm²)	2.01	2.01
S_t(cm)	30	30

III.7.3.1. Vérification de la section d'acier selon « BAEL91 modifié 99 »

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millièrme et par la règle de non fragilité :

$$A_s \geq A \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} [1]_{min}$$

$$\begin{cases} \text{Travée } A_s = 4.53 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \\ \text{Appuis } A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

III.7.3.2. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0.1f_{c28}; 4MPa\} \\ \tau_u = 0.152MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

III.7.4.Vérification à L'ELS

- Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5A_s^2}} - 1 \right]$$

- Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

b=100cm ; d=18cm ; h=20cm ; n=15 ; c=c'=2cm ; A'_s=0 ; η = 1.6

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.20. Vérification à l'ELS

	M _t (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	16.79	4.53	4.31	15403.69	4.7	223.83	CV
Appuis	9.88	3.14	3.67	10120.9	3.58	209.83	CV

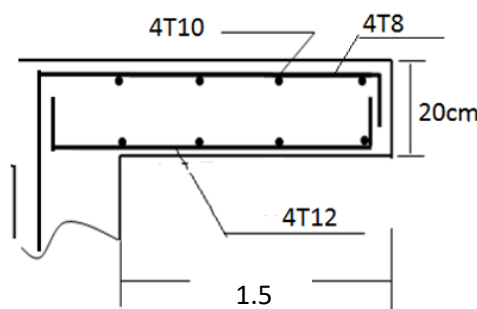


Figure III.22. Ferrailage des balcons.

Chapitre IV

Etude dynamique en zone sismique

IV.1. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

IV.2. Etude Dynamique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

IV.2.1. Modélisation mathématique

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

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

IV.2.2. Caractéristiques dynamiques propres

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé. L'équation d'un tel système est donnée par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\} \quad (1)$$

avec :

$[M]$: Matrice de masse de la structure.

$[K]$: Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$: Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donnée par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \phi) \quad (2)$$

avec:

$\{A\}$: Vecteur des amplitudes.

ω : Fréquence de vibration.

ϕ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \phi) \quad (3)$$

En substituant les équation (2) et (3) dans l'équation (1) on aura :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} \sin(\omega t + \phi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonctions sinus ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues « A_i ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ_ω est tulle c'est-à-dire :

$$\Delta_{\omega} = |[K.] - \omega^2[M]| = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « **Equation caractéristique** ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2).

Les (n) solutions ($\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibration correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A} où forme modale.

IV.3. Modélisation de la structure

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et la volume de calcul qui requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du ETABS (version «17.0.1»).

IV.3.1. Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds.
 - Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
 - Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (Schelle) à plusieurs nœuds (rectangulaire) (4) nœuds.
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 D.D.L bloqués)

IV.3.2. Modélisation de la masse

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le tableau « 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β », avec ($\beta = 0.2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 KN/m^3 .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

IV.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries... etc.)

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \\ Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \end{cases} \quad (7)$$

avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

Remarque :

Il y a lieu de rappeler que l'**ETABS (version « 17.0.1 »)** calcule et affiche automatiquement les deux (2) factures citées précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est réalisé par un diaphragme.

IV.4. Etude sismique

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière.

Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les 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 logiciel *ETABS* qui utilise une approche dynamique. (Par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

IV.4.1. Choix de méthode de calcul

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir « Règles parasismiques algériennes (RPA) version 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieur à 17 m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Analyse modale spectrale**
 - **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

Toutes structures est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est en fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pur des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (8)$$

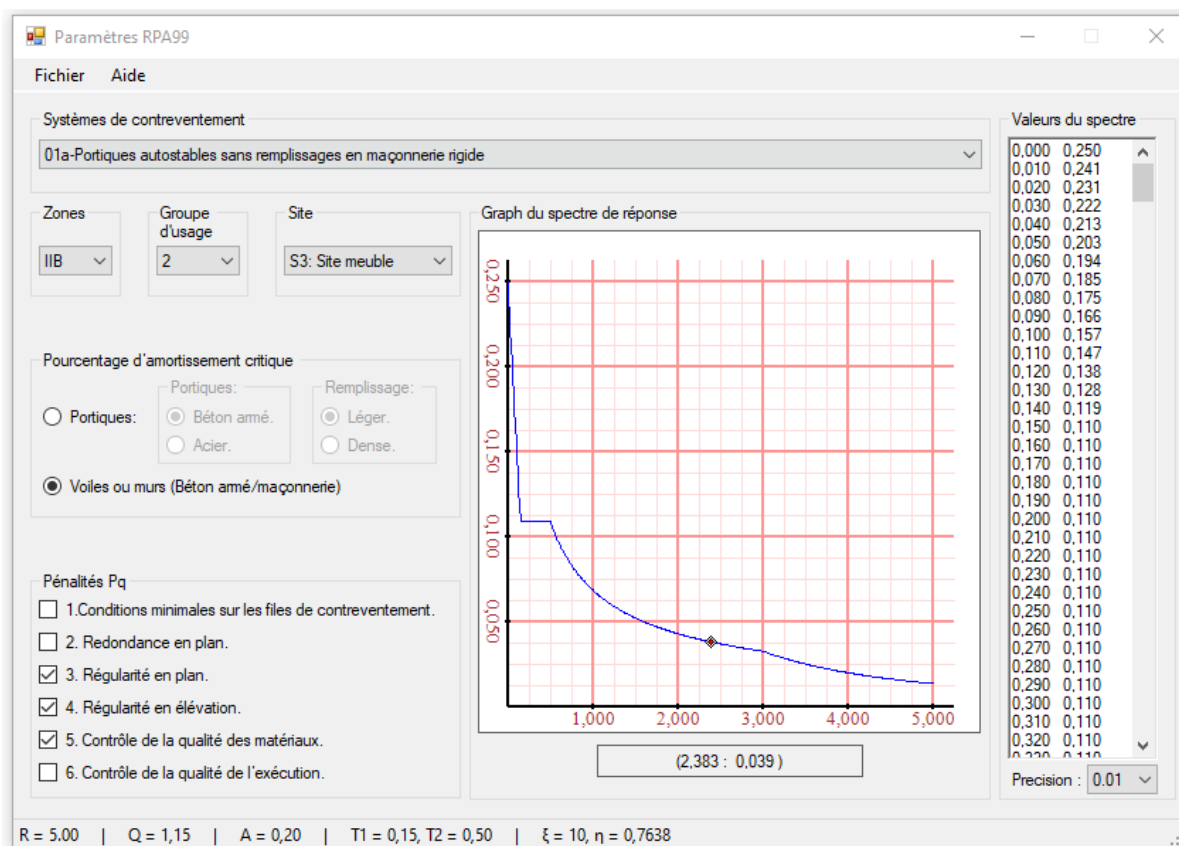


Figure IV.1. Spectre de réponse d'après RPA

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ($\xi=10\%$)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T : Périodes fondamentale qui calculé par.

$T_1 . T_2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

IV.4.2. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des 1^{ères} vérifications préconisées par le règlement parasismiques algérien est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_i » 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 » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces déplacements, moments. ...etc.) dans le rapport $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

Soit : $V = \frac{ADQ}{R} W$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : 2
 - $A=0.20$
 - Zone sismique : II-B
- } RPA 99 « version 2003 »

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s. \end{cases} \quad (9)$$

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de la RPA 99.

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser selon l'équation IV.8 et IV.9 sont :

$$T = \min \left\{ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} ; C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \right\} \quad (10)$$

avec :

$$C_t = 0.05$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base « niveau 0-0 » structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 27.54$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$D = \begin{cases} D_x = 26.6 \text{ m} \\ D_y = 17 \text{ m} \end{cases}$$

Selon x-x :

$$T_x = \min \left\{ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} ; C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \right\}$$

Donc sens (x-x) : $T_x = \min \{ 0.480 ; 0.601 \} = 0.480 \text{ sec.}$

Selon y-y :

$$T_y = \min \left\{ 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} ; C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \right\}$$

Donc sens (x-x) : $T_y = \min \{ 0.601 ; 0.601 \} = 0.601 \text{ sec.}$

Donc on prend :

$$T = \begin{cases} T_x = 0.480 \text{ sec.} \\ T_y = 0.601 \text{ sec.} \end{cases}$$

Sol meuble : site 3.

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec.} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D = \begin{cases} D_x = 2.5\eta & 0 \leq T_x \leq T_2 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_z}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ sec} \end{cases} \quad (11)$$

avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.763$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2) du RPA.

Pour notre cas on prend $\xi = 10 \%$

Donc $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$ alors $\eta = 0.763$

Donc :

$$D = \begin{cases} D_x = 2.5\eta \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_z}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases} \quad \begin{matrix} D_x = 2.20 \\ D_y = 2.20 \end{matrix}$$

➤ R : Coefficient de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3.)) des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour le cas de notre structure, le système de contreventement choisi est un système de contreventement de structure portiques contreventés par des voiles en béton armé (R=4)

➤ Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la forme :

$$Q = 1 + \sum_1^9 P_q \quad (12)$$

avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité « q » « est satisfaite ou non ».

Sa valeur est donnée par le tableau IV.4.

Tableau IV.1. Facteur de qualité

Critère q	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$q_{x-x} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.3$$

$$q_{y-y} = 1 + (0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) = 1.3$$

➤ W : Poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (13)$$

W_i Etant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (14)$$

avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher "I"

W_{Gi} : Le poids du aux charges permanentes de celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "I"

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau "I".

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature de la durée de la charge d'exploitation

$\beta = 0.2$ (bureau ou assimilés) (Tableau 4.5. du RPA 99)

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre structure.

Tableau IV.2. Paramètres sismiques

Coefficient	Conditions	Valeur
A	Ouvrage groupe 1A Hauteur bâtiment > 48m Zone sismique II-B	0.20
R	Système de contreventement portiques contreventée par des voiles	3.5
Q	$1 + \Sigma P_q$	1.30
ξ	-	10 %
η	$[(7/(2+\epsilon))^{1/2} \geq 0.7$	0.863
T_1	Site 3	0.15 s
T_2	Site 3	0.50 s

On calcule les coefficients C_x , C_y qui sont obtenus par les formules suivantes :

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W & \text{Suivant l'axe X} \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W & \text{Suivant l'axe Y} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$\begin{cases} V_x = 0.366 \times W \\ V_y = 0.231 \times W \end{cases}$$

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par le règlement de parasismique algérien à la résultante des forces sismiques.

En effet 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 sismique déterminé par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$: il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $0.8 V/V_t$.

IV.5. Interprétation des résultats de l'analyse sismique

IV.5.1. Modèle initial

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la figure IV.2.

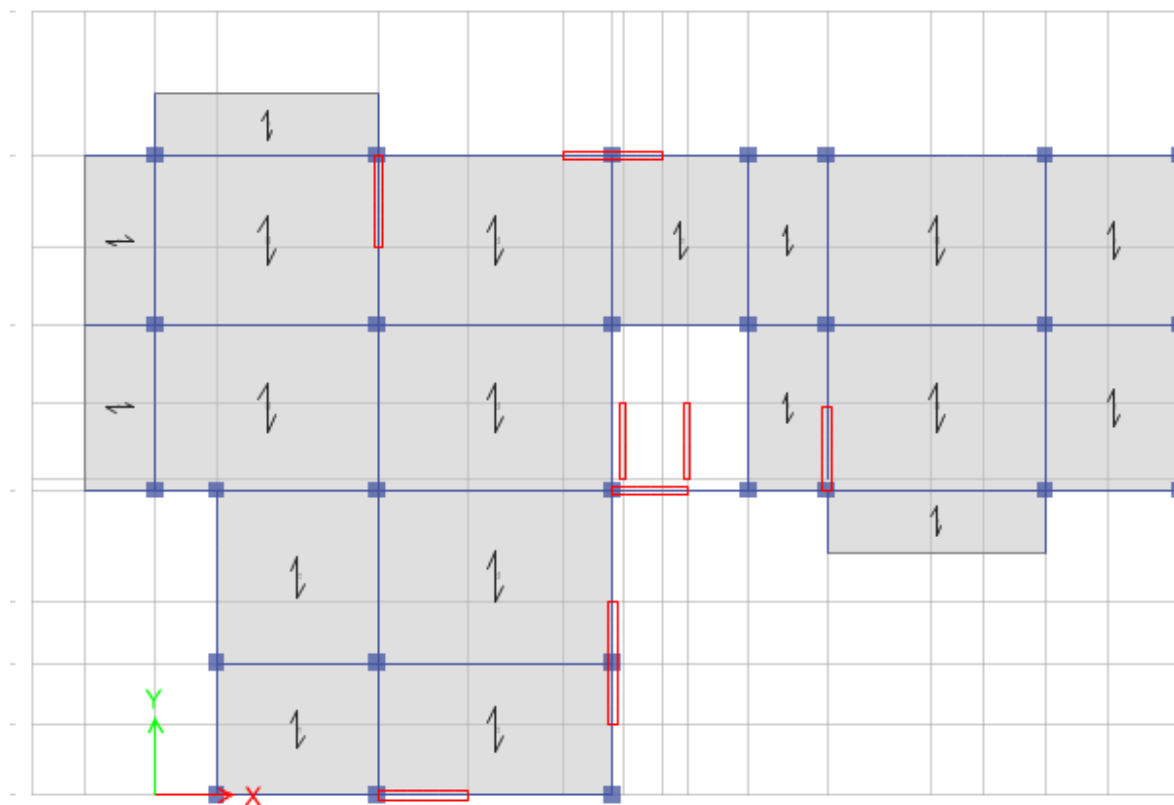


Figure IV.2. Modèle initial.

IV.5.1.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,889	0,0627	0,1005	0	0,0627	0,1005	0
2	0,839	0,093	0,585	0	0,1557	0,6855	0
3	0,763	0,5864	0,042	0	0,7421	0,7274	0
4	0,274	0,0161	0,0034	0	0,7582	0,7308	0
5	0,24	0,0131	0,127	0	0,7713	0,8578	0
6	0,225	0,1043	0,0092	0	0,8756	0,867	0
7	0,142	0,0077	0,0004	0	0,8834	0,8674	0
8	0,113	0,017	0,0394	0	0,9003	0,9068	0
9	0,111	0,0299	0,0188	0	0,9302	0,9256	0
10	0,089	0,0053	0,0001	0	0,9355	0,9257	0
11	0,069	0,0228	0,002	0	0,9584	0,9277	0
12	0,066	0,0011	0,0295	0	0,9595	0,9572	0

On constate que le modèle présente :

Une période fondamentale : $T = 0.889$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème} mode est un mode couplé.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2190.3157 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 2190.3157 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 30437.5176 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} V_x = 6528.35 \text{ KN} \\ V_y = 6528.35 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 5222.7 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 5222.7 \text{ KN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 2190.3157 \text{ KN} \leq 0,8V^x = 5222.7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ V_t^y = 2190.3157 \text{ KN} \leq 0,8V^y = 5222.7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CNV} \end{cases}$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) seront multipliés par les rapports utilisés dans la vérification dans les deux sens.

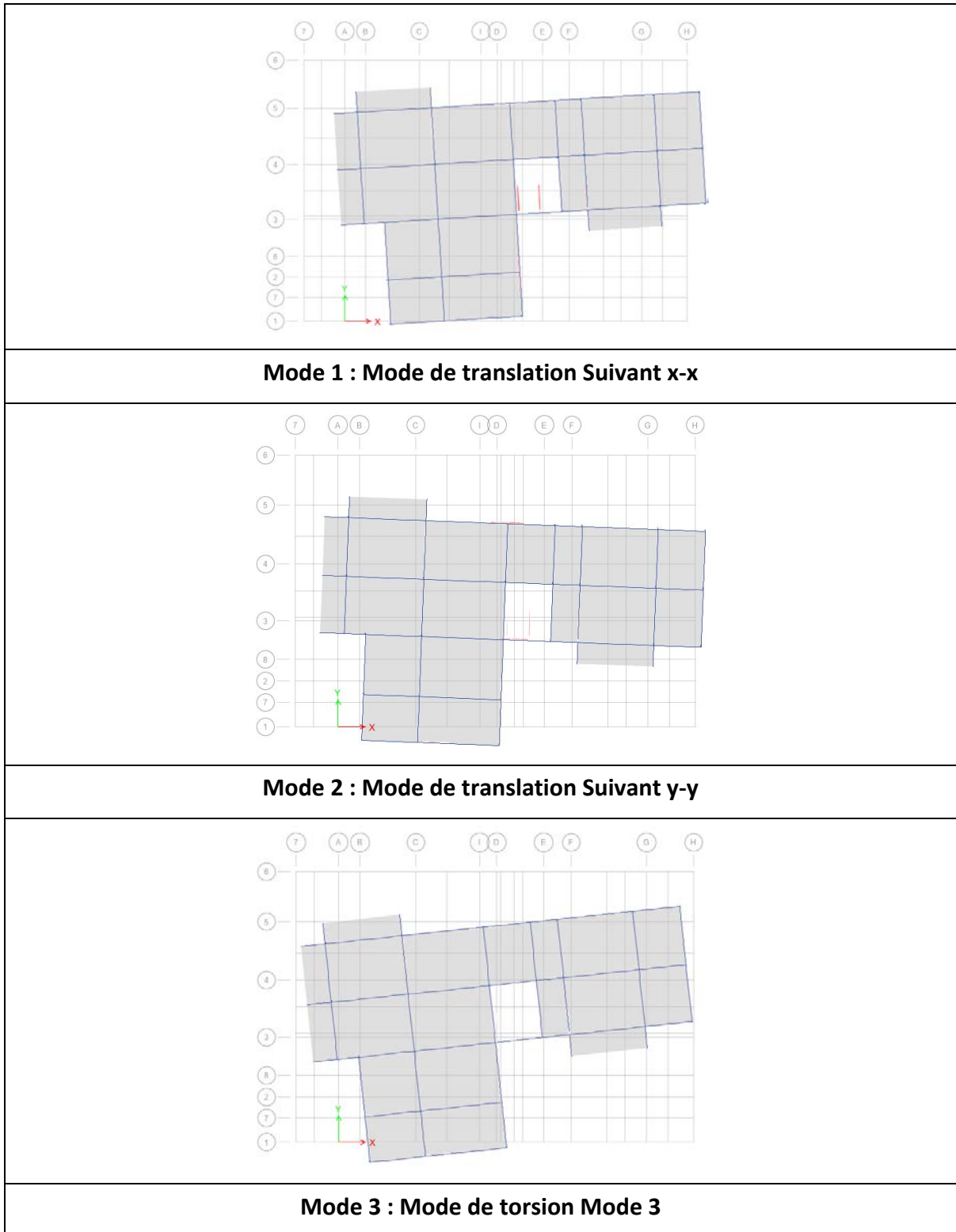


Figure IV.3. Vérification du modèle initial.

IV.5.1.2. Vérification des déplacements latéraux inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01he$$

$$\delta_K^x = R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$$\delta_K^x = R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Avec :

he : représente la hauteur de l'étage ;

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y) ;

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

IV.5.1.3 Déplacements inter étages du modèle initiale

IV.4. Vérification des déplacements inter-étages du modèle initial étages

Sens : x-x

Story	Load	UX	UY	d_{ek}	$d_k = R \cdot d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
TERR	EX	26,876	-1,064	26,89705	107,5882	8,537077	0,0306	CNV
ET7	EX	24,747	-0,884	24,76278	99,05114	10,68162	0,0306	CNV
ET6	EX	22,081	-0,709	22,09238	88,36952	12,57051	0,0306	CNV
ET5	EX	18,942	-0,542	18,94975	75,79901	14,19546	0,0306	CNV
ET4	EX	15,396	-0,388	15,40089	61,60355	15,14853	0,0306	CNV
ET3	EX	11,611	-0,253	11,61376	46,45502	15,32569	0,0306	CNV
ET2	EX	7,781	-0,144	7,782332	31,12933	14,3315	0,0306	CNV
ET1	EX	4,199	-0,062	4,199458	16,79783	11,22142	0,0306	CNV
RDC	EX	1,394	-0,017	1,394104	5,576415	5,576415	0,0306	CNV

Sens : y-y

Story	Load	UX	UY	d_{ek}	$d_k = R \cdot d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
TERR	EY	-0,473	32,291	32,29446	113,0306	10,56072	0,0306	CNV
ET7	EY	-0,352	29,275	29,27712	102,4699	11,97036	0,0306	CNV
ET6	EY	-0,229	25,856	25,85701	90,49955	13,64532	0,0306	CNV
ET5	EY	-0,124	21,958	21,95835	76,85423	15,09307	0,0306	CNV
ET4	EY	-0,04	17,646	17,64605	61,76116	15,86212	0,0306	CNV
ET3	EY	0,018	13,114	13,11401	45,89904	15,71104	0,0306	CNV
ET2	EY	0,05	8,625	8,625145	30,18801	14,29729	0,0306	CNV
ET1	EY	0,043	4,54	4,540204	15,89071	10,94431	0,0306	CNV
RDC	EY	0,027	1,413	1,413258	4,946403	4,946403	0,0306	CNV

Les déplacement latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles.

Donc il faut augment la rigidité de la structure en rajoutant des voiles, et pour obtenir une meilleure disposition du voile on respecte :

- La symétrique des voiles.
- Eloigner les voiles au centre de torsion.

Et on respecte toujours le plan d'architecteur et l'aspect d'économique.

IV.5.2. Deuxième modèle

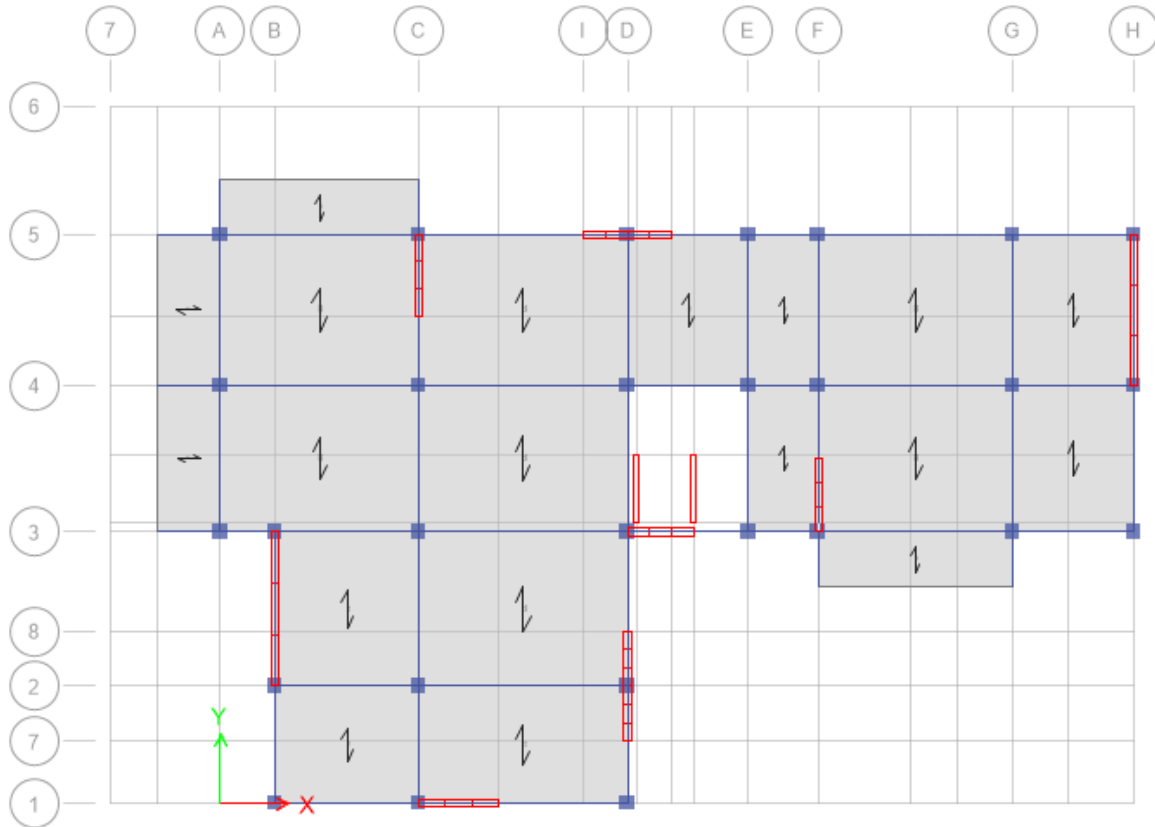


Figure IV.4. Deuxième modèle.

IV.5.2.1. Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau IV.5. Périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle

NIV	Période	UX%	UY%	UZ%	SumUX%	SumUY%	SumUZ%
1	0,791	0,7314	0,0005	0	0,7314	0,0005	0
2	0,632	0,0012	0,6764	0	0,7327	0,6769	0
3	0,549	0,0102	0,0149	0	0,7429	0,6918	0
4	0,235	0,1311	0,0001	0	0,874	0,6919	0
5	0,162	0,0005	0,1587	0	0,8745	0,8506	0
6	0,137	0,001	0,0172	0	0,8755	0,8678	0
7	0,117	0,0543	0,00003315	0	0,9298	0,8678	0
8	0,073	0,0187	0,0172	0	0,9485	0,8851	0
9	0,073	0,0109	0,0385	0	0,9594	0,9236	0
10	0,061	0,0003	0,0099	0	0,9597	0,9335	0
11	0,051	0,017	0,00002553	0	0,9767	0,9335	0
12	0,044	0,0002	0,0251	0	0,9768	0,9587	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,791\text{sec}$,
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **9^{ème}** mode
- Le 1^{er} mode est un mode couplé.
- Le 2^{ème} mode est mode couplé.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3192.7646 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 3192.7646 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 31580.43 \text{ KN} \quad \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 6774.00 \text{ KN} \\ V_s^y = 6774.00 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} 0,8V^x = 5419.9 \text{ KN} \\ 0,8V^y = 5419.9 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3192.7646 \text{ KN} \leq 0,8V^x = 5419.9 \text{ KN} \dots\dots \text{CNV} \\ V_t^y = 3192.7646 \text{ KN} \leq 0,8V^y = 5419.9 \text{ KN} \dots\dots \text{CNV} \end{cases}$$

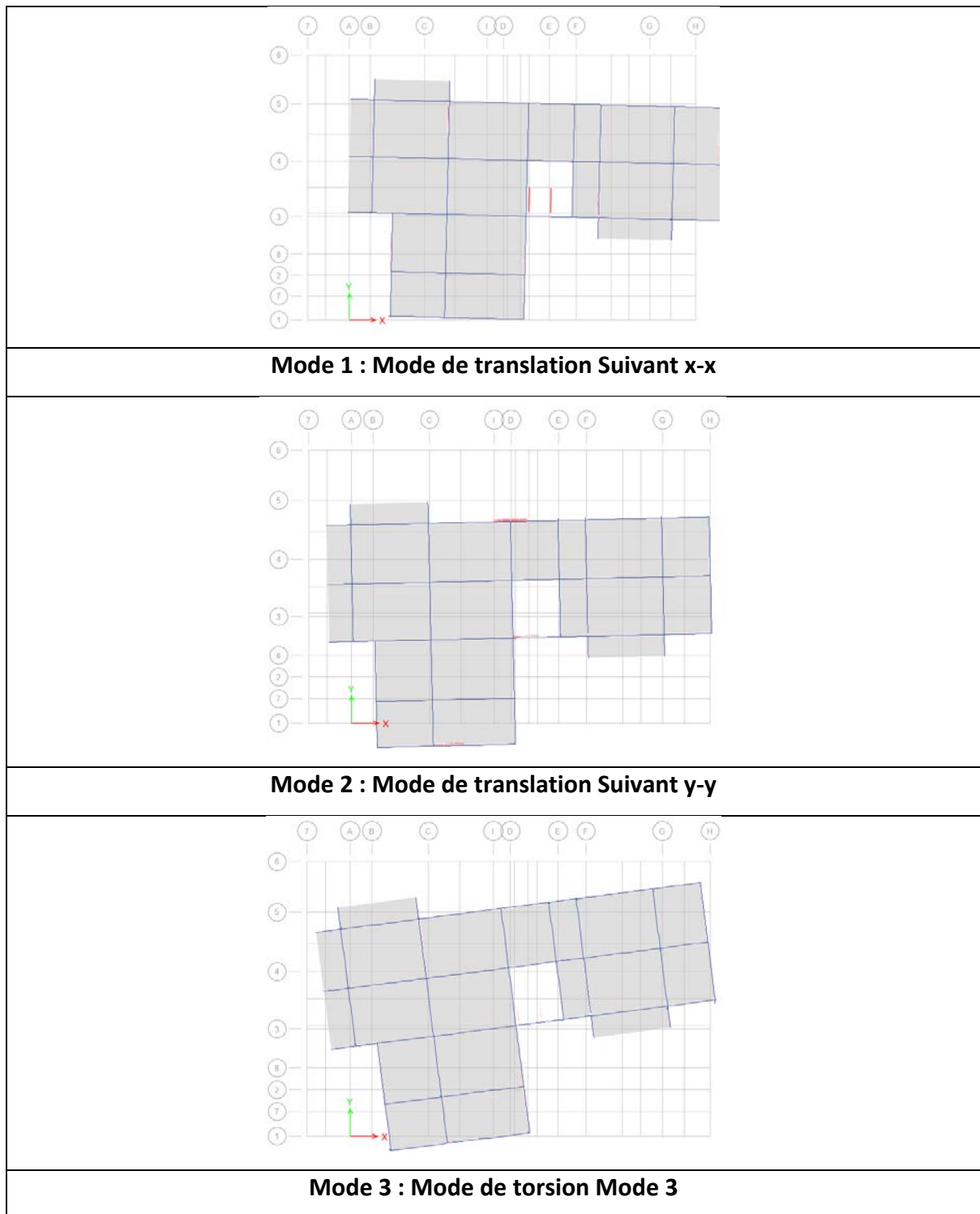


Figure IV.5. Vérification du deuxième modèle.

IV.5.2.2. Déplacements inter étages de modèle 2

Tableau IV.6. Vérification des déplacements inter étages de modèle 2**Sens : x-x**

Story	Load	UX	UY	d_{ek}	$d_k = R.d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
TERR	EX	27,266	0,04	27,26603	109,0641	8,531621	0,0306	CNV
ET7	EX	25,133	0,079	25,13312	100,5325	10,72744	0,0306	CNV
ET6	EX	22,451	0,109	22,45126	89,80506	12,69149	0,0306	CNV
ET5	EX	19,278	0,123	19,27839	77,11357	14,38367	0,0306	CNV
ET4	EX	15,682	0,122	15,68247	62,7299	15,40007	0,0306	CNV
ET3	EX	11,832	0,104	11,83246	47,32983	15,61241	0,0306	CNV
ET2	EX	7,929	0,075	7,929355	31,71742	14,60459	0,0306	CNV
ET1	EX	4,278	0,042	4,278206	17,11282	11,43662	0,0306	CNV
RDC	EX	1,419	0,012	1,419051	5,676203	5,676203	0,0306	CNV

Sens : y-y

Story	Load	UX	UY	d_{ek}	$d_k = R.d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
TERR	EY	0,345	19,045	19,04812	66,66844	8,054691	0,0306	CNV
ET7	EY	0,356	16,743	16,74678	58,61375	8,520593	0,0306	CNV
ET6	EY	0,352	14,308	14,31233	50,09315	8,94144	0,0306	CNV
ET5	EY	0,33	11,753	11,75763	41,15171	9,152941	0,0306	CNV
ET4	EY	0,287	9,138	9,142506	31,99877	8,965443	0,0306	CNV
ET3	EY	0,228	6,577	6,580951	23,03333	8,319432	0,0306	CNV
ET2	EY	0,158	4,201	4,20397	14,7139	7,105939	0,0306	CNV
ET1	EY	0,086	2,172	2,173702	7,607957	5,204812	0,0306	CNV
RDC	EY	0,029	0,686	0,686613	2,403144	2,403144	0,0306	CNV

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en rajoutant des voiles.

IV.5.3. Modèle finale

La disposition des voiles représentée sur la figure IV.4. Sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure.

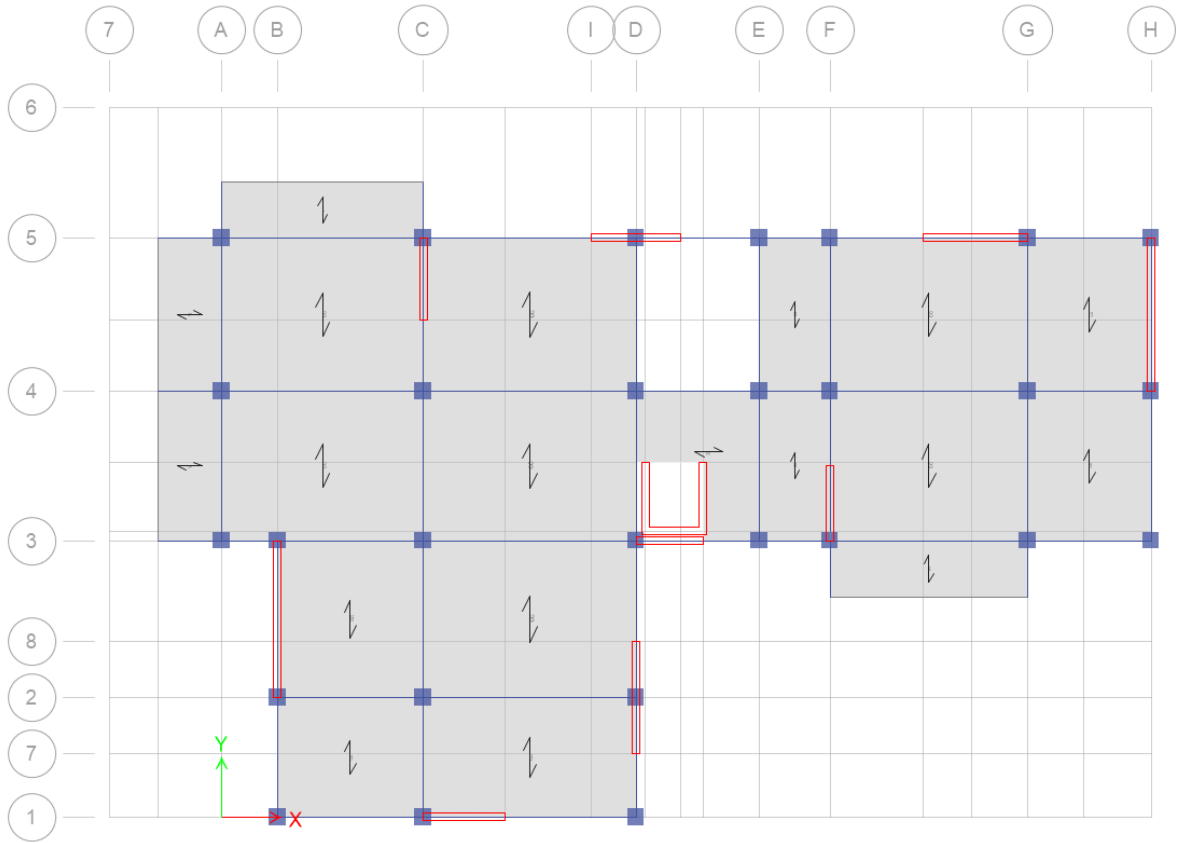


Figure IV.6. Modèle finale

Caractéristiques dynamiques propres

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau IV.7.

Figure IV.7. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale

NIV	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0,681029	19,1173	50,2282	0	19,1173	50,2282	0
2	0,664231	49,8778	19,2764	0	68,9951	69,5046	0
3	0,556674	1,662	0,0023	0	70,6571	69,507	0
4	0,180634	12,9426	1,5687	0	83,5997	71,0757	0
5	0,170927	1,6792	15,6097	0	85,2789	86,6854	0
6	0,136202	1,5079	0,1828	0	86,7868	86,8682	0
7	0,082375	5,3123	0,4039	0	92,0991	87,2721	0
8	0,076198	0,5123	5,9976	0	92,6114	93,2697	0

D'après les calculs on constate que la structure a une période fondamentale : $T = 0.681$ sec.

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode légèrement couplé.
- Le 2^{ème} mode est un mode légèrement couplé.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

D'après le fichier des résultats de l'ETABS nous avons :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 32299.1786 \text{ KN} \\ F_2 = V_t^y = 32299.1786 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 31965.9876 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} V^x = 7990.73 \text{ KN} \\ V^y = 7990.73 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.8V^x = 6392.6 \text{ KN} \\ 0.8V^y = 6392.6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 32299.1786 \text{ KN} \geq 0.8V^x = 6392.6 \text{ KN} \dots\dots CV \\ V_t^y = 32299.1786 \text{ KN} \geq 0.8V^y = 6392.6 \text{ KN} \dots\dots CV \end{cases}$$

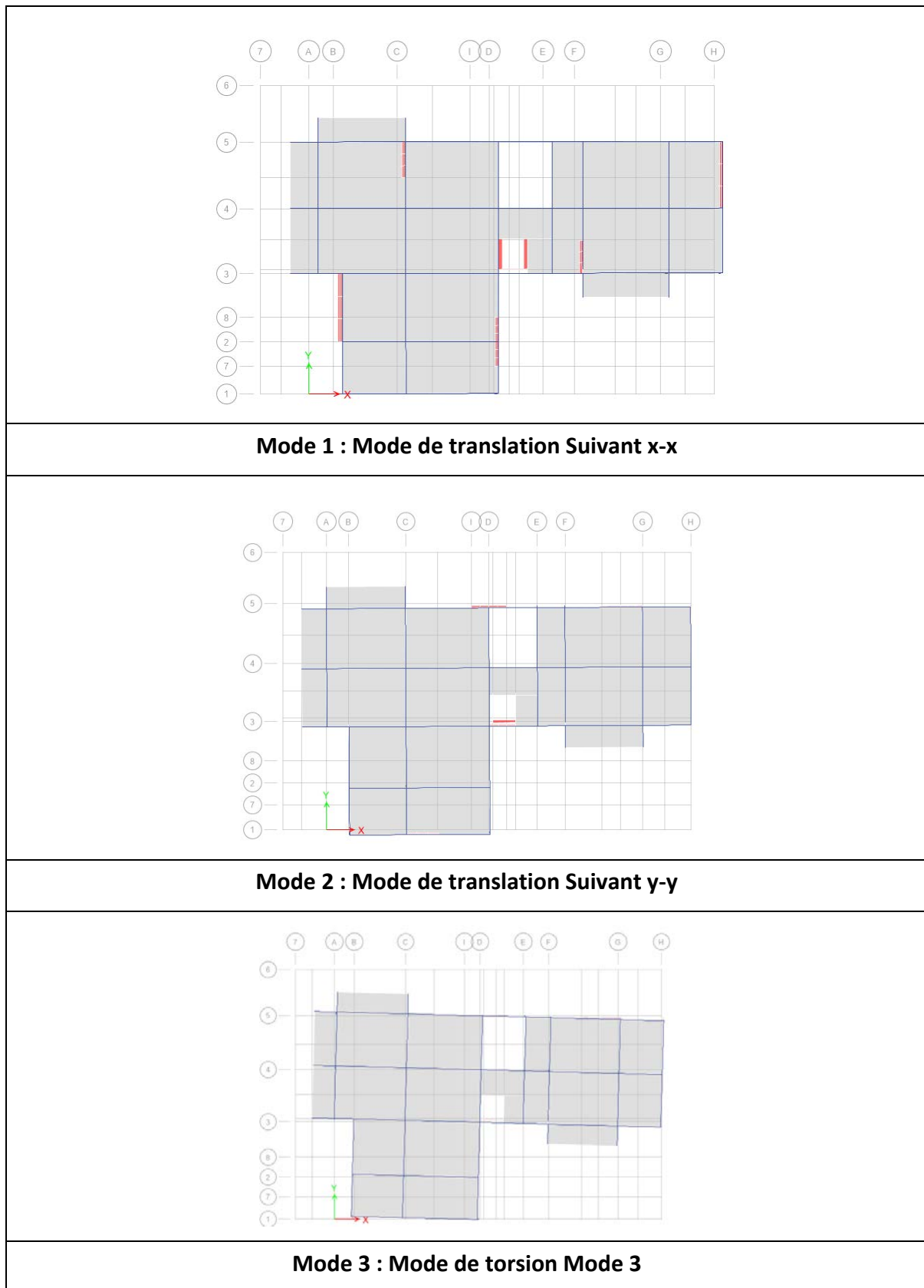


Figure IV.7. Vérification du modèle.

Déplacements inter étages du modèle final :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements inter-étages du modèle final

Sens x-x :

Story	R	UX	UY	d_{ek}	$d_k=R.d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
8 ^{eme}	3.5	22,741	0,187	22,74177	79,59619	6,534291	0,0306	CV
7 ^{eme}	3.5	20,874	0,186	20,87483	73,0619	8,000917	0,0306	CV
6 ^{eme}	3.5	18,588	0,178	18,58885	65,06098	9,362632	0,0306	CV
5 ^{eme}	3.5	15,913	0,161	15,91381	55,69835	10,54938	0,0306	CV
4 ^{eme}	3.5	12,899	0,135	12,89971	45,14897	11,24609	0,0306	CV
3 ^{eme}	3.5	9,686	0,102	9,686537	33,90288	11,32327	0,0306	CV
2 ^{eme}	3.5	6,451	0,064	6,451317	22,57961	10,46916	0,0306	CV
1 ^{eme}	3.5	3,46	0,03	3,46013	12,11046	8,127357	0,0306	CV
RDC	3.5	1,138	0,008	1,138028	3,983098	3,983098	0,0306	CV

Sens y-y :

Story	R	UX	UY	d_{ek}	$d_k = R.d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
8 ^{eme}	3.5	0,215	19,126	19,12721	66,94523	8,039402	0,0306	CV
7 ^{eme}	3.5	0,204	16,829	16,83024	58,90583	8,550202	0,0306	CV
6 ^{eme}	3.5	0,195	14,386	14,38732	50,35563	8,980987	0,0306	CV
5 ^{eme}	3.5	0,177	11,82	11,82133	41,37464	9,194969	0,0306	CV
4 ^{eme}	3.5	0,148	9,193	9,194191	32,17967	9,013412	0,0306	CV
3 ^{eme}	3.5	0,111	6,618	6,618931	23,16626	8,362613	0,0306	CV
2 ^{eme}	3.5	0,072	4,229	4,229613	14,80365	7,14822	0,0306	CV
1 ^{eme}	3.5	0,034	2,187	2,187264	7,655425	5,24022	0,0306	CV
RDC	3.5	0,009	0,69	0,690059	2,415205	2,415205	0,0306	CV

Remarque :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA 99 version 2003 » donc la condition est vérifiée.

IV.6. Vérifications des sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par C.B.A. et dans le but d'éviter ou limite le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3 \quad (15)$$

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant

Tableau IV.9. Vérification des sollicitations normales modèle final

Poteaux	N _d (KN)	H _{pot} (mm)	B _{pot} (mm)	B _c (mm ²)	F _{c28} MPa	V	Vérification	Observation
50x50	-1281.92	3060	500	250000	25	0.20	0.3	C.V
45x45	-1333.95	3060	450	202500	25	0.26	0.3	C.V
40x40	-897.87	3060	400	1600	25	0.22	0.3	C.V

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normale dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets du second ordre (l'effet P-Δ (figure IV.10)) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 \quad (16)$$

avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

Le poids est déjà calculé dans les paragraphes précédent « résultats déduit par *ETABS* »

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Les valeurs de l'effort tranchant sont déduites des résultats fournis par l'*ETABS*.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

Ces déplacements sont calculés à chaque niveau d'étage par *ETABS*.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

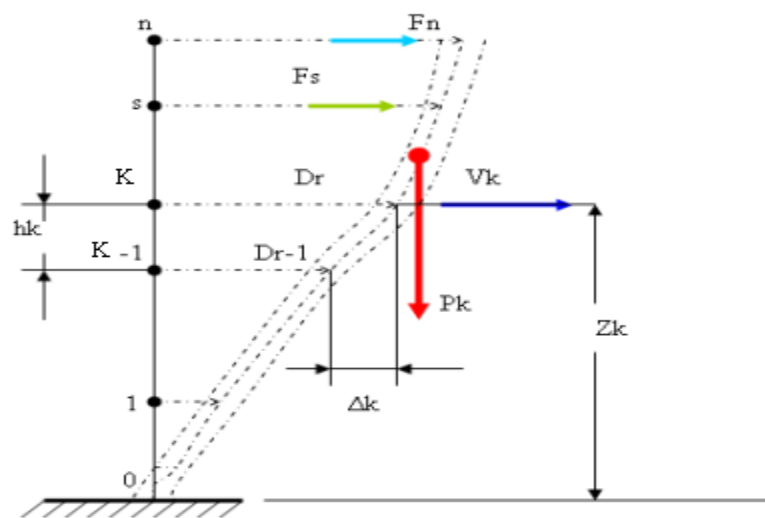


Figure IV.5. Evaluation des effets du second ordre

Tableau IV.8. Vérification de l'effet p- Δ du modèle finale

Sens x-x :

Niv	P_K	V_K	Δ_K	h_k	θ_x	Observation
Terr	4200,869	0,006187	639,413	3,06	0,0133	cv
8 ^{ème}	8401,738	0,006678	1153,481	3,06	0,0159	cv
7 ^{ème}	12602,61	0,007438	1554,44	3,06	0,0197	cv
6 ^{ème}	16803,48	0,007164	1891,094	3,06	0,0208	cv
5 ^{ème}	21004,35	0,007215	2166,489	3,06	0,0229	cv
4 ^{ème}	25205,21	0,006996	2378,996	3,06	0,0242	cv
3 ^{ème}	29406,08	0,005958	2539,491	3,06	0,0225	cv
2 ^{ème}	33606,95	0,004191	2648,055	3,06	0,0174	cv
1 ^{ère}	37807,82	0,002041	2690,509	3,06	0,0094	cv

Sens y-y :

Niv	P_K	V_K	Δ_K	h_k	θ_x	Observation
Terr	4028,644	0,006507	658,7691	3,06	0,0130	cv
8 ^{ème}	8288,744	0,006998	1171,125	3,06	0,0162	cv
7 ^{ème}	12507,59	0,007268	1561,529	3,06	0,0190	cv
6 ^{ème}	16726,43	0,007486	1981,434	3,06	0,0207	cv
5 ^{ème}	20955,51	0,007708	2165,394	3,06	0,0244	cv
4 ^{ème}	25257,14	0,006721	2379,946	3,06	0,0233	cv
3 ^{ème}	29605,18	0,00596	2547,489	3,06	0,0226	cv
2 ^{ème}	33979,53	0,004474	2666,318	3,06	0,0186	cv
1 ^{ère}	38180,4	0,00198	2714,613	3,06	0,0091	cv

Vus les résultats obtenus les conditions

$$\theta_x \text{ et } \theta_y \leq 0.1$$

Est satisfaites, d'où les effets du 2^{ème} ordre. (Ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés.**Remarque :**

On remarque que les portiques reprennent plus de 25% de l'effort tranchant dans chaque étage.

Conclusion :

Etant donné que :

- Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques prennent, outre les sollicitations dues aux charges verticales, plus de 25% de l'effort tranchant dans chaque étage.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1. Introduction

Le ferrailage des éléments structuraux joue représente une étape importante dans la conception des structures dans le domaine du génie civil. Il s'agit du processus de consolidation des éléments en béton armé, tels que les poutres les poteaux, les dalles et les voiles, pour leur déferer une résistance nécessaire afin de résister aux charges, déformation et sollicitation appliqué.

Ce chapitre propose d'explorer les principes fondamentaux du ferrailage des éléments structuraux. Nous examinerons les différents types d'armatures, les méthodes de calculs et les vérifications liées à la mise en oeuvre du ferrailage sur chantier.

Après avoir pré-dimensionné les éléments structuraux dans les chapitres précédant et après détermination des efforts dans notre structure avec le logiciel **ETABS**.

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS (version 17.0.1)** :

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

V.2. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normale « N » par rapport aux axes de symétrie, et un moment fléchissant « M » dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- 1- Section entièrement tendue SET.
- 2- Section entièrement comprimée SEC.

3- Section partiellement comprimée SPC.

V.2.1. Armatures longitudinales

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1 \% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5 \% B : \text{section de béton comprimé} \end{array} \right. \quad (1)$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone II-B par :

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 4\% \text{ (Zone courante)[1]}$$

$$0.8\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement)[1]}$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de couvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

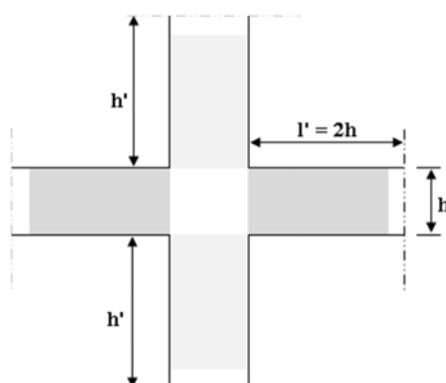


Figure V.1. Zone nodale.

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right) \quad (2)$$

V.2.1.1. Calcul de contrainte de cisaillement

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (3)$$

Avec :

V_U : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur des poteaux.

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

V.2.1.2 Contrainte tangente admissible $\bar{\tau}_u$

La contrainte tangente limite $\bar{\tau}_u$ a pour valeur :

Selon (CBA 93) :

Armature droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma} ; 4 \text{ MPa} \right] \\ &= \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentale} \end{cases} \end{aligned} \quad (4)$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma} ; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentale} \end{cases} \quad (5)$$

Selon **BEAL 91 Modifié 99** :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} \quad (6)$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad (7)$$

V.2.1.3. Elancement λ

Pour une section rectangulaire de hauteur :

$$h \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \end{cases} \quad (8)$$

V.2.1.4. Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs \emptyset_t est donnée par la relation :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_l \quad (9)$$

\emptyset_l : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

V.2.1.5. Situation durable

Tableau.V.1. Situation durable

Béton	$\gamma_b=1.5$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1.15$	Nuance FeE500	$\sigma_s=434.78\text{MPa}$

V.2.1.6. Situation accidentelle

Tableau.V.2. Situation accidentelle

Béton	$\gamma_b=1.15$	$f_{c28}=25\text{MPa}$	$\sigma_{bc}=18.48\text{MPa}$
Acier	$\gamma_s=1.00$	Nuance FeE500	$\sigma_s=500\text{MPa}$

V.2.1.7 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon **CBA 93 article B.8.2.1.1.**

E.L.U : Situation durable..... $1.35 G + 1.5 Q$

E.L.S : Situation durable..... $G + Q$

- Selon **RPA 99 article 5.2.**

Situation durable..... $G + Q \pm E$

Situation accidentelle..... $0.8G \pm E$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

V.2.2. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Le logiciel « SOCOTEC » est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- $N^{\max}, M^{\text{corr}}$
- $M^{\max}, N^{\text{corr}}$

Situation durable :

- Combinaison **ELU** : 1.35 G +1.5 Q
- a. (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V. 3. Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)
8 ^{ème}	40x40	-208.28	20.483	SEC	1,01	3.78	14.4
7 ^{ème}	40x40	-388.26	-4.828	SEC	4,79	4.14	14.4
6 ^{ème}	40x40	-570.65	-6.934	SEC	7,03	6.09	14.4
5 ^{ème}	40x40	-775.74	-6.85	SEC	9.38	8.46	14.4
4 ^{ème}	40x40	-944.48	-7.972	SEC	11,4	10.32	14.4
3 ^{ème}	45x45	-1137.24	-11.187	SEC	13,74	12.42	18.225
2 ^{ème}	45x45	-1333.95	-4.508	SEC	15,651	15.07	18.225
1 ^{ère}	50x50	-1536.55	-43.181	SEC	19.93	15.41	22.5
RDC	50x50	-1650.41	-20.658	SEC	20.06	17.9	22.5

b. (M^{\max} , N^{corr})Tableau V.4. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)
8 ^{ème}	40x40	-47.26	-68.982	SEC	0	5.04	14.4
7 ^{ème}	40x40	-186.36	-45.902	SEC	0	5,18	14.4
6 ^{ème}	40x40	-264.43	-46.307	SEC	0	6.17	14.4
5 ^{ème}	40x40	-346.96	-44.277	SEC	0,99	6,99	14.4
4 ^{ème}	40x40	-435.65	-43.61	SEC	2.06	7,96	14.4
3 ^{ème}	45x45	-357.19	-74.24	SEC	0	8.47	18.225
2 ^{ème}	45x45	-429.87	-61.228	SEC	1.33	8.55	18.225
1 ^{ère}	50x50	-1443.36	-51.577	SEC	13.9	19.26	22.5
RDC	50x50	-1576.71	32.277	SEC	19.82	16.44	22.5

2. Situation accidentelle N° 01

- Combinaison : G + Q + E

a. (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V. 5. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)
8 ^{ème}	40x40	-146.72	25.621	SEC	0	3.42	14.4
7 ^{ème}	40x40	-269.44	12.001	SEC	2.29	3.91	14.4
6 ^{ème}	40x40	-393.41	16.009	SEC	3.44	5.61	14.4
5 ^{ème}	40x40	-518.87	15.771	SEC	4.9	7.03	14.4
4 ^{ème}	40x40	-646.76	16.181	SEC	6.34	8.53	14.4
3 ^{ème}	45x45	-777.89	13.814	SEC	8.13	9.76	18.225
2 ^{ème}	45x45	-912.34	10.374	SEC	9.88	11.1	18.225
1 ^{ère}	50x50	-1130.74	25.101	SEC	11.69	14.32	22.5
RDC	50x50	-1052.1	-18.546	SEC	13.07	11.13	22.5

b. (M^{\max} , N^{corr})Tableau V. 6. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)
8 ^{ème}	40x40	-76.99	71.321	SEC	0	5.54	14.4
7 ^{ème}	40x40	-66.22	62.76	SEC	0	4.84	14.4
6 ^{ème}	40x40	-106.79	65.959	SEC	0	5.53	14.4
5 ^{ème}	40x40	-146.35	67.322	SEC	0	6.08	14.4
4 ^{ème}	40x40	-183.44	66.927	SEC	0	6.5	14.4
3 ^{ème}	45x45	-356.88	63.447	SEC	0.36	7.85	18.225
2 ^{ème}	45x45	-415.52	53.002	SEC	1.65	7.9	18.225
1 ^{ère}	50x50	-477.73	63.51	SEC	2.17	8.81	22.5
RDC	50x50	-546.67	30.962	SEC	4.67	7.91	22.5

3. Situation accidentelle N° 02

- Combinaison : $0.8G \pm E$

a. (N^{\max} , M^{corr})

Tableau V.7. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)
8 ^{ème}	40x40	-120.88	-16.454	SEC	0.28	2.5	14.4
7 ^{ème}	40x40	-207.17	-13.798	SEC	1.45	3.32	14.4
6 ^{ème}	40x40	-295.11	-15.744	SEC	2.33	4.46	14.4
5 ^{ème}	40x40	-384.83	-16.474	SEC	3.31	5.54	14.4
4 ^{ème}	40x40	-476.29	-18.447	SEC	4.23	6.73	14.4
3 ^{ème}	45x45	-777.89	13.814	SEC	9.76	8.13	18.225
2 ^{ème}	45x45	-912.34	10.374	SEC	9.88	11.1	18.225
1 ^{ère}	50x50	-1052.1	-18.546	SEC	11.13	13.07	22.5
RDC	50x50	-1130.74	25.101	SEC	11.69	14.32	22.5

b. (M^{\max} , N^{corr})Tableau V.8. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})

Etage	Section (cm ²)	N^{corr} (KN)	M^{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{RPA}^{\min} (cm ²)
8 ^{ème}	40x40	-7.41	56.893	SEC	0	3.77	14.4
7 ^{ème}	40x40	-43.26	56.339	SEC	0	4.15	14.4
6 ^{ème}	40x40	-70.48	59.817	SEC	0	4.7	14.4
5 ^{ème}	40x40	-96.73	61.635	SEC	0	5.12	14.4
4 ^{ème}	40x40	-220.14	-62.74	SEC	0	6.66	14.4
3 ^{ème}	45x45	-276.11	-69.327	SEC	0	7.2	18.225
2 ^{ème}	45x45	-335.15	-57.526	SEC	0.48	7.23	18.225
1 ^{ère}	50x50	-385.13	-59.579	SEC	1.31	7.54	22.5
RDC	50x50	-434.49	-29.933	SEC	3.43	6.56	22.5

V.2.3. Choix des armatures

Le choix final est représenté dans le tableau suivant

Tableau V.9. Choix des armatures des poteaux carrés

Etage	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C) (cm ²)	A_s^{max} (Z.R) (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{ème}	40x40	14.4	14.4	27	54	8T16	16.1
7 ^{ème}	40x40	14.4	14.4	27	54	8T16	16.1
6 ^{ème}	40x40	14.4	14.4	48	96	8T16	16.1
5 ^{ème}	40x40	14.4	14.4	48	96	8T16	16.1
4 ^{ème}	40x40	14.4	14.4	75	150	8T16	16.1
3 ^{ème}	45x45	18.225	18.225	75	150	10T16	20.11
2 ^{ème}	45x45	18.225	18.225	90.75	181.5	10T16	20.11
1 ^{ère}	50x50	22.5	22.5	90.75	181.5	12T16	24.13
RDC	50x50	22.5	22.5	126.75	253.5	12T16	24.13

Avec :

A_s^{cal} : La section d'armatures calculée pour chaque face du poteau.

A_s^{min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau

A_s^{max} : La section d'armatures maximale pour la section totale du poteau.

V.2.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes admissibles sont données par :

- **Béton**

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

- **Acier**

Fissuration peu nuisible..... Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta)$

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{3} f_e; 110 \eta)$

Avec :

$\eta = 1.6$: pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a. $N^{\text{ser}}_{\text{max}}$; $M^{\text{ser}}_{\text{cor}}$

Tableau V.10. Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	N_{ser} (KN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	40x40	-9.385	-152.86	SEC	434.78	240	15	13.4	CV
7 ^{ème}	40x40	-3.889	-282.29	SEC	434.78	240	15	14.7	CV
6 ^{ème}	40x40	5.482	-413.41	SEC	434.78	240	15	9.94	CV
5 ^{ème}	40x40	-5.326	-546.61	SEC	434.78	240	15	11.4	CV
4 ^{ème}	40x40	-6.153	-682.37	SEC	434.78	240	15	7.27	CV
3 ^{ème}	45x45	-8.52	-821.04	SEC	434.78	240	15	8.73	CV
2 ^{ème}	45x45	4.503	-962.55	SEC	434.78	240	15	15	CV
1 ^{ère}	50x50	-31.33	-1108.29	SEC	434.78	240	15	15	CV
RDC	50x50	23.173	-1191.06	SEC	434.78	240	15	3.46	CV

b. N_{cor}^{ser} ; M_{max}^{ser}

Tableau V.11. Vérification des contraintes pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	40x40	-50.338	-34.49	SEC	434.78	240	15	13.4	CV
7 ^{ème}	40x40	-33.165	-135.95	SEC	434.78	240	15	14.7	CV
6 ^{ème}	40x40	33.778	-192.41	SEC	434.78	240	15	9.94	CV
5 ^{ème}	40x40	32.284	-252.12	SEC	434.78	240	15	11.4	CV
4 ^{ème}	40x40	-31.501	-316.3	SEC	434.78	240	15	7.27	CV
3 ^{ème}	45x45	34.034	-426.38	SEC	434.78	240	15	8.73	CV
2 ^{ème}	45x45	28.017	-498.29	SEC	434.78	240	15	15	CV
1 ^{ère}	50x50	-37.473	-1040.59	SEC	434.78	240	15	15	CV
RDC	50x50	23.371	-1136.84	SEC	434.78	240	15	3.46	CV

V.2.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

V.2.5.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

- Selon le CBA 93 « article A 5.1.2.1.1. »

$\bar{\tau}_u = \min (0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 version 2003 : article 7.4.3.2.

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\rho_d = 0.075 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0.040 \dots \dots \dots \text{si l'élancement } \lambda \leq 5$$

$$\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3.46 \frac{l_f}{h}$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	40x40	98.26	0.614	13.25	0.075	1.875	2.5	CV
7 ^{ème}	40x40	71.33	0.446	13.25	0.075	1.875	2.5	CV
6 ^{ème}	40x40	74.04	0.462	13.25	0.075	1.875	2.5	CV
5 ^{ème}	40x40	74.42	0.465	13.25	0.075	1.875	2.5	CV
4 ^{ème}	40x40	73.56	0.459	13.25	0.075	1.875	2.5	CV
3 ^{ème}	45x45	48.89	0.241	11.78	0.075	1.875	2.5	CV
2 ^{ème}	45x45	40.35	0.199	11.78	0.075	1.875	2.5	CV
1 ^{er}	50x50	43.05	0.172	10.60	0.075	1.875	2.5	CV
RDC	50x50	32.28	0.129	10.60	0.075	1.875	2.5	CV

V.2.5.2. Ferrailage transversal des poteaux

- Selon le RPA 99 version 2003 « article 7.4.2.2. »

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0.9 d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 MPa\right) \end{cases}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon **BEAL 99** :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'E.L.U

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2.7 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \end{cases} \quad \lambda_g :$$

Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

« *St min* »

Avec :

φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3 \% & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% & \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 3 \\ \text{Interpolation} & \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau ($\lambda_g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500$ MPa (FeE 500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacement maximums des poteaux :

Tableau V.13. Espacements maximaux selon RPA99

Etage	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
8 ^{ème}	40x40	8T16	16	10	15
7 ^{ème}	40x40	8T16	16	10	15
6 ^{ème}	40x40	8T16	16	10	15
5 ^{ème}	40x40	8T16	16	10	15
4 ^{ème}	40x40	8T16	16	10	15
3 ^{ème}	45x45	10T16	16	10	15
2 ^{ème}	45x45	10T16	16	10	15
1 ^{ère}	50x50	12T16	16	10	15
RDC	50x50	12T16	16	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Choix des armatures transversales pour les poteaux

Etage Section (cm ²)	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (KN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
8 ^{ème}	40×40	2.448	15.3	2.5	98.26	N	10	1.22	4T8	2.01
						C	15	1.84	4T8	2.01
7 ^{ème}	40×40	2.448	15.3	2.5	71.33	N	10	0.89	4T8	2.01
						C	15	1.33	4T8	2.01
6 ^{ème}	40×40	2.448	15.3	2.5	74.04	N	10	0.92	4T8	2.01
						C	15	1.38	4T8	2.01
5 ^{ème}	40×40	2.448	15.3	2.5	74.42	N	10	0.93	4T8	2.01
						C	15	1.39	4T8	2.01
4 ^{ème}	40×40	2.448	15.3	2.5	73.56	N	10	0.91	4T8	2.01
						C	15	1.37	4T8	2.01
3 ^{ème}	45×45	2.448	12.09	2.5	48.89	N	10	0.54	4T8	2.01
						C	15	0.81	4T8	2.01
2 ^{ème}	45×45	2.448	12.09	2.5	40.35	N	10	0.45	4T8	2.01
						C	15	0.67	4T8	2.01
1 ^{èr}	50x50	2.448	9.792	2.5	43.05	N	10	0.43	4T8	2.01
						C	15	0.64	4T8	2.01
RDC	50x50	2.448	9.792	3.75	32.28	N	10	0.32	4T8	2.01
						C	15	0.48	4T8	2.01

V.2.6. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

« Manquant »

Tableau V.15.la longueur de recouvrement

Les barres	T14	T16
Le choix (mm)	700	800

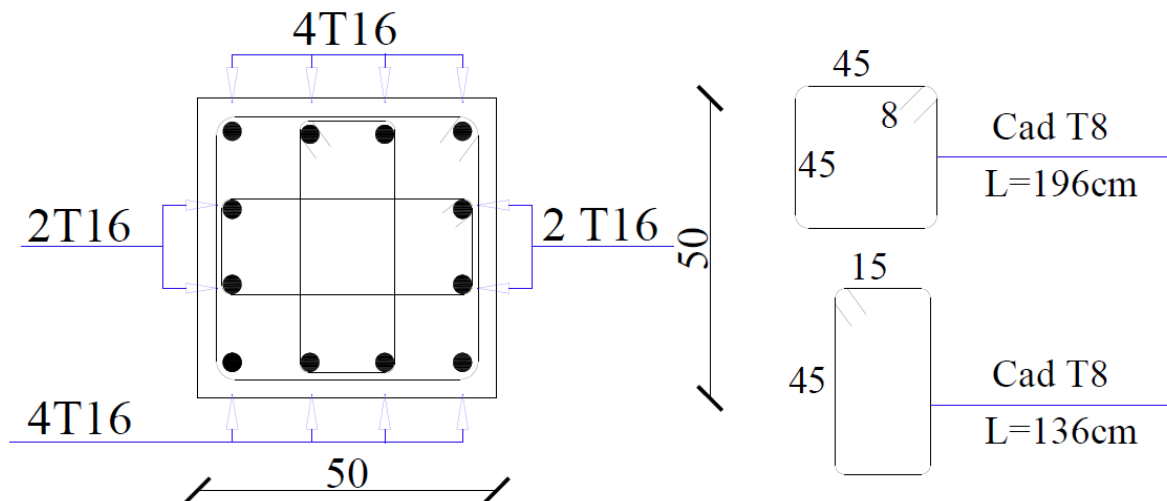


Figure V.2. Ferraillage des poteaux de RDC, 1^{er} Etage et 2^{ème} Etage.

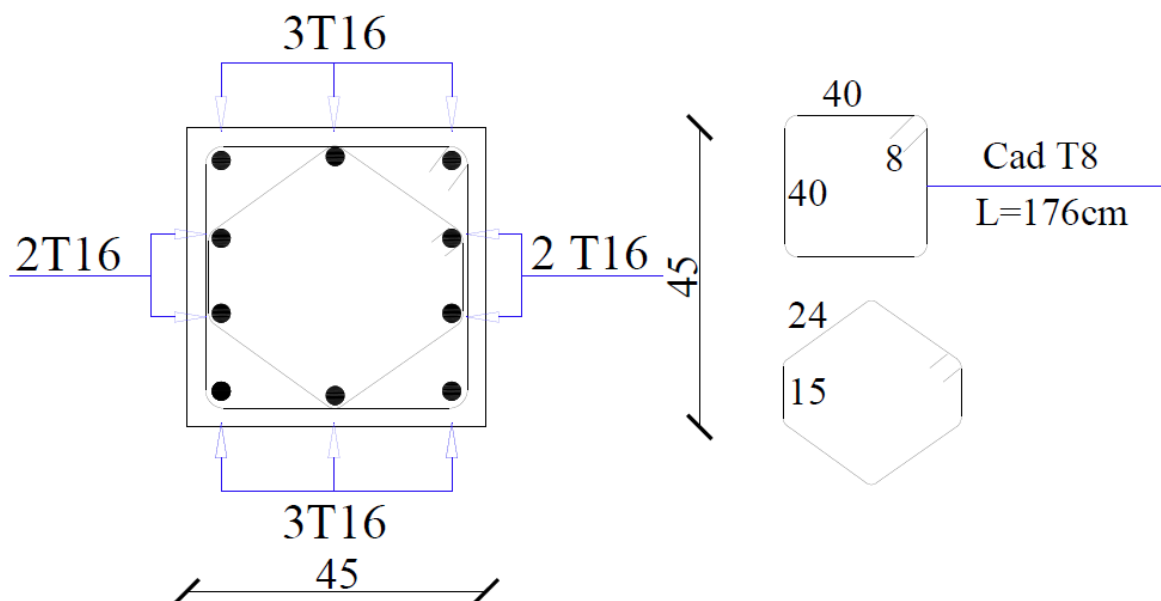


Figure V.3. Ferraillage des poteaux de 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}

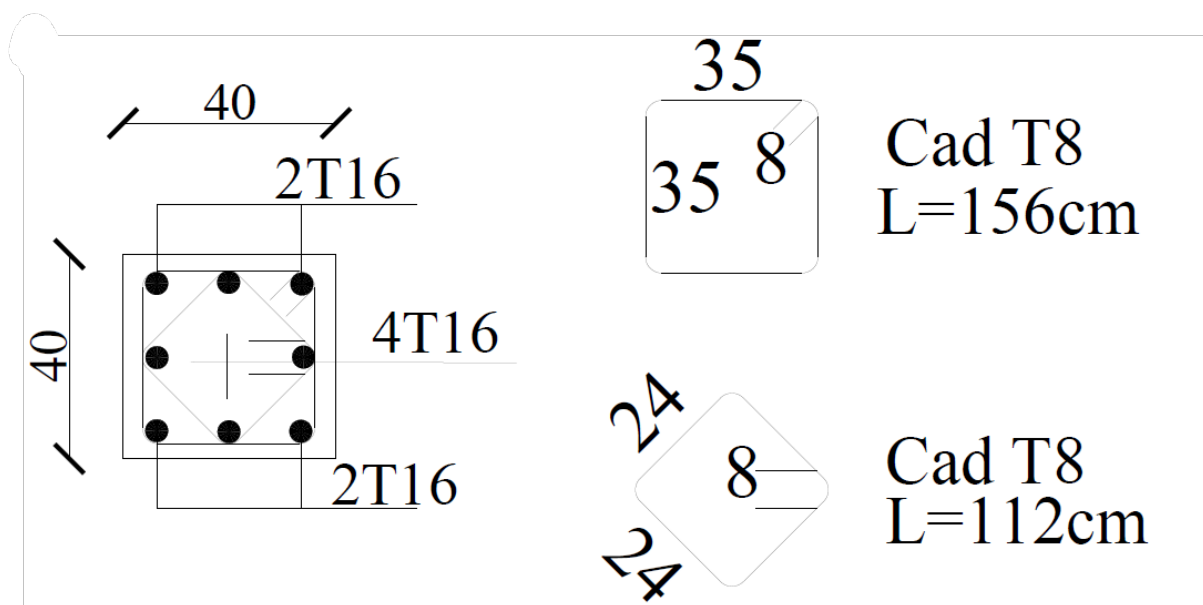


Figure V.4. Ferraillage des poteaux de 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}.

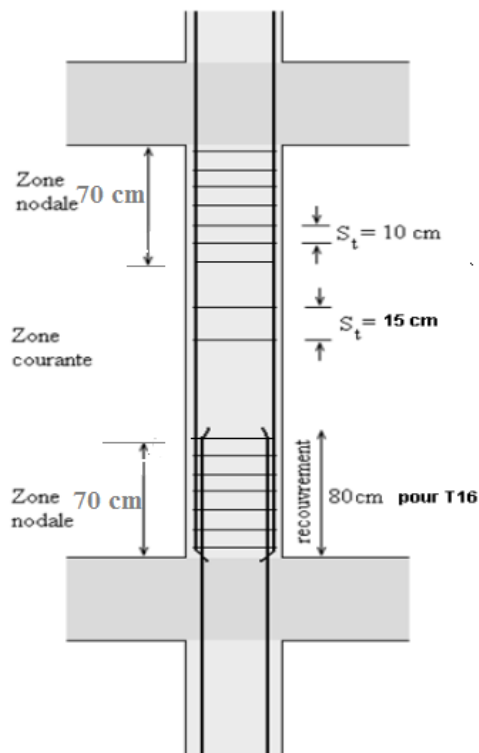


Figure V.5. Disposition constructive

V.3. Ferrailage des poutres

V.3.1. Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

V.3.2. Les combinaisons de charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93** "
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA 99 version 2003** "
 - $0.8 G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

V.3.3. Recommandations des règlements

-Selon **RPA99 version 2003 article 7.5.2.1**

✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

$$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\% \text{ Au niveau de la zone courante.}$$

$$0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\% \text{ Au niveau de la zone de recouvrement.}$$

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (**zone II-B**).

✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par : $A_t = 0.003 S_t . b$

b: longueur de la poutre.

S_t : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}; 12\varphi \right] \text{ (zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \text{ (zone courante).}$$

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

✓ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 500; $\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$.

✓ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$.

- Acier: $\gamma_s = 1.00$; FeE 500; $\sigma_s = 500$ MPa.

V.3.4. Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

V.3.4.1. Sens porteuses

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.16. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Étage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×45	Travée	59.08	8.12	0	9.00
		Appui	-125.99	16.37	0	9.00
7 ^{ème}	30×45	Travée	49.233	9.13	0	9.00
		Appui	-110.2	18.42	0	9.00
6 ^{ème}	30×45	Travée	49.515	9.03	0	9.00
		Appui	-109.389	18.06	0	9.00
5 ^{ème}	30×45	Travée	49.077	8.8	0	9.00
		Appui	-107.101	18.23	0	9.00
4 ^{ème}	30×45	Travée	48.578	8.52	0	9.00
		Appui	-104.111	16.64	0	9.00
3 ^{ème}	30×45	Travée	47.764	7.71	0	9.00
		Appui	-98.172	15.56	0	9.00
2 ^{ème}	30×45	Travée	47.065	7.44	0	9.00
		Appui	-94.709	13.41	0	9.00
1 ^{èr}	30×45	Travée	45.1	7.41	0	9.00
		Appui	-89.897	11.65	0	9.00
RDC	30×45	Travée	44.635	7.43	0	9.00
		Appui	-86.972	11.7	0	9.00

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau V.17. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×45	Travée	44.171	4.86	0	9.00
		Appui	-116.16	9.5	0	9.00
7 ^{ème}	30×45	Travée	38.497	5.43	0	9.00
		Appui	-107.527	10.54	0	9.00
6 ^{ème}	30×45	Travée	38.678	5.36	0	9.00
		Appui	-108.285	10.35	0	9.00
5 ^{ème}	30×45	Travée	38.27	5.23	0	9.00
		Appui	-107.774	10.44	0	9.00
4 ^{ème}	30×45	Travée	37.506	5.07	0	9.00
		Appui	-105.703	9.6	0	9.00
3 ^{ème}	30×45	Travée	36.713	4.62	0	9.00
		Appui	-99.618	9.01	0	9.00
2 ^{ème}	30×45	Travée	36.253	4.45	0	9.00
		Appui	-94.562	7.87	0	9.00
1 ^{èr}	30×45	Travée	34.533	4.45	0	9.00
		Appui	-86.192	6.89	0	9.00
RDC	30×45	Travée	33.48	4.46	0	9.00
		Appui	-76.766	6.92	0	9.00

c. Situation accidentelle N° 02 : 0.8G±E

Tableau V.18. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×45	Travée	40.176	3.29	0	9.00
		Appui	-87.489	6.39	0	9.00
7 ^{ème}	30×45	Travée	61.904	3.88	0	9.00
		Appui	-85.167	7.54	0	9.00
6 ^{ème}	30×45	Travée	66.907	3.83	0	9.00
		Appui	-93.506	7.42	0	9.00
5 ^{ème}	30×45	Travée	71.42	3.74	0	9.00
		Appui	-100.346	7.48	0	9.00
4 ^{ème}	30×45	Travée	73.29	3.62	0	9.00
		Appui	-103.931	6.86	0	9.00
3 ^{ème}	30×45	Travée	71.219	3.29	0	9.00
		Appui	-100.804	6.45	0	9.00
2 ^{ème}	30×45	Travée	70.374	3.02	0	9.00
		Appui	-95.297	5.33	0	9.00
1 ^{er}	30×45	Travée	64.64	3.01	0	9.00
		Appui	-78.259	4.64	0	9.00
RDC	30×45	Travée	42.945	3.02	0	9.00
		Appui	-55.002	4.66	0	9.00

V.3.4.1. Sens non porteuses

a. Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau V.19. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{SRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×40	Travée	-8.194	4.99	0	7.5
		Appui	-27.459	5.62	0	7.5
7 ^{ème}	30×40	Travée	-9.77	4.93	0	7.5
		Appui	-32.74	5.97	0	7.5
6 ^{ème}	30×40	Travée	-9.77	4.56	0	7.5
		Appui	-32.74	5.58	0	7.5
5 ^{ème}	30×40	Travée	-9.77	4.01	0	7.5
		Appui	-32.74	4.97	0	7.5
4 ^{ème}	30×40	Travée	-9.77	3.22	0	7.5
		Appui	-32.74	4.13	0	7.5
3 ^{ème}	30×40	Travée	-9.576	2.39	0	7.5
		Appui	-32.015	3.09	0	7.5
2 ^{ème}	30×40	Travée	-9.576	1.85	0	7.5
		Appui	-32.015	2.74	0	7.5
1 ^{èr}	30×40	Travée	-9.382	1.1	0	7.5
		Appui	-31.292	3.77	0	7.5
RDC	30×40	Travée	-9.382	0.66	0	7.5
		Appui	-31.292	1.4	0	7.5

b. Situation accidentelle N° 01 : G+Q±E

Tableau V.20. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×40	Travée	50.461	3	0	7.5
		Appui	-73.093	3.37	0	7.5
7 ^{ème}	30×40	Travée	64.228	2.98	0	7.5
		Appui	-87.437	3.58	0	7.5
6 ^{ème}	30×40	Travée	63.23	2.76	0	7.5
		Appui	-87.746	3.35	0	7.5
5 ^{ème}	30×40	Travée	62.917	2.43	0	7.5
		Appui	-87.162	2.99	0	7.5
4 ^{ème}	30×40	Travée	60.445	1.96	0	7.5
		Appui	-83.658	2.49	0	7.5
3 ^{ème}	30×40	Travée	51.105	1.47	0	7.5
		Appui	-74.809	1.87	0	7.5
2 ^{ème}	30×40	Travée	46.452	1.14	0	7.5
		Appui	-66.925	1.51	0	7.5
1 ^{èr}	30×40	Travée	36.088	0.68	0	7.5
		Appui	-52.178	2.26	0	7.5
RDC	30×40	Travée	24.642	0.39	0	7.5
		Appui	-34.321	0.83	0	7.5

c. Situation accidentelle N° 02 : 0.8G±E

Tableau V.21. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{sRPA} ^{min} (cm ²)
8 ^{ème}	30×40	Travée	37.262	2.16	0	7.5
		Appui	-55.488	2.58	0	7.5
7 ^{ème}	30×40	Travée	48.53	1.98	0	7.5
		Appui	-67.164	2.49	0	7.5
6 ^{ème}	30×40	Travée	48.847	1.84	0	7.5
		Appui	-68.889	2.34	0	7.5
5 ^{ème}	30×40	Travée	49.823	1.62	0	7.5
		Appui	-70.041	2.17	0	7.5
4 ^{ème}	30×40	Travée	49.192	1.31	0	7.5
		Appui	-68.938	1.88	0	7.5
3 ^{ème}	30×40	Travée	42.752	0.99	0	7.5
		Appui	-63.46	1.58	0	7.5
2 ^{ème}	30×40	Travée	39.779	0.89	0	7.5
		Appui	-57.862	1.48	0	7.5
1 ^{èr}	30×40	Travée	31.824	0.63	0	7.5
		Appui	-46.39	1.8	0	7.5
RDC	30×40	Travée	22.051	0.46	0	7.5
		Appui	-30.795	1.13	0	7.5

V.3.5. Choix des armatures

V.3.5.1. Sens porteur

Tableau V.22. Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZC)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des Armatures	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{ème}	30×50	Travée	72	108	9	8.12	6T14	9.24
		Appui				16.37	6T16+3T14	16.69
7 ^{ème}	30×50	Travée	72	108	9	9.13	6T14	9.24
		Appui				18.1	6T16+3T16	18.10
6 ^{ème}	30×50	Travée	72	108	9	9.03	6T14	9.24
		Appui				18.06	6T16+3T16	18.10
5 ^{ème}	30×50	Travée	72	108	9	8.8	6T14	9.24
		Appui				18.02	6T16+3T16	18.10
4 ^{ème}	30×50	Travée	72	108	9	8.52	6T14	9.24
		Appui				16.64	6T16+3T14	16.69
3 ^{ème}	30×50	Travée	72	108	9	7.71	6T14	9.24
		Appui				15.56	6T16+3T14	16.69
2 ^{ème}	30×50	Travée	72	108	9	7.44	6T14	9.24
		Appui				13.41	6T14+3T14	13.86
1 ^{er}	30×50	Travée	72	108	9	7.41	6T14	9.24
		Appui				11.65	6T16	12.07
RDC	30×50	Travée	72	108	9	7.43	6T14	9.24
		Appui				11.7	6T16	12.07

V.3.5.2. Sens non porteur

Tableau V.23. Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max} (ZC)(cm ²)	A_s^{max} (ZR)(cm ²)	A_{SRPA}^{min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
8 ^{ème}	30×40	Travée	60	90	9	4.99	6T14	9.24
		Appui				5.62	6T14	9.24
7 ^{ème}	30×40	Travée	60	90	9	4.93	6T14	9.24
		Appui				5.97	6T14	9.24
6 ^{ème}	30×40	Travée	60	90	9	4.56	6T14	9.24
		Appui				5.58	6T14	9.24
5 ^{ème}	30×40	Travée	60	90	9	4.01	6T14	9.24
		Appui				4.97	6T14	9.24
4 ^{ème}	30×40	Travée	60	90	9	3.22	6T14	9.24
		Appui				4.13	6T14	9.24
3 ^{ème}	30×40	Travée	60	90	9	2.39	6T14	9.24
		Appui				3.09	6T14	9.24
2 ^{ème}	30×40	Travée	60	90	9	1.85	6T14	9.24
		Appui				2.47	6T14	9.24
1 ^{er}	30×40	Travée	60	90	9	1.1	6T14	9.24
		Appui				3.77	6T14	9.24
RDC	30×40	Travée	60	90	9	0.66	6T14	9.24
		Appui				1.4	6T14	9.24

V.3.6. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $f_c=500\text{MPa}$

Tableau V.24. Vérification de la condition de non fragilité

Section (cm ²)	$A_{s(min)}^{choisi}$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Vérification
P.P(30×45)	18.42	1.96	OK
P.NP(30×10)	9.24	1.96	OK

V.3.7. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant*V.3.7.1. Vérification de la contrainte de cisaillement*

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.75\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.25. Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section (cm ²)	T_u^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
8 ^{ème}	PP= 30×50	234.91	1.45	3.75	OK
	PS= 30×0	54.37	0.4	3.75	OK
7 ^{ème}	PP=30×50	281.61	1.74	3.75	OK
	PS=30×40	71.88	0.53	3.75	OK
6 ^{ème}	PP=30×50	275.63	1.7	3.75	OK
	PS=30×40	70.44	0.52	3.75	OK
5 ^{ème}	PP=30×50	276.29	1.7	3.75	OK
	PS=30×40	66.85	0.5	3.75	OK
4 ^{ème}	PP=30×50	269.79	1.67	3.75	OK
	PS=30×40	61.18	0.45	3.75	OK
3 ^{ème}	PP=30×50	263.09	1.62	3.75	OK
	PS=30×40	50.89	0.38	3.75	OK
2 ^{ème}	PP=30×50	236.37	1.5	3.75	OK
	PS=30×40	28.61	0.21	3.75	OK
1 ^{er}	PP=30×50	224.5	1.39	3.75	OK
	PS=30×40	30.67	0.23	3.75	OK
RDC	PP=30×50	219.3	1.35	3.75	OK
	PS=30×40	18.24	0.14	3.75	OK

V.3.7.1.1 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e=500\text{MPa}$).

a. Selon le CBA93 article A.5.1.2.2 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

b. Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.71\text{cm}$$

On prend : $\varnothing_t=8\text{mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.26.Calcul des armatures transversales

Sens	T _u (KN)	τ _u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t ^{min} (cm ²)	Choix
			S _t (cm)	S _t (cm)ZN	S _t (cm)ZC	ZN	ZC		
Porteur	281.61	1.74	48.6	10	15	10	15	1.71	4T8
Non porteur	71.88	0.53	40.5	10	15	10	15	1.71	4T8

V.3.7.1.2. Recouvrement des armatures longitudinales Selon le « RPA 99 version 2003 article 7.5.2.1 »

L_r=50∅ (zone II-B).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\emptyset=16\text{mm}$ $L_r=800\text{mm}$

- $\emptyset=14\text{mm}$ $L_r=700\text{mm}$

V.3.8. Vérification vis-à-vis de L'ELS

Le règlement CBA93 exige une vérification par une étude thermique pour toute structure ayant des dimensions en plan supérieures à 25m.

Sous l'effet de la variation de la température, l'allongement ou le rétrécissement de l'élément est donné par la formule suivante :

$$\Delta L = \alpha l_0 \Delta T \dots \dots \dots (1)$$

$$\zeta = \frac{\Delta L}{l_0} \dots \dots \dots (2)$$

On substitue l'équation (2) dans l'équation (1). on obtient :

$$\zeta = \alpha \Delta T \dots \dots \dots (3)$$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique. son expression est :

$$\sigma = E. \zeta \dots \dots \dots (4)$$

On remplace les paramètres de l'équation (3) dans l'équation (4) on obtient :

$$\sigma = E. \alpha. \Delta T \dots \dots \dots (5)$$

Avec :

L : Variation de la longueur de l'élément.

ΔT : Variation de la température ($\Delta T=20\text{c}^\circ$).

α : Coefficient de dilatation thermique ($\alpha=10^{-5}$)

l_0 : Longueur de la poutre.

σ : Contrainte thermique.

E : Module de Young ($E=32164.20\text{MPa}$).

Donc : $\sigma=32164.20.10^{-5}.20=6.43\text{MPa}$

La fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \sigma < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \sigma \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa} \end{cases}$$

V.3.8.1. Sens porteur : (30×45)

a. Combinaison G+Q

Tableau V.27. Vérification des poutres porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_s + \sigma$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
8 ^{eme}	30×50	Travée	109.914	8.91	15	84.43	240	CV
		Appui	-208.622	12.4		130.23		CV
7 ^{eme}	30×50	Travée	123.813	9.98	15	93.83	240	CV
		Appui	-231.461	13.2		139.63		CV
6 ^{eme}	30×50	Travée	122.569	9.93	15	93.43	240	CV
		Appui	-227.812	13		137.53		CV
5 ^{eme}	30×50	Travée	119.808	9.71	15	91.43	240	CV
		Appui	-229.569	13.1		138.53		CV
4 ^{eme}	30×50	Travée	116.479	9.44	15	89.13	240	CV
		Appui	-212.786	12.1		128.93		CV
3 ^{eme}	30×50	Travée	105.989	8.59	15	81.63	240	CV
		Appui	-201.133	11.5		122.23		CV
2 ^{eme}	30×50	Travée	100.211	8.12	15	77.53	240	CV
		Appui	-180.356	10.3		110.23		CV
1 ^{er}	30×50	Travée	100.005	8.1	15	77.43	240	CV
		Appui	-159.164	9.09		98.03		CV
RDC	30×50	Travée	99.296	8.05	15	76.93	240	CV
		Appui	-150.554	8.59		93.13		CV

V.3.8.1. Sens non porteur : (30×40)

a. Combinaison G+Q

Tableau V.28. Vérification des poutres non porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} + \sigma$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
8 ^{ème}	30×40	Travée	57.515	12.66	15	63.33	240	CV
		Appui	-63.022	13.26		68.73		CV
7 ^{ème}	30×40	Travée	55.812	12.48	15	61.63	240	CV
		Appui	-66.821	13.67		72.53		CV
6 ^{ème}	30×40	Travée	52.159	12.08	15	58.06	240	CV
		Appui	-62.988	13.26		68.73		CV
5 ^{ème}	30×40	Travée	46.398	11.46	15	52.33	240	CV
		Appui	-56.799	12.59		62.63		CV
4 ^{ème}	30×40	Travée	38.163	10.57	15	44.13	240	CV
		Appui	-48.13	11.65		54.03		CV
3 ^{ème}	30×40	Travée	29.385	9.61	15	35.43	240	CV
		Appui	-40.907	10.86		46.83		CV
2 ^{ème}	30×40	Travée	24.921	9.13	15	31.03	240	CV
		Appui	-35.243	10.25		41.23		CV
1 ^{er}	30×40	Travée	18.028	8.38	15	24.23	240	CV
		Appui	-44.207	11.22		50.13		CV
RDC	30×40	Travée	11.747	7.7	15	18.03	240	CV
		Appui	-26.437	9.3		32.53		CV

V.3.8.3. Arrêt des barres



Figure V.6. Arrêt des barres.

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :

$$L = \text{Max} (L_{gauche} ; L_{droite})$$

V.3.8.4 Vérification de la flèche

On doit vérifier que

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\bar{f} = \frac{570}{1000} + 0.5 = 0.92 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{420}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ; la flèche maximale est donnée par :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h : La hauteur de la section de la poutre.

f_{max} : La flèche maximale de la poutre.

q : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ($q=G+Q$).

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

I_b : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion ($I_b = \frac{bh^3}{12}$)

E_{vj} : Module d'élasticité dégressif du béton armé ($E_{vj}=10721.40MPa$).

Remarque

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

1- Sens porteur (L=5.7 m)

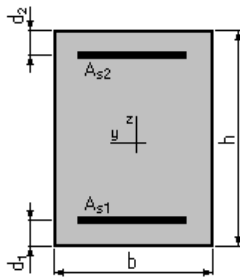
Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :

$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 45.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	-125.99
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	73.29	0.00

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique $A_{s1} = 3.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 7.5 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1.3 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $r = 0.87 \text{ (\%)}$

Minimum $r_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{\max} = 0.00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -125.99 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.03 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 6.9 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 39.7$ (cm)

Déformation du béton : $e_b = 1.95$ (‰)

Déformation de l'acier : $e_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 434.8$ (MPa)

Comprimée : $s_s' = 249.8$ (MPa)

Cas ELA $M_{\max} = 73.29$ (kN*m) $M_{\min} = 0.00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 3.3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 41.2$ (cm)

Déformation du béton : $e_b = 0.85$ (‰)

Déformation de l'acier : $e_s = 10.00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 500.0$ (MPa)

Comprimée : $s_s' = 42.2$ (MPa)

1- Sens non porteur (L=4.2m)

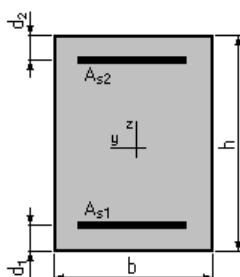
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25.0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500.0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$b = 30.0 \text{ (cm)}$$

$$h = 40.0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2.5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2.5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0.00	0.00
Etat Limite de Service	0.00	0.00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	67.39	-87.75

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 3.8 \text{ (cm}^2\text{)}$ Section théorique $A_{s2} = 5.0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 1.1 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $r = 0.78 \text{ (\%)}$

Minimum $r_{\min} = 0.10 \text{ (\%)}$

Analyse par Cas :

Cas ELA $M_{\max} = 67.39 \text{ (kN*m)}$ $M_{\min} = -87.75 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité : 1.00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 4.5 \text{ (cm)}$

Bras de levier : $Z = 35.7 \text{ (cm)}$

Déformation du béton : $e_b = 1.38 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier : $e_s = 10.00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier :

Tendue : $s_s = 500.0 \text{ (MPa)}$

Comprimée : $s_s' = 124.3 \text{ (MPa)}$

V.3.8.5. Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :

$$L = \text{Max} (L_{gauche} ; L_{droite})$$

V.3.9 Schéma de ferraillage des poutres

1-Poutres porteuses

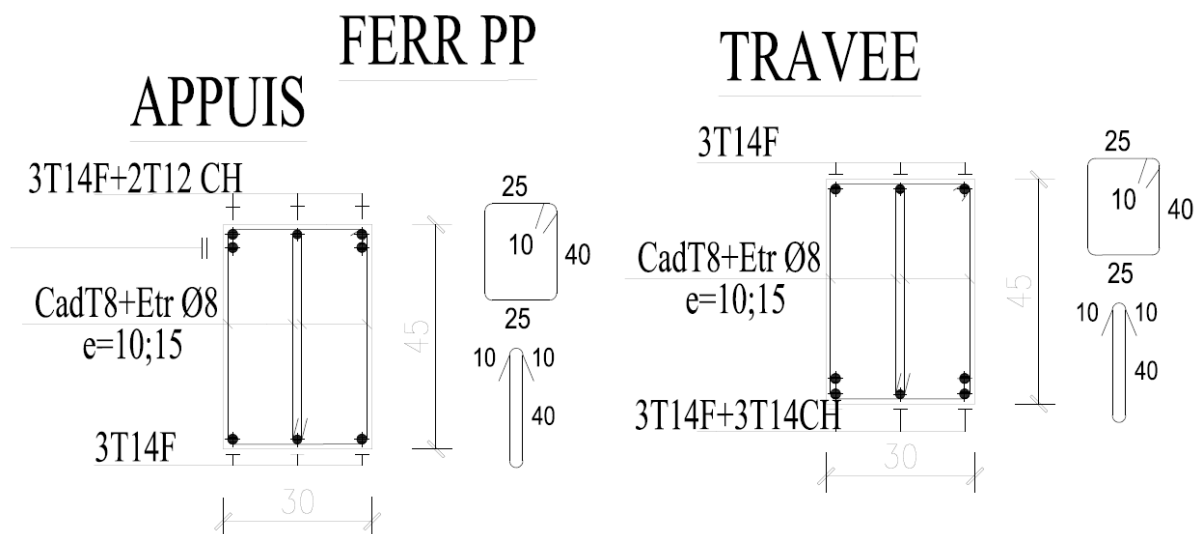


Figure.V.7. Ferraillage des poutres porteuses

2-Poutres non porteuses

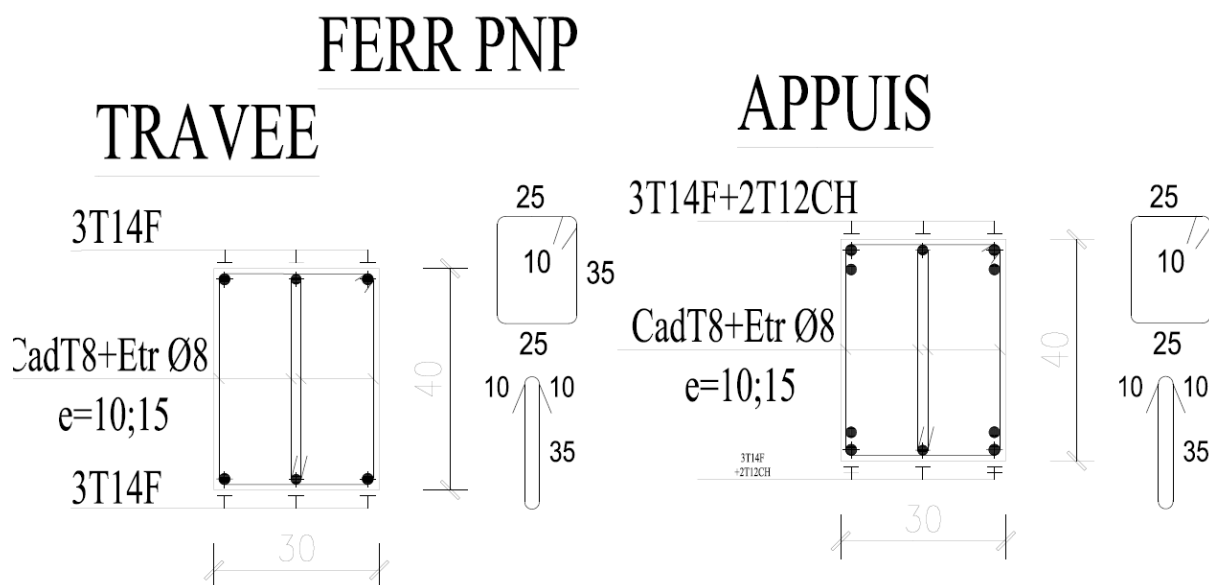


Figure.V.8. Ferrailage des poutres non porteuses.

V.4. Ferrailage des voiles

V.4.1. Introduction

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

- **Les armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%

- **Les armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ

- **L'espacement**

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$St \leq \min (1.5a ; 30\text{cm})$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré,

le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

V.4.2. Méthode de ferrailage des voiles

On calcule les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferrailage en 3 cas :

1^{er} cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \geq 0$la section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{\min}=0.2\%a.l$)

2^{ème} cas :

- Si $(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0$la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_V = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_V avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $A_V \leq A_{\min} = 0.20\% .a.l$ L'on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_V > A_{\min} = 0.20\% .a.l$ L'on ferraille avec A_V .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimaux est suivant :

$$A_h = 0.15\% .a.100 (1ml)$$

3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ Armature horizontale

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (**RPA 2003 articles 7.7.2**)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a b} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1.4 T$

T : effort tranchant du au séisme.

a : épaisseur du voile.

d = 0.9h. h : hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.



Le pourcentage minimal total des armatures données par RPA 2003 :

$$\tau_b \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.15\%a.1m$$

$$\tau_b > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow A = 0.25\%a.1m$$

▪ **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1.5a ; 30\text{cm})$

-Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40ϕ  Les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ  Les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée

X : Longueur de la zone tendue

L : Longueur du voile

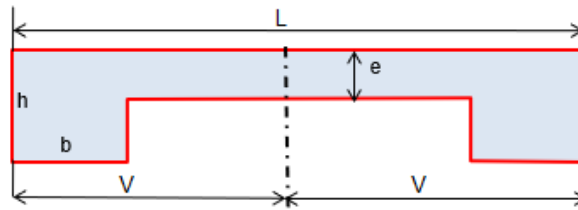
Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaire en face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.4.3. Ferrailage des voiles

V.4.3.1. Premier type



Longueur du voile = 485,00 cm

Epaisseur du voile : e = 20,00 cm

Poteau: b = 40,00 cm

C.d.gravité : V = 242,50 cm

h = 40,00 cm

Section du voile A = 11 300,00 cm²

Moment d'inertie I = 269 563 541,67 cm⁴

1. Vérification des contraintes sous G+Q+E:

N = 155 150,00 kg.

M = 83 834 550,00 kg.cm.

$\sigma_1 = -61,69 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_2 = 89,15 \text{ kg/cm}^2$

2. Calcul de ferraillage du voile sous 0,8G+E:

N = -73 337,00 kg.

M = 19 546 640,00 kg.cm.

V = 30 189,00 kg.

Ferraillage coté V :
$\sigma_1 = -24,07 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_2 = 11,09 \text{ kg/cm}^2$
$\sigma_3 = 21,17 \text{ kg/cm}^2$
Longueur tendue du voile: 332,02 cm
Section d'aciers tendus: 24,50 cm ²
Avj = 7,96 cm ²
Section totale d'aciers: 32,46 cm ²

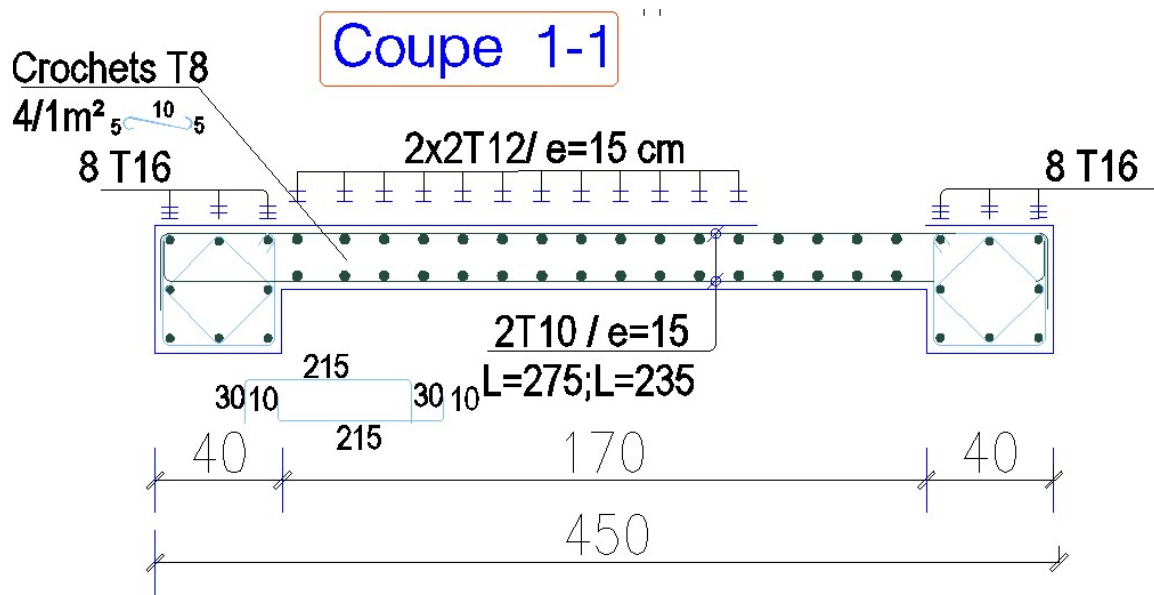
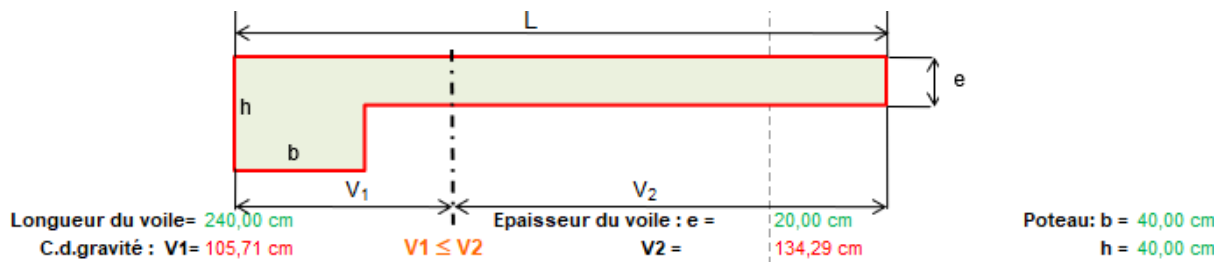


Figure V.9. Voile premier type RDC+1^{er}

V.4.3.2. Deuxième Type



Section du voile $A = 5\,600,00$ cm²

Moment d'inertie $I = 30\,003\,809,63$ cm⁴

1. Vérification des contraintes sous G+Q+E:

$N = \sqrt{95\,482,00}$ kg.

$M = \sqrt{19\,685\,290,00}$ kg.cm.

$\sigma_1 = -52,31$ kg/cm ²	$\sigma_2 = 105,16$ kg/cm ²
--	--

2. Calcul de ferrailage du voile sous 0,8G+E:

$N = \sqrt{68\,754,00}$ kg.

$M = \sqrt{19\,237\,480,00}$ kg.cm.

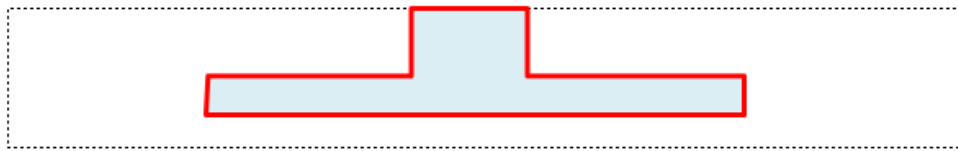
$V = \sqrt{35\,590,00}$ kg.

a. Ferrailage coté V1 :	b. Ferrailage coté V2 :
$\sigma_1 = -55,50$ kg/cm ²	$\sigma_1 = 80,06$ kg/cm ²
$\sigma_2 = 98,38$ kg/cm ²	$\sigma_2 = -73,82$ kg/cm ²
$\sigma_3 = 29,85$ kg/cm ²	
Longueur tendue du voile: 86,56 cm	Longueur tendue du voile: 115,13 cm
Section d'aciers tendus: 20,54 cm ²	Section d'aciers tendus: 21,25 cm ²
$A_{vj} = 4,94$ cm ²	$A_{vj} = 6,57$ cm ²
Section totale d'aciers: 25,48 cm²	Section totale d'aciers: 27,82 cm²

T16 e=15cm

V.4.3.3. Troisième Type

CALCUL DU VOILE: Vx1



Longueur du voile= 340,00 cm

Epaisseur du voile= 20,00 cm

Section du voile A= 4 450,00 cm²

Moment résistant W= 133 200,00 cm³

1. Vérification des contraintes sous G+Q+E:

N= 89 211,00 kg.

M= 36 371 300,00 kg.cm.

$\sigma_1 = 293,11 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = -253,01 \text{ kg/cm}^2$

2. Calcul de ferraillage du voile sous 0,8G+E:

N= -133 288,00 kg.

M= 20 225 990,00 kg.cm.

V= 40 129,00 kg.

$\sigma_1 = 121,89 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = -181,80 \text{ kg/cm}^2$

Longueur tendue du voile: 203,54 cm

Section d'aciers tendus: 92,51 cm²

Avj= 9,25 cm²

Section totale d'aciers: 101,76 cm²

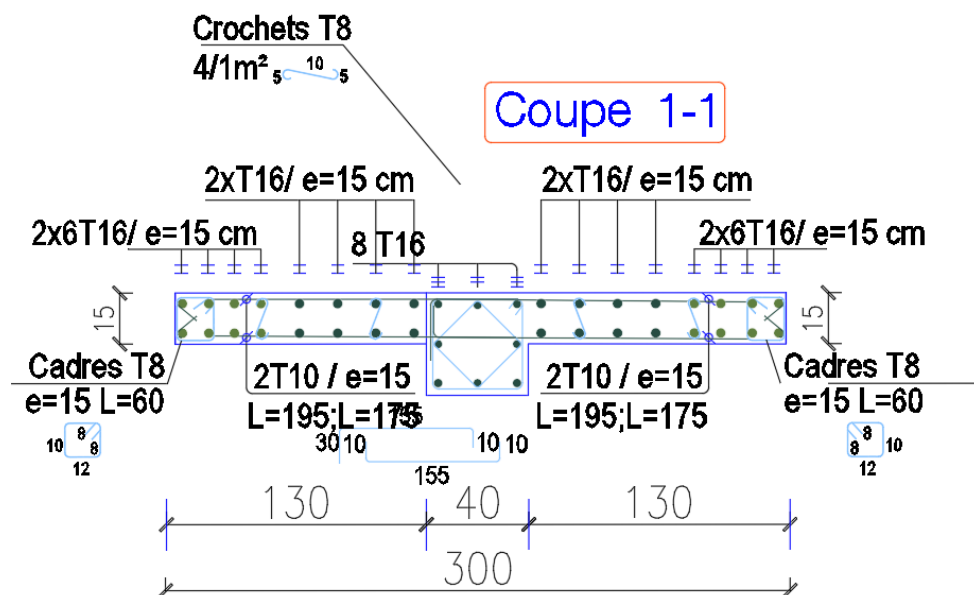


Figure V.15. Voile troisième type

Chapitre VI

Etude des fondations

VI.1. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel elles transmettent toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

- Fondations superficielles :
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
- Radier général.
- Fondations semi profonde.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

VI.1.1. Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans les plans différents.

Compte tenue de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.2. Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol d'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix des fondations par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (1)$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol ;

S : Surface de la fondation ;

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Effort normal appliqué sur les fondations

Poteaux	N (KN)	Poteaux	N (KN)
C1	881,48	C19	610,84
C2	2251,08	C20	931,84
C3	2188,13	C21	1264,45
C4	629,96	C22	706,72
C5	620,76	C23	1650,89
C6	800,94	C24	1658,07
C7	774,74	C25	600,41
C8	1658,19	C26	773,09
C9	1966,13	C27	607,17
C10	1845,28	C28	367,53
C11	1252,77		
C12	512,43		
C13	608,39		
C14	950,86		
C15	1581,4		
C16	628,54		
C17	728,1		
C18	1071,39		

VI.2.1. Semelles isolées

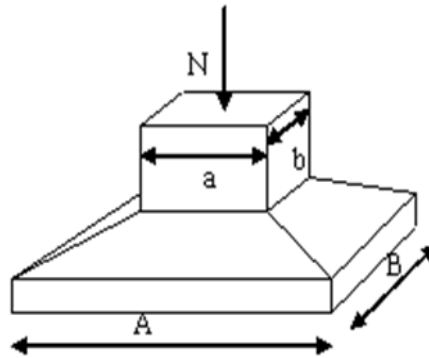
On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au rapport a

sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = A^2$

A est déterminé par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right] \text{ avec } A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \ll \text{d'après l'étude géotechnique} \gg.$$



Figures VI.1. Dimensions de la semelle isolée.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

- Calculé avec Excel

Tableau VI.2. Sections des semelles isolées

Poteaux	N (KN)	S (m ²)	A (m)	A ^{choisie} (m)	Poteaux	N (KN)	S (m ²)	A (m)	A ^{choisie} (m)
C1	881,48	4.40	2.097	2.11	C18	1071,39	5.35	2.31	2.40
C2	2251,08	11.25	3.35	3.43	C19	610,84	3.05	1.74	1.81
C3	2188,13	10.94	3.30	3,41	C20	931,84	4.65	2.15	2.22
C4	629,96	3.14	1.77	1.81	C21	1264,45	6.32	2.51	2.62
C5	620,76	3.10	1.76	1.85	C22	706,72	3.53	1.87	1.95
C6	800,94	4	2.00	2.10	C23	1650,89	8.25	2.87	2.96
C7	774,74	3.87	1.96	2.01	C24	1658,07	8.29	2.88	2.93
C8	1658,19	8.29	2.87	2.96	C25	600,41	3.00	1.37	1.83
C9	1966,13	9.83	3,13	3.23	C26	773,09	3.86	1.96	2.00
C10	1845,28	9.22	3.03	3.13	C27	607,17	3.03	1.74	1.81
C11	1252,77	6.26	2,50	2.51	C28	367,53	1.83	1.35	1.41
C12	512,43	2.56	1.60	1.71					
C13	608,39	3.04	1.74	1.83					
C14	950,86	4.75	2.17	2.19					
C15	1581,4	7.90	2.81	2.90					
C16	628,54	3.14	1.77	1.83					
C17	728,1	3.64	1.9	2.00					

VI.2.1.1. Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Avec :

L_{\min} : est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

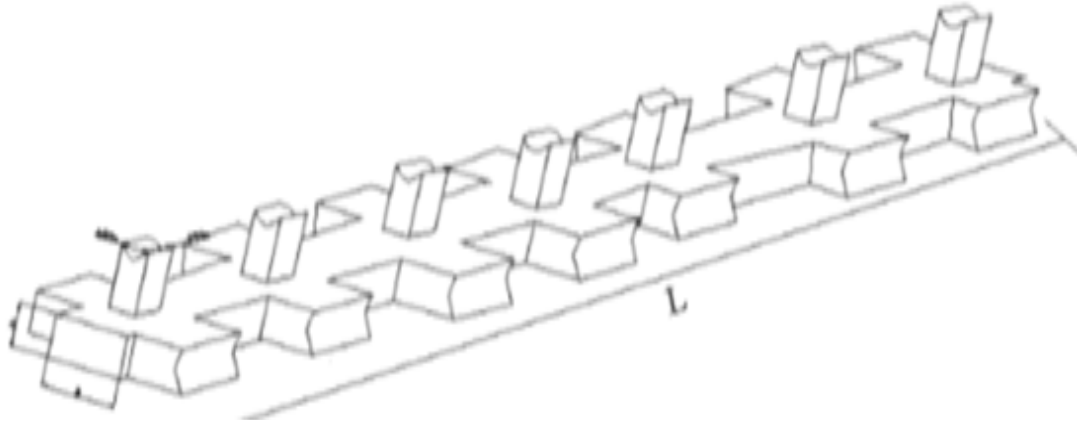
Donc :

$1,5 \times B = 7,50 \text{ m} > L_{\min} = 2,90 \text{ m} \dots \dots \dots$ (C.N.V)

Alor:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.2.2. Semelles filantes



Figures VI.2. Semelle filante.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

Donc :

$$B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}} \quad (2)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Sections des semelles filantes

Sens		N	σ_s	L	S_s	B	B choisie	S_b
x-x	1	5320,69	2	14.30	26.60	1.86	2.00	353.36
	2	2051,66	2	18.10	10.25	0.56	0.50	353.36
	3	7497,1	2	18.10	37.48	2.07	2.50	353.36
	4	4281,62	2	10.01	21.40	2.13	2.50	353.36
	5	2410,33	2	10.01	12.05	1.20	1.5	353.36
	6	2903,01	2	10.01	14.51	1.45	1.5	353.36
y-y	A	3123,22	2	25.30	15.61	0.61	1.00	353.36
	B	2887,33	2	25.30	14.43	0.8	1.00	353.36
	C	9952,22	2	25.30	49.76	1.96	2,0	353.36
	D	10278,84	2	13.10	51.39	3.92	4.00	353.36
	E	9171,76	2	11.30	45.85	4.05	4.50	353.36

VI.2.2.1. Vérification

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\% \quad (3)$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{299.33}{353.36} = 84\% \geq 50\% \dots\dots\dots \text{CNV}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit 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.

Alor:

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles filantes, on passe alors à l'étude de radier général.

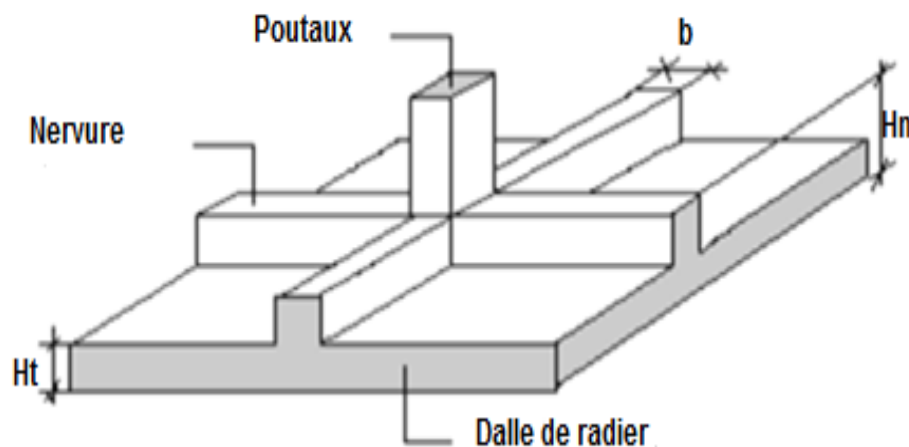
VI.2.3. Radier générale

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



Figures VI.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.2.3.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier in faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} = \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (4)$$

Pour :

$$\begin{cases} N = 46089.44 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{nécessaire} = 230.44 < S_b = 353.36 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

Donc la surface totale du radier est de 353.36 m²

VI.2.3.2. Prédimensionnement du radier

a) Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

$$h_1 = \frac{L_{max}}{20} \quad (5)$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux ($L_{max}= 5.7$ m).

Donc :

$$h_1 \geq 28.5$$

On prend: $h_1= 50$ cm.

b) Nervure

b.1. La hauteur de nervure

b.1.1. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (6)$$

On a : $L_{max}= 5.70$ m.

Donc :

$$38 \text{ cm} < h_{N1} < 57 \text{ cm}$$

$$38 \text{ cm} < h_{N1} < 57 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N1}= 50$ cm

b.1.2. Condition de raideur

Pour étudier la raideur d'une semelle continue (nervure) sous poteaux, nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique. L'expression de la longueur élastique est donnée par :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a \quad (7)$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}} \quad (8)$$

Avec :

L_e : longueur élastique (m);

a : largeur du poteau (a= « » m);

K : coefficient de raideur du sol ;

- K=0,5[kg/cm³] Pour un très mauvais sol.
- K=4 [kg/cm³]Pour un sol de densité moyenne.
- K=12[kg/cm³]Pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : E=32164.20 MPa.

b : largeur de radier par bande d'un mètre (b=1m).

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

L_{max} : distance maximale entre deux poteaux : 7.5m.

A partir de la formule (VII.1) on calcule la valeur de h :

$$h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2 \times (L_{max} - a)}{\pi} \right)^4} \quad (9)$$

$$\Rightarrow h_{N2} \geq 10.80 \text{ cm}$$

On prend : $h_{N2} = 30 \text{ cm}$.

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1}; h_{N2}) = \max (0,50 ; 0,30).$$

On prend : $h_N = 50 \text{ cm}$.

b.2. Largeur de la nervure

b.2.1. Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm}$$

Donc :

$$b = 60 \text{ cm}$$

Alors :

$$h_N = 50\text{cm}$$

$$b = 60\text{cm dans le sens x-x}$$

$$b = 60\text{ cm dans le sens y-y}$$

VI.2.3.3. Les vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

D'après **CBA93 (article A.5.2.4.2)** on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (10)$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité (N_u=2035,24KN) ;

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier,

a,b : Dimensions du poteau S-sol (65×65) cm² ;

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité ;

h : hauteur de radier.

Donc :

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(65 + 65) + 2 \times 40] = 300\text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{25}{1.5} = 46089.44\text{ KN}$$

$$N_u = 1050\text{ KN} < Q_u = 46089.44\text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

b) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4} \quad (11)$$

Suivant X-X

$$e_x = M_x/N = 87002.68/33711.7 = 2.58\text{m} < \frac{18.10}{4} = 4.52\text{ m} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

Suivant Y-Y

$$e_y = M_y/N = 9869.50/33711.7 = 0.39\text{ m} < \frac{25.30}{4} = 6.32\text{ m} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

c) vérifications au cisaillement : (RPA 99 version 2003)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable}$$

$b = 1\text{m}$ (une bande de 1m de 7.5 de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{33711.7}{353.36} \times \frac{5.70}{2} \times 1 = 248.04 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{168,78}{1 \times 0,9 \times 1100} = 0,25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(C.V)}$$

VI.2.3.4. Caractéristiques géométriques du radier

Vu l'irrégularité de la forme géométrique de notre structure on a utilisé le logiciel SOCOTEC dans les calculs qui suivent :

a) Position du centre de gravité

$$\begin{cases} x_G = 11.524\text{m} \\ y_G = 9.132\text{m} \end{cases}$$

b) Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 4582.3 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 12953.4 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.3.3.5. Calcul des contraintes

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Ferrailage de la dalle du radier**a.1. Détermination des efforts**

-Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle,

pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{tx}=0,85M_x \\ M_{ty}=0,85M_y \end{cases}$$

Moment sur appuis :

$$\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive).} \\ M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x & \text{(autre appui).} \end{cases}$$

Panneau intermédiaire

$$\text{Moment en travée : } \begin{cases} M_{tx}=0,75M_x \\ M_{ty}=0,75M_y \end{cases}$$

$$\text{Moment sur appuis : } \begin{cases} M_{ax}=0,5M_x \\ M_{ay}=0,5M_x \end{cases}$$

-Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.Moment en travée : $M_t=0,85M_0$ Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$ Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ **a.2.Valeur de la pression sous radier****ELU :**

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 137,69kN/m$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 99,92kN/m$$

a.3.Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU

Donc la dalle travaille dans les deux sens.

a.5.Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

On a :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=60\text{cm}$
 $d=0,9h=54\text{cm}$.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Ferrailage des panneaux du radier

	Travée		Appuis	
	x-x	y-y	x-x	y-y
M_u (KN.m)	208.19	123.87	138.79	
μ	0,05	0,029	0,034	
α	0,064	0,037	0,043	
Z (cm)	52,62	53,20	53,07	
A_s^{cal}(cm²)	11,37	6,69	7,52	
Choix	6T16	6T14	6T14	
A_s^{adp}(cm²)	12,07	9,24	9,24	
S_t (cm)	20	20	20	

a.6. Vérification de la section d’acier selon « BAEI91modifié 99 »

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_s \geq A_{min} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\} \tag{12}$$

Travée	<i>Sens (x - x)</i>	A _s = ≥ A _{min} = CV
	<i>Sens (y - y)</i>	A _s = ≥ A _{min} = CV
Appuis	<i>Sens (x - x)</i>	A _s = ≥ A _{min} = CV
	<i>Sens (y - y)</i>	A _s = ≥ A _{min} = CV

a.7. Vérification à l’E.L. S

Position de l’axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right] \tag{13}$$

Moment d’inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2 \tag{14}$$

Avec :

b=100cm ; d=67,5cm ; h=70cm ; n=15 ; c=c'=3cm ; A's=0 ; η = 1.6

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \tag{15}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.5. Vérification à l'ELS

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ _s	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	x-x	151.08	10,06	12,84	521408,76	3,72	237,57	CV
	y-y	89.98	9,24	12,36	626634,87	1,77	118,77	CV
Appuis	x-x	100.72	9,24	12,36	626634,87	1,99	132,94	CV
	y-y							

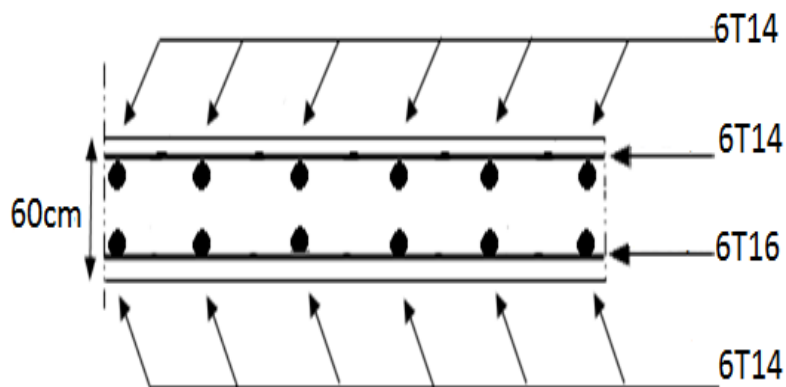


Figure VI.4. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.

b) Ferrailage des nervures

b.1.Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur appuis : } M_a = 0,50M_0 \end{cases}$

Donc : $\begin{cases} \text{sens(x-x) : } \begin{cases} M_0 = 131.04 \text{ KN.m} \\ M_t = 104.83 \text{ KN.m} \\ M_a = 65.52 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{sens(y-y) : } \begin{cases} M_0 = 110.96 \text{ KN.m} \\ M_t = 88.77 \text{ KN.m} \\ M_a = 55.48 \text{ KN.m} \end{cases} \end{cases}$

b.2.Calcul des armatures

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $b = 80 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$
 $d = 0,9h = 63 \text{ cm}$.

1) Sens x-x

Tableau VI.6. Ferrailage des nervures suivant x-x

	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	526,67	309,81
μ	0,117	0,069
α	0,156	0,089
Z (cm)	59,07	60,76
A_s^{cal}(cm²)	25,62	14,65
Choix	6T20+6T16	6T20
A_s^{adp}(cm²)	30,93	18,86
S_t (cm)	20	15
A_t^{adp}(cm²)	6T8	
S_t (cm)	$\begin{cases} \text{Zone nodale} = 15 \\ \text{Zone courante} = 30 \end{cases}$	

b.3.Vérification de la section d’acier selon « BAEL91modifié 99 »

Il faut Vérifiée A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité.

$$A_s \geq A_{min} = \max\left\{\frac{bh}{1000}; 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$\begin{cases} \text{Travée} & A_s \geq A_{min} = \dots\dots\dots CV \\ \text{Appuis} & A_s \geq A_{min} = \dots\dots\dots CV \end{cases}$

Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \quad (16)$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \quad \text{Et} \quad T_u = \frac{P_u L}{2}$$

Donc :

$$\tau_u = 1,02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b.5.Vérification à l'ELS**Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right]$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$b=80 \text{ cm}; d=63 \text{ cm}; h=70 \text{ cm}; n=15; c=c'=3 \text{ cm}; A'_s=0; \eta = 1.6$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.7. Vérification à l'ELS

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	σ_s	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Travée	x-x	382,20	30,93	21,85	1063795,15	7,85	221,77	CV
	y-y	595,50	48,32	25,92	1460926,88	10,57	226,72	CV
Appuis	x-x	224,82	16,09	16,71	650453,26	5,86	239,85	CV
	y-y	350,30	25,14	20,10	970567,97	7,25	232,26	CV

c) Ferrailage des débords

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0.5$ m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

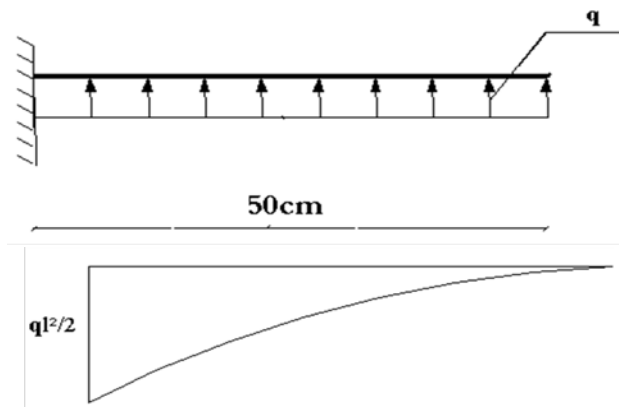


Figure VI.5. Diagramme des moments.

c.1.calcul les armateurs

$q_u = 137,69\text{ KN/ml}$; $b = 100\text{ cm}$; $h = 70\text{ cm}$; $d = 63\text{ cm}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,06MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots CV$$

c.4.Vérification à l'E.L.S

Position de l'axe neutre

$$y = \frac{15A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right]$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$b=100cm ; d=63cm ; h=70cm ; n=15 ; c=c'=3cm ; A_s'=0 ; \eta = 1.6$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) = 240MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9. Vérification à l'ELS

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc}	σ _s	$\frac{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}{\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}$
Débord	12,49	9,05	11,79	410628,11	0,359	23,36	CV

c.5.Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \geq 0.062 \\ \frac{A_s}{bd} \leq 0.0105 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} CV \\ CV \\ CV \end{array}$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

d) Voile périphérique

Selon le règlement **RPA2003** les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

d.1. Dimensionnement et ferrailage du voile

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur $\geq 15\text{cm}$;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 15\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique).

d.2. ferrailage

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

d.2.1. Armatures verticales

On a :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100}$$

Donc :

$$A_v = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5 \text{ cm}$$

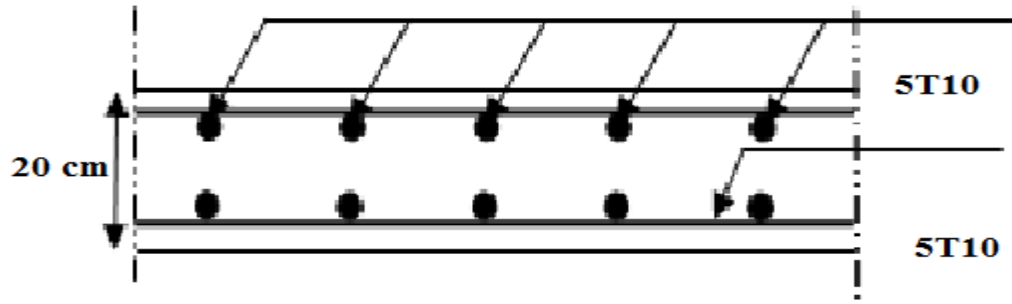
On prend:

$$A_v = 7T10\text{cm}^2$$

L'espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

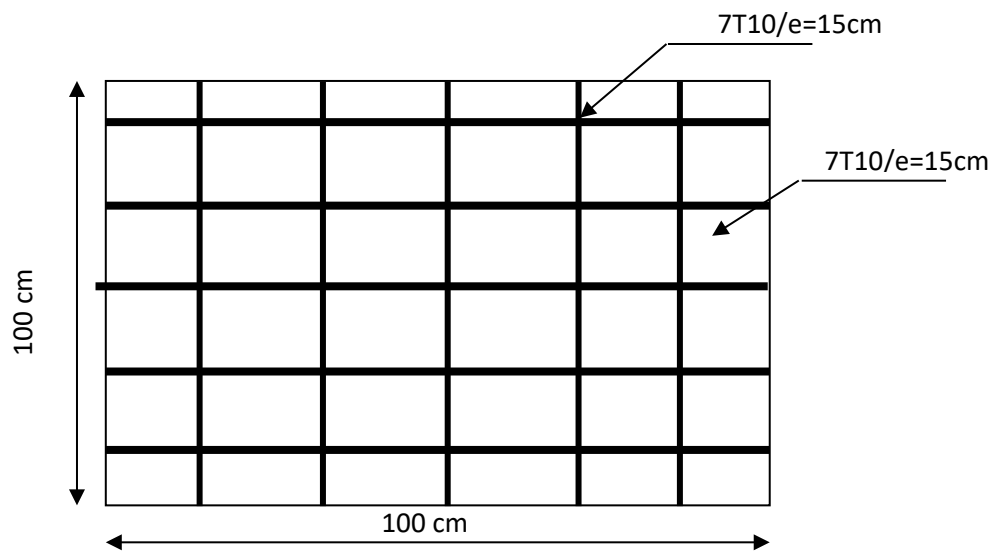
d.2.2 Armatures horizontales

$$A_h = 7T10\text{cm}^2$$



L'espace : $S_t = 25 \text{ cm}$

Figures VI.6. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique



Figures VI.7. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

Chapitre VII

Impacte de la prise en compte de la participation des murs dans la réponse d'une structure

VII.1 Introduction

L'étude dynamique est une phase cruciale lors de l'élaboration d'une étude avant la réalisation d'une structure, elle permet de vérifier la stabilité et la durabilité d'une structure vis-à-vis des sollicitations et déformation liée aux efforts interne de notre structure et la réaction de cette dernière à la situation accidentelle lors de séisme en outre.

Dans l'études sismique des structures on prend en compte plusieurs éléments qu'on définit dans notre modalisation pour rapprocher notre structure de l'état le plus réel possible, nous définissons les éléments structuraux de contreventement comme les voiles et portiques (poutre + poteaux), mais certains éléments sont absents de notre équation toujours définie comme contribution charge mais jamais comme contribution éléments.

Dans ce dernier chapitre, nous allons prendre en compte les murs extérieurs comme élément de contreventement dans notre modélisation afin de comparer les nouveaux résultats trouvés avec ceux des résultats de notre étude dynamique précédente (Chapitre IV), dans le but d'avoir une idée primaire sur l'impact de prendre en compte la participation dynamique des murs extérieurs sur la réponse sismique de notre structure.

VII.2. Etude Dynamique actualisée

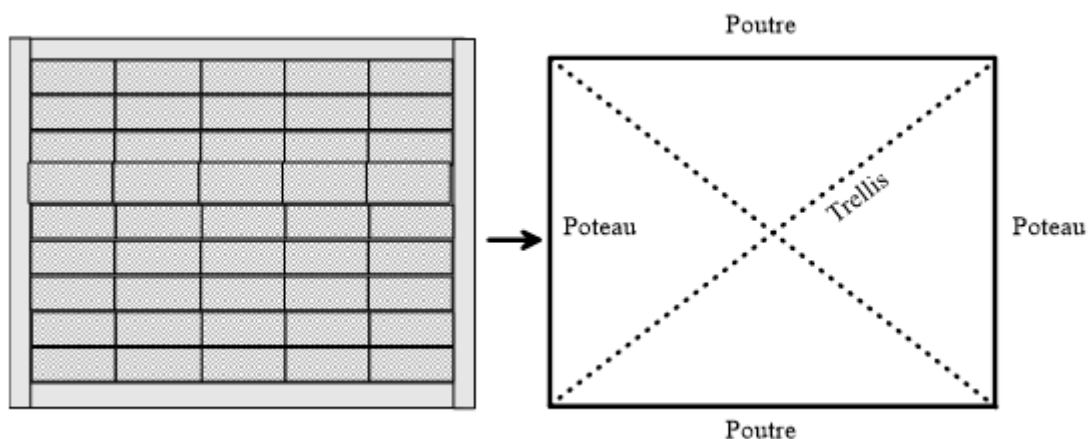
Une analyse dynamique est refaite sur notre modèle final du chapitre IV afin de prendre en compte l'effet de la contribution des murs extérieurs dans la réponse sismique de notre structure. Dans cette nouvelle étude les démarches et hypothèses suivantes sont requises.

VII.2.1. Démarches et hypothèses de calculs

Dans cette partie nous allons présenter deux modèles de notre structure, le premier est nommé modèle initial est l'autre n'est que le modèle établi dans le chapitre IV, ce dernier est pris comme modèle de base et de départ pour bous nouveaux calculs, car il vérifie toutes les conditions de notre règlement parasismique.

Il est clair que notre nouveau modèle de recherche vérifie automatiquement les conditions exigées par le règlement RPA à savoir (figure VII.1) :

- La masse de la structure est la mémé dans les deux modèles.
- La participation des murs extérieurs dans le nouveau modèle est schématisée suivant la figure VII.1, de telle manière que la contribution des murs extérieurs est schématisée comme des un élément en treillis.



Figures VII.1. Modélisation des murs extérieurs dans l'étude dynamique.

VII.3. Etude paramétrique

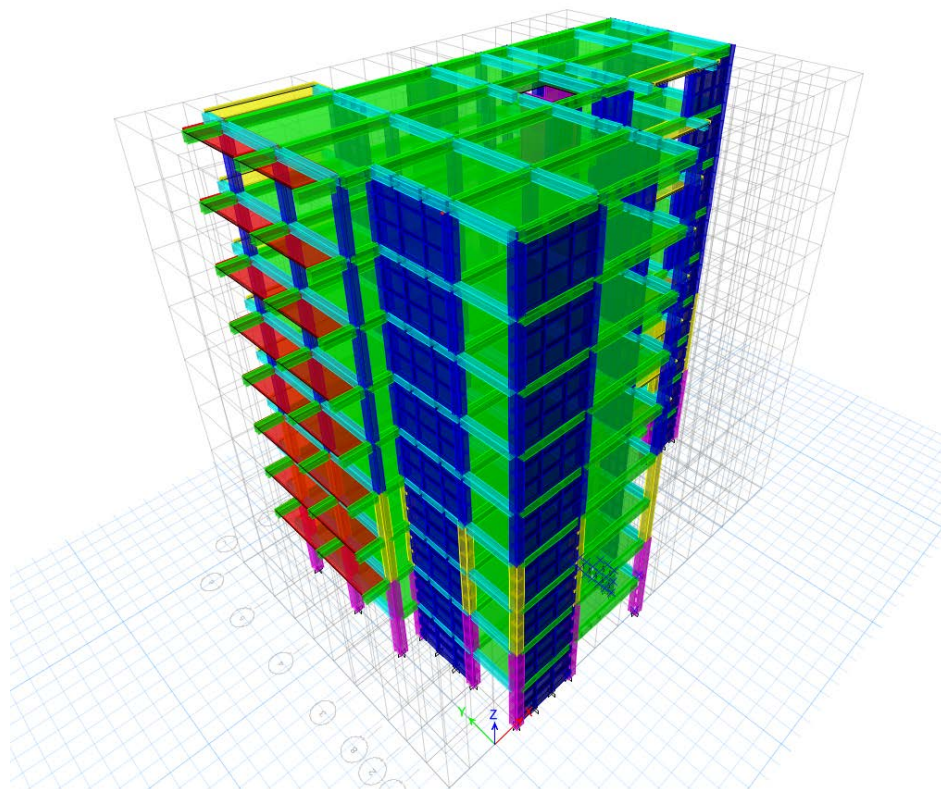
Une étude paramétrique est menée afin de quantifier l'impact de la prise en compte de l'effet de la maçonnerie dans l'étude dynamique de notre structure.

Dans la modélisation des murs extérieurs comme des éléments treillis (seul les forces sont prises en considération, les moments fléchissants sont nuls aux extrémités de l'élément treillis), la section prise est ($30 \times 30 \text{ cm}^2$) tandis que le module d'élasticité de Young varie de 0. (Modèle final du chapitre IV (témoins)) à 0.1 de la valeur du module d'élasticité du béton.

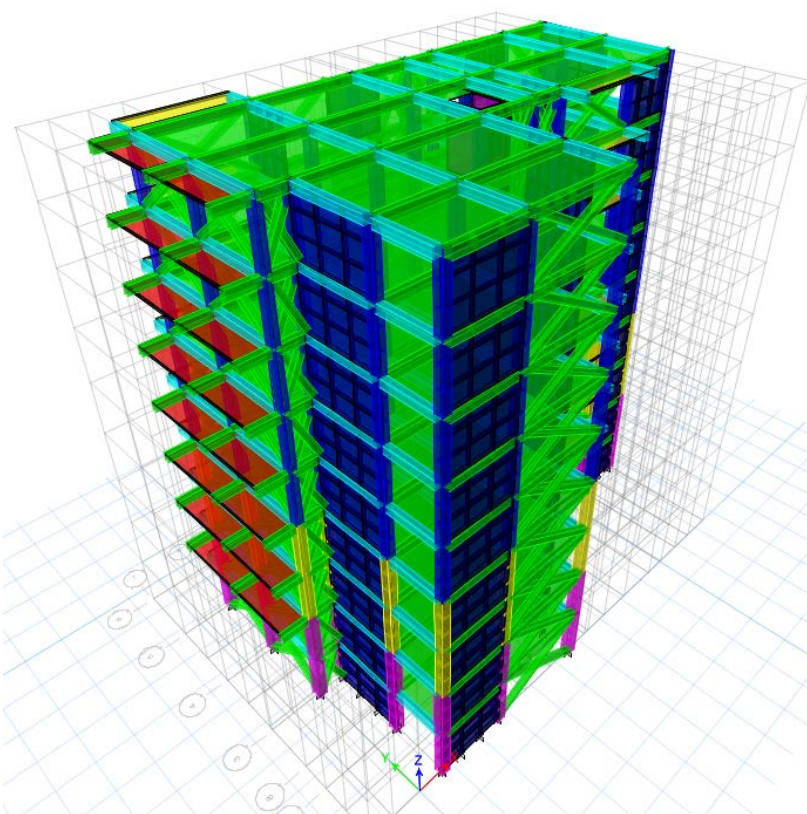
VII.3.1. Modélisation spatiale

Les deux versions du modèle sont schématisées suivant la figure VII.2 et VII.3, dans le modèle actualisé, la modélisation des murs extérieurs est prise en considération comme des éléments treillis (Truss en anglais).

A travers les deux figures (figure VII.2 et figure VII.3) il sort que la seule différence entre les deux modèles réside dans l'ajout des systèmes treillis (sans masse).



Figures VII.2. Modèle final du chapitre IV.



Figures VII.3. Modèle final.

VII.3.2. Impact sur les modes

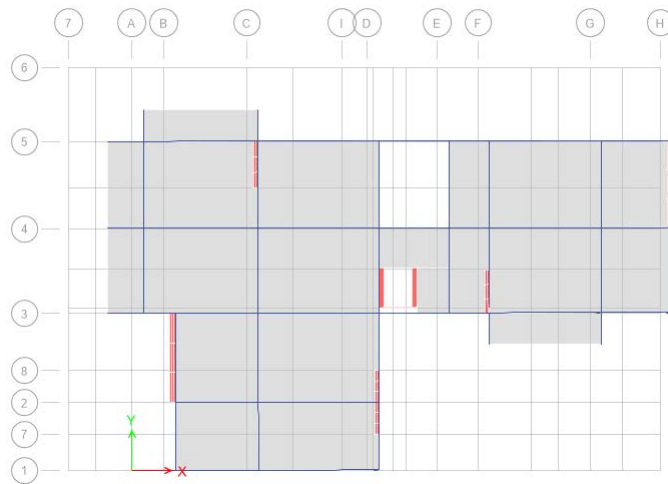
Dans ce qui suit une comparaison est faite suivant la nature des trois premières modes du premier modèle en considérons les murs comme remplissage (leurs contributions n'affectent pas la matrice de rigidité) tandis que pour le deuxième modèle les murs sont modélisés comme des systèmes treillis.

Les résultats du modèle actualisé (modèle finale du chapitre IV + contribution des murs extérieurs comme des systèmes treillis) sont considérés dans le cas où le module d'élasticité de Young des murs extérieurs est pris égal à 0.1 du module d'élasticité du béton armé.

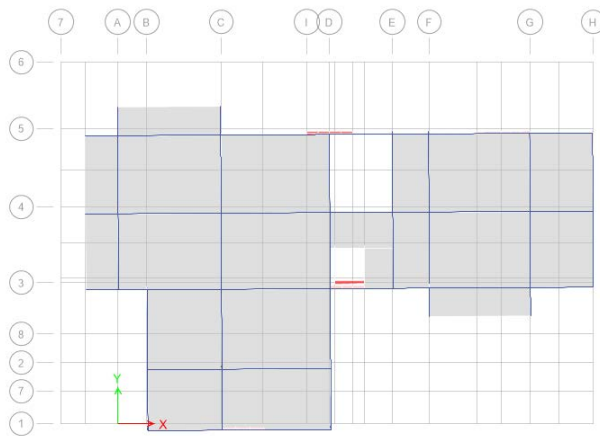
De ce fait est à travers les résultats schématisés suivant la figure VII.4 est la figure VII.5, il sort que la contribution des murs extérieurs dans l'étude dynamique sous forme de nature de mode est signifiante dans ce cas de donnée d'étude surtout pour les deux premiers modes. Pour le cas initial du modèle les deux premiers modes sont de nature translation dans le sens x-x et y-y respectivement tandis que quand on prend en considération la contribution des murs les deux nouveaux modes se changent de nature est deviennent combinées.

Il est à noter que ces résultats sont spécifiques pour notre cas d'étude est aussi dépend de notre hypothèse de modélisation de murs.

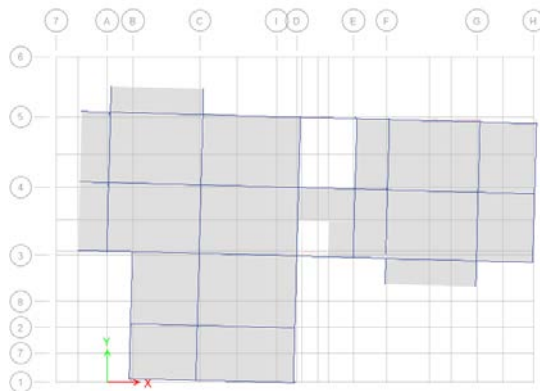
Il est à noter aussi que l'impact de cette modélisation dépend éventuellement de la grandeur du module d'élasticité ainsi que la section choisis lord de la modélisation dynamique.



Mode 1 : Mode de translation Suivant x-x

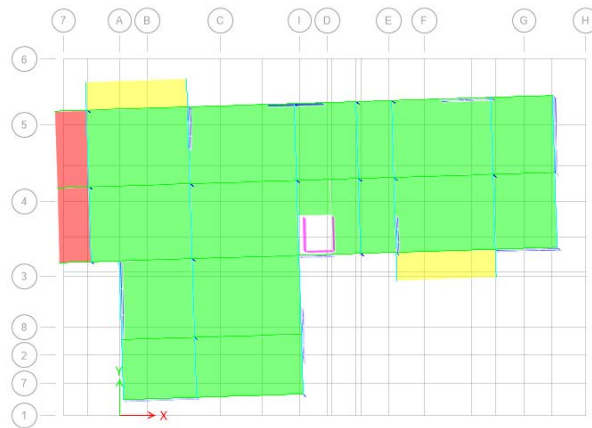


Mode 2 : Mode de translation Suivant y-y

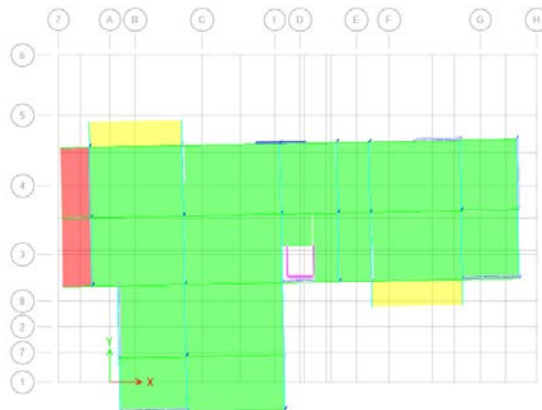


Mode 3 : Mode de torsion

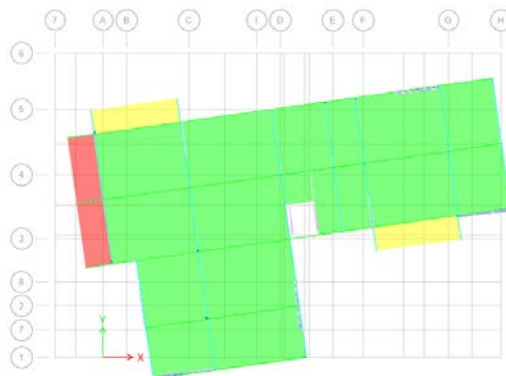
Figures VII.4. Modes suivant Modèle considérons les murs comme remplissage.



Mode 1 : Mode de translation combinée x-y



Mode 2 : Mode de translation combinée y-x



Mode 3 : Mode de torsion

Figures VII.5. Modes suivant modèle considérons les murs comme des treillis.

VII.3.3. Impact sur la période fondamentale

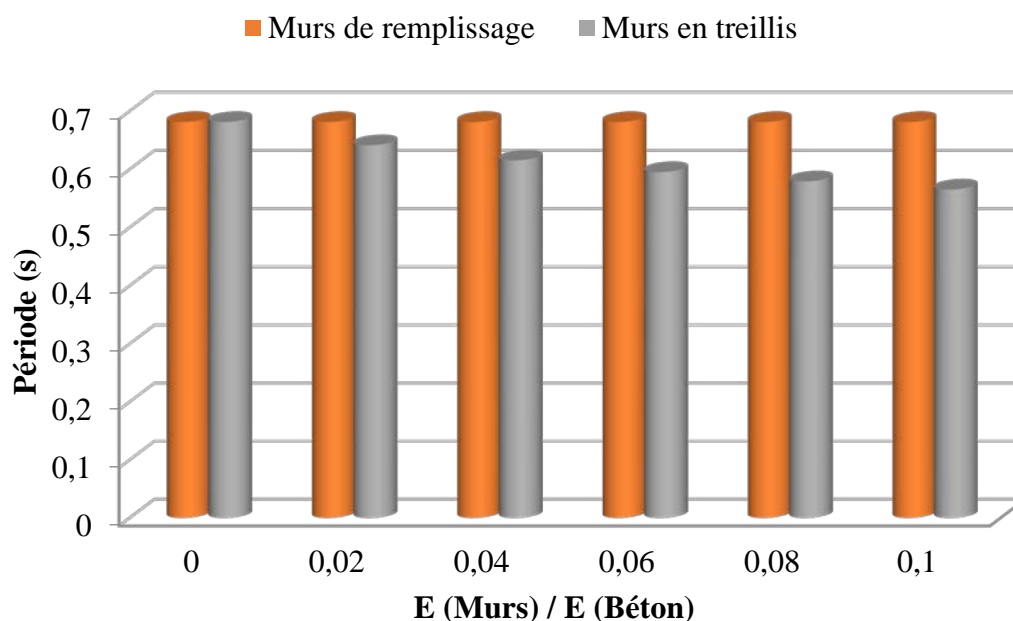
Dans cette section d'étude paramétrique, la comparaison des résultats entre les deux modèles est faite cette fois-ci par le biais de la période fondamentale.

Le tableau VII.1 récapitule les résultats trouvés pour différentes valeurs du module d'élasticité des murs.

Tableau VII.1 : Résultats d'essais sous forme de période fondamentale

E (Murs)/E (béton)	0%	2%	4%	6%	8%	10%
Période (s)	0.681	0.641	0.615	0.595	0.579	0.565

La figure VII.6 schématise les résultats sous forme graphique du tableau VII.1. il sort de la figure VII.6 que l'impact du modèle actualisé est significatif et dépend essentiellement des caractéristique mécanique des matériaux murs.



Figures VII.6. Impact de caractéristique mécanique des murs sur la réponse en sorte de période.

VII.3.4. Impact sur les déplacements inter-étage

Une autre possibilité de concevoir l'impact des murs dans l'étude dynamique est faite par le biais des déplacements maximums aux niveaux des planchers où les déplacements inter-étage.

Les différents tableaux récapitulent les différents résultats sous forme de déplacements inter-étage et période.

Tableaux IV.2. Les valeurs sismiques pour $E_{\text{maçonnerie}} = 2\% E_{\text{béton}}$:

NIV	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.641	0.0077	0.6975	0	0.0077	0.6975	0
2	0.59	0.7152	0.0076	0	0.7229	0.7051	0
3	0.497	0.0024	0.0008	0	0.7253	0.7058	0
4	0.167	0.0601	0.0878	0	0.7853	0.7937	0
5	0.163	0.0786	0.0775	0	0.8639	0.8711	0
6	0.128	0.0113	0.0015	0	0.8752	0.8726	0
7	0.078	0.0487	0.0056	0	0.9239	0.8782	0
8	0.074	0.0063	0.0563	0	0.9302	0.9345	0

Sens x-x :

Story	R	UX	UY	d_{ek}	$d_k=R.d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
8 ^{eme}	3.5	15.699	0.307	15.702	62.80801	6.388175	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	14.103	0.235	14.10496	56.41983	7.099546	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	12.328	0.226	12.33007	49.32029	7.840258	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	10.368	0.204	10.37001	41.48003	8.432781	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	8.26	0.173	8.261811	33.04725	8.677351	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	6.091	0.134	6.092474	24.3699	8.397838	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	3.992	0.09	3.993014	15.97206	7.489793	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	2.12	0.049	2.120566	8.482265	5.693852	0.0306	CV
RDC	3.5	0.697	0.012	0.697103	2.788413	2.788413	0.0306	CV

Sens y-y :

Story	R	UX	UY	d _{ek}	d _k =R.d _{ek}	D _k	1%h _k	OBS
8 ^{eme}	3.5	0.239	18.85	18.85152	65.9803	7.480229	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	0.209	16.713	16.71431	58.50007	8.323835	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	0.175	14.335	14.33607	50.17624	8.792879	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	0.139	11.823	11.82382	41.38336	9.06931	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	0.104	9.232	9.232586	32.31405	8.957191	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	0.072	6.673	6.673388	23.35686	8.372638	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	0.042	4.281	4.281206	14.98422	7.203437	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	0.019	2.223	2.223081	7.780784	5.302745	0.0306	CV
RDC	3.5	0.004	0.708	0.708011	2.47804	2.47804	0.0306	CV

Tableaux IV.3. Les valeurs sismiques pour E_{maçonnerie} = 4% E_{béton} :

NIV	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.615	0.0012	0.7077	0	0.0012	0.7077	0
2	0.542	0.7325	0.001	0	0.7337	0.7087	0
3	0.46	0.0009	0.0017	0	0.7346	0.7104	0
4	0.162	0.0063	0.152	0	0.7409	0.8624	0
5	0.154	0.1299	0.0101	0	0.8708	0.8724	0
6	0.123	0.0079	0.0014	0	0.8787	0.8739	0
7	0.076	0.0403	0.0132	0	0.919	0.8871	0
8	0.073	0.0132	0.048	0	0.9322	0.9351	0

Sens x-x :

Story	R	UX	UY	d _{ek}	d _k =R.d _{ek}	D _k	1%h _k	OBS
8 ^{eme}	3.5	13.056	0.167	13.05707	52.22827	5.016758	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	11.802	0.144	11.80288	47.21151	5.667238	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	10.385	0.149	10.38607	41.54428	6.355626	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	8.796	0.143	8.797162	35.18865	6.932082	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	7.063	0.127	7.064142	28.25657	7.224609	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	5.257	0.102	5.257989	21.03196	7.092982	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	3.484	0.072	3.484744	13.93898	6.425272	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	1.878	0.04	1.878426	7.513704	4.985387	0.0306	CV
RDC	3.5	0.632	0.01	0.632079	2.528316	2.528316	0.0306	CV

Sens y-y :

Story	R	UX	UY	d _{ek}	d _k =R.d _{ek}	D _k	1%h _k	OBS
8 ^{eme}	3.5	0.166	17.317	17.3178	60.61228	6.737761	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	0.149	15.392	15.39272	53.87452	7.483293	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	0.13	13.254	13.25464	46.39123	7.973406	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	0.107	10.976	10.97652	38.41783	8.288458	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	0.082	8.608	8.608391	30.12937	8.246393	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	0.059	6.252	6.252278	21.88297	7.766943	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	0.035	4.033	4.033152	14.11603	6.734319	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	0.016	2.109	2.109061	7.381712	5.008671	0.0306	CV
RDC	3.5	0.004	0.678	0.678012	2.373041	2.373041	0.0306	CV

Tableaux IV.4. Les valeurs sismiques pour $E_{\text{maçonnerie}} = 6\%$ $E_{\text{béton}}$:

NIV	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.595	0.0001	0.7117	0	0.0001	0.7117	0
2	0.507	0.7327	0.00001072	0	0.7328	0.7117	0
3	0.431	0.0088	0.0024	0	0.7416	0.7141	0
4	0.159	0.0012	0.157	0	0.7428	0.8711	0
5	0.146	0.1339	0.0026	0	0.8767	0.8737	0
6	0.119	0.0051	0.0014	0	0.8818	0.8751	0
7	0.074	0.0235	0.0312	0	0.9053	0.9063	0
8	0.072	0.0288	0.0293	0	0.9341	0.9356	0

Sens x-x :

Story	R	UX	UY	d_{ek}	$d_k=R.d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
8 ^{eme}	3.5	11.294	0.063	11.29418	45.1767	4.167692	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	10.252	0.072	10.25225	41.00901	4.755302	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	9.063	0.088	9.063427	36.25371	5.395418	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	7.714	0.094	7.714573	30.85829	5.939632	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	6.229	0.091	6.229665	24.91866	6.244119	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	4.668	0.077	4.668635	18.67454	6.192458	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	3.12	0.057	3.120521	12.48208	5.672879	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	1.702	0.032	1.702301	6.809203	4.472984	0.0306	CV
RDC	3.5	0.584	0.008	0.584055	2.336219	2.336219	0.0306	CV

Sens y-y :

Story	R	UX	UY	d_{ek}	$d_k = R \cdot d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
8 ^{eme}	3.5	0.098	16.134	16.1343	56.47004	6.177443	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	0.095	14.369	14.36931	50.2926	6.856532	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	0.087	12.41	12.4103	43.43607	7.350087	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	0.076	10.31	10.31028	36.08598	7.686178	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	0.061	8.114	8.114229	28.3998	7.693177	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	0.046	5.916	5.916179	20.70663	7.287268	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	0.028	3.834	3.834102	13.41936	6.363211	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	0.013	2.016	2.016042	7.056147	4.770623	0.0306	CV
RDC	3.5	0.003	0.653	0.653007	2.285524	2.285524	0.0306	CV

Tableaux IV.5. Les valeurs sismiques pour $E_{maçonnerie} = 8\% E_{béton}$:

NIV	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.579	0.0000141	0.7142	0	0.0000141	0.7142	0
2	0.48	0.7261	0.0002	0	0.7261	0.7145	0
3	0.407	0.0209	0.0027	0	0.747	0.7171	0
4	0.156	0.0003	0.1568	0	0.7473	0.8739	0
5	0.14	0.1343	0.0009	0	0.8816	0.8749	0
6	0.115	0.003	0.0014	0	0.8846	0.8762	0
7	0.073	0.0088	0.048	0	0.8934	0.9243	0
8	0.07	0.0425	0.0118	0	0.9359	0.9361	0

Sens x-x :

Story	R	UX	UY	d _{ek}	d _k =R.d _{ek}	D _k	1%h _k	OBS
8 ^{eme}	3.5	10.027	-0.016	10.02701	40.10805	3.588002	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	9.13	0.015	9.130012	36.52005	4.131654	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	8.097	0.04	8.097099	32.3884	4.723488	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	6.916	0.056	6.916227	27.66491	5.235536	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	5.607	0.062	5.607343	22.42937	5.531833	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	4.224	0.057	4.224385	16.89754	5.520177	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	2.844	0.044	2.84434	11.37736	5.108499	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	1.567	0.026	1.567216	6.268863	4.084683	0.0306	CV
RDC	3.5	0.546	0.007	0.546045	2.184179	2.184179	0.0306	CV

Sens y-y :

Story	R	UX	UY	d _{ek}	d _k =R.d _{ek}	D _k	1%h _k	OBS
8 ^{eme}	3.5	0.041	15.183	15.18306	53.14069	5.736408	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	0.047	13.544	13.54408	47.40429	6.366397	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	0.051	11.725	11.72511	41.03789	6.856458	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	0.049	9.766	9.766123	34.18143	7.20651	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	0.043	7.707	7.70712	26.97492	7.241561	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	0.034	5.638	5.638103	19.73336	6.898628	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	0.022	3.667	3.667066	12.83473	6.051622	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	0.011	1.938	1.938031	6.783109	4.567598	0.0306	CV
RDC	3.5	0.002	0.633	0.633003	2.215511	2.215511	0.0306	CV

Tableaux IV.6. Les valeurs sismiques pour $E_{\text{maçonnerie}} = 10\%$ Ebéton :

NIV	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.681029	19.1173	50.2282	0	19.1173	50.2282	0
2	0.664231	49.8778	19.2764	0	68.9951	69.5046	0
3	0.556674	1.662	0.0023	0	70.6571	69.507	0
4	0.180634	12.9426	1.5687	0	83.5997	71.0757	0
5	0.170927	1.6792	15.6097	0	85.2789	86.6854	0
6	0.136202	1.5079	0.1828	0	86.7868	86.8682	0
7	0.082375	5.3123	0.4039	0	92.0991	87.2721	0
8	0.076198	0.5123	5.9976	0	92.6114	93.2697	0

Sens x-x :

Story	R	UX	UY	d_{ek}	$d_k=R.d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
8 ^{eme}	3.5	22.741	0.187	22.74177	79.59619	6.534291	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	20.874	0.186	20.87483	73.0619	8.000917	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	18.588	0.178	18.58885	65.06098	9.362632	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	15.913	0.161	15.91381	55.69835	10.54938	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	12.899	0.135	12.89971	45.14897	11.24609	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	9.686	0.102	9.686537	33.90288	11.32327	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	6.451	0.064	6.451317	22.57961	10.46916	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	3.46	0.03	3.46013	12.11046	8.127357	0.0306	CV
RDC	3.5	1.138	0.008	1.138028	3.983098	3.983098	0.0306	CV

Sens y-y :

Story	R	UX	UY	d_{ek}	$d_k = R \cdot d_{ek}$	D_k	$1\%h_k$	OBS
8 ^{eme}	3.5	0.215	19.126	19.12721	66.94523	8.039402	0.0306	CV
7 ^{eme}	3.5	0.204	16.829	16.83024	58.90583	8.550202	0.0306	CV
6 ^{eme}	3.5	0.195	14.386	14.38732	50.35563	8.980987	0.0306	CV
5 ^{eme}	3.5	0.177	11.82	11.82133	41.37464	9.194969	0.0306	CV
4 ^{eme}	3.5	0.148	9.193	9.194191	32.17967	9.013412	0.0306	CV
3 ^{eme}	3.5	0.111	6.618	6.618931	23.16626	8.362613	0.0306	CV
2 ^{eme}	3.5	0.072	4.229	4.229613	14.80365	7.14822	0.0306	CV
1 ^{eme}	3.5	0.034	2.187	2.187264	7.655425	5.24022	0.0306	CV
RDC	3.5	0.009	0.69	0.690059	2.415205	2.415205	0.0306	CV

Les déplacements dans le sens x-x sont schématisés suivant la figure VII.7.

L'impact de la contribution des murs extérieurs est significatif d'après les résultats regroupés dans la figure VII.7.

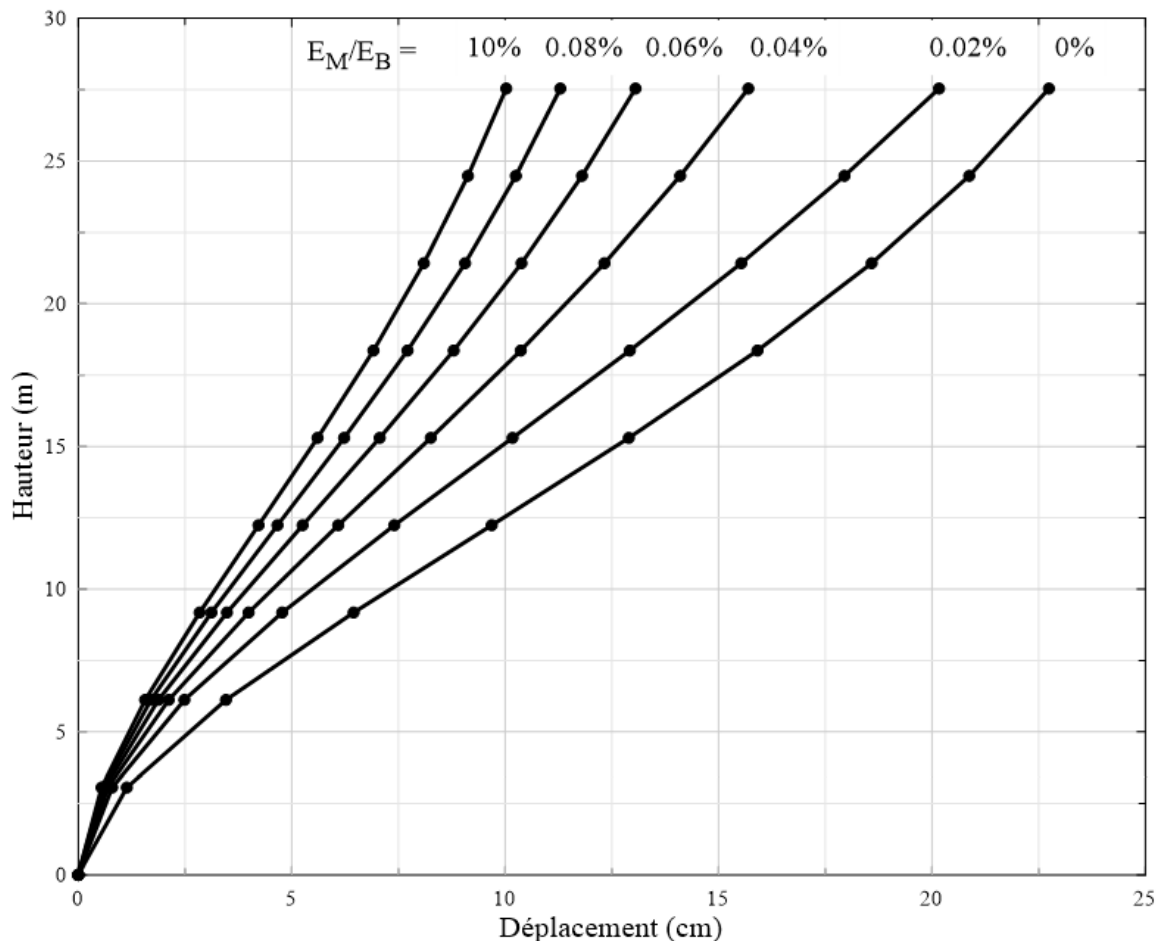


Figure VII.7. L'impact de la contribution des murs extérieurs

VII.4. Conclusion

Les résultats de la simulation sismique de la contribution des murs extérieurs suivants nos hypothèses est démarches de modélisations de ces derniers sont d'une importance majeure est demande beaucoup d'investigations de compréhension de mécanisme de comportement rhéologique. Dans notre cas d'étude l'impact de prendre en considération l'effet des murs extérieurs dans l'étude dynamique est significatif dans toutes les points de vérifications étudiés dans ce modeste chapitre.

Conclusion Générale

La tâche de construire une structure en béton armé est l'une des préoccupations majeures des techniciens dans le domaine du génie-civil, le ferrailage des différents éléments surtout les éléments principaux tel que poteaux, poutres, voiles et semelles n'est que le fruit d'une modélisation réaliste d'une telle structure dans tel environnement. Le plan architectural doit être examiné attentivement par l'ingénieur en génie civil en particulier dans le pré dimensionnement des différents éléments qui doit être corrigé par un calcul dynamique d'un prototype de cette structure

Deux modèles sont proposés dans l'étude dynamique de notre structure, le premier est considéré comme un modèle témoin, une étude classique d'une structure, tandis que le deuxième modèle prend en considération la contribution des murs extérieurs dans l'étude dynamique, ces derniers sont modélisés comme des éléments treillis (truss en anglais) en considérant l'hypothèse que cet élément (treillis) comprend une section constante de $30 \times 30 \text{ cm}^2$ et un module d'élasticité variant de 0.02 (mur de remplissage) à 0.1 du module d'élasticité du béton armé.

Une comparaison est faite à travers une étude paramétrique pour constater l'impact et l'effet des murs extérieurs sur l'étude dynamique en examinant les différents résultats de la période fondamentale, la nature des modes de vibrations et les déplacements maximum des planchers. Il s'est avéré que cette hypothèse de calcul rend la structure plus rigide et diminue les déplacements inter étages du fait de la sur-rigidification de la structure car la matrice de rigidité initiale (méthode classique) est amplifiée par l'ajout d'une nouvelle matrice de rigidité des éléments treillis (murs extérieurs), tandis que pour les modes de vibration et d'après les calculs de ces derniers changent de nature de translations purs en translations combinées pour les deux premiers modes (effet néfaste), cet impact dépend essentiellement des données mécaniques des murs extérieurs (module d'élasticité et sections)

Comme recommandations pour les futurs travaux dans la modélisation des structures il faut mettre en évidence plusieurs cas d'études sur plusieurs types de structures (symétriques et asymétriques) afin de quantifier réellement l'impact d'une hypothèse (contribution des murs extérieurs sur l'étude dynamique) sur le vrai comportement de la structure soumise à un tel séisme.

Références

- Jean-Pierre Mougin : Béton armé (BEAL 91 modifié 99 et DTU associés).
- Pierre Charon : Le calcul et la vérification des ouvrages en Béton Armé (théorie et application).
- (RPA 99/ version 2003) : Règlement Parasismique Algérien.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Mr. Taheni Touhami : le béton armé aux états limites.
- Mr. Touhari : Cours des ouvrages en BA.

