



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBÉS LAGHROUR» DE KHENCHELA
CULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation

R+4

Réalisé par : -TEHAMI Mokhtar
- ZEKRAOUI Djamel

Membres de jury :

SEKKIOU Soumia MAA. Présidente
KHELFAOUI Kamel MAA Examineur
TOUAM Lekhmissi MAB Examineur

Dirigé par : M. MESSAS Tidjani M.A.A

Présenté le 26/06/2016



Dédicace

Avant tout, je remercie le Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je dédie :

✚ *À ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*

Mes parents; sans eux je n'aurais pas aboutie à ce stade d'étude, que Dieu m'aide à les honorer, les servir et les combler.

✚ *À ceux que j'aime et que j'adore :*

Mes frères et mes sœurs

✚ *À mon encadreur Mr : MESSAS*

✚ *À tous mes amis*

✚ *À tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire*

✚ *Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*

✚ *À vous*

...

TEhami mokhtar

ZEKRAOUI Djamel



REMERCIEMENT

- ☞ Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce travail.
- ☞ Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à notre encadreur "**Mr. MESSAS Tidjani**", pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.
- ☞ Nous tenons à remercier "**Mr. REBAI Bellal**" notre professeur et co-encadreur qui nous a laissé bénéficier de son savoir.
- ☞ Nous voudrions aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.
- ☞ Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner notre mémoire.
- ☞ Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté l'aide et l'encouragement, Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Sommaire

Chapitre I :

Présentation de projet	1
I.1 Introduction	1
I.2 Presentation de l'ouvrage :	1
I.2.1 Introduction :	1
I.3.1 Caractéristiques de la structure :	1
I.3.2Données du site :	1
I.3.3 Hypothese de calcul :	2
I.4 Conception de la structure :	3
I.4.1 Ossature de l'ouvrage:	3
I.4.2 Planchers :	3
I.4.2 .1 Planchers Corps Creux :	3
I.4.2 .2 planchers dalle pleine :	3
I.4.3 Escaliers:	3
I.4.4 Maçonneries:	3
I.4.5. Revêtement :	3
I.4.6 l'acrotère:	3
I.4.7 Terrasse:	4
I.4.8 poteaux :	4
I.4.9.poutres :	4
I.4.10. voiles :	4
I.4.11. Isolation :	4
I.4.12.1 Fondation:	4
I.4.12.2 La conclusion des résultats :	4
I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	4
I.5.1.Introduction:	5

I.5.2.Composition du béton :	5
I.5.2.1 Ciments:	5
I.5.2.2 Granulats:	6
I.5.2.3 Sable:	6
I.5.2.4.Eau:	6
I.6.béton:	7
I.6.1. Malaxage :	7
I.6.2.Coulage:	7
I.6.3.Vibration:	7
I.6.4. Durcissement:	7
I.6.5.Décoffrage:	7
I.7 Béton armé :	7
I.8.Présentation de la méthode de calcul aux états limites:	7
I.8.1Définition:	8
I.8.2.Etat limite ultime (ELU):	8
I.8.3.Etat limite de service(ELS):	8
I.9.Béton :	8
I.9.1.Résistance a la compression :	9
I.9.2.Résistance à la traction :	9
I.9.3. Déformation longitudinale du béton:	9
I.9.4.Coefficients de poisson :	9
I.9.5.Contraintes limite :	10
I.9.5.1 Etat limite ultime :	11
I.9.5.2 Etat limite de service :	11
I.10. L'Acier:	11
I.10.1Caractères mécaniques :	13
I.10.2Contrainte limite :	13
I.10.2.1Etat limite ultime :	13
I.10.2.2Etat limite de service :	14

I.10.3 Règles des trois pivots :	14
I.10.4 Caractéristiques des matériaux utilisés :	15
Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge	15
II.1. Introduction.....	16
II.2. Evaluation des charges et surcharges:.....	17
II.2.1. Les planchers :	17
II.2.1.1. Plancher terrasse inaccessible.....	17
II.2.1.2. Dalle pleine : (balcon)(terrasse) :.....	17
II.2.1.3. Dalle pleine (terrasse) :	17
II.2.1.4 Planchers étages courant :	18
II.2.1.5. Dalle pleine (Balcon) :.....	19
II.2.1.6. Dalle pleine (terrasse) :	19
II.2.2.1. Mur extérieur: Mur double parois.....	20
II.2.2.2 Murs intérieurs (simple parois) :.....	21
II.2.3. L'Acrotère:	21
II.2.4. L'escalier:	22
II.2.4.1. Palier :	23
II.2.4.2. Paillasse :	23
II.3. Pré dimensionnement des planchers:.....	23
II.3.1. Introduction :	24
II.3.2. Les planchers en corps creux :.....	24
II.3.2.1. Condition de flèche :	24
II.3.3. Pré dimensionnement des poutrelles :	25
II.3.4. Prédimensionnement Plancher en dalle pleine :	26
II.4. Prédimensionnement Des Poutres :.....	27
II.4.1. Poutres principales (porteuses):	31
II.4.2. poutres secondaires (non porteuses) :	32
II.5. Pré dimensionnement des voiles :.....	33
II.6. pré dimensionnement des escaliers :	34

II.7.Predimensionnement des poteaux :	37
II.7.1.La descente des charges	39
II.7.1.1.Definition :	39
II.7.1.2.Loi de dégression des charges :	39
II.7.1.3.Vérification de l'élanement du poteau le plus sollicité :	52
II.7.1.4.Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitation normale :	54
II.7.1.5.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	54
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	56
III.1.Introduction :	56
III.2.Etude du plancher :	56
III.2.1.Étude de la poutrelle :	56
III.2.1.1.La méthode forfaitaire :	56
III.2.1.2La méthode de Caquot	56
III.2.1.4.Détermination des sollicitations	56
III.2.1.5.Les charges des poutrelles :	57
III.2.1.6.Application :	58
III.2.1.7.Sollicitations en travées et sur appuis :	59
III.2.1.7.1.Les moments en appuis :	61
III.2.1.7.2.Les moments en travées :	61
III.2.1.7.3.Calcul l'effort tranchant :	62
III.2.1.7.4.déterminer les notations des efforts internes	65
III.2.1.7.5.Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:	66
III.2.1.7.6.Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:	68
III.2.1.7.8.Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:	70
III.2.1.7.9.Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des113 poutrelles:	72

III.2.1.8.Ferraillage des poutrelles: (flexion simple).....	74
III.2.1.8.1.récapitulatif du ferraillage des poutrelles:.....	82
III.2.2 Ferraillage de la dalle de compression [Art B.6.8.4.2.3 CBA93] :	83
III.2.3 Schéma de ferraillage des poutrelles et dalle de compression :	84
III-3 Étude de la dalle pleine :	84
III.3.1Mode d'encastrement :	84
III.3.2Diamètre des armatures :	85
III.3.3Calcul de l'enrobage :	85
III.3.4.Calcul des sollicitations :.....	86
III.3.4.1Combinaisons fondamentales :	86
III.3.4.2Calcul des moments fléchissant.....	86
III.3.4.3Calcul des moments fléchissant pour panneau le plus sollicité:.....	87
III.3.5Calcul du ferraillage de la dalle pleine :.....	87
III.3.5.1 Calcul le ferraillage suivant Sens Y-Y :	90
III.3.5.2 Vérification des contraintes de cisaillement.....	93
III .4.Les balcons :.....	94
III.4.1. Introduction :.....	94
III.4.2.Calcul de balcon :	94
III.4.2.1. Combinaisons des charges	95
III.4.3. Calcul des armatures :	95
III.4.4.Schéma de ferraillage.....	99
III.5.L'escalier:.....	100
III.5.1.Etude L'escalier:.....	100
III.5.2.1.Combinison des charge :	100
III.5.2.2.Calcul des sollicitations :	100
III.5.3.1.Résultat de calcul des moments pour escalier :.....	103
III.5.3.2.Determination de ferraillage :.....	104
III.5.4.1.Etude de La poutre palière:.....	107
III.5.4.1.1.Prédimensionnement:	107

III.5.4.1.2Charges qui agissent sur la poutre palière:	108
III.5.4.2.1Combinaison de Charge	108
III.5.4.2.2Ferrailage de la poutre palière :	108
III.5.4.2.3.Verification:	109
III.5.4.2.4.Calcul des armatures transversales:.....	111
III.6. L'acrotère :	112
III.6.1. Définition :	112
III.6.2. Calcul des sollicitations:.....	112
III.6.2.1.Ferrailage à l'E.L.U:.....	113
III.6.3.Vérification à l'E.L.S	114
III.6.4. Vérification des contraintes :	115
III.6.5. Vérification au cisaillement:.....	115
III.6.6. Schéma de ferrailage:	116
Chapitre IV : Etude dynamique	117
IV.1.Introduction :.....	117
IV.2.Objectif de l'étude dynamique:	117
IV.3.1.la méthode de calcul :.....	117
IV.3.2.Méthode statique équivalente:.....	118
IV.3.2.1.Principe:	118
IV.3.2.2.Condition d'application :.....	118
IV.3.3.Méthode d'analyse modale spectrale.....	118
IV.3.3.1. Principe :	118
IV.3.3.2.Hypothèses de calcul. :	118
IV.3.3.3.Présentation du logiciel :.....	119
IV.3.3.4.Etapes de modélisation :	119
IV.4.Modélisation:.....	120
IV.4.1. Les combinaisons de charges :	121
IV.5.Calcul de la force sismique totale :	122
IV.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse:.....	122

IV.6.1.Coefficient d'accélération A:	122
IV.6.2.Coefficient de comportement global de la structure R :	122
IV.6.3.Facteur de qualité Q :	123
IV.6.3.1.Conditions minimales sur les files de contreventement :	123
IV.6.3.2.Redondance en plan :	123
IV.6.3.3.Régularité en plan :	124
IV.6.3.4 Régularité en élévation :	125
IV.6.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux :	126
IV.6.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :	126
IV.6.4 Facteur de correction d'amortissement « η » :	126
IV.6.5 Période T1 et T2 du site considérée :	127
IV.6.6.Spectre de réponse :	127
IV.6.7.Caractéristiques de l'ouvrage :	127
IV.7.Estimation de la période fondamentale de la structure :	128
IV.7.1Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :	129
IV.7.2La disposition des voiles :	129
IV.8.Calcul du poids de la structure W :	133
IV.9. Caractéristiques géométriques de la structure :	133
IV.9.1 Calcule de centre de torsion :	133
IV.9.2.Calcul de l'excentricité :	133
IV.9.3.Excentricité théorique :	134
IV.9.4.Excentricité accidentelle :	135
IV.9.5 Centre de masse :	135
IV.9.6 Les différentes caractéristique de la structure :	135
IV.10 .interprétation des résultats :	136
IV.10.1Vérification de la résultante des forces sismiques :	136
IV.10.2.La résultante des forces sismiques :	137
IV.10.3.Nombre de modes à considérer	137
IV.10.4 .Pourcentage des masses modales effectives :	138

IV.11.Vérification de la période :	138
IV.12.Vérification des déplacements latéraux inter-etages :	140
IV.13.Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	142
IV.14.Distribution horizontale des forces sismiques.....	144
IV.15. Justification de la stabilité au renversement.....	146
IV.16 .Justification de l'interaction portiques – voiles :	146
IV.17. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	147
Chapitre V : Etude des éléments de Contreventements	149
V-1 Introduction :	149
V-2. Les poteaux :	149
V-2.1 Combinaison des charges :	149
V-2.2 Vérification de l'effort normal :	150
V-2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	150
V-2.4.Ferraillage de poteaux:.....	152
V-2.4.1Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	152
V-2.5Les résultats des sollicitations données par logiciel Robot	153
V-2.6.Calcul les armatures longitudinales :.....	153
V-2.6.1Calcul de ferraillage des poteaux	154
V-2.7 Etat Limite De Stabilité De Forme :	154
V-2.8 E.L.U:.....	155
V.2.8.1.Les valeurs des excentricités pour 1 ^{ere} cas :	163
V.2.8.2.Détermination des sections à l'ELU	163
V.2.8.3.Calcul les Armatures longitudinales à l'ELU	163
V.2.8.4.Les valeurs des excentricités pour 2 ^{eme} cas	164
V.2.8.4.1.Détermination des sections à l'ELA	164
V.2.8.4.2.Calcul les Armatures longitudinales à l'ELA.....	164
V.2.8.5.Les valeurs des excentricités pour 3 ^{eme} cas	164
V.2.8.5.1. Détermination des sections à l'ELA	165
V.2.8.5.2.Calcul les Armatures longitudinales à l'ELA.....	165

V.2.8.6.Détermination des armatures longitudinales :.....	165
V.2.8.7Ferrailage des poteaux	166
V.2. 8.8.Vérification vis -à vis de l'état limite de service	166
V-2.8.9. Calcul des armatures transversales :	167
V-3-Les poutres:.....	171
V.3.1.Ferrailage des poutres:.....	171
V.3.2.Combinaisons ::.....	171
V.3.3.Calcul les armatures longitudinales :.....	171
V.3.4.Calcul des armatures transversales :	172
V.3.5.Les résultats des sollicitations données par logiciel Robot bat 2009 :	172
V.3.6. :Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :.....	177
V.3.7. : Exemple d'étude de la poutre principale:	178
V.3.7.1. : Ferrailage des poutre: (flexion simple):.....	178
V.3.8. : récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires:	192
V.3.9. Vérification vis -à vis de l'état limite de service :.....	194
V.3.9.1. Vérification vis -à vis de l'effort tranchant.....	194
V.4.Les voiles:.....	196
V.4.1.Introduction :.....	196
V4.2 Ferrailage des voiles :	196
V.4.3Combinaison	196
V.4.4. Prescriptions données par RPA99	197
V.4.5 Pré dimensionnement des voiles:	198
V.4.6 La méthode de calcul:.....	198
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	204
VI.1.Introduction :.....	204
VI.1.1.Choix du type de fondations :.....	204
VI .1.2.Combinaisons des charges :.....	204
VI .1.3Réactions à la base de la structure.....	205
VI .1.4Données de l'étude :.....	205

VI .1.5Semelles Filantes :	205
VI.2 . Calcul de la semelle continue sous voile :	212
VI.3. Etude des Longrines :	215
Conclusion :	218

Référence bibliographique Annexe 1 : Façade Principale Annexe 2 : Façade postérieure

Annexe 3 : plan de coffrage et ferrailage

Annexe 4 : plan de niveau

Annexe 5 : coupes

Liste des Tableaux : Chapitre01 :

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers 14

Tableau I-2 : Caractéristiques des matériaux utilisés..... 16

Chapitre02:

Tableau II.1:Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse..... 17

Tableau II.2:Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine du plancher terrasse 18

Tableau II.3:La charge permanente du Dalle pleine 19

Tableau II.4:Evaluation des charges permanentes du plancher courant. 20

Tableau II.5:Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine 20

Tableau II.6:Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine 21

Tableau II.7:Evaluation des charges permanentes de mur extérieur. 22

Tableau II.8:Evaluation des charges permanentes de mur intérieur. 22

Tableau II.9:Evaluation des charges permanentes de palier 23

Tableau II.10:Evaluation des charges permanentes Paillasse 24

Tableau II.11:les dimensions des poutres..... 33

Tableau II.12:désignations de l'effort normal du poteau centrale 43

Tableau II.13:désignations de la section du poteau de rive 49

Tableau II.14:désignations de l'effort normal du poteau D'angle 52

Tableau II.15 : désignations de l'effort normal du tous les poteaux 52

Tableau II-16:Vérification spécifique sous sollicitations normale 54

Tableau II-17:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes 55

Chapitre03:

Tableau III.1: Charges supporté par Les poutrelles. 59

Tableau III.2: déterminer les indice des effort internes..... 65

Tableau III.3:Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant
a L'E.L.U plancher terrasse..... 67

Tableau III.4:Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant

a L'E.L.S plancher terrasse	69
Tableau III.5: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant	
a L'E.L.U	71
Tableau III.6: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant	
a L'E.L.S Etage courant /RDC	73
Tableau III.7: ferrailage des poutrelles	82
Tableau III.8: l'ancrage des armatures	83
Tableau.III.9: Evaluation des différentes descentes des charges pour chaque panneau	86
Tableau III.10: les différentes descentes des charges de la dalle pleine	86
Tableau.III.11 : Valeurs approchées du coefficient μ_x, μ_y	87
Tableau.III.12: Evaluation des moments fléchissant des panneaux	87
Tableau.III.13: Combinaison des charge	100
Tableau III.14: les efforts internes pour l'escalier	103
Tableau III.15: Ferrailage d'escalier en travée et en appuis	107
Tableau.III.16: Ferrailage de la poutre palière	109
Chapitre04:	
Tableau IV.1: Valeur de Pénalité P_q en fonction de critère de qualité	126
Tableau IV.2: Résultats de l'analyse des variantes	132
Tableau IV.3: le poids des différents niveaux de la structure	133
Tableau IV.4: les différents Caractéristiques géométriques de la structure	136
Tableau IV.5: Période et facteur de participation massique	138
Tableau IV.6: vérification des déplacements suivant le sens X et Y	141
Tableau IV.7: résultat des forces sismiques	144
Tableau IV.8: les efforts tranchants résultants	145
Tableau IV.9: Vérification La participation des éléments résistants au contreventement. ..	147
Tableau IV.10: Vérification de l'effort $p-\Delta$	148
Chapitre05:	

Tableau V.1:Vérification le poteau sous sollicitation normales.....	150
Tableau V.2:Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	151
Tableau V.3:Sollicitations de poteaux sous différents combinaisons.....	153
Tableau V.4:valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison 1,35G+1,5Q	163
Tableau V.5:désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELU.....	163
Tableau V.6 :les sections des Armatures longitudinales $A_{calculée}$ à l'ELU.....	164
Tableau V.7:valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison $G + Q \pm 1,2 E$	164
Tableau V.8 :désignations les Section partiellement comprimée et Section.....	164
Tableau V.9:les sections des Armatures longitudinales $A_{calculée}$ à l'ELA pour 2 ^{eme} cas.....	164
Tableau V.10:valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison $G \pm 0,8 E$	165
Tableau V.11:désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELA pour 3eme cas	165
Tableau V.12: les sections des Armatures longitudinales $A_{calculée}$ à l'ELA pour 3 ^{eme} cas.....	165
Tableau V.13 : les sections des Armatures longitudinales acceptable	165
Tableau V.14: Ferrailage longitudinale des poteaux selon condition RPA et BAEL	166
Tableau V.15:choix des armatures longitudinales.....	166
Tableau V.16 :Vérification des contraintes à l'ELS.	167
Tableau V.17:Ferrailage transversale des poteaux	170
Tableau V.18 :Sollicitations des poutres sous différents combinaison.....	177
Tableau V.19:Les résultats de calcule les armatures longitudinales a l'E.L.U.....	191
Tableau V.20:Les résultats de calcule les armatures longitudinales a l'E.L.A.....	192
Tableau V.21:choix de ferrailage	192
Tableau V.22:Ferrailage longitudinale de poutres principales et secondaires	192
Tableau V.23:Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires.....	193
Tableau V.24 :Vérification des contraintes à l'ELS.	194
Tableau V.25:Vérification des contraintes de cisaillement	195

Tableau V. 26 : Ferrailage des voiles	203
Chapitre06:	
Tableau VI.1:Réaction à la base de la structure	205
Tableau VI.2:l'ancrage des armatures	211
Tableau VI.3:ferrailage des semelles isolées.....	212
Tableau VI.4:l'ancrage des armatures	214
Tableau VI.5:Vérification du tassement.....	215
Tableau VI.6:ferrailage des semelles filantes.....	215

Listes des Figures :

Chapitre 01:

Figure I.1: Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	10
Figure I.2: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	11
Figure I.3: Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.....	12
Figure I.4: Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	13
Figure I.5: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.....	15
Figure I.6: Diagramme de règles des trois pivots.....	16

Chapitre 02:

Figure II.1: coupe plancher terrasse.....	18
Figure II.2: coupe plancher étage courant.....	19
Figure II.3: Remplissage en double cloisons.....	21
Figure II.4: Remplissage en simple cloisons.....	22
Figure II.5 : L'acrotère.....	23
Figure II.6 : Plancher à corps creux.....	25
Figure II.7: Détail Poutrelles.....	26
Figure II.8: Dimension d'un panneau de dalle.....	30
Figure II.9 : Coupée voile en élévation.....	34
Figure II. 10 : Vue en plan d'une cage d'escalier.....	35
Figure II.11 Vue d'une cage d'escalier.....	37

Chapitre 03:

Figure III.1: Types des poutrelles.....	58
Figure III.2: Diagramme des efforts tranchants en KN à E.L.U.....	74
Figure III.3. Diagramme des moments fléchissant en Kn .m à E.L.U.....	74
Figure III.4. Diagramme des moments fléchissant en Kn .m à E.L.S.....	74
Figure III.5: Dimension poutrelles.....	74

Figure III.6:Dimension travée	75
Figure III.7:Dimension appui	76
Figure III.8.: ferrailage des poutrelles	84
Figure III.9.: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	84
Figure III.10.Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.	85
Figure III.11: panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel	85
Figure III.12:Dimension de la dalle pleine	88
Figure III.13:Dimension de la dalle pleine	89
Figure III.14:Dimension de la dalle pleine en travée Y-Y.....	90
Figure III.15:Dimension de la dalle pleine en appui Y-Y.....	91
Figure III.16:Dimension de balcon.....	94
Figure III.17: type1Dimension de balcon	95
Figure III.19 : coupe de la section	95
Figure.III.20: Disposition constructive des armatures des balcons	99
Figure.III.21: Schéma statique de Premier volée à ELU	100
Figure.III.22: Diagramme des moments est des efforts tranchant à l'ELU	101
Figure.III.23: Schéma statique de Premier volée à ELS	102
Figure.III.24: Diagramme des moments est des efforts tranchant à l'ELS.....	103
Figure.III.25 :Ferrailage d'escalier	112
Figure.III.26 : Ferrailage de poutre palière	112
Figure III.27: Principe et dimensions de l'acrotère.....	112
Figure III.28 : Ferrailage de l'acrotère.....	116
Chapitre 04:	
Figure.IV.1. Modélisation de la structure par l'interface de robot Autodesk	121
Figure.IV..2 : Limites des décrochements en plan.....	124
Figure.IV.3 : 1ère Limite des décrochements en élévation	125
Figure.IV.4. : 2ème Limite des décrochements en élévation.....	125

Figure.IV.5.: Diagramme de spectre de réponse.....	128
Figure.IV.6 : La 1ère disposition des murs voiles et poteaux	130
Figure.IV.7: La 2ème disposition des murs voiles et poteaux.....	130
Figure.IV.8: La 2ème disposition des murs voiles et poteaux.....	131
Figure.IV.9: La 3ème disposition des murs voiles et poteaux.....	131
Figure IV .10 : Translation selon X (mode 1).....	139
Figure IV.11 : Translation selon Y (mode2).....	139
Figure IV.12 : Rotation selon Z (mode 3)	140
Figure IV.13:les valeurs de déformation mode1	142
Figure IV.14 : les valeurs de déformation mode3.....	142
Chapitre 05:	
Figure V.1: Sollicitations sur les poteaux	152
Figure V.2: zone nodales	154
Figure V.3: L'ancrage dépend de la longueur de scellement après le coude.....	169
Figure V.4: Détail d'une cour d'armatures transversale	169
Figure. V.5. Schéma de ferrailage des poteaux	170
Figure V.6: diagramme des moments à l'E.L.U.....	173
Figure V.7: diagramme des moments à l'E.L.S	173
Figure V.8: diagramme des moments à la situation accidentelle :G+Q+E _x	174
Figure V.9: diagramme des moments à la situation accidentelle :G+Q-E _x	174
Figure V.10: diagramme des moments à la situation accidentelle :G+Q+E _y	175
Figure V.11: diagramme des moments à la situation accidentelle :0,8G+E _x	175
Figure V.12: diagramme des moments à la situation accidentelle :0,8G+E _y	176
Figure V.13: diagramme des moments à la situation accidentelle :0,8G-E _x	176
Figure V.14: diagramme des moments à la situation accidentelle :0,8G-E _y	177
Figure V.15: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U.....	183
Figure V.16: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q+E _x	183

Figure V.17: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q+Ey	184
Figure V.18: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q-Ex	184
Figure V.19: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q-Ey	185
Figure V.20: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G+Ex	185
Figure V.21: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G+Ey.....	186
Figure V.22: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G-Ex	186
Figure V.23: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G-Ey	187
Figure V.24: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S.....	187
Figure V.25: zone nodales	190
Figure V.26: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U sens y-y	193
Figure V.27: diagramme des moments a l'E.L.U sens y-y	194
Figure V.28. Schéma de ferrailage des poutres principales.....	195
Figure .V.29. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	195
Figure .V.30. La disposition des voiles.....	196
Figure .V.31. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	198
Figure.V.32 : diagramme d'une section entièrement comprimée	199
Figure.V.33 : diagramme d'une section entièrement tendue.....	200
Figure.V.34: diagramme d'une section partiellement comprimée.....	200
Figure V.35: Disposition constructive des armatures des voiles pleins.....	202
Chapitre 06:	
FigureVI.1:Diagramme des contraintes du sol agissant sur les semelles isolées.....	206
FigureVI.2 :dimensionnement de la semelle.....	207
figure VI.3: ferrailage des semelles isolées	211
Figure VI. 4 : présentation des transmissions des charges agissantes au niveau de semelle filante au sol.....	212
Figure VI. 5: ferrailage de longrine	217

Introduction

Générale

Chapitre I : Présentation de projet

I.1 INTRODUCTION :

Le projet de fin d'études porte sur l'étude d'un bâtiment de logement, tour (R+4) à usage d'habitation ; Contreventé par voiles et portiques, situé au niveau de la wilaya de kenchela zone I groupe d'usage 2 ; zone de faible sismicité.

Le document présente en premiers une description détaillé de l'ouvrage, le choix et redimensionnement des éléments des structures horizontales et verticales (planchers, poteaux ; voiles), conception stabilité et calcul des éléments secondaires (planchers, escaliers et acrotère).

L'étude de la stabilité verticale de l'ouvrage avec analyse dynamique par spectre de réponse par le logiciel « robot» ce qui permet de déterminer les efforts sollicitant les voiles le portique ainsi que les fondations, Ceux-ci ont été dimensionnés (calcul des ferrailages et vérifications des contraintes) par calcul et manuel.

Enfin sera défini le choix et dimensionnement des fondations.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

I.2.1 Introduction :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment d'habitation implanté à kenchela (zone sismique I. a). Il est composé d'un rez-de-chaussée, et de 04 niveaux. Notre sujet d'étude est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.

I.3.1 Caractéristiques de la structure :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants 3.06m.
- Hauteur du rez -de chaussée 3.06m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 15.30m.
- Longueur totale du bâtiment en plan 26.90m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 26.90m.

I.3.2 Données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99/version 2003** comme une zone de faible sismicité (**zone 1**).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage (**2**).

La couche porteuse des fondations est constituée d'un sol ferme (**S2**)

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars}$.

I.3.3 HYPOTHESE DE CALCUL :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$.
- $E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$.
- $f_e = 400 \text{ MPa}$.

I.4 Conception de la structure :

I.4.1 Ossature de l'ouvrage:

La structure à ossature en béton armé avec son système de contreventement mixte est constitué par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2 Planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la Construction séparant les niveaux d'un bâtiment, on distingue :

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

I.4.2 .1 Planchers Corps Creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

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

I.4.2 .2 planchers dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

I.4.3 Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

I.4.4 Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Les murs extérieurs sont constitués de double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I.4.5. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieures.
- L'étanchéité multi couche pour les planchers terrasses.

I.4.6 l'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.7 Terrasse:

Le bâtiment à un seule type de terrasses : terrasses inaccessible.

I.4.8 poteaux : en béton armé.

I.4.9.poutres : en béton armé.

I.4.10. voiles : en béton armé.

I.4.11. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose ces derniers, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.12.1 Fondation:

Afin de connaitre la nature et le comportement des sols sous-jacent.

➤ **Pénétrromètre dynamique**

Les essais permettent de détecter la moindre anomalie ou chargement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support.

I.4.12.2 La conclusion des résultats :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que : Les sols mise en évidence se caractérisent par une couche de terre végétale d'une épaisseur variant de 0.20 à 0.30m .

- La contrainte de sol recommandée est de 1.80 bars et les tassements absolus et différentiels sous cette contrainte se feront durant la construction.
- L'assise sera sur des fondations superficielles ancrées à 1.50m à partir du niveau actuel du terrain naturel.
- Les sols sous fondations sont non gonflants.

I.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

I.5.1.Introduction:

Béton : matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés c'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, soit en bâtiment ou en travaux publics.

I.5.2.Composition du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations .En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température.

I.5.2.1 Ciments:

Ce sont essentiellement des mélanges de silicates et d'aluminates de calcium obtenu par cuisson à une température de 1450 ° C, et le broyage d'un mélange minéral (calcaire+argile), en ces constituants Sont clinker, laitier (L), cendres(C), pouzzolanes(Z) et fillers qui sont mélangés en proportions diverses pour la constitution des différentes catégories de ciment, parmi les plus utilisés : le CIMENT PORTLAND, qui est constitué de :

- Artificiel (CPA)/..... 97% clinker, 03% filler.
- Composé (CPJ)/..... 65% clinker, 35% divers constituants.
- Le ciment de haut fourneau (CHF)/...65% a75% de laitier, 35% à 25% clinker+ filler.
- Le ciment de laitier de clinker (CLK) /..... 80% laitier, 20% clinker + filler.

La teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée, pour le béton de remplissage, peu sollicité, le dosage est de 150 Kg/ m³. Pour toutes les pièces constituants la structure des bâtiments, en béton armé ou précontraint le béton contient généralement 350Kg/m³ de ciment. pour les mortiers, mélanges de sable, de ciment et d'eau, la teneur atteint en moyenne 450Kg/m³ .Enfin, les coulis, utilisés en injection dans des forages , ne comprennent que du ciment et de l'eau .ils servent à boucher les microfailles et les fractures d'un terrain.

I.5.2.2 Granulats:

Les granulats utilisés sont des graviers issus de carrières, blocs de roche concassés et broyés, ou des granulats roulés, extraits du lit des rivières.la taille des granulats varie en

fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton arme, et du type de béton recherche, la taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande dimension des éléments les plus petits et celle des éléments les plus grands. Par exemple, un gravier 5/15 est compose de particules dont le diamètre varie entre 5 et 15 mm , pour les bétons employés en bâtiment , les ranulats les plus courants sont des graviers 5/15 et 15/25

I.5.2.3 Sable:

Les grains de sable, de même origine que les granulats, ont un diamètre inférieur 5 mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses.

I.5.2.4. Eau:

L'eau doit être propre ; c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment .le béton perd alors ses qualités de résistance et la consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau, plus un béton est liquide, plus il est facile à travailler, mais un tel matériau pressente une plus faible résistance une fois sec .il est donc nécessaire de définir la teneur en eau selon l'usage du béton, et d'obtenir le juste équilibre pour que le matériau soit résistant et néanmoins maniable.

En générale, le béton mis en œuvre est plutôt sec, mais il est vibre au coulage pour lui permettre de remplir correctement le coffrage, et pour expulser l'air emprisonne lors du malaxage.

I.5.2.5.Dosage:

Afin de réaliser un béton dont les qualités soient celle recherchées en fonction de la nature l'ouvrage, on dispose de plusieurs méthodes de calcul, on citera :

- Méthode de DREUX-GORISSE.
- Méthode de BOLOMEY.
- Méthode de d'ABRMS.
- Méthode de FAURY.

Un béton dit 350, contient :

- 350 Kg de ciment.

- 700 Kg de sable (0/5).
- 1000 Kg de graviers de grains (5/15 et 5/25
- 200 L d'eau.

I.6.béton:

I.6.1. Malaxage :

On mélange les composants à la main, à la pelle, ou au moyen d'engins mécaniques, tels qu'une bétonnière, pour des grands travaux, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les constituants selon une composition programmée à l'avance, la production peut atteindre plus de 300m³/h. l'objectif est mélanger suffisamment les composants pour obtenir une pâte homogène, au sein de laquelle les éléments les plus fins, sable et ciment, comblent les vides et l'agglomération des granulats ; on doit également envelopper les graviers pour obtenir, une fois sec un matériau à reconstitution d'une roche.

I.6.2.Coulage: Le béton peut être transporté jusqu'au chantier par des toupies, bétonnières montées sur camion. une pompe à béton achemine le matériau en hauteur ou sur des sites difficilement accessibles aux camions. sur les gros chantiers, le pompage du béton permet des cadences beaucoup plus importantes que si l'on emploie des bennes amenées par grue sur le lieu du coulage, le béton peut également être projeté au moyen de compresseurs pneumatiques

I.6.3.Vibration:

Une fois coulé dans un coffrage, le béton est vibré à l'aide d'aiguilles ou par des vibreurs électriques montés directement sur le coffrage, l'air expulsé durant cette phase provient des cavités entre les graviers, qui se remplissent de la pâte fine de ciment et de sable. la vibration permet un mélange efficace et améliore le durcissement.

I.6.4. Durcissement:

La température ambiante a une grande influence sur le durcissement, ou prise, du béton. Par temps de gel, il peut être nécessaire de chauffer l'eau, parfois même les agrégats, avant de malaxer et de couvrir le matériau pour retenir la chaleur dégagée par la réaction exothermique lors de la prise du ciment. Par temps très chaud, au contraire, on doit arroser le béton et le garder à l'ombre, afin que l'eau nécessaire à la prise ne s'évapore pas et provoque un retrait, c'est à dire une diminution de volume de la pièce. Ce phénomène

engendre des fissures dans le béton. Plus le béton est maintenu humide sur une longue période, plus sa résistance sera importante.

I.6.5.Décoffrage:

Pour les pièces préfabriquées et l'élément non porteur, il est possible de décoffrer quelques heures seulement après le coulage .en général, par temps doux, on coule le béton le soir pour le décoffrer le lendemain matin. Les éléments porteurs, comme les poutres ou les planchers, doivent rester plusieurs jours dans leur coffrage ; le béton doit durcir suffisamment pour supporter leur propre poids, ainsi que les charges qui y seront appliquées

I.7 Béton armé :

Le béton présente une excellente résistance a la compression, environ 450DaN/cm, mais dix fois moindre en traction ou en cisaillement .dans une pièce en béton supportant une charge, une poutre par exemple, la partie haute travaille en compression et la partie basse exerce des efforts de traction. Des études sur la résistance des matériaux permettent de déterminer dans chaque cas les parties d'une pièce en béton travaillant en compression ou en traction, pour reprendre les efforts de traction du béton, des barres d'aciers sont noyées dans le béton. L'acier, qui possède une résistance égale en traction et en compression, est place aux endroits ou le béton est le plus fragile.

Jadis, les aciers employés étoient des barres rondes de surface lisse, mais ce type d'acier n'offre pas une adhérence suffisante sur le béton .en cas d'effort important, il glisse dans le matériau et les contraintes ne se transmettent plus correctement, aujourd'hui, ces aciers sont surtout utilisés pour des attentes d'armatures.

En structure, les barres d'aciers mises en œuvre le plus souvent sont torsadées. Elles sont dites a haute adhérence, car leur surface rugueuse permet un lien intime avec le béton, et les contraintes peuvent se transmettre entre les deux composants .les armatures du béton permettent une grande économie de béton mais nécessitent des précautions particulières de mise en œuvre. Il est ainsi indispensable que l'acier soit correctement enrobe de béton et ne soit pas au contact avec milieu extérieur.

I.8.Présentation de la méthode de calcul aux états limites:

I.8.1Définition:

Un état limite est état particulier d'une structure ou de l'un de ses éléments, dans lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action. Il existe deux états limites.

I.8.2. Etat limite ultime (ELU):

On s'intéresse à la résistance de la structure ; on doit y garantir :

- équilibre statique.
- Stabilité de forme.
- Résistance de tous les éléments.

Pour ce faire, on fait un calcul de type rupture à partir de la loi de comportement des matériaux réels ou idéals.

I.8.3. Etat limite de service(ELS):

On s'intéresse aux conditions d'exploitations de la structure en vérifiant :

- La contrainte de compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Les déformations.

On y fait un calcul de types contraintes admissibles en supposant un comportement linéaire élastique du matériau.

I.9. Béton :

I.9.1. Résistance a la compression : C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

Dans le cas courant, le béton est caractériser du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique a la compression a l'âge de 28 jours .notée : f_{c28} et choisies a priori compte tenu des possibilités locales et des règle de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier. Soit dans notre projet:

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

La résistance a la compression a « j » jours est donnée par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4.86 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

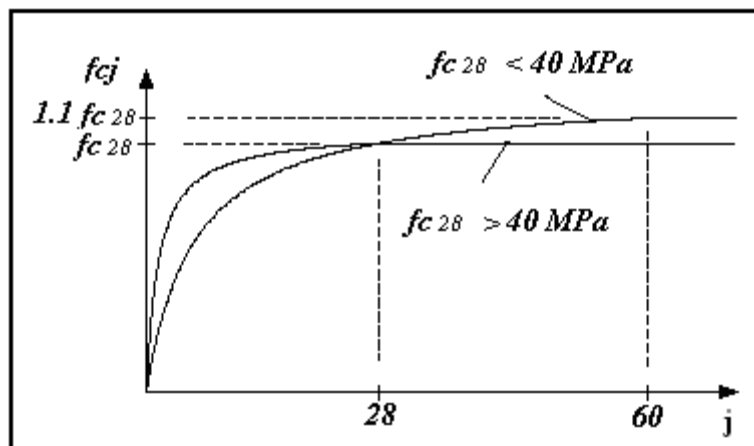


Figure (I. 1) : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

I.9.2. Résistance à la traction : C.B.A 93 [A-2-1-1-2].

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.} \end{array} \right.$$

Pour notrecas : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

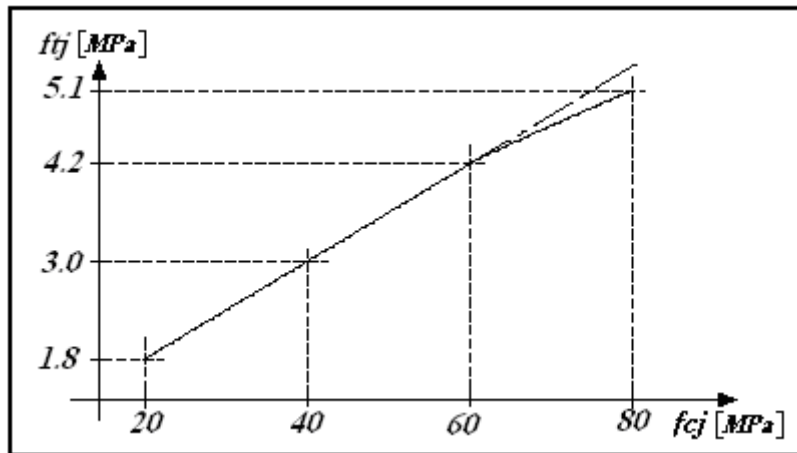


Figure (I. 2) : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

I.9.3. Déformation longitudinale du béton: C.B.A93 [A.2.1.2.1]

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le BAEL 91. 1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{D'ou : } E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

[A.2.1.2.2] CBA 93- On admet que, Sous contraintes normales d'une longue durée d'application, le module de déformation différée et donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa d'où : } E_{v28} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I.9.4. Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à

$$\nu = 0,2 \text{ pour un calcul de déformations à l'ELS. } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

- E : module de Young.
- ν : Coefficients de poisson

I.9.5. Contraintes limite :

I.9.5.1 Etat limite ultime :

✚ Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰} \\ \varepsilon_{bc1} = 3,5 \text{ ‰} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} \quad \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{array}$$

- La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$\frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Ou :

- Le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,
- θ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :
 - $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h
 - $\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et
 - $\theta = 0,85$ pour une dure $p=1h$

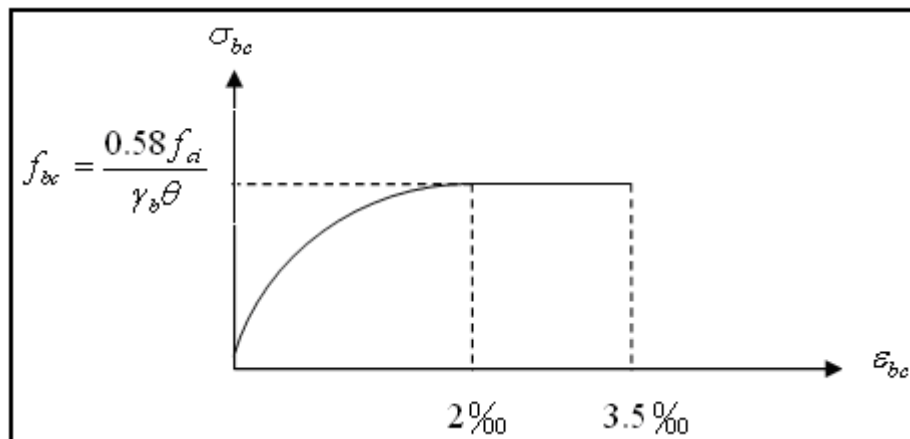


Figure (I. 3) : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

✚ Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a E L U est définie par :

$$\tau_u = V_u / (b_0 \cdot d)$$

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

$$\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

✓ Fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$$

✓ Fissuration peu préjudiciable.

Dans notre cas : $\tau = 3,33 \text{ MPa}$

I.9.5.2 Etat limite de service :

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

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$.

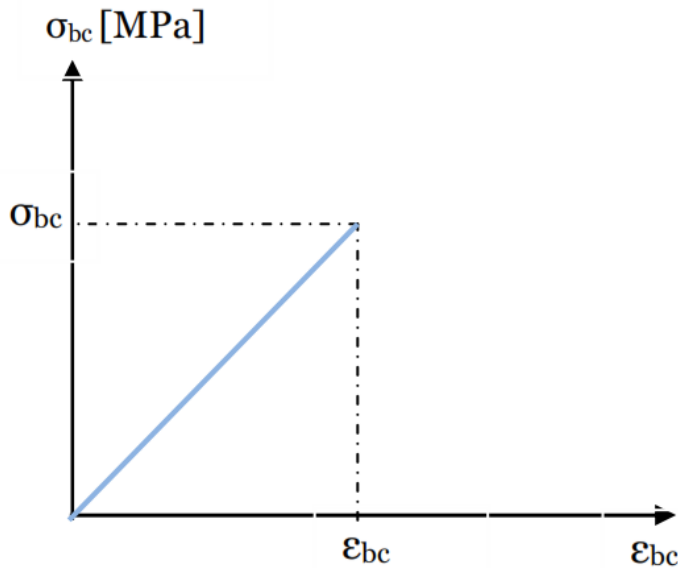


Figure (I. 4) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

I.10. L'Acier:

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élanements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

I.10.1Caractères mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractères mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22	215	Emploi courant.
	F_eE24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40	400	Emploi courant.
	F_eE50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F_eTE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers

I.10.2 Contrainte limite :

I.10.2.1 Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte déformation.

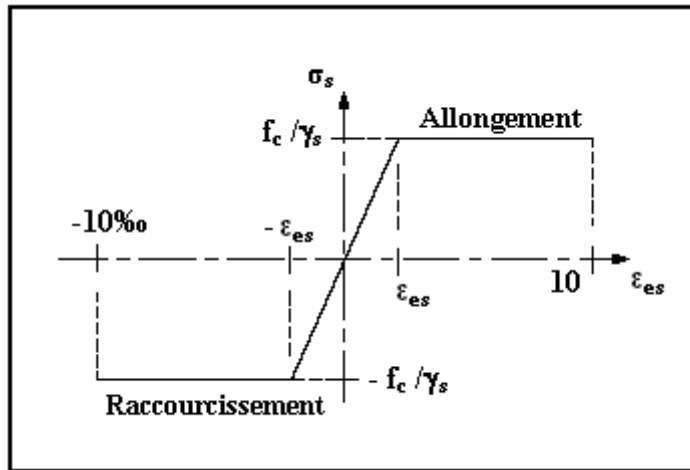


Figure (I. 5) : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec :

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s$$

$$\epsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité (=1 cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

I.10.2.2 Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_c, ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right).$
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_c, ; 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right).$

η : Coefficient de fissuration (=1 pour les RL, =1.6 pour les HA).

I.10.3 Règles des trois pivots :

- Le domaine 1 (pivot A) :

Conditionné par l'allongement de l'acier, est celui de la flexion (simple ou composée) sans épuisement de la résistance du béton ; lorsque toute la section est située du côté des allongements, on est évidemment dans le cas de la traction de faible excentricité. (Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint)

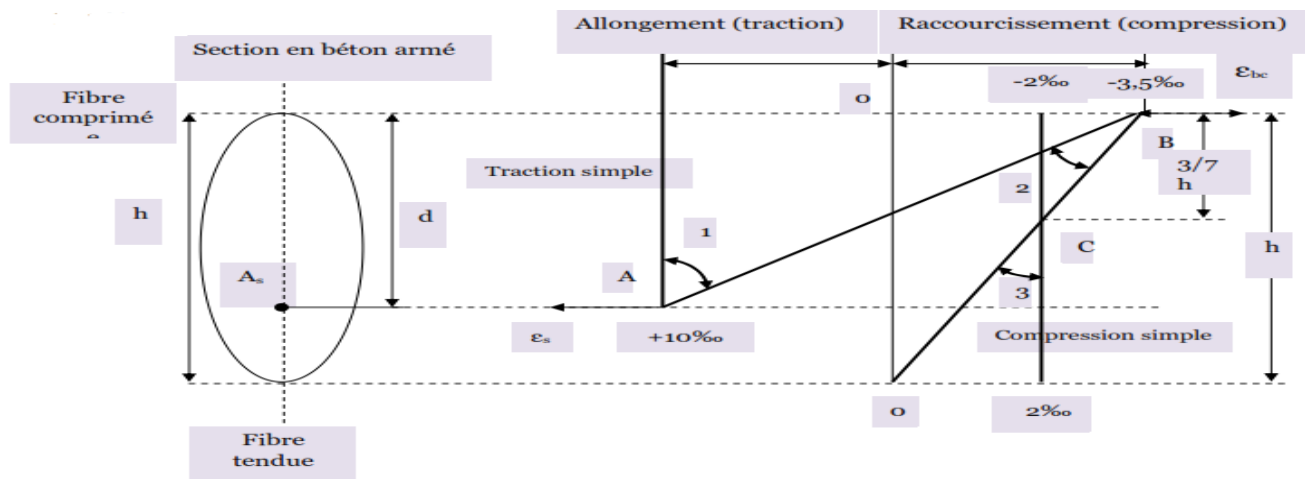


Figure (I. 6) :Diagramme de règles des trois pivots

➤ **Le domaine 2 (pivot B) :**

Conditionné par le raccourcissement du béton, est celui de la flexion (simple ou composée) avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée ; les armatures voisines de la fibre opposée peuvent alors être soit tendues, soit comprimées avec une petite partie de béton tendu (diagramme voisin de B0). (Flexion avec état ultime atteint dans le béton).

➤ **Le domaine 3 (pivot C):**

Est celui de la section entièrement comprimée (Compression simple ou composé).

I.10.4Caractéristiques des matériaux utilisés :

Béton	Acier
Dosage : 350kg/m ³ .	Des barres HA FeE400.
$f_{c28} = 25$ MPa.	$f_e = 400$ MPa.
$f_{t28} = 2,1$ MPa.	$\sigma_s = 348$ MPa.
$f_{cb} = \sigma_b = 14,2$ MPa.	$E_s = 2.10^5$ MPa.
$\gamma_b = 1,5$.	$\gamma_s = 1,15$.

Tableau (I-2) : Caractéristiques des matériaux utilisés

Chapitre 02

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement est déterminé les sections économiques des différents éléments de la structure pour assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage selon les règles BAEL91 et RPA99 version 2003.

II.2.Evaluation des charges et surcharges:

II.2.1.Les planchers :

II.2.1.1.Plancher terrasse est inaccessible

La terrasse est inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

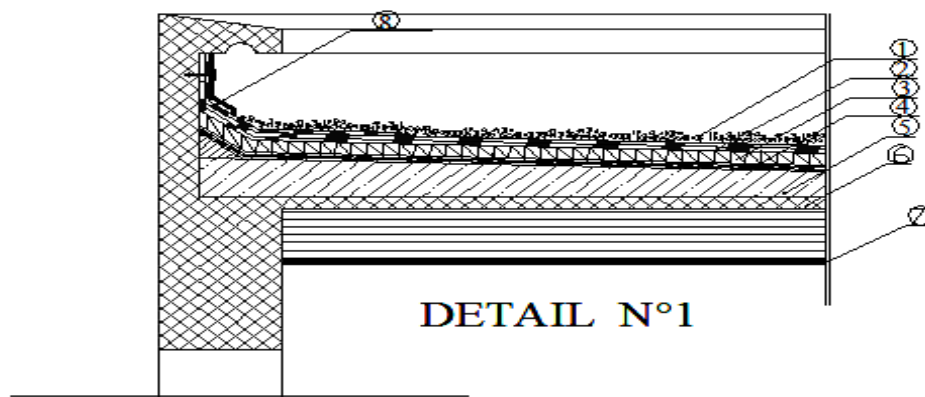
➤ **Charge permanente :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kn/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	2	600	12
3-Isolation en polystyrène de 4 cm d'épaisseur + polyane	4	400	16
4-Ecran par vapeur 36 S+ EIF et EAC	2,5	2000	50
5- Forme de pente	10	2200	220
6- Dalle en corps creux	20	1400	280
7- Enduit en plâtre	2	1000	20

G = 683kg/m²

Q = 100 kg/m²

Tableau (II.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.



- 1 : PROTECTION DE L'ETANCHEITE EN GRAVILLON ROULE DE 5cm D'ÉPAISSEUR
 2 : ETANCHEITE MULTICOUCHE 3x36 S + EAC
 3: ISOLATION EN POLYSTYRENE DE 4 cm D'ÉPAISSEUR + POLYANE
 4: ECRAN PAR VAPEUR 36 S+ EIF et EAC
 5: FORME DE PENTE EN BETON MAIGRE
 6: DALLE DE COMPRESSION
 7: ENDUIT EN PLATRE
 8: RELEVÉ D'ETANCHEITE EN PAX ALUMINIUM

Figure II.1: coupe plancher terrasse

II.2.1.2. Dalle pleine : (balcon)(terrasse) :

➤ Charge permanente:

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (kn/m^3)	G (kg/m^2)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	2	600	12
3- Isolation en polystyrène de 4 cm d'épaisseur + polyane	4	400	16
4- Ecran par vapeur 36 S+ EIF et EAC	2,5	2000	50
5- Forme de pente	10	2200	220
6- Dalle pleine	15	2500	375
7- Enduit en plâtre	2	1000	20

$G = 778 \text{ kg/m}^2$

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

Tableau II.2: Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine du plancher terrasse

II.2.1.3. Dalle pleine (terrasse) :

➤ **Charge permanente :**

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Etanchéité multicouche	2	600	12
3-Isolation en polystyrène de 4 cm d'épaisseur +	4	400	16
4-Ecran par vapeur 36 S+ EIF et EAC	2.5	2000	50
5- Forme de pente	10	2200	220
6- Dalle pleine	21	2500	525
7- Enduit en plâtre	2	1000	20

$G = 928 \text{ kg/m}^2$

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

Tableau (II.3) : La charge permanente du Dalle pleine

II.2.1.4 Planchers étages courant : les planchers des étages courant sont en corps

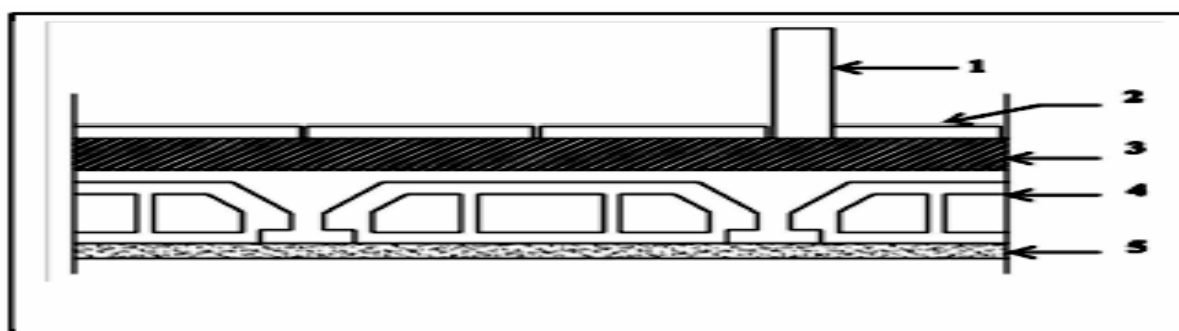


Figure II.2: coupe plancher étage courant.

➤ **Charge permanente:**

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-cloison de séparation	10	1000	100
2-Carrelage	2	2200	44
3.1-Mortier de pose	2	2000	40
3.2-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	280
5-Enduit en plâtre	2	1000	20

$G = 520 \text{ kg/m}^2$

$Q = 150 \text{ kg/m}^2$

Tableau (II.4) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

II.2.1.5. Dalle pleine (Balcon) :

➤ **Charge permanente:**

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-cloison de séparation	10	1000	100
2-Carrelage	2	2200	44
3.1-Mortier de pose	2	2000	40
3.2-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle pleine	15	2500	375
5-Enduit en ciment	2	2000	40

$G = 635 \text{ kg/m}^2$

$Q = 350 \text{ kg/m}^2$

Tableau (II.5) : Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine

II.2.1.6.Dalle pleine (terrasse) :

➤ **Charge permanente:**

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-cloison de séparation	10	1000	100
2-Carrelage	2	2200	44
3.1-Mortier de pose	2	2000	40
3.2-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle pleine	21	2500	525
5-Enduit en ciment	2	2000	40

G = 785kg/m²
kg/m²

Q = 150

Tableau (II.6) : Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine

II.2.2.1.Mur extérieur: Mur double parois (15+10) cm séparé par un vide de 5cm (vide d'isolation)

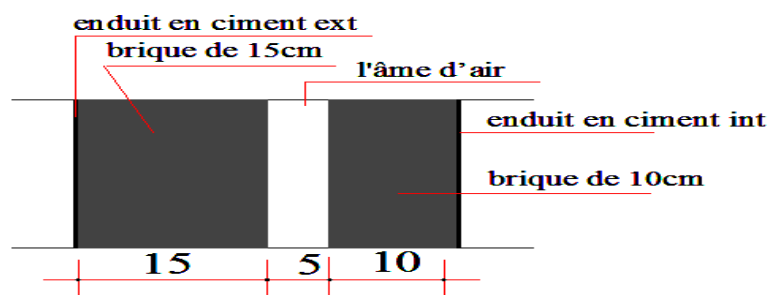


Figure II.3: Remplissage en double cloisons.

➤ **Charge permanente:**

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	ρ	G
Brique creux	15	1400	210
Brique creux	10	1400	140
Enduit intérieur en ciment	2	2000	40
Enduit extérieur en ciment	2	2000	40
G = 430 kg/m²			

Tableau (II.7) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

II.2.2.2 Murs intérieurs (simple parois) :

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	ρ (KG/M ³)	G (KG/M ²)
Enduit en plâtre	2	1000	20
Brique creux	10	1400	140
Enduit en plâtre	2	1000	20
G = 180 kg/m²			

➤ **Charge permanente:**

Tableau (II.8) : Evaluation des charges permanentes de mur intérieur.

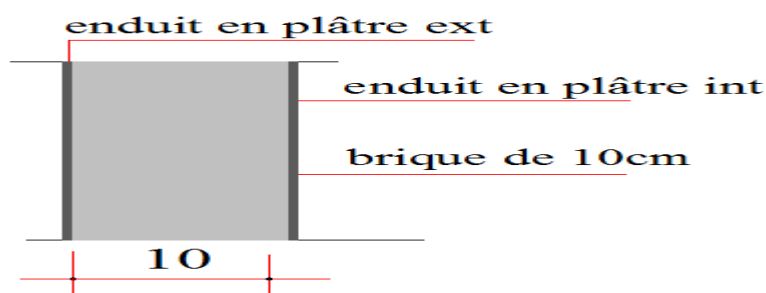


Figure II.4: Remplissage en simple cloisons.

➤ **Remarque:**

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

Mur extérieure	Charge permanente: G (kg/m^2)
Murs avec portes (90%G).	$G = 387 \text{ kg/m}^2$
Murs avec fenêtres (80%G).	$G = 344 \text{ kg/m}^2$
Murs avec portes et fenêtres (70%G).	$G = 301 \text{ kg/m}^2$

II.2.3.L'Acrotère:

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve du supérieur du bâtiment, elle est assimilée une console encastrée dans le plancher par son poids et charge du à la main courant.

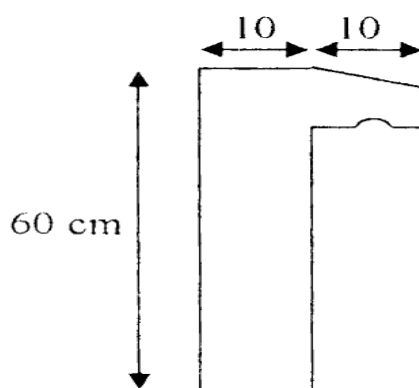


Figure II.2 : L'acrotère.

II.2.4.L'escalier:

II.2.4.1.Palier :

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	ρ (KG)	G (KG)
Poids propre de dalle	12	2500	300
Mortier de pose	2	2250	40
Poids enduit ciment	1.5	1800	36

Carrelage	2	2200	40
------------------	---	------	----

G = 416 kg/m²

Q=2.50 KN/m².

Tableau (II.9) : Evaluation des charges permanentes de palier

II.2.4.2.Paillasse :

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	ρ (K)	G (KG/
Poids propre de dalle	12	25	344.6
Poids des marches	17	25	212.5
Mortier de pose	2	22	45
Poids enduit ciment	1.5	18	27
Carrelage	2	22	44

G = 673.18 kg/m²

Q=2.50 KN/m².

Tableau (II.10) : Evaluation des charges permanentes Paillasse

II.3.Pré dimensionnement des planchers:

II.3.1.Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le but de pré dimensionnement c'est le « pré calcul » des dimensions des différents éléments de la structure.

Il sera fait selon les règles du **B.A.E.L.91** et la vérification selon **R.P.A 99 version 2003**.

Pour arriver à déterminer une épaisseur économique, afin d'éviter un surplus d'aciers et du béton.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

- Pré-dimensionnement des éléments secondaires
- Pré-dimensionnement du plancher

II.3.2. Les planchers en corps creux :

On choisit les planchers en corps creux pour les raisons suivantes :

- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- ✓ Réduction du coût de la construction
- ✓ les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes .

Le plancher en corps creux comprend les éléments et opération suivants :

1. poutrelles en béton armé.
2. corps creux ou hourdis.
3. armature de répartition.
4. bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

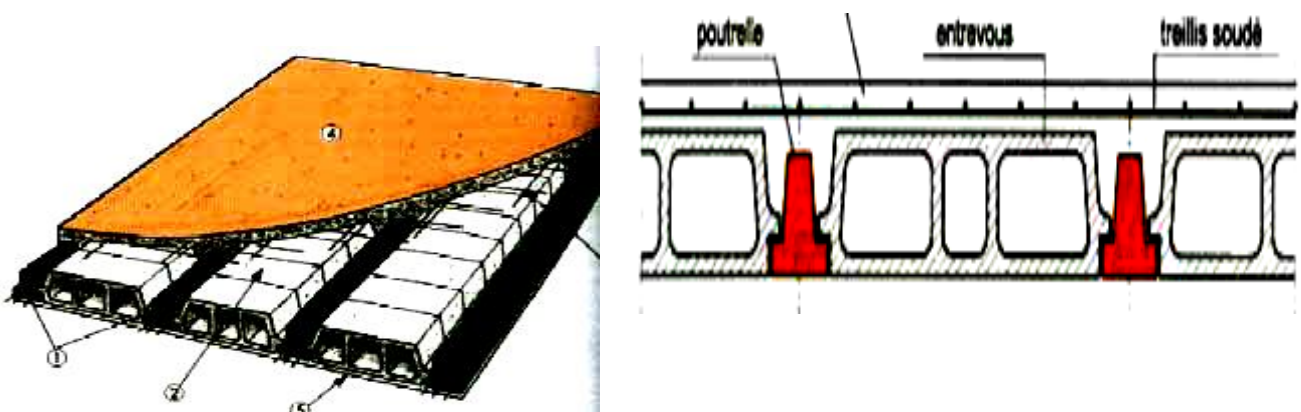


Figure II.6 : Plancher à corps creux

II.3.2.1. Condition de flèche :

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est ou moins égal à $1/22.5$

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle ($L = 440\text{cm}$).

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} = 19.21\text{cm}$$

L = la petite portée du grand panneau.

ht : hauteur totale du plancher

On prend : **$ht = 20\text{cm}$** ($16 + 4$)

II.3.3. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semi encastré. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. Les poutrelles sont calculées en deux phases :

b_0 est pris égal à 10cm selon BAEL pour des raisons pratiques

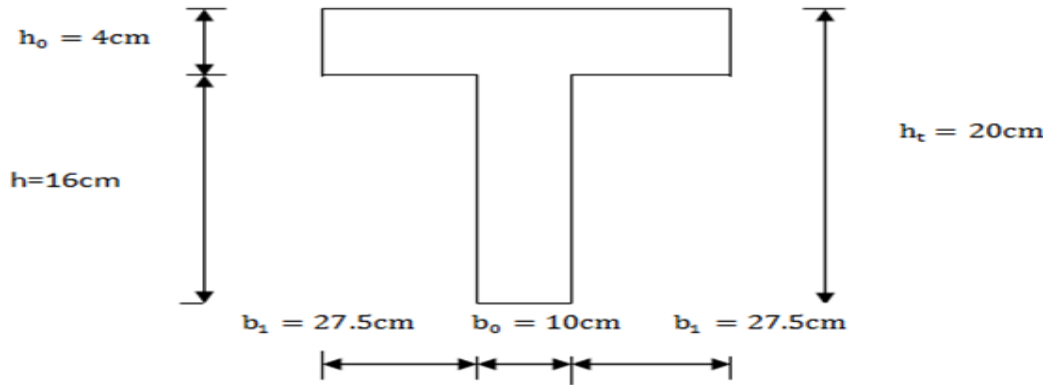


Figure II.7: Détail Poutrelles

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ \frac{l}{10} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{(65 - 10)}{2} = 27.5\text{cm} \\ \frac{440}{10} = 44\text{cm} \end{array} \right.$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

h_0 : épaisseur de la dalle =4cm

l_1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives.

$$l_1=65 \text{ cm}$$

$$0,3 h_t < b_0 < 0,8 h_t$$

Donc :

$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$ Pour des raisons constructives on prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

l : Longueur de la plus grande travée (4,40cm)

Choix : $b_1= 27.5\text{cm}$, pour avoir $\Rightarrow b=2b_1+b_0 \Rightarrow b=2 \times 27.5+10=65\text{cm}$

II.3.4.Prédimensionnement Plancher en dalle pleine :

**balcon :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Elles reposent sur deux, trois, ou quatre appuis.

➤ Détermination du sens de portée de la dalle :

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

- Pour $\alpha < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens

- Pour $0,4 \leq \alpha \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle et

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

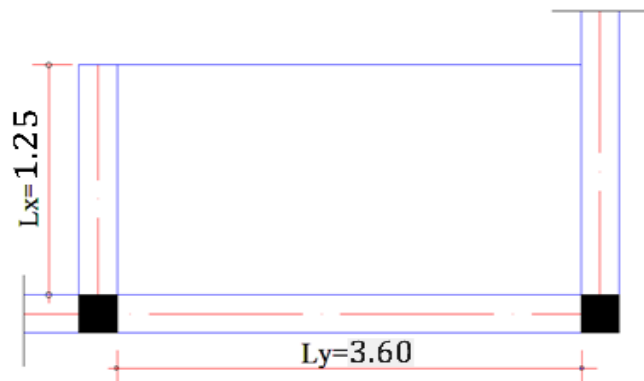


Figure II.8: Dimension d'un panneau de dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{3.60} = 0.34 < 0.40$$

✓ Donc dalle portant porte suivant un sens

✚ Condition de résistance a la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, l'Epaisseur de la dalle e est donnée par:

- ♦ Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \text{et} \end{array} \right.$$

2. La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow e = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

- ♦ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{et} \\ 2. \quad \text{La charge est uniformément répartie ou} \end{array} \right.$$

Ou bien dalle soumise à une charge concentrée

- ♦ Quel que soit la valeur de α .

$$\Rightarrow e = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30} \Rightarrow \frac{125}{35} \leq e \leq \frac{125}{30}$$

$$3.57\text{cm} \leq e \leq 4.16\text{cm}$$

- ♦ On adopte :**e=4cm**

✚ Résistance au feu :

Selon de niveau de sécurité à l'incendie rechercher l'épaisseur de la dalle se bascule entre :

- e=7cm pour une heure de coup feu ;
- e=11cm pour deux heure de coup feu ;
- e=17.5cm pour quatre heure de coup feu.

L'épaisseur minimale de la dalle pleine, pour deux heures de coupe-feu doit être égale à 11cm.

On adopte:.....**e=11cm**

✚ Isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale M de 350 kg/m² d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14cm$$

On adopte :.....**e=14cm**

✚ Conclusion :

$$e = \max \{ 10 ; 15 ; 14 \} (cm)$$

Choix : Nous On adopte :.....**e=15cm**

- ♦ Optons pour une dalle pleine de 15cm d'épaisseur

****dalle pleine à l'intérieur du logement (d'une forme triangulaire) :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Elles reposent sur deux, trois, ou quatre appuis.

- Détermination du sens de portée de la dalle :

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

- Pour $\alpha < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens
- Pour $0,4 \leq \alpha \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle et

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

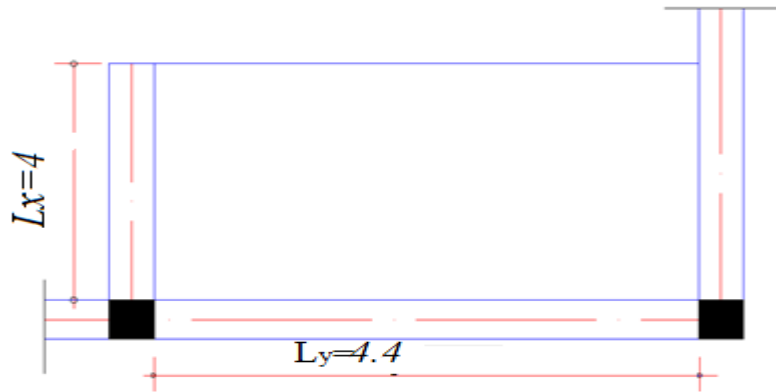


Figure II.8: Dimension d'un panneau de dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4.4} = 0.9 > 0.40$$

✓ Donc dalle portant suivant deux sens

✚ Condition de résistance a la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, l'épaisseur de la dalle e est donnée par:

- ♦ Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \text{et} \end{array} \right.$$

La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow e = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

- ♦ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 \leq \alpha \leq 1 \\ \text{et} \end{array} \right.$$

La charge est uniformément répartie ou bien la dalle est soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de α .

$$\Rightarrow e = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}\right) L_x$$

- ♦ On a La dalle portant suivant deux sens :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{400}{50} \leq e \leq \frac{400}{40}$$

$$8\text{cm} \leq e \leq 10\text{cm}$$

On adopte :**e=12cm**

 **Résistance au feu :**

L'épaisseur minimale de la dalle pleine, pour deux heures de coupe-feu doit être égale à 11cm.

On adopte:.....**e=11cm**

 **Isolation acoustique :**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale M de 350 kg/m² d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

On adopte :**e=17cm**

 **Conclusion :**

$$e = \max \{12;11 ;17\}(\text{cm})$$

Choix : Nous On adopte :.....**e=21cm**

- ♦ optons pour une dalle pleine de 21cm d'épaisseur

II.4.Predimensionnement Des Poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton arme de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**

II.4.1.Poutres principales (porteuses):

• **D'après le BAEL91:**

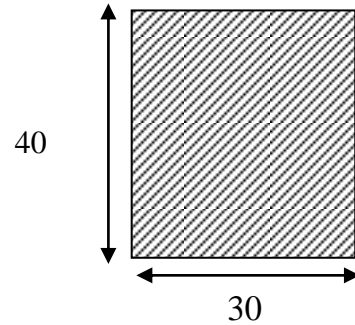
1) $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ ht : hauteur de la poutre. b : largeur de la poutre

2) $0.3ht \leq b \leq 0.7ht$

Avec : L : portée maximale des travées du portique

Nous avons : L= 4.4 m.

$$\frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10} \Rightarrow 39.33 \text{ cm} \leq ht \leq 44 \text{ cm}$$



• On prend: **h=40cm.**

$0.3ht \leq b \leq 0.7 ht \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$

• On prend ; **b=30cm**

les dimensions des poutres doivent respecter l'article :7.5.1 de RPA 99 suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \text{ vérifie.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \text{ vérifie.} \\ h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.33 < 4 \text{ vérifie.} \end{array} \right.$$

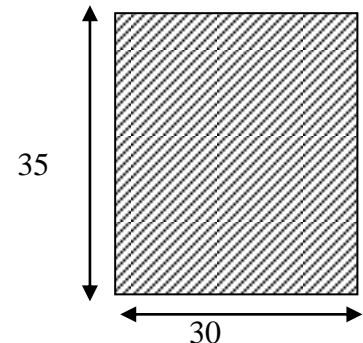
II.4.2.poutres secondaires (non porteuses) :

D après le BAEL91:

ht : hauteur de la poutre.

1) $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

2) $0.3ht \leq b \leq 0.7ht$ b : largeur de la poutre.



• Avec : L : portée maximale de poutre. .

Nous avons : L= 4.25 m.

$$1) \quad \frac{425}{15} \leq h_t \leq \frac{425}{10} \quad \Rightarrow \quad 28\text{cm} \leq h_t \leq 42.50 \text{ cm.}$$

On prend **h=35 cm.**

$$2) \quad 0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 10.50\text{cm} \leq b \leq 17.50\text{cm}$$

• On prend **b=30 cm**

- Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :
 - $b \geq 20 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \quad \text{vérifie.}$
 - $h \geq 30 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \quad \text{vérifie.}$
 - $h/b \leq 4 \quad \Rightarrow \quad h/b = 1.16 < 4 \quad \text{vérifie.}$

Les Poutres principales (b×h) cm ²	les poutres secondaires (b×h) cm ²
30x40	30x35

Tableau (II.11) : les dimensions des poutres

II.5.Pré dimensionnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99 article (7.7.1)** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: **L ≥ 4 e**

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

Avec :L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

h_e : hauteur d'étage

$$e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

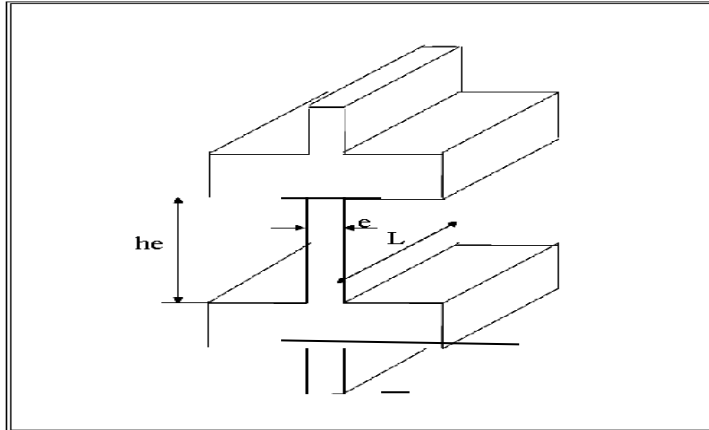


Figure (II.9) : Coupe voile en élévation

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

$$e \geq \text{MAX} \left\{ e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right\}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

pour étage : $h_e = 266 \text{ cm}$:

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{266}{20} = 13.30$$

pour RDC : $h_e = 3.06 \text{ m}$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{266}{20} = 13.30$$

- ♦ On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

II.6.1. pré dimensionnement des escaliers :

Les escaliers :

- Définition générale :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

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

- **Composition d'un escalier :**

Il est caractérisés par :

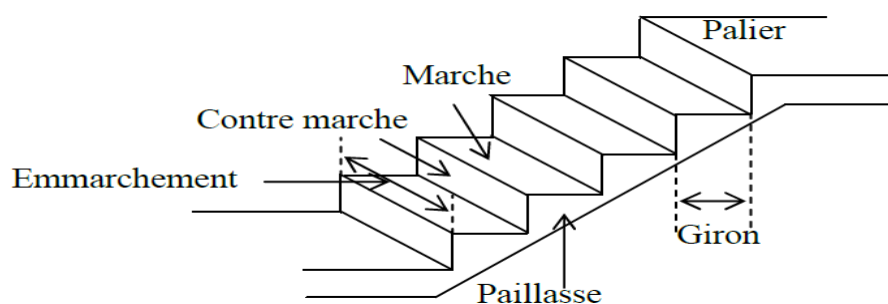


Figure II. 10 : Vue en plan d'une cage d'escalier

La montée ou la hauteur d'escalier (H).

La hauteur d'une marche (h).

Le giron : la largeur de marche (g).

L'emmarchement : la largeur de la volée (b).

La contre marche : la partie verticale d'une marche.

La paillasse : plafond qui monte sous marches.

Le palier : la partie horizontale.

La volée : suite ininterrompues des marches.

- **Dimensionnement d'escalier (etage courant) :**

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

ht=2,86 m

On prend « h »entre 14 et 20 : **14cm ≤h ≤20cm**

Et « g »entre le 22 cm et 33cm : **22cm ≤g ≤33cm**

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de « **BLONDEL**

»

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

Dans notre cas nous avons :

- $14\text{ cm} \leq h= 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$
- $22\text{ cm} \leq g= 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$
- $59\text{ cm} \leq g+2h= 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$

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

g = 30 cm

➤ Nombre de contres marches :

$$N_{cm} = \frac{he}{2h} = \frac{306}{2 \times 17} = 9$$

Donc : on a **9** contres marches par volée.

➤ Nombre de marches :

$$N_{cm} = N_{cm} - 1 = 8$$

Donc : on a **8** marches par volée.

➤ La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g \times N_m = 30 \times 8 = 240\text{cm} = 2.4\text{m}$$

➤ L'inclinaison de paillasse :

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = \cotg(0,566) = 29,54^\circ$$

- **$\alpha = 30^\circ$**

➤ **L'épaisseur de la paillasse** : est calculé suivant la condition

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

$$Ll' = \sqrt{l^2 + H^2} = \sqrt{(240^2 + 153^2)} = 279.37\text{cm}$$

$$\frac{279.37}{30} \leq e \leq \frac{279.37}{20} \rightarrow 9.31\text{cm} \leq e \leq 13.97\text{cm}$$

On adopte: **e = 12cm**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments palier et paillasse la même épaisseur :

-palier= 12 cm

-paillasse= 12 cm

L'épaisseur de la paillasse est : $e = 12\text{cm}$.

L'épaisseur du Palier : $e = 12\text{cm}$.

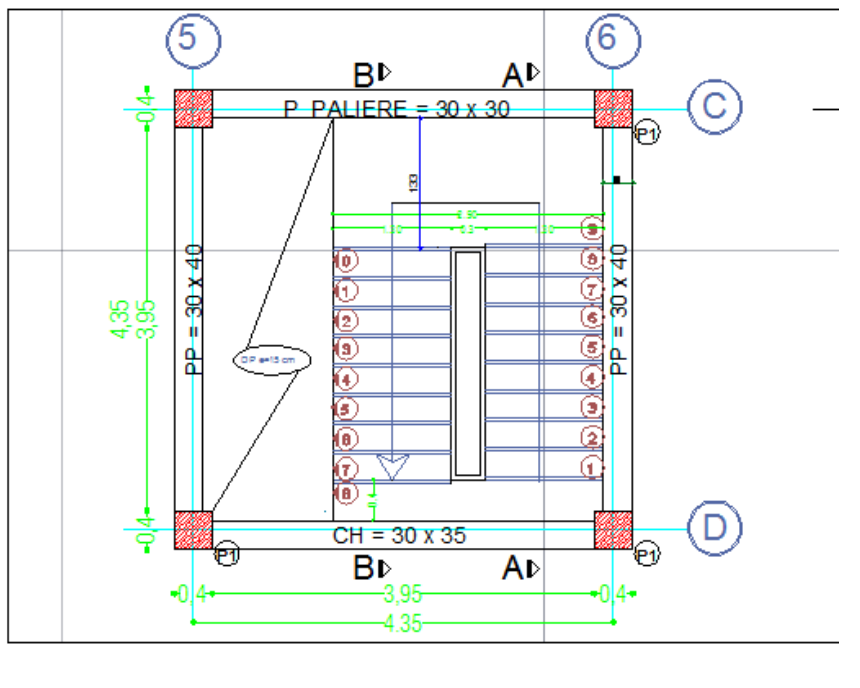


Figure II.11: Vue d'une cage d'escalier

II.7.PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

✚ Le calcul de N_u sera effectué à partir de la descente de charges

Les poteaux sont des éléments porteurs, leur fonction principale est de reprendre les efforts dus aux charges du plancher ramenées par les poutres, et ensuite ils les transmettent aux fondations. Le pré dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par le **RPA 99/V2003** et le **BAEL 91**.

- Selon **RPA99/V2003 (7.4.1)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b, h) \geq 25 \text{ cm (en zone I)} \\ \text{Min } (b, h) \geq h_e / 20 \\ 1/4 \leq b / h \leq 4 \end{array} \right.$$

Dans notre projet le nombre d'étages est de (R+4) alors on prend une section rectangulaire ou:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min (30, 40)} \geq 25 \text{ cm} & \text{condition Vérifiée} \\ \text{Min (30,40)} \geq h_e / 20 = 17 \text{ cm} & \text{condition Vérifiée} \\ 1/4 \leq b / h = 0.75 \leq 4 & \text{condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

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

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

Avec

B_r : section réduite du poteau (en cm^2).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

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

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

α : coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = 0,60(50 / \lambda)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. & \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda / 35)^2)} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. & \text{BAEL (article B.8.4.1)} \end{array} \right.$$

β : coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \beta = 1 + 0.2(\lambda / 35)^2 \dots\dots\dots \text{si } \lambda < 50. & \\ \beta = \frac{0,85\lambda^2}{1500} \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. & \end{array} \right.$$

λ : l'élanement du poteau considéré $\lambda = L_f / i$; on prend $L_f = 0.7L_0 = 0,7h_e$ (poteau est à ses extrémités, soit encastré dans un massif de fondation , soit assemblé à des poutres de plancher)

• **Remarque**

il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

◆ a : dimension de la section du béton du poteau.

◆ L_f : longueur de flambement.

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

◆ I : moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et Perpendiculaire au plan de flambement.

◆ $B = axb$: aire total de la section du poteau.

a, b : dimension de la section du béton du poteau

II.7.1.LA DESCENTE DES CHARGES

II.7.1.1.DEFINITION :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend, ..), les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'au fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesures de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenue compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux :

- 15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trios travées.

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle – ci est au plus égal à 25% de la surface des murs. Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égale au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

II.7.1.2.Loi de dégression des charges : (d'après DTR article63)

Dans les bâtiments à usage d'habitation et pour calculer l'ossature on suppose que toutes

les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers, et on détermine comme suit la surcharge Q_i , appliquée sur les différents niveaux.

- Sous terrasse Q_0
- Sous dernier étage Q_0+Q_1
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+ Q_2)$
- Sous le troisième étage $Q_0+0.9 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$
- Sous le quatrième étage $Q_0+0.85 (Q_1+ Q_2+Q_3+Q_4)$
- Sous le cinquième étage et les suivants:
 $Q_0+3+n /2n (Q_1+ Q_2 + Q_n)$

⚡ Charges différentes:

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

⚡ Charges identiques:

$$\sum_0 = Q_0 ; \sum_1 = Q_0 + Q$$

$$\sum_2 = Q_0 + 1.9Q$$

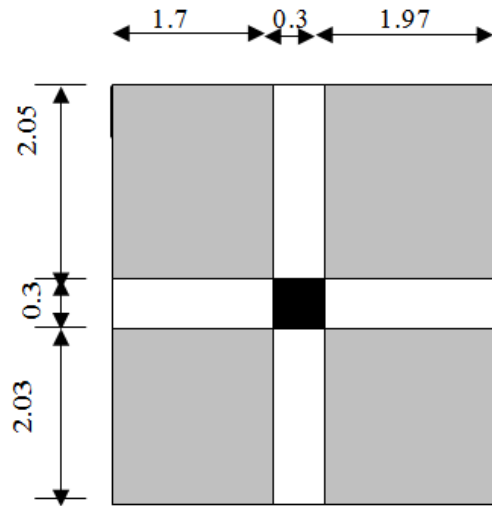
$$\sum_3 = Q_0 + 2.7Q$$

$$\sum_4 = Q_0 + 3.4Q$$

$$Q_t = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2} \right) Q \right] \quad \text{Pour } n \geq 5$$

POUTEAU CENTRALE (C-2):

$$S = 14.97 \text{ cm}^2$$



POUTEAU CENTRAL (C - 2)

Niveau	Dégression	G	Q(KN)
Terrasse	Q0	1	14.97
Sous 4 ^{ème} étage	Q0+Q1	2.5	37.42
Sous 3 ^{ème} étage	Q0+0.95(Q1+Q2)	3.8	57.63
Sous 2 ^{ème} étage	Q0+0.90(Q1+Q2+Q3)	5.0	75.59
Sous 1 ^{ère} étage	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1	91.31
Sous RDC	$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$	6.6	98.802

SECTION	G (KN)	Q (KN)
Section 1-1		14.97
Plancher terrasse: 6.83(1.7+1.97)×(2,05+2.03)×1.1	112.49	
Poutre principale: (0.3×0.4×25)4.08×1.1	13.46	

Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.67 \times 1.1$	10.59	
Σ	136.54	14.97
Section 2-2		
Poids venant de la section 1-1:	136.54	
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$	10.09	
Poids de mur intérieur: $1.8[(3.67 \times 2.66) + (4.08 \times 2.66)]$	29.29	
Σ	175.92	14.97
Section 3-3		37.42
Poids venant de la section 2-2 :	175.92	
Plancher étage: $5.2(1.7 + 1.97) \times (2.05 + 2.03) \times 1.1$	85.64	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)4.08 \times 1.1$	13.46	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.67 \times 1.1$	10.59	
Σ	285.79	37.42
Section 4-4		
Poids venant de la section 3-3:	285.79	
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$	10.09	
Poids de mur intérieur: $1.8[(3.67 \times 2.66) + (4.08 \times 2.66)]$	29.29	
Σ	325.17	37.42
Section 5-5		57.63
Poids venant de la section 4-4 :	325.17	
Plancher étage: $5.2(1.7 + 1.97) \times (2.05 + 2.03) \times 1.1$	85.64	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)4.08 \times 1.1$	13.46	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.67 \times 1.1$	10.59	
Σ	434.86	57.63
Section 6-6		
Poids venant de la section 5-5:	434.86	
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$	10.09	
Poids de mur intérieur:	29.29	

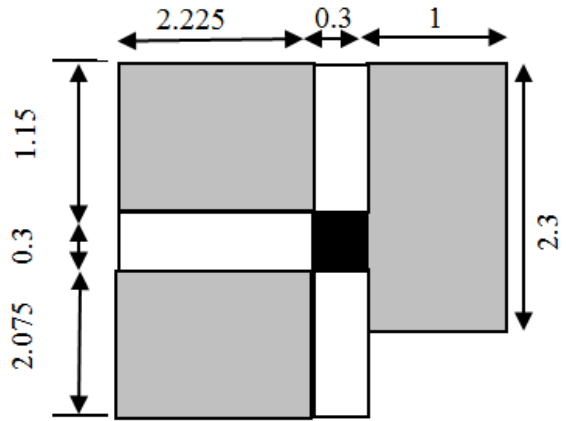
$1.8[(3.67 \times 2.66) + (4.08 \times 2.66)]$		
Σ	474.24	57.63
Section 7-7		75.59
Poids venant de la section 6-6 :	474.24	
Plancher étage: $5.2(1.7 + 1.97) \times (2.05 + 2.03) \times 1.1$	85.64	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)4.08 \times 1.1$	13.46	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.67 \times 1.1$	10.59	
Σ	583.93	75.59
Section 8-8		
Poids venant de la section 7-7:	583.93	
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$	10.09	
Poids de mur intérieur:	29.29	
$1.8[(3.67 \times 2.66) + (4.08 \times 2.66)]$		
Σ	623.31	75.59
Section 9-9		91.31
Poids venant de la section 8-8 :	623.31	
Plancher étage: $5.2(1.7 + 1.97) \times (2.05 + 2.03) \times 1.1$	85.64	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.67 \times 1.1$	13.46	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.67 \times 1.1$	10.59	
Σ	733	91.31
Section 10-10		
Poids venant de la section 9-9:	733	
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$	10.09	
Σ	744.22	98.802

Tableau II.12 : désignations de l'effort normal du poteau centrale

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 960.197 \text{ kn/m}^2$$

- **Descente de charge Poteau de rive(F-7):**

$S = 9,47 \text{ cm}^2$



POTEAU DE RIVE (F-7)

POUR LE BALCON:

Niveau	Dégression	G	Q(K)
Terrasse	Q0	1	2.3
Sous 4 ^{ème} étage	Q0+Q1	3.5	8.05
Sous 3 ^{ème} étage	Q0+0.95(Q1+Q2)	7.6	17.59
Sous 2 ^{ème} étage	Q0+0.90(Q1+Q2+Q3)	10.	24.03
Sous 1 ^{ère} étage	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)	12.	29.69
Sous RDC	$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$	6.6	34.5

POUR LE PLANCHER :

Niveau	Dégression	G	Q(K)
Terrasse	Q0	1	7.17
Sous 4 ^{ème} étage	Q0+Q1	2.5	17.93
Sous 3 ^{ème} étage	Q0+0.95(Q1+Q2)	3.8	27.6
Sous 2 ^{ème} étage	Q0+0.90(Q1+Q2+Q3)	5.0	36.2
Sous 1 ^{ère} étage	Q0+0.85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1	43.73
Sous RDC	$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$	6.6	49.56

SECTION	G (KN)	Q (KN)
Section 1-1		9.47
Plancher terrasse: $6.83(1.15 + 2.075) \times (2,225) \times 1$	49.009	
Dalle pleine terrasse : $7.78 \times (2.3) \times (1)$	17.94	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)2.225 \times 1$	6.675	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.225 \times 1$	8.465	
Σ	82.089	9.47
Section 2-2		
Poids venant de la section 1-1:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1$	9.8	
Poids de mur extérieur: $4.3[(3.225 \times 2.71) + (2.225 \times 2.66)]$	63.03	
Σ	154.919	9.47
Section 3-3		25.98
Poids venant de la section 2-2 :		
Plancher étage: $5.2(1.15 + 2.075) \times (2,225) \times 1$	37.31	
Dalle pleine Balcon: $6.35 \times (2.3) \times (1)$	14.605	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)2.225 \times 1$	6.675	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.225 \times 1$	8.465	
Σ	221.97	25.98
Section 4-4		
Poids venant de la section 3-3:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1$	9.8	
Poids de mur extérieur: $4.3[(3.225 \times 2.71) + (2.225 \times 2.66)]$	63.03	
Σ	294.8	25.98
Section 5-5		45.19
Poids venant de la section 4-4 :		
Plancher étage: $5.2(1.15 + 2.075) \times (2,225) \times 1$	37.31	
Dalle plane Balcon: $6.35 \times (2.3) \times (1)$	14.605	

Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)2.225 \times 1$	6.675	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.225 \times 1$	8.465	
Σ	361.85	45.19
Section 6-6		
Poids venant de la section 5-5:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1$	9.8	
Poids de mur extérieur: $4.3[(3.225 \times 2.71) + (2.225 \times 2.66)]$	63.03	
Σ	434.68	45.19
Section 7-7		60.23
Poids venant de la section 6-6 :		
Plancher étage: $5.2(1.15 + 2.075) \times (2,225) \times 1$	37.31	
Dalle plane Balcon: $6.35 \times (2.3) \times (1)$	14.605	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)2.225 \times 1$	6.675	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.225 \times 1$	8.465	
Σ	501.73	60.23
Section 8-8		
Poids venant de la section 7-7:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1$	9.8	
Poids de mur extérieur: $4.3[(3.225 \times 2.71) + (2.225 \times 2.66)]$	63.03	
Σ	574.56	60.23
Section 9-9		73.42
Plancher étage: $5.2(1.15 + 2.075) \times (2,225) \times 1$		
Dalle plane Balcon: $6.35 \times (2.3) \times (1)$	37.31	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)2.225 \times 1$	14.605	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)3.225 \times 1$	6.675	
	8.465	
Σ	641.62	73.42
Section 10-10		
Poids venant de la section 9-9:		

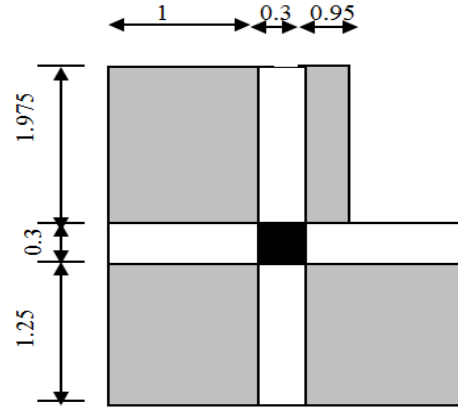
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times 3.06 \times 1$	10.2	
Σ	651.82	84.56

Tableau II.12 : désignations de la section du poteau de rive

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 860.087 \text{ kn/m}^2$

- Poutreau centrale (D-5):

$S = 6.81 \text{ cm}^2$



POTEAU CENTRALE (D - 5)

Niveau	Dégression	G	Q(
Terrasse	Q0	1	6.8
Sous 4 ^{ème} étage	Q0+Q1	2.5	17.
Sous 3 ^{ème} étage	Q0+0.95(Q1 +Q2)	3.8	26.
Sous 2 ^{ème} étage	Q0+0.90(Q1 +Q2+Q3)	5.0	34.
Sous 1 ^{ère} étage	Q0+0.85(Q1 +Q2+Q3+Q4)	6.1	41.
Sous RDC	$Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$	6.6	44.
			94

SECTION	G (KN)	Q (KN)
Section 1-1		6.81
Plancher terrasse: 6.83x6.81 x1.1	51.16	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25) \times 3.225 \times 1.1$	10.64	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25) \times 2.975 \times 1.1$	8.59	
Σ	70.39	

Section 2-2 Poids venant de la section 1-1: Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$ Poids de mur extérieur: $4.3[(3.225 \times 2.71) + (1.95 \times 2.66)] \times 1.1$	 10.09 59.88	
Σ	140.36	6.81
Section 3-3 Poids venant de la section 2-2 : Plancher étage: $5.2 \times 6.81 \times 1.1$ Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.225 \times 1.1$ Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)2.975 \times 1.1$	 38.95 10.64 8.59	17.025
Σ	159.59	
Section 4-4 Poids venant de la section 3-3: Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$ Poids de mur extérieur: $4.3[(3.225 \times 2.71) + (1.95 \times 2.66)] \times 1.1$	 10.09 59.88	
Σ	229.56	17.025
Section 5-5 Poids venant de la section 4-4 : Plancher étage: $5.2 \times 6.81 \times 1.1$ Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.225 \times 1.1$ Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)2.975 \times 1.1$	 38.95 10.64 8.59	26.21
Σ	287.74	
Section 6-6 Poids venant de la section 5-5: Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$ Poids de mur extérieur: $4.3[(3.225 \times 2.71) + (1.95 \times 2.66)] \times 1.1$	 10.09 59.88	
Σ	356.71	26.21
Section 7-7		34.39

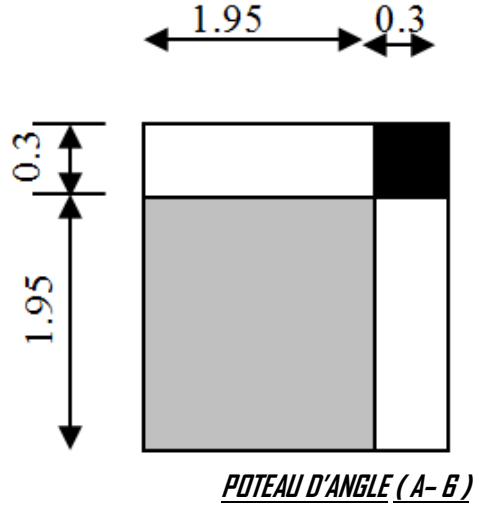
Poids venant de la section 6-6 :		
Plancher étage: $5.2 \times 6.81 \times 1.1$	38.95	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.225 \times 1.1$	10.64	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)2.975 \times 1.1$	8.59	
Σ	414.89	
Section 8-8		
Poids venant de la section 7-7:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.4 \times 1.1$	10.09	
Poids de mur extérieur: $4.3[(3.225 \times 2.71) + (1.95 \times 2.66)] \times 1.1$	59.88	
Σ	484.86	34.39
Section 9-9		41.541
Poids venant de la section 8-8 :		
Plancher étage: $5.2 \times 6.81 \times 1.1$	38.95	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.225 \times 1.1$	10.64	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)2.975 \times 1.1$	8.59	
Σ	543.04	
Section 10-10		
Poids venant de la section 9-9:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$	10.09	
Σ	553.13	44.94

Tableau (II.13) : désignations de l'effort normal du poteau central

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 708.03 \text{ kn/m}^2$$

▪ **POUTEAU D'ANGLE (A-6) :**

$S = 3.805 \text{ cm}^2$



SECTION	G (KN)	Q (KN)
Section 1-1		
Plancher terrasse: $6.83 \times 6.81 \times 1$	46.51	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25) 1.95 \times 1$	5.85	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25) 1.95 \times 1$	5.11	3.85
Σ	57.47	
Section 2-2		
Poids venant de la section 1-1:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25) 3.06 \times 1$	9.8	
Poids de mur extérieur: $4.3 [(1.95 \times 2.66)] \times 1$	22.3	
Σ	89.57	3.85
Section 3-3		
Poids venant de la section 2-2 :		9.625
Plancher étage: $5.2 \times 6.81 \times 1$	35.41	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25) 1.95 \times 1$	5.85	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25) 1.95 \times 1$	5.11	
Σ	135.49	
Section 4-4		

Poids venant de la section 3-3:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1.1$	9.8	
Poids de mur extérieur: $4.3[(1.95 \times 2.66)] \times 1$	22.3	
Σ	168.04	9.625
Section 5-5		
Poids venant de la section 4-4 :	35.41	14.822
Plancher étage: $5.2 \times 6.81 \times 1$	5.85	
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)1.95 \times 1$	5.11	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)1.95 \times 1$		
Σ	214.41	
Section 6-6		
Poids venant de la section 5-5:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.06 \times 1$	9.8	
Poids de mur extérieur: $4.3[(1.95 \times 2.66)] \times 1$	22.3	
Σ	246.51	14.822
Section 7-7		
Poids venant de la section 6-6 :		
Plancher étage: $5.2 \times 6.81 \times 1$	35.41	19.44
Poutre principale: $(0.3 \times 0.4 \times 25)1.95 \times 1$	5.85	
Poutre longitudinale: $(0.3 \times 0.35 \times 25)1.95 \times 1$	5.11	
Σ	292.88	
Section 8-8		
Poids venant de la section 7-7:		
Poids de poteau: $(0.3 \times 0.4 \times 25)3.4 \times 1$	9.8	
Poids de mur extérieur: $4.3[(1.95 \times 2.66)] \times 1$	22.3	
Σ	324.98	19.44
Section 9-9		

Poids venant de la section 8-8 :		
Plancher étage: 5.2x6.81x1	35.41	23.48
Poutre principale: (0.3x0.4x25)l.95 x1	5.85	
Poutre longitudinale: (0.3x0.35x25)l.95 x1	5.11	
Σ	371.35	
Section 10-10		
Poids venant de la section 9-9:		
Poids de poteau: (0.3x0.4x25)3.06 x1	10.2	
Σ	381.55	23.48

Tableau (II.14) : désignations de l'effort normal du poteau D'angle

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 550.31 \text{kn/m}^2$$

Poteau	A-4	A-5	A-6	B-1	B-2	B-3	B-4	B-5	B-6
Nu	487.88	409.99	550.31	399.74	540.75	530.90	498.4	456.87	487.34
Poteau	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	D-1
Nu	345.6	920.19	454.87	542.66	540.23	500.98	503.98	432.90	432.67
Poteau	D-2	D-3	D-4	D-5	D-6	D-7	D-8		
Nu	456.80	421.83	532.65	608.05	534.79	539.12	309.87		

Tableau (II.15) : désignations de l'effort normal du tous les poteaux

II.7.1.3. Vérification de l'élanement du poteau le plus sollicité :

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \text{ on prend } L_f = 0.7L_0 = 0.7h_e$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.086$$

I : moment d'inertie ;

B : section du béton ;

L_f : longueur du flambement

$$L_f = 0.7 L_0 = 0.7 \times 3.4 = 2.38 \text{ (poteau encastré)}$$

$$B = b \times h \quad ; \quad B_r = (a-2) \times (b-2).$$

$$\lambda = \frac{2.38}{0.086} = 27.68 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

donc : $\lambda < 50$

on prend :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1+0,2(\lambda/35)^2)} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases} \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.75$$

$$F_{bc} = 0,85 \frac{F_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,7% en zone I, on peut prendre:

$$\frac{A}{Br} = 1\%$$

$$N_u \leq \frac{0.85}{\beta} \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{B_r f_e}{100 \gamma_s} \right)$$

Donc :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 f_e}{100 \gamma_s}}$$

$$\beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 = 1,120 \quad f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$\gamma_b = 1,50 \quad (\text{cas générale})$$

(charge > 24h)

$$\theta = 1$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{MPa}$$

Avec : $f_e = 400 \text{MPa}$

$$\gamma_s = 1,15 \quad (\text{cas générale})$$

$$B_r \geq \frac{1.120 N_u}{\frac{14,17}{0.9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}} \Rightarrow$$

$$B_r \geq 638.42 \text{ cm}^2$$

II.7.1.4. Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitation normale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au

séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant:

$$V = N_d/B_c.F_{c28} \leq 0,3$$

Alors la section de poteau:

$$B_c \geq N_d/0,3.F_{c28}$$

Pour (B_c en cm^2 . N_d en KN): $B_c = N_d/0,075$

Tableau II .16: Vérification spécifique sous sollicitation normale

Niveau	N_d (kN)	F_{c28} (kN)	V	B_c (choisie) cm²	N_d/B_c.F_{c28} ≤ 0.3
04	121,06	2,5	0.0403	1200	Condition vérifiée
03	221.04	2,5	0.073	1200	Condition vérifiée
02	325,83	2,5	0.108	1200	Condition vérifiée
01	433,91	2,5	0.144	1200	Condition vérifiée
RDC	580,27	2,5	0.193	1200	Condition vérifiée

II.7.1.5. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

Selon l'RPA 99 / version 2003 Art (7.4.3.2) :

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique

Doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

- $\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

➤ Avec : $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,040 \end{cases}$

- λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

- $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ RPA 99/ version 2003(Art 7.4.2.2) .

➤ Avec **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

➤ **Lf** : longueur de flambement du poteau.

$Lf = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

$$\tau_{bu} = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

Avec : **b** = largeur de poteaux.

d = hauteur utile = 0,9 h

Niveau	T _{max} (kN)	τ _{bu} (MPa)	λ _g	ρ _d	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
04	54,93	0,050	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée
03	56,66	0,052	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée
02	56,94	0.052	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée
01	50,56	0.046	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée
RDC	53,38	0.049	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée

Tableau (II-17): Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Chapitre 03

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Dans le présent chapitre, Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2.Etude du plancher :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, On a deux types de plancher:

- planchers à corps creux : 16+4 Cm
Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression
- dalle pleines $E_p=15\text{cm}$
 $E_p=21\text{cm}$

III.2.1.Étude de la poutrelle :

Pour l'étude des poutrelles, il faut déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchant, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

III.2.1.1.La méthode forfaitaire :

On peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

✚ **1ère Condition** : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

➤ **Plancher terrasse :**

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (13.66, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

➤ **Plancher étage courant:**

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.40, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

✚ 2ème Condition:

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,70}{4,25} = 0.63 \leq 0.80 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

✚ 3ème. Condition

Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées
CV

✚ 4ème. Condition : la fissuration est considère comme non préjudiciable on peut pour

les dalles évaluées les valeurs maximales des moments fléchissent (M0) dans la travée indépendante de même portée que les travées considères est soumise au même charges...CV

Les conditions 1et 4 sont en concordance avec le bâtiment soumis à notre étude. Par contre les conditions 2et 3 sont restrictives. Donc la méthode forfaitaire n'est pas remplie.

III.2.1.2La méthode de Caquot

La méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée, due à Caquot, s'applique dans les cas où :

- les charges d'exploitation sont susceptibles de variations rapides dans le temps et n position ; et où :

Q= somme des charges variables

G = somme des charges permanentes

Vérifient: $\left\{ \begin{array}{l} Q > 2 G \\ \text{ou} \\ Q > 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$

- les poutres sont associées à une dalle générale (sections en T en travée).

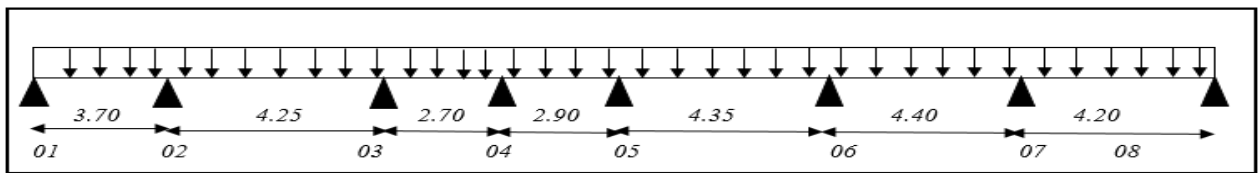
Cette méthode ne devrait donc pas s'appliquer à ce bâtiment qui est destiné à un usage d'habitation. Mais, on peut utiliser la méthode de Caquot minorée:

Charges permanentes = $2xG / 3$.

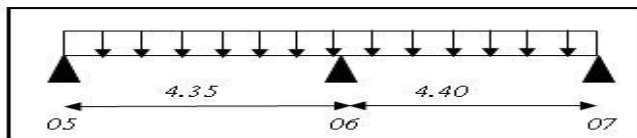
III.2.1.3.les types de poutrelle :

➤ Plancher terrasse niveau 15.46m:

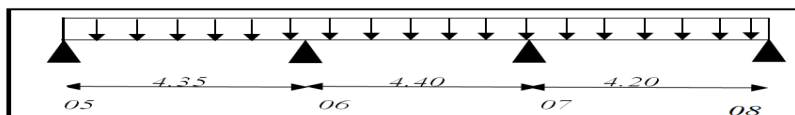
◆ type 1 :



◆ type 2 :

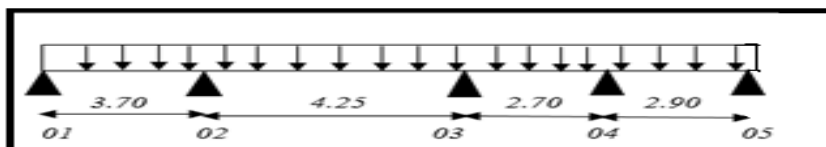


◆ type 3 :

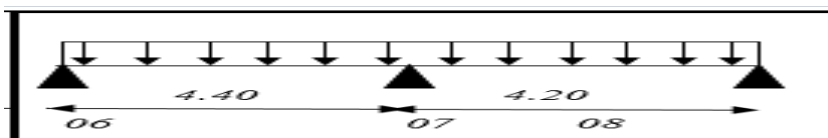


➤ Plancher étage courant :

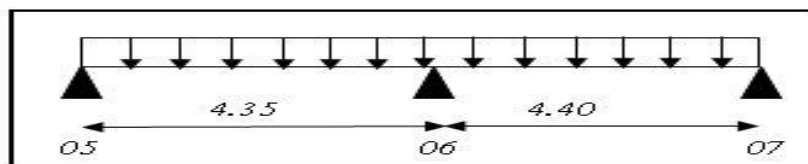
➤ type 1 :



➤ type 2 :



➤ type 3 :



➤ type 4 :

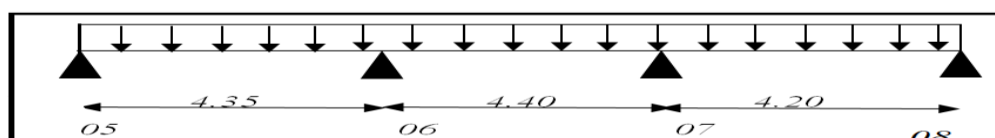


Figure III.1:Types des poutrelles

III.2.1.4.Détermination des sollicitations

La méthode de Caquot minorée s'adapte bien à notre étude. Son principe est la même que celle de la méthode de Caquot courant, mais la seule différence c'est que l'on applique un coefficient minoration égale à 2/3 sur la charge permanent.

- Pour les moments aux appuis, nous appliquerons le coefficient aux charges permanentes, ce qui permet de calculer une charge réduite :

$$P_u^r = 1.35 \frac{2}{3} G + 1.5Q \quad : \text{La charge ultime réduite}$$

$$P_s^r = \left(\frac{2}{3} G \right) + Q \quad : \text{La charge de service réduite}$$

- Pour les moments en travée, nous utilisons la combinaison habituelle

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = G + Q$$

III.2.1.5.Les charges des poutrelles :

Niveau	Q (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml)		ELS(KN/ml)	
				P _u × b	P _u ^r × b	P _s × b	P _s ^r = (2/3 G) × b
Terrasse Inaccessible	6.83	1,00	0,65	6.968	4.9705	5.0895	3.60966
Étage Courant	5.20	1,75	0,65	6.025	4.5045	4.355	3.2283

Tableau III.1:Charges supporté par Les poutrelles.

III.2.1.6.Application :

Soit l'appui numéro *i* d'une poutre continue, entourée par deux travées dont celle de gauche est affectée de l'indice «w » et celle de droit est affectée de l'indice «e », de longueur respectifs « lw » et « le ».

Ces travées supportent respectivement une charge répartie uniforme d'intensité «pw » et « pe ». On détache de chaque côté de l'appui étudié, des travées fictives de longueur « l'w » et « l'e » telle que

- l' = l pour une travée de rive;

- $l' = 0.8 \times l$ pour une travée intermédiaire

➤ **Moment au niveau de l'appui :**

Le moment au niveau de l'appui intermédiaire est donné par la formule suivant:

$$M_a = \frac{(P_w \cdot l_w'^3 + P_e \cdot l_e'^3)}{8.5(l_w' + l_e')}$$

Avec : P_w : charge uniformément réparties sur la travée à gauche de l'appui.

P_e : charge uniformément réparties sur la travée à droite de l'appui.

➤ **Moment maximal aux appuis :**

Le moment maximal au niveau de l'appui est obtenu en mettant en surcharge les 2 travées de part et d'autre de l'appui considérée.

➤ **Moment maximal en travée :**

Il est donné par la formule :

$$M_t = M_0(x) - M_w + \frac{x}{l} (M_w - M_e)$$

Pour $x = x_0 \Leftrightarrow x_0 = \frac{M_w - M_e}{l \cdot P} + \frac{l}{2}$ et $M_0 = \frac{pl^2}{8}$

Moment maximal en travée :

$$M_t = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2Pl^2}$$

Dans cette formule :

- x_0 : l'abscisse du moment maximale en travée;
- P : charge uniformément répartie au niveau de la travée ;
- M_e : moment fléchissant au niveau de l'appui droit de la travée déterminée en considérant que seule la travée concernée est chargée ;
- M_w : moment fléchissant au niveau de l'appui gauche de la travée concerné

a. Effort tranchant aux appuis :

Ils sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en considérant la continuité des moments.

Effort tranchant sur appui 1 (En chargeant la travée suivante)

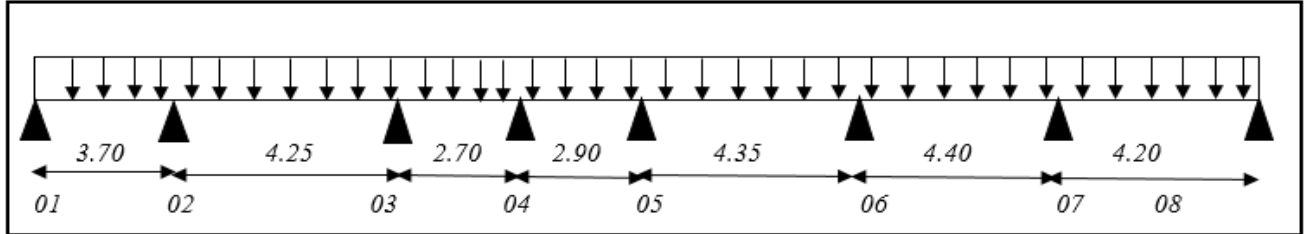
$$V_e = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{l'}$$

Pour l'appui de droit

$$V_w = \frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{Pour l'appui de gauche}$$

III.2.1.7. Sollicitations en travées et sur appuis :

Nous allons étudier le plancher dont les nervures prennent appuis sur 5 poutres Principales.



III.2.1.7.1. Les moments en appuis :

- ◆ Moment maxi sur appui 1 (En chargeant les travées encadrant l'appui):

$$M_{a1} = 0 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment max sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'_w = 3.70 \text{ m} ; L'_e = 0,8 \times 4,25 \text{ m} = 3.4 \text{ m} ;$$

$$P_w = 4.970 \text{ KN/ml} ; P_e = 4.970 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a2} = \frac{(P_w \cdot l'_w{}^3 + P_e \cdot l'_e{}^3)}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{4.970 \times 3.70^3 + 4.970 \times 3.4^3}{8.5(3.70 + 3.4)} = -7.4082 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment max sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'_w = 0,8 \times 4.25 \text{ m} = 3,4 \text{ m} ; L'_e = 0,8 \times 2.70 \text{ m} = 2,16 \text{ m} ;$$

$$P_w = 4.970 \text{ KN/ml} ; P_e = 4.970 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a3} = \frac{(P_w \cdot l'_w{}^3 + P_e \cdot l'_e{}^3)}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{4.970 \times 3,4^3 + 4.970 \times 2,16^3}{8.5(3,4 + 2,16)} = -5.1931 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment max sur appui 4 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'_w = 0,8 \times 2.70 \text{ m} = 2,16 \text{ m} ; L'_e = 0,8 \times 2.90 = 2.32 \text{ m} ;$$

$$P_w = 4.970 \text{ KN/ml} ; P_e = 4.970 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a4} = \frac{(P_w \cdot l'_w{}^3 + P_e \cdot l'_e{}^3)}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{4.970 \times 2,16^3 + 4.970 \times 2.32^3}{8.5(2,16 + 2.32)} = -2.9450 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment max sur appui 5 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'_w = 0,8 \times 2.90 \text{ m} = 2.32 \text{ m} ; L'_e = 0,8 \times 4.35 = 3.48 \text{ m} ;$$

$$P_w = 4.970 \text{ KN/ml} ; P_e = 4.970 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a5} = 3.48 \frac{(P_w.l'_w{}^3 + P_e.l'_e{}^3)}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{4.970 \times 2.32^3 + 4.970 \times 3.48^3}{8.5(2.32 + 3.48)} = -5.5074 \text{ KN.m}$$

- ♦ Moment max sur appui 6 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'_w = 0,8 \times 4.35 \text{m} = 3.48 \text{m}, ; L'_e = 0,8 \times 4.40 = 3.52 \text{m} ;$$

$$P_w = 4.970 \text{KN/ml} ; P_e = 4.970 \text{KN/ml}$$

$$M_{a6} = \frac{(P_w.l'_w{}^3 + P_e.l'_e{}^3)}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{4.970 \times 3.48^3 + 4.970 \times 3.52^3}{8.5(3.48 + 3.52)} = -7.1633 \text{ KN.m}$$

- ♦ Moment max sur appui 7 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'_w = 0,8 \times 4.40 = 3.52 \text{m}, ; L'_e = 4.20 \text{m} ;$$

$$P_w = 4.970 \text{KN/ml} ; P_e = 4.970 \text{KN/ml}$$

$$M_{a7} = \frac{(P_w.l'_w{}^3 + P_e.l'_e{}^3)}{8.5(l'_w + l'_e)} = \frac{4.970 \times 3.52^3 + 4.970 \times 4.20^3}{8.5(3.52 + 4.20)} = -8.91465 \text{ KN.m}$$

- ♦ Moment max sur appui 8 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$M_{a8} = 0 \text{ KN.m}$$

III.2.1.7.2. Les moments en travées :

- ♦ Moment maxi en travée 1 (En chargeant la travée 1)

$$M_{a1} = 0 ; \text{ et } M_{a2} = 7.4082 \text{ KN.m}$$

$$M_t = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t1} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a1} + M_{a2})}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t1} = \frac{6.9683 \times 3.70^2}{8} - \frac{(0 + 7.4082)}{2} + \frac{(0 - 7.4082)^2}{2 \times 6.9683 \times 3.70^2} = 8.2204 \text{ KN.m}$$

- ♦ Moment maxi en travée 2 (En chargeant la travée 2)

$$M_{a2} = 7.4082 \text{ KN.m}, \text{ et } M_{a3} = 5.1931 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a2} + M_{a3})}{2} + \frac{(M_{a2} - M_{a3})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t2} = \frac{6.9683 \times 4.25^2}{8} - \frac{(7.4082 + 5.1931)}{2} + \frac{(7.4082 - 5.1931)^2}{2 \times 6.9683 \times 4.25^2}$$

$$M_{t2} = 9.4519 \text{ kN.m}$$

- ♦ Moment maxi en travée 3 (En chargeant la travée 3)

Ma3= 5.1931KN.m, et Ma4=2.9450KN.m

$$M_{t3} = \frac{PL^2}{8} \frac{(M_{a3} + M_{a4})}{2} + \frac{(M_{a3} - M_{a4})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t3} = \frac{6.9683 \times 2.70^2}{8} \frac{(5.1931 + 2.9450)}{2} + \frac{(5.1931 - 2.9450)^2}{2 \times 6.9683 \times 2.70^2}$$

$$M_{t3} = 2.3305 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment maxi en travée 4 (En chargeant la travée 4)

Ma4= 2.9450KN.m, et Ma5=5.5074KN KN.m

$$M_{t4} = \frac{PL^2}{8} \frac{(M_{a4} + M_{a5})}{2} + \frac{(M_{a4} - M_{a5})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t4} = \frac{6.9683 \times 2.90^2}{8} \frac{(2.9450 + 5.5074)}{2} + \frac{(2.9450 - 5.5074)^2}{2 \times 6.9683 \times 2.90^2}$$

$$M_{T4} = 3.1552 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment maxi en travée 5 (En chargeant la travée 5)

Ma5= -5.5074.KN.m, et Ma6= -6.6439KN.m

$$M_{t5} = \frac{PL^2}{8} \frac{(M_{a5} + M_{a6})}{2} + \frac{(M_{a5} - M_{a6})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t5} = \frac{6.9683 \times 4.35^2}{8} \frac{(5.5074 + 7.1633)}{2} + \frac{(5.5074 - 7.1633)^2}{2 \times 6.9683 \times 4.35^2}$$

$$M_{t5} = 10.1572 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment maxi en travée 6 (En chargeant la travée 6)

Ma6= 6.6439.KN.m, et Ma7= 6.2763KN.m

$$M_{t6} = \frac{PL^2}{8} \frac{(M_{a6} + M_{a7})}{2} + \frac{(M_{a6} - M_{a7})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t6} = \frac{6.9683 \times 4.40^2}{8} \frac{(7.1633 + 8.2539)}{2} + \frac{(7.1633 - 8.2539)^2}{2 \times 6.9683 \times 4.40^2}$$

$$M_{t6} = 9.1588 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment maxi en travée 7 (En chargeant la travée 7)

Ma7= 8.91465KN.KN.m, et Ma8= 0.KN.m

$$M_{t7} = \frac{PL^2}{8} \frac{(M_{a7} + M_{a8})}{2} + \frac{(M_{a7} - M_{a8})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t7} = \frac{6.9683 \times 4.20^2}{8} \frac{(8.91465 + 0)}{2} + \frac{(8.91465 + 0)^2}{2 \times 6.9683 \times 4.20^2}$$

$$M_{t7} = 11.2310 \text{ KN.m}$$

III.2.1.7.3. Calcul l'effort tranchant :

- ◆ Effort tranchant sur appui 1 (En chargeant la travée suivante)

$$V_{u1} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \Leftrightarrow V_{u1} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a1} - M_{a2}}{l} = \frac{6.9683 \times 3.70}{2} + \frac{0 - 7.4082}{3.70} = 14.89351 \text{ KN}$$

- ◆ Effort tranchant sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui 2)

A gauche de l'appui

$$V_{u2} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a2} - M_{a3}}{l} = \frac{6.9683 \times 3.70}{2} + \frac{0 - 7.4082}{3.70} = -10.8887 \text{ KN}$$

A droite de l'appui:

$$V_{u2} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a1} - M_{a2}}{l} = \frac{6.9683 \times 4.25}{2} + \frac{7.4082 - 5.1931}{4.25} = 15.3288 \text{ KN}$$

- ◆ Effort tranchant sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui 3)

A gauche de l'appui :

$$V_{u3} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a1} - M_{a2}}{l} = \frac{6.9683 \times 4.25}{2} + \frac{7.4082 - 5.1931}{4.25} = 14.2864 \text{ KN}$$

A droite de l'appui :

$$V_{u3} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a3} - M_{a4}}{l} = \frac{6.9683 \times 2.70}{2} + \frac{5.1931 - 2.9450}{2.70} = 10.239 \text{ KN}$$

- ✚ Effort tranchant sur appui 4 (En chargeant les travées encadrant l'appui 4)

A gauche de l'appui :

$$V_{u4} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a3} - M_{a4}}{l} = \frac{6.9683 \times 2.70}{2} + \frac{5.1931 - 2.9450}{2.70} = 8.5746 \text{ KN}$$

A droite de l'appui :

$$V_{u4} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a4} - M_{a5}}{l} = \frac{6.9683 \times 2.90}{2} + \frac{2.9450 - 5.5074}{2.90} = 10.987 \text{ KN}$$

- ✚ Effort tranchant sur appui 5 (En chargeant les travées encadrant l'appui 5)

A gauche de l'appui :

$$V_{u5} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a4} - M_{a5}}{l} = \frac{6.9683 \times 2.90}{2} + \frac{2.9450 - 5.5074}{2.90} = 9.2205 \text{ KN}$$

A droite de l'appui

$$:V_{u5} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a5} - M_{a6}}{l} = \frac{6.9683 \times 4.35}{2} + \frac{5.5074 - 7.1633}{4.35} = 14.775 \text{ KN}$$

✚ Effort tranchant sur appui 6 (En chargeant les travées encadrant l'appui 6)

A gauche de l'appui :

$$V_{u6} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a5} - M_{a6}}{l} = \frac{6.9683 \times 4.35}{2} + \frac{5.5074 - 7.1633}{4.35} = 15.5366 \text{ KN}$$

A droite de l'appui :

$$V_{u6} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a6} - M_{a7}}{l} = \frac{6.9683 \times 4.40}{2} + \frac{7.1633 - 8.91465}{4.40} = 14.9322 \text{ KN}$$

✚ Effort tranchant sur appui 7 (En chargeant les travées encadrant l'appui 7)

A gauche de l'appui :

$$V_{u7} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a6} - M_{a7}}{l} = \frac{6.9683 \times 4.40}{2} + \frac{7.1633 - 8.91465}{4.40} = 15.7282 \text{ KN}$$

A droite de l'appui ;

$$V_{u7} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a7} - M_{a8}}{l} = \frac{6.9683 \times 4.20}{2} + \frac{8.91465 - 0}{4.40} = 16.569 \text{ KN}$$

✚ Effort tranchant sur appui 8 (En chargeant les travées encadrant l'appui 8)

A gauche de l'appui :

$$V_{u8} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a7} - M_{a8}}{l} = \frac{6.9683 \times 4.20}{2} + \frac{8.91465 - 0}{4.20} = 12.5108 \text{ KN}$$

III.2.1.7.4.déterminer les notations des efforts internes

notation	Définition des notation
M_t	moments maximums en travées
M_a	moments maximums sur appuis
T max	efforts tranchants maximums

Tab III.2: déterminer les indices des efforts internes

III.2.1.7.5.Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:

A l'ELU :

Niveau		Terrasse Inaccessible						
Type1								
Appuis	01	02	03	04	05	06	07	08
M _a	0	7.4082	5.1931	4.9450	5.50 74	7.16 33	8.914 65	0
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	/
M _t	8.2204	9.4519	7.3305	8.1552	10.1 572	10.1 588	11.23 10	/
T max	14.893 5	15.328 8	- 14.286	10.987	14.7 75	15.5 366	16.59 6	-12.518
Type2								
Appuis	05		06			07		
M _a	0		11.1927			0		

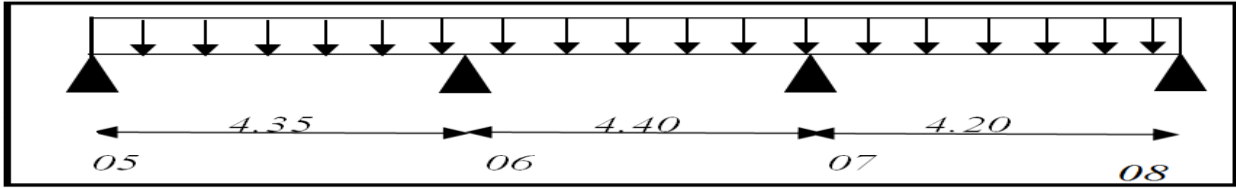
Travées	5-6	6-7	/	
Mt	11.36	11.731	/	
T max	12.587	-17.729	-17.8739	
Type3				
Appuis	05	06	07	08
M_a	0	9.3558	8.91465	0
Travées	5-6	6-7	7-8	/
Mt	14.1354	8.7285	12.2310	/
T max	13.0052	-17.3065	16.569	-12.518

Tableau III.3: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.U plancher terrasse

III.2.1.7.6.Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:

A P'ELS :

Niveau		Terrasse Inaccessible						
Type1								
Appuis	01	02	03	04	05	06	07	08
M_a	0	5.380 5	3.771 7	3.138 9	4.000 1	5.202 6	6.474 62	0
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	/
M_t	6.226 88	6.929 0	3.718	4.321 2	7.444 4	7.486 1	8.218 7	/
T max	10.86 9	10.43 66	- 10.43	8.021 25	11.34 6061	10.90 78	- 12.18	- 12.22
Type2								
Appuis	05		06			07		
M_a	0		8.12916			0		
Travées	5-6		6-7			/		

Mt	8.3134	7.4895	/	
T max	12.9384	9.3494	13.0444	
Type3				
Appuis	05	06	07	08
M_a	0	6.7950	6.4746	0
Travées	5-6	6-7	7-8	/
Mt	11.2397	7.68172	8.21846	/
T max	12.6316	11.2677	12.1859	-12.2285

Tableau III.4: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.S plancher terrasse

III.2.1.7.8.Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:

A PELU :

Niveau		Etage courant /RDC				
Type1						
Appuis	$P_u \cdot x \cdot b = 4.5045 \text{kn/ml}$	1	2	3	4	5
M_a		0	6.71435	4.7067	3.6097	0
Travées	$P_u \times b = 6.0255 \text{kn/M}$	1-2	2-3	3-4	4-5	/
M_t		6.9538	7.9129	3.3559	4.658	/
$T \text{ max}$		12.961	-13.2764	10.1034	11.7028	-10.2528
Type2						
Appuis	$P_u \cdot x \cdot b = 4.5045 \text{kn/ml}$	06		07	08	
M_a		0		9.8145	0	
Travées	$P_u \times b = 6.0255 \text{kn/M}$	6-7		7-8	/	
M_t		10.0873		8.83214	/	
$T \text{ max}$		15.4866		11.0256	-14.9903	

Type3					
Appuis	$P_u' \times b = 4.5045 \text{kn/ml}$	05	06	07	
M_a		0	10.1443	0	
Travées	$P_u \times b = -6.0255 \text{kn/M}$	5-6	6-7	/	
M_t		9.6311	9.9506	/	
T max		15.4374	15.561	10.9505	
Type4					
Appuis	$P_u' \times b = 4.5045 \text{kn/ml}$	05	06	07	08
M_a		0	8.4795	8.07969	0
Travées	$P_u \times b = -6.0255 \text{kn/M}$	5-6	6-7	7-8	/
M_t		10.3276	6.30283	9.5535	/
T max		15.0547	13.3469	14.5772	-10.73055

Tableau III.5: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l' efforts tranchant a L'E.L.U
Etage courant /RDC

III.2.1.7.9.Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:

A PELS :

Niveau		Etage courant /RDC				
Type1						
Appuis	$P_u \cdot x \cdot b = 3.2283 \text{kn/ml}$	1	2	3	4	5
M_a		0	4.81206	3.3732	3.5870	0
Tra vées	$P_u \times b = 4.355 \text{Kn/ml}$	1-2	2-3	3-4	4-5	/
Mt		5.2405	5.7532	4.0104	3.3759	/
T max		9.3572	9.2204	-9.28815	7.2067	-7.4549
Type2						
Appuis	$P_u \cdot x \cdot b = 3.2283 \text{kn/ml}$	06		07	08	
M_a		0		7.0338	0	
Tra vées	$P_u \times b = 4.355 \text{Kn/ml}$	6-7		7-8	/	
Mt		7.8164		7.3164	/	
T max		11.179		10.8202	-7.4708	

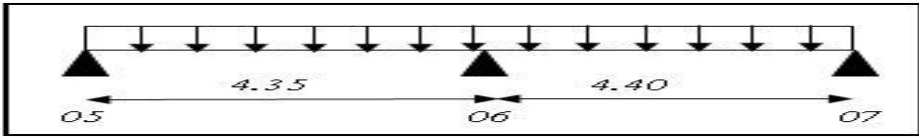
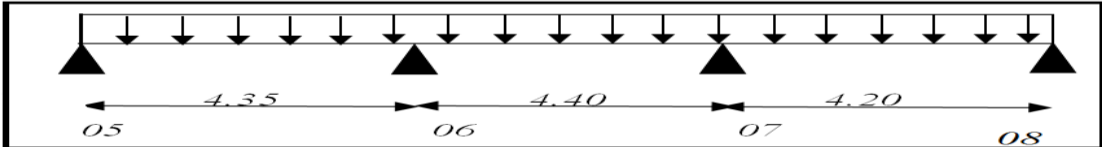
Type3					
Appuis	$P_u \times b = 3.2283kn/ml$	05	06	07	
M_a		0	7.27032	0	
Travées	$P_u \times b = 4.255Kn/ml$	5-6	6-7	/	
Mt		6.9865	7.2174	/	
T max		11.1434	11.2333	7.9287	
Type4					
Appuis	$P_u \times b = 3.2283kn/ml$	05	06	07	08
M_a		0	6.07714	5.799058	0
Travées	$P_u \times b = 4.255Kn/ml$	5-6	6-7	7-8	/
Mt		7.4863	4.6098	6.92205	/
T max		10.869	9.6442	10.5262	-7.76478

Tableau III6: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.S Etage courant /RDC

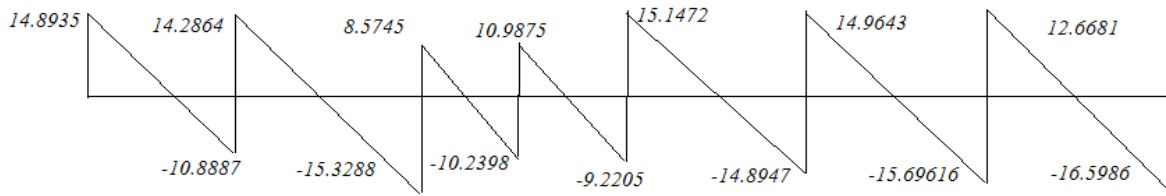


Figure III.2: Diagramme des efforts tranchants en KN à E.L.U

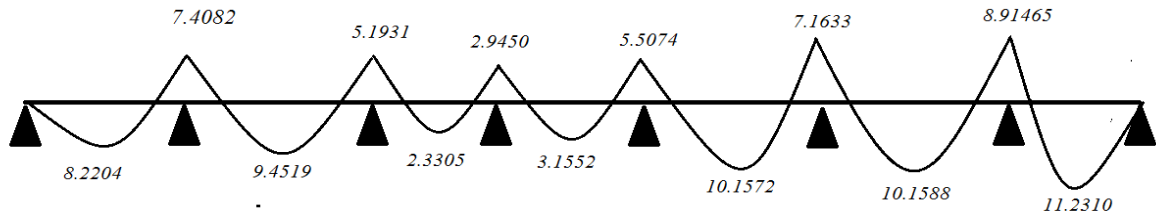


Figure III.3. Diagramme des moments fléchissant en Kn .m à E.L.U

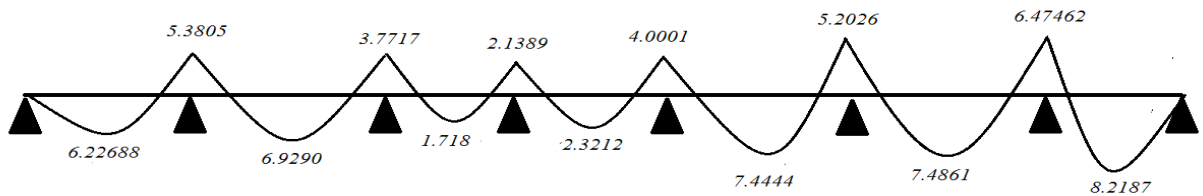


Figure III.4. Diagramme des moments fléchissant en Kn .m à E.L.S

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

E.L.U

E.L.S

$$M_{appui}^{Max} = - 11.1927K N.m$$

$$M_{appui}^{Max} = - 8.12916K N.m$$

$$M_t^{Max} = 14.1354KN.m$$

$$M_t^{Max} = 11.2397K N.m$$

$$T^{Max} = -17.8739K N$$

III.2.1.8.Ferrailage des poutrelles: (flexion simple)

➤ Poutrelle type (1) niveau de terrasse:

❖ ELU:

✚ En travée :

$$M_{u.trav} = 14.1354KN.m = 14.1354 \times 10^{-3} MN.m$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.21 = 0.189m$$

Le moment fléchissant (M_{table}) équilibré par la table est :

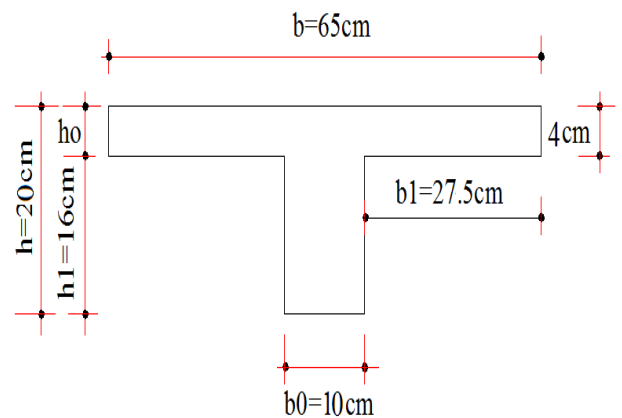


Figure III.5:Dimension

poutrelles

$$M_t = \overline{\sigma}_b b d_{0-} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE 400 \\ f_{c28} = 25MPa \\ f_{t28} = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,17MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

$$M_t = \overline{\sigma}_b b d_{0-} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14.20 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.189 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_t = 0.0623 MN.m$$

$M_{u,tra} = 0.0141354 MN.m < M_t = 0.0623 MN.m \Rightarrow$ La table de compression n'est pas

entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$(b \times h) = (65 \times 20) cm^2$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_{u,tra}}{\overline{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.1354 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times (0.189)^2} = 0,0428$$

$$\mu = 0,0428 \leq \mu_l = 0.392 (\text{acier FeE 400})$$

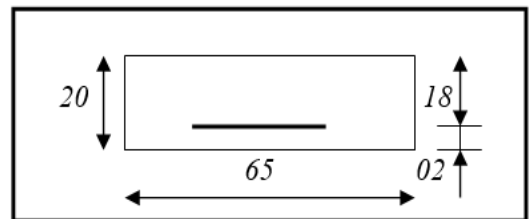


Figure III.6:Dimension travée

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,0547$$

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

$$A = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{14.1354 \times 10^3}{348 \times 0.978 \times 0,189} = 2,19 cm^2$$

$$A_{cal} = 2,19 cm^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 1,483 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 2.19 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T12=2,26 \text{ cm}^2$

✚ **En appui :**

$$M_{u.appui} = 11.1927 \text{ KN.m} = 11.1927 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

➤ **Le moment équilibre par la table :**

$$M_t = \bar{\sigma}_b b d_{0-} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.189 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_t = 0.0623 \text{ MN.m}$$

On a : $M_t = 0.0623 > M_{t.appui} = 0.01192 \Rightarrow$ l'axe neutre sera à l'intérieur de la table de compression, donc Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_{u.appui}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.1927 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.10 \times (0.189)^2} = 0,220$$

$$\mu = 0,220 \leq \mu_l = 0.392 (\text{acier FeE 400})$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

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

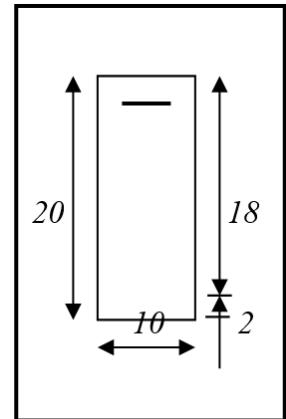


Figure III.7: Dimension appui

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,314$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.874$$

$$A = \frac{M_{u.appui}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{11.1927 \times 10^3}{348 \times 0,874 \times 0,189} = 1.947 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 1.947 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,10 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 0,228 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 1,94 \text{ cm}^2 \quad \text{Choix : } A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

b. Vérification de la contrainte du béton a L'ELS :

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton. Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

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

❖ **ELS:**

➤ **En travée :**

$$M_u = 14.1354 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 11.2397 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.1354}{11.2397} = 1.25$$

$$\alpha_{\text{TRAVEE}} \leq \frac{1.25 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{TRAVEE}} = 0.054 < 0.38 \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **En appui :**

$$M_{u,\text{appui}} = 11.1927 \text{ KN.m} = 11.1927 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_u = 11.1927 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8.12916 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.1927}{8.12916} = 1.37$$

$$\alpha_{\text{TRAVEE}} \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{\text{TRAVEE}} = 0.314 < 0.44 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

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

c. Armature transversale :

➤ **Vérification au cisaillement : R.P.A 99 V2003**

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable. $T_u^{max} = 17.8739 Kn$

la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{17.8739 \times 10^3}{100 \times 180} = 0,992 MPa$$

$$\tau_u = 0,99 MPa \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

- T_{max} : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm]

➤ **Calcul des armatures transversales:**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale

suivante :
$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{200}{35} ; 12 ; \frac{100}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (5.71 ; 12 ; 10)$$

On adopte $\phi_t \leq 6mm$

Armatures ronds lisses $\phi_t = 6 mm$ avec une nuance d'acier FeE235

On adopte l' $\phi_t = 6mm \Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,57 cm^2$

➤ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le **R.P.A 99 V2003 (7.5.2.2)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,030 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,030} = 19\text{cm}$$

➤ **zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi \text{ min}, 30\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{20}{4}, 12 \times 1.2, 30\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(5, 14.4, 30) \Rightarrow S_t = 5\text{cm}$$

➤ **zone courante:**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq \frac{20}{2} \text{ On prend : } S'_t = 10\text{cm}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S'_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4\text{MPa}\right)$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE215

$$\frac{0.57 \times 215}{10 \times 10} \geq \max\left(\frac{0.16}{2}, 0.4\text{MPa}\right) \Rightarrow 1.22 \geq 0.4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Condition aux glissements :**

➤ **En appui :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \quad \text{Avec: } \begin{cases} T_u^{max} = 17.8739\text{Kn} \\ M_u = 11.1927\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 17.8739 - \frac{11.1927}{0.9 \times 0.189} = -47,93$$

$$\Rightarrow 47,93 \leq 0 \dots\dots\dots \text{CV}$$

d. Vérification de la flèche :

D'après le B.A.E.L91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{s \text{ trav}}}{M_{s \text{ appui}}} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

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

- h : La hauteur totale de la section droite.
- d : La hauteur utile de la section droite.
- b_0 : La largeur de la nervure.
- $M_{s \text{ trav}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.
- $M_{s \text{ appui}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.
- A : La section des armatures tendues.
- f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

➤ **Vérification des conditions**

✓ $\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,045 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ *Condition non vérifiée*

✓ $\frac{h}{L} = \frac{20}{440} = 0,045 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{11.2397}{8.12916} = 0,13 \rightarrow$ *Condition non vérifiée*

✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26}{10 \times 18,9} = 0,0119 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ *Condition non vérifiée*

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire

➤ **Calcul de la flèche : selon B.A.E.L 91 (B.6.5,3)**

D'après le BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions suivant soient vérifiées la flèche totale est :

$$f \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \text{si} \quad L < 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si} \therefore L > 5m \end{array} \right.$$

L : la portée maximale des poutrelles

Dans notre cas : $L=4,40m \Rightarrow \bar{f} = \frac{440}{500} = 0.88Cm.$

$$\bar{f} = 0,88 \times 10^{-3} m$$

➤ **Calcul le Moment d'inertie de la section totale homogène : B.A.E.L 91 (B.6.5, 2)**

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

$$I_0 = \frac{0.65 \times 0.20^3}{12} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \left(\frac{0.20}{2} - 0.02 \right)^2 \quad \text{Car } d' = 0.1h = 0.02m$$

$$I_0 = 4,550 \times 10^{-4} m^2$$

➤ **Pourcentage des armatures :**

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0.10 \times 0.189} = 0.0119$$

➤ **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{0.10}{0.65} \right) \times 0.01793} = 2,38$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01793 \times 348 + 2.1} = 0.86$$

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1.1 \times 4,550 \times 10^{-4}}{(1 + 2,38 \times 0.86)} = 1,642 \times 10^{-4} m^4$$

➤ **Calcul des modules de déformation:**

○ $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa.}$

○ $E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa}$

➤ **Calcul de la flèche réelle :**

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{11.2397 \times 10^3 \times 4,40^2}{10 \times 32164,2 \times 1,64 \times 10^4} = 4.12 \times 10^{-3} m$$

Donc :

$$f = 4,12 \times 10^{-3} m < 10,25 \times 10^{-3} m \dots \dots \dots CV$$

III.2.1.8.1.récapitulatif du ferrailage des poutrelles:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Types	Armature longitudinal (cm2)				Armature transversal (cm2)
		A _{ST} Calculé (cm2)		A _{ST} choisit (cm2)		A _{ST} (cm2)
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Terrasse inaccessible	1	1,66	1,10	2T12	1T12	Ø6
	2	1,82	1,98	2T12	2T12	
	3	2,19	1.94	2T12	2T12	
Etage courant	1	1,50	1,06	2T12	1T12	Ø6
	2	1,64	0,77	2T12	1T12	
	3	1,55	0,87	2T12	1T12	
	4	1,35	0,60	2T12	1T12	

Tableau III.7 : ferrailage des poutrelles

➤ **L'encrage des barres : B.A.E.L.91.(A.6.1,21)**

- L_s : Longueur de scellement.
- ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».
- τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

Avec : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$ **B.A.E.L.91.(A.6.1,221)**

$$L_1 = 6 \cdot \phi ; L_2 = L_s \quad \alpha L_1 \quad \beta \cdot r ; \quad r = 5.5 \phi ; L > L_2 + r + \phi / 2$$

On adopte un crochet à 90° ; $\alpha=2.31$; $\beta=3.28$

Ø(mm)	τ_{su}	L _S (Cm)	L ₁ (Cm)	r(cm)	L ₂ (Cm)	L(Cm)
-------	-------------	---------------------	---------------------	-------	---------------------	-------

12	2.835	42.328	7.2	6.6	4.048	15
----	-------	--------	-----	-----	-------	----

Tableau III.8: l'ancrage des armatures

➤ **III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression [Art B.6.8.4.2.3 CBA93] :**

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm armée par treillis soudés de diamètre $\phi 5\text{mm}$, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles. $L_1=65$ cm.

A_1 : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : la section des armatures parallèle aux poutrelles (A.R).

✚ **Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$A_1 \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Avec: } f_e=400\text{MPa et } L=65\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_1 \geq 0.65\text{Cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : $6\phi 5=1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67\text{Cm}$$

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

✚ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.32\text{Cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : $3 \phi 5 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$S_t = \frac{100}{3} = 33,33\text{Cm}$$

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

Donc : On adopte un treillis soude de $\phi 6$ espacement (15x15) cm2.

➤ **III.2.3 Schéma de ferrailage des poutrelles et dalle de compression :**

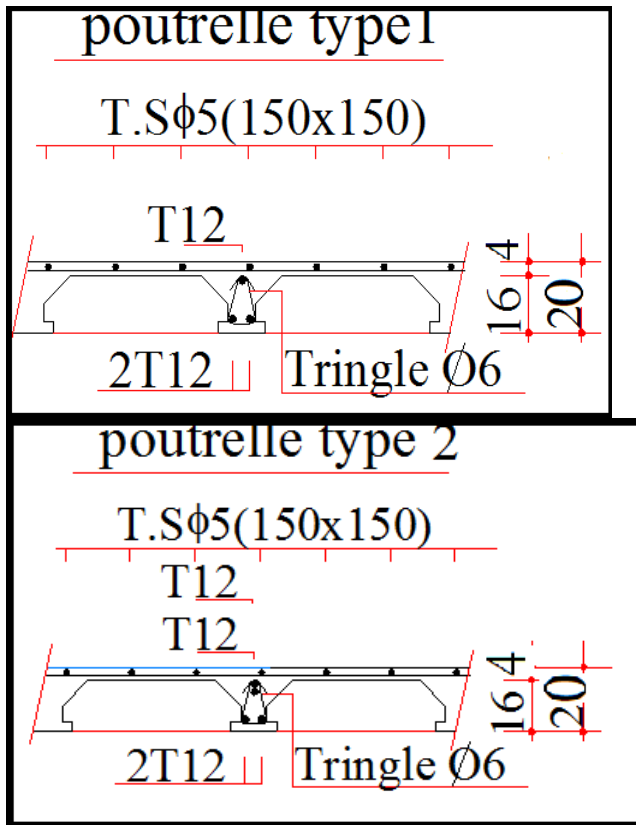


Figure III.8.: ferrailage des poutrelles

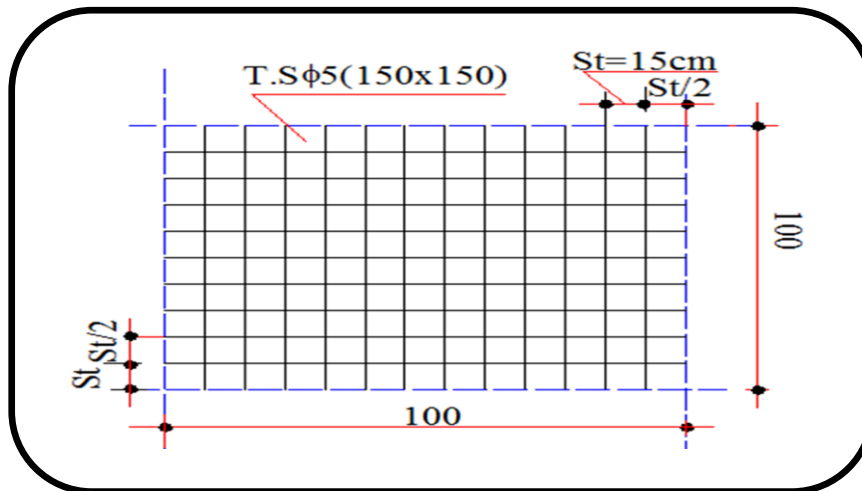


Figure III.9.: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III-3 Étude de la dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

III.3.1 Mode d'encastrement :

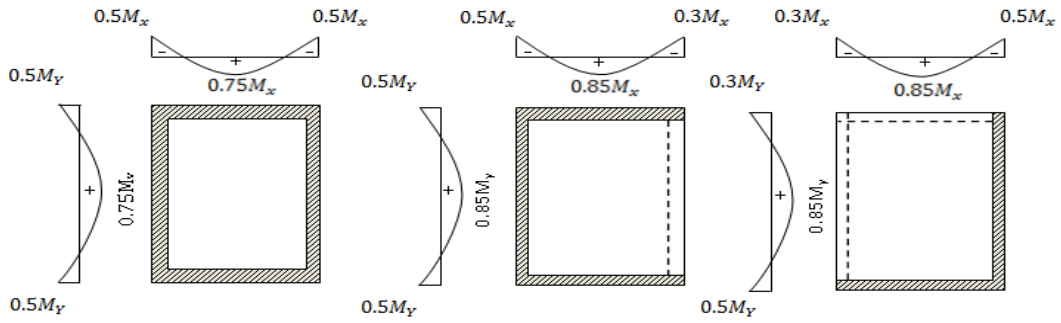


Figure III.10. Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

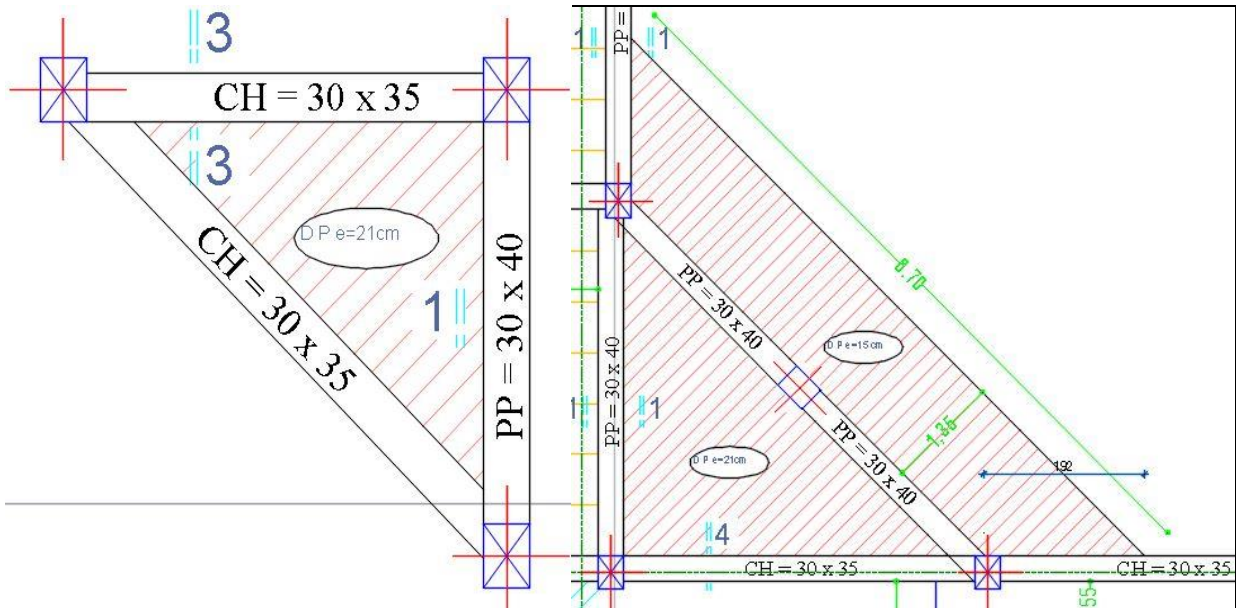


Figure III.11: panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel

III.3.2 Diamètre des armatures :

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{e}{10} \text{ avec : } e = 21\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{21}{10} = 2.1\text{cm}$$

On prend: $\phi = 12\text{mm}$

III.3.3 Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible :

On prend : $\phi = 12\text{mm}$ a = 1 cm.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{12}{2})\text{mm} = 16\text{mm} \\ C_y = (10 + 12 + \frac{12}{2})\text{mm} = 28\text{mm} \end{cases}$$

$$d_x = e - C_x = 21 - 1,6 = 19,4\text{cm}$$

$$d_y = e - C_y = 21 - 2,8 = 18,2\text{cm}$$

III.3.4.Calcul des sollicitations :

III.3.4.1 Combinaisons fondamentales :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$P_u = q_u \times 1,00$$

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

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

Pour une bande de 1m de largeur :

$$P_s = q_u \times 1,00$$

Niveau	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	ELU		ELS	
			qu=1.35G+1.5Q (kn/ m ²)	qu x1.00 (kn /ml)	qs=G+Q (kn/ m ²)	qs x1.00 (kn/ml)
Terrasse inaccessible	9.28	1,00	14.02	14.02	10.28	10.28
Etage courant	7.85	1,5	12.84	12.84	9.35	9.35

Tableau.III.10. Evaluation des différentes descentes des charges pour chaque panneau

III.3.4.2 Calcul des moments fléchissant

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_{0x}^u = \mu_x^u \times P_u \times l_x^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0y}^u = \mu_y^u \times M_{0x}^u \end{array} \right.$$

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	α=Lx/Ly	Observation
1	4	4.40	0,9090	α≥0,4 La dalle portant dans les deux sens Panneau de rive
2	1.8	2.4	0,7500	α≥0,4 La dalle portant dans les deux sens Panneau de rive

Tableau.III.9. Evaluation des différentes descentes des charges pour chaque panneau

Suivant la direction L_x;

Suivant la direction L_y.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x}^{ser} = \mu_x^{ser} \times P_s \times l_x^2 \quad \text{Suivant la direction Lx ;} \\ M_{0y}^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_{0x}^{ser} \quad \text{Suivant la direction Ly.} \end{array} \right.$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

➤ **Coefficient de poisson :**

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

➤ **Calcul α :**

On calcul le panneau ayant les dimensions suivantes :

$$L_x = 4\text{cm}, L_y = 4.4 \text{ cm}$$

$$\alpha = 400/440 = 0.9 \Rightarrow \text{La dalle travail dans les deux sens.}$$

➤ **Valeurs approchées du coefficient μ_x, μ_y :**

CALCUL	μ_x	μ_y
Sollicitations à ELU et ELS	$\frac{1}{8(1 + 2.4\alpha^3)}$	$\alpha^2(1 - 0.95(1 - \alpha)^2) \geq \frac{1}{4}$
Deformation à l'ELS	$\frac{1}{8(1 + 2\alpha^3)} = 0.05$	$\alpha^2(1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2) \geq \frac{1}{4}$ =0.82

Tableau.III.11 Valeurs approchées du coefficient μ_x, μ_y

$$\mu_x = 0.011 \quad \mu_y = 0,81 \quad \alpha = 0.9 \quad ;$$

III.3.4.3 Calcul des moments fléchissant pour panneau le plus sollicité:

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

PLANCHER (RDC)	ELU($\nu = 0$)			ELS($\nu = 0.2$)			
	Sens	M_0 [kn. m]	M_t [kn. m]	M_a [kn. m]	M_0 [kn. m]	M_t [kn.m l]	M_a [kn.m]
Sens X-X		2,46	2.09	1.23	0.411	0.349	0.205
Sens Y-Y		1.99	1.61	0.995	0.337	0.286	0.168

Tableau.III.12 Evaluation des moments fléchissant des panneaux

III.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

✚ Sens X-X :

♦ **En travées :**

❖ **E.L.U :** $M_{tx}^u = 2,09 Kn.m$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2,09 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,195)^2} = 0,0038$$

$$\mu = 0,0038 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées

ne sont pas nécessaires $A' = 0$

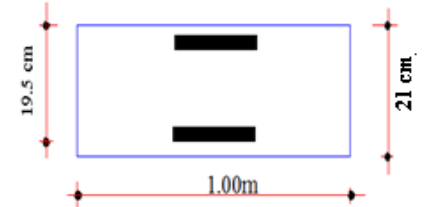


Figure III.12: Dimension de la dalle

pleine

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow$$

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

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

✚ **en travée X-X**

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2,09 \times 10^3}{348 \times 0,98 \times 19,5} = 0,314 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 19,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,35 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{st} \geq \max(A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 2,35 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

D'après BAEL 91 pour les dalles rectangulaires:

$$\alpha = L_x / L_y \text{ et } \alpha \leq 1$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-\alpha)/2$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-0,018)/2$$

$$f_x \geq 0,01193$$

$$f_x \geq 1,19\%$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min (3e; 33cm)$$

$$S_t \leq \min (3 \times 21; 33cm) = 33cm.$$

On adopte: $S_t = 25cm$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/ml$$

◆ **En appuis :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{ax}^u = 1.23 \text{ Kn.m}$$

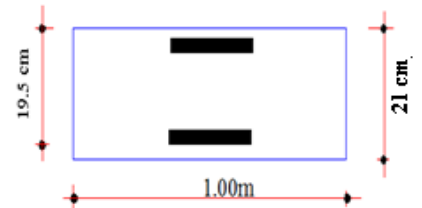


Figure III.13: Dimension de la dalle

pleine

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1.23 \times 10^3}{14,17 \times 1.00 \times (0.195)^2} = 0,002$$

$$\mu = 0,002 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées

ne sont pas nécessaires $A' = 0$

◆ **en appui X-X**

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

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014\mu}) = 0,0025$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1.23 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 19.5} = 0,181 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 19,5 \times \frac{2,1}{400} = 2.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 2.35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

D'après **BAEL 91** pour les dalles rectangulaires:

$\alpha = L_x/L_y$ et $\alpha \leq 1$

$f_x \geq 0,8\%(3-\alpha)/2$

$f_x \geq 0,8\%(3-0,01)/2$

$f_x \geq 0,0196$

$f_x \geq 1,96\%$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$S_t \leq \min (3e; 33\text{cm})$

$S_t \leq \min (3 \times 19.5; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}.$

On adopte: $S_t = 25\text{Cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$A_{st} = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **III.3.5.4 Calcul le ferrailage suivant Sens Y-Y :**

◆ **En travées :** $M_{tx}^u = 1,69 \text{ Kn.m}$

❖ **E.L.U :**

➤ **Vérification de l'existence des armatures**

comprimées :

$$\mu = \frac{M_{t,x}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1,69 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,195)^2} = 0,003$$

$\mu = 0,003 < \mu_{AB} = 0,186$

Donc les armatures comprimées ne sont

pas nécessaires $A' = 0$

$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

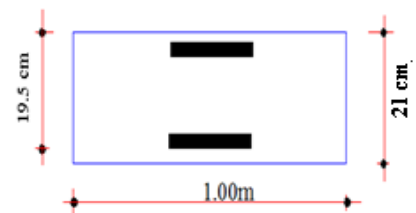


Figure III.14: Dimension de la dalle pleine en travée Y-Y

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014\mu}) = 0,003$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}'' = \frac{M_{tx}''}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1,69 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 19,5} = 0,249 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 19,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,35 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 2,35 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

D'après **BAEL 91** pour les dalles rectangulaires:

$$\alpha = L_x / L_y \text{ et } \alpha \leq 1$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-\alpha)/2$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-0,009)/2$$

$$f_x \geq 0,01196$$

$$f_x \geq 1,20\%$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min (4e; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 21; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

On adopte: $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

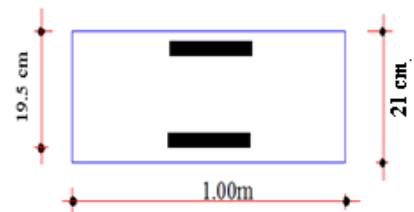


Figure III.15: Dimension de la dalle pleine en appui Y-Y

◆ **En appuis :**

❖ **E.L.U :** $M_{ax}'' = 0,995 \text{ Kn.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}''}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{0,995 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,195)^2} = 0,001$$

$$\mu = 0,001 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées

-ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > \Rightarrow 1000 \varepsilon_1 \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014}) = 0,002$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,999$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{0,995 \times 10^3}{348 \times 0,999 \times 19,5} = 0,146 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 19,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,35 \text{ cm}^2 / ml$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{St} \geq 2.35 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

D'après **BAEL 91** pour les dalles rectangulaires:

$$\alpha = L_x / L_y \text{ et } \alpha \leq 1$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-\alpha)/2$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-0,005)/2$$

$$f_x \geq 0,01198$$

$$f_x \geq 1,20\%$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min (4e; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 21; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

On adopte: $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 4\text{T}12 = 4,52 \text{ cm}^2/ml$$

III.3.5.7 Vérification des contraintes de cisaillement

➤ **T_u max :**

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

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

$$T_x^u = \frac{14.02 \times 4}{2} \times \frac{4.4^4}{4.4^4 + 4^4} = 16.66 \text{ KN} / m_L$$

$$T_y^u = \frac{14.02 \times 4.4}{2} \times \frac{4^4}{4.4^4 + 4^4} = 12.51 \text{ KN} / m_L$$

$$T_u = \max(T_x^u ; T_y^u) \Rightarrow T_u = 16,66 \text{ kN} / m_L$$

➤ **Calcul l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{16.66 \times 10^3}{(100 \times 19,5) \times 100} = 0,085 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,085 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{e}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{0x}^{ser}} \\ \text{b) } \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{fe} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des conditions**

$$\frac{e}{L_x} = \frac{21}{400} = 0,0525$$

$$\frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{0.349}{20 \times 0.411} = 0.0424$$

$$\triangleright \frac{e}{L_x} = 0,0525 > \frac{M_{lx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = 0,0424 \dots \dots \dots CV$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 19,5} = 0,0016$$

$$\frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\triangleright \rho = \frac{A}{b \times d} = 0,0016 < \frac{2}{fe} = 0,005 \dots \dots \dots CV$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

III .4.Les balcons :

III.4.1. Introduction :

Les balcons sont des parties solidaires de la construction, réalisés en porte à faux en console. Les balcons subissent un cisaillement vertical au droit de l'appui, la partie supérieure est sollicitée à l'extérieur tandis que la partie inférieure est comprimée.

La contrainte est maximale à l'appui, et nulle à l'extrémité libre ; la section d'encastrement n'est généralement renforcée par des goussets, tandis que l'extrémité libre reste la plus mince.

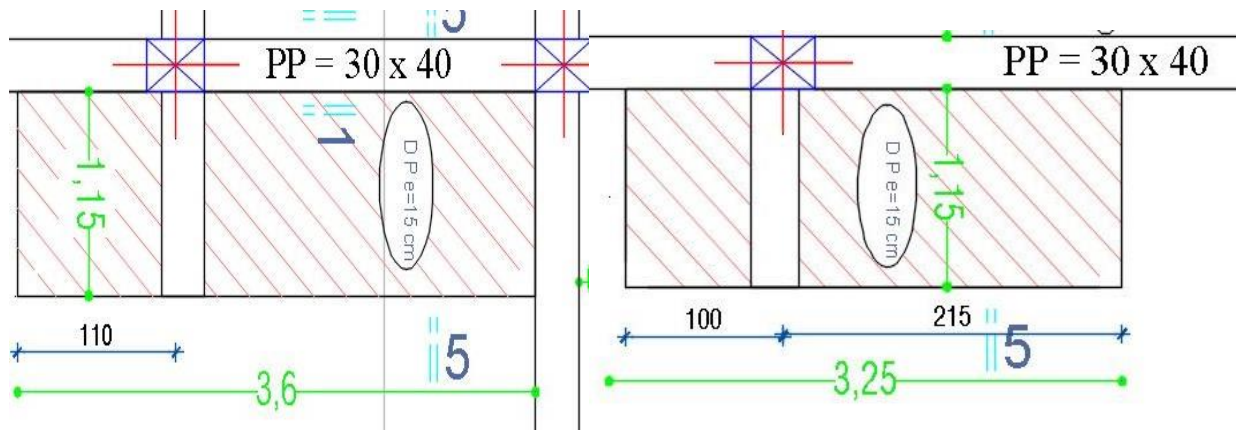


Figure III.16: Dimension de balcon

III.4.2. Calcul de balcon :

Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher.

- Le balcon travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur de la console

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

On a :

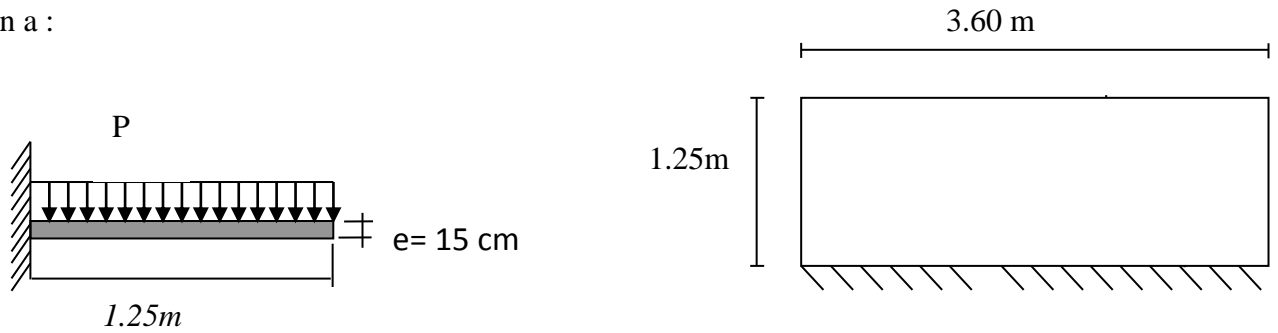


Figure III.17: type1Dimension de balcon

$$\alpha = L_x/L_y = 125/360 = 0.34 < 0.4$$

Donc la dalle porte dans un seul sens. (Ferrailage dans une seule direction)

- Charge Permanente : $G = 6.35 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

III.4.2.1. Combinaisons des charges

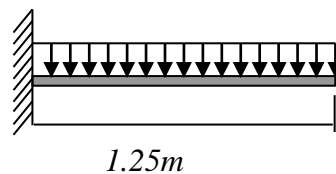


Figure III.18: Combinaisons des charges

a) Combinaisons de charge à l'E L U

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m} = 1,35 \times 6.35 + 1,5 \times 3.5 = 13.82 \text{ KN/m}$$

b) Combinaison de charge à l'ELS

$$q_s = Q + G = 6.35 + 3.5 = 9.85 \text{ KN/m}$$

c) calcul des moments :

$$M_u = q_u L^2 / 2 = 13.92 \times 1.25^2 / 2 = 10.79 \text{ KN.m}$$

$$M_s = q_s L^2 / 2 = 9.85 \times 1.25^2 / 2 = 7.69 \text{ KN.m}$$

III.4.3. Calcul des armatures :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul s'effectuera donc à l' ELS et l' ELU.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 e = 0.9(0.15) \Rightarrow d = 0.130\text{m}$$

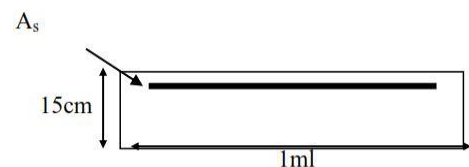


Figure III.19 : coupe de la section

$$\rho_m = M_u/M_{ser} = 10.79/7.69 = 1.40 \Rightarrow \mu_c = 0.3033$$

$$\alpha_c = 0.465$$

$$\mu_c = 0.3033$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.79 \times 10^{-3}}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.0449$$

$$\mu_b = 0,0449 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Alors on n'a pas besoin des armatures de compression (A' = 0)}$$

Du tableau de calcul a L'ELU on a :

$$\mu_b = 0,0449 \Rightarrow \alpha = 0.056 \quad \text{et} \quad \beta = 0.977$$

A .Les armatures fictives :

$$A_s = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{10.79 \times 10^3}{0.977 \times 13 \times 348} = 2.4415 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 2.44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

B. Vérification de la condition de non fragilité :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06(25) \dots \dots \dots f_{ij} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times b \times d \left(\frac{f_{ij}}{f_e} \right)$$

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \left(\frac{2.1}{400} \right) \dots \dots \dots A_{\min} = 1.56 \text{ Cm}^2$$

$$A = 2.44 \text{ Cm}^2 \geq A_{\min} = 1.56 \text{ Cm}^2$$

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

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110(\eta f_{ij})^{0.5})$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 \times 400, 201.6)$$

$$\sigma_{st} = 201,6 \text{ Mpa}$$

- o Calcul du moment limite du service :

$$x = 15 \sigma_{bc} \cdot d / (15 \sigma_{bc} + \sigma_{st})$$

$$x = 0.0685 \text{ m}$$

$$z = d - x/3 \text{ m}$$

$$z = 0.107 \text{ m}$$

$$M' = 0.5 \cdot b \cdot x \cdot z \cdot \sigma_{bc}$$

$$M' = 54.97 \text{ KNm}$$

$$M_{ser} < M' \text{ donc } A' = 0$$

$$A_{ser} = M_{ser} / Z \times \sigma_{st} = 7.69 \times 10^6 / (107 \times 201.63)$$

$$A_{ser} = 3.56 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$\text{Donc } A_s = \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{min})$$

D'où : $A_s = 3.56 \text{ cm}^2$ on adopte :

5HA 10 = 3,93 cm² avec un espacement de 20 cm.

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

C. Armature de répartition:

$$A_R = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} \dots\dots\dots A_R = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A = 4\phi 8 \dots\dots\dots A = 1.13 \text{ cm}^2$$

D. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux conditions :

1.) $\sigma_{bc} < 0.6 f_{c28}$ c. à. d $\sigma_{bc} < 15 \text{ Mpa}$ (ELS vis-à-vis de la durabilité). [C.B.A93]

2.) $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'c + Ad) = 0 \text{ Et on a : } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$50y_{ser}^2 + 15(3.93)y_{ser} - 15(3.93 \times 13) = 0$$

$$50y_{ser}^2 + 58.95y_{ser} - 766.35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 395.91.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y = \frac{-58.95 + 395.91}{2 \times 50} \dots\dots\dots y_{ser} = 3.36Cm$$

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A'(y_{ser} - d')^2 + 15A(d - y_{ser})^2 \text{ Et } A' = 0$$

$$I = \frac{by_{ser}^3}{3} + 15A(d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{100(3.36)^3}{3} + 15 \times 3.93(13 - 3.44)^2 \dots\dots\dots I = 6652.08Cm^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7.69 \times 10^6}{6652.08 \times 10^4} = 0.115N/mm^3$$

$$\sigma_b = Ky_{ser}$$

$$\sigma_b = 0.115 \times 3.36 \times 10 \dots\dots\dots \sigma_b = 3.88Mpa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 \dots\dots\dots \bar{\sigma}_b = 15Mpa$$

$$\sigma_b = 3.85Mpa \leq \bar{\sigma}_b = 15Mpa \text{ (cv)}$$

• **Etat limite des fissures**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_c E, 110 \sqrt{nf_{ij}}\right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min[266, 201.6] \dots\dots\dots \bar{\sigma}_s = 201.6Mpa$$

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y_{ser})$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.115 \times (13 - 3.36) \times 10 \dots\dots\dots \sigma_s = 166.29Mpa$$

$$\sigma_s = 166.29Mpa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63Mpa \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

E. Vérification de l'effort tranchant : selon le BAEL91 Article [A.5.1, 1]

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_o d}$$

$$V_u = q_u L / 2 = 13.82 \times 1.25 / 2 = 8.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.63 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.066 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u' = \min (0.20 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_u'$ (vérifiée).

III.4.4. Schéma de ferrailage

Coupe A-A

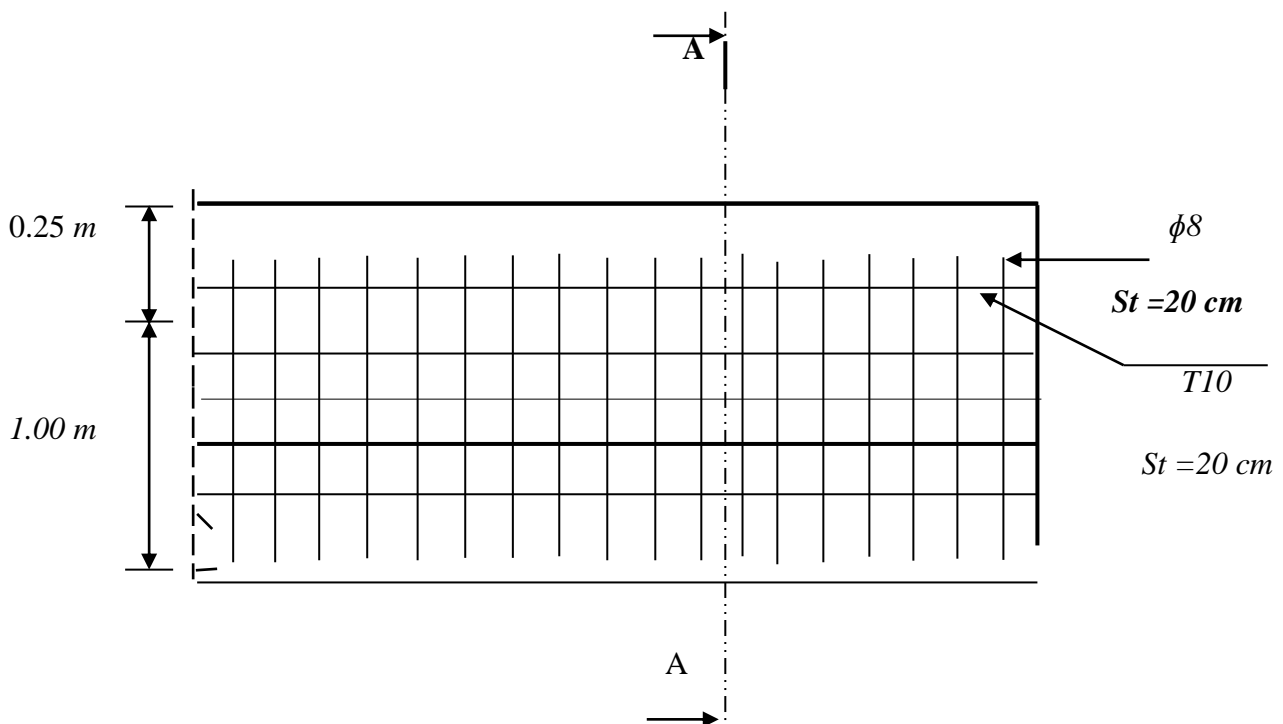
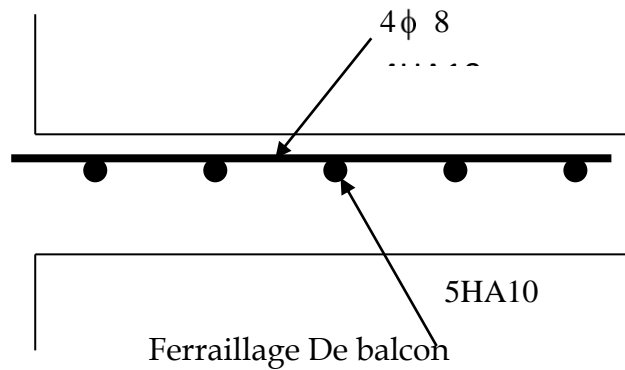
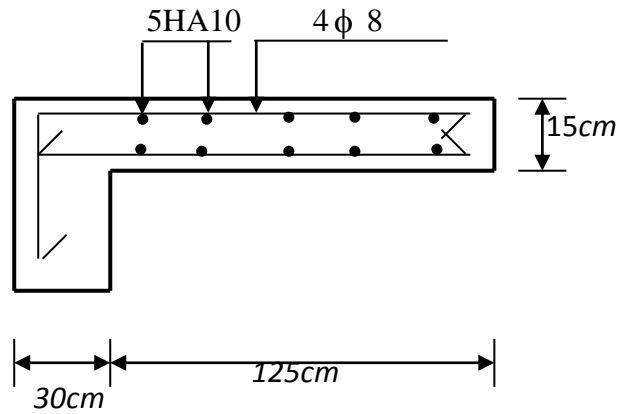


Figure.III.20: Disposition constructive des armatures des balcons

III.5.L'escalier:

III.5.1.Etude L'escalier:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

III.5.2.1.COMBINISON DES CHARGE :

Eléments	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.LU 1,35G + 1,5Q	E.L.S G + Q
Paillasse	6.73	2.50	12.83	9.23
palier	4.16	2.50	9.37	6.66

Tableau.III.13:Combinaison des charge

III.5.2.2.CALCUL DES SOLLICITATIONS :

-E-L-U:

✚ Premier volée

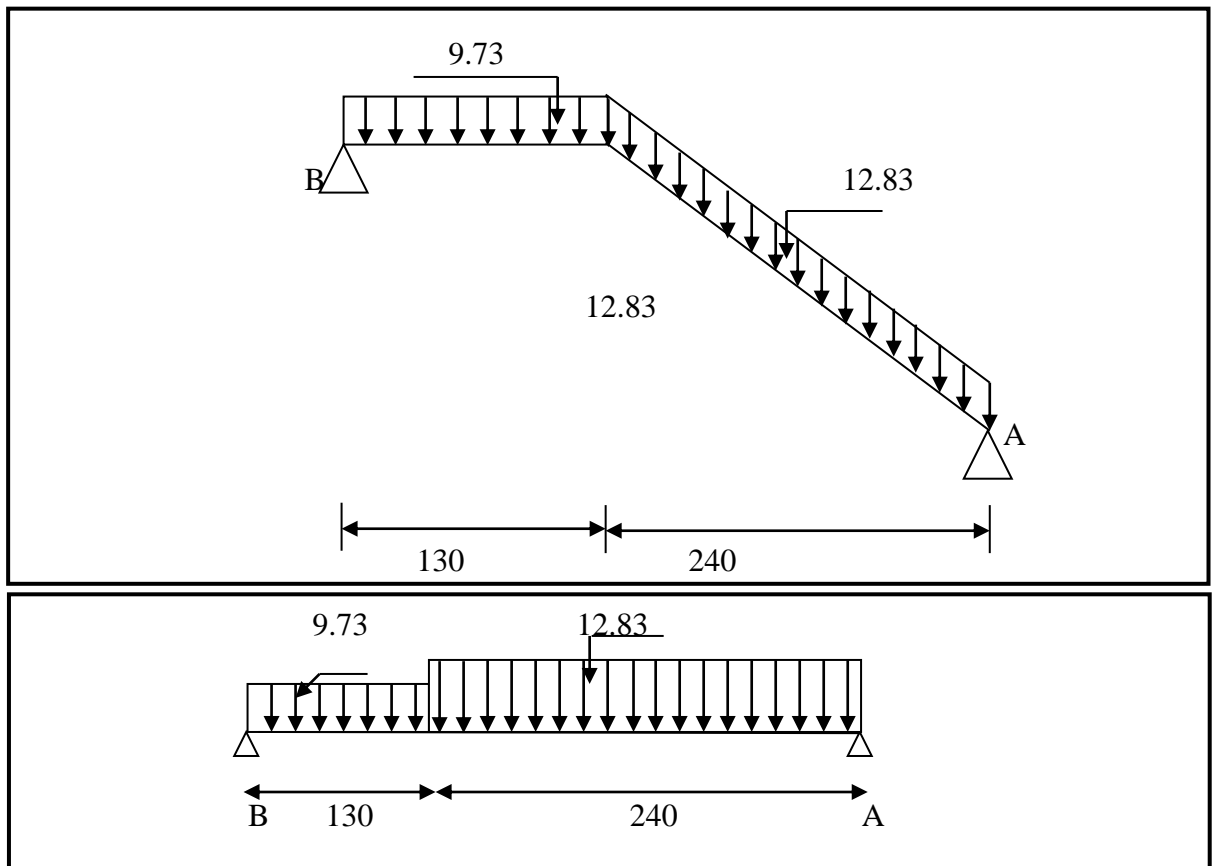


Figure.III.21: Schéma statique de Premier volée à ELU

$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 43.44 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B (3.70) - 9.73 \times (1.30)(3.05) - 12.83 \times 2.40 \times 1.20 = 0$$

$$R_B = 20.41 \text{ kn}$$

$$R_A = 23.03 \text{ kn}$$

➤ **Section 1-1: $0 < x < 2.40$**

$$M(x) = R_A \cdot x - 12.83 \cdot x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(2.40) = 18.32 \text{ Knm.} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 12.83 \cdot x \quad \begin{cases} T(0) = 23.03 \text{ kn et} \\ T(2.40) = -7.76 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = R_A / 12.83 \Rightarrow x = 1.79 \text{ m } M_{\max} = M(1.79) = 20.67 \text{ kn.m}$$

➤ **Section 2-2: $0 < x < 1.30$**

$$M(x) = R_B \cdot x - 9.37 \cdot x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 18.32 \text{ kn} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 9.37 \cdot x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -20.41 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -10.84 \text{ Kn} \end{cases}$$

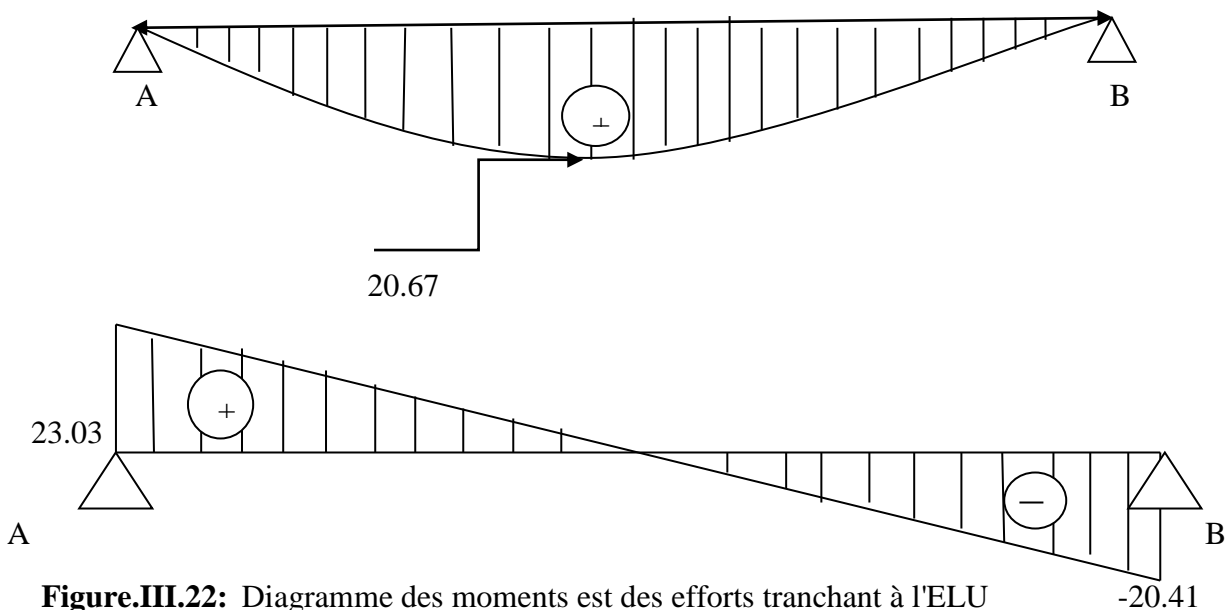


Figure.III.22: Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

E-L-S:

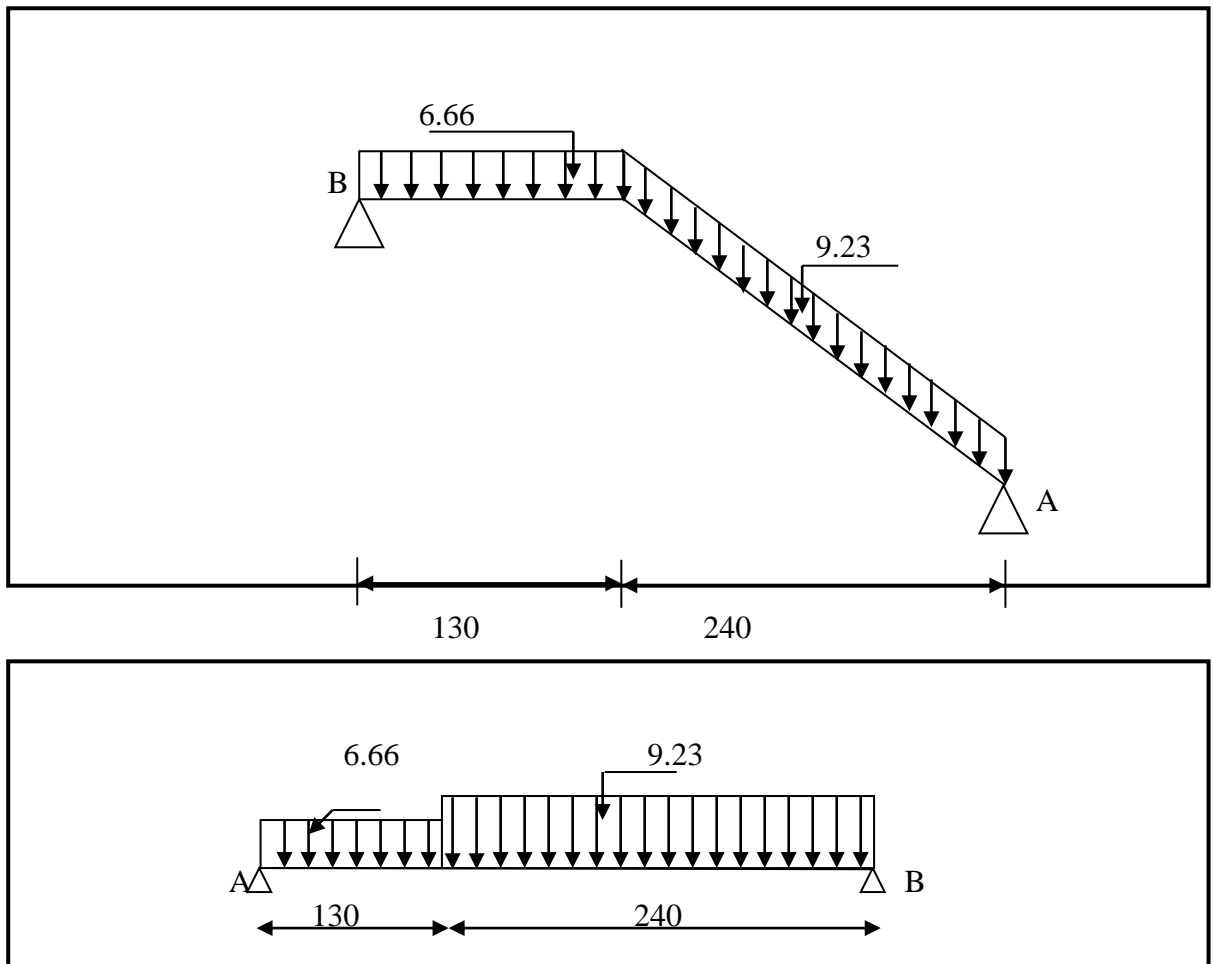


Figure.III.23: Schéma statique de Premier volée à ELS

$$R_A + R_B - q_{s1} L_1 - q_{s2} L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 30.81 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B (3.70) - 6.66 \times (1.30) \times (3.05) - 9.23 \times 2.40 \times 1.20 = 0$$

$$R_B = 14.31 \text{ kn}$$

$$R_A = 16.49 \text{ kn}$$

➤ **Section 1-1: $0 < x < 2.40$**

$$M(x) = R_A \cdot x - 9.23 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(2.40) = 12.97 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 9.23 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 16.49 \text{ kn et} \\ T(2.40) = -5.66 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x)=0 \Rightarrow x= R_A /9.23$$

$$\Rightarrow x= 1.79\text{m}$$

$$M_{\max}= M(1.79)=14.73\text{kn.m}$$

➤ Section 2-2: $0 < x < 1.30$

$$M(x)= R_B .x - 6.66 x^2 /2 \Rightarrow \begin{cases} M(0)=0 \text{ et} \\ M(1.30)=12.97\text{kn.m} \end{cases}$$

$$T(x)= -R_B + 6.66 . x \Rightarrow \begin{cases} T(0)= -14.31\text{kn et} \\ T(1.30)= -7.83 \text{ kn} \end{cases}$$

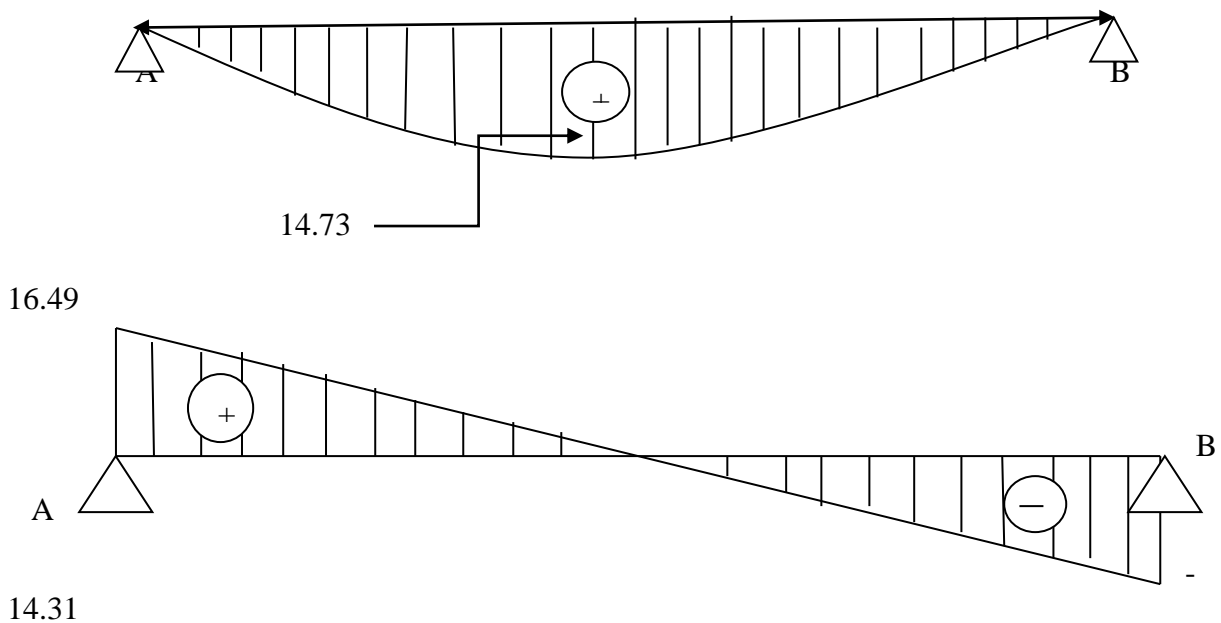


Figure.III.24: Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS

III.5.3.1. Résultat de calcul des moments pour escalier :

Types	ELU			ELS		
	Mapp (kn/m ²)	Mtra (kn/m ²)	Ttra (kn/m ²)	Map (kn/m ²)	Mtra (kn/m ²)	Ttra (kn/m ²)
1	0	20.67	23.03	0	14.73	16.49

Tableau III.14: les efforts internes pour l'escalier

III.5.3.2.Détermination du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

$b = 1 \text{ m. } d = 0.9 h = 0.153 \text{ m avec } h = 17 \text{ cm}$

a) En travée:

$M_t = 0.85 M_0 = 17.56$

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow U_{bu} = \frac{17.92 \times 10^{-3}}{1.00 \times 0.153^2 \times 14.17} \Rightarrow U_{bu} = 0.054$$

$U_{bu} < 0.186$ l'état limite ultime atteint le pivot A

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times ubu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.054}) \Rightarrow \alpha = 0.0699$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.148 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{17.92 \times 10}{0.148 \times 348} \Rightarrow A_s = 3.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend $A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$. (4HA12).

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15,3 \times \frac{2,1}{400} = 1,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{4.52}{4} \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend $A_r=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. (4HA8)

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

b) En appui:

$$M_a = 0.3M_0 = 6.20$$

$$U_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow U_{bu} = \frac{6.20 \times 10^{-3}}{1.00 \times 0.153^2 \times 14.17} \Rightarrow U_{bu} = 0.0205$$

$U_{bu} < 0.392$ l'état limite ultime atteint le pivot A

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times ubu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0205}) \Rightarrow \alpha = 0.025$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.152 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{6.20 \times 10}{0.152 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend $A_s=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. (4HA8)

➤ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend $A_r=2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. (4HA8)

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

*** Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow 0.23 \times 100 \times 15.3 \times \frac{2.1}{400} = 1.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.84 \text{ cm}^2$$

On adopte $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification de l'espace :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **vérification de E.L.S :**

✚ **En travée :**

$$M'_S = 14.73 \text{KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Comme la fissuration non préjudiciable on vérifié l'état limite de compression du béton :

- La section rectangulaire CV
- Flexion simple CV)
- Les armatures utilisées sont en FeE 400 (c.v)
- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} / \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} \Rightarrow \alpha = 0.170 \leq \frac{(20.67/14.73)-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4516$
..... CV.

Aucune vérification nécessaire pour les armatures tendus donc les armatures calculées l'E.L.U sont valables.

• **En appuis:**

$$M_{Uapp} = 0.50 \times M_u = 0.50 \times 20.67 = 10.33 \text{kN.m}$$

$$M_{Sapp} = 0.50 \times M_S = 0.50 \times 14.73 = 7.36 \text{KN.m}$$

- $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} / \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} \Rightarrow \alpha = 0.023 \leq \frac{(10.33/7.36)-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4517$
..... CV.

➤ **constraint tangent limited:** selon le BAEL91 Article [A.5.1, 1]

$$\tau_U = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right\} \Rightarrow \tau_U = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{Mpa} \right\} \dots\dots\dots \tau_U = 3.33 \text{Mpa}$$

$$\text{Et } \tau_U = \frac{V_U}{d \times b} = \frac{23.03 \times 10^{-3}}{0.153 \times 1.00} \dots\dots\dots \tau_U = 0.15 \text{Mpa}$$

$$\tau_U = 3.33 \text{Mpa} \geq \tau_U = 0.020 \text{Mpa} \dots\dots\dots (\text{C V})$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_{SER}}{M_u} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

Avec h : hauteur de la cage d'escalier = 3.06 m.

L : la distance entre appui.

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \Leftrightarrow \frac{3.06}{3.70} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{14.73}{20.67} \Leftrightarrow 0.82 \geq 0.055 \dots\dots\dots CV \\ (2) \Leftrightarrow \frac{3.06}{3.70} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.82 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

	A_u (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_s /ml	A_r /ml
<i>Travée</i>	3.47	1.84	4HA12	4HA8
<i>Appuis</i>	1.17	1.84	4HA8	4HA8

Tableau III.15: Ferrailage d'escalier en travée et en appuis

III.5.4.1. Etude de La poutre palière:

III.5.4.1.1. Prédimensionnement:

D après le BAEL91, le critère de rigidité est:

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

$$\Rightarrow \frac{2.90}{15} \leq h \leq \frac{2.90}{10} \Rightarrow 0,19 \leq h \leq 29$$

On prend: $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h=30cm.} \\ \mathbf{b=30cm} \end{array} \right.$

dimensions des poutres doivent respecter l'article (7.5.1) de R.P.A 99 V2003 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ condition vérifiée.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 30\text{cm} > 30\text{cm}$ condition vérifiée.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1 < 4$ condition vérifiée.

III.5.4.1.2 Charges qui agissent sur la poutre palière:

La poutre palière est soumise à :

1. Son poids propres : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{KN/ml}$
2. Poids du mur situé sur la poutre : $1,90 \times 4,30 = 8,17 \text{KN/m}$
3. Réaction du palier sur la poutre : $R_B = 25,65 \text{kn}$

III.5.4.2.1. Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35(G_p + G_{mur}) + q_{réac} = 1,35(2,25 + 8,17) + 25,65 = 39,717 \text{KN / ml}$$

$$q_s = (G_p + G_{mur}) + q_{réac} = (2,25 + 8,17) + 25,65 = 36,07 \text{KN / ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{39,717 \times 2,90^2}{8} = 41,75 \text{Kn.m}$$

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{39,717 \times 2,90}{2} = 57,59 \text{Kn}$$

III.5.4.2.2 Ferrailage de la poutre palière :

en travée :

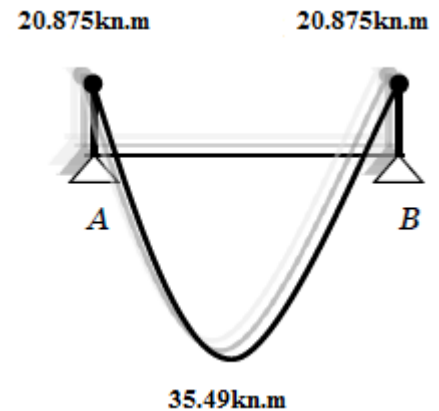
$$M_{t,max} = 0,85M_0 = 0,85 \times 41,75 = 35,49 \text{Kn.m}$$

en appui

$$M_{a,max} = 0,50M_0 = 0,50 \times 41,75 = 20,875 \text{Kn.m}$$

$h = 30 \text{cm}, d = 0,9 \times 30 = 27 \text{cm}, b = 30 \text{cm}, f_{bu} = 14,17 \text{MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu_1 = 0,392 \quad \mu = \frac{M_{UT}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,02315}{1,00 \times (0,144)^2 \times 14,17} = 0,079 < \mu_1 = 0,392$$



	M_u (KN.M)	$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$	A	$Z=d(1-0.4\alpha)$ (CM)	σ_s (MPA)	$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}}$ (CM ²)	$A_{s.ADOPT}$ (CM ²)	CHOIX
Travée	35.49	0,114 $\mu_l \Rightarrow A'=0$	0,152	0,254	348	4.02	4.62	3HA14
Appui	20.875	0,067 $\mu_l \Rightarrow A'=0$	0,087	0.261	348	2.30	3.39	3HA12

Tableau.III.16 : Ferrailage de la poutre palière

III.5.4.2.3.Verification:

➤ **Vérification de la condition de non fragilité selon B.A.E.L (A.4.2,1)**

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{fe}$$

$$A_s^{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{fe} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.98cm^2$$

$$A_s = 4.62cm^2 \geq A_s^{\min} = 0.98cm^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

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

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.25MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{57,59 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,711MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification des contraintes**

➤ On doit vérifier que :

$$\begin{cases} 1- \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} . \\ 2- \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Selon le **BAEL91** : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$\frac{1}{2}by^2 + 15A'_s(y-c) - 15A_s(d-y) = 0$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2}b_0y^2 - 15A_s(y-c) = 0$$

$$\frac{1}{2} b_0 y^2 - 15 A_s (d - y) = 0$$

$$50 y^2 - 15 \times 4.62 (27 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 615.648$$

$$Y = (-69.3 + 615.648) / 100 = 5.46 \text{ Cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.46^3}{3} + 15 \times 4.62 (27 - 5.46)^2 = 37578.943 \text{ cm}^4$$

$$I = 3.7578 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}}{I} (d - y)$

$$q_s = (G_p + G_{mur}) + q_{réac} = (2.25 + 8.17) + 25.65 = 36.07 \text{ KN / ml}$$

$$M_{0s} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{36.07 \times 2.90^2}{8} = 37.92 \text{ Kn.m}$$

$$q_s = (G_p + G_{mur}) + q_{réac} = (2.25 + 8.17) + 25.65 = 36.07 \text{ KN / ml}$$

$$M_{0s} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{37.07 \times 2.90^2}{8} = 37.92 \text{ Kn.m}$$

➤ **en travée :**

$$M_{t.s} = 0.85 M_{0s} = 0.85 \times 37.92 = 32.27 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{32.27 \times 10^3}{3.7578 \times 10^{-4} \times 10^9} \times 5.46 \times 10 = 4.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 32.27 \times 10^{-5}}{3.7578 \times 10^{-4}} (27 - 5.46) = 277.46 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **en appui**

$$M_{a..s} = 0.50 M_{0s} = 0.50 \times 37.92 = 18.96 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{18.96 \times 10^3}{3.7578 \times 10^{-4} \times 10^9} \times 5.46 \times 10 = 2.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 18.96 \times 10^{-5}}{3.7578 \times 10^{-4}} (27 - 5.46) = 163.02 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le **B.A.E.L91**, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

$$\begin{aligned}
 1- \quad & \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{290} = 0,103 > 0,0625 \dots\dots\dots CV \\
 2- \quad & \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27} = 0.0057 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots CV \\
 3- \quad & \frac{h}{L} > \frac{M_t^{ser}}{20 M_0^{ser}} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0.103 > \frac{32.27}{20 \times 37.92} = 0.0426 \dots\dots\dots CV
 \end{aligned}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.4.2.4. Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,57 \text{ mm}, 14\text{mm}, 30\text{mm}).$$

On adopte $\phi_t = 6\text{mm}$.

La section d'armatures transversales est $A_t = 4.03\text{cm}^2$

Pour l'espacement, nous avons d'après le **BAEL91** ce qui suit:

➤ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le **R.P.A 99 V2003 (7.5.2.)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t, 30\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,83 \text{ cm}$$

➤ **zone nodale :**

$$\begin{aligned}
 S_t & \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) \Rightarrow \\
 S_t & \leq \min(7.5, 16.8, 30) \Rightarrow S_t = 7.50\text{cm}
 \end{aligned}$$

➤ **zone courante:**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ On prend : } S'_t = 15\text{cm}$$

➤ Ferrailage d'escalier et la poutre palière :

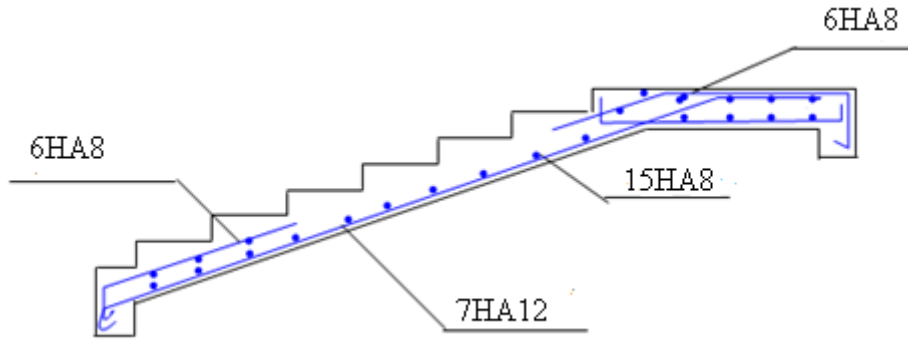


Figure.III.25 :Ferrailage d'escalier

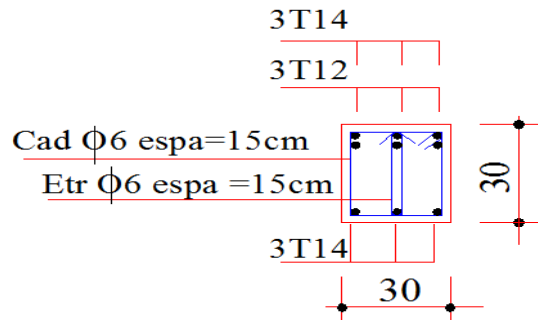


Figure.III.26 : Ferrailage de poutre palière

III.6. L'acrotère :

III.6.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité servant à protéger les personnes contre toute chute au niveau de la terrasse, et limite la pente de revêtement de celle-ci. Il se comporte comme une console soumise à son poids propre et à une charge horizontale qui est la poussée de la main courante $F=1\text{ kN/ml}$ ou la force sismique Fp calculé conformément aux règles **RPA99**. Le calcul des armatures se fait donc en la flexion composée.

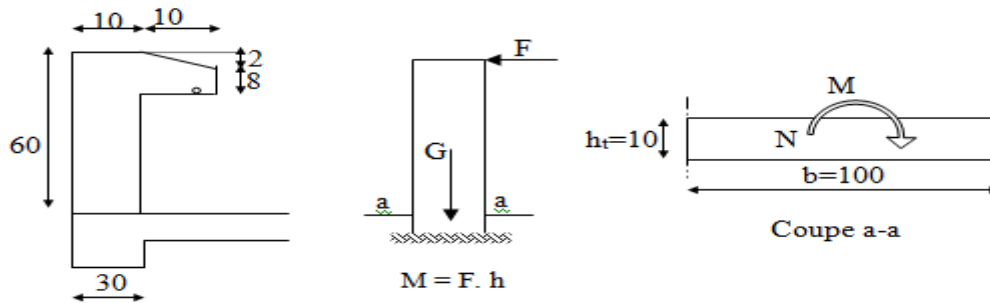


Figure III.27: Principe et dimensions de l'acrotère.

III.6.2. Calcul des sollicitations:

D'après le R.P.A 99 V2003

1 -Poids propre : $W_p = 2,35 \text{ KN/ml}$;

2 -La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F, F_p)$;

3 -La force horizontale F_p : (6-3)

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (Tab 4-1) = 0,10 ;
- C_p : Facteur de force horizontal (Tab 1-6)= 0.8 ;

$$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 235 = 0,752 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ F, F_p \} \Rightarrow Q = \max \{ 1, 0,752 \}$$

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

***Moments et efforts normaux:**

$$M_{ELU} = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m};$$

$$N_{ELU} = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,35 = 3,1725 \text{ kN};$$

$$M_{ELS} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m};$$

$$N_{ELS} = G = 2,35 \text{ KN}.$$

***Calcul d'excentricité:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90 \times 100}{317,25} = 28,37 \text{ cm}; \quad e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60 \times 100}{235} = 25,53 \text{ cm};$$

$$e_u, e_{ser} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

$e_u, e_{ser} > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

III.6.2.1.Ferrailage à l'E.L.U:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec :

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \bar{\sigma}_s} (\text{cm}^2)$$

Avec:

e_A : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus.

$$e_A = e_U + (d - h_t/2)$$

Avec :

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

$$e_A = 28,37 + (9 - 10/2) = 32,37 \text{ cm}.$$

$$M_{UA} = 3,1725 \times 32,37 = 102,6938 \text{ KN.cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = 0.088$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,3584$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée).

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.115$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} \Rightarrow A_{u1} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_{ua} = 2,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

***Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 2.47 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $A_s = 4 \text{ HA } 10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm.}$

Verification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

***Les armatures de répartitions:**

$$A_r = A_s / 4 = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : $S_t = 25 \text{ cm.}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III.6.3.Vérification à l'E.L.S

Le calcul se fait selon les règles de [C.B.A 93] et [B.A.E.L 91], la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15 A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(3.14) y_{ser} - 15(3,14 \times 13.5) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 47,1 y_{ser} - 635.85 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 359,70.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 3,13 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Rightarrow \quad I = 2645.06 \text{ cm}^4.$$

III.6.4. Vérification des contraintes :

- **Contraintes maximale de compression de béton :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 7.10 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}.$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_{e,110} \sqrt{nf_{ij}}\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 199.73 \text{ MPa}$$

$$67.33 \text{ MPa} < 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.6.5. Vérification au cisaillement:

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaire à la fibre moyenne ($\alpha = 90^\circ$)) et dans celui où elles comportent à la fois des barres relevées et des armatures droites, la contrainte τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}.$$

Ces valeurs sont valables lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1.5 Q = 1,50 \text{ KN/ml}.$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.016 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.6.6. Schéma de ferrailage:

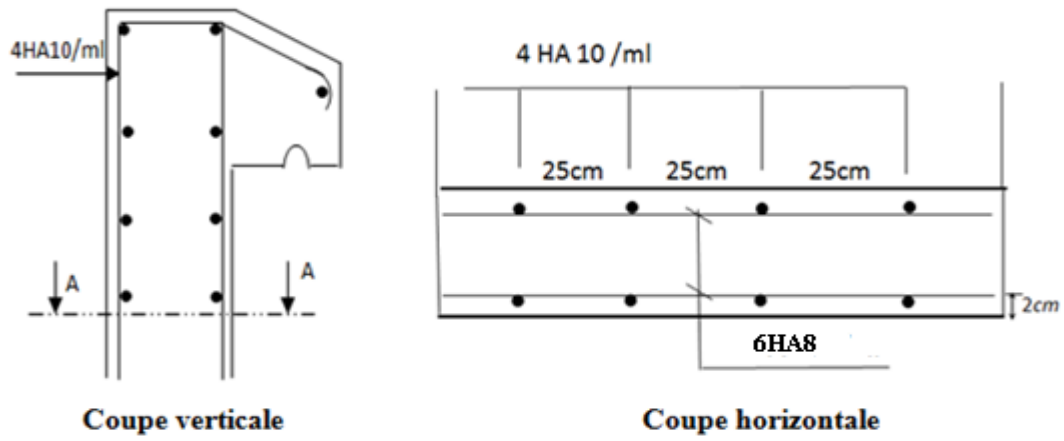


Figure III.28 : Ferrailage de l'acrotère

Chapitre 04

Chapitre IV : Etude Dynamique

IV.1.Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol. Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone Sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle " RPA99 version2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3.la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- ◆ la méthode statique équivalente.
- ◆ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ◆ la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

IV.3.2.Méthode statique équivalente:

IV.3.2.1.Principe:Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.2.2.Condition d'application :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Régularité en plan :

$$\diamond \frac{l_x}{L_x} = \frac{4.40}{26.90} = 0.16 \leq 0.25 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{l_y}{L_y} = \frac{4.40}{26.90} = 0.16 \geq 0.25 \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\diamond 0.25 \leq \frac{l_x}{L_y} = \frac{26.90}{26.90} = 1 \leq 4 \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la structure est irrégulière en plan.

2. **Régularité en élévation** :la structure est classée régulière en élévation .

3. **Zone I si H < 65m** : On a h=55.47m<65m.....condition vérifiée.

4. **La condition complémentaire suivante** : si la structure est représenté en configuration irrégulière pour Zone I : tous groupe.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.3.3.Méthode d'analyse modale spectrale

IV.3.3.1. Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas.

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

IV.3.3.2.Hypothèses de calcul. :

- ♦ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ♦ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

- ♦ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul «**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**».

IV.3.3.3.Présentation du logiciel :

Robot Structural est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure».
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normales, contraintes σ ...).

IV.3.3.4.Etapes de modélisation :

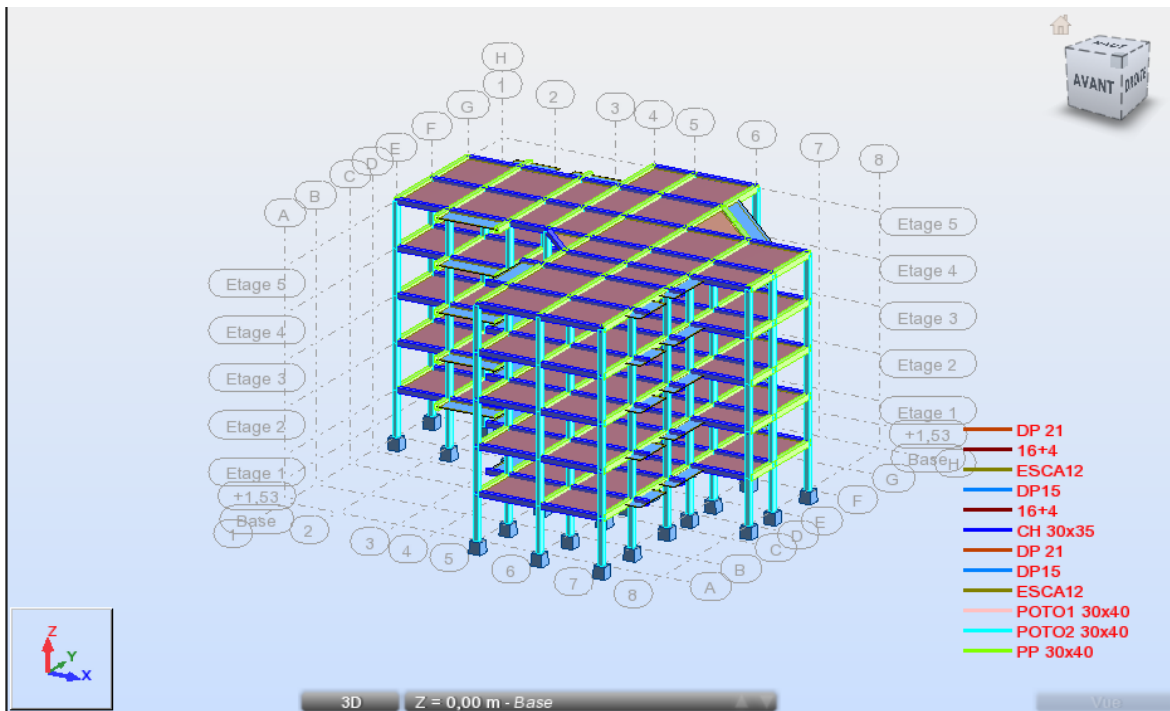
Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ♦ Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- ♦ Choix de l'unité du travail ; kN et m ;
- ♦ Création graphique du modèle en utilisant l'interface du **Robot Structural**
- ♦ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- ♦ On introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton.
- ♦ On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- ♦ On introduit les conditions aux limites.
- ♦ Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

1. Charge permanente G: : due au poids total de la structure et elle est distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire.
2. Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.
3. Les forces sismiques E : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse dans les trois directions (X, Y et Z).
 - ◆ Vérification des erreurs.
 - ◆ Lancement de l'analyse.
 - ◆ Interprétation des résultats.
 - ◆ Détermination du spectre de réponse.

IV.4.Modélisation:

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encasté à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).



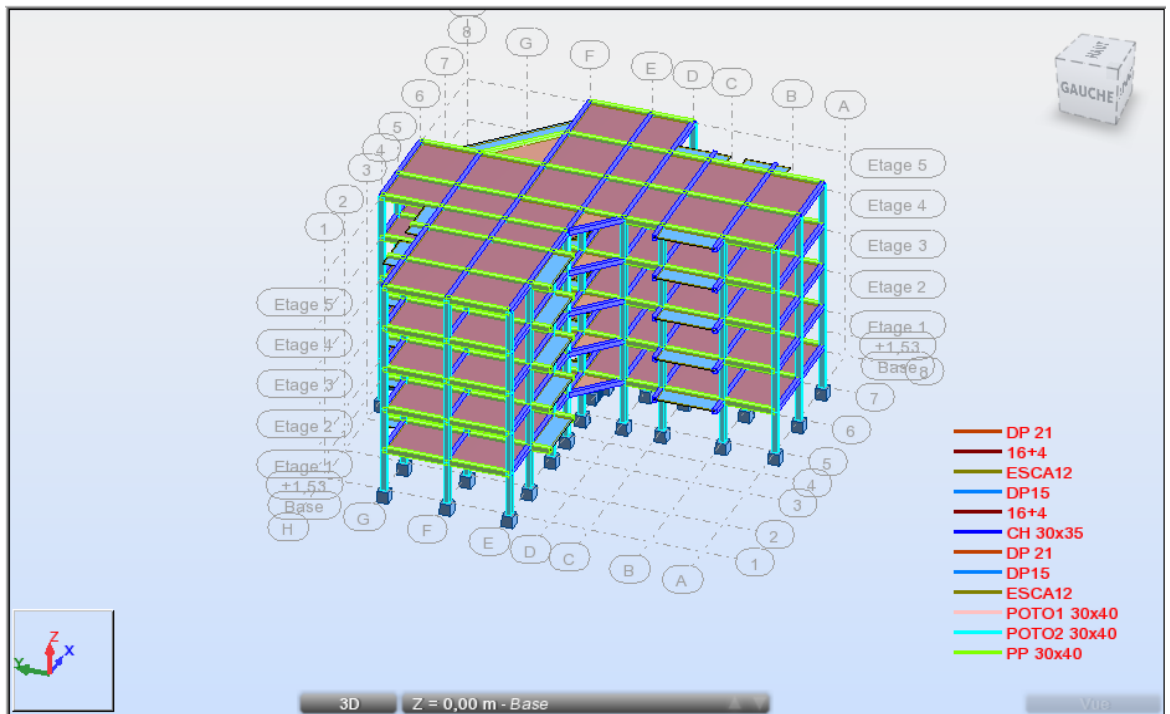
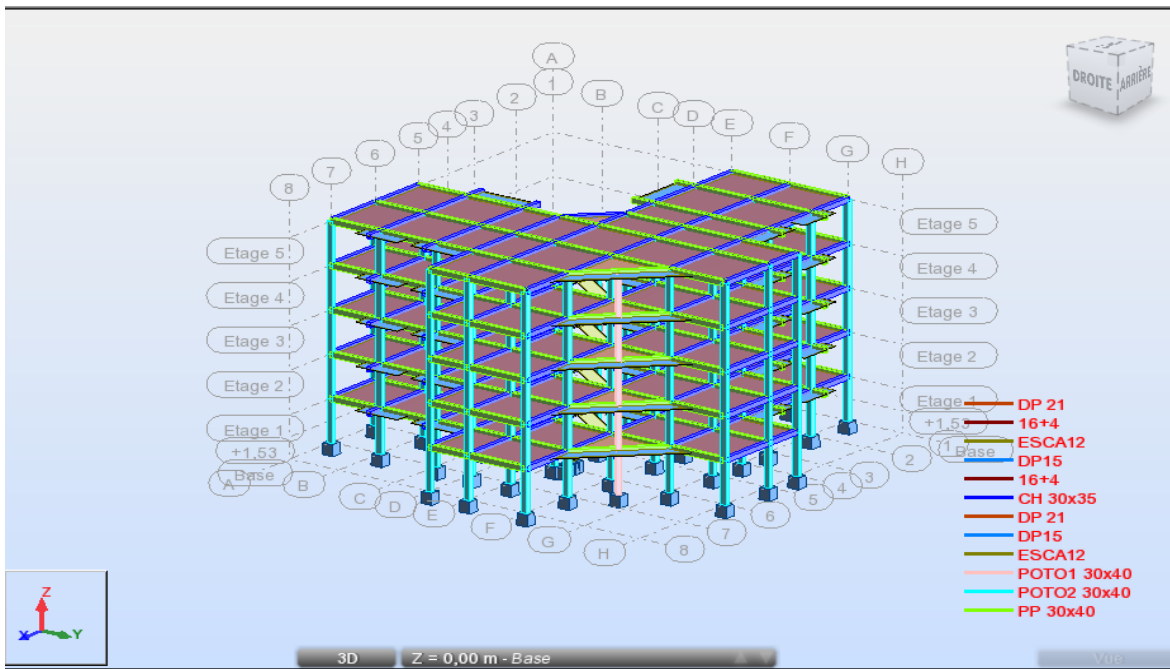


Figure.IV.1. Modélisation de la structure par l'interface de robot Autodesk.

IV.4.1. Les combinaisons de charges :

$$E.L.U: 1,35G + 1,5Q$$

$$E.L.S: G + Q$$

$$E.L.A: G + Q + E_x$$

$$E.L.A: G + Q + E_y$$

$$\text{E.L.A: } G + Q - E_x$$

$$\text{E.L.A: } G + Q - E_y$$

$$\text{E.L.A: } 0,8G + E_x$$

$$\text{E.L.A: } 0,8G + E_y$$

$$\text{E.L.A: } 0,8G - E_x$$

$$\text{E.L.A: } 0,8G - E_y$$

$$\text{E.L.A: } G + Q + 1,2 E_x$$

$$\text{E.L.A: } G + Q + 1,2 E_y$$

$$\text{E.L.A: } G + Q - 1,2 E_x$$

$$\text{E.L.A: } G + Q - 1,2 E_y$$

IV.5. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée

Successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : Poids total de la structure

IV.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

IV.6.1. Coefficient d'accélération A:

- wilaya de kenchela : **Zone(1)**

- Bâtiment d'habitation collective sa hauteur totale ne dépasse pas 48m : **Groupe d'usage 2**

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.10**

IV.6.2. Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure **R=5**

IV.6.3.Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

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

La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.4 du R.P.A.)}$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

IV.6.3.1.Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Dans notre structure il existe quelques portiques qui comporte moins de trois (3) travées donc ;

- ♦ **Sens longitudinal** : (2 travée) : Critère non observé **$P_q = 0.05$**
- ♦ **Sens transversal** : (2 travée): Critère non observé **$P_q = 0.05$**

IV.6.3.2.Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de Contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un Rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- ♦ **sens longitudinal : (3 files) :**

Il y a calque portique inferieure à (4) fils de portiques

=> Critère non observé **$P_q = 0.05$**

- ♦ **sens transversal (3 files) :**

=> Critère non observé **$P_q = 0.05$**

IV.6.3.3. Régularité en plan :

La structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a)

1- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

2- L'excentricité ($D_{\text{centre de gravité des masses}} - D_{\text{centre des rigidité}}$) ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

3.1- La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $26,90 / 26,90 = 1 < 4$condition vérifiée

3.2- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

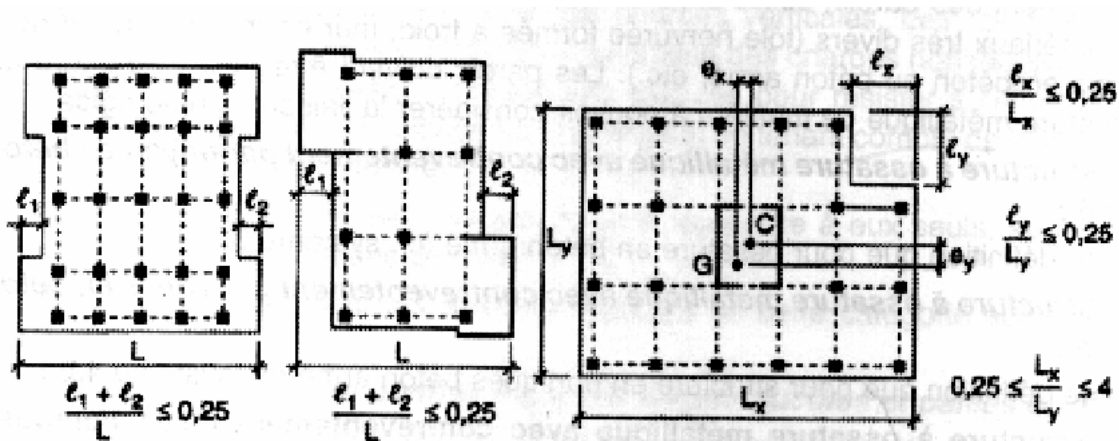


Figure.IV..2 : Limites des décrochements en plan

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{l_x}{L_x} = \frac{13,55}{26,90} = 0,503 \leq 0,25 \dots \text{condition non vérifiée} \Rightarrow \text{Critère non observé}$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{l_y}{L_y} = \frac{13,55}{26,90} = 0,503 \leq 0,25 \dots \text{condition non vérifiée} \Rightarrow \text{Critère non observé}$$

$$0,25 \leq \frac{l_x}{L_y} = \frac{26,90}{26,90} = 1 \leq 4 \dots \text{condition vérifiée} \Rightarrow \text{Critère observé}$$

4- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

Donc :

Selon x-x Critère observé $P_q=0,05$

Selon y-y Critère observé $P_q=0.05$

IV.6.3.4 Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

- ♦ La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment **Condition vérifiée**
- ♦ la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%..... **Condition vérifiée**

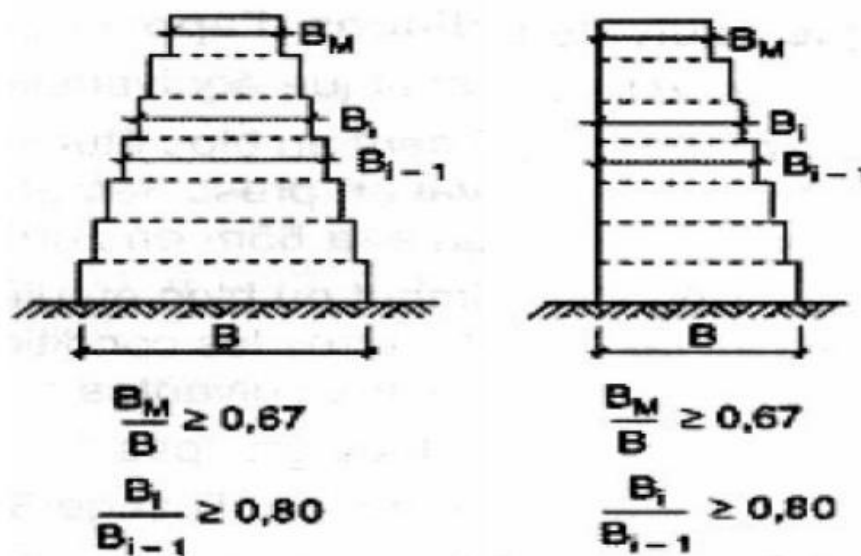


Figure.IV.3 : 1ère Limite des décrochements en élévation

- ♦ la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension. **Condition vérifiée**

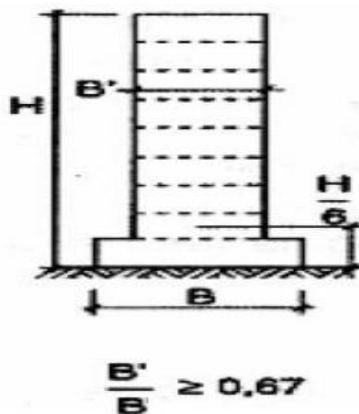


Figure.IV.4. : 2ème Limite des décrochements en élévation

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

IV.6.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0$

IV.6.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0,10$

Critère Q	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
la somme $\sum_1^6 P_q$	0,25	0,25

Tableau IV.1: Valeur de Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

♦ Sens longitudinal : $Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0,25 = 1,25$

♦ Sens transversal : $Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0,25 = 1,25$

IV.6.4 Facteur de correction d'amortissement « η » :

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,70 \quad (\text{Art 4.3}).$$

Où (ξ %) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10$ % pour un contreventement par voile.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} = \sqrt{7/(2+7)} = 0,88 \geq 0,70$$

IV.6.5 Période T1 et T2 du site considérée :

D'après le RPA99, Le site est considéré comme **ferme (S2)**.

$$\begin{cases} T_1=0,15 \text{ S} \\ T_2=0,40 \text{ S} \end{cases} \quad (\text{tableau 4.7}).$$

IV.6.6.Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction Suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale.

T : Période fondamentale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur.

IV.6.7.Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone I: sismicité faible.

Groupe 2 : ouvrages d'importance moyenne

Site S2 : $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,40$ s

Système de contreventement : R=5 (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone A=0,10

Facteur de qualité $Q=1,25$

Amortissement : $x = 7.00 \%$

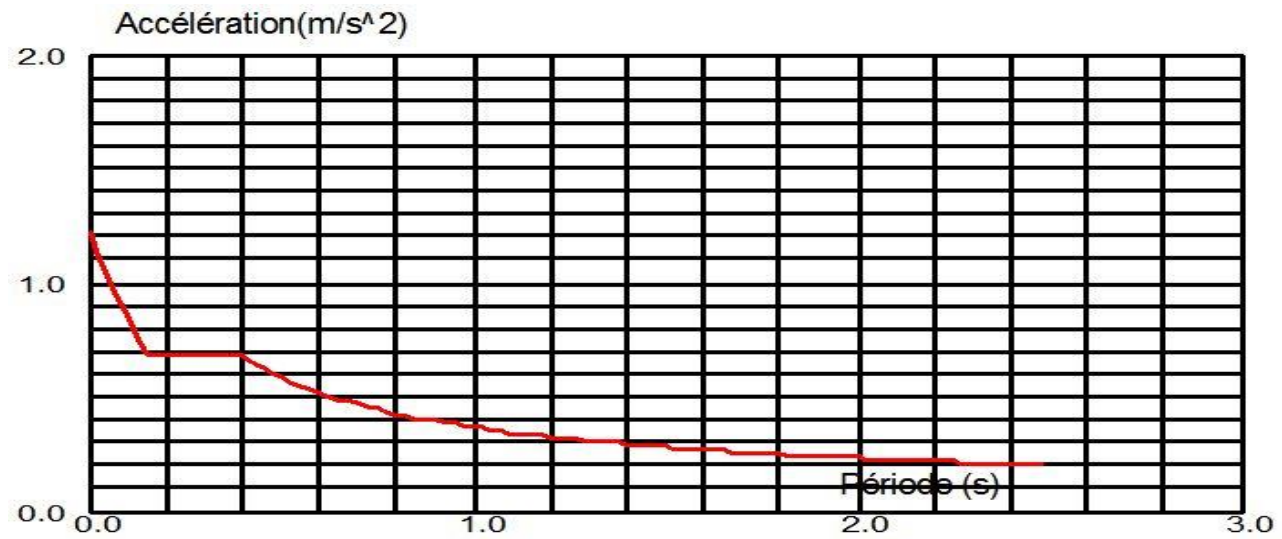


Figure.IV.5.: Diagramme de spectre de réponse

IV.7. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 15,30m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie $\Rightarrow C_T = 0,05$

$$1. \quad T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,05 \cdot (15,30)^{3/4} = 0,386 \text{ S}$$

$$2. \quad T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

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

$D_x = 26,90 \text{ m}$

$D_y = 26,90 \text{ m}$

2.1 - sens longitudinal X-X :

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \cdot \frac{15,30}{\sqrt{26,90}} = 0,27 \text{ S}$$

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min \{0,38; 0,27\} = 0,27S$$

2.2 - sens transversal Y-Y:

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \cdot \frac{15,30}{\sqrt{26,90}} = 0,27 \text{ S}$$

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min \{0,38; 0,27\} = 0,27S$$

IV.7.1 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

Il dépend de la classification de sol et de la période T de la structure (**d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003**) avec :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

Pour notre site type : **S2** $T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,40 \text{ s}$ **(tab 4.7 R.P.A)**

$T_2=0,40S$; $\eta=0,882$; $T_x=0,27S$; $T_y=0,27S$

♦ **sens longitudinal X-X :**

$$0 \leq T_x \leq T_2 \Rightarrow D_x = 2,5 \cdot \eta$$

$$0 \leq T_x \leq 0,40 \Rightarrow D_x = 2,5 \cdot 0,882 = 2,2$$

♦ **sens transversal Y-Y :**

♦ $0 \leq T_y \leq T_2 \Rightarrow D_y = 2,5 \cdot \eta$

♦ $0 \leq T_y \leq 0,40 \Rightarrow D_y = 2,5 \cdot 0,882 = 2,2$

IV.7.2 La disposition des voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :

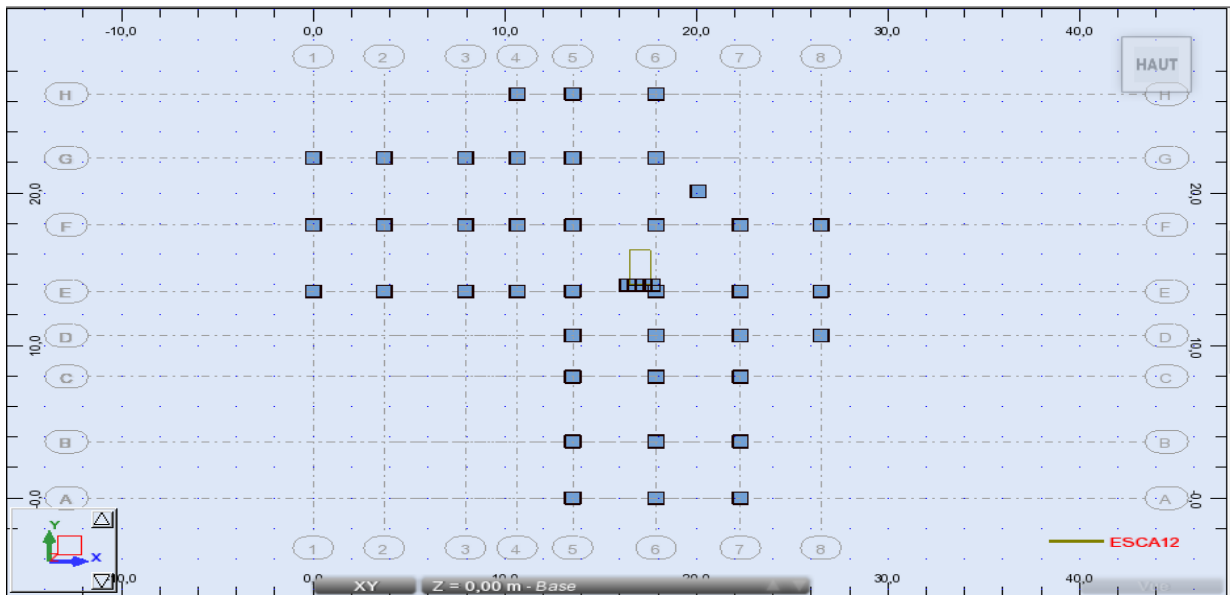


Figure.IV.6 : La 1ère disposition des murs voiles et poteaux

$T = 0,81 \text{ sec}$

$W = 2005746.46 \text{ KG}$

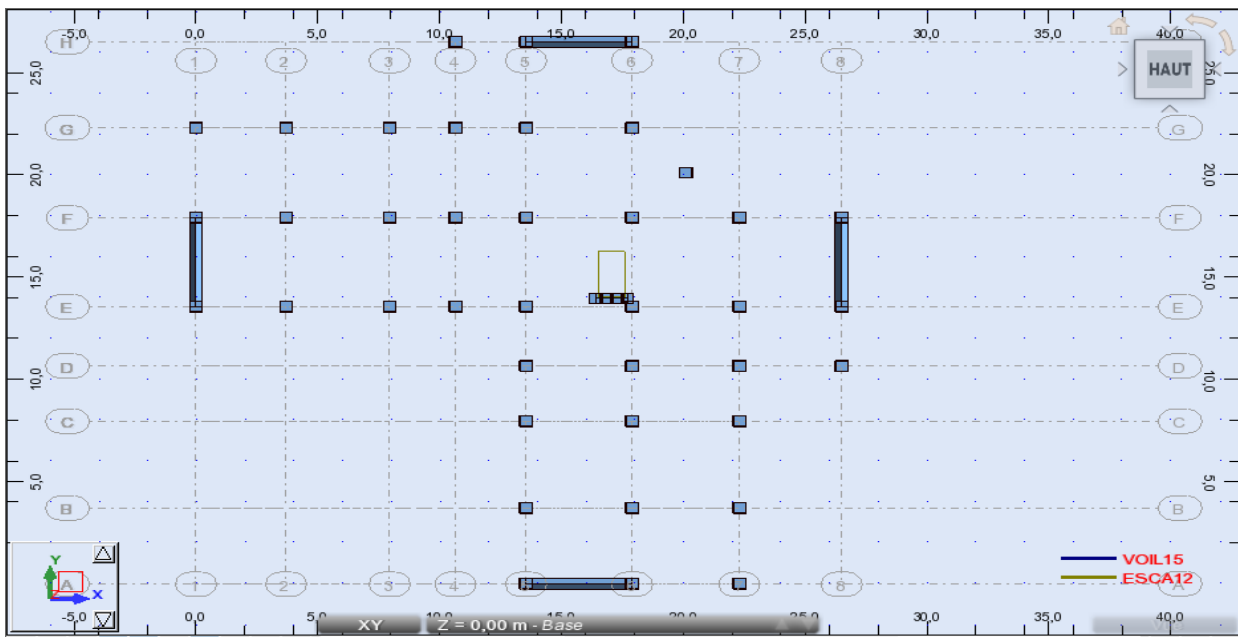


Figure.IV.7: La 2ème disposition des murs voiles et poteaux

$T = 0,43 \text{ sec}$

$W = 2105597.43 \text{ KG}$

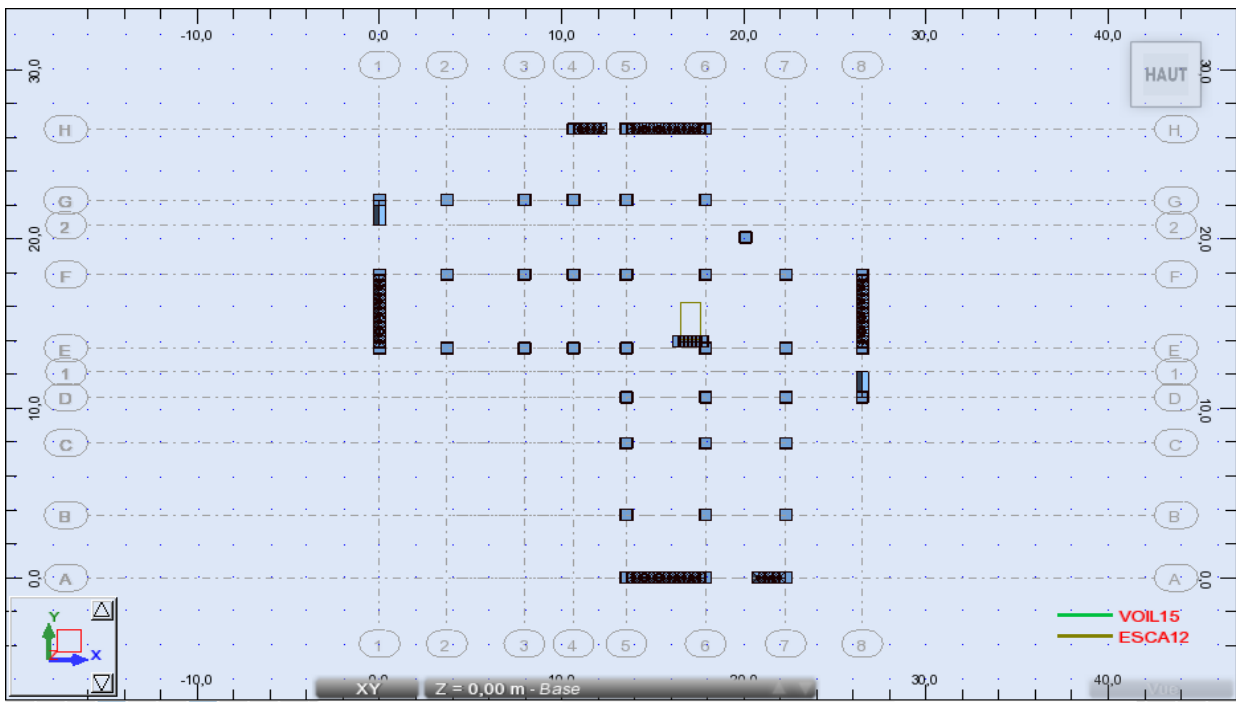


Figure.IV.8: La 2ème disposition des murs voiles et poteaux

$T = 0,41 \text{ sec}$

$W = 2122855.33 \text{ KG}$

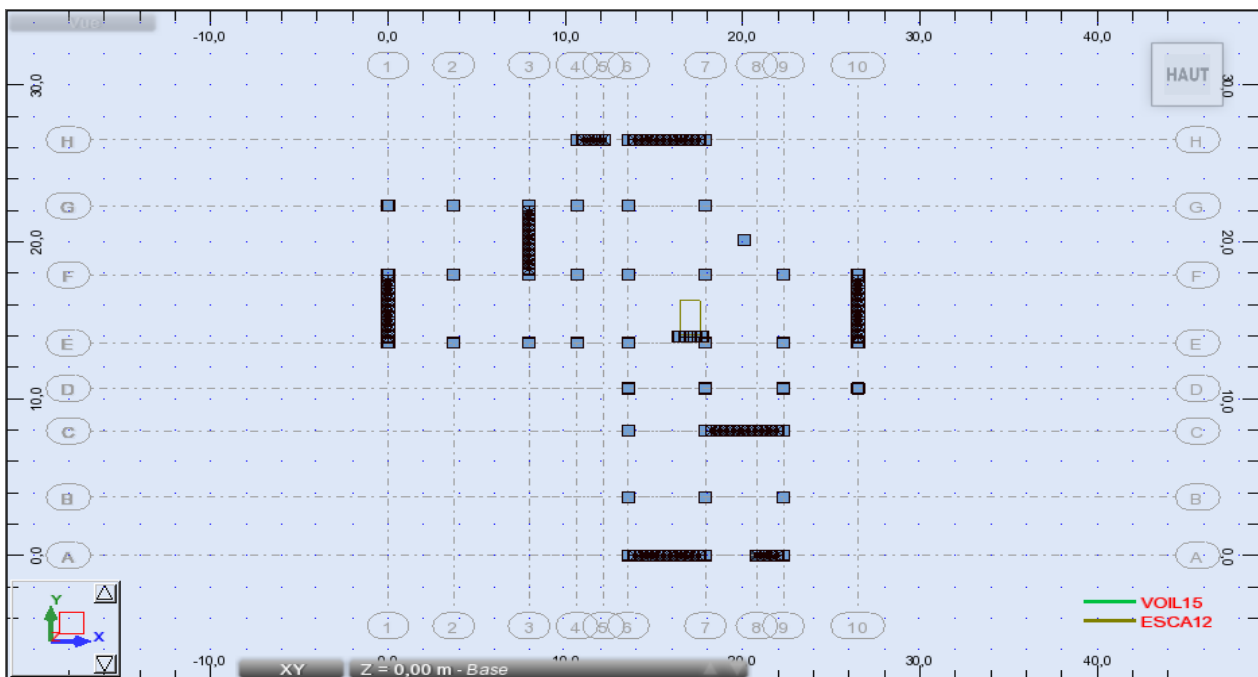


Figure.IV.9: La 3ème disposition des murs voiles et poteaux

$T = 0.36 \text{ sec}$

$W = 2173336.85 \text{ KG}$

Période fondamentale de la structure = 0,36 sec

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b) : la valeur de T calculée ne doit pas dépasser 30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

T = 0,27 × 1,3 = 0,37 sec Parmi les 5 variantes précédentes on considère la 5^{ème} variante qui permet d'avoir une faible période et plus d'économie.

Variantes	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
Variante N°01	0,81	77,21	0,05	0,00	77,21	0,05	0,00
Variante N°02	0,43	73,68	0,70	0,00	73,68	0,70	0,00
Variante N°03	0,41	1,25	73,84	0,00	1,25	73,84	0,00
Variante N°04	0,36	1,67	71,52	0,00	1,67	71,52	0,00
2	0,35	72,63	72,39	0,00	71,96	0,88	0,00
3	0,22	73,30	73,47	0,00	0,68	1,07	0,00
4	0,12	81,67	81,44	0,00	8,36	7,97	0,00
5	0,11	89,89	90,34	0,00	8,22	8,90	0,00
6	0,08	91,94	91,50	0,00	2,05	1,16	0,00
7	0,08	92,17	91,67	0,00	0,22	0,17	0,00
8	0,07	93,62	93,92	0,00	1,46	2,25	0,00
9	0,07	94,49	94,25	0,00	0,87	0,33	0,00
10	0,06	95,05	94,47	0,00	0,56	0,22	0,00
11	0,06	95,06	95,30	0,00	0,01	0,83	0,00
12	0,06	95,76	95,97	0,00	0,71	0,67	0,00
13	0,05	95,81	96,28	0,00	0,05	0,31	0,00
14	0,05	96,77	96,98	0,00	0,95	0,69	0,00
15	0,05	96,93	97,25	0,00	0,16	0,27	0,00

Tableau IV.2 : Résultats de l'analyse des variantes.

IV.8. Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum_l^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta.W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

D'exploitation et donné par le tableau (4.5).

D'après RPA99 ; $B = 0,2$

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant

qui est donné par le logiciel rabot :

Niveaux(m)	W étage (Kg)
RDC	421450.42
1	421450.42
2	420651.99
3	420651.99
4	489132.03
$\sum W_i$	2173336,85Kg

Tableau IV.3: le poids des différents niveaux de la structure

IV.9. Caractéristiques géométriques de la structure :

IV.9.1 Calcul de centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \cdot X_i)}{I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \cdot Y_i)}{I_{yi}}$$

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

Pour les poteaux :

$$I_{xi} = \frac{bxa^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{axb^3}{12}$$

Pour les voiles:

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b' xL^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{Lxb'^3}{12}$$

IV.9.2.Calcul de l'excentricité :

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

IV.9.3. Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

IV.9.4.Excentricité accidentelle :

D'après le RPA99version 2003(formule 4.3.7), On a :

$$e_{acc} = 5\%.L \quad \text{Avec : } L_x = 26.5 \text{ m} \Rightarrow e_{acc.x} = 0,05 \times 26,5$$

$$e_{acc.x} = 1,33\text{m}$$

$$L_y = 26.5 \text{ m} \Rightarrow e_{acc.y} = 0,05 \times 26,5$$

$$e_{acc.y} = 1,33\text{m}$$

➤ Coordonnées du nœud maitre :

Si On a : $e_{th} < e_{acc} \Rightarrow X_{NM} = X_t + e_{acc}$

IV.9.5 Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui

ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot X_{Gi})}{W_i}$$

$$Y_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot Y_{Gi})}{W_i}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

X_{Mi}, Y_{Mi} : coordonnées du centre

de masse de l'élément (i) du niveau considéré par

rapport au repère choisi.

X_{Gi}, Y_{Gi} : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

IV.9.6 Les différentes caractéristiques de la structures :sont obtenus par le logiciel

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014:

Niveaux	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X _m [m]	Y _m [m]	X _t [m]	Y _t [m]	e _{xt} [m]	e _{yt} [m]	e _{acc.x}	e _{acc.y}
RDC	14.64	14.41	11.48	11.54	3.16	2.87	1,33	1,33
1	14.64	14.41	11.48	11.54	3.16	2.87	1,33	1,33
2	14.64	14.40	11.48	11.54	3.15	2.87	1,33	1,33
3	14.64	14.40	11.48	11.54	3.15	2.87	1,33	1,33
4	14.53	14.56	11.48	11.51	3.05	3.05	1,33	1,33

Tableau IV.4: les différents Caractéristiques géométriques de la structure

IV.10 .interprétation des résultats :

IV.10.1Vérification de la résultante des forces sismiques : La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée..

$$V_t > 80\% V$$

➤ **Calcul La résultante de la force sismique totale :**

le poids total de la structure est donné par le logiciel rabot bat

$$W = 2173336,85\text{Kg} = 21733,3685\text{KN}$$

1.la méthode statique équivalente:

La force sismique totale V:

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

♦ **sens longitudinal X-X :**

$$V_{x.st} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W$$

Donc :

$$V_{x.st} = \frac{0,1 \times 2,2 \times 1,25}{5} \times 21733,3685 = 1195.3352 \text{ KN}$$

$$80\% V_{x.st} = 956,26 \text{ KN}$$

♦ **sens transversal Y-Y :**

$$V_{y.st} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W$$

$$V_{y.st} = \frac{0,1 \times 2,2 \times 1,25}{5} \times 21733,3685 = 1195.3352 \text{ KN}$$

$$80\% V_{y.st} = 956,26 \text{ KN}$$

IV.10.2. La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot t, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x.dyn} = 1109.17 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_{y.dyn} = 1106.57 \text{ KN}$$

♦ **sens longitudinal X-X :**

$$V_{x.dyn} = 1109.17 \text{ KN} > 80\% V_{x.st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

♦ **sens transversal Y-Y :**

$$V_{y.dyn} = 1106.57 \text{ KN} > 80\% V_{y.st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.10.3. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.4), Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que :

- ♦ la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Donc le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{ sec}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 5niveaux)

T_k : le période du mode .

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{5} \Rightarrow K \geq 7 \text{ modes}$$

IV.10.4 .Pourcentage des masses modales effectives :

Résultats de l'analyse dynamique par **ROBOT**

Cas/Mode	frequence	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	2.76	0,36	0,67	71,52	0,00	0,67	71,52	0,00
2	2.87	0,35	72,63	72,39	0,00	71,96	0,88	0,00
3	4.53	0,22	73,30	73,47	0,00	0,68	1,07	0,00
4	8.49	0,12	81,67	81,44	0,00	8,36	7,97	0,00
5	9.28	0,11	89,89	90,34	0,00	8,22	8,90	0,00
6	11.90	0,08	91,94	91,50	0,00	2,05	1,16	0,00
7	12.31	0,08	92,17	91,67	0,00	0,22	0,17	0,00
8	13.56	0,07	93,62	93,92	0,00	1,46	2,25	0,00
9	14.38	0,07	94,49	94,25	0,00	0,87	0,33	0,00
10	16.34	0,06	95,05	94,47	0,00	0,56	0,22	0,00
11	16.38	0,06	95,06	95,30	0,00	0,01	0,83	0,00
12	17.87	0,06	95,76	95,97	0,00	0,71	0,67	0,00
13	18.68	0,05	95,81	96,28	0,00	0,05	0,31	0,00
14	21.74	0,05	96,77	96,98	0,00	0,95	0,69	0,00
15	22.19	0,05	96,93	97,25	0,00	0,16	0,27	0,00

Tableau IV.5:Période et facteur de participation massique

IV.11.Vérification de la période :

D'après le RPA 99 V2003 (article A.4.2.4.4),La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :

$$T = 0.36 \text{ sec}$$

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulé par le RPA99/2003 qui est :

$$T + 30\% T$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,35 \text{ s} < 1.30 \times T = 1.3 \times 0.27 = 0.37 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- ◆ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ◆ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ◆ Les dix-sept modes sont suffisants pour que la masse modale dépasse les 90%

Modes : 1

Modes : 1.1

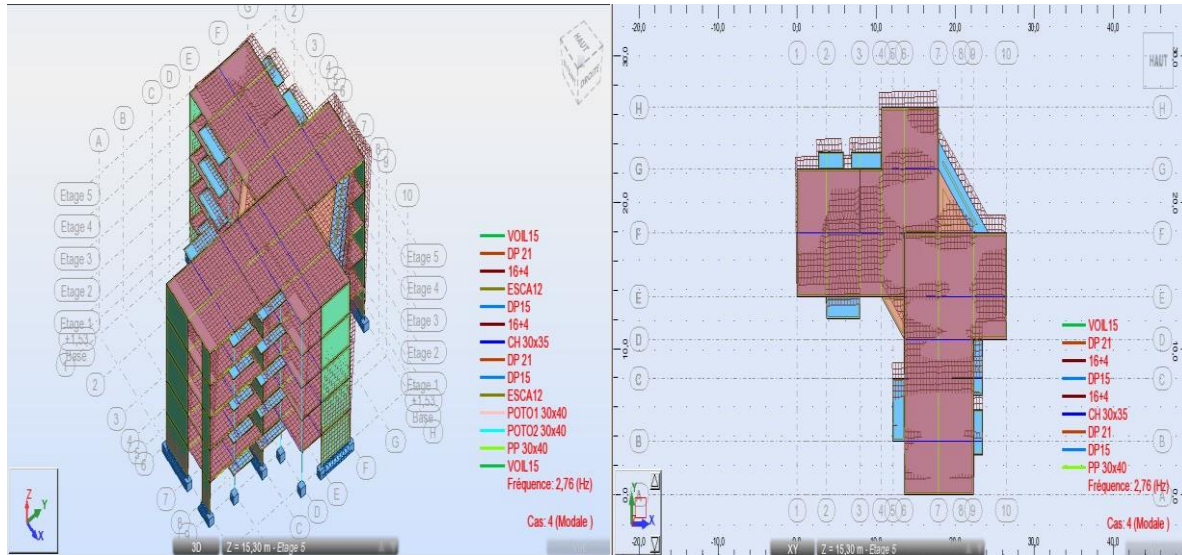


Figure IV .10 : Translation selon X (mode 1)

Modes : 2

Modes : 2.1

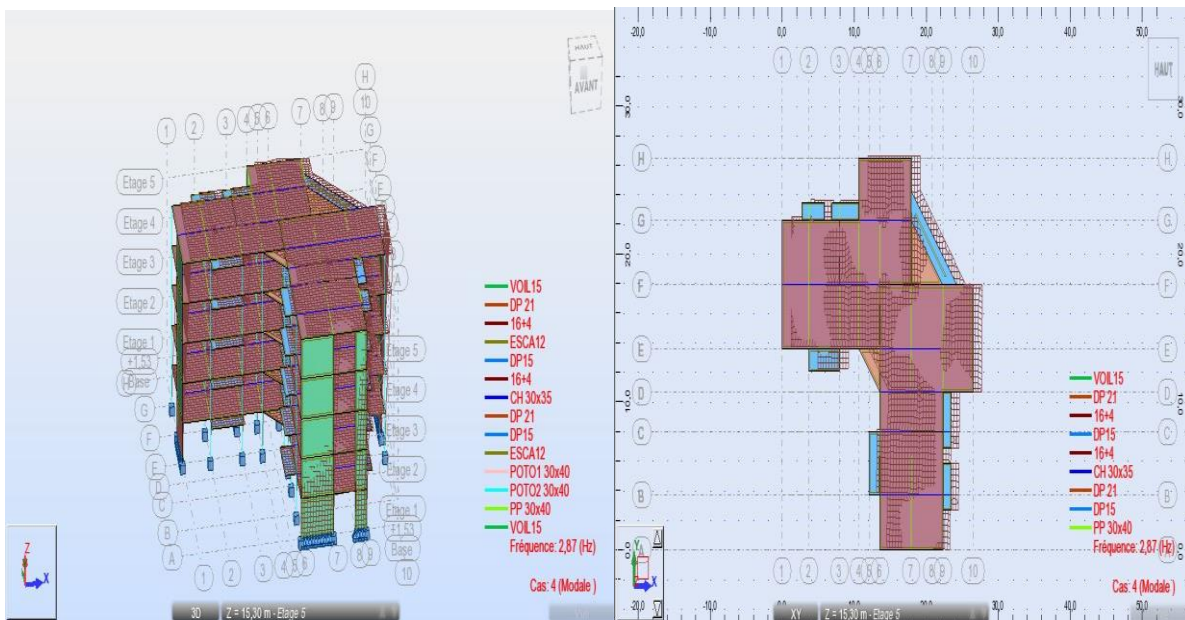


Figure IV.11 : Translation selon Y (mode2)

Modes : 3

Modes : 3.1

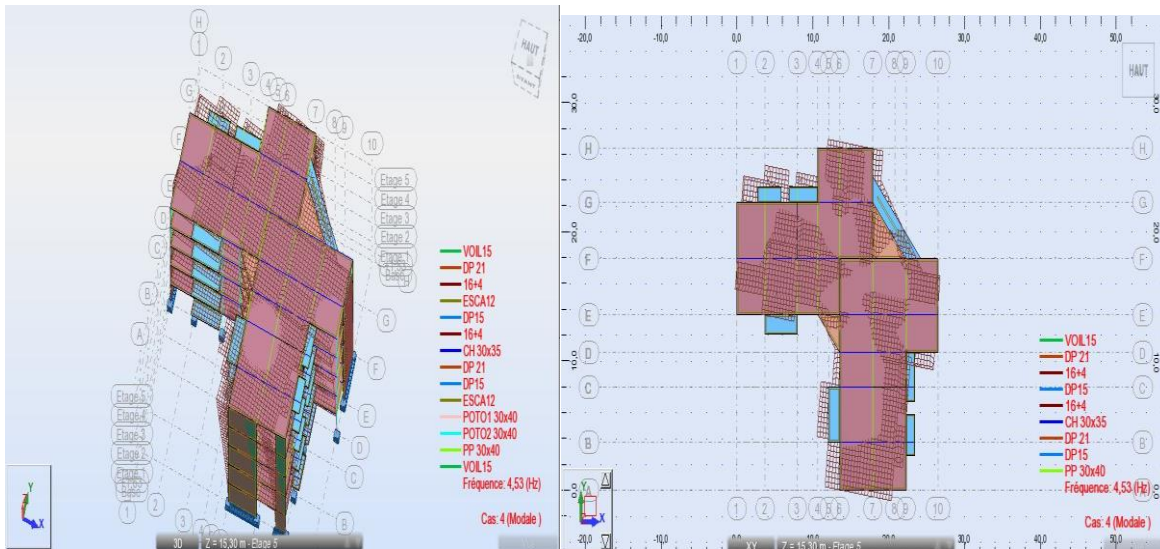


Figure IV.12 : Rotation selon Z (mode 3)

IV.12. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter-étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

- 1-la stabilité structurelle.
- 2-l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
- 3-le confort humain durant et après les effets du séisme.

♦ le déplacement horizontal :

D'après le RPA 99 V2003 (article A. 4.4.3), le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

Avec :
$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i obtenu par Robot ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

♦ Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) : est

égal :
$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

♦ Déplacement relatif admissible (toléré) :

En effet, selon l'article 5-10 du **RPA99**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$

$$\bar{\Delta} = 1\%h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

G + Q + E

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{(k-1)}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

« **R.P.A.99 /version 2003** » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage \Rightarrow Condition vérifiée

Niveau	δ_{ek}		$\delta_k(\text{cm})$		$\Delta_k(\text{cm})$		$\bar{\Delta} = 1\%h_e$ (cm)	Observation
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		
RDC	0.2	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
1	0,4	0,00	2,00	0,00	1,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
2	0,7	0,10	3,50	0,50	1,50	0,50	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
3	1.1	0,10	5,50	0,50	2,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
4	1.4	0,10	7,00	0,50	1,50	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

Tableau IV.6: vérification des déplacements suivant le sens X et Y

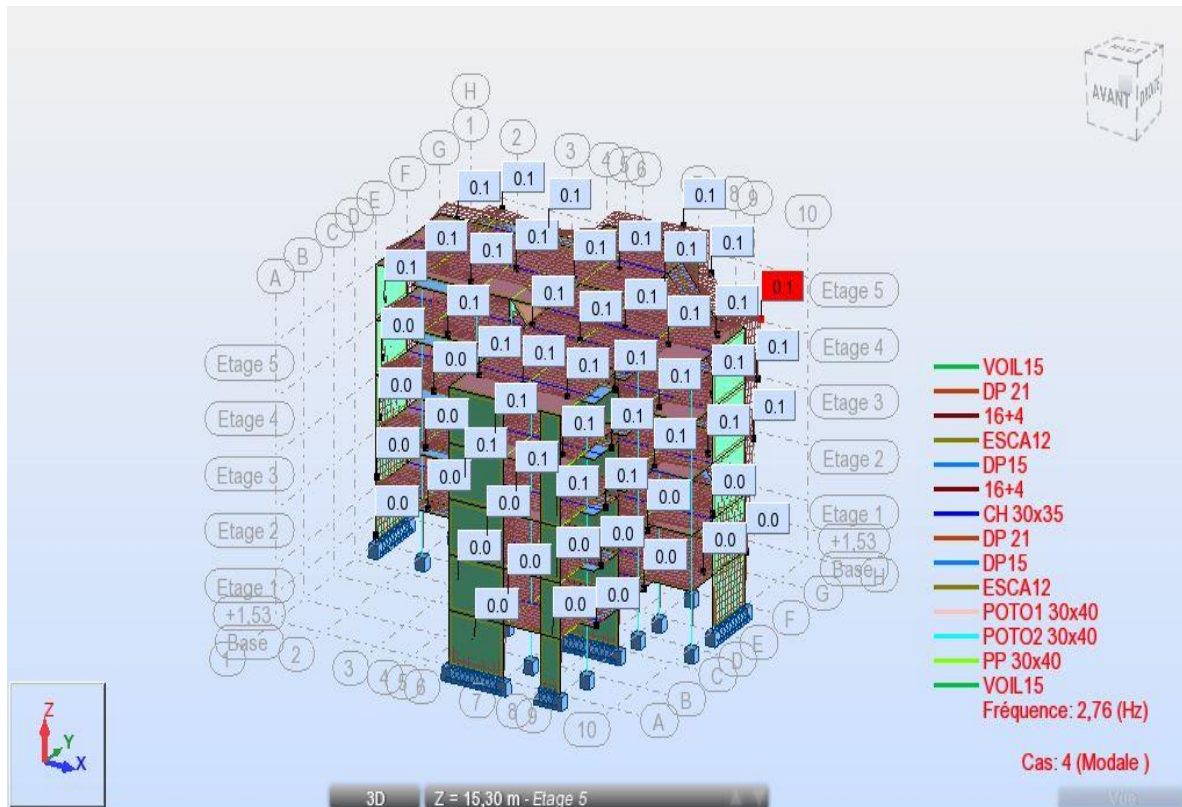


Figure IV.13: les valeurs de déformation mode1



Figure IV.14 : les valeurs de déformation mode3

IV.13. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

D'après le RPA 99 V2003 (article A. 4.2.5), La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes

➤ Calcul **V**:

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{Si : } T > 0,7S \\ F_t = 0 & \text{Si : } T \leq 0,7S \end{cases}$$

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a : $T = 0,36S < 0,70S$

$$F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau **i** est donnée par L'expression:

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau **i**,

W_i : Poids propre de l'étage **i** ;

h_i : Hauteur de l'étage ;

V: Force sismique totale.

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$\begin{cases} V_{x,dyn} = 1106.57 KN \\ V_{y,dyn} = 1109.17 KN \end{cases}$$

RDC :

$$F_{i,x} = \frac{V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{1106.57 \times 12896.38}{203636.125} = 70,07 KN$$

RDC :

$$F_{i,y} = \frac{V.W_i.h_i}{\sum_{j=1}^n W_j.h_j} = \frac{1109.17 \times 12896.38}{203636.125} = 70,24 \text{KN}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau

Niveau	W _i (KN)	h _i	W _i x h _i	F _{ix} (KN)	F _{i,y} (KN)
4	4891.3203	15,30	74837,2	406.66	407.6
3	4206.5199	12,24	51487.706	279.78	280.44
2	4206.5199	9,18	38615.852	209.84	210.33
1	4214.5042	6,12	25792.15	140.15	140.48
RDC	4214.5042	3,06	17 655,83	70.07	70.24
$\sum W_i$	21733.3685		2 532 597,58		

Tableau IV.7: résultat des forces sismiques

IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.2.6), L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné

par la formule : $V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage k

V: Force sismique totale.

ON a :

$$F_t = 0$$

$$V_k = 0 + \sum_{i=k}^n Fi$$

$$V_{kX} = 0 + \sum_{i=k}^n F_{i.x}$$

$$V_{kX} = \sum_{i=k}^n F_{i.x}$$

$$V_{ky} = \sum_{i=k}^n F_{i.y}$$

Exemple de calcul –étage RDC:

$$V_{kX} = \sum_{i=1}^5 F_{i.x} = F_{1.x} + F_{2.x} + F_{3.x} + F_{4.x} + F_{5.x}$$

$$V_{kX} = 406.66 + 279.78 + 209.84 + 140.15 + 70.07$$

$$V_{kX} = 1106.5$$

$$V_{ky} = \sum_{i=1}^5 F_{i.y} = F_{1.y} + F_{2.y} + F_{3.y} + F_{4.y} + F_{5.y}$$

$$V_{ky} = 407.6 + 280.44 + 210.33 + 140.48 + 70.24$$

$$V_{ky} = 1109.1$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h _i	F _{ix} (KN)	F _{i,y} (KN)	V _{.kx} (KN)	V _{.ky} (KN)
4	15,30	406.66	407.6	406.66	407.6
3	12,24	279.78	280.44	686.44	688.04
2	9,18	209.84	210.33	896.28	898.37
1	6,12	140.15	140.48	1036.43	1038.85
RDC	3,06	70.07	70.24	1106.5	1109.1

Tableau IV.8: les efforts tranchants résultants

IV.15. Justification de la stabilité au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Moment résistant :

$$M_{résist.x} = W_T \frac{L}{2}$$

Sens x-x:

$$M_{résist.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{résist.x} = 21733.3685 \times \frac{26,9}{2} = 292313.80 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_{résist.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{résist.x} = 21733.3685 \times \frac{26,9}{2} = 292313.80 \text{ KN.m}$$

Moment de renversement :

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$$

Sens x-x:

$$M_{renv.x} = \sum F_{ix} \cdot h_i = 12633.67 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{résist}}{M_{renv}} = \frac{292313.80}{12633.67} = 23.13 > 1.5 \dots\dots\dots CV$$

Sens y-y:

$$M_{renv.y} = \sum F_{iy} \cdot h_i = 12668.98 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{résist}}{M_{renv}} = \frac{292313.80}{12668.98} = 23.07 > 1.5 \dots\dots\dots CV$$

⇒ la stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

IV.16 .Justification de l'interaction portiques – voiles :

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus de 20 % de la charge verticale. Cette vérification est Résumée dans le tableau suivant. :

Niveau	Effort vertical repris [kN]	Effort vertical repris [kN]		% d'effort vertical repris [kN]		% d'effort vertical repris par les voiles >20%
	F [kN]	Les poteaux	les voiles	Les poteaux	les voiles	
RDC	3918,62	943,5	2975,11	24	76	C.V
1	3669,94	965,07	2704,86	26	74	C.V
2	3558,44	1071,08	2487,37	30	70	C.V
3	4217,85	1027,85	3190	24	76	C.V
4	4117,68	2409,05	1708,63	59	41	C.V
Effort vertical total à la base [kN]	46327,18	21118,97	25208,21	46	54	C.V
Effort tranchant total à la base max[kN]	4 324,12	212,71	4 111,41	5%	95%	>90%....C.V

Tableau IV.9. Vérification La participation des éléments résistants au contreventement.

IV.17. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

D'après le RPA 99 V2003 (article A. 5.9), Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peut être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k "

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Niveau	P _k (KN)	□ _k (m)		V. _{kx} (KN)	V. _{ky} (KN)	h _k (m)	θ		Obse rvatio
		Sens	Sens y				Sens x	Sens y	
4	4891.3203	0,01	0,00	406.66	407.6	3,06	0,0390	0,0000	≤ 0,10
3	4206.5199	0,01	0,00	686.44	688.04	3,06	0,0020	0,0000	≤ 0,10
2	4206.5199	0.02	0,0005	896.28	898.37	3,06	0,0230	0,00007	≤ 0,10
1	4214.5042	0,02	0,00	1036.43	1038.85	3,06	0,026	0,0000	≤ 0,10
RDC	4214.5042	0,015	0,00	1106.5	1109.1	3,06	0,018	0,0000	≤ 0,10

Tableau IV.10: Vérification de l'effort p- Δ

On remarque que $\theta < 0.1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux directions.

Chapitre 05

Chapitre V : Etude des éléments de Contreventements

V-1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés

Rigide et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le logiciel Robot Autodesk Structural Analysis Professional 2014

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles.

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. Les poteaux :

V-2.1 Combinaison des charges :

➤ **Les combinaisons accidentelles selon RPA 99/version 2003 :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 E \dots \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

➤ **Les combinaisons fondamentales Selon BAEL 91 :**

E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S : $G + Q$

V-2.2 Vérification de l'effort normal :

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99/version 2003 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : section brute.

F_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+1.2Ex) est représenté dans le tableau suivant :

V-2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique Doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Niveau	N_d (kN)	F_{c28} (kN)	V	B_c (choisie) cm ²	$N_d/B_c \cdot F_{c28}$ ≤ 0.3
04	121,06	2,5	0.0403	1200	Condition vérifiée
03	221.04	2,5	0.073	1200	Condition vérifiée
02	325,83	2,5	0.108	1200	Condition vérifiée
01	433,91	2,5	0.144	1200	Condition vérifiée
RDC	580,27	2,5	0.193	1200	Condition vérifiée

Tableau (V.1) : Vérification le poteau sous sollicitation normales

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

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$$

Avec :

T: effort tranchant

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.

Cette contrainte limite doit respecter les valeurs données par le **BAEL91** et le **RPA99**.

d'après RPA99V2003 L'article (7.4.3.2)

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \alpha f_{c28}$$

Avec :

$$\text{Si } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

d'après RPA99V2003 L'article (7.4.2.2)

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a x b : la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

$$\text{RDC : } L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\text{Etage : } L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

d'après le BAEL91 : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$ en fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Niveau	T _{max} (kN)	τ_{bu} (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
04	54,93	0,050	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée
03	56,66	0,052	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée
02	56,94	0.052	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée
01	50,56	0.046	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée
RDC	53,38	0.049	5,35	0,075	3.33	Condition vérifiée

Tableau V.2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

V-2.4.Ferraillage de poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôles sont de transmettre les charges aux Fondations. Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal. « N »
- Effort tranchant. « T »
- Moment fléchissant. « M » dans les deux sens

Donc ils sont sollicités à la flexion composée. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- ◆ Section partiellement comprimée.
- ◆ Section entièrement tendue.
- ◆ Section entièrement comprimée

Les armatures sont déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

➤ Effort Normal Maximum : N_{max}

$$N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} : (M_{Zcorr}; M_{Ycorr})$$

◆ Moment Maximum : M_{max}

$$M_{Zmax} \rightarrow N_{corr}$$

$$M_{Ymax} \rightarrow N_{corr}$$

➤ Effort Normal Minimum : N_{min}

$$N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} : (M_{Zcorr}; M_{Ycorr})$$

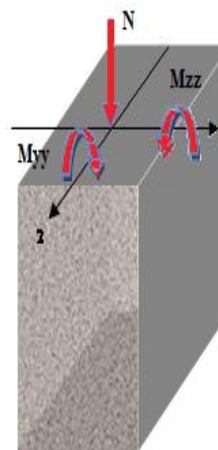


Figure V.1: Sollicitations sur les poteaux

V-2.4.1 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation durable :

$$\gamma_b = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{c28} = 25MPA$$

$$\sigma_{bc} = 14,17MPA$$

$$f_e = 400MPA$$

$$\sigma_s = 348MPA$$

$$f_{t28} = 2,1MPA$$

Situation

accidentelles :

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1,00$$

$$f_{c28} = 25MPA$$

$$\sigma_{bc} = 18,50MPA$$

$$f_e = 400MPA$$

$$\sigma_s = 400MPA$$

V-2.5 Les résultats des sollicitations données par logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014

Pour la conception de nos poteaux, nous avons 1 seul type de poteaux à ferrailer :

Type 01 : 30x40

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal.

Les différents efforts internes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section Cm ²	1 ^{er} cas			2 ^{eme} cas			3 ^{eme} cas		
	1,35G + 1,5 Q		G + Q	G + Q ± E		G + Q	0,8 G ± E		G + Q
	N _{max} (KN)	M _{max} ^{corr} (KN.m)	M _{ser.max} ^{corr} (KN.m)	N ^{corr} (KN)	M _{max} (KN.m)	M _{ser.max} ^{corr} (KN.m)	N ^{corr} (KN)	M _{max} (KN.m)	M _{ser.max} ^{corr} (KN.m)
30x40	743,31	4,21	3,02	63,33	32,57	13,34	4,44	24,38	28,36

Tableau V.3 : Sollicitations de poteaux sous différents combinaisons

V-2.6. Calcul les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de : $A_s \geq A_{min} = 0.7 \% b.h$(zone I).
- Leur pourcentage maximal : $A_s \leq A_{max} = 4\% b.h$ en zone courante
 $A_s \leq A_{max} = 6\% b.h$ en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimale en zone I est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,7\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,7\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum : $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.
- La longueur minimale de recouvrement : $L_{recouv} = 40 \Phi_L$ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25CM.
 $C \leq 25 \text{ cm}$ (zone I).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60m \right) \\ \text{et } l' = 2h \end{array} \right.$$

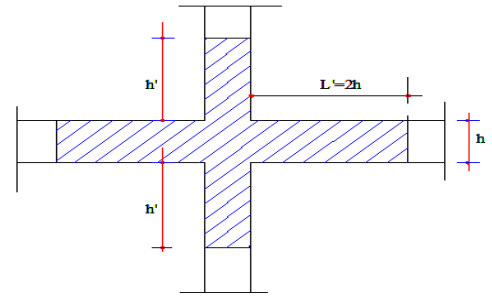


Figure V.2: zone nodales

➤ **Calcul du ferrailage longitudinal :**

V-2.6.1 Calcul de ferrailage des poteaux

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et on compare avec le minimum du RPA99 (A_{\min}).

Soit le poteau:

b= 30 cm

h= 40 cm

d= 0,9h= 36 cm.

c=0.1.h=4 cm

➤ **Ferrailage longitudinal**

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$N_{\max} = 743,31 \text{KN}; M_{\text{corr}} = 4,21 \text{KN.m}; M_{\text{ser}} = 3,02 \text{KN.m}$

2^{eme} cas: G + Q ± E

$M_{\max} = 32,57 \text{KN.m}; N_{\text{corr}} = 63,33 \text{KN.m}; M_{\text{ser}} = 13,34 \text{KN.m}$

3^{eme} cas: 0.8G+E

$N_{\min} = 4,44 \text{KN}; M_{\text{corr}} = 24,38 \text{KN.m}; M_{\text{ser}} = 28,36 \text{KN.m}$

V-2.7 Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article (**A.4.4**) du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égale à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V-2.8 E.L.U:

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 743,31 \text{KN} \\ M_u = 4.21 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

L'excentricité :

- $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{4.21}{743,31} = 0,00566m$

- $e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{306}{250}\right)$

$$e_a = \max(2cm, 1,224) = 0,02m$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{4.21}{1,5 \times 3.02}\right)$$

$$\alpha = 0,71 \quad ; \phi = 2$$

- $e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40}(2 + 0,71 \times 2)$

$$e_2 = 0,01176$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,0374m$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{743,31 \times 10^3}{300 \times 400 \times 14,17} = 0,437$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

➤ **Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,437}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,437})} = 0,154$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,154 \times 0,40 = 0,0616$$

$e = 0,0374m < e_{Nc} = 0,0616 \Rightarrow$ **Section entièrement comprimée**

$e < e_{Nc}$ Section entièrement comprimé

➤ **ELU non atteint**

$A'_{s,min} = 4cm^2$ x périmètre de la section

$$A'_{s,min} = 4 \times [(0,40 + 0,3) \times 2] = \mathbf{5,6cm^2}$$

$$0,2 \% \leq A/B \leq 0,5\%$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

Condition de non fragilité :

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{b.h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,min} \geq \max \{1,20cm^2; 1,30m^2\}$$

$$A_{s,min} \geq 1,30cm^2$$

Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

Armatures maximales :

en zone courante :

$$A_s \leq A_{max} = 4\% b.h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% \text{ b.h}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \cdot 30 \cdot 40 = 8,4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 8,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 12,32 \text{ cm}^2 = 8T14$

2^{eme} cas: E.L.A: G + Q ± E

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 63,33 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 32,57 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 13,34 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'excentricité :

$$\blacksquare e_1 = \frac{M}{N} = \frac{63,33}{32,57} = 1,944 \text{ m}$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1,224) = 0,02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{\text{ser}}}\right) = 10 \left(1 - \frac{63,33}{1,5 \times 13,34}\right)$$

$$\alpha = -21,64 \quad ; \varphi = 2$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40} (2 - 21,64 \times 2)$$

$$e_2 = -0,142$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 1,822 \text{ m}$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{32,57 \times 10^3}{400 \times 300 \times 18,50} = 0,014$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,014}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,014})} = 0,1662$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,166 \times 0,40 = 0,06640$$

$e = 1,822m > e_{Nc} = 0,06640 \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :


Calcul le moment de Moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 32,57 \left(1,822 + 0,36 - \frac{0,40}{2} \right) = 64,551 \text{KN.m}$$

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$M_{uFictif}$

 **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

➤ **Calcule le moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,00(20)10^4} = 2\text{‰}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,636$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_1(1 - 0,4\alpha_1) = 0,379$$

Si $\mu_b < \mu_l = 0,379$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l = 0,379$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s'

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{64,55 \times 10^{-3}}{18,50 \times 0,30 \times 0,36^2} = 0,089$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ *Aciers comprimés A's = 0*

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,117$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,952$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif M_u fictif et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s.fictif} = 0\text{cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400\text{Mpa}$$

$$A_{s.fictif} = \frac{M_{uf}}{B.d\sigma_s}$$

$$A_{s.fictif} = \frac{64,55 \times 10^3}{0,952 \times 36 \times 400} = 4,7\text{cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s.fictif}$$

$$A'_s = A'_{s.fictif} = 0\text{cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s.fictif} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 4,7 - \frac{32,57 \times 10^3}{100 \times 400} = 3,885\text{cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

La règle du millième :

$$A'_{s.min} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s.min} = 4 \times [(0,40 + 0,3) \times 4] = \mathbf{11,2\text{cm}^2}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \{1,20\text{cm}^2; 1,30\text{cm}^2\}$$

$$A_{s.min} \geq 1,30\text{cm}^2$$

Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

Armatures maximales :

en zone courante :

$$A_s \leq A_{min} = 3 \% b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.03 \times 30 \times 40 = 36 \text{ cm}^2$$

en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% \text{ b.h}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \cdot 30 \cdot 40 = 8,4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 8,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 12,32 \text{ cm}^2 = 8T14$

3^{eme} cas: 0.8G+E

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 4,44 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 24,38 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 28,36 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'excentricité :

$$\blacksquare \quad e_1 = \frac{M}{N} = \frac{24,38}{4,44} = 5,49 \text{ m}$$

$$\blacksquare \quad e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1,224) = 0,02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{\text{ser}}}\right) = 10 \left(1 - \frac{24,38}{1,5 \times 28,36}\right)$$

$$\alpha = 4,26 \quad ; \varphi = 2$$

$$\blacksquare \quad e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,40} (2 + 4,26 \times 2)$$

$$e_2 = 0,036$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 5,54 \text{ m}$$

➤ **Calcul le coefficient de remplissage ψ :**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4,44 \times 10^3}{800 \times 600 \times 18,50} = 0,0005$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

➤ **Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0005}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0005})} = 0,1665$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,1665 \times 0,40 = 0,0666$$

$e = 5.54m > e_{Nc} = 0,0666 \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

✚ **Dimensionnement des sections partiellement comprimée :**

➤ **Calcul le moment de Moment fictif :**

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 4,44 \left(5,54 + 0,36 - \frac{0,40}{2} \right) = 25,30 \text{ KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$

✚ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

➤ **Calcule le moment réduit ultime :**

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,00(20)10^4} = 2\text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,636$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,379$$

Si $\mu_b < \mu_l = 0,379$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l = 0,379$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s'

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{25,3 \times 10^{-3}}{18,50 \times 0,30 \times 0,36^2} = 0,035$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ *Aciers comprimés $A's = 0$*

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

➤ **Détermination des armatures:**

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif $M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

➤ **La 1^{ère} section fictive:**

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **La 2^{ème} section fictive:**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{B.d\sigma_s}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{25,3 \times 10^3}{0,982 \times 36 \times 400} = 1,78 \text{ cm}^2$$

• **La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :**

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

• **La section d'acier tendu vaut :**

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 1,78 - \frac{4,44 \times 10^3}{100 \times 400} = 1,66 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s, \text{min}}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

la règle du millième :

$$A'_{s, \text{min}} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s, \text{min}} = 4 \times [(0,40 + 0,3) \times 4] = 11,2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s, \text{min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{r28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s, \text{min}} \geq \max \left\{ \frac{30 \times 40}{1000}; 0,23 \times 30 \times 36 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s, \text{min}} \geq \max \{1,20 \text{ cm}^2; 1,30 \text{ cm}^2\}$$

$$A_{s, \text{min}} \geq 1,30 \text{ cm}^2$$

Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

Armatures maximales :

en zone courante :

$$A_s \leq A_{\text{min}} = 3 \% b \cdot h$$

$$A_{\min} = 0.03 \times 30 \times 40 = 36 \text{ cm}^2$$

en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% \text{ b.h}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \cdot 30 \cdot 40 = 8,4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 8,4 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 12,32 \text{ cm}^2 = 8T14$

V.2.8.1. Les valeurs des excentricités pour 1^{ère} cas :

1. Situation durable (1,35G+1,5Q)

Pour $N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$:

Les valeurs des excentricités sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Section Cm ²	1,35G + 1,5 Q		G + Q	e ₁ (m)	e _a (m)	e ₂ (m)	e=e ₁ +e _a +e ₂ (m)
	N _{max} (KN)	M _{max} ^{corr} (KN.m)	M _{ser. max} ^{corr} (KN.m)				
30x40	743,31	4,21	3,02	0,00566	0,02	0,01176	0,0374

Tableau V.4 : valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison 1,35G+1,5Q

V.2.8.2. Détermination des sections à l'ELU :

Section Cm ²	e(m)	Ψ ₁	ζ	e _{NC} (m)	e < e _{NC}	S.E.C
					e > e _{NC}	S.P.C
30x40	0,0374	0,437	0,154	0,0616	e < e _{NC}	S.E.C

Tableau V.5 : désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELU

♦ **S.P.C :** Section partiellement comprimée.

♦ **S.E.C :** Section entièrement comprimée

V.2.8.3. Calcul les Armatures longitudinales à l'ELU :

Section Cm ²	N _u (KN.m)	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)
30x40	743.31	5.6	5.6

Tableau V.6 : les sections des Armatures longitudinales A_s.calculée à l'ELU

V.2.8.4.Les valeurs des excentricités pour 2^{ème} cas

Situation accidentelle G + Q ± 1,2 E

Pour: N^{max} → M^{corr}

Les valeurs des excentricités sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Section Cm ²	G + Q ± 1,2 E		G + Q	e ₁ (m)	e _a (m)	e ₂ (m)	e=e ₁ +e _a +e ₂ (m)
	N _{max} (KN)	M ^{corr} _{max} (KN.m)	M ^{corr} _{ser. max} (KN.m)				
30x40	32.57	63.33	13,34	0,2286	0,02	-0,142	1,822

Tableau V.7: valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison G + Q ± 1,2 E

V.2.8.4.1.Détermination des sections à l'ELA :

Section Cm ²	e(m)	Ψ ₁	ζ	e _{NC} (m)	e < e _{NC}	S.E.C
					e > e _{NC}	S.P.C
30x40	1,822	0,014	0,1662	0,0664	e > e _{NC}	S.P.C

Tableau V.8 : désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELA pour 2^{ème} cas

V.2.8.4.2.Calcul des Armatures longitudinales à l'ELA :

Section Cm ²	M _f (KN.m)	μ	A' _{s, fictive} (Cm ²)	A _{s, fictive} (Cm ²)	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)	observation
30x40	64,551	0,089	0,00	0,00	0,00	3,885	μ < μ ₁

Tableau V.9: les sections des Armatures longitudinales A_s.calculée à l'ELA pour 2^{ème} cas

V.2.8.5.Les valeurs des excentricités pour 3^{ème} cas

Situation accidentelle $G \pm 0,8 E$

Pour: $N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$

Les valeurs des excentricités sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Section Cm ²	G ± 0,8 E		G + Q	e ₁ (m)	e _a (m)	e ₂ (m)	e=e ₁ +e _a +e ₂ (m)
	N _{max} (KN)	M _{max} ^{corr} (KN.m)	M _{ser. max} ^{corr} (KN.m)				
30x40	4.44	24.38	28,36	5,49	0,02	0,036	5,54

Tableau V.10 : valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison $G \pm 0,8 E$

V.2.8.5.1 Détermination des sections à l'ELA :

Section Cm ²	e(m)	Ψ_1	ζ	e _{NC} (m)	e < e _{NC}	S.E.C
					e > e _{NC}	S.P.C
30x40	5,54	0,0005	0,1667	0,1665	e > e _{NC}	S.P.C

Tableau V.11 : désignations les Section partiellement comprimée et Section

entièrement comprimée à l'ELA pour 3^{ème} cas

V.2.8.5.2. Calcule les Armatures longitudinales à l'ELA :

Section Cm ²	M _f (KN.m)	μ	A' _{s, fictive} (Cm ²)	A _{s, fictive} (Cm ²)	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)	observation
30x40	25,30	0,035	0,00	1,78	0,00	1,66	$\mu < \mu_1$

Tableau V.12: les sections des Armatures longitudinales A_{calculée} à l'ELA pour 3^{ème} cas

V.2. 8.6. Détermination des armatures longitudinales :

Section Cm ²	Situation durable (1,35G+1,5Q)		Situation accidentelle G + Q ± 1,2 E		Situation accidentelle G ± 0,8 E		A _{cal} = max(A ₁ ; A ₂ , A ₃)	
	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)	A _{s, max} ^{cal} (cm ²)	A _{s, max} ^{cal} (cm ²)
30x40	11,25	6,41	0,00	7,95	0,00	0,49	5,91	7,95

Tableau V.13 : les sections des Armatures longitudinales acceptable

V.2. 8.7.Ferraillage des poteaux :

Les résultats de ferraillage longitudinale sont regroupe dans le tableau suivant:

Section Cm ²	A _{min} (cm ²) R.P.A	A _{s.min} (cm ²) B.A.EL	A' _{s.min} (cm ²) B.A.EL	A _{max} (cm ²) Zone courante R.P.A	A _{max} (cm ²) Zone recouvrement R.P.A	A _{cal} (cm ²)	A _s ^{min} retenue (cm ²)
30x40	6,30	1,30	8,4	48	72	7,95	9,6

Tableau V.14: Ferraillage longitudinale des poteaux selon condition RPA et BAEL

Le choix des armatures longitudinales se présenter dans le tableau suivant :

Section Cm ²	A _{min} (cm ²) R.P.A	Ferraillage longitudinale		
		A _s ^{min} retenue (cm ²)	A _s adopte (cm ²)	CHOIX
30x40	8,4	8,4	12,32	8T14

Tableau V.15: choix des armatures longitudinales.

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25CM.

$$C= 12,5 \text{ cm}$$

V.2. 8.9.Vérification vis -à vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

$$b = 30\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 12,32 , A = 12,32\text{cm}^2$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{27,62}{208,91} 0,01\text{m}$$

$$S = b \times h + 15A_{totale} \Rightarrow S = 40 \times 40 + 15 \times 15,135 = 1827,025\text{cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)} = -0,001$$

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

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{H}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

$$\Rightarrow \sigma_{inf} = -0,08 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sup} = 3,094 \text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	M _{SER} (KNM)	Y (CM)	I (CM ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	observation
30x40	58,15	13,00	57 426,40	13,16	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}

Tableau (V.16) : Vérification des contraintes à l'ELS.

V-2. 8.10. Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots \dots \dots \text{RPA99V2003 L'article (7.4.2.2)}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a :coefficient correcteur (tient compte de la rupture) .

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \end{array} \right.$$

λ_g: est l'élancement géométrique du poteau

d'après RPA99V2003 L'article (7.4.2.2)

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a x b : la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

Etage+RDC : $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,35 > 5$$

donc : $\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$

Espacement des armatures transversales :

- Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 14\text{mm}$$

$$t \leq \min(21; 40\text{cm}; 50\text{cm})$$

$$t \leq 21\text{cm} \Rightarrow t = 15\text{cm}$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 14\text{mm}$$

$$t \leq \min(14; 15\text{cm})$$

$$t \leq 14\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

Zone courante:

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{1,4}{3} = 0,47\text{cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8\text{mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,750 \times 56,94 \times 10^3 \cdot 0,10}{0,40 \times 235} \times 10^{-2} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{40} = 5,35 > 5$$

On a : $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b_1$

$$A_{t,\min} = 0,3\% t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\phi 8 = 2,27 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

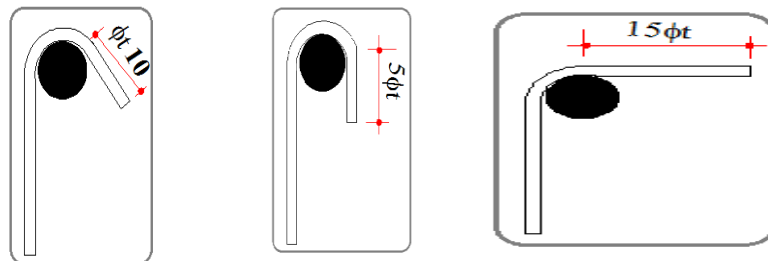


Figure V.3: L'ancrage dépend de la longueur de scellement après le coude

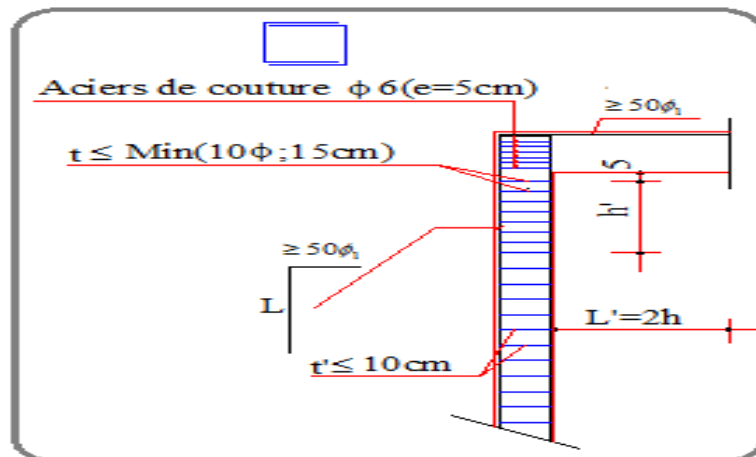


Figure V.4: Détail d'une cour d'armatures transversale

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

h : hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

h' : hauteur de poteau

$$h' = \text{max} \left(\frac{3.06}{6}; 30; 40; 60 \right) = 60\text{cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r^{\text{min}} = 40 \cdot \phi_{L_{\text{max}}}$$

$$L_r^{\text{min}} = 40 \times 1,4 = 56\text{cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 60\text{cm}$$

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupe dans le tableau suivant:

Section n Cm ²	h (cm)	T _u max (KN)	λ _g	ρ _a	f _e	t(cm) Zone nodale (cm)	t'(cm) Zone courante (cm)	A _t calculée (cm ²)	$\phi_t \geq \frac{\phi_{L_{\text{max}}}}{3}$		choix
									φ _{L_{max}} (mm)	φ _t	
30x40	40	56,94	5,35	3,75	235	10	15	2,27	14	4,66	Φ8

Tableau V.17: Ferrailage transversale des poteaux

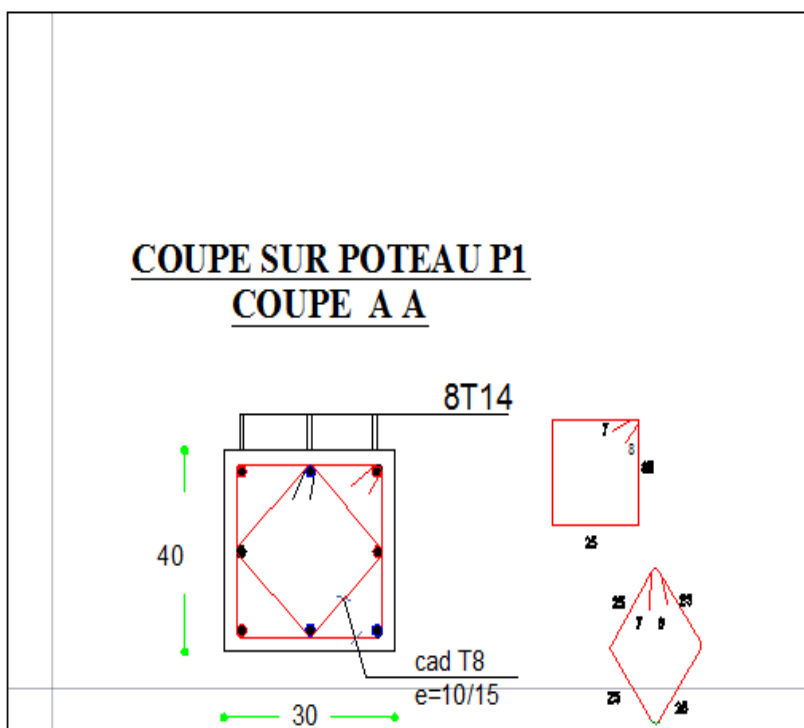


Figure. V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

V-3-Les poutres:

V-3-1-Ferraillage des poutres:

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- ◆ Moment fléchissant.
- ◆ Effort tranchant.
- ◆ Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferraillage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

V-3-2-Combinaisons :

➤ **Les combinaisons accidentelles selon RPA 99/version 2003 :**

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.

➤ **Les combinaisons fondamentales Selon BAEL 91 :**

E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

pour déterminer le moment Max en travée.

E.L.S : $G + Q$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on Vérifie avec la combinaison E.L.S.

V.3.3-Calcul les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1)

- a. Le pourcentage total minimum sera de : $A_s \geq A_{min} = 0,5 \% b.h$
- b. Le pourcentage total maximum : $A_s \geq A_{max} = 4\% b.h$ en zone courante
 $A_s \geq A_{max} = 6\% b.h$ en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimale est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

c. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

d. La longueur minimale de recouvrement : $L_{\text{recouv}} = 40 \Phi_L \dots\dots\dots$ (**zone I**)

- Suivant les règles **BAEL 91 révisées99** :

e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

V.3.4-Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.2)

Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{t,\text{min}} = 0,003.S.b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales

◆ Espacement des armatures transversales (les cadres) :

◆ Zone nodale et en travée:

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30\text{cm}\right)$$

◆ En dehors de la Zone nodale:

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.5-Les résultats des sollicitations données par logiciel Robot bat 2009 :

Pour la conception de nos poutres, nous avons deux types de poutres à ferrailer :

Poutres principales : Type 01 : 30x40

Poutres secondaires : Type 02 : 30x35

Diagramme des moments des poutres principale :

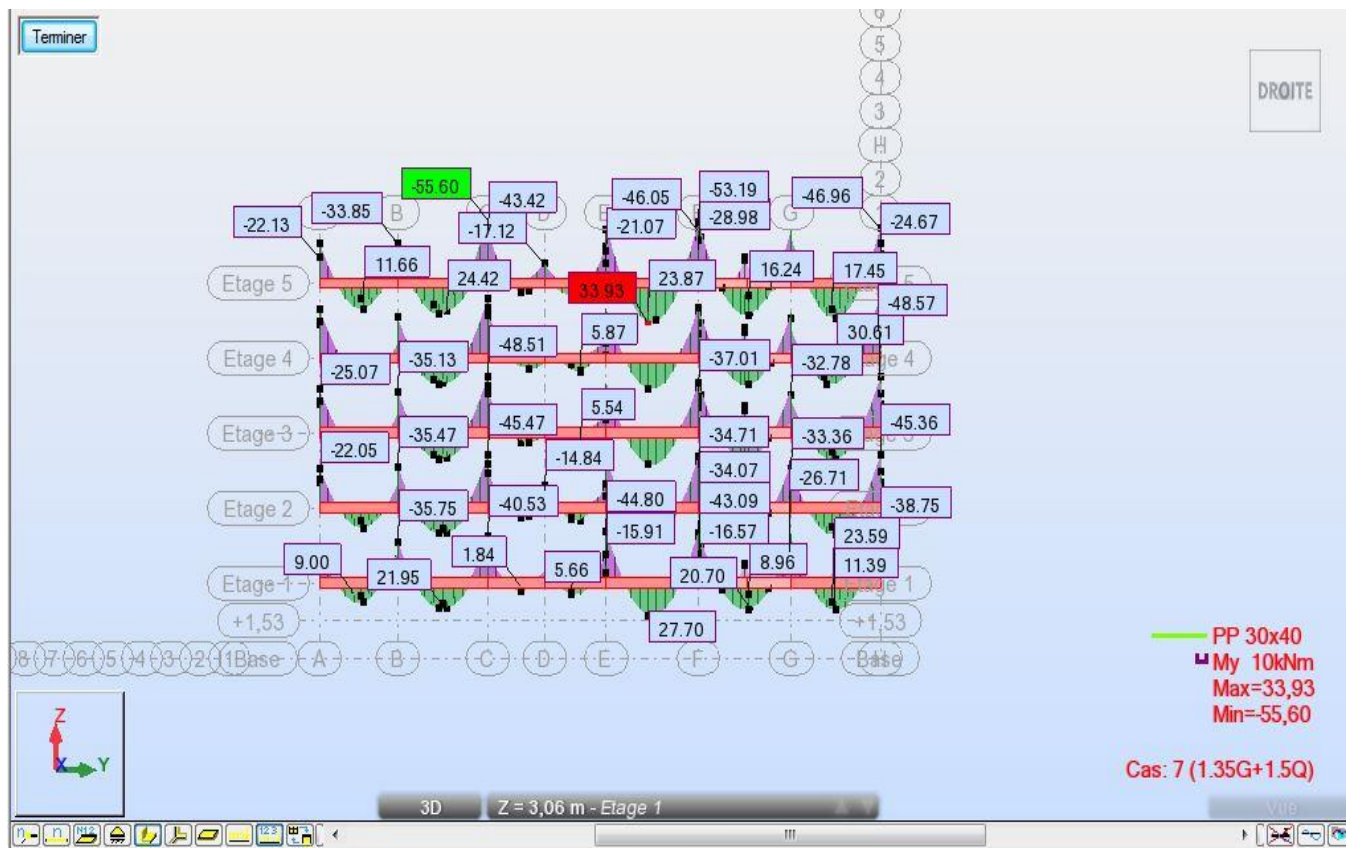


Figure V.6: diagramme des moments a l'E.L.U

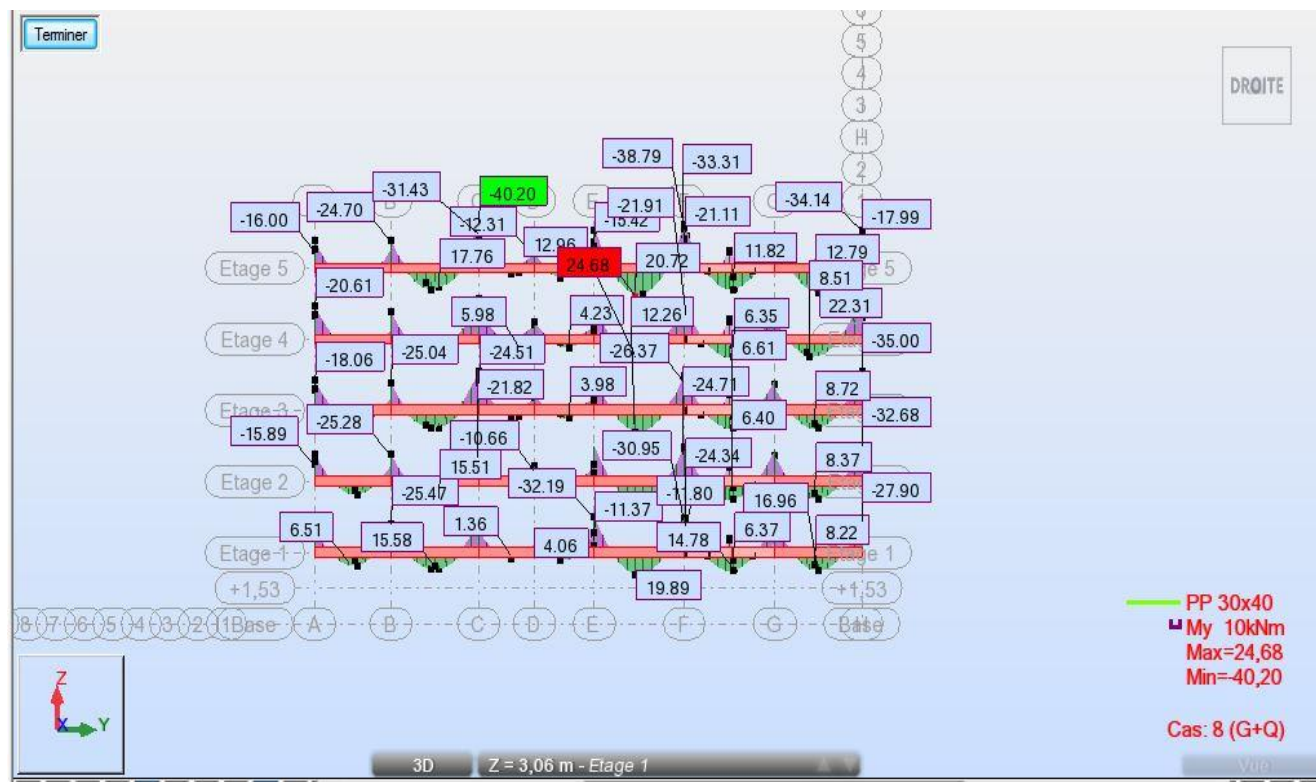


Figure V.7: diagramme des moments à l'E.L.S

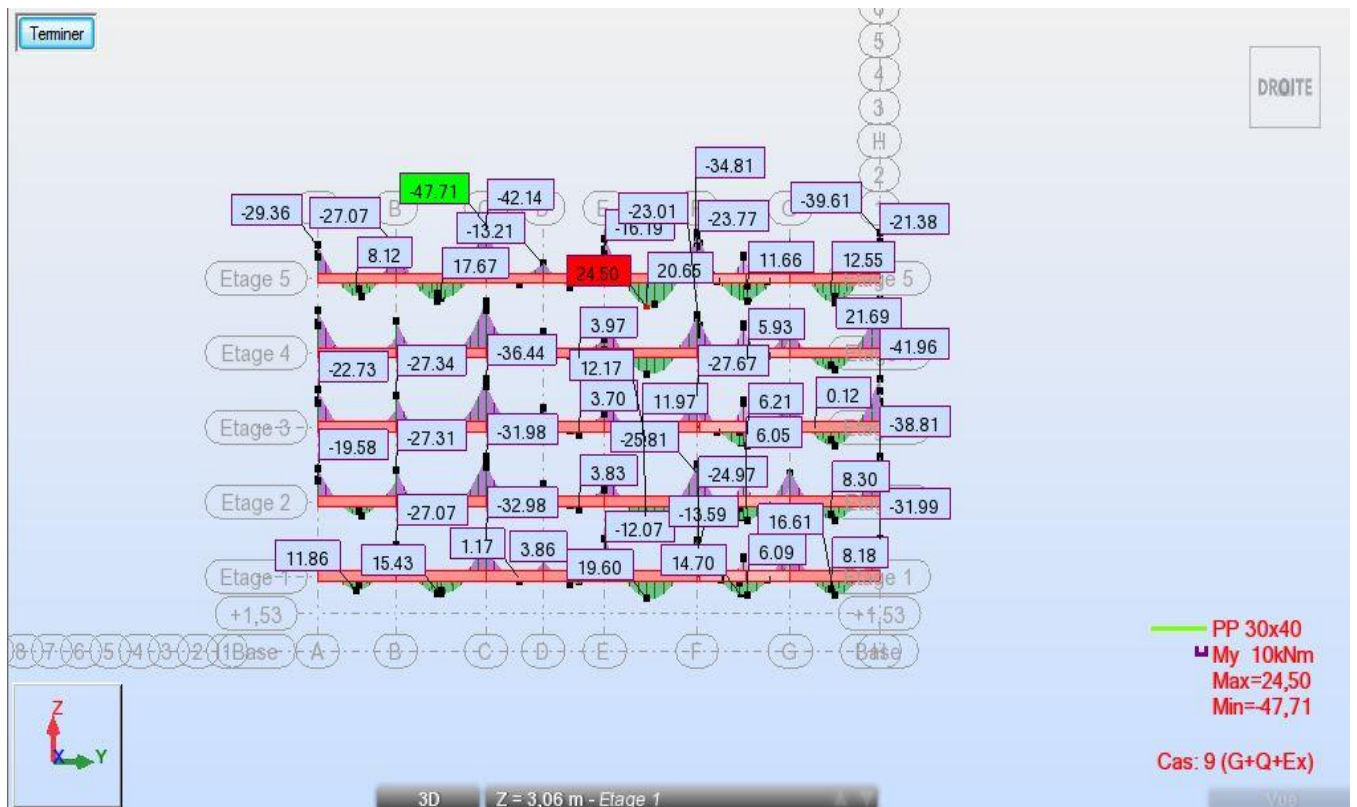


Figure V.8: diagramme des moments à la situation accidentelle :G+Q+Ex

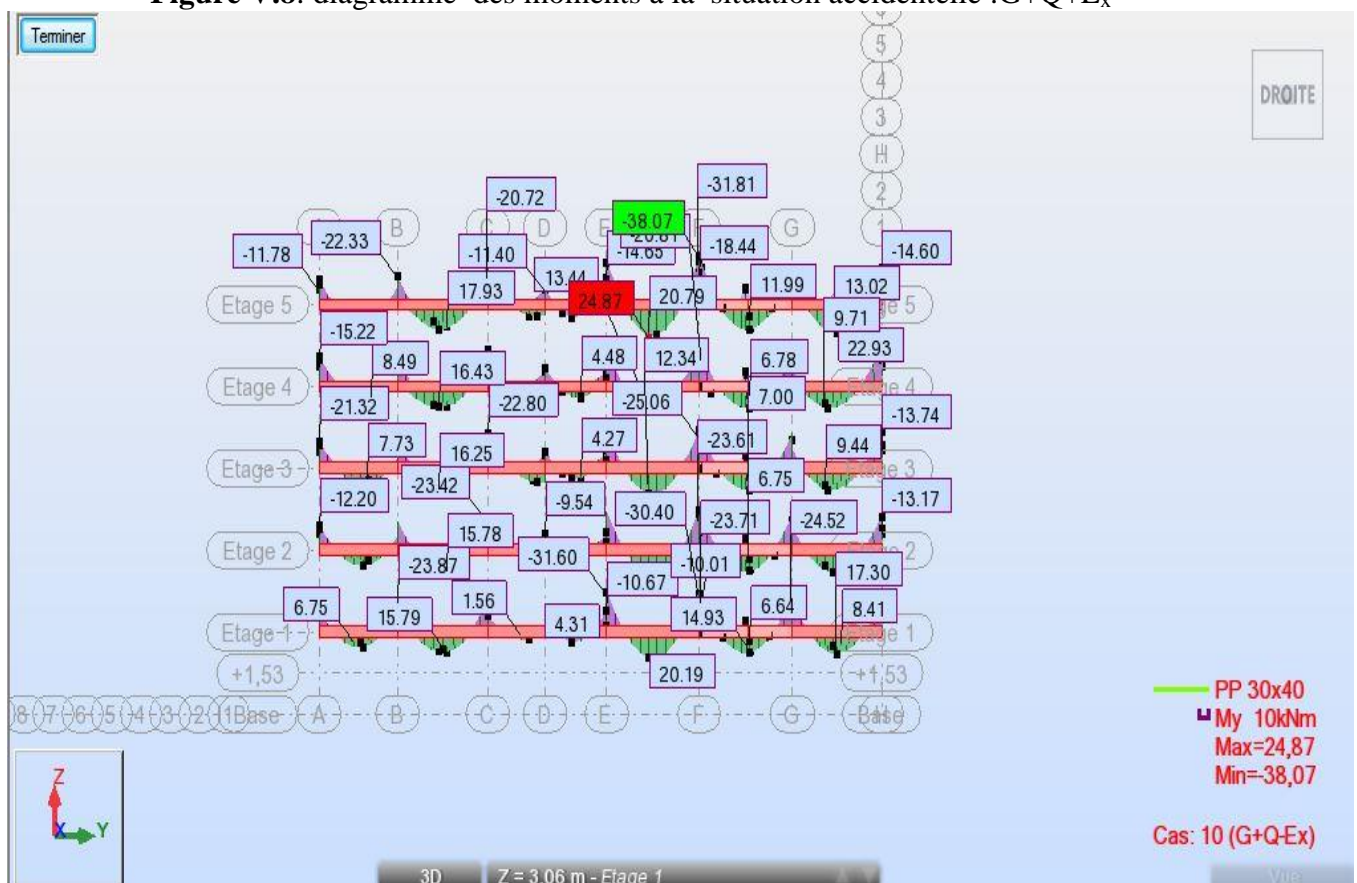


Figure V.9: diagramme des moments à la situation accidentelle :G+Q-Ex

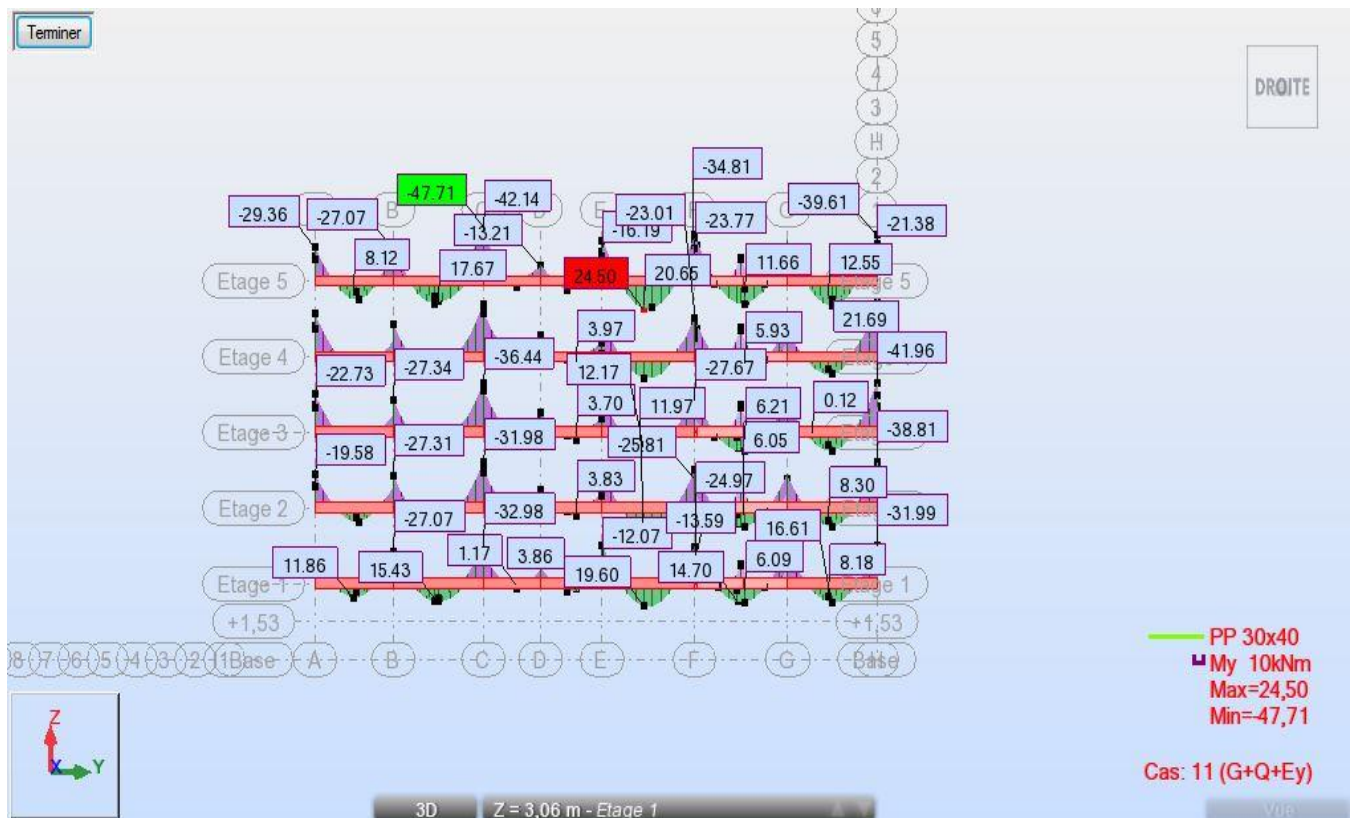


Figure V.10: diagramme des moments à la situation accidentelle : $G+Q+E_y$

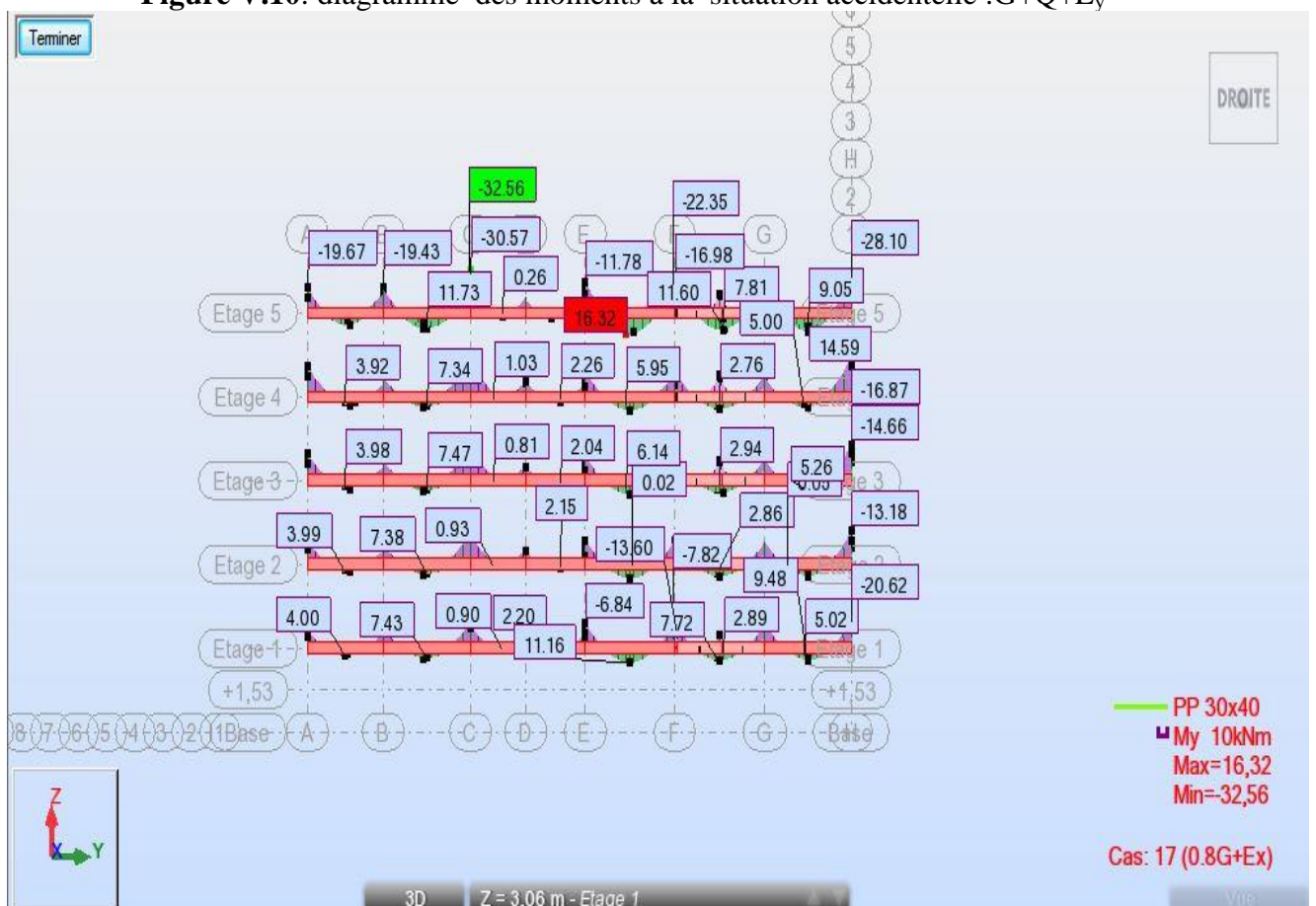


Figure V.11: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G+E_x$

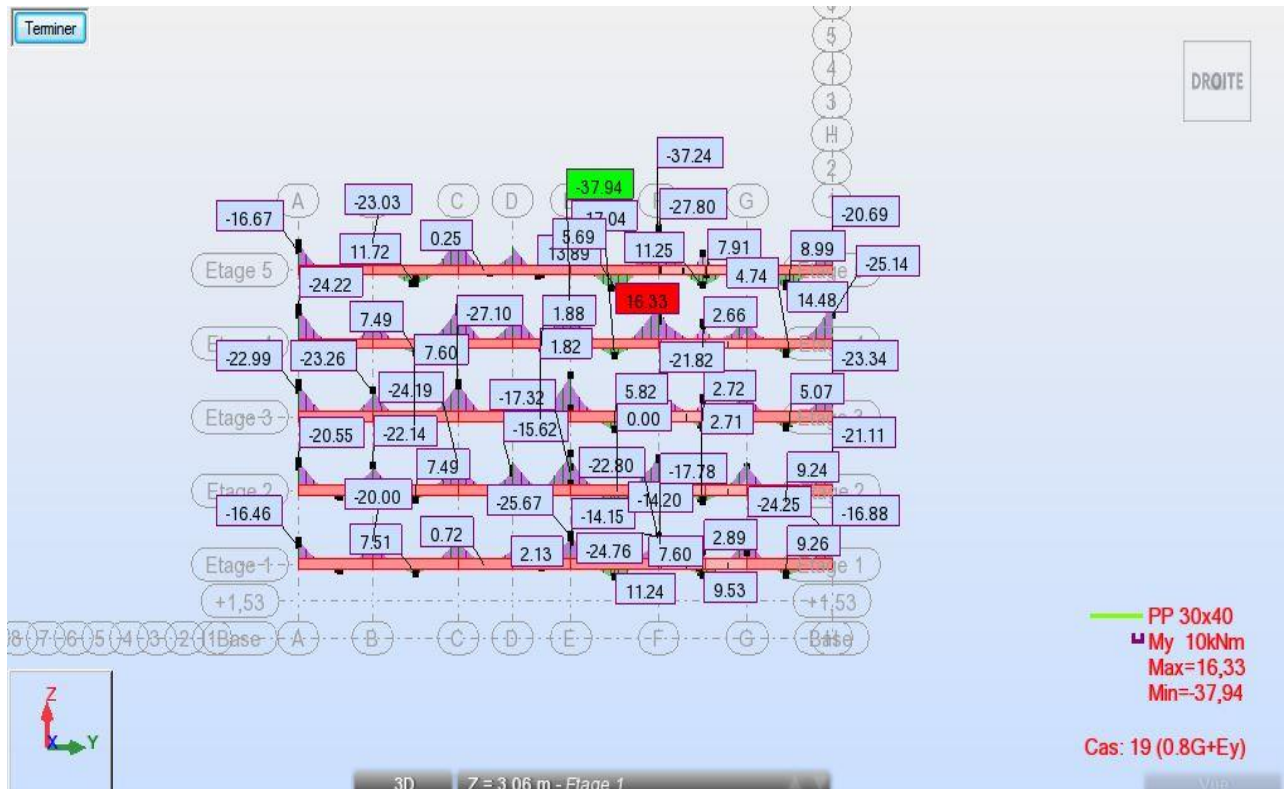


Figure V.12: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G+E_y$

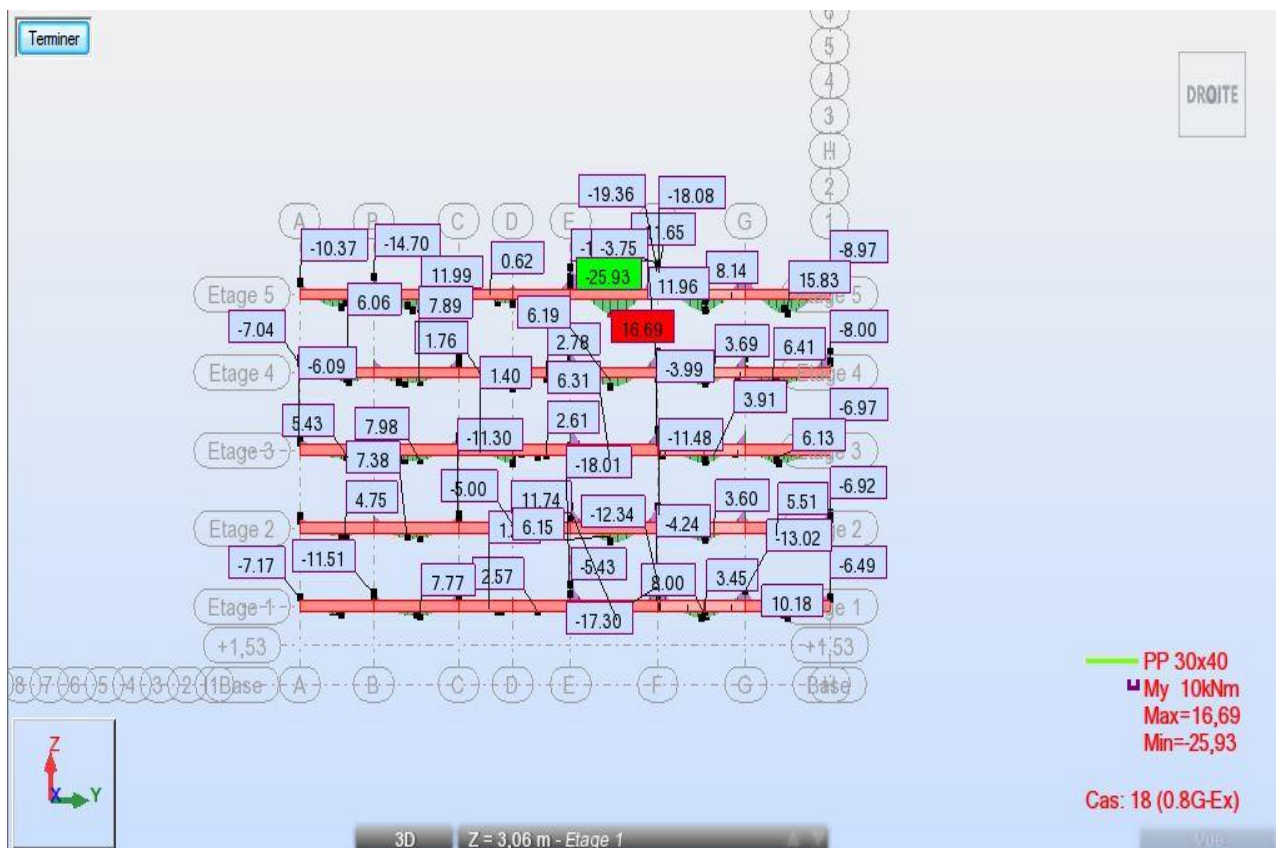


Figure V.13: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G-E_x$

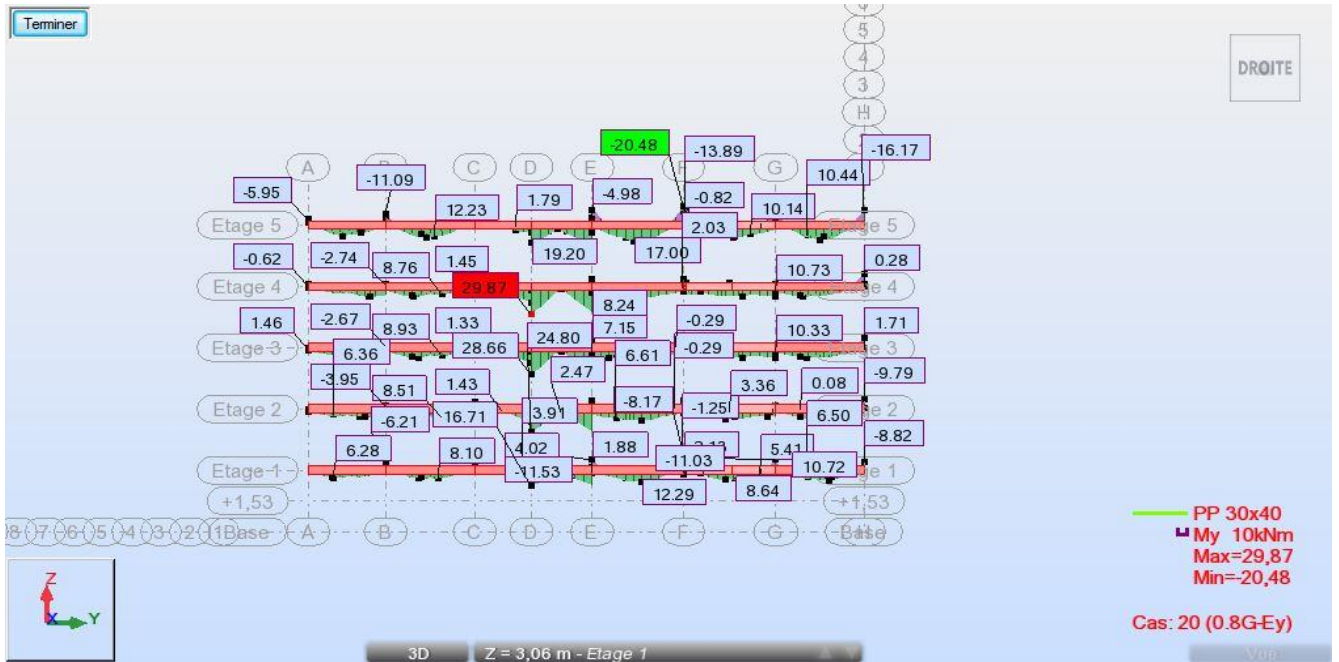


Figure V.14: diagramme des moments à la situation accidentelle : 0,8G-E_y

Les différents efforts internes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section Cm ²		E.L.U	E.L.S	E.L.A		Effort tranchant
		1,35G + 1,5 Q	G + Q	G + Q ± E	0,8 G ± E	
		M _{max} (KN.m)	M _{max} (KN.m)	M _{max} (KN.m)		
30x40	Travée	33,93	24,68	/		67,87
	Appuis	55,60	40,20	29,87		
30x35	Travée	16,71	12,20	/		68,69
	Appuis	26,24	19,14	51,51		

Tableau V.18 : Sollicitations des poutres sous différents combinaison

V-3.6.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE 400 \\ f_{c28} = 25MPa \\ f_{t28} = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,17MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ f_e = 400MPa \\ f_{c28} = 25MPa \\ f_{t28} = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 18,48MPa \\ \sigma_s = 400MPa \end{array} \right.$$

V.3.7.Exemple d'étude de la poutre principale:

V 3.7.1Ferrailage des poutre: (flexion simple)

➤ Poutre type (1) 30x40:

♦ Calcul les armatures longitudinales selon **RPA99V2003** :

1. **Armatures minimales:** $A_{min} = 0,5 \% b.h$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

2. **Armatures maximales :** $\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courante} \\ A_{max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante} \\ A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

♦ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**

3. **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400}$$

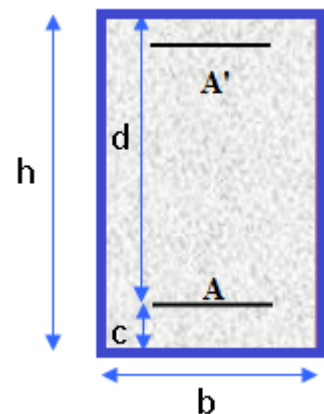
$$A_{min} = 1,3 \text{ cm}^2$$

➤ **ELU:**

♦ **En travée :**

$$M_{u.trav} = 33,93 \text{KN.m} = 33,93 \times 10^{-3} \text{MN.m}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{m}$$



➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{33,93 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,30 \times (0,36)^2} = 0,0615$$

$$\mu = 0,0615 \leq \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,079$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A_{cal} = \frac{M_{u,tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{33,93 \times 10^3}{348 \times 0,968 \times 36} = 2,79 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 2,79 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$M_{u,appui} = 55,60 \text{ KN.m} = 55,60 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = \frac{M_{u,appui}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{55,60 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,30 \times (0,36)^2} = 0,1009$$

$$\mu = 0,1009 \leq \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,133$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,946$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$A = \frac{M_{u,appui}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{55,60 \times 10^3}{348 \times 0,946 \times 36} = 4,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 4,69 \text{ cm}^2$$

➤ **Situation accidentelle ELA:**

➤ **En appui :**

$$M_{u,appui} = 29,87 \text{ KN.m} = 29,87 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$d=0.9xh=0.9x0.4=0.36m$$

➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = \frac{M_{U.appui}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{29,87 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,30 \times (0,36)^2} = 0,041$$

$$\mu = 0,041 \leq \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,053$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,978$$

➤ **Détermination de la section théorique des aciers tendus :**

$$M_t^{acc} = 29,87 \text{ kN.m} = 29,87 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$A = \frac{M_{u.trava}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{29,87 \times 10^3}{400 \times 0,978 \times 36} = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{acc} = 2,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures:**

✓ En travée : $A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 6 \text{ cm}^2$

✓ En appui : $A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min(RPA)}) = 6 \text{ cm}^2$

➤ **Choix des armatures:**

➤ Le choix des armatures en travée: «A= **4T14**» de section. **6 cm²/ml.**

$$4T14 \longrightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

Le choix des armatures en appui : «A= **4T14** » de section **6cm²/ml.**

$$4T14 \longrightarrow A = 6,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition:**

✓ en travée: $A_r = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$.On adopte: **A_r= 1,57 cm² = 2T10**

✓ en appui: $A_r = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2$.On adopte: **A_r= 1,57 cm² = 2T10**

➤ **Vérification de la contrainte du béton a L'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

Contraintes dans le

béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$$

✚ En travée :

$$b=30\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 6,16\text{cm}^2$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6,16(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 92,4y - 3326,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 456,2 \Rightarrow y = 12,12\text{cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

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

$$I_G = \frac{30}{3} 12,12^3 + 15 \times 6,16 \times (36 - 12,12)^2$$

$$I_G = 70524,5\text{cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$M_s = 24,68\text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{24,68 \times 12,12 \times 10^3}{70524,5} = 4,24\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4,24\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \text{CV}$$

✚ En appui :

$$b=30\text{cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 6,12\text{cm}^2$$

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 6,16(36 - y) = 0$$

$$15y^2 + 92,4y - 3326,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 456,2 \Rightarrow y = 12,12\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

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

$$I_G = \frac{30}{3} 12,12^3 + 15 \times 6,16 \times (36 - 12,12)^2$$

$$I_G = 70524,5\text{cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$M_{S, \text{appui}} = 55,60\text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{55,6 \times 12,12 \times 10^3}{70524,5} = 9,55\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 9,55\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots CV$$

- **Les résultats de l'effort tranchant sur le portique le plus sollicitée donnée par logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014:**



Figure V.15: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

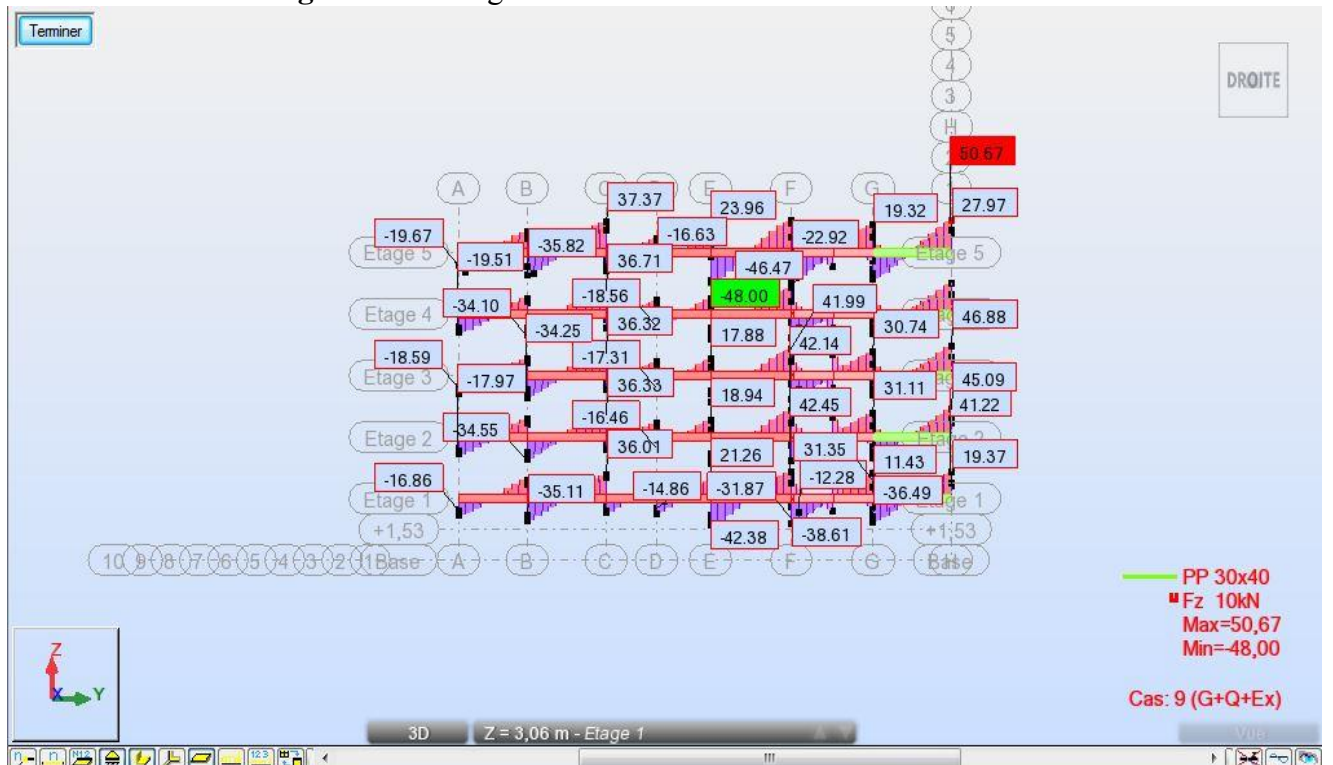


Figure V.16: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q+Ex

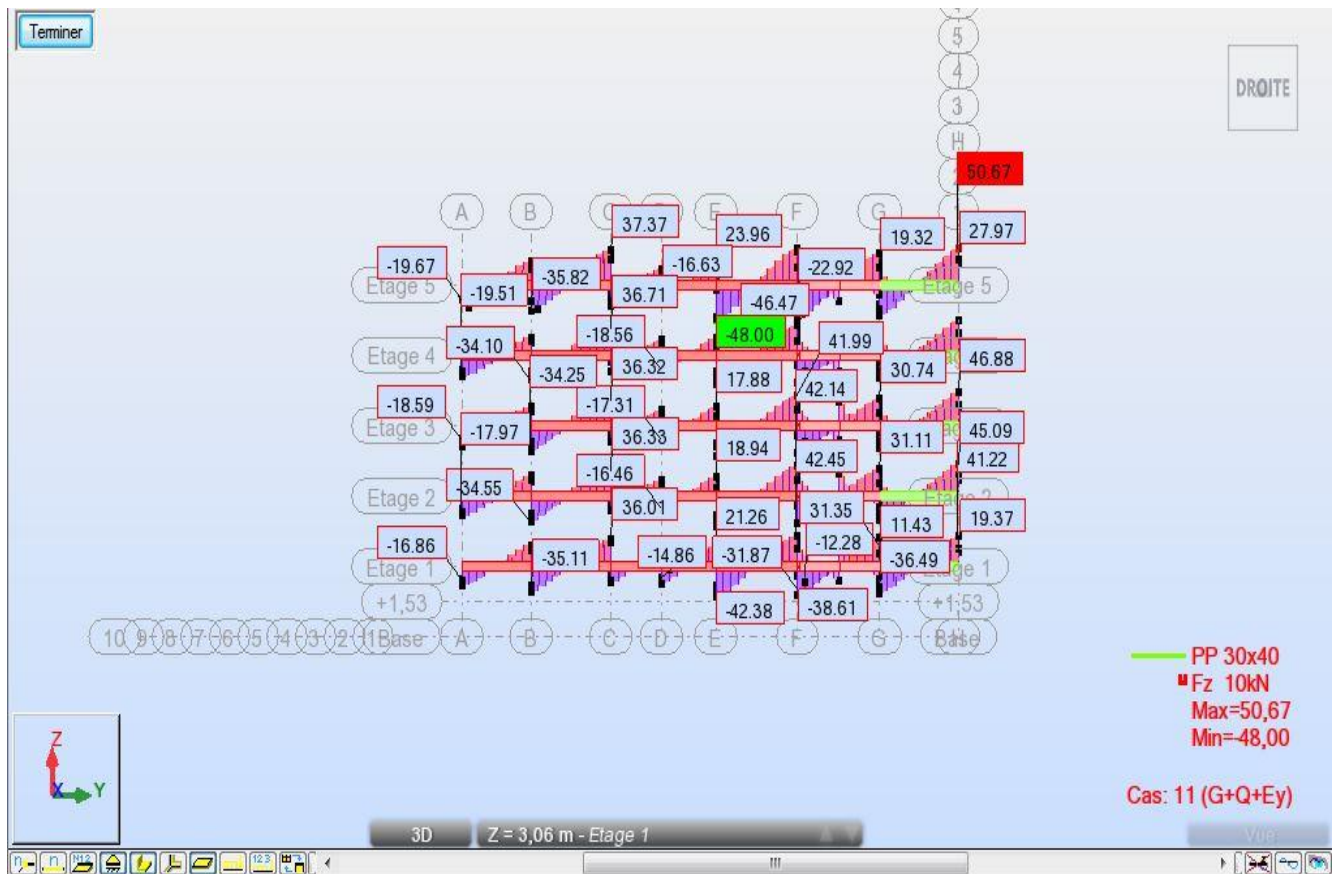


Figure V.17: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q+Ey

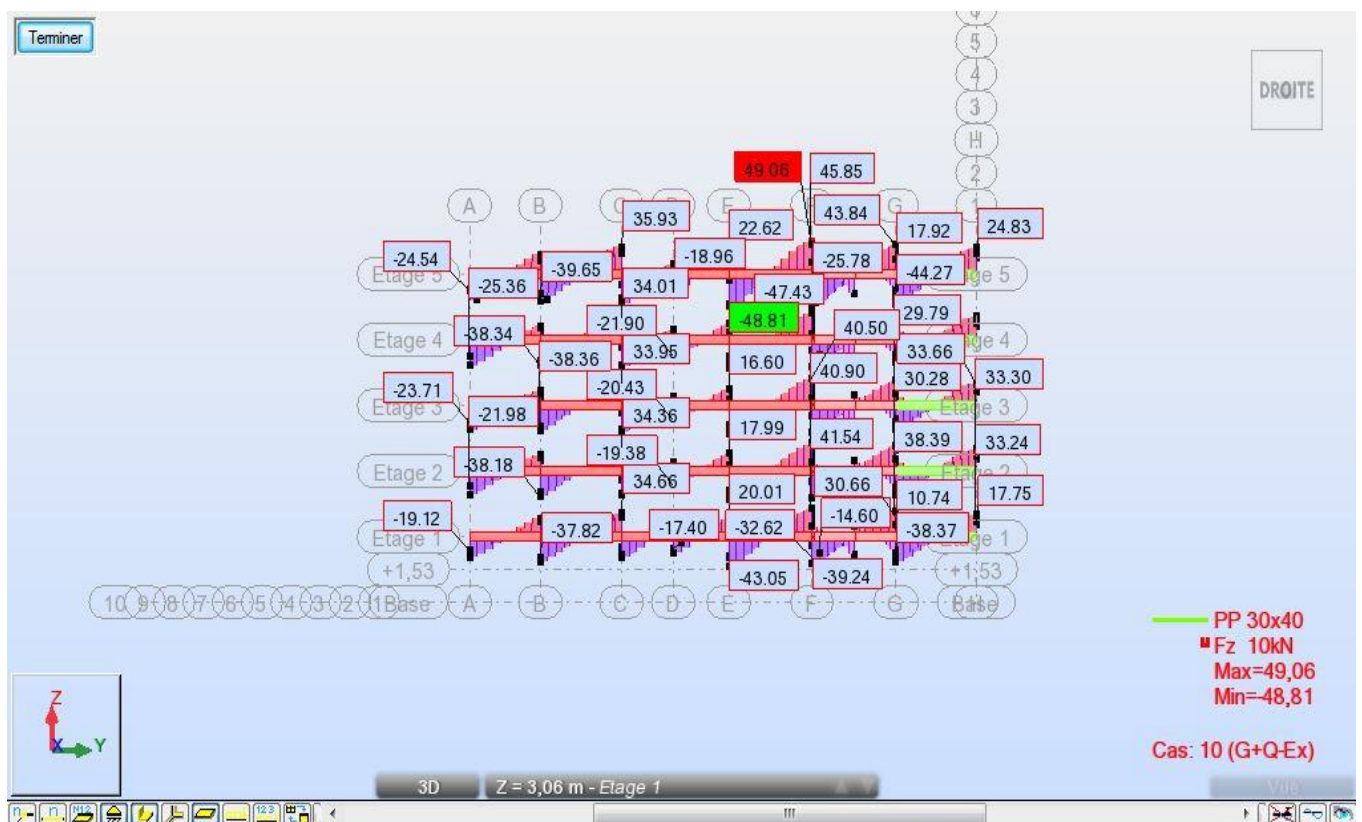


Figure V.18: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q-Ex



Figure V.19: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q-Ey

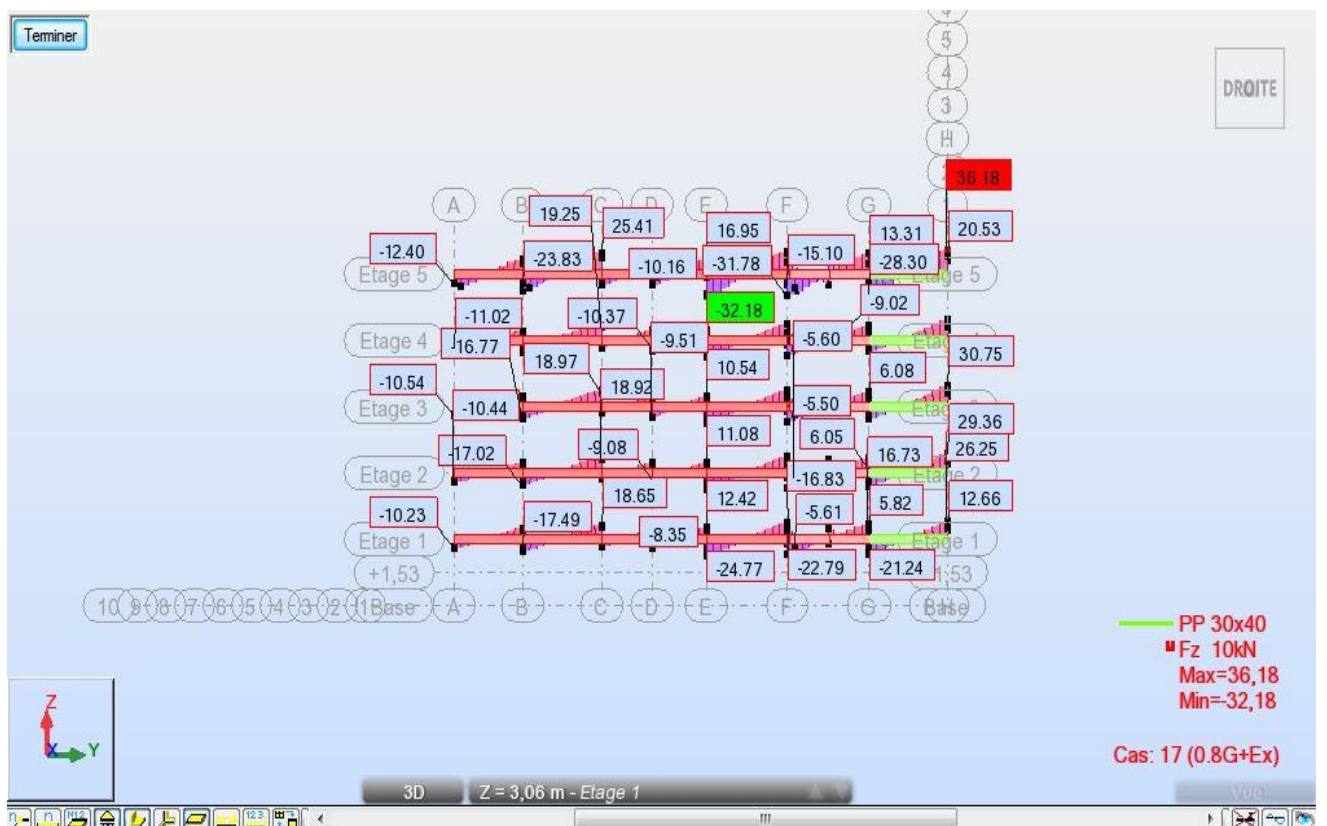


Figure V.20: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G+Ex

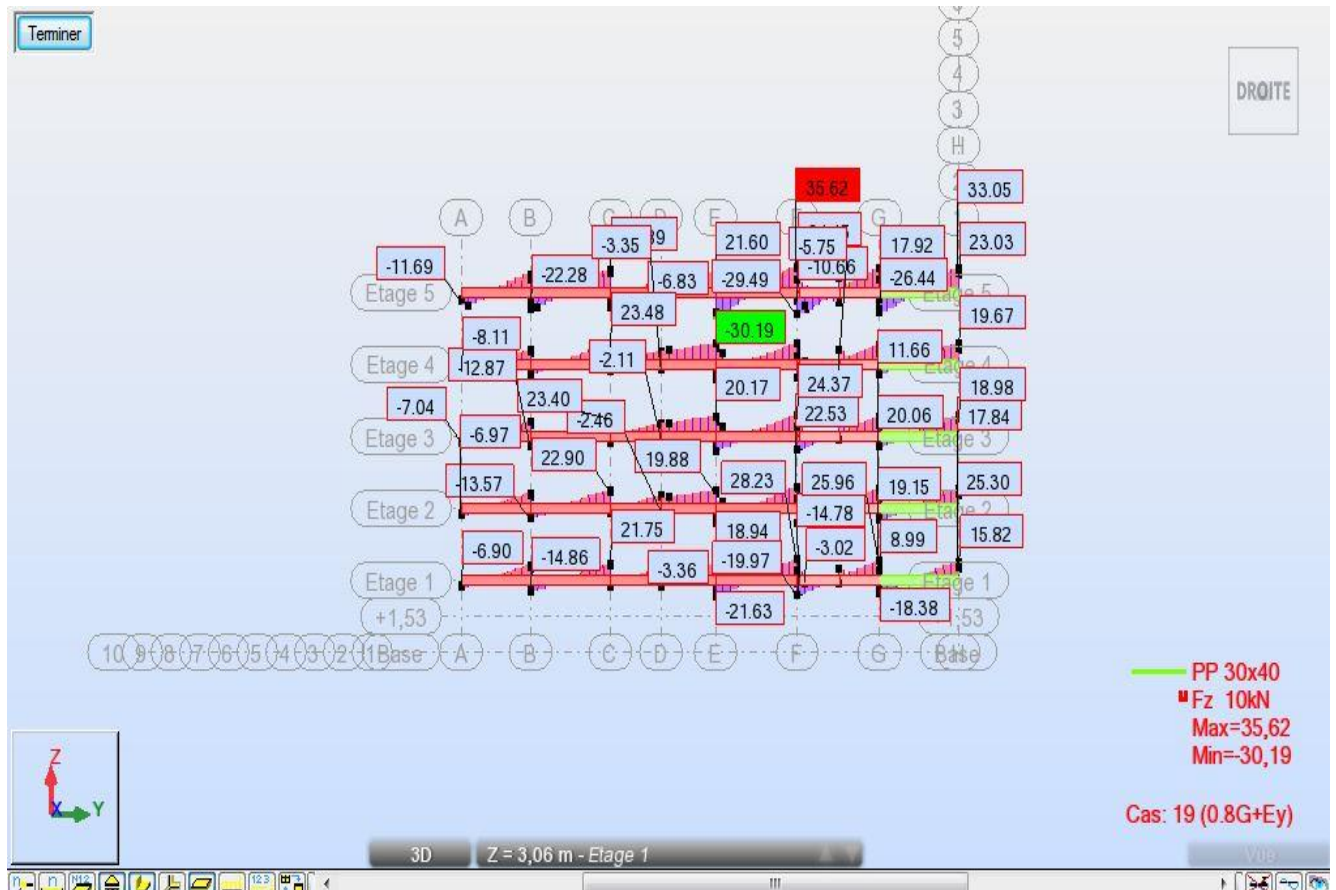


Figure V.21: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G+Ey



Figure V.22: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G-Ex

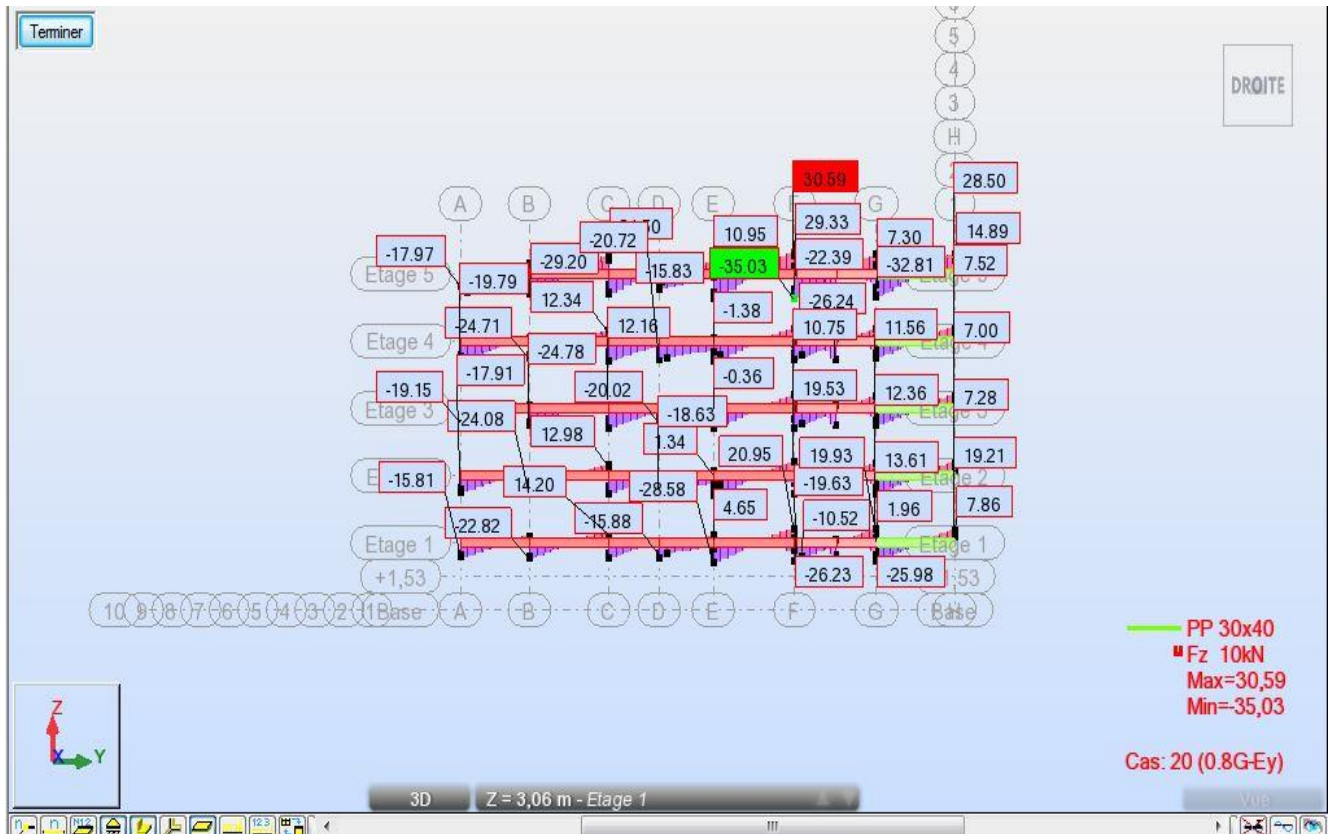


Figure V.23: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G-Ey

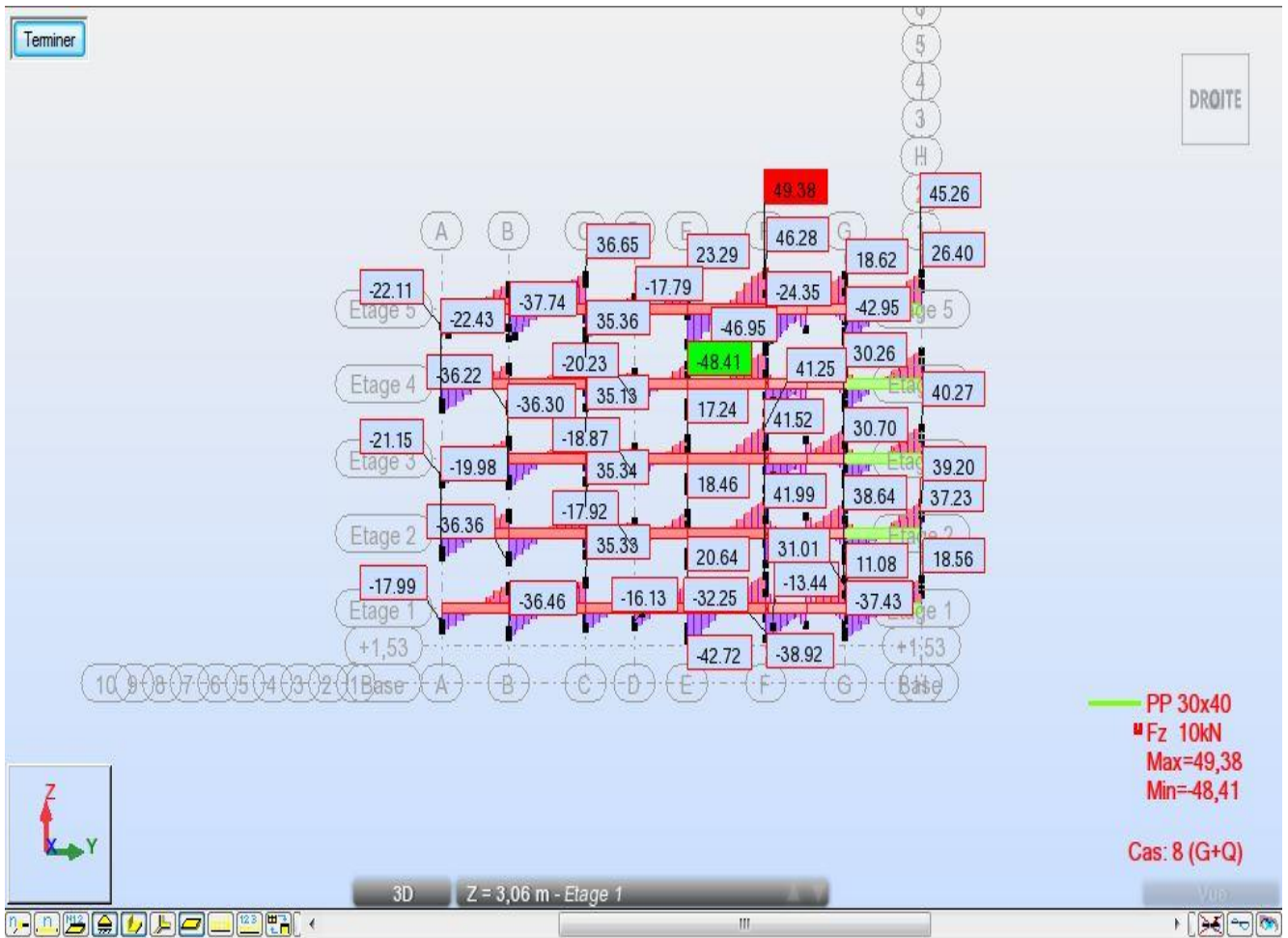


Figure V.24: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

➤ Vérification au cisaillement :

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable. $T_u^{\max} = 67,87 \text{ Kn}$

La condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{67,78 \times 10^3}{300 \times 360} = 0,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,62 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au glissement:**

✚ **En Appui :**

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{avec: } \begin{cases} T_u = 67,87 \text{ KN} \\ M_u = 55,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 67,78 - \frac{55,6}{0,9 \times 0,360} = -103,82 \leq 0 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b_0$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 36 = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u = 67870 \text{ N} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,50} \times 32,4 \times 30 \times 10^2 = 648000 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis

➤ **Armature transversale :**

◆ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t,\max} \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{400}{35}; 14; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_{t,\max} \leq \min (11,42; 14; 30)$$

$$\phi_{t,\max} \leq 11,42mm$$

On prend : $\phi_t = 8mm$ de nuance d'acier FeE235

➤ **Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

Selon BAEL91mod99 :

➤ $S_{t_1,\max} = \min(0,9d; 40cm)$

$$S_{t_1,\max} = \min(0,36; 40cm)$$

$$S_{t_1,\max} = 0,36cm$$

◆ $\frac{A_t \cdot f_e}{S_{t_2} \cdot b_0} \leq 0,36 \Leftrightarrow S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0}$

$$S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{1,54 \cdot 235}{0,36 \cdot 30} \leq 33,5cm$$

$$S_{t_2,\max} = 33,5cm$$

◆ $\frac{A_t}{b_0 \cdot S} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$

$K = 1$ (flexion simple); $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{1,54 \cdot 0,8 \cdot 235}{30 \cdot (1,15 - 0,3 \cdot 2,1)} = 20,18cm$$

$$S_{t_3,\max} = 20,18m$$

Selon RPA99Version 2003 :

Zone nodale :

$$S_{t,max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12x\phi_L; 30cm\right)$$

$$\phi_L = 20mm$$

$$S_{t,max} \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12x2; 30cm\right)$$

$$S_{t,max} \leq \min(10; 24; 30cm)$$

$$S_{t,max} \leq 10cm \Rightarrow S = 10cm$$

En dehors de la Zone nodale:

$$S'_{t,max} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_{t,max} \leq \frac{40}{2} = 20cm \Rightarrow S'_t = 15cm$$

4. Armatures minimales:

$$A_{t,min} = 0,003.S.b$$

Zone nodale:

$$A_{t,min} = 0,003.S.b = 0,003x10x30 = 0,90cm^2$$

En dehors de la Zone nodale:

$$A_{t,min} = 0,003.S.b = 0,003x15x30 = 1,35cm^2$$

➤ **Choix des armatures:**

Zone nodale :

$$A_t = n.\phi_t = 4 \times \phi_8 = 2,01cm^2 > 0,90$$

Zone courant :

$$A_t = n.\phi_t = 4 \times \phi_8 = 2,01cm^2 > 1,35$$

Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :

$$S_t = 10cm$$

$$L' = 2h = 2x0,4 = 0,8m$$

$$A_t = n.\phi_t = 08 \times \phi_8 = 4,02cm^2 > 1,35$$

$$\Rightarrow [08(\text{cadre}+\text{étrier}) \text{ pour } 1,00m]$$

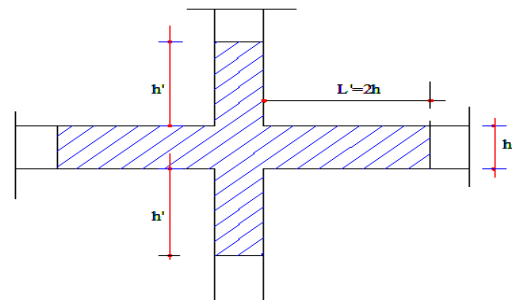


Figure V.25: zone nodales

➤ **Longueur de recouvrement des armatures longitudinales:**

$$L_r^{min} = 40 \cdot \phi_{L,max}$$

$$L_r^{min} = 40x1,4 = 56cm., \text{ Alors On adopte: } L_r = 60cm$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le **BAEL91 modifiée 99**, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées la flèche totale est :

$$f \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \therefore \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

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

donnée par : $f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$

Avec :

f_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminée à l'ELS.

E : module d'élasticité déformée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3/12$

➤ **Calcul de la flèche :**

L : la portée maximale des poutres principales :

Dans notre cas : $L = 4,4m \Rightarrow \bar{f} = \frac{440}{500} = 0,88cm$

A partir de robot 2014, On a $f = 0,3 cm$

Donc : $f = 0,3 cm \leq 0,88$

$f = 0.3cm < \bar{f} = 0.88cm \dots \dots \dots CV$

♦ **Calcul des armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**

Les résultats de calcul à l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)		M _{max} (KN.m)	μ	μ _l	d (cm)	α	β	A' (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
30X40	Appuis	33,93	0,1009	0,186	0,36	0,133	0,946	0,00	4,69
	Travée	55,60	0,0615	0,186	0,36	0,079	0,968	0,00	2,79

Tableau V.19: Les résultats de calcul des armatures longitudinales à l'E.L.U

- ◆ Les résultats de calcul a l'E.L.A sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)		M _{max} (KN.m)	μ	μ _l	d (cm)	α	B	A' (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
30X35	Appuis	29,87	0,041	0,186	0,36	0,053	0,978	0,00	2,12
	Travée	51,51	0,091	0,186	0,32	0,119	0,952	0,00	4.22

Tableau V.20: Les résultats de calcul les armatures longitudinales a l'E.L.A

- ◆ **Calcul les armatures longitudinales minimaux et maximaux** : selon les conditions imposé par RPA 90version2003 et BAEL 91 mod99 :

Les résultats de calcul a l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)		A _{min} (cm ²)RPA	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement	A _{min} BAEL	A' (cm ²)	A _{cal} (cm ²)
30X40	Appuis	6	48	72	1,30	0,00	4,69
	Travée					0,00	2,79

Tableau V.21: choix de ferrillage

V.3.8. récapitulatif du ferrillage des poutres principales et secondaires:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Armature longitudinal (cm ²)									
Types	Poutres principales								
Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A Calculé (cm ²)		A (cm ²) (retenue)		A (cm ²) (adopte)		A choisit (cm ²)	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
30x40	6,00	2,79	4.69	6	6	6,12	6,12	4T14	4T14
Types	Poutres secondaires								
30x35	4,50	1.53	2,44	4.5	4.5	4.62	4.62	3T14	3T14

Tableau V.22: Ferrillage longitudinale de poutres principales et secondaires

Armature transversal (cm ²)					
Types	Poutres principales				
Section (cm ²)	A _{t min} (cm ²) RPA	Φ(mm)	S _t (cm) (zone nodale)	S' _t (cm) (zone courante)	L _r ^{min} = 40 · ϕ _{Lmax} (cm ²)
30x40	1,35	Ø8	10	15	60
Types	Poutres secondaires				
30x35	1,35	Ø8	10	15	60

Tableau V.23: Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires

➤ Longueur de recouvrement des armatures longitudinales:

$$L_r^{\min} = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 60 \text{ cm}$$

➤ Diagramme de l'effort tranchant des poutres secondaires :

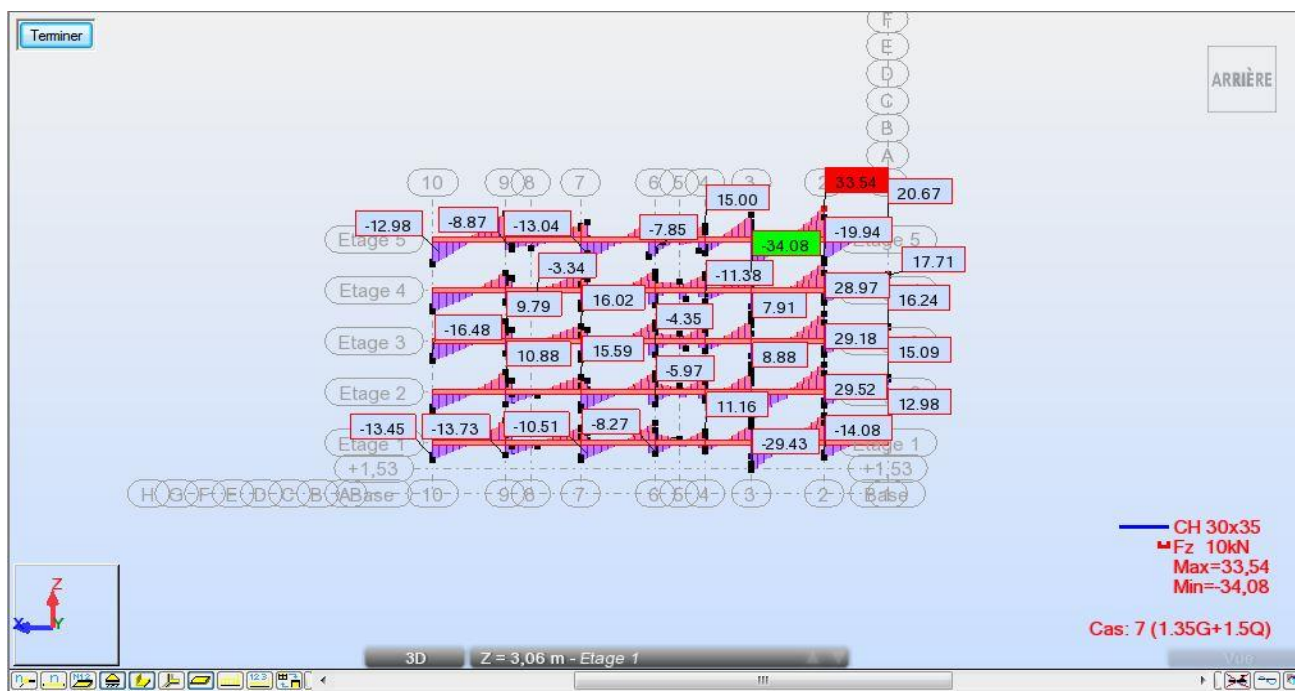


Figure V.26: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U sens y-y

Diagramme des moments des poutres secondaires :

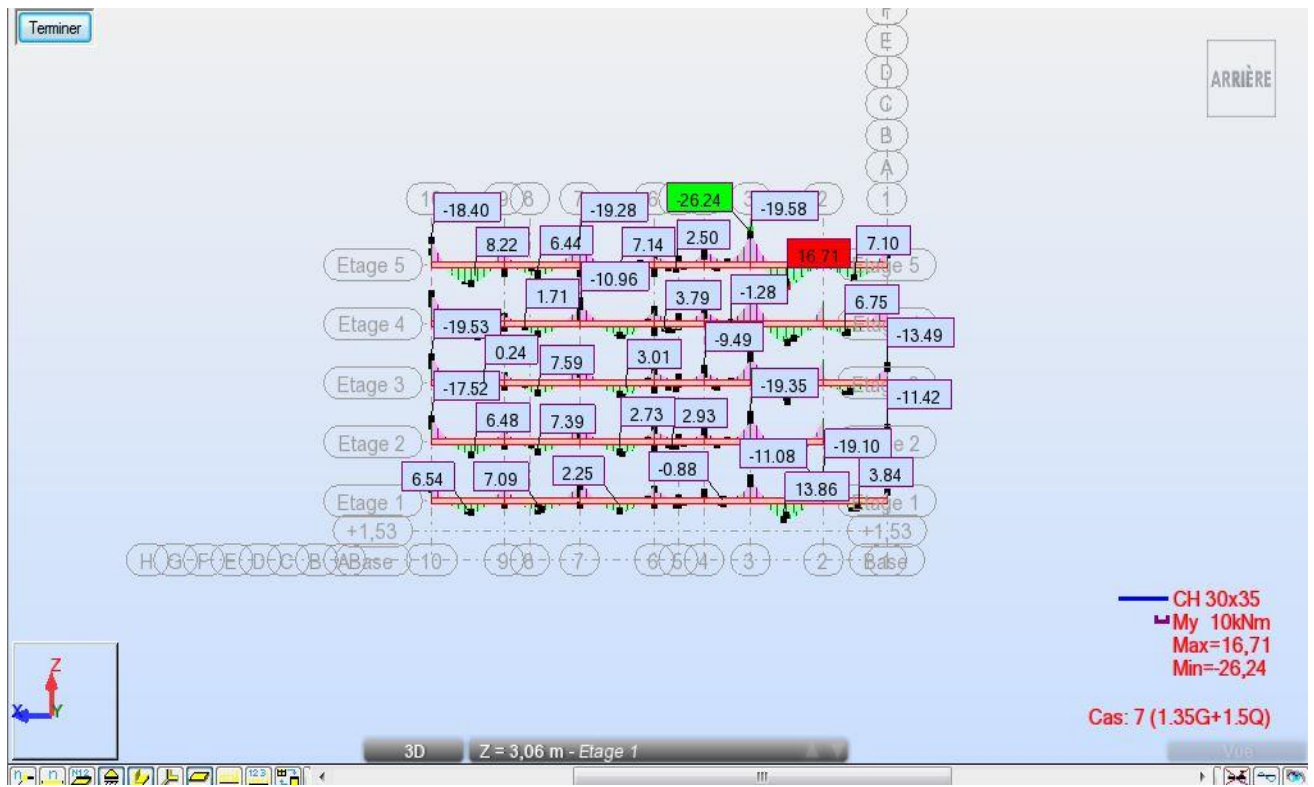


Figure V.27: diagramme des moments a l'E.L.U sens y-y

V.3.9. Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	Position	M _{SER} (KNM)	Y (CM)	I (CM ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	observati on
30x40	Travée	24,68	12,12	70524,5	4,24	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Appuis	40,20	12,12	70524,5	9,55	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
30x35	Travée	12,2	10,06	43559,7	2,78	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Appuis	19,14	10,06	43559,7	4,48	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}

Tableau (V.24) : Vérification des contraintes à l'ELS.

V.3.9.1. Vérification vis -à vis de l'effort tranchant

a)Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

Cette contrainte limite doit respecter les valeurs données par le **BAEL.91**

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa)$ en fissuration peu nuisible.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

TYPES	Section (cm ²)	T_u^{\max} (KN)	τ_u (KN)	$\bar{\tau}_{ad}$	VÉRIFICATION
Poutres principales	30*40	67,87	0.62	3.25	$\tau_u < \bar{\tau}_{ad}$
Poutres secondaires	30*35	68,69	0.71	3.25	$\tau_u < \bar{\tau}_{ad}$

Tableau (V.25) : Vérification des contraintes de cisaillement

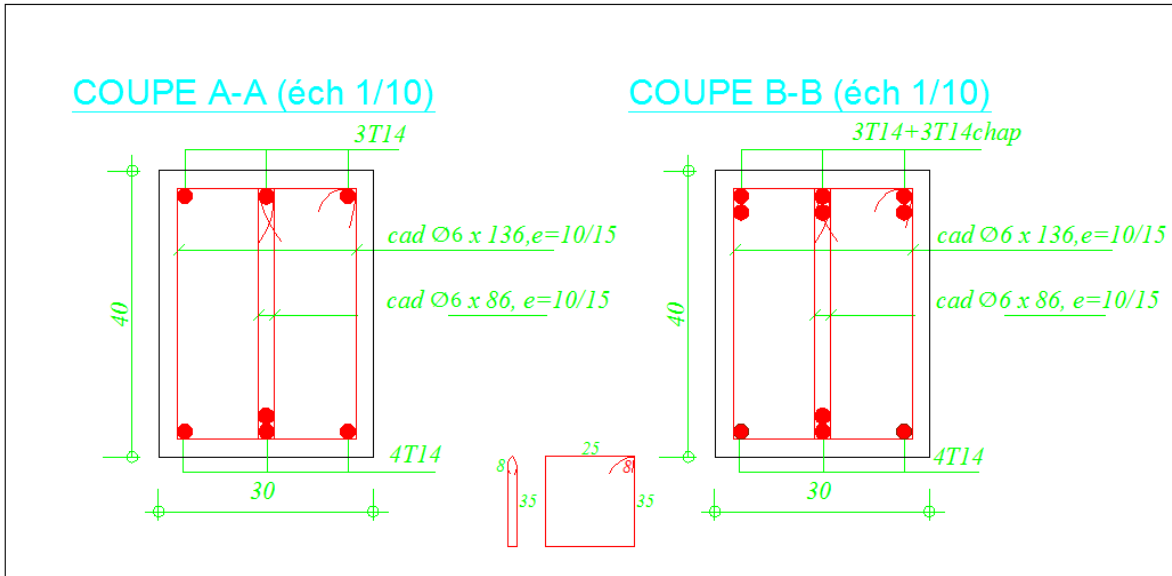


Figure V.28. Schéma de ferrailage des poutres principales.

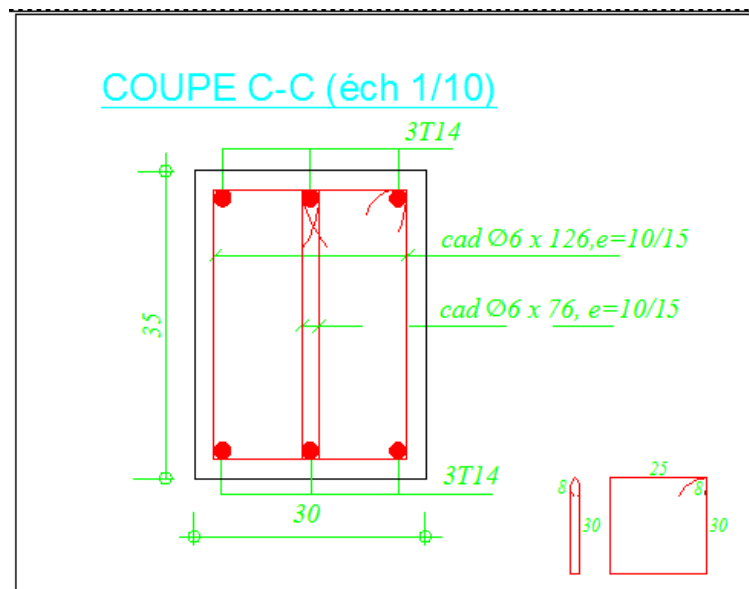


Figure .V.29. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.4. Les voiles:

V.4.1. Introduction :

Le mur voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces Horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol et de raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

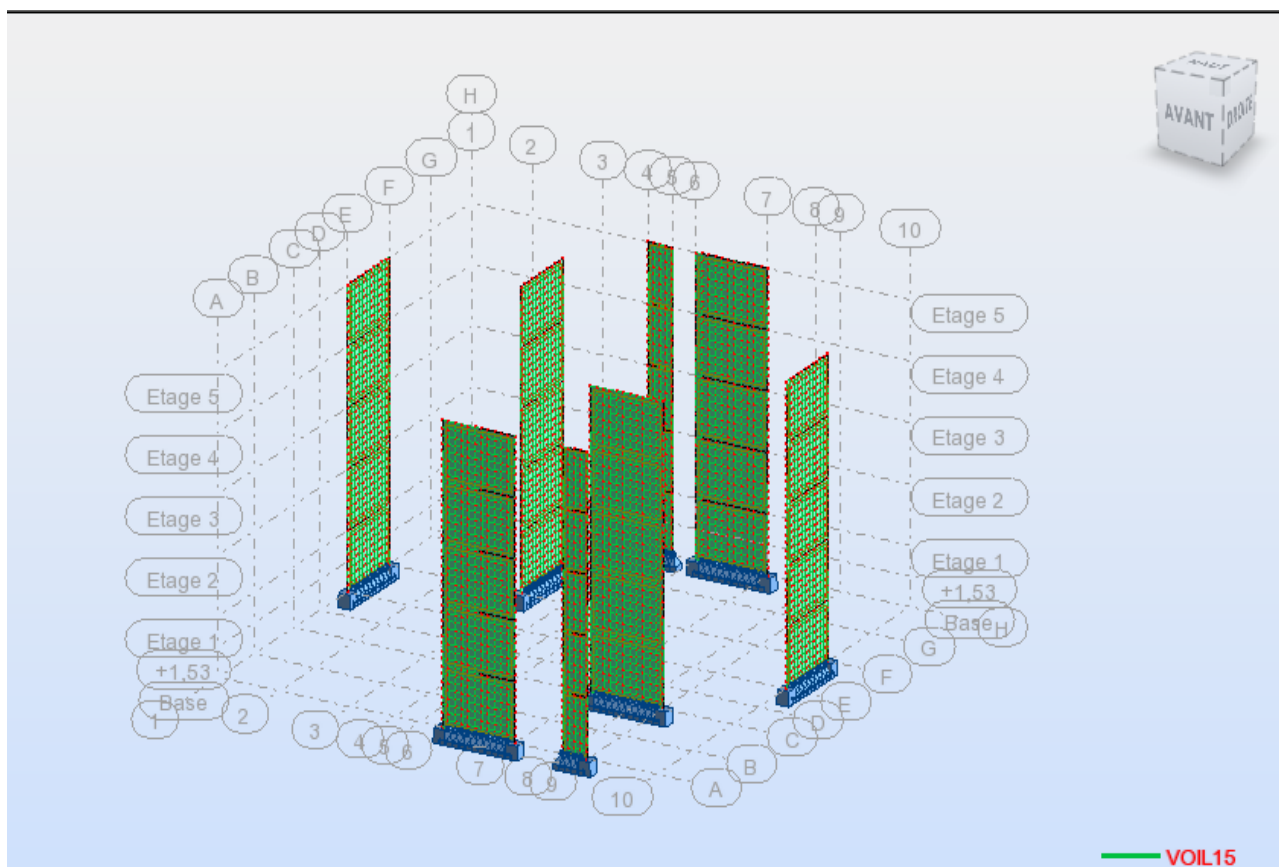


Figure .V.30. La disposition des voiles

V4.2 Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant, efforts tranchants et l'effort normal. La disposition des voiles sera menée de la manière suivante :

- ◆ Armatures verticales.
- ◆ Armatures horizontales.
- ◆ Armatures transversales.

V.4.3 Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- ♦ $1,35G + 1,5 Q$
- ♦ $G + Q \pm 1.2E_x$
- ♦ $G + Q \pm 1.2E_y$

V.4.4 Prescriptions données par RPA99

a). Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée

a. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.

b. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

c. A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15 cm**.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Ferrailage horizontal

Les armatures horizontales sont disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c). Règles communes

a. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :

- ♦ Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
- ♦ En zone courante égale à 0.10%.

b. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- ♦ $S \leq 1,5e$ avec e : Epaisseur du voile.
 - ♦ $S \leq 30$ cm
- c. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.
- d. les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
- ♦ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ♦ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.
- e. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

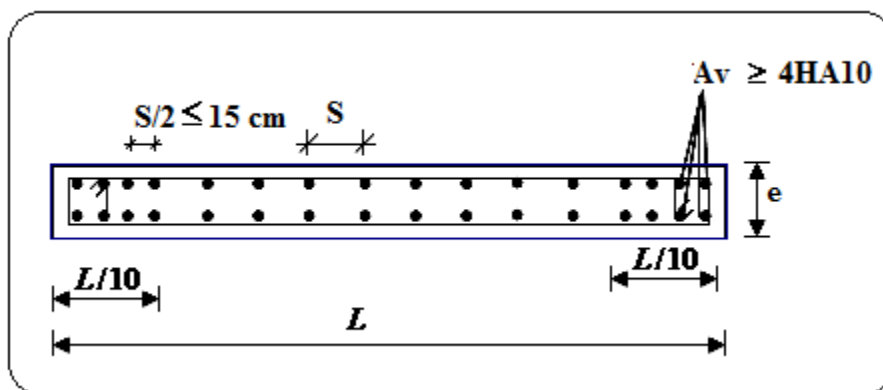
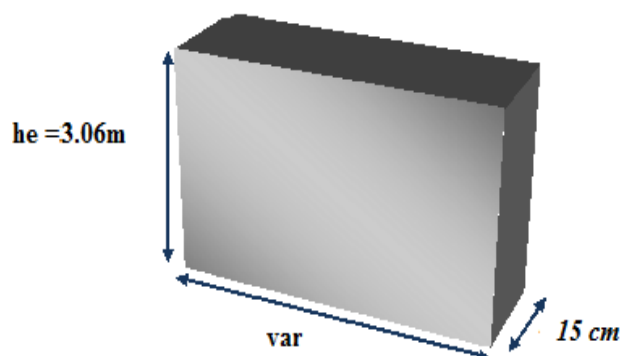


Figure .V.31. Disposition des armatures verticales dans les voiles

➤ **V.4.5 Pré dimensionnement des voiles:**



Epaisseur des voiles = 15(cm)

V.4.6 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \leq \alpha$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V'}{I} \leq \alpha$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L' = L - L_t$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues et on distingue 3 cas :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 ; \sigma_{\min} = \sigma_2$$

1^{er} cas :

Si $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée .

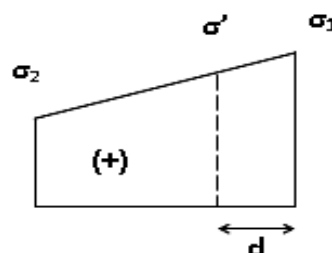
La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :



e: épaisseur du voile

Figure.V.32 : diagramme d'une section entièrement comprimée

2^{ème} cas :

Si : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$ \Rightarrow la section du voile est entièrement tendue.

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

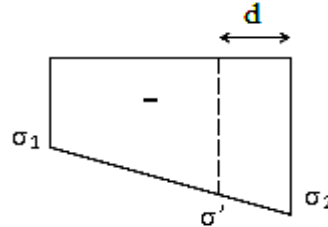


Figure.V.33 : diagramme d'une section entièrement tendue

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ♦ Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.
- ♦ Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} cas:

Si : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

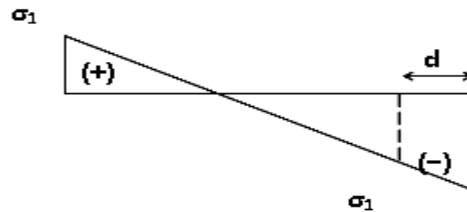


Figure.V.34: diagramme d'une section partiellement comprimée

$$\sigma_1 = \frac{221,31}{0,65} + \frac{2,17 \cdot 1,754,1}{1,03} = 4,03$$

$$\sigma_2 = \frac{221,31}{0,65} - \frac{2,17 \cdot 1,754,1}{1,03} = -3,35$$

• Calcul de L' :

$$L_t = \frac{4,03}{4,03 + 3,35} \cdot 4,35 = 2,37$$

$$L' = L - L_t = 1,97$$

• Calcul de d :

$$d \leq \min (h_0/2 , 2L'/3) \Rightarrow$$

$$d \leq \min (3,06 / 2 , 2 \times 1,97 / 3) = 1,31 \quad \text{On prend } d = 1 \text{ m}$$

- Calcul de σ'_2 :

$$\sigma'_2 = \left(\frac{L_t - d}{L_t} \right) \times \sigma_2$$

$$\Rightarrow \sigma'_2 = -1.93 \text{ t/m}^2$$

- Calcul de N et M :

$$\sigma'_2 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} = -1.93 \text{ Kn/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} = -3.35 \text{ Kn/m}^2$$

$$I = (0.15 \times 1^3) / 12 = 0,0125 \text{ m}^4$$

$$v = 1/2 = 0,5 \text{ m}$$

$$A = 0,15 \times 1 = 0,15 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N = (A/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2) \Rightarrow N = -396 \text{ Kn}$$

$$M = (I/2v) \times (\sigma_2 - \sigma'_2) \Rightarrow M = 17,75 \text{ Kn.m}$$

- Calcul de A_s :

$$e_0 = M / N = -0.044 \text{ m} < d / 6 \text{ (la section est entièrement tendue)}$$

- Soit : $c = c' = 0,03 \text{ m}$

- $e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,52 \text{ m}$

- $e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,43 \text{ m}$

- $A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 4,48 \text{ cm}^2$

- $A'_s = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 5,41 \text{ cm}^2$

- $A_s = A_s + A'_s = 9,89 \text{ cm}^2$

- $A_s / \text{ml/face} = 9,89 / (2 \times 1) = 4,94 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$

- **Armatures minimales de RPA 99:**

D'après le RPA 99/version 2003 Article (7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t$$

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 0,15 \times 237 = 7,11 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{RPA} = 3,55 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

• Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times 0,15 \times 435 = 9,78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 4.89 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

Donc : $A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 9,89 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie : $A_S = 21.48 \text{ cm}^2$.

En zone courante : soit 12HA12 ($A_S = 13.57 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit 8HA12 ($A_S = 9,05 \text{ cm}^2$)

• Espacement S_t :

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}$.

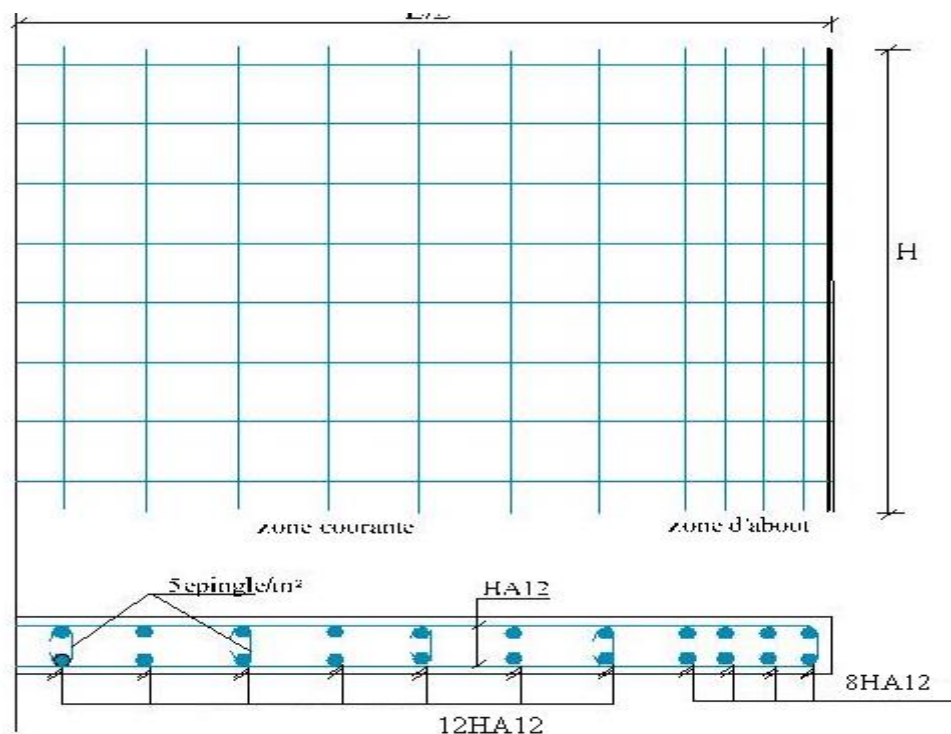


Figure V.35: Disposition constructive des armatures des voiles pleins.

voile	Longueur m	Mmax KN	Nmax KN	Acal cm ² /ml	Arpa cm ² /ml	Amin cm ² /ml	As cm ²
V1	4.35	1754.1	221.31	4.94	3,55	4.89	22.62
V2	4.4	1479.6	637.88	3,19	3,6	4.95	22.62
V3	1.5	97.48	12.83	2,43	3,03	4,21	7.07

Tableau V. 26 : Ferrailage des voiles

Chapitre 06

Chapitre VI : Etude de fondation

VI.1.Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage à construire.
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ♦ La capacité portante du terrain de fondation.
- ♦ La charge totale transmise au sol.
- ♦ La raison économique.
- ♦ La facilité de réalisation

VI.1.1.Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ♦ Semelles (isolées et filantes)
- ♦ Radier général
- ♦ Fondation profonde (Pieux)

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront Exclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant.

VI .1.2.Combinaisons des charges :

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- ♦ $G + Q \pm E$
- ♦ $0.8G \pm E$

VI .1.3 Réactions à la base de la structure

Les efforts globaux obtenus par le logiciel Robot Structural Analysis Professional 2014 à la base de l'ouvrage sont donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
1.35G+1.5Q	743,31	0,92	2,21
G+Q	538,55	0,66	1,59
G + Q±E	539,24	1,89	6,95
0.8G ± E	351,26	8,82	1,72

Tableau VI.1: Réaction à la base de la structure

Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec γ_d .
- Poids spécifique des grains γ_s .
- Cohésion non drainée C_u .
- Angle de frottement effectif ϕ . Pour notre projet on adopte $\sigma = 1,8$ bars.

-Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations (ancrage) de 1.50m.

VI .1.4 Données de l'étude :

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de à 1,80 bars à 1,0m de profondeur.

VI .1.5 Semelles Filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du

bâtiment $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$ $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

La surface de la semelle est donnée par :

Avec :

$$\begin{cases} N = 2173.33685 \text{ t} \\ \bar{\sigma}_{sol} = 1,80 \text{ bars} = 18 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

✚ La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{2173.33685}{18} = 120.74 \text{ m}^2$$

Ss : Surface totale (nécessaire) des semelles = 120.74 m²

Sb : Surface total du bâtiment (à la base de la tour) = 389.131 m²

Vérification:

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{120.74}{389.08} = 0,310$$

$$\frac{S_s}{S_b} < 50 \%$$

➤ **Calcul de la semelle isolée :**

A)-Pré dimensionnement :

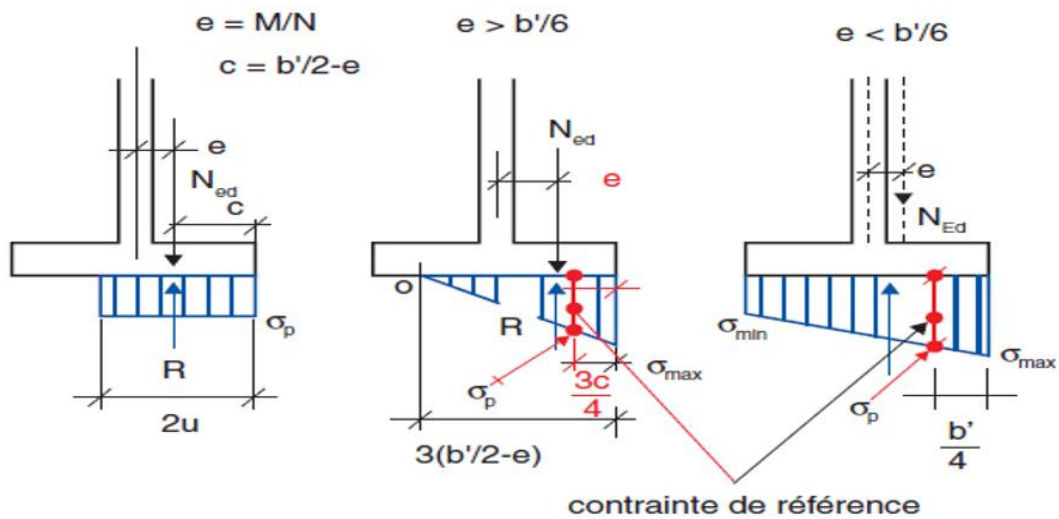


Figure VI.1: Diagramme des contraintes du sol agissant sur les semelles isolées

✚ **Semelle sous poteau central (C-5)**

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,80 \text{ bars} = 18 \text{ t/m}^2$$

a = 30 cm b = 40 cm

➤ **Condition d'homogénéité:**

$A/B=a/b=0.75 \quad A = 0.75B$ (semelles rectangulaire)

On a :

-ELS :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \bar{\sigma}_{sol} = \frac{Ns}{A \times B} \end{aligned} \right\} \rightarrow A \times B = \frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

$$(1) \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{Ns}{\bar{\sigma}_{sol}} \times \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{538,55}{180} \times \frac{0.40}{0.30}}$$

$\rightarrow B \geq 1.99m$

-ACC :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \\ \bar{\sigma}_{sol} = \frac{Nacc}{A \times B} \end{aligned} \right\} \rightarrow A \times B = \frac{Nacc}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots(1)$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Nacc}{\bar{\sigma}_{sol}} \times \frac{b}{a}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{539,24}{180} \times \frac{0.40}{0.30}}$$

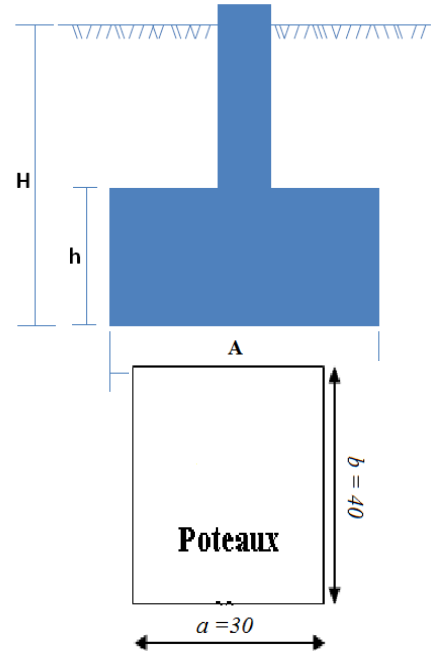


Figure VI.2 : dimensionnement de la semelle

(1)→

$\rightarrow B \geq 1.99m$

Donc finalement on choisie une semelle de (2.30m×1.72 m)

✚ Détermination de "d" et "ht" :

D'prés la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1.7 - 0.30 \geq d \geq \frac{2.30 - 0.40}{4}$$

$\rightarrow 1.4 \geq d \geq 0.475$

\rightarrow On adopte : d = 50 cm

D'ou : $h = d+5 \text{ cm} \rightarrow h = 55 \text{ cm}$

✚ Vérification des conditions de stabilité :

Selon le **BAEL 91**, on a :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,66}{538,55} = 0,0012m$$

$$e_0 = 0,0012m \leq \frac{A}{6} = \frac{1,72}{6} = 0,28 \dots\dots\dots CV$$

Selon le **RPA 99 / version 2003(Art 10.1.5)**, on a : (0,8G +E)

$$e_0 = \frac{M_{Acc}}{N_{Acc}} = \frac{8,82}{351,26} = 0,025$$

$$e_0 = 0,025m \leq \frac{A}{4} = \frac{1,72}{4} = 0,43 \dots\dots\dots CV$$

✚ Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_M = (1 + \frac{6e_0}{B}) \frac{N_s}{A.B} = 145,01 KN / m^2$$

$$\sigma_m = (1 - \frac{6e_0}{B}) \frac{N_s}{A.B} = 136,06 KN / m^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_M = 145,01 KN / m^2 \\ \sigma_m = 136,06 KN / m^2 \end{array} \right\} \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 142,77 KN / m^2$$

$$\sigma_{moy} = 142,77 KN/m^2 \leq 180 KN/m^2 \dots\dots\dots CV$$

B)-Calcul du ferrailage :

➤ **Poids propre de la semelle** = $P_s = \gamma \times B \times A \times h$

$$P_{suml} = 0,55 \times (2,3) (1,72) \times 25 = 54,39 \text{ KN}$$

➤ **Poids de remblai :**

$$Pr = 18 (2,3 \times 1,72 - 0,3 \times 0,4) (2,3 - 0,5)$$

$$Pr = 124,28 \text{ KN}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + Pr$$

$$N_{ts} = 538,55 + 54,39 + 124,28 = 717,22 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + P_s + Pr$$

$$N_{tu} = 743.31 + 1.35(54.39 + 124,28) = 984,51 \text{ KN}$$

- ELU :

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

Le ferrailage se calcul avec la **méthode de bielles**, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle, on utilise :

$$Nu' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) Nu = 1016.60 \text{ MPa}$$

$$A_{xst} = \frac{Nu'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1016.60 (1.72 - 0.30)}{8 \times 0.5 \times 348 \times 10^{-1}} = 10.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{yst} = \frac{Nu'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1016.60 (2.30 - 0.40)}{8 \times 0.5 \times 348 \times 10^{-1}} = 13.87 \text{ cm}^2$$

Pour A_{yst} :

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{B.d.f_{tj}}{f_e} = 13.88 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 13.88 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{sy} = 14\text{HA}12 = 15.83 \text{ cm}^2$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Pour A_{xst} :

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{A.d.f_{tj}}{f_e} = 10.38 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 10.38 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{sx} = 10\text{HA}12 = 11.31 \text{ cm}^2$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

-ELS :

-Fissuration préjudiciable

$$\sigma_{st} - \eta = 1.6 ; f_{t28} = 1.2 \text{ MPa} ; N_s' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_s = 539,95 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{xst} = \frac{N_s'(A-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{539,95 (1.72 - 0.40)}{8 \times 0.5 \times 348 \times 10^{-1}} = 5.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{yst} = \frac{Ns'(B-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{539,95 (2,3 - 0,30)}{8 \times 0,5 \times 348 \times 10^{-1}} = 10,08 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL 91 révisées 99 (Art A.5.2,42)** , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Nu \leq N\bar{u} = 0,045 \times Pc \times h \times f_c 28 / \gamma_b$$

Nu : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime

Avec : h=0.5m ;

Pc : Le périmètre utile .

$$Pc = [(a+h+b+h) \times 2] = 3,4 \text{ m}$$

$$N\bar{u} = 0,045 \times Pc \times h \times f_c 28 / \gamma_b = 1,27 \text{ MN}$$

$$Nu = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right) \quad N_{u0} : \text{Effort maximal tiré sur la semelle} = 658,30 \text{ KN}$$

$$Nu = 713,2 \text{ KN}$$

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,16 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 3,95 \text{ m}^2 \rightarrow NU = 0,71322 \text{ MN} < 1,27 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **L'encrage des barres : B.A.E.L.91.(A.6.1,21)**

- L_s : Longueur de scellement.
- ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».
- τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$$

$$\tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ B.A.E.L.91.(A.6.1,221)}$$

$$L_1 = 6 \cdot \phi \quad ; \quad L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta \cdot r \quad ; \quad r = 5,5 \phi \quad ; \quad L > L_2 + r + \phi / 2$$

On adopte un crochet à 90° ;

\varnothing (mm)	τ_{su}	L_S (Cm)	L_{1C}	r(cm)	L_{2C}	$L_{(Cm)}$
12	2.835	42.32	7.2	6.6	4.04	30

Tableau VI.2: l'ancrage des armatures

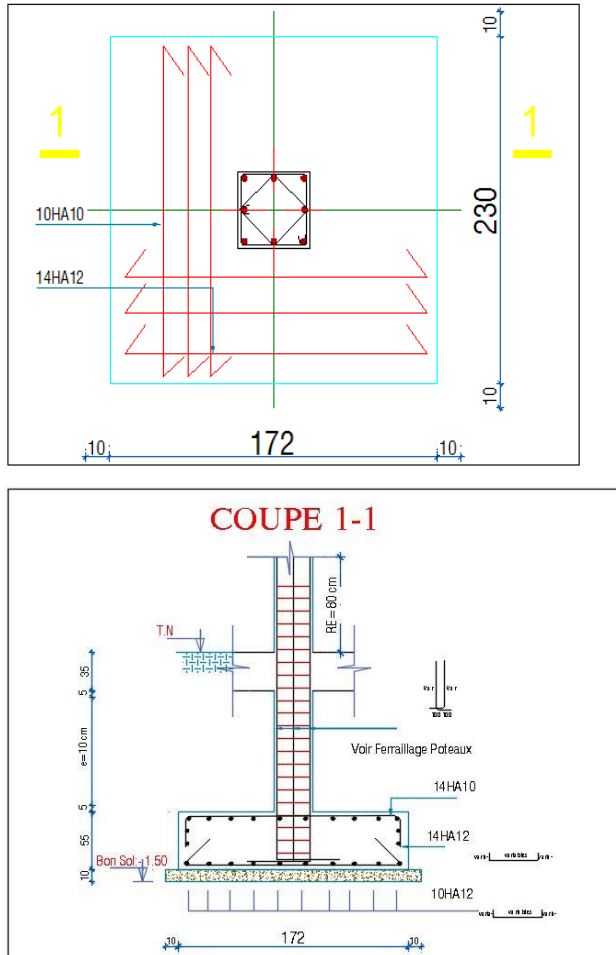


figure VI.3: ferrailage des semelles isolées

semelles	A(m)	B(m)	H(m)	Astx	Asty
S03	1.70	2.30	55	10HA12	14HA12
S04	1.35	1.80	35	8HA12	11HA12
S05	1.50	2.00	40	9HA12	12HA12

S06	1.40	1.90	35	8HA12	12HA12
S07	1.55	2.10	40	10HA12	12HA12
S08	1.65	2.20	40	10HA12	13HA12

Tableau VI.3: ferrailage des semelles isolées

VI.2 . Calcul de la semelle continue sous voile :

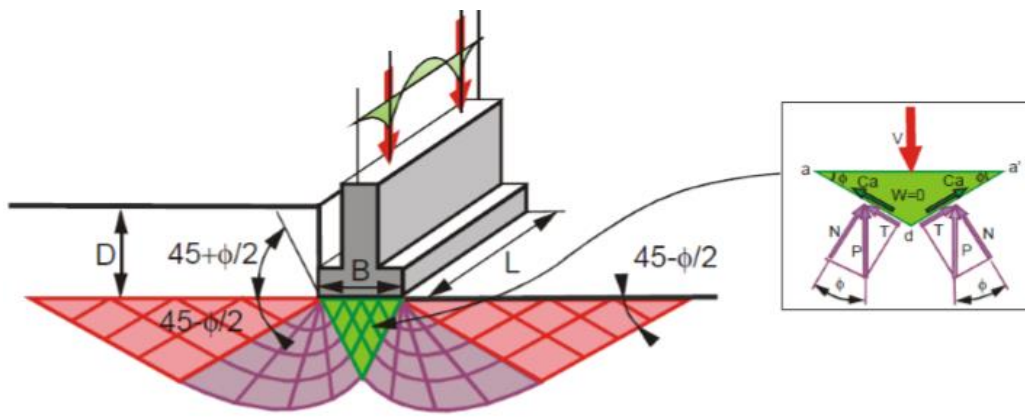


Figure VI. 4 : présentation des transmissions des charges agissantes au niveau de semelle filante au sol.

✚ Exemple de calcul:

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{596.72}{4.35} = 137.17 \text{ KN.m / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{9.34}{4.35} = 2.14 \text{ KN.m / ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{432.11}{4.35} = 99.33 \text{ KN.m / ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{6.7}{4.35} = 1.54 \text{ KN.m / ml}$$

Vérification : $\sigma_{ult} = 1.5 * 0,18 = 0,27$ barre

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.55 > \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0,50m$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELS

Calcul de l'excentricité :

A)-Dimensionnement :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{1,54}{99,33} = 0,015m$$

En prenant pour débiter : **B = 1m**

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_s}{\sigma} = \left(1 + \frac{3 \times 0,015}{1}\right) \frac{99,33 \times 10^{-1}}{18} = 0,57m \quad ; \quad \text{On adopte : } B = 1 \text{ m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow 1 - 0,30 \geq d \geq \frac{1 - 0,40}{4} = 0,3m$$

On choisit une hauteur totale : **d= 50 cm h = 55 cm**

➤ **Poids propre :**

$$0,55 \times 1 \times 1 \times 25 = 13,75 \text{kn/m}^2$$

➤ **Poids de remblai :**

$$Pr = 18 (1 \times 1 - 0,3 \times 0,4) (1 - 0,5)$$

$$Pr = 7,92 \text{KN}$$

$$N_{ser} = N_s + P_s + Pr$$

$$N_{ser} = 99,33 + 7,92 + 13,75 = 121 \text{ KN/m}^2$$

B)-Ferrailage principal :

Pour une bande de largeur 1 m

$$N_{ser} = 121 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 1,54 \text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,54}{121} = 0,012m < B/24 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_{ser} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{121 \left(1 + \frac{3 \times 0,012}{1}\right) (1 - 0,15)}{8 \times 0,5 \times 348} = 0,88 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 6.03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 6.03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_s = 6\text{HA}12/\text{ml} = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} \cdot B = \frac{6.79}{4} \times 1 = 2.34 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $St = 25 \text{ cm}$.

➤ **L'encrage des barres : B.A.E.L.91 (A.6.1,21)**

- L_s : Longueur de scellement.
- ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».
- τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1.5^2 \times 2.1$$

$$\tau_{su} = 2.835 \text{ MPa}$$

Avec : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$ **B.A.E.L.91 (A.6.1,221)**

$$L_1 = 6 \cdot \phi ; L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta \cdot r ; r = 5.5 \phi ; L > L_2 + r + \phi / 2$$

On adopte un crochet à 90° ;

Ø(mm)	τ_{su}	$L_s(\text{Cm})$	$L_{1(\text{C})}$	$r(\text{cm})$	$L_{2(\text{C})}$	$L(\text{Cm})$
14	2.835	49.38	8.4	7.7	5.52	20
12		42.32	7.2	6.6	4.04	15
10		35.27	6	5.5	3.37	10

Tableau VI.4: l'ancrage des armatures

➤ **Vérification du tassement :**

Combinaison	ΣN (KN)	ΣM_Y (KN.m)	ΣM_X (KN.m)	$e_Y = \frac{\Sigma M_x}{\Sigma N}$	$e_X = \frac{\Sigma M_y}{\Sigma N}$	$\frac{L_x}{4}$	$\frac{L_y}{4}$
0.8G+E Max	13825,38	10976,21	6244,73	0.45	0.79	6.72	6.72
0.8G+E Min	13841,32	10506.27	6241,39	0.45	0.75	6.72	6.72

Tableau VI.5 : Vérification du tassement

-e_y < L_y /4condition vérifier

-e_x < L_x /4condition vérifier

semelles	A(m)	B(m)	H(m)	Astx	Asty
S01	5.40	1.00	55	36HA10	6HA12
S02	2.50	1.00	45	16HA12	6HA12

Tableau VI.6 : ferrailage des semelles filantes

VI.3. Etude des Longrines :

A)-Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis d'un même bloc, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

B)-Dimensionnement de longrine :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

- Site de catégorie S2 → 30 cm×25 cm

Donc la section de la longrine est : (b×h) = (30×35) cm²

Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser les longrines pour la construction et assuré un chainage de base permettant la rigidité de l'ensemble des fondations.

Le type de site est (ferme), donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$ (d'après RPA 99 / version 2003) et comme notre zone est la zone sismique I d'où $\alpha = 0$ avec N présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidaires.

α : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

C)-Le ferrailage :

► **ELU :**

$$N_u = 74,33 \text{ t}$$

$$F_u = N_u$$

$$F_u = 74,33 \text{ t}$$

$$F_u = 743,3 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 \varnothing) d'après RPA 99 / version 2003.

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

► **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times (f_t / f_e) \times b \times d$$

$$A_s \geq 0,23 \times (2,1 / 400) 30 \times 35 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1,26 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

► **L'espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 15\varnothing) \quad S_t \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,2)$$

$$S_t \leq \min (20\text{cm}, 18\text{cm})$$

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

Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$.

$$A_s = 1,5\text{cm}$$

► **Condition des armatures transversales :**

$$\emptyset t \geq 1/3 \emptyset l \geq 1/3 \times 12$$

6 mm \geq 4 mm \rightarrow Condition vérifiée

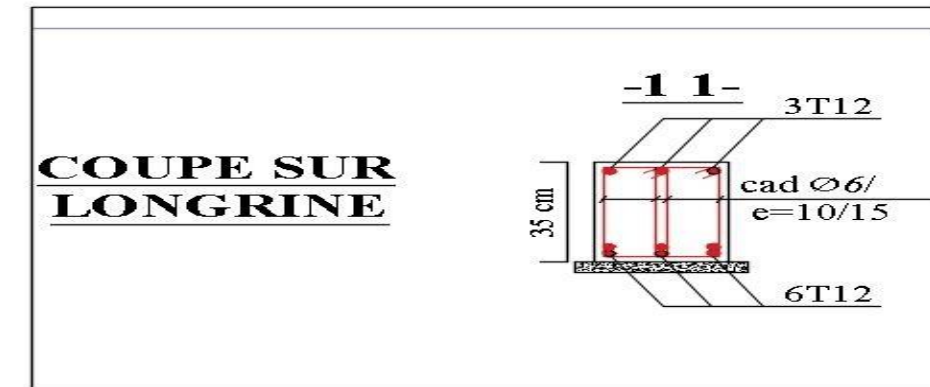


Figure VI. 5: ferrailage de longrine

Conclusion

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation de master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais son maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur, afin de réduire le risque sismique à un niveau minimal en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturale et les exigences sécuritaires.

Annexes

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- **BAEL91** : béton armé aux états limite.
- **CBA93** : calcul des ouvrages en béton armé.
- **DTR BC 2.2** : Charges Permanentes et d'Exploitation

Livre :

- Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI)
- Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougin)
- Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y.Cheraït)
- Pratique du BAEL91 cours Avec exercices corrigé

Cours:

- Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants

LOGICIELS :

- Logiciel de. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
- EXCEL 2010.
- WORD 2010.
- AUTO CAD 2015.

