



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

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVILE

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : construction civil et industrielle.

*Thème: Etude d'un bâtiment (R+10
+1ESOL+1SSOL) à usage d'habitation et
commercial contreventé par voiles porteurs*

Dirigé par :

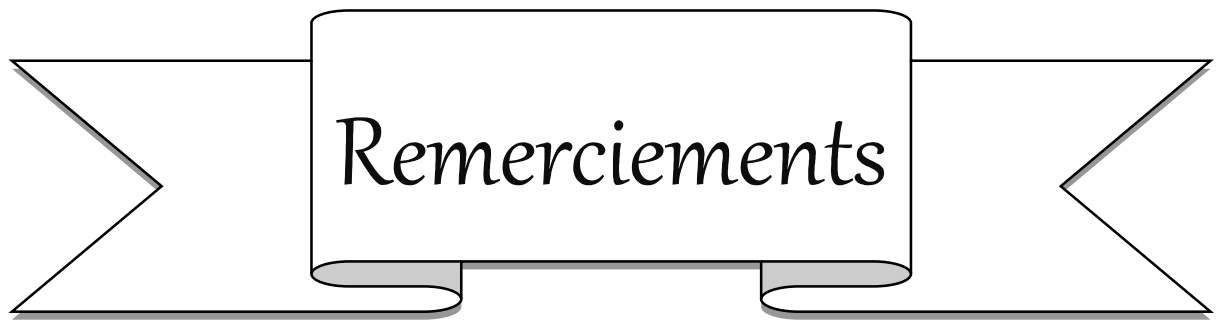
M^{me} HADDAD.K.

Réalisé par :

M^{elle} IMRABTENE Lila.

M^{elle} KHELILI Noria.

Promotion : 2020/2021.



Remerciements

A l'issue de ce travail, Nous tenons à remercier

en premier lieu le bon Dieu, de nous avoir donné la santé, la volonté et la patience pour mener à terme notre formation de master et pouvoir réaliser ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à notre encadreur M^{me} HADDAD .K , qui nous a encadrés pendant la réalisation de ce mémoire, ainsi pour ses conseils et son soutien tout au long de notre travail.

Nos vifs remerciements vont également aux membres de jury qui nous font l'honneur de juger notre travail.



Je dédie ce travail :

A mon cher père qui s'est changé la nuit en jour pour m'assurer les bonnes conditions.

A ma chère mère qui a attendu avec patience les fruits de sa bonne éducation et de ses dévouements.

Quoi que je fasse ou je dise, je ne saurai à quelle point vous remercier.

A mes chers frères Nadir et Yanis

A ma chère binôme.

A mes amis (es).

Lila.



Je dédie ce travail :

A ceux qui je dois la vie, ceux qui ont éclairé les coins les plus sombre de ma vie

"Mes Parents "qui ont sacrifié leurs bonheur pour le mien.

A ma chère sœur et mes chers frères.

A ma chère binôme.

A mes amis (es).

Noria.

Table des matières

Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage	2
1.1. Introduction.....	2
1.2. présentation de l'ouvrage.....	3
1.3. Eléments constitutifs de l'ouvrage.....	3
1.3.1. La superstructure	3
1.3.2. L'infrastructure.....	5
1.4. Caractéristiques des matériaux	5
1.4.1. Béton.....	5
1.4.2. Aciers.....	8
Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux	11
2.1. Introduction.....	11
2.2. Pré dimensionnement des différents éléments.....	12
2.2.1. pré dimensionnement des planchers.....	12
2.3. Pré dimensionnement des poutres	12
2.3.1. poutres principales.....	13
2.3.2. poutres secondaires.....	13
2.4. Pré dimensionnement des voiles.....	13
2.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	15
2.5.1. Descente de charges	15
2.5.2. Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2)	16
2.5.3. Détermination du poids propre des éléments ($\rho = 25$ MPa)	20
2.5.4. Calcul des charges d'exploitation selon la Loi de dégression.....	20
Chapitre 3 : Calcul des éléments.....	24
3.1. Introduction.....	24
3.2. les planchers.....	25
3.2.1. Introduction	25
3.2.2. Détermination des dimensions de la section en T.....	25
3.2.3. Armatures perpendiculaires aux poutrelles	25

3.2.4.	Armatures parallèles aux poutrelles	25
3.2.5.	Etude des poutrelles.....	26
3.2.6.	Etude du plancher RDC.....	27
3.2.7.	Etude du plancher d'étage courant.....	40
3.3.	Les escaliers	51
3.3.1.	Définition.....	51
3.3.2.	Terminologie	51
3.3.3.	Pré dimensionnement	51
3.3.4.	Escalier d'étage courant.....	52
3.3.5.	Escalier du RDC	83
3.4.	Calcul de la poutre palière(brisée).....	92
3.4.1.	Pré dimensionnement	92
3.4.2.	Détermination des charges et surcharges	92
3.5.	Acrotère.....	105
3.5.1.	Introduction	105
3.5.2.	Calcul à l'ELU.....	105
3.6.	Poutre de chaînage.....	113
3.6.1.	Définition.....	113
3.6.2.	Pré dimensionnement	113
3.6.3.	Évaluation des charges G et surcharges Q	113
3.6.4.	Étude de la poutre à l'ELU.....	113
3.6.5.	Étude de la poutre à l'ELS	118
3.7.	Etude de la dalle salle machine.....	123
3.7.1.	Introduction	123
3.7.2.	Dimensionnement.....	123
3.7.3.	Ferraillage à L'ELU	126
3.7.4.	Vérification à l'ELU.....	127
3.7.5.	Vérification de l'E.L.S.....	129
Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation.....		133
4.1.	Introduction.....	133
4.2.	Bref historique	134

4.3. Domaine de logiciel	134
4.4. Mode de fonctionnement	134
4.5. Méthode de calcul.....	135
4.6. Manuel d'utilisation du l'ETABS.....	136
4.7. Terminologie.....	137
4.8. Etapes de modélisation	138
Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA	159
5.1. Introduction.....	159
5.2. Méthode de calcul.....	160
5.3. Les vérifications exigées par RPA.....	160
5.3.1. Vérification de la période empirique T	160
5.3.2. Le pourcentage de participation de la masse modale.....	162
5.3.3. L'excentricité.....	164
5.3.4. Système de contreventement	165
5.3.5. L'effort tranchant à la base.....	172
5.3.6. Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3. RPA 99)	176
5.3.7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux	179
5.3.8. Vérification de l'effet P-Delta.....	179
Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux.....	182
6.1. Introduction.....	182
6.2. Ferrailage des poteaux	183
6.2.1. Recommandation du RPA (zone IIa)	183
6.2.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU.....	185
6.2.3. Vérifications à l'ELU	191
6.2.4. Vérification à l'ELS	195
6.2.5. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 BAEL 91).....	198
6.3. Ferrailage des poutres	202
6.3.1. Recommandation du RPA99 version 2003	202
6.3.2. Ferrailage des poutres L'ELU	203
6.3.3. Ferrailage des poutres à l'ELU	204
6.3.4. Vérification des poutres à l'ELU.....	209

6.3.5. Vérification à l'ELS	215
6.4. Ferrailage des voiles	222
6.4.1. Introduction	222
6.4.2. Exposé de la méthode de calcul	222
6.4.3. Vérifications	227
Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure.....	237
7.1. Introduction.....	237
7.2. Les principaux rôles de la fondation.....	238
7.3. Type de fondation	238
7.4. Etude géotechnique du sol.....	238
7.5. Choix du type de fondation.....	239
7.6. Dimensionnement	239
7.7. Etude du radier.....	245
7.7.1. pré dimensionnement du radier	245
7.7.2. Calcul des sollicitations à la base du radier.....	247
7.7.3. Vérifications	248
7.7.4. Ferrailage du radier	252
7.7.5. Ferrailage de la dalle	252
7.7.6. Vérification à L'ELU	254
7.7.7. Vérification à L'ELS	255
7.7.8. Ferrailage du débord.....	256
7.7.9. Etude de la nervure.....	257
Chapitre 8 : Etude du mur plaque.....	268
8.1. Introduction.....	268
8.2. Pré dimensionnement du mur plaque	269
8.3. Méthode de calcul.....	269
8.4. Détermination des sollicitations	269
8.5. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol.....	269
8.6. 1 ^{er} cas de calcul du mur plaque : h=8m	270
8.6.1. Calcul à l'ELU.....	270
8.6.2. Calcul à l'ELS	271

8.6.3. Ferrailage de mur plaque.....	272
8.6.4. Vérification à l'ELU.....	273
8.6.5. Vérification à l'ELS.....	274
8.7. 2 ^{eme} Cas de calcul du mur plaque mur : h=4m.....	275
8.7.1. Calcul à l'ELU.....	275
8.7.2. Calcul à l'ELS.....	275
8.7.3. Ferrailage de mur plaque.....	276
8.7.4. Vérification à l'ELU.....	277
8.7.5. Vérification à l'ELS.....	278
Conclusion générale.....	280
Bibliographie.....	281

Table des figures

Figure 1-1 murs extérieurs et intérieurs	4
Figure 1-2 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU)	6
Figure 1-3 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELS)	7
Figure 1-4 Diagramme contrainte-déformation de calcul.....	10
Figure 2-1Plancher en corps creux.....	12
Figure 2-2 Coupe de voile en élévation.	14
Figure 2-3 Coupe de voile en plan.	14
Figure 2-4 surface d'influence du poteau C2.....	16
Figure 2-5 Eléments constituant du plancher terrasse.....	17
Figure 2-6 Eléments constituants du plancher étage courant.....	17
Figure 2-7 Eléments constituants de la dalle pleine.....	18
Figure 2-8 Coupe verticale d'un mur extérieur.....	19
Figure 2-9 Mur en simple cloison(de séparation)	19
Figure 3-1 Dimension de la poutrelle.....	25
Figure 3-2 Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudés (20×20)cm ²	26
Figure 3-3 surfaces revenant aux poutrelles.....	26
Figure 3-4 Schéma statique de la poutrelle	27
Figure 3-5 Schéma statique de la poutrelle à l'ELU.....	29
Figure 3-6 schéma des moments isostatique de la poutrelle.....	29
Figure 3-7 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.....	31
Figure 3-8 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.....	32
Figure 3-9 Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.....	34
Figure 3-10 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.....	36
Figure 3-11 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS.....	37
Figure 3-13 Schéma des moments isostatique de la poutrelle.....	41
Figure 3-14 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.....	43
Figure 3-15 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.....	43
Figure 3-16 schéma des moments isostatique de la poutrelle à l'ELS.....	46
Figure 3-17 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	48
Figure 3-18 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.....	48
Figure 3-20 Schéma de l'escalier.....	51
Figure 3-21 Schéma statique de calcul.....	54
Figure 3-22 Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	56
Figure 3-23 Schéma statique de calcul.....	59
Figure 3-24 Diagramme des efforts internes à l'ELS	60
Figure 3-26 Schéma statique de calcul.....	63

Figure 3-27 Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	65
Figure 3-28 Schéma statique de calcul.....	68
Figure 3-29 Diagramme des efforts internes à l'ELS	69
Figure 3-31 Schéma statique de calcul.....	74
Figure 3-32 Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	76
Figure 3-33 Schéma statique de calcul.....	79
Figure 3-34 Diagramme des efforts internes à l'ELS.	80
Figure 3-36 Schéma statique de calcul.....	83
Figure 3-37 Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	84
Figure 3-38 Schéma statique de calcul.....	87
Figure 3-39 Diagramme des efforts internes à l'ELS	88
Figure 3-41 schéma isostatique de calcul de la poutre palière a l'ELU.....	92
Figure 3-42 Répartition des charges.....	93
Figure 3-43 schéma isostatique de calcul de la poutre palière a l'ELU.....	93
Figure 3-44 Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	96
Figure 3-45 schéma isostatique de calcul de la poutre palière a l'ELS	100
Figure 3-46 Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	103
Figure 3-48 Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère.....	105
Figure 3-49 Schématisation des efforts internes	107
Figure 3-50 La section de l'acrotère	108
Figure 3-52 Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l' ELU....	115
Figure 3-53 Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l' ELS. ...	119
Figure 3-55 Schéma représentatif de la salle machine.....	123
Figure 3-56 Diffusion de charges dans le feuillet moyen.	124
Figure 4-1 Désignation du logiciel ETABS non linéaire version 9.6.0, à l'aide de l'option « about ».....	136
Figure 4-2 systèmes d'unités	136
Figure 4-3 Menu principal d'ETABS.....	136
Figure 4-4 géométrie de base dans l'ETABS.....	139
Figure 4-5 modification de la géométrie de base	140
Figure 4-6 modification des étages	140
Figure 4-7 définition des propriétés mécanique des matériaux dans le béton et l'acier	141
Figure 4-8 introduction des éléments barres	142
Figure 4-9 introduction des sections des poteaux	142
Figure 4-10 introduction des sections des poutres	143
Figure 4-11 introduction des sections des voiles	144
Figure 4-12 introduction de la section pour la dalle pleine.....	144
Figure 4-13 Affectation des poteaux	145

Figure 4-14 Affectation des poutres principale.....	145
Figure 4-15 Affectation des poutres secondaires	146
Figure 4-16 Affectation des plancher.....	146
Figure 4-17 Affectation des voiles	147
Figure 4-18 Définition des charges	148
Figure 4-19 Affectation de la charge G pour les planchers	149
Figure 4-20 Affectation de la charge Q pour les planchers	149
Figure 4-21 Affectation des données dans le logiciel RPA	150
Figure 4-22 Affectation des données du RPA dans l'ETABS	151
Figure 4-23 Affectation des données du RPA dans l'ETABS	151
Figure 4-24 Définir l'action sismique	153
Figure 4-25 Définir le type d'appui de la structure.....	153
Figure 4-26 Application du diaphragmes.....	155
Figure 4-27 Vue en 3D de la structure	156
Figure 4-28 Visualisation de la structure en MODE 1.....	157
Figure 4-29 Visualisation de la structure en MODE 2.....	157
Figure 4-30 Visualisation de la structure en MODE.....	158
Figure 5-1 Résultats de la période donnée par ETABS.	162
Figure 5-2 Résultats de la masse participante donnée par ETABS.....	163
Figure 5-3 Résultats de l'excentricité donnée par ETABS.....	164
Figure 6-1 La flèche suivant (xx).....	220
Figure 6-2 La flèche suivant (yy)	221
Figure 6-3 La coupe d'effort qui agit sur un voile.....	222
Figure 6-4 Diagramme des contraintes(SEC)	223
Figure 6-5 Diagramme des contraintes (S.E.T).....	224
Figure 6-6 Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	226
Figure 7-1 dimensionnement d'une fondation.	239
Figure 7-2 Distribution des sollicitations.....	243
Figure 7-3 Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	251
Figure 7-4 Entre axes du panneau le plus sollicité.....	252
Figure 7-5 Répartition trapézoïdale.....	258
Figure 7-6 Présentation des chargements simplifiés.....	258
Figure 7-7 Répartition triangulaire.....	259
Figure 7-8 Le chargement du moment à l'ELU.	262
Figure 7-9 Diagramme des moments fléchissant(ELU).....	262
Figure 7-10 Le chargement de l'effort tranchant à l'ELU.....	262
Figure 7-11 Diagramme des efforts tranchants (ELU).	262
Figure 7-12 Le chargement du moment à l'ELS.....	263
Figure 7-13 Diagramme des moments fléchissant(ELS).	263

Figure 7-14 Le chargement de l'effort tranchant à l'ELS.	263
Figure 7-15 Diagramme des efforts tranchants (ELS).	263
Figure 7-16 Le chargement du moment à l'ELU.	264
Figure 7-17 Diagramme des moments fléchissant(ELU).....	264
Figure 7-18 Le chargement de l'effort tranchant à l'ELU.....	264
Figure 7-19 Diagramme des efforts tranchants (ELU).	264
Figure 7-20 Le chargement du moment à l'ELS.....	265
Figure 7-21 Diagramme des moments fléchissant(ELS).	265
Figure 7-22 Le chargement de l'effort tranchant à l'ELS.	265
Figure 7-23 Diagramme des efforts tranchants (ELS).	265
Figure 8-1 Schéma statique du mur plaque.....	269
Figure 8-2 Diagramme des contraintes à l'ELU	270
Figure 8-3 Diagramme des contraintes à l'ELS	271
Figure 8-4 Diagramme des contraintes à l'ELU	275
Figure 8-5 Diagramme des contraintes à l'ELS	276

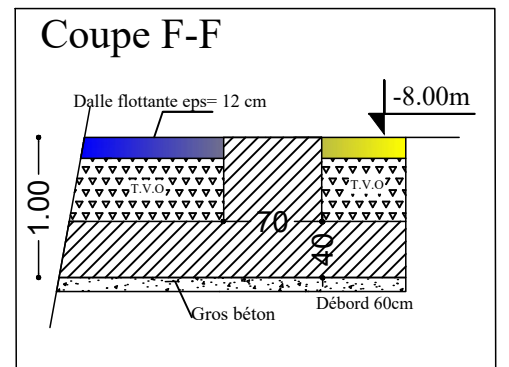
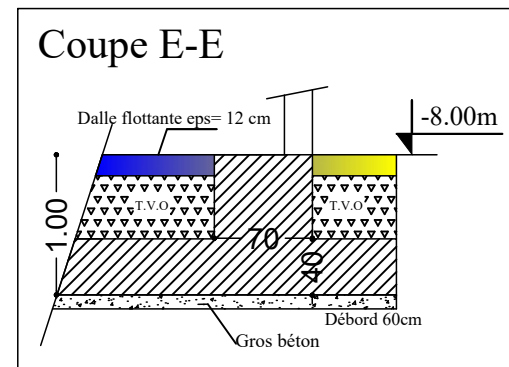
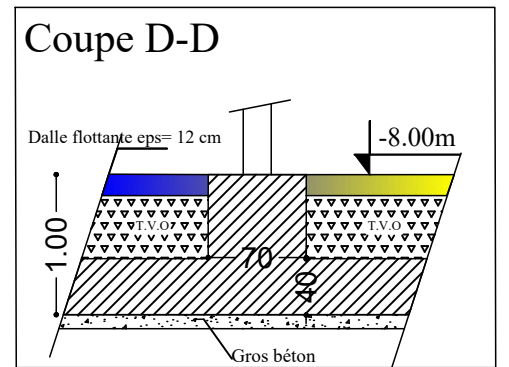
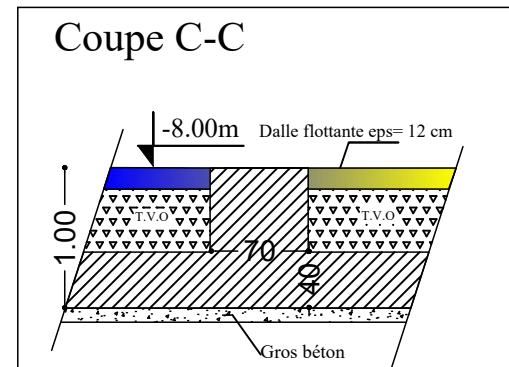
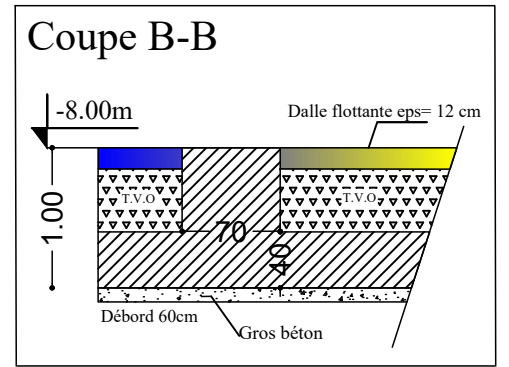
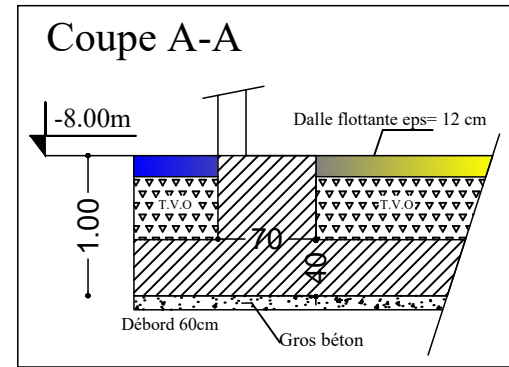
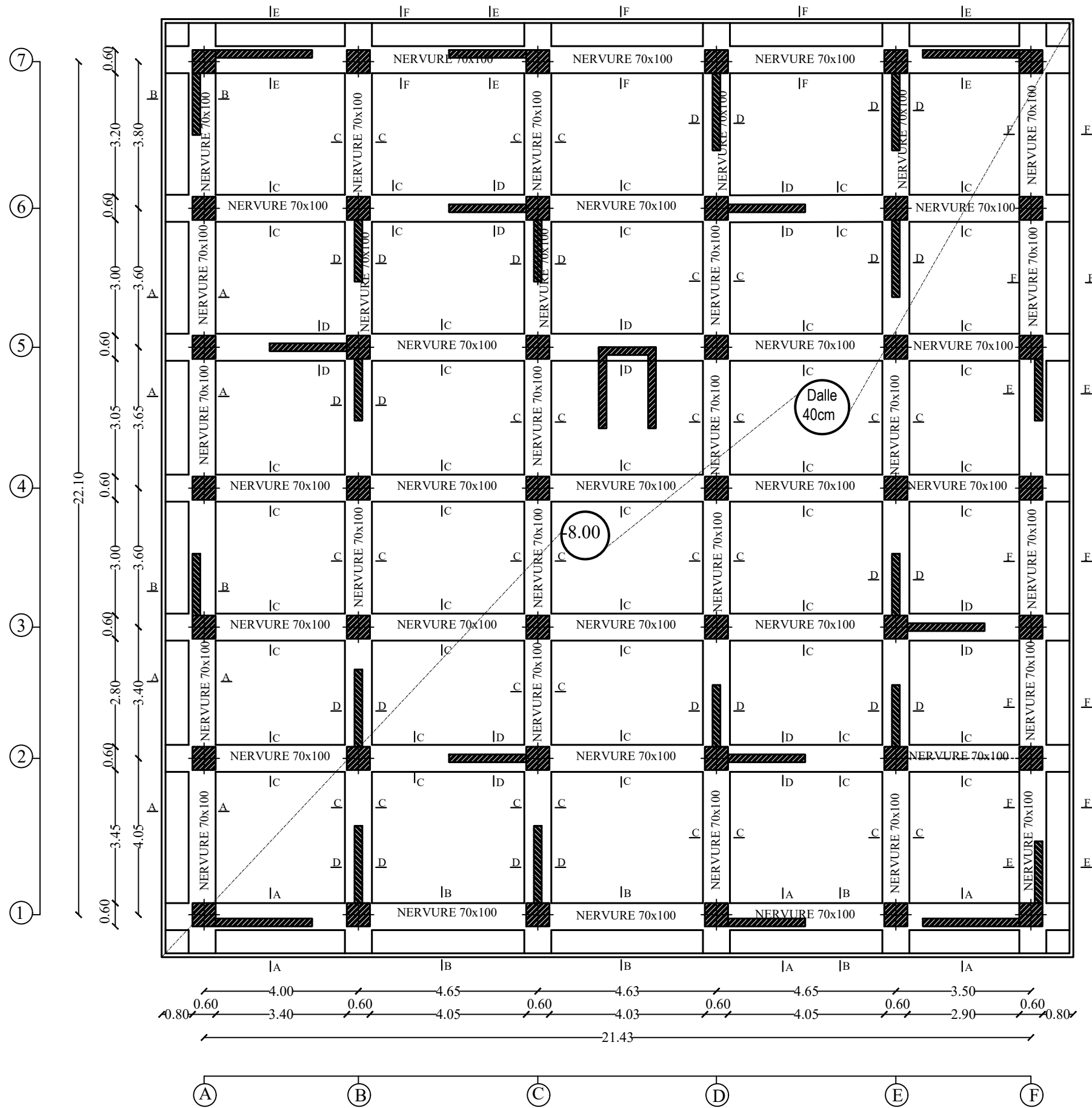
Liste des tableaux

Tableau 1-1	Caractéristique des aciers utilisés	8
Tableau 2-1	Charges permanentes (G) Plancher terrasse.	16
Tableau 2-2	Charges permanentes (G) de l'étage courant.	17
Tableau 2-3	Charges permanentes (G) de la dalle pleine.	18
Tableau 2-4	charges permanentes due aux murs extérieurs.	18
Tableau 2-5	Détermination des charges permanentes revenant aux murs intérieurs..	19
Tableau 2-6	Surcharges d'exploitation (Q)	19
Tableau 2-7	récapitulatif de la descente de charge.....	21
Tableau 3-1	Calcul des moments en travées.	30
Tableau 3-2	les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées	31
Tableau 3-3	calcul des moments en travées.	35
Tableau 3-4	les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées	36
Tableau 3-5	calcul des moments en travées.	41
Tableau 3-6	les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées	42
Tableau 3-7	Calcul des moments en travées.	46
Tableau 3-8	les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées	47
Tableau 3-9	La charge permanente de la volée.....	53
Tableau 3-10	La charge permanente du palier.....	53
Tableau 4-1	Caractéristiques mécanique pour le calcul des sollicitations	137
Tableau 4-2	Caractéristiques mécanique pour le calcul de béton armé	138
Tableau 4-3	Définitions de l'ETABS	138
Tableau 5-1	vérification de l'excentricité suivant x-x et y-y.....	165
Tableau 5-2	facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y).....	173
Tableau 5-3	Résultat de poids propre de la structure donné par l'Excel.....	175
Tableau 5-4	vérification de la force sismique	176
Tableau 5-5	Déplacements relatifs des portiques par niveau sens x-x.....	178
Tableau 5-6	Déplacements relatifs des portiques par niveau sens y-y.....	178
Tableau 5-7	Vérification de l'effort normal réduit selon les zones	179
Tableau 5-8	Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens x-x.....	180
Tableau 5-9	Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens y-y.....	181
Tableau 6-1	Ferraillage des poteaux selon le sens longitudinal	190
Tableau 6-2	Ferraillage des poteaux selon le sens transversal	191
Tableau 6-3	Vérification des contraintes tangentielles.....	195
Tableau 6-4	vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens longitudinal M2.	197

Tableau 6-5 vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens transversal M3 ..	198
Tableau 6-6 Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens transversal.....	199
Tableau 6-7 Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens longitudinal.....	200
Tableau 6-8 Résultats du ferrailage des poteaux.....	201
Tableau 6-9 Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis.....	205
Tableau 6-10 Ferrailage des poutres principales en travées (30X40).....	205
Tableau 6-11 Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis.....	205
Tableau 6-12 Ferrailage des poutres principales en travées (30X40).....	205
Tableau 6-13 Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis.....	206
Tableau 6-14 Ferrailage des poutres principales en travées (30X40).....	206
Tableau 6-15 Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis.....	206
Tableau 6-16 Ferrailage des poutres principales en travées (30X40).....	206
Tableau 6-17 Ferrailage des poutres secondaires (30X35) aux appuis.....	207
Tableau 6-18 Ferrailage des poutres secondaires (30X35) en travées.....	207
Tableau 6-19 Ferrailage des poutres secondaires (30X35) aux appuis.....	207
Tableau 6-20 Ferrailage des poutres secondaires (30X35) en travées.....	208
Tableau 6-21 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.	216
Tableau 6-22 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.	217
Tableau 6-23 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.	217
Tableau 6-24 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.	217
Tableau 6-25 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.	217
Tableau 6-26 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.	217
Tableau 6-27 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.	218
Tableau 6-28 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.	218
Tableau 6-29 Vérification du ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS	219
Tableau 6-30 Vérification du ferrailage des poutres secondaire en travées à l'ELS	219

Tableau 6-31 Vérification du ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS	219
Tableau 6-32 Vérification du ferrailage des poutres secondaire en travées à l'ELS	219
Tableau 6-33 Résultats du ferrailage des poutres principales et secondaires.....	221
Tableau 6-34 Ferrailage du voile 2,5 m.....	231
Tableau 6-35 Ferrailage du voile 2m.....	232
Tableau 6-36 Ferrailage du voile 1.48m.....	232
Tableau 6-37 Ferrailage du voile 1.6m.....	234
Tableau 6-38 Ferrailage du voile 2m.....	235
Tableau 6-39 Ferrailage du voile 2,10m.....	236
Tableau 7-1 Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).....	241
Tableau 7-2 Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).....	242
Tableau 7-3 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle.....	243
Tableau 7-4 Ferrailage du radier.	254
Tableau 7-5 Vérification de la condition de non fragilité.....	254
Tableau 7-6 charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).	260
Tableau 7-7 charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)	261
Tableau 7-8 Les efforts internes dans les nervures.	265
Tableau 7-9 Le ferrailage adopté pour la nervure.	266
Tableau 7-10 Vérification des contraintes à l'ELS.	267
Tableau 8-1 Ferrailage du mur plaque.....	272
Tableau 8-2 Vérification des contraintes dans le béton.....	274
Tableau 8-3 Ferrailage du mur plaque.....	277
Tableau 8-4 Vérification des contraintes dans le béton.....	279

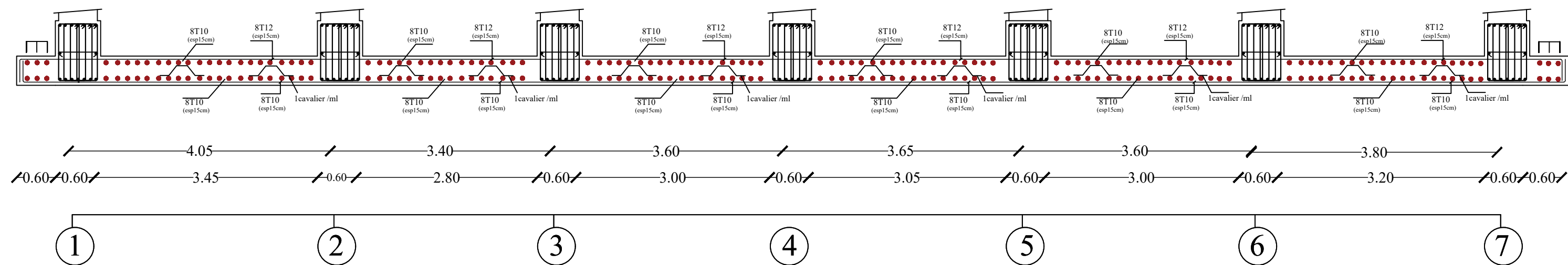
COFFRAGE DU RADIER



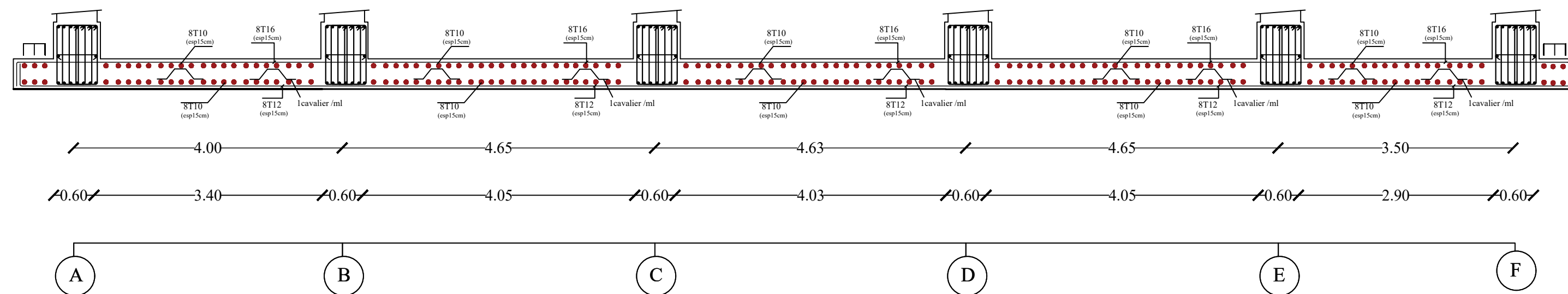
UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} IMRABTENE Lila -M ^{elle} KHELILI Noria	ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Entre sol+S.SOL	Promotion: 2020-2021
Dirigé par : -M ^{me} HADDAD.K.	PLAN DE FONDATION NIV :-8.00 m	

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=40cm:

Axes 1, 2, 3, 4, 5 et 6



Axes A,B,C,D,E et F



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
 -M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

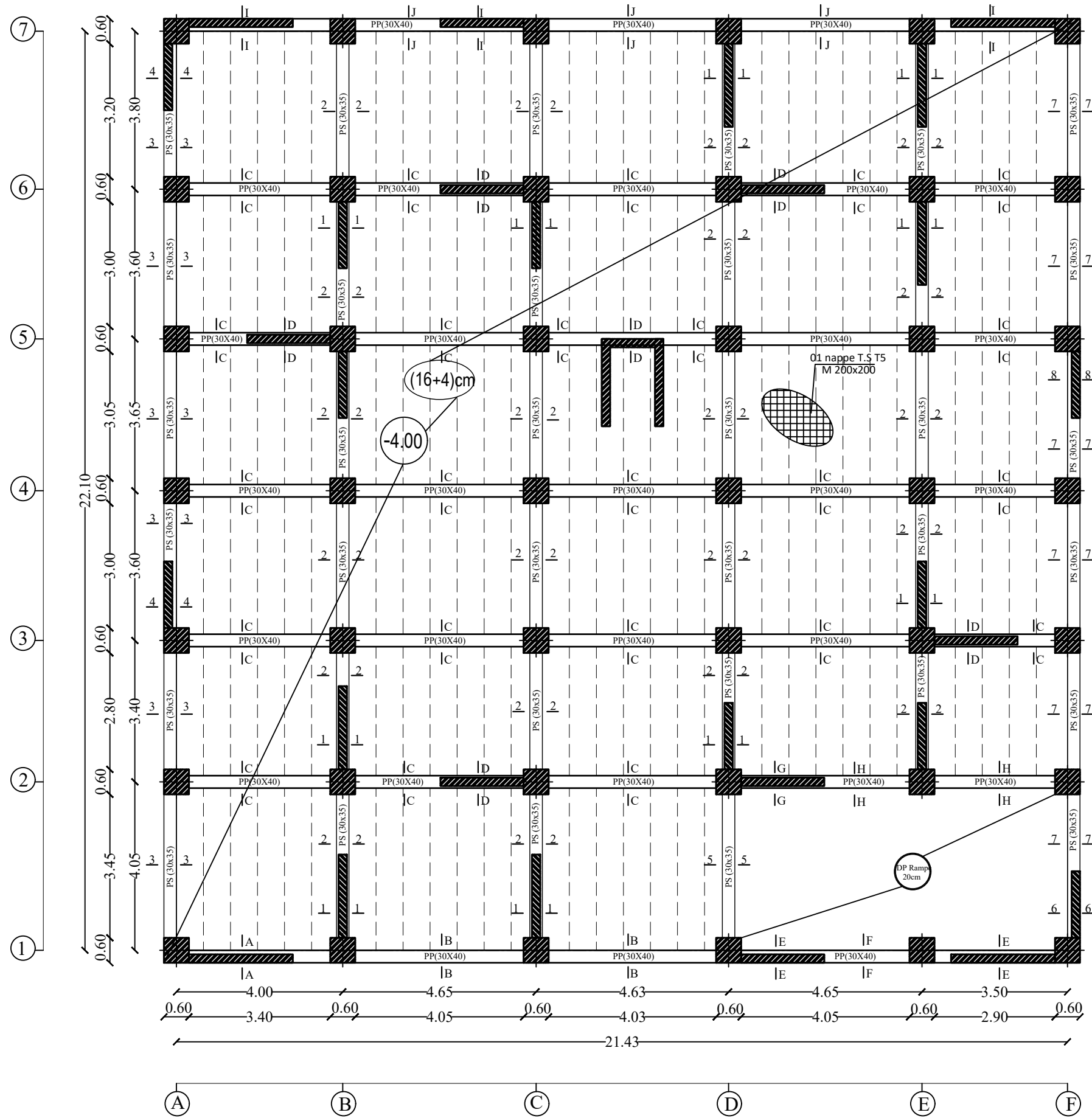
-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UNE TOUR
R+10+entre sol+S.Sol

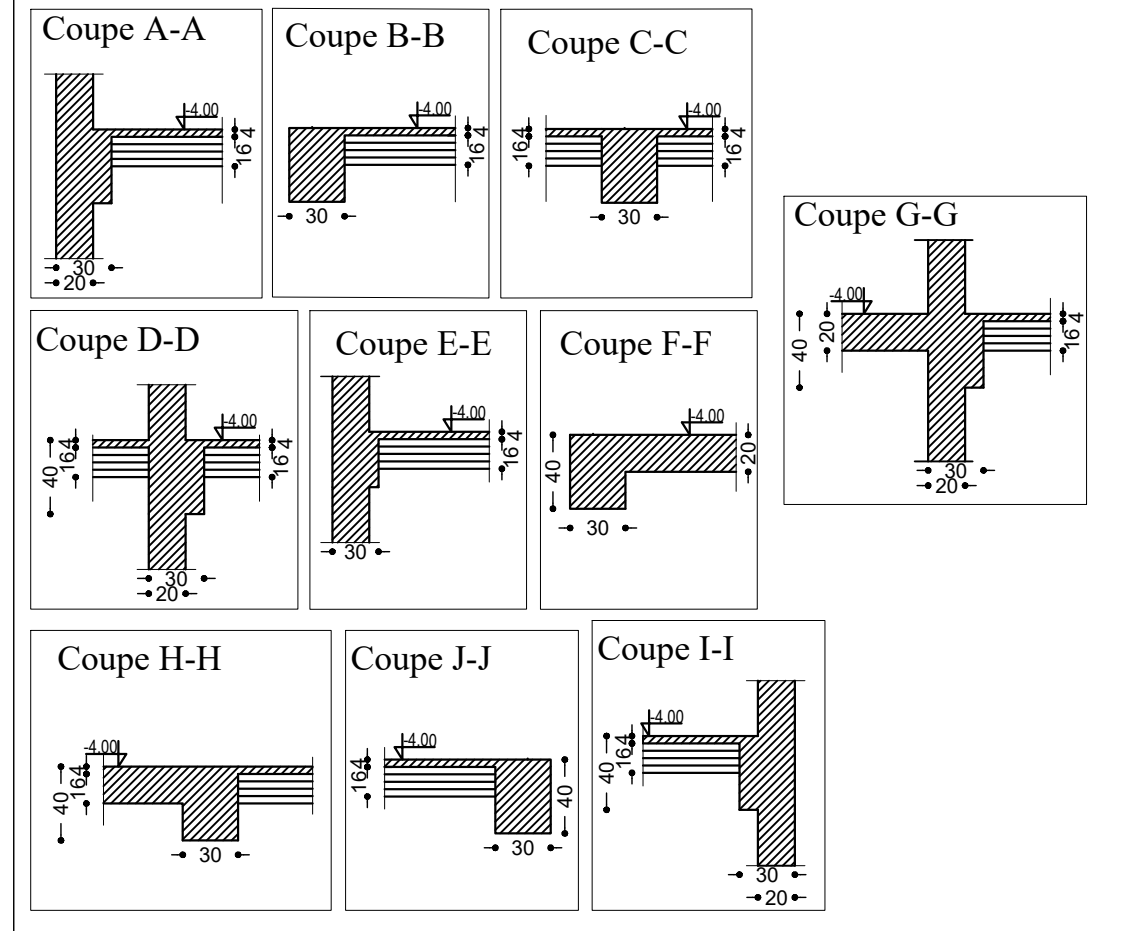
FERRAILLAGE DE LA
DALLE DE RADIER

Promotion:
 2020-2021

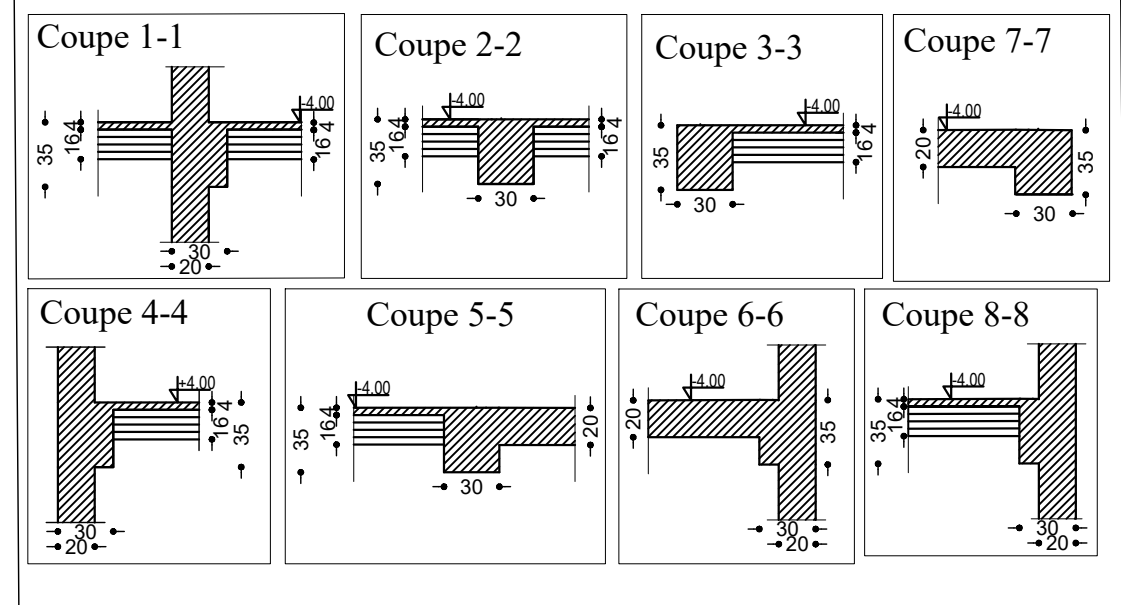
COFFRAGE PLANCHER SSOL / NIV -4.00m



Les coupes longitudinales :

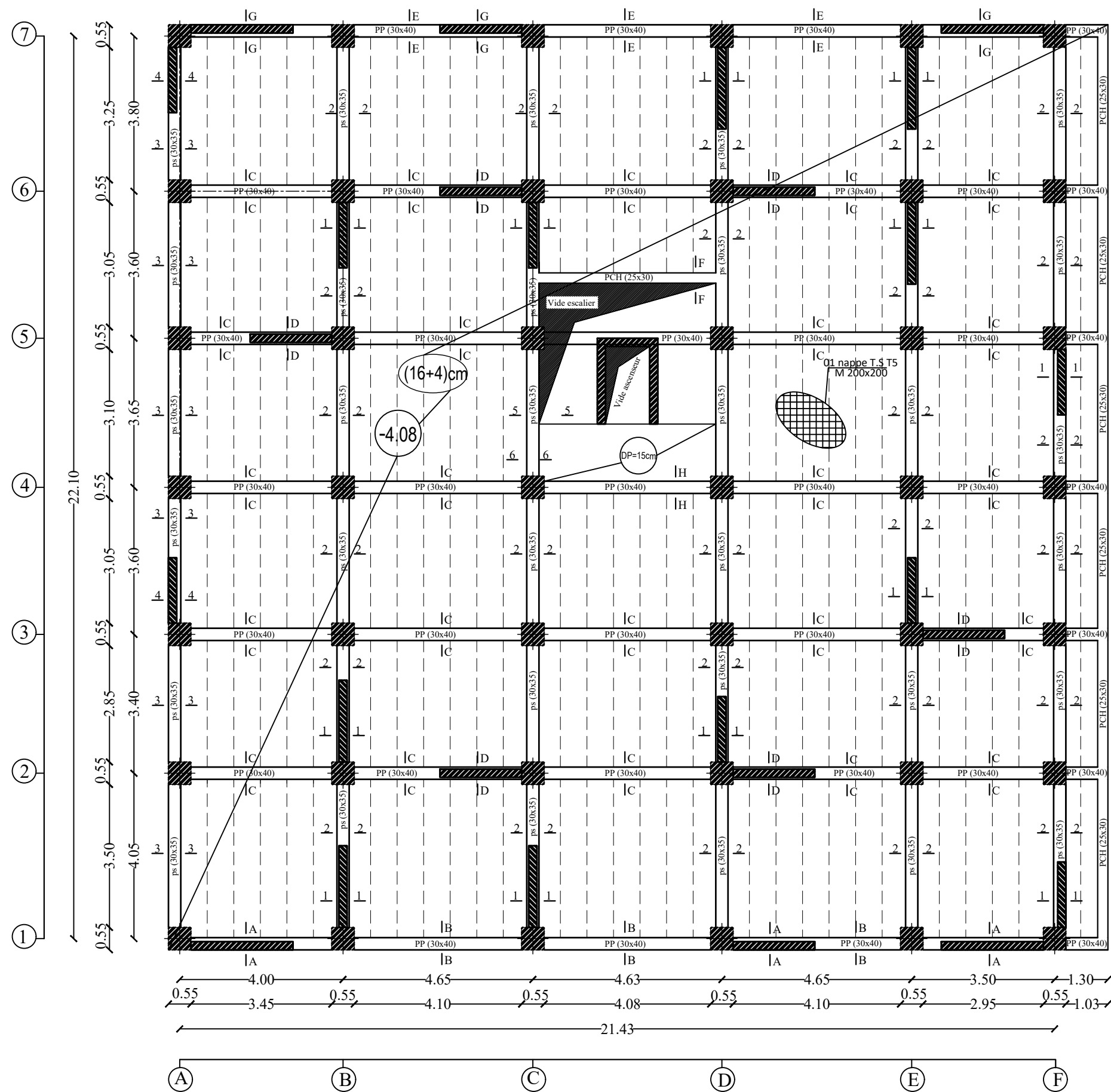


Les coupes transversales:

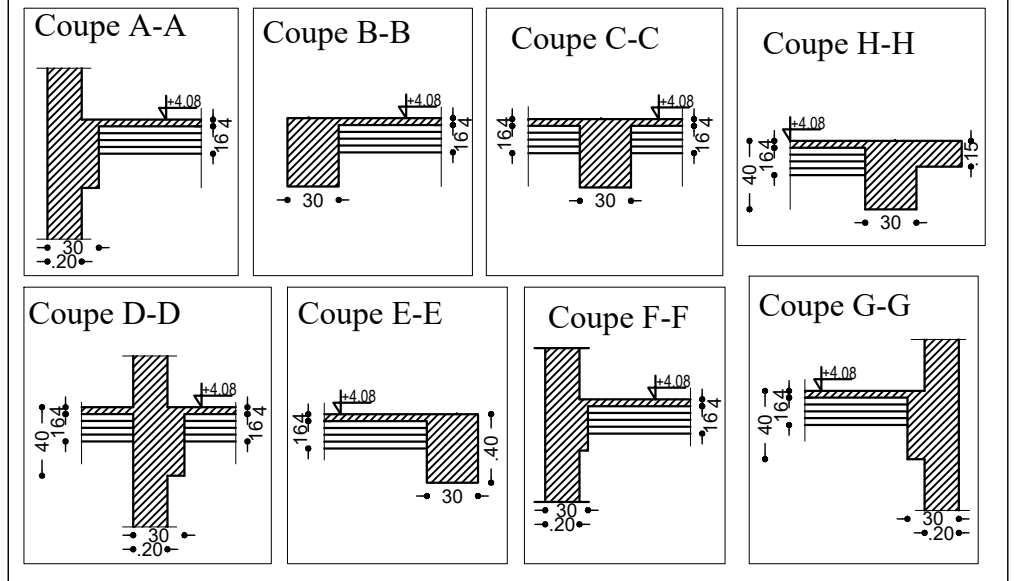


UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} IMRABTENE Lila -M ^{elle} KHELILI Noria	ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Entre sol+S.SOL	Promotion: 2020-2021
Dirigé par : -M ^{me} HADDAD.K.	PLAN DE COFFRAGE NIV :-4.00 (sous-sol)	

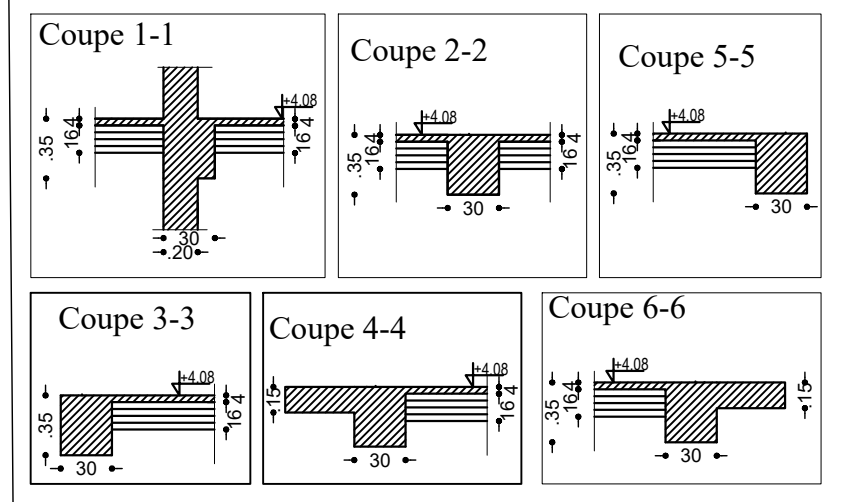
COFFRAGE PLANCHER ENTRE SOL / NIV +0.00m



Les coupes longitudinales :



Les coupes transversales:



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

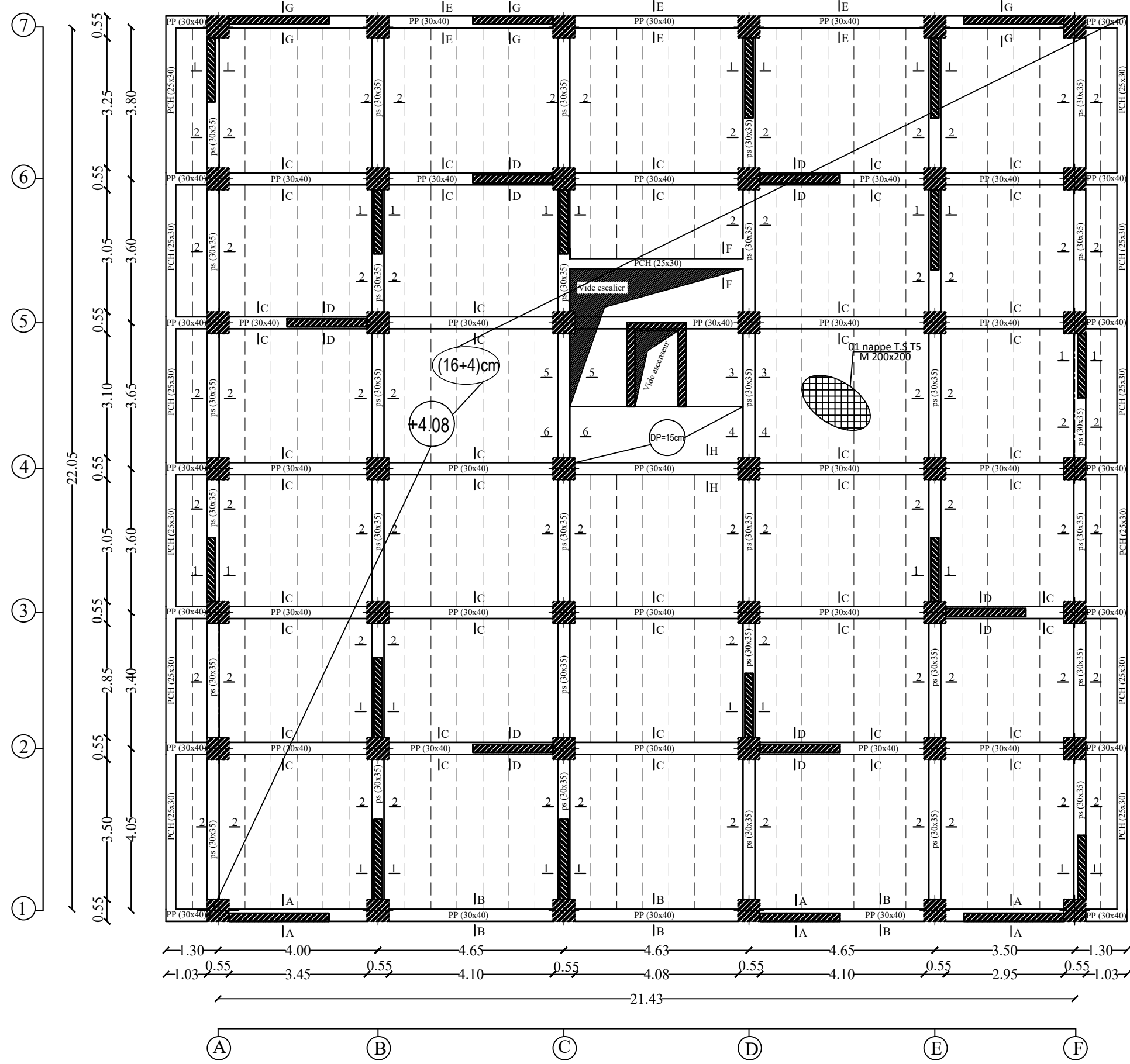
-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UN BATIMENT
R+10+Entre sol+S.SOL

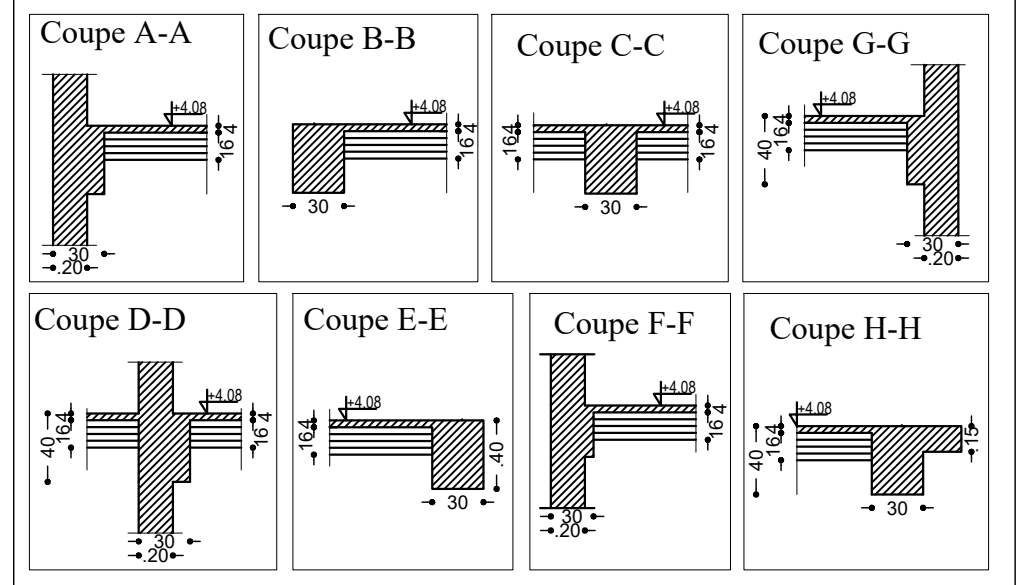
PLAN DE COFFRAGE
NIV :+0.00 (ENTRE-SOL)

Promotion:
2020-2021

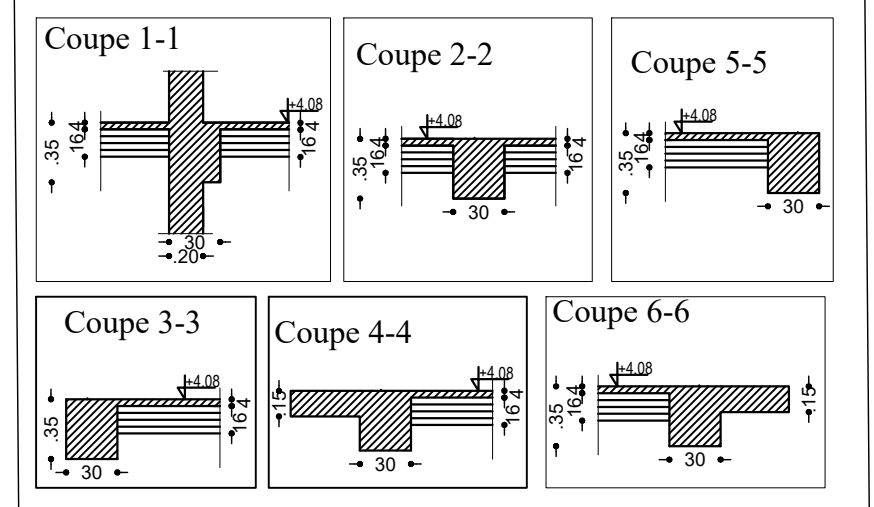
COFFRAGE PLANCHER RDC / NIV +4.08m



Les coupes longitudinales :

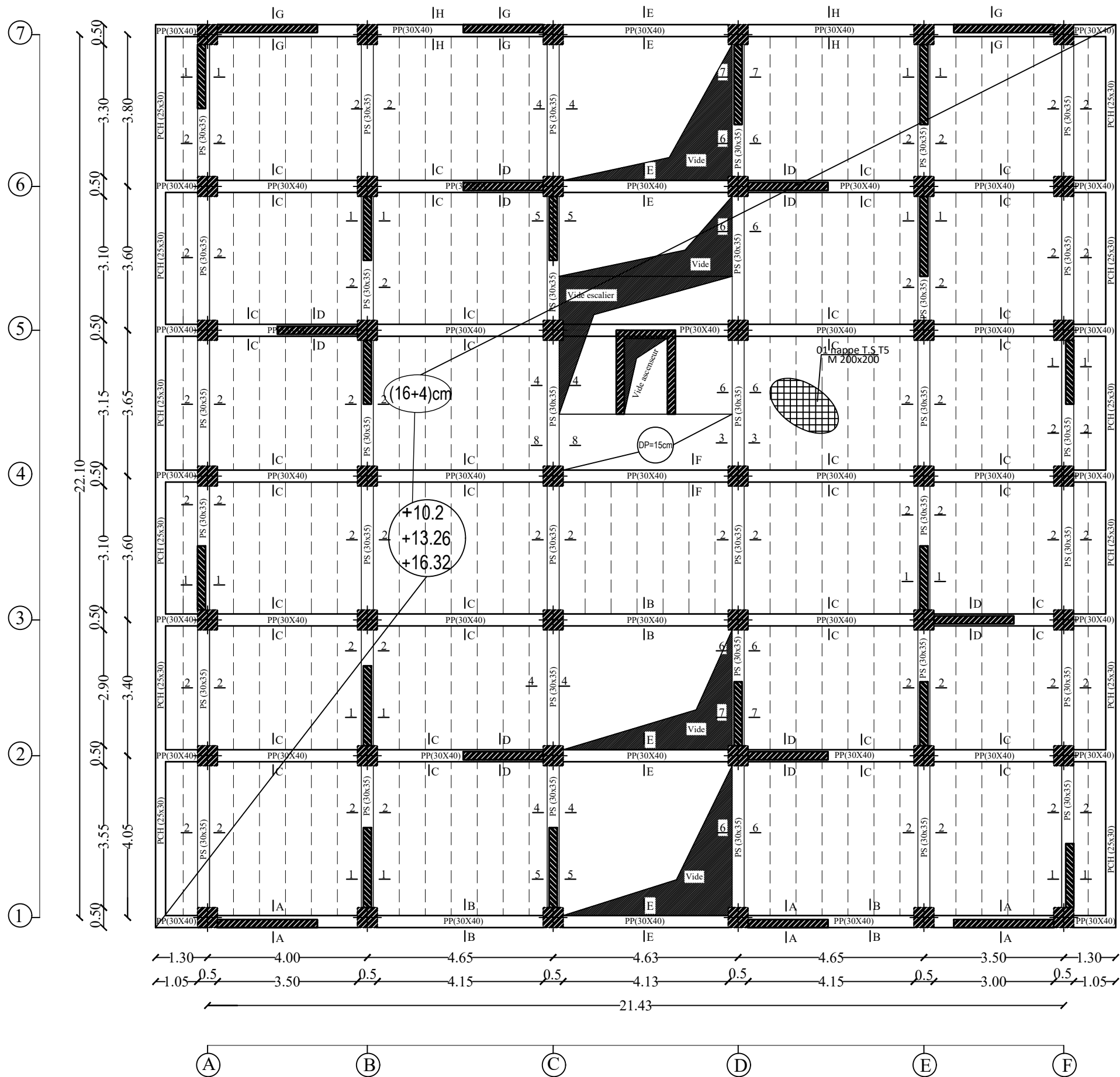


Les coupes transversales :

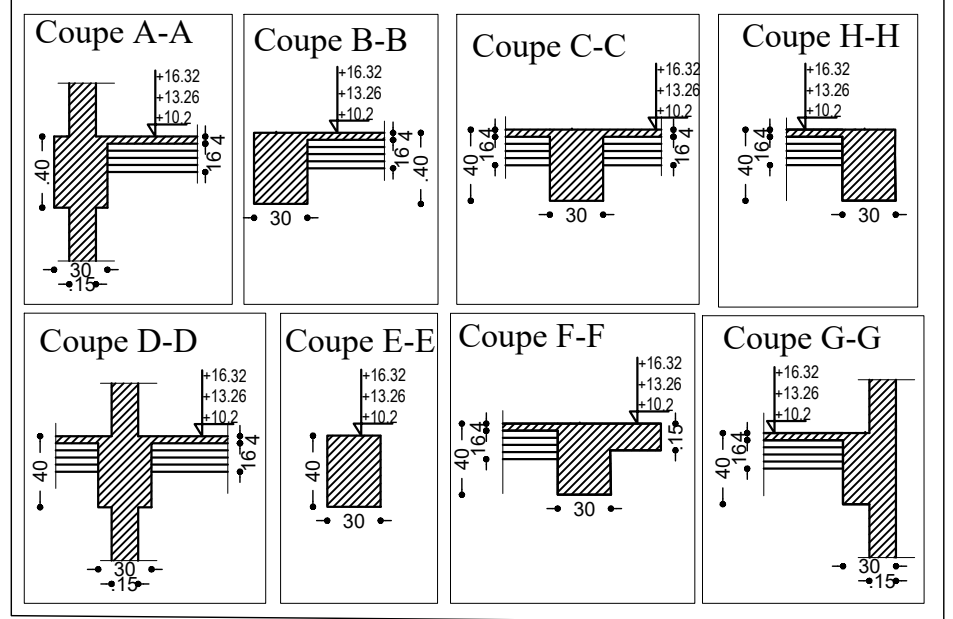


UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} IMRABTENE Lila -M ^{elle} KHELILI Noria	ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Entre sol+S.SOL	Promotion: 2020-2021
Dirigé par : -M ^{me} HADDAD.K.	PLAN DE COFFRAGE NIV :+4.08 (RDC)	

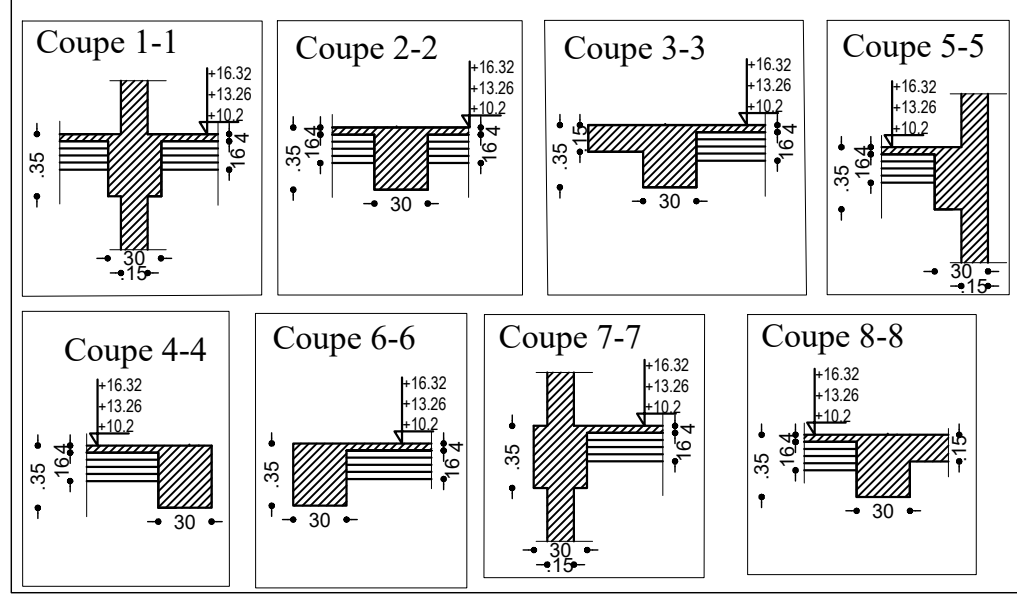
COFFRAGE PLANCHER ET2 ET3 ET4/ NIV +10.2m et +13.26m +16.32m



Les coupes longitudinales :

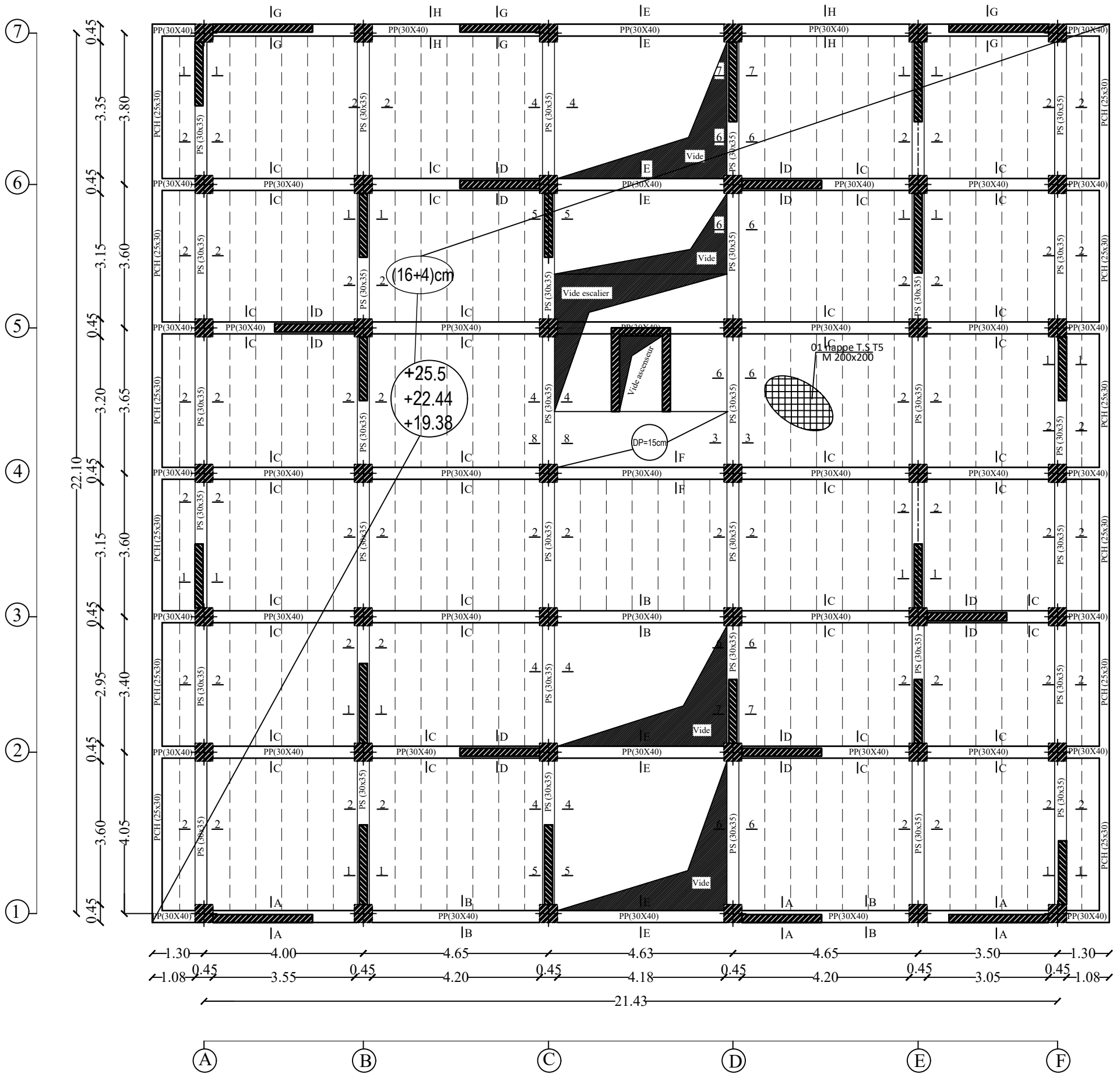


Les coupes transversales :

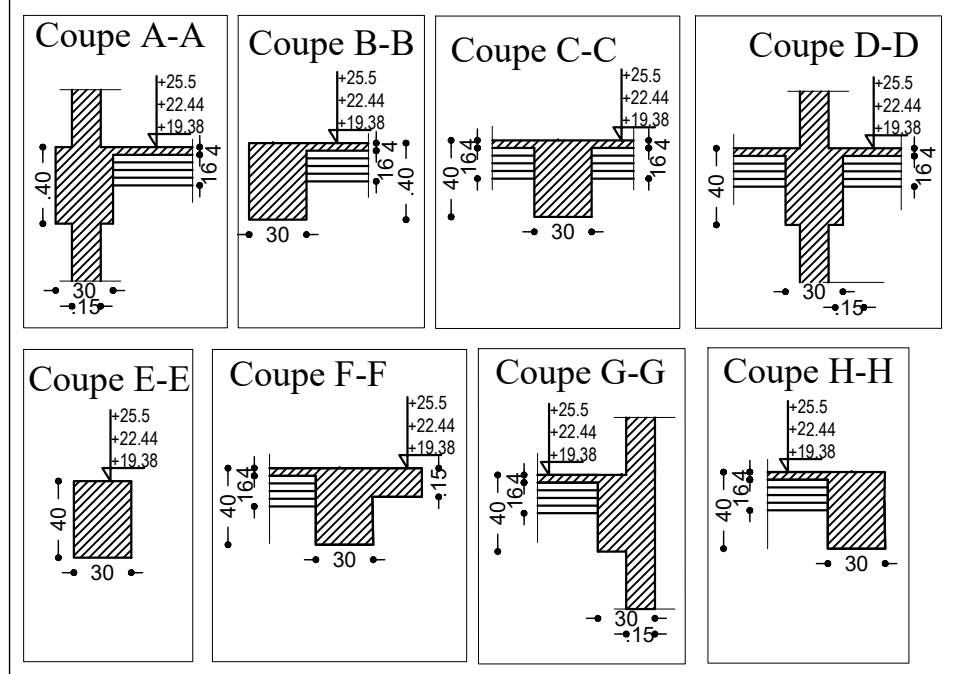


UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU <i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
Etudié par : -M ^{elle} IMRABTENE Lila -M ^{elle} KHELILI Noria	ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Entre sol+S.SOL	Promotion: 2020-2021
Dirigé par : -M ^{me} HADDAD.K.	PLAN DE COFFRAGE NIV +10.2 ; +13.26 ET +16.32 (2 ^{eme} , 3 ^{eme} ET 4 ^{eme} ETAGE)	

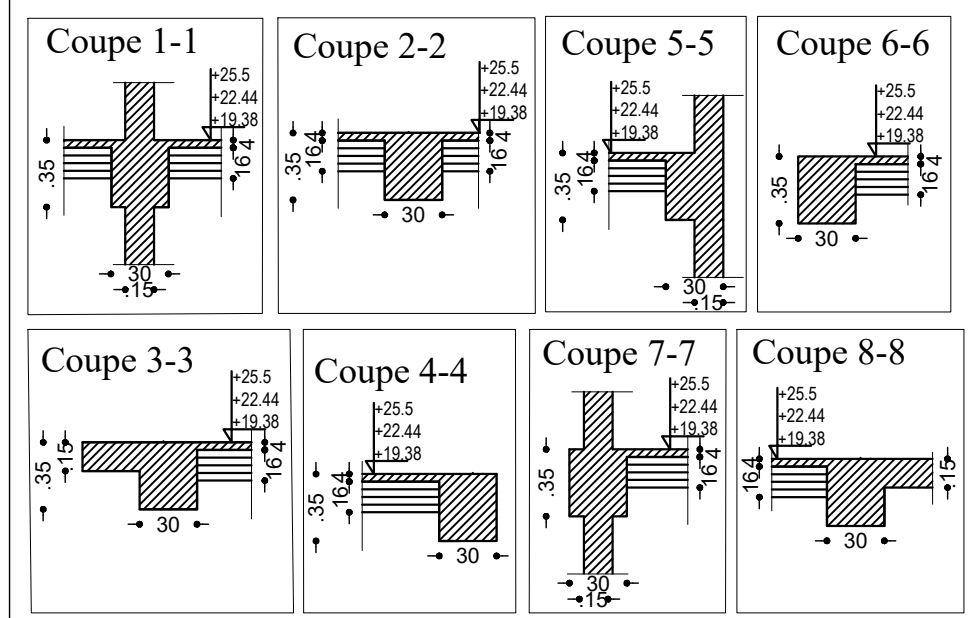
COFFRAGE PLANCHER ET5 ET6 ET7/ NIV +19.38m et +22.44m +25.5m



Les coupes longitudinales :

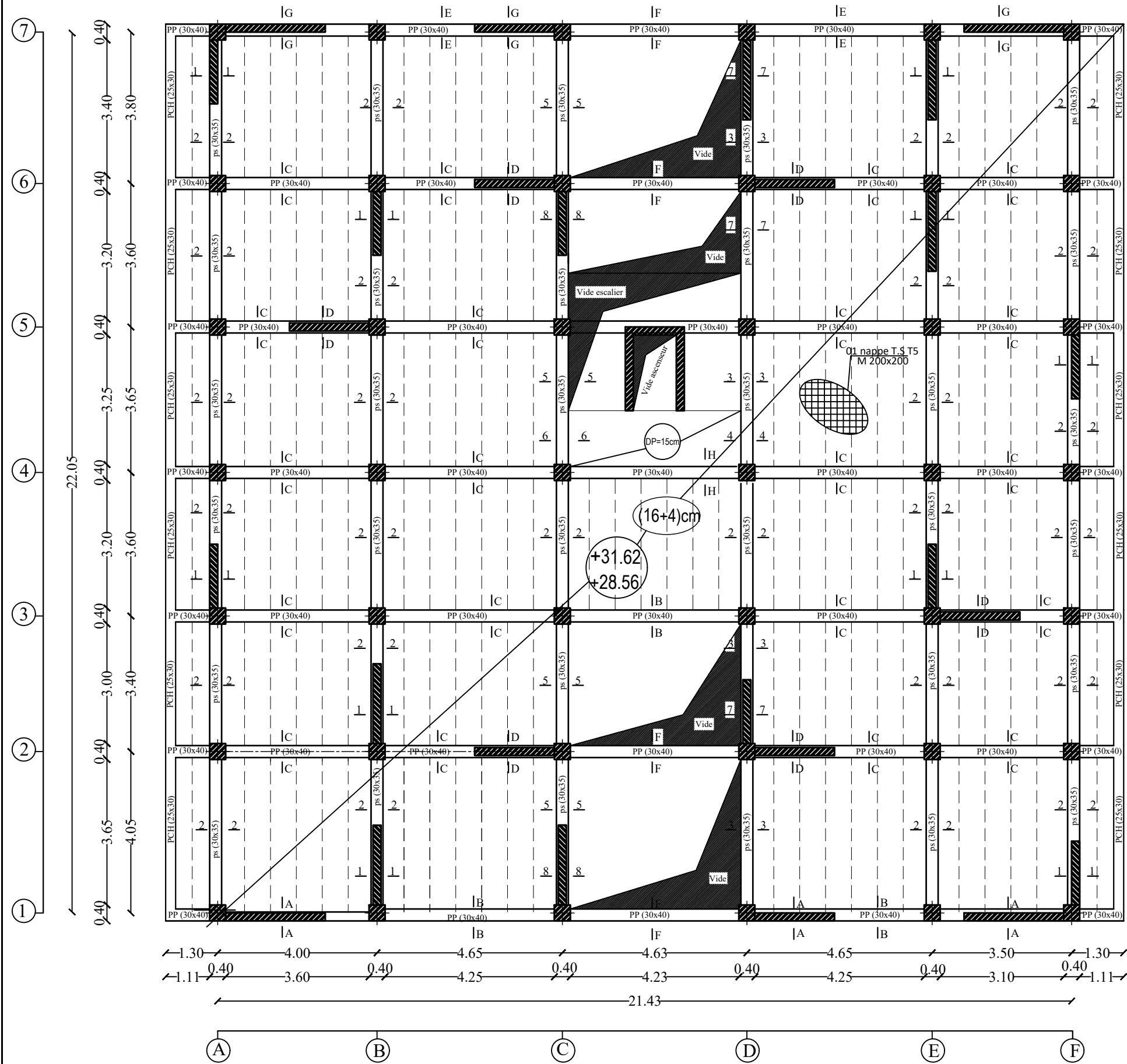


Les coupes transversales :

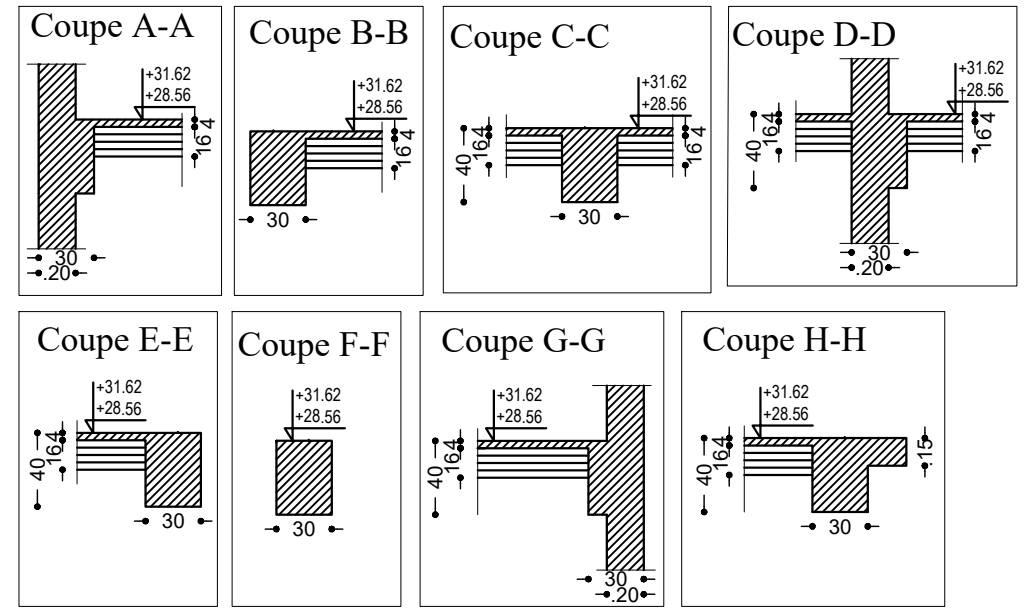


UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} IMRABTENE Lila -M ^{elle} KHELILI Noria	ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Entre sol+S.SOL	Promotion: 2020-2021
Dirigé par : -M ^{me} HADDAD.K.	PLAN DE COFFRAGE NIV +19.38 ;+22.44 ET +25.5 (5 ^{eme} , 6 ^{eme} ET 7 ^{eme} ETAGE)	

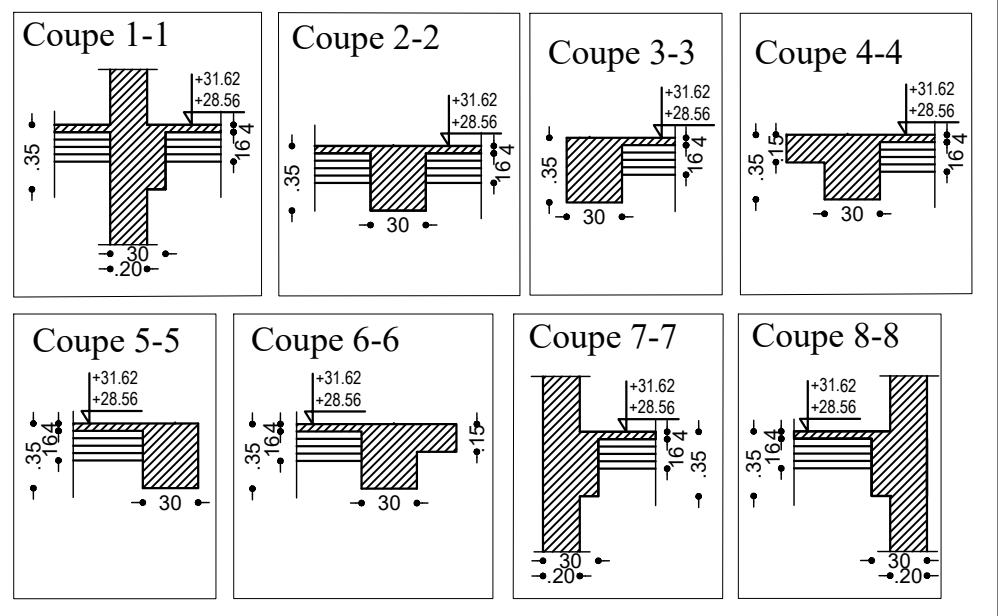
COFFRAGE PLANCHER ET8 ET9/ NIV +28.56m et +31.62m



Les coupes longitudinales :



Les coupes transversales :



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

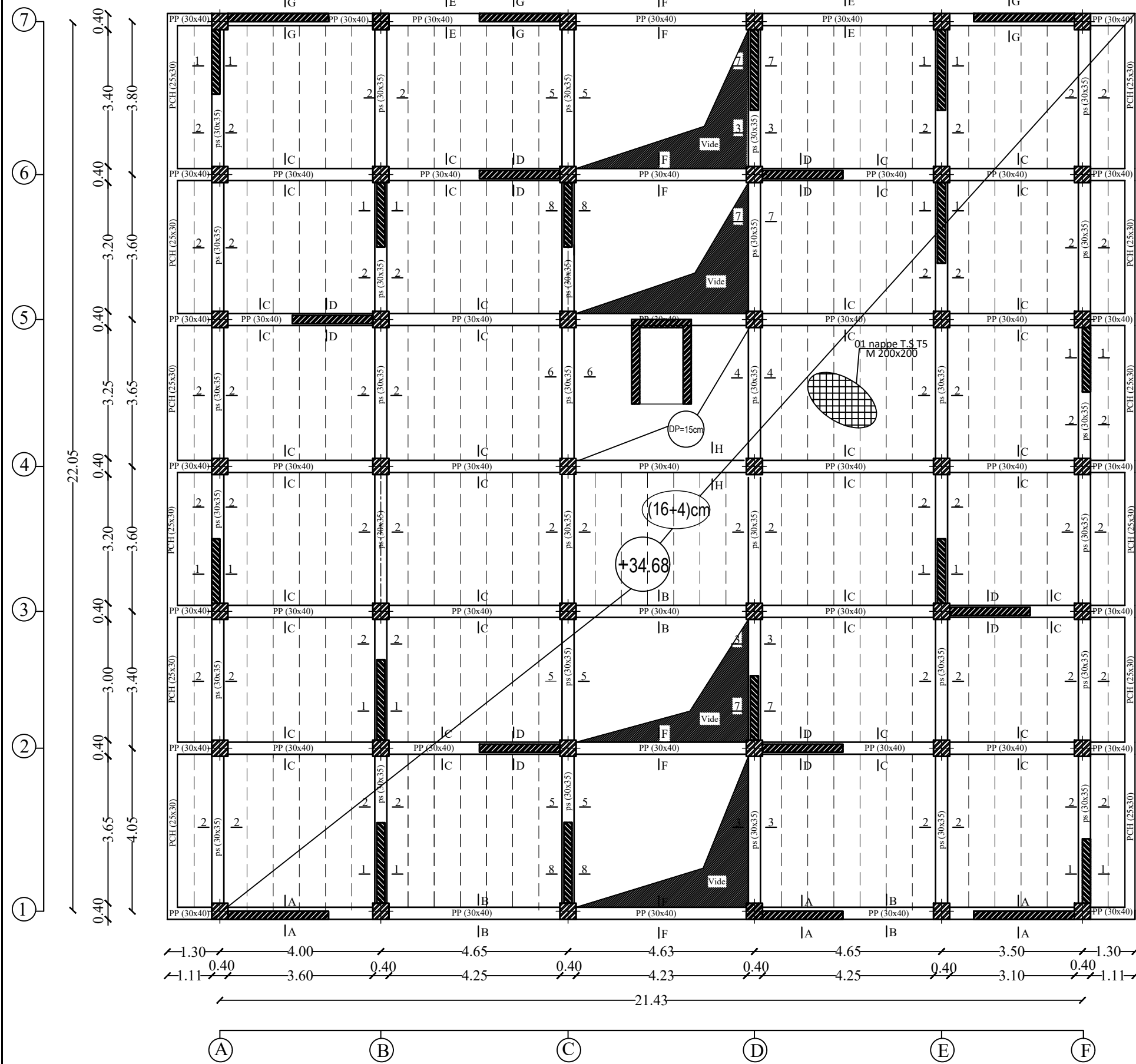
-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UN BATIMENT
R+10+Entre sol+S.SOL

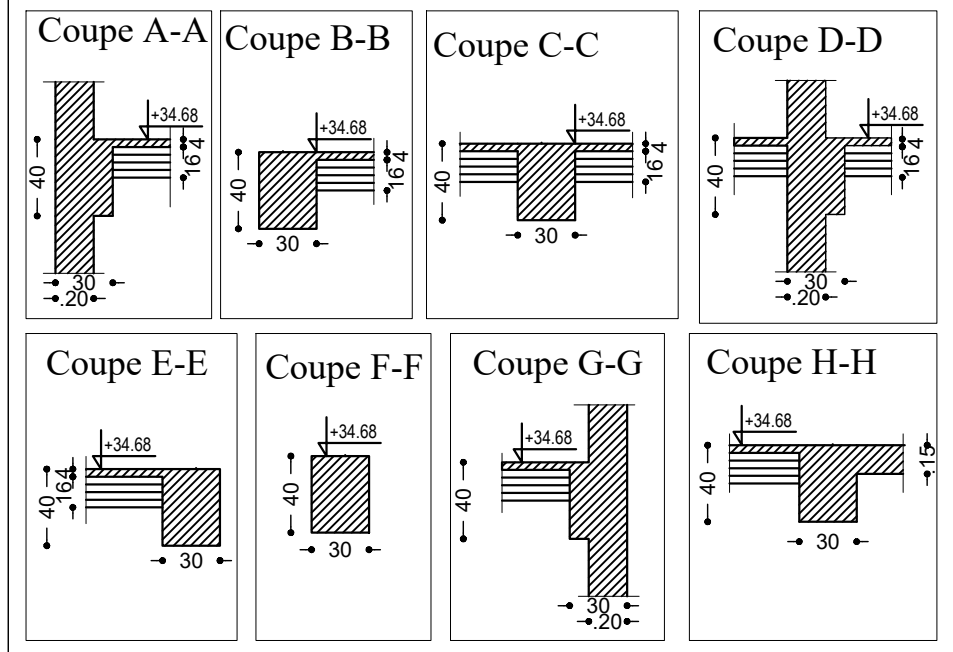
PLAN DE COFFRAGE
NIV +28.56 ;+31.62
(8^{eme} ET 9^{eme} ETAGE)

Promotion:
2020-2021

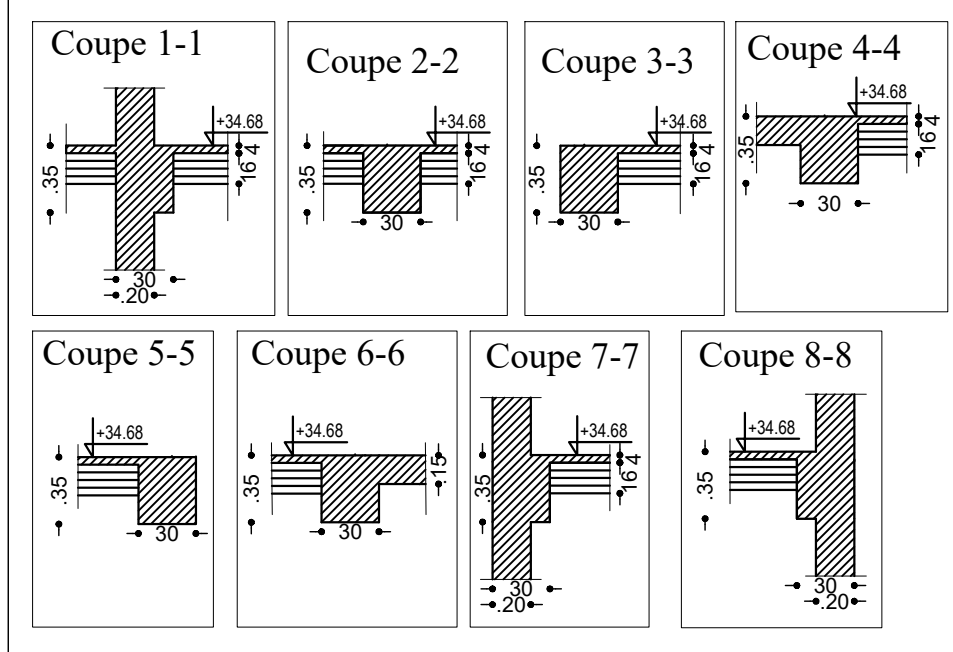
COFFRAGE PLANCHER TERRASSE NIV +34.68m



Les coupes longitudinales :



Les coupes transversales:



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : -M ^{elle} IMRABTENE Lila -M ^{elle} KHELLILI Noria	ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Entre sol+S.SOL	Promotion: 2020-2021
	Dirigé par : -M ^{me} HADDAD.K.	

Introduction générale

La construction a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus parts des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment. Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés de l'homme, il faut tenir compte de l'évolution des techniques de construction qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que le séisme et le vent.

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment R+10+1 entre sol +1 sous sol à usage commerciale et habitation contreventé par voiles porteurs, pour le calcul de l'ouvrage on va suivre les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifiées 2003), et les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites (BAEL 91 modifiée 99).

Le plan de travail est organisée sous la forme suivante

Le **chapitre 1** est consacré à la présentation de l'ouvrage en donnant ces caractéristiques géométriques et en définissant les différents éléments constitutifs de cet ouvrage. On présente également les caractéristiques mécaniques de béton et de l'acier utilisés au cours du travail.

On réserve le **chapitre 2** au pré dimensionnement des éléments, à savoir les planchers en corps creux, les voiles, les poutres et les poteaux.

Au cours du **chapitre 3** on procède au calcul des éléments comme les planchers, les escaliers et la poutre palière (brisée), l'acrotère, la poutre de chaînage et la salle de machine ainsi que la présentation de leur plans de ferraillements respectifs.

Dans les **chapitre 4 et 5**, On modélise la structure avec le logiciel de calcul ETABS et on vérifie toutes les exigences relatives aux règlements parasismiques Algérien comme la période fondamentale de la structure, le pourcentage des masses participantes, l'effort tranchant à la base, l'effet p-Delta...etc.

Les **chapitres 6 ; 7 et 8** sont consacrés respectivement au ferraillement des poteaux, des poutres, des voiles, et de l'infrastructure, et de mur plaque, à la fin de chaque chapitre, on présente le plan de ferraillement de l'élément étudié.

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

1.1. Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, en l'occurrence, la zone d'implantation, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la réglementation utilisée ainsi que les caractéristiques du sol.

1.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet en question consiste en l'étude et le calcul d'une structure (R+10+1entre sol+1sous sol) à usage d'habitation et commercial. Ce bâtiment est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à TIZI OUZOU , ville classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage est composé de :

- Deux sous sols :
 - le 1^{er} à usage commercial.
 - le 2^{ème} est un parking
- Un rez de chaussé à usage commercial.
- 10 étages à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Dimension en plan :

- Longueur totale : 24,02 m.
- Largeur totale : 22,55 m.

Dimension en élévation :

- Hauteur totale :42,68m.
- Hauteur de 1^{er} sous sol : 4 m.
- Hauteur de 2^{ème} sous sol : 4m.
- Hauteur de RDC : 4,08 m.
- Hauteur d'étage courant : 3,06m .

1.3. Eléments constitutifs de l'ouvrage

1.3.1. La superstructure

a) L'ossature

L'immeuble est a ossature mixte composée de :

- Un système de portique destiné a reprendre la totalité des charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé.

b) Plancher en corps creux

Le plancher à pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment, il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente pour facilité l'écoulement des eaux pluviales.

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

c) Dalle pleine en béton armé

Ce sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourds comparé aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

d) Maçonnerie

Les murs extérieurs de 20 cm d'épaisseur seront construits en double cloisons réalisées en briques creuses avec une lame d'air de 5cm.

Les murs intérieurs seront réalisés en brique creuses de 10 cm.

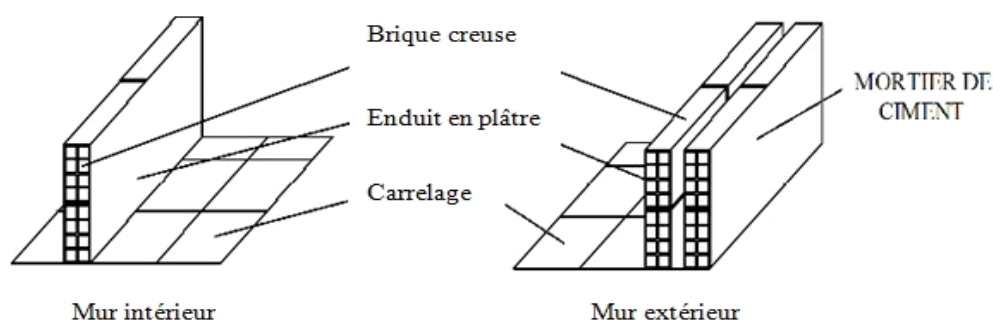


Figure 1-1 murs extérieurs et intérieurs

e) Les escaliers

Le bâtiment est muni d'une seule cage d'escalier.

Les escaliers sont constitués de paliers et de paillasse, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

f) Les revêtements

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

g) La cage d'ascenseur

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui permet le déplacement entre les niveaux avec facilité, il est composé essentiellement d'une cabine et de sa machinerie.

h) Les balcons

Les balcons sont réalisés en corps creux.

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

i) Porte à faux

Ils sont considérés comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, ils sont en corps creux.

Le garde corps pour le balcon est en brique creuse d'une hauteur de 1,20m.

1.3.2. L'infrastructure

✓ Les fondations

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharge au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.4. Caractéristiques des matériaux

Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes.

1.4.1. Béton

Le béton est un matériau composite, essentiellement composé d'un liant « ciment », d'agrégats « gros : gravier et fin : sable » et d'eau avec éventuellement des adjuvants.

a) Caractéristique mécanique du béton selon le BAEL 91/modifiée99

• Résistance caractéristique a la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par une valeur de sa résistance à la compression à l'Age de 28 jour, dite valeur caractéristique requise. Celle-ci noté f_{c28} , varie en fonction de la granulométrie, du dosage en ciment et la quantité d'eau de gâchage.

lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton d'âge inférieur à 28 jour, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré ; qui est donnée par le BAEL comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 [\text{MPa}] \dots \dots \dots (\text{Art.A.2.1-11_B.A.E.L.91_modifié.99})$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 [\text{MPa}] \dots \dots \dots (\text{Art.A.2.1-11_B.A.E.L.91_modifié.99})$$

ce projet, la résistance caractéristique a la compression adopté sera :

$$\Rightarrow f_{c28} = 25 [\text{MPa}]$$

• Résistance caractéristique a la traction du béton

La résistance du béton a la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} [\text{MPa}] \dots \dots \dots (\text{Art.A.2.1-12_B.A.E.L.91_modifié.99})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,10 [\text{MPa}]$$

$$\Rightarrow f_{t28} = 2,10 [\text{MPa}]$$

b) Contraintes limites du béton

• Etat limite ultime (ELU)

Correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, il est associé à l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement)

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture)
- Etat limite de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite ultime du béton à la compression qui correspond à cet état est donnée par la formule suivante f_{bc} :

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

θ : coefficient Qui est en fonction de la durée d'application des actions

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < 1 heure

γ_b : coefficient de sécurité.

en pratique ; on aura : $f_{c_j} = f_{c28}$

f_{bc} : contrainte limite ultime de compression.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles $\Rightarrow f_{bu} = 18.47$ MPA.

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables $\Rightarrow f_{bu} = 14.2$ MPA.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

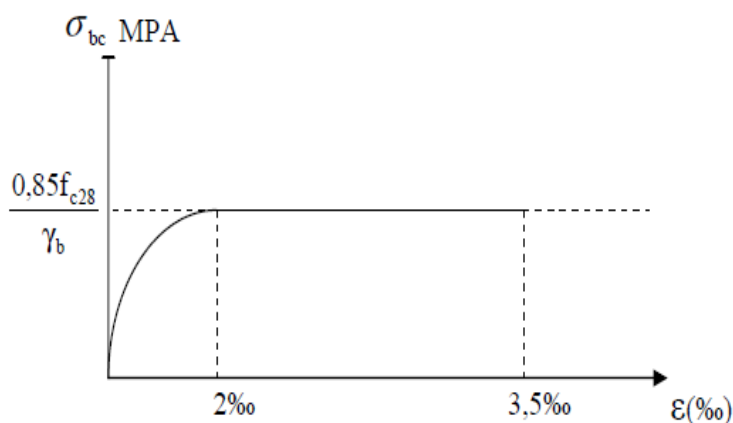


Figure 1-2 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU)

• Etat limite de service (ELS)

Correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites ; les déformations nécessaires pour atteindre cet état sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte limite de service à la compression du béton, notée σ_{bc} :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$ **Article A.4.5.2, /BAEL91**

$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 25$ MPA.

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

A l'ELS la déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante

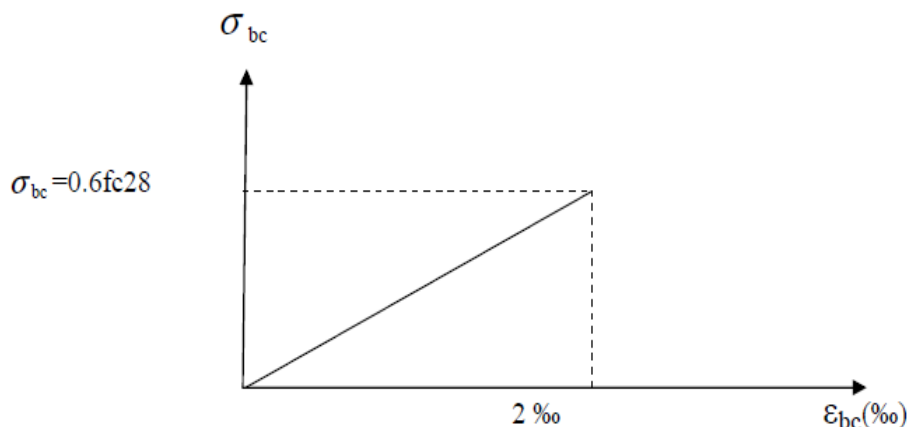


Figure 1-3 Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELS)

c) Déformation de béton

- **Déformation longitudinale du béton:** on définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module de déformation longitudinale instantanée :** lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots (\text{Art.A.2.1-21_B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \implies E_{ij} = 32164,195 \text{ [MPa]}$$

- **Module de Déformation longitudinale différée :** lorsque la contrainte appliquée est de longue durée, et a fin de tenir en compte l'effet du béton on prend un module égale :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \dots \dots \dots (\text{Art.A.2.1-22_B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \implies E_{vj} = 10818,86 \text{ [MPa]}$$

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversal noté "G" est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]} \quad \text{avec : } E = \text{module de YOUNG .}$$

ν = coefficient de POISSON.

- **Coefficient de POISSON ν**

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale ϵ_t et la déformation relative longitudinale ϵ_l :

$$\nu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l} = \frac{\Delta t/t}{\Delta l/l} \dots \dots \dots (\text{Art.A.2.1-3_B.A.E.L.91})$$

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

- **Contrainte tangentielle conventionnelle**

Elle est donnée par la formule suivante

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots\dots\dots(\text{Art A.5.1-1_BAEL91modifié_99})$$

si la fissuration non préjudiciable: $\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MAP} \right)$.

si la fissuration préjudiciable: $\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MAP} \right)$.

1.4.2. Aciers

a) Définition

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs et aciers durs.

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

Tableau 0-1Caractéristique des aciers utilisés

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e en MPA	Coefficient de fissuration	Coefficient.de scellement (Ψ)
Acier en barres	Haute Adhérence $F_e E400$	H.A.	400	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé $TLE.520(\phi)$	T.S.	520	1,3	1

b) Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égale à:

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ [MPa]} \dots\dots\dots[\text{Art A.2.2, 1_BAEL91 modifiées99}].$$

Les contraintes limite :

✓ **Etat limite ultime ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]} \text{ aciers naturels} \dots\dots\dots[\text{Art A.4. 3, 2_BAEL91 modifiées99}].$$

$$\sigma_s = \frac{1,1 \cdot f_e}{\gamma_s} \text{ [MPa]} \text{ aciers écousis.}$$

- γ_s : Coefficient de sécurité :
- $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- $\gamma_s = 1,15$ situation durable.

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage

✓ Etat limite de service ELS

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

• Fissuration peu préjudiciable : [Art A.4. 5,32_BAEL91 modifié99]

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_s \leq f_e \quad [\text{MPa}]$$

• Fissuration préjudiciable [Art A.4. 5,33_BAEL91 modifié99]

Cas des éléments exposés aux intempéries, il faut avoir une contrainte de l'acier:

$$\sigma_s \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e \mid 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad [\text{MPa}]$$

• Fissuration très préjudiciable [Art A.4. 5, 34_BAEL91 modifié99]

Lorsque des éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine ou au gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité, il faut vérifier que:

$$\sigma_s \leq \min \left\{ 0,5 \cdot f_e \mid 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad [\text{MPa}]$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence avec ($\emptyset \geq 6\text{mm}$).

$\eta = 1,3$; pour les armatures à haute adhérence avec ($\emptyset < 6\text{mm}$).

f_e : limite élastique des aciers utilisés.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours en [MPa]

Le Diagramme de contrainte – déformation de l'acier

[Art A.2.2, 1/ BAEL91modifiées99]

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

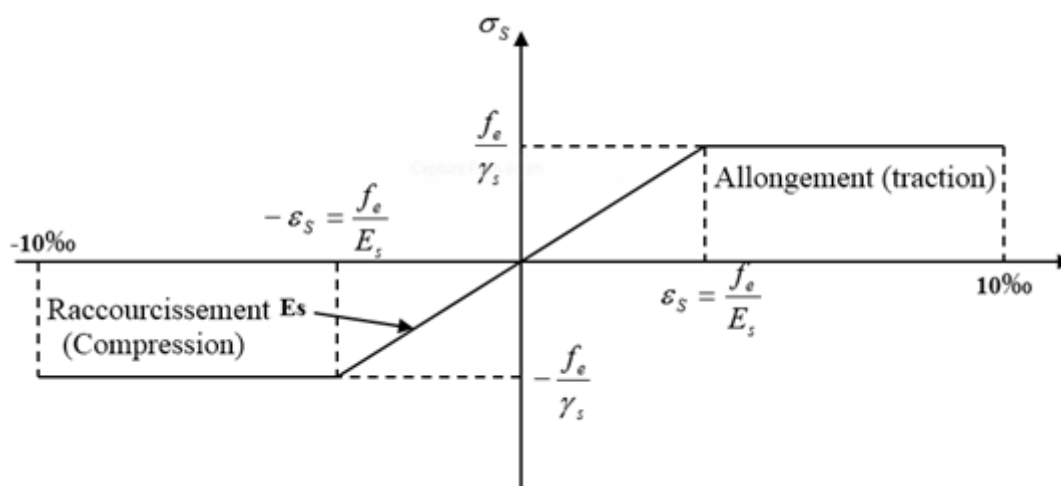


Figure 1-4 Diagramme contrainte-déformation de calcul

c) Protection des armatures [BAEL 91/ Art 7.1]

L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- **5cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou au brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.
- **3cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux...).
- **1cm** pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui seraient non exposées aux condensations.

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

2.1. Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage il est effectué selon les règlements en vigueur notamment, les règles techniques algériennes **le CBA93 le BAEL91 et le RPA 99** et dont le but est d'arriver à déterminer des épaisseurs économiques afin d'éviter un surcoût d'acier et du béton.

2.2. Pré dimensionnement des différents éléments

2.2.1. pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments de construction horizontaux ou inclinés qui délimitent sur la verticale l'espace d'un bâtiment; les planchers classiques sont constitués d'une dalle d'épaisseur constante liée à des poutres secondaires et à des poutres principales, elles-mêmes liées aux éléments supports (poteaux, refends).

Les fonctions essentielles des plancher sont :

- Répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

✓ Planchers à corps creux

Composé d'une dalle très mince, des nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage ; Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

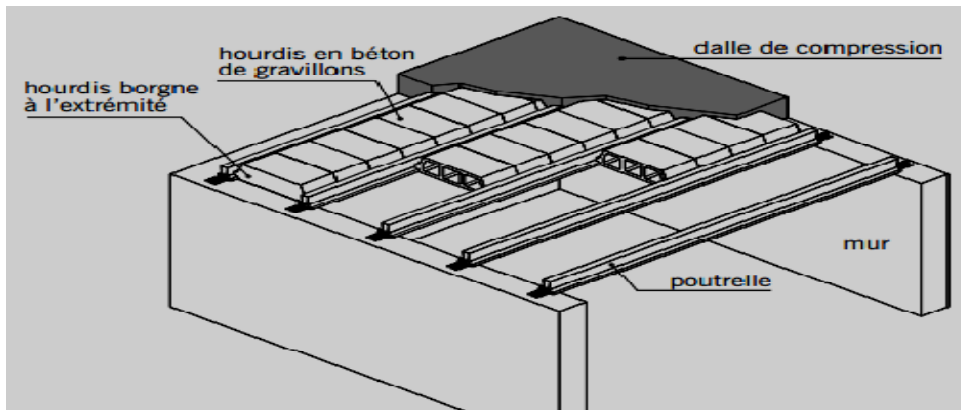


Figure 2-1 Plancher en corps creux.

Ils sont dimensionnés à partir de la condition de la flèche .

$$H_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad \text{Art .B6.8,424 (BAEL 91)}$$

H_t : l'épaisseur du plancher

L_{\max} : la portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles entre nus d'appuis .

Dans notre cas : $l_{\max} = 405 - 25 = 380$ cm

$$H_t = \frac{380}{22,5} = 16,88 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher $h_t = 20$ cm , corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

2.3. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- H_t : hauteur comprise entre $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

- b : largeur comprise entre $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$
- l_{\max} : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

2.3.1. poutres principales

$$l_{\max} = 465 - 25 = 440$$

$$\text{la hauteur de la poutre : } \frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10} \implies 29,33 \leq h_t \leq 44 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur de la poutre : } 0,4 (40) \leq b \leq 0,7 (40) \implies 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

✓ Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \quad 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h_t / b \leq 4 \quad 40 / 30 = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b \quad b_{\max} \leq 1,5 \times 40 + 30 = 90 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2.3.2. poutres secondaires

$$l_{\max} = 405 - 25 = 380$$

$$\text{la hauteur de la poutre : } \frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \implies 25,33 \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{La largeur de la poutre : } 0,4 (35) \leq b \leq 0,7 (35) \implies 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

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

✓ Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.5.1 du RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$h_t / b \leq 4 \quad 35 / 30 = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b \quad b_{\max} \leq 1,5 \times 35 + 30 = 82,5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

2.4. Pré dimensionnement des voiles

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, et d'autre part de reprendre les charges verticales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1./RPA99 ver 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition suivante :

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

- $L \geq 4a$; avec a : épaisseur de voile.
- l'épaisseur minimale est de 15 cm.

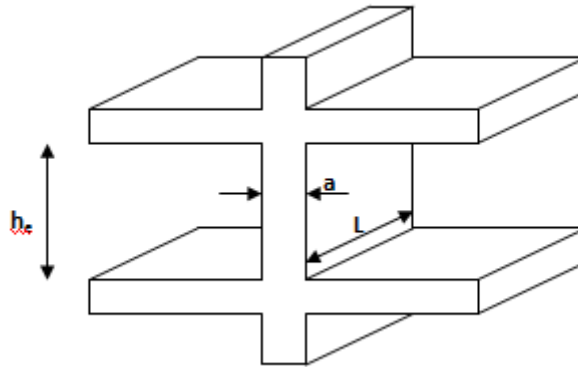


Figure 2-2 Coupe de voile en élévation.

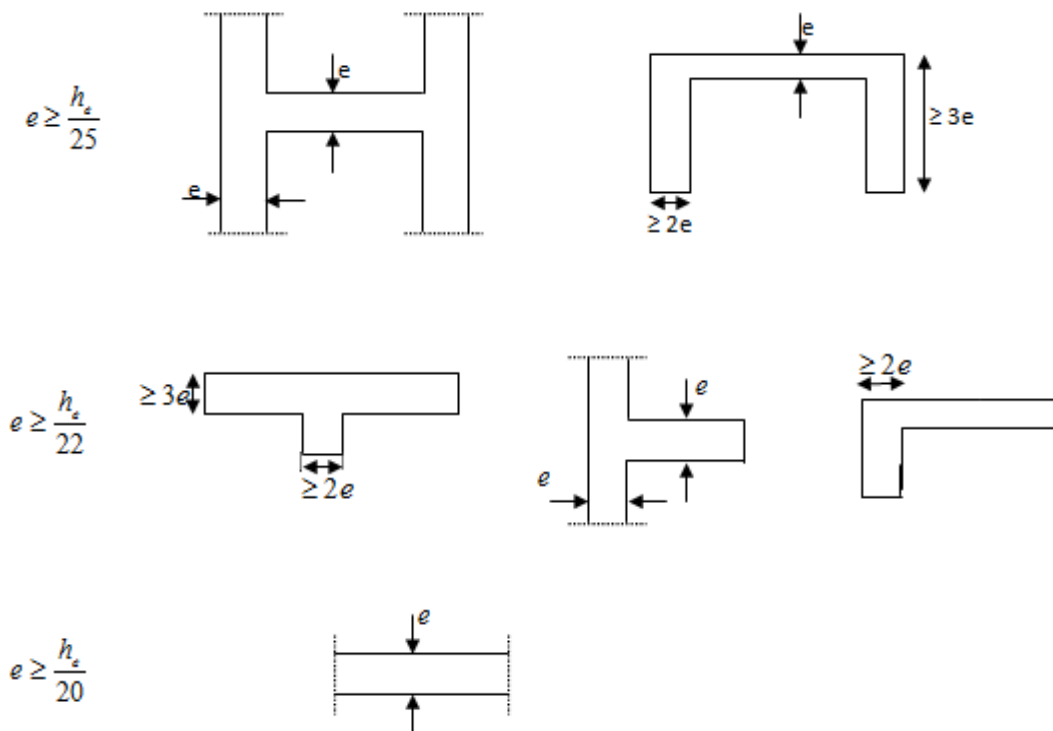


Figure 2-3 Coupe de voile en plan.

$$a \geq \max \left(\frac{he}{25}; \frac{he}{22}; \frac{he}{20} \right) ;$$

S/SOL: $h_e = 400 - 40 = 360$ cm

$$a \geq \max (14,4 ; 16,36 ; 18)$$

$$a \geq 18 .$$

RDC: $h_e = 408 - 40 = 368$ cm

$$a \geq \max (14,72 ; 16,72 ; 18,4)$$

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

$$a \geq 18,4 .$$

on opte pour un épaisseur de e=20cm pour RDC et SSOL.

Etage courant: $h_e=306-40= 266\text{cm}$

$$a \geq \max (10,64 ; 12,09 ; 13,3)$$

$$a \geq 13,3 .$$

on opte pour un épaisseur de e=15cm pour Etage Courant.

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale a 4 fois son épaisseur

Ssol-RDC : $L_{\min} = 4 e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}.$

Etage courant: $L_{\min} = 4 e = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}.$

2.5. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait a l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$; Avec :

σ_{bc} : contrainte limite de service du béton en compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

N_s :effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le RPA nous impose pour la **zone(II. a)** les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

2.5.1. Descente de charges

La descente de charge est obtenue on déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surface d'influence.

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

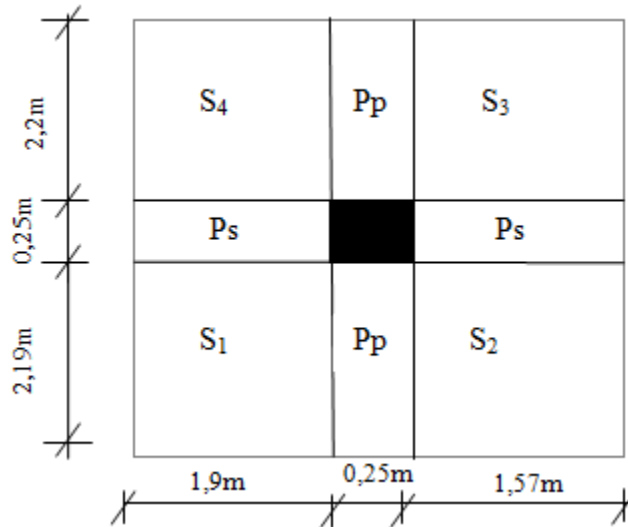


Figure 2-4 surface d'influence du poteau C2.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 4,18 + 3,46 + 4,16 + 3,44 = 15,24 \text{m}^2$$

$$S = 15,24 \text{m}^2$$

2.5.2. Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2)

a) Charges permanentes G

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci après:

✓ **Plancher terrasse (inaccessible):**

Tableau 2-1 Charges permanentes (G) Plancher terrasse.

N°	Composition	Epaisseur	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
①	Protection en graviton	0.05	20	1.00
②	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
③	Forme de pente en béton 2%	0.06	22	1.32
④	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
⑤	Plancher en corps creux	(16+4)	14	2.80
⑥	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
⑦	Feuille de polyane	1feuille	0.01	0.01
				G=5.61

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

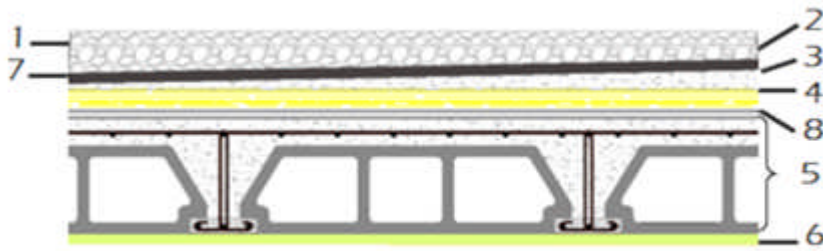


Figure 2-5 Eléments constituant du plancher terrasse

✓ Plancher RDC & étage courant

Tableau 2-2 Charges permanentes (G) de l'étage courant.

N°	Composition	Epaisseur	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
①	Cloison en briques creuses	10	9	0.90
②	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
③	Mortier de pose	0.03	20	0.60
④	Couche de sable	0.02	18	0.36
⑤	Plancher en corps creux	(16+4)	14	2.80
⑥	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G=5.26

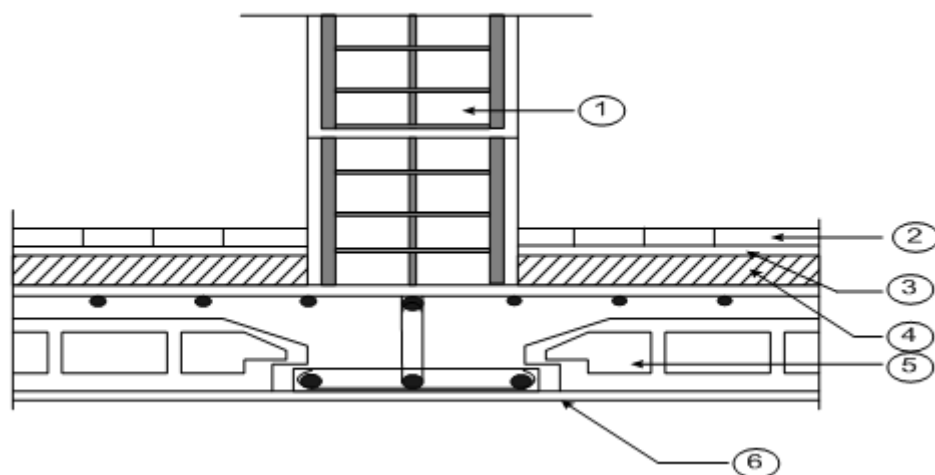


Figure 2-6 Eléments constituant du plancher étage courant.

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

✓ Plancher dalle pleine

Tableau 2-3 Charges permanentes (G) de la dalle pleine.

N°	Composition	Epaisseur	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
①	Carrelage	0.02	20	0.40
②	Chape de mortier	0.02	20	0.40
③	Lit de sable	0.02	18	0.36
④	Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
⑤	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
				G= 5.11

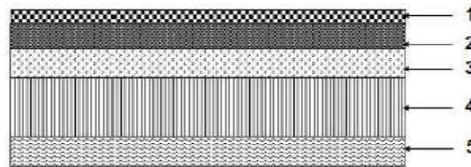


Figure 2-7 Eléments constitutants de la dalle pleine.

✓ la maçonnerie:

- Murs extérieur

En double cloisons de 20cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm (avec briques creuse).

Tableau 2-4 charges permanentes due aux murs extérieurs.

N°	Composition	Epaisseur	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)
①	Enduit mortier	0.03	18	0.54
②	Briques creuses	0.10	9	0.90
③	Lame d'air	0.05	0	0
④	Briques creuses	0.10	9	0.90
⑤	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				G=2.54

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

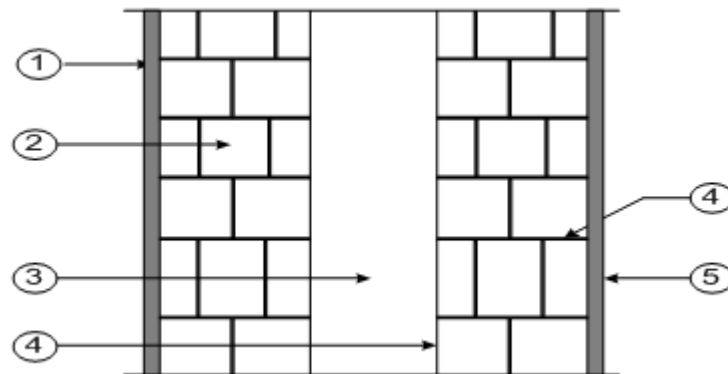


Figure 2-8 Coupe verticale d'un mur extérieur.

- Murs intérieurs (de séparation)

Tableau 2-5 Détermination des charges permanentes revenant aux murs intérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(KN/m^3)$	$G(KN / m^2)$
1	Maçonnerie en briques creuses	0,1	9	0,90
2	Enduit en plâtre	0,02	10	$2 \times 0,20 = 0,4$
				G=1,30

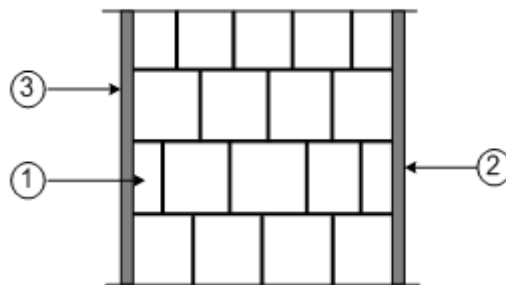


Figure 2-9 Mur en simple cloison (de séparation)

- b) Charges d'exploitation (DTR B.C.2.2-Art 7.2.1)

Tableau 2-6 Surcharges d'exploitation (Q)

Eléments	Surcharges Q(KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant (habitation)	1.50
Plancher RDC et Entre sol (commercial)	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.50
Plancher Sous sol (Parking)	4

2.5.3. Détermination du poids propre des éléments ($\rho = 25$ MPa)

- 1) poids des planchers : $P = G \times S$
 - ✓ plancher terrasse inaccessible : $P_t = 15,24 \times 5,61 = 85,49 \text{ kn}$
 - ✓ plancher d'étage courant : $P_{ec} = 15,24 \times 5,26 = 80,16 \text{ kn}$
- 2) poids des poutres :
 - ✓ poutres principales : $P_{pp} = (0,4 \times 0,35) \times (2,2 + 2,19) \times 25 = 15,36 \text{ kn}$
 - ✓ poutres secondaires : $p_{ps} = (0,35 \times 0,3) \times (1,9 + 1,575) \times 25 = 9,12 \text{ kn}$
 - ✓ poids des poutres : $P_p = 24,48 \text{ kn}$
- 3) poids des poteaux :
 - ✓ poteau Entre sol & Sous sol : $P_{ES-SS} = 0,25 \times 0,25 \times 4 \times 25 = 6,25 \text{ kn}$
 - ✓ poteau RDC : $P_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = 6,37 \text{ kn}$
 - ✓ poteau étage courant : $P_{ec} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ kn}$

2.5.4. Calcul des charges d'exploitation selon la Loi de dégression

Le DTR.B.C.2.2 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur le nombre de niveau $n \geq 5$

Soit : Q_0 : surcharge d'exploitation sur la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage en haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression de charges.

On adopte pour le calcul

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{Etage 2} \quad Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_1) \\
 \text{Etage 3} \quad Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_1 + Q_3) \\
 \text{Etage 4} \quad Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_1 + Q_3) \\
 \dots \\
 \dots \\
 \text{Etage } n \quad Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_1 + Q_3 + \dots + Q_n)
 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \end{array} \text{POUR } N \leq 4$$

$$\left. \begin{array}{l}
 \dots \\
 \dots \\
 \text{Etage } n \quad Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_1 + Q_3 + \dots + Q_n)
 \end{array} \right\} \text{POUR } N \geq 5$$

• Coefficients de dégression de surcharge

Niv	13	12	11	10	09	08	07	06	05	04	03	02	01
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65	0.636	0.625

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

• Calcul des surcharges d'exploitation

$$q=Q \times S$$

-plancher terrasse inaccessible	$q=1 \times 15,24=15,24\text{KN}$.
-Plancher étage courant	$q=1,5 \times 15,24=22,86\text{KN}$.
-Plancher RDC / Entre sol	$q=3,5 \times 15,24=53,34\text{KN}$
-plancher s_{sol}	$q=4 \times 15,24=60,96\text{KN}$.

• Les surcharges cumulées

13 ^{ème} niv: $Q_0=15,24 \text{ kn}$
12 ^{ème} niv: $Q_0+ Q_1=38,1 \text{ kn}$
11 ^{ème} niv: $Q_0+ 0,95(Q_1+Q_2)=58,67\text{KN}$
10 ^{ème} niv : $Q_0+ 0,90(Q_1+Q_2+Q_3)=76,96 \text{ KN}$
9 ^{ème} niv: $Q_0+ 0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=92,96\text{KN}$
8 ^{ème} niv : $Q_0+ 0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=106,68\text{KN}$
7 ^{ème} niv: $Q_0+ 0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=118,11\text{KN}$
6 ^{ème} niv: $Q_0 + 0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=129,49\text{KN}$
5 ^{ème} niv: $Q_0 + 0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=140,87\text{KN}$
4 ^{ème} niv: $Q_0+ 0,667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+ Q_9)=152,46\text{KN}$
3 ^{ème} niv: $Q_0+ 0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+ Q_9+Q_{10})=178,68\text{KN}$
2 ^{ème} niv: $Q_0+ 0,636(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11})=209,09\text{KN}$
1 ^{er} niv: $Q_0+ 0,625(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+ Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})=243,84\text{KN}$

Tableau récapitulatif de la descente de charge sur le poteau

Tableau 2-7 récapitulatif de la descente de charge.

Niv	G_{Planch} (KN)	G_{poutre} (KN)	G_{poteau} (KN)	G_{tot} (KN)	G_{cum} (KN)	Q (KN)	Q_{cum} (KN)	$N_s=$ G_c+Q_c (KN)	$S_{\text{min}}=N_s$ $/(0,6 \times f_{c28})$ (cm^2)	S adoptée (cm^2)
10	85,49	24,48	0	109,97	109,97	15,24	15,24	125,21	83,47	40x40
9	80,16	24,48	4,78	109,42	219,39	22,86	38,1	257,49	171,66	40x40
8	80,16	24,48	4,78	109,42	328,81	22,86	58,67	387,48	258,32	40x40
7	80,16	24,48	4,78	109,42	438,23	22,86	76,96	515,19	343,46	45x45
6	80,16	24,48	4,78	109,42	547,65	22,86	92,96	640,61	427,07	45x45
5	80,16	24,48	4,78	109,42	657,07	22,86	106,68	763,75	509,16	45x45
4	80,16	24,48	4,78	109,42	766,49	22,86	118,11	884,6	589,73	50x50
3	80,16	24,48	4,78	109,42	875,91	22,86	129,49	1005,4	670,26	50x50
2	80,16	24,48	4,78	109,42	985,33	22,86	140,87	1126,2	750,8	50x50
1	80,16	24,48	4,78	109,42	1094,75	22,86	152,46	1247,21	831,47	55x55
R_{dc}	80,16	24,48	6,37	111,01	1205,76	76,2	178,68	1384,44	922,96	55x55
E_{sol}	80,16	24,48	6,25	110,89	1316,65	76,2	209,09	1525,74	1017,16	55x55
S_{sol}	80,16	24,48	6,25	110,89	1427,54	60,96	243,84	1671,38	1114,25	60x60

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)**

- $\text{Min}(b ;h) \geq 25\text{cm}$ en zone I et IIa

- $\text{Min}(b ;h) \geq h_e /20$

- $1/4 = 0,25 \leq b/h \leq 4$

Pour Ssol : (60x60)

$\text{Min}(60 \times 60) = 60 \geq 25 \text{ cm}$ CV

$\text{Min}(60 \times 60) = 400/20 = 20\text{m}$ CV

$1/4 = 0,25 \leq 60/60 = 1 \leq 4$ CV

Pour Entre sol : (55x55)

$\text{Min}(55 \times 55) = 55 \geq 25 \text{ cm}$ CV

$\text{Min}(55 \times 55) = 400/20 = 20\text{m}$ CV

$1/4 = 0,25 \leq 55/55 = 1 \leq 4$ CV

Pour RDC : (55x55)

$\text{Min}(55 \times 55) = 55 \geq 25 \text{ cm}$ CV

$\text{Min}(55 \times 55) = 408/20 = 20,4\text{cm}$ CV

$1/4 \leq 55/55 = 1 \leq 4$ CV

Pour les étages courants suivants

Pour :1 étage (55x55)

$\text{Min}(55 \times 55) = 55 \geq 25 \text{ cm}$ CV

$\text{Min}(55 \times 55) = 306/20 = 15,3\text{cm}$ CV

$1/4 \leq 55/55 = 1 \leq 4$ CV

Pour :2,3et4 étage (50x50)

$\text{Min}(50 \times 50) = 50 \geq 25 \text{ cm}$ CV

$\text{Min}(50 \times 50) = 306/20 = 15,3\text{cm}$ CV

$1/4 \leq 50/50 = 1 \leq 4$

Pour: 5,6et7(45x45) :

$\text{Min}(45 \times 45) = 45 \geq 25 \text{ cm}$ CV

$\text{Min}(45 \times 45) = 306/20 = 15,3\text{cm}$ CV

$1/4 \leq 45/45 = 1 \leq 4$ CV

Pour :8,9et10(40x40) :

$\text{Min}(40 \times 40) = 40 \geq 25 \text{ cm}$ CV

$\text{Min}(40 \times 40) = 306/20 = 15,3\text{m}$ CV

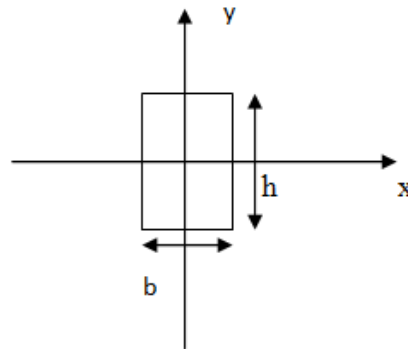
$1/4 \leq (40/40) = 1 \leq 4$ CV

- **Vérification des poteaux au flambement**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments structuraux



$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

$$\min = \sqrt{\frac{i_{\min}}{B}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{hb^3}{12bh}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$L_f = 0.7l_0$$

L_f = Longueur de flambement d'un poteau, l_0 : longueur libre de poteau.

i : Rayon de giration.

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{hb}{12b^3}}} = \frac{0.7l_0\sqrt{12}}{B} \leq 50 .$$

$$\text{Donc } \lambda = \frac{2.42l_0}{b} \quad \text{et} \quad l_0 = h_e - h_{pp}$$

✓ Poteau (60x60) S-sol	$I_0 = 3,60\text{m}$	$\lambda = 14,52 < 50$	cv
✓ Poteau (55x55) E-sol	$I_0 = 3,60\text{m}$	$\lambda = 15,84 < 50$	cv
✓ Poteau (55x55) RDC	$I_0 = 3,68\text{m}$	$\lambda = 16,19 < 50$	cv
✓ Poteau (55x55) (1 ^{ere} étage)	$I_0 = 2,66\text{m}$	$\lambda = 11,70 < 50$	cv
✓ Poteau (50x50) (1 ^{ere} 2 ^{eme} 3 ^{eme} étage)	$I_0 = 2,66\text{m}$	$\lambda = 12,87 < 50$	cv
✓ Poteau (45x45) (4 ^{ere} 5 ^{eme} 6 ^{eme} étage)	$I_0 = 2,66\text{m}$	$\lambda = 14,30 < 50$	cv
✓ Poteau (40x40) (7 ^{ere} 8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme} étage)	$I_0 = 2,66\text{m}$	$\lambda = 16,09 < 50$	cv

Toutes les conditions sont vérifiées , donc ya pas de risque de flambement.

Chapitre 3 : Calcul des éléments

3.1.Introduction

On procédera dans se chapitre au dimensionnement et au calcul des éléments secondaires constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit

- Le plancher en corps creux,
- L'escalier,
- La poutre palière,
- L'acrotère,
- La poutre de chainage,
- La salle machine

3.2. les planchers

3.2.1. Introduction

Les planchers de (16+4) sont constitués de corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, déposées suivant le sens transversal sur les quelles repose le corps creux. Sauf la salle machine en dalle plaine.

nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

la distance entre axe des poutrelles est de 65 cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16cm.

une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur.

3.2.2. Détermination des dimensions de la section en T

$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la section)

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la dalle de compression)

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage)

$d = h - c = 18 \text{ cm}$ (hauteur utile)

$b_1 =$ largeur de l'hourdis ; L : distance entre face voisines de deux nervures.

$b \leq \min \left(\frac{L_1}{10}; \frac{L}{2}; 8h_0 \right) = \left(\frac{405}{10}; \frac{65-12}{2}; 8 \times 4 \right) = b = \min(40,5 ; 26,5 ; 32) = 26,5 \text{ cm}$

$b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$B = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

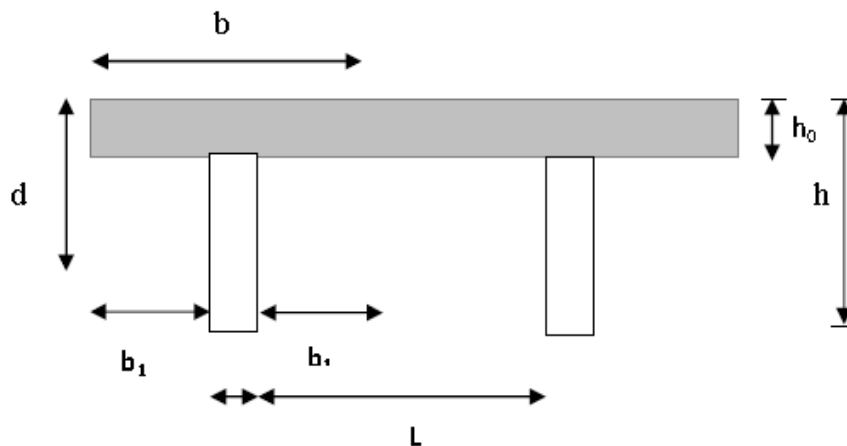


Figure 3-1 Dimension de la poutrelle

3.2.3. Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L : distance entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$).

soit : $6\phi 5 = 1,17 \text{ cm}^2$; espacement : $e = 20 \text{ cm}$

3.2.4. Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{1}{2} A_{\perp} = \frac{0,75}{2} = 0,38 \text{ cm}^2$$

soit : $6\phi 5 = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$; espacement : $e = 20 \text{ cm}$

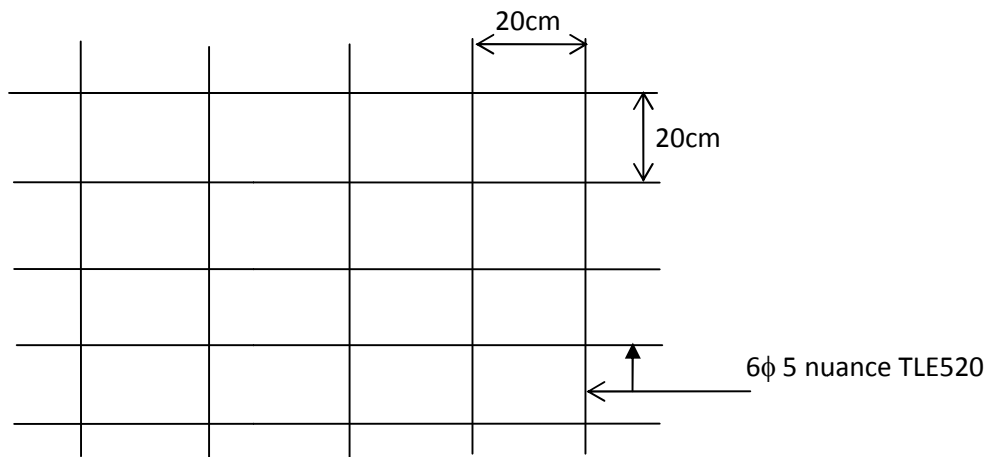


Figure 3-2 Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudés (20×20)cm².

3.2.5. Etude des poutrelles

les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelle consécutives. comme la montre la figure ci- dessous :

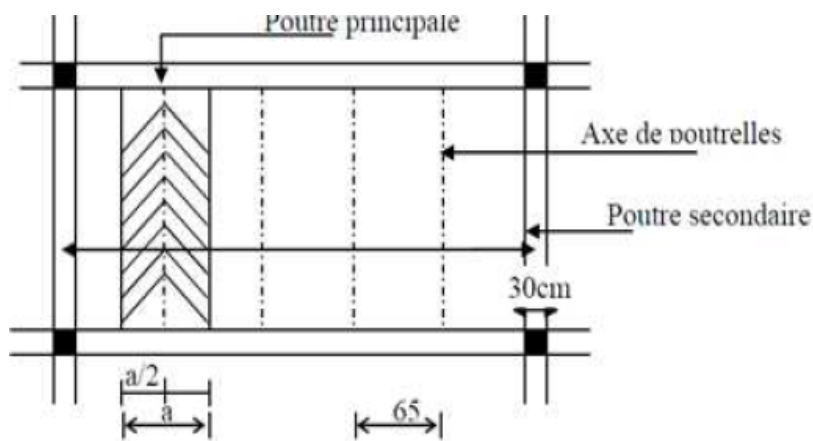


Figure 3-3 surfaces revenant aux poutrelles

Les planchers desservant notre bâtiment sont de type :

- RDC
- ETAGE COURANT

3.2.6. Etude du plancher RDC

3.2.6.1. Calcul des poutrelles à l'ELU

Les poutrelles de notre structure sont préfabriquées, le calcul se fera en deux étapes avant et après le coulage de la dalle de compression.

• 1^{ère} étape : Avant le coulage

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée a ces deux extrémités et soumise aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle : $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
 - poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
 - Surcharge Q due à la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- G = 0,74 KN/ml**

a) Combinaisons d'actions

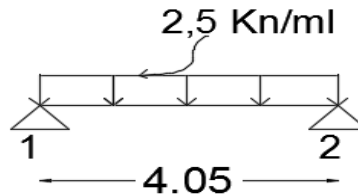


Figure 3-4 Schéma statique de la poutrelle

A l'ELU $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35.(0,12+0,62) + 1,5.1 = 2,5 \text{ KN/ml}$.

Calcul du Moment isostatique $M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,05)^2}{8} = 5,12 \text{ KN.m}$.

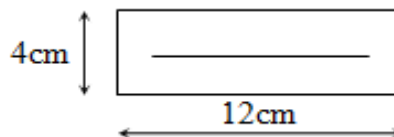
Effort tranchant $T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2,5 \times 4,05}{2} = 5,0625 \text{ KN}$.

b) ferrailage de la poutrelle

$c = 2$; $d = h - c = 2 \text{ cm}$.

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,12 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 7,51 > \mu_l = 0,392$ pour les

feE520 → **S. D. A**



Section doublement armée, d'où les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section des poutrelles est très réduite il est impossible de les placer, on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges du plancher avant le coulage de la dalle de compression (esp entre étais: 80 à 120 cm).

✓ 2^{ème} étape Après coulage de la dalle de compression

Dans ce cas la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis. partiellement encastrés à ces des extrémités, Elle supporte son poids, le poids du corps creux, la dalle de compression et en plus les charges et surcharges revenant au plancher.

-poids du plancher : $G = 5,26 \times 0,65 = 3,42 \text{ KN/ml}$.

-surcharge : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$.

a) Combinaison d'actions

à l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 8,0295 \text{ KN/ml}$.

à l'ELS : $Q_s = G + Q = 5,695 \text{ KN/ml}$.

b) Choix de la méthode

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes:

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

c) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doivent être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q = 2,275 \text{ KN/ml} \leq \begin{cases} 2G = 2 \times 3,42 = 6,84 \text{ KN/ml} \\ 5 \text{ KN} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration est considérée comme non préjudiciableCondition vérifiée

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Condition vérifiée

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25$$

$$\left(\frac{4,05}{3,40}, \frac{3,40}{3,60}, \frac{3,60}{3,65}, \frac{3,65}{3,60}, \frac{3,60}{3,80} \right) = (1,19; 0,94 ; 0,98; 1,013; 0,94) \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclut que la méthode forfaitaire est applicable.

d) Principe de la méthode (BAEL91/(modifier 99)Art B.6.2,211)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments en appuis, à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant (M_0) dans la travée dite de comparaison, c'est -a- dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

e) Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec $0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison dont : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

L : longueur entre nus des appuis.

M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_w , M_e , M_t , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max \{ 1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0 \} \cdot \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans la travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- 0,3 M_0 pour les appuis de rive semi encastés.

Dans le cas de notre structure nous avons une poutre de 6 appuis, comme présenté dans le diagramme:

Calcul des moments à l'ELU

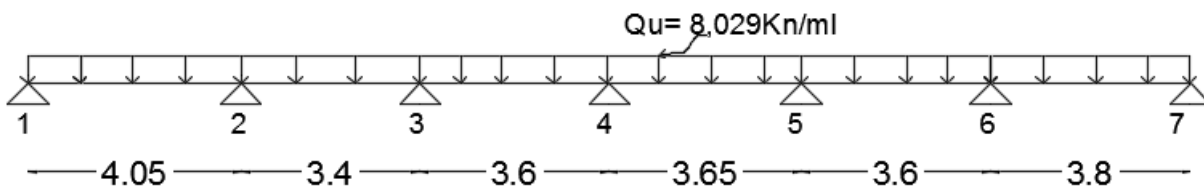


Figure 3-5 Schéma statique de la poutre à l'ELU.

f) Application de la méthode

Calcul du rapport de charges α

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,27}{2,27+3,42} = 0,39 \implies \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right) \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,117 \quad ; \quad \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} = 0,558 \quad ; \quad \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,658$$

g) calcul des moments en travée

Calcul des moments isostatiques

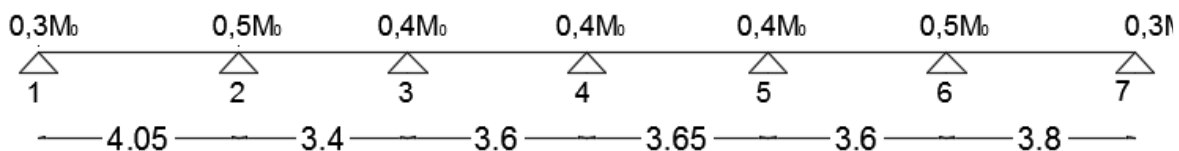


Figure 3-6 schéma des moments isostatique de la poutre.

✓ **Moments isostatiques**

Tableau 3-1 Calcul des moments en travées.

Travée	L (m)	Moments isostatique (KN.m)
(1-2)	4,05	16,46
(2-3)	3,40	11,60
(3-4)= (5-6)	3,60	13
(4-5)	3,65	13,37
(6-7)	3,80	14,49

✓

Moments en appuis

$M_1=0,3 M_{012}= 4,938 \text{ KN.m}$

$M_2=0,5 \max(M_{012} , M_{023})= 8,23 \text{ KN.m}$

$M_3=0,4 \max(M_{023} , M_{034})= 5,2 \text{ KN.m}$

$M_4=0,4 \max(M_{034} , M_{045})= 5,348 \text{ KN.m}$

$M_5=0,4 \max(M_{045} , M_{056})= 5,348 \text{ KN.m}$

$M_6=0,5 \max(M_{056} , M_{067})= 7,245 \text{ KN.m}$

$M_7=0,3 M_{067}= 4,347 \text{ KN.m}$

• **Moment fléchissant en travée**

✓ **Etude de travée (1-2) travées de rives**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{12} \geq (1+0,3\alpha) M_{012} - \frac{M_1+M_2}{2} = 11,80 \text{ KN.m} \\ M_t^{12} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{012} = 10,83 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{12} = 11,80 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (2-3) travées intermédiaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{23} \geq (1+0,3\alpha) M_{023} - \frac{M_2+M_3}{2} = 6,24 \text{ KN.m} \\ M_t^{23} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{023} = 6,47 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{23} = 6,47 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (3-4) travées intermédiaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{34} \geq (1+0,3\alpha) M_{034} - \frac{M_3+M_4}{2} = 9,251 \text{ KN.m} \\ M_t^{34} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{034} = 7,26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{34} = 9,251 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (4-5) travée intermédiaire**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{45} \geq (1+0,3\alpha) M_{045} - \frac{M_4+M_5}{2} = 9,58 \text{ KN.m} \\ M_t^{45} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{045} = 7,46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{45} = 9,58 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (5-6) travée intermédiaire**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{56} \geq (1+0,3\alpha) M_{056} - \frac{M_5+M_6}{2} = 8,237 \text{ KN.m} \\ M_t^{56} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{056} = 7,26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{EF} = 8,237 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (6-7) travées de rives**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{67} \geq (1+0,3\alpha) M_{067} - \frac{M_6+M_7}{2} = 10,395 \text{ KN.m} \\ M_t^{67} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{067} = 9,45 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 10,395 \text{ KN.m}$

h) Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \qquad T_e = T_w - q_u L$$

avec T_w et T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui. Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Tableau 3-2 les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w [KN.m]	4,9 38	8,23	5,2	5,348	5,348	7,245
M_e [KN.m]	8,2 3	5,2	5,34 8	5,348	7,245	4,347
T_w [KN]	15, 44	14,54	14,4 1	14,65	13,92	16,01
T_e [KN]	- 17,	-12,76	- 14,4	-14,65	-14,98	-14,502
M_t [KN.m]	11, 80	6,47	9,25 1	9,586	8,237	10,395

✓ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

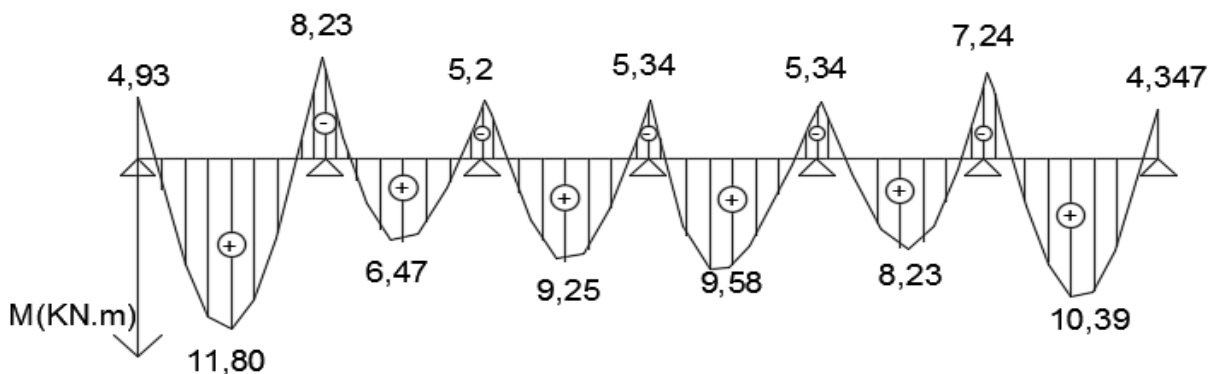


Figure 3-7 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

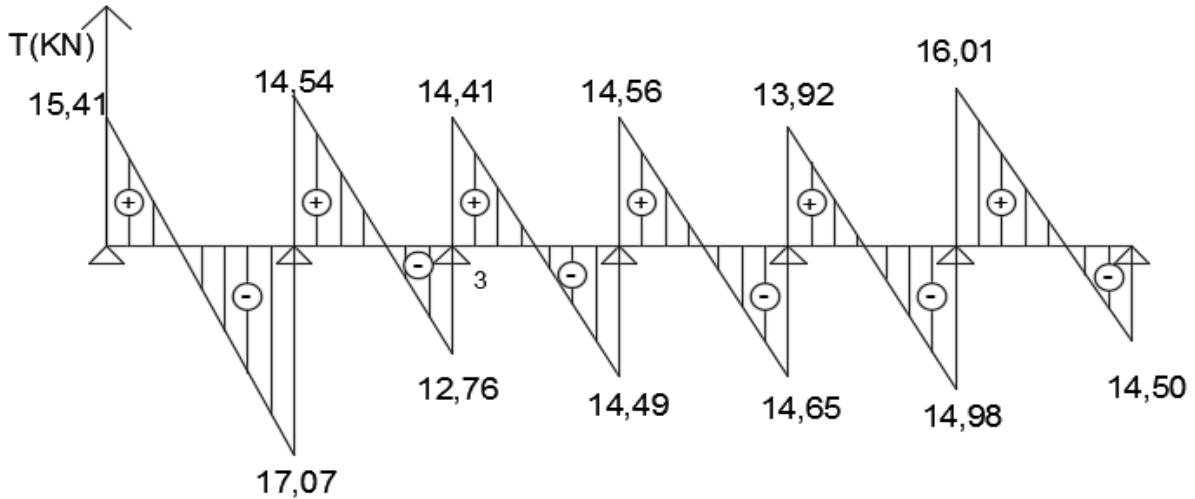


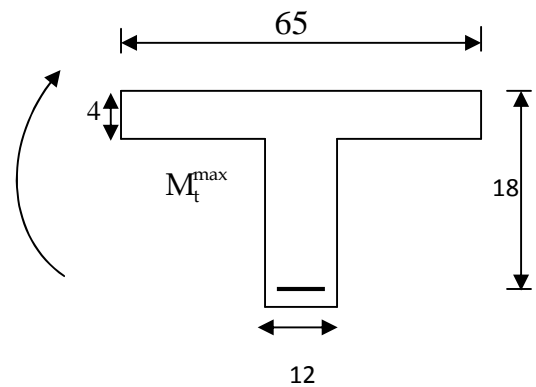
Figure 3-8 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.

i) Ferrailage à l'ELU

$$M_a^{\max} = 8,23 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11,80 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{UMAX}} = 17,07 \text{ KN}$$



Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

• **Armatures longitudinales**

En travées

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t = 59,07 \text{ [KNm]}$$

$M_{\text{max}}^t \leq M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire (($b \times h$) = (65×20)).

$$\mu = \frac{M_{\text{max}}^t}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{11,80 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,039 \quad \mu = 0,039 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,039 \rightarrow \beta = 0,9805$$

$$A_{st} = \frac{M_{\text{max}}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,80 \cdot 10^3}{0,9805 \times 18 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Aux appuis

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,23 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0,027 \quad \mu = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A^a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8,23 \cdot 10^3}{0,986 \times 18 \times 348} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

• **Armatures transversales**

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.2 BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 14; \frac{120}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0,56 \text{ cm}^2$

• **L'espacement entre cadre**

L'espacement est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2})$$

$$S_{t1} \leq \min \{0,9 d ; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

j) Vérification à l'ELU

• **Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art A5.1,211)**

On doit verifier que $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,13 f_{c28}; 5\text{MPa}) \text{ fissuration peu nuisible .}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17,07 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,790 \text{ MPa.}$$

$$\text{Min} (3,25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,790 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

• **Condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2,1)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Aux appuis: $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3)**

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 14 = 131,88 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,07 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 131,88} = \mathbf{0,79 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,79 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

• **Influence de l'effort tranchant sur le béton**

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

On doit vérifier que :

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,76 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = \mathbf{17,07 \text{ KN}} \leq \mathbf{129,76 \text{ KN}} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9 d} \right)$$

on doit vérifier que: Appuis de rive

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(17,07 + \frac{8,23}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_a = 1,57 \geq -0,96 \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

• **Calcul des scellements droit BAEL91/Art.A6.1.23**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,6)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400}{4 \cdot 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

Soit un crochet de 40 Φ

3.2.6.2. Calcul des poutrelles à l' ELS

a) Calcul des moments isostatiques

$q_s = 5,695 \text{ KN/ml}$.

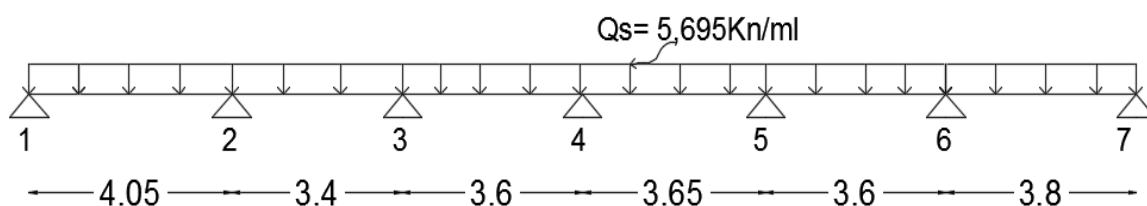


Figure 3-9 Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.

• **Moments isostatiques**

Tableau 3-3 calcul des moments en travées.

Travée	L (m)	Moments isostatique (KN.m)
(1-2)	4,05	11,67
(2-3)	3,40	8,22
(3-4)= (5-6)	3,60	9,225
(4-5)	3,65	9,48
(6-7)	3,80	10,27

• **Moments en appuis**

$M_1=0,3 M_{012}= 3,501\text{KN.m}$

$M_2=0,5 \max(M_{012} , M_{023})= 5,835\text{KN.m}$

$M_3=0,4 \max(M_{023} , M_{034})= 3,69\text{KN.m}$

$M_4=0,4 \max(M_{034} , M_{045})= 3,792 \text{ KN.m}$

$M_5=0,4 \max(M_{045} , M_{056})= 3,792\text{KN.m}$

$M_6=0,5 \max(M_{056} , M_{067})= 5,135\text{KN.m}$

$M_7=0,3 M_{067}= 3,081 \text{ KN.m}$

• **Moment fléchissant en travée**

• **Etude de travée (1-2) travées de rives**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{12} \geq (1+0,3\alpha) M_{012} - \frac{M_1+M_2}{2} = 8,367 \text{ KN.m} \\ M_t^{12} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{012} = 7,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{12} = \mathbf{8,367 \text{ KN.m}}$

• **Etude de travée (2-3) travées intermédiaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{23} \geq (1+0,3\alpha) M_{023} - \frac{M_2+M_3}{2} = 4,42 \text{ KN.m} \\ M_t^{23} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{023} = 4,59 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{23} = \mathbf{4,59 \text{ KN.m}}$

• **Etude de travée (3-4) travées intermédiaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{34} \geq (1+0,3\alpha) M_{034} - \frac{M_3+M_4}{2} = 6,56\text{KN.m} \\ M_t^{34} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{034} = 5,152 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{34} = \mathbf{6,56 \text{ KN.m}}$

• **Etude de travée (4-5) travée intermédiaire**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{45} \geq (1+0,3\alpha) M_{045} - \frac{M_4+M_5}{2} = 6,797 \text{ KN.m} \\ M_t^{45} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{045} = 5,29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{45} = \mathbf{6,797 \text{ KN.m}}$

• **Etude de travée (5-6) travée intermédiaire**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{56} \geq (1+0,3\alpha) M_{056} - \frac{M_5+M_6}{2} = 5,84 \text{ KN.m} \\ M_t^{56} \geq \frac{1+0,3(0,48)}{2} M_{056} = 5,152 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{EF} = \mathbf{5,84 \text{ KN.m}}$

• **Etude de travée (6-7) travées de rives**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{67} \geq (1+0,3\alpha) M_{067} - \frac{M_6+M_7}{2} = 7,36 \text{KN.m} \\ M_t^{67} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{067} = 6,76 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 7,36 \text{KN.m}$

b) Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \qquad T_e = T_w - q_u L$$

avec T_w et T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Tableau 3-4 les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w [KN.m]	3,501	5,835	3,69	3,792	3,792	5,135
M_e [KN.m]	5,835	3,69	3,792	3,792	5,135	3,081
T_w [KN]	10,95	10,31	9,65	10,39	9,87	11,36
T_e [KN]	-12,11	-9,053	-10,85	-10,39	-10,63	-10,28
M_t [KN.m]	8,367	4,59	6,56	6,797	5,84	7,36

✓ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

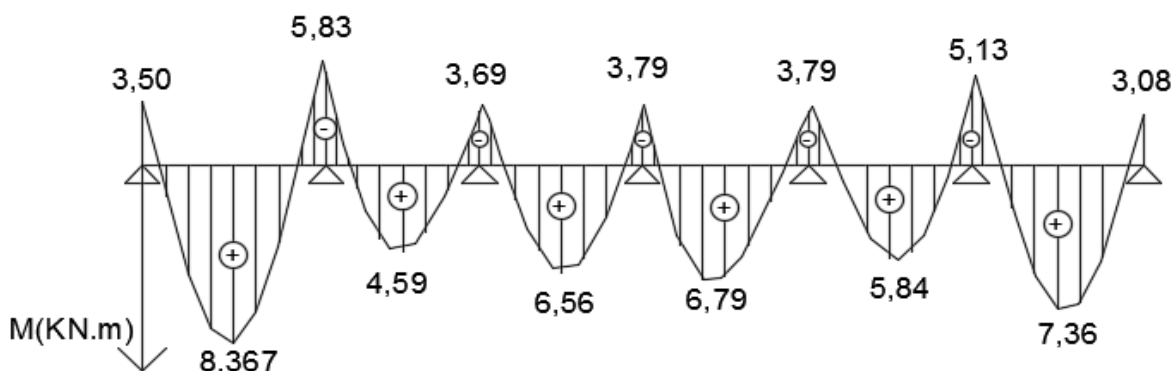


Figure 3-10 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.

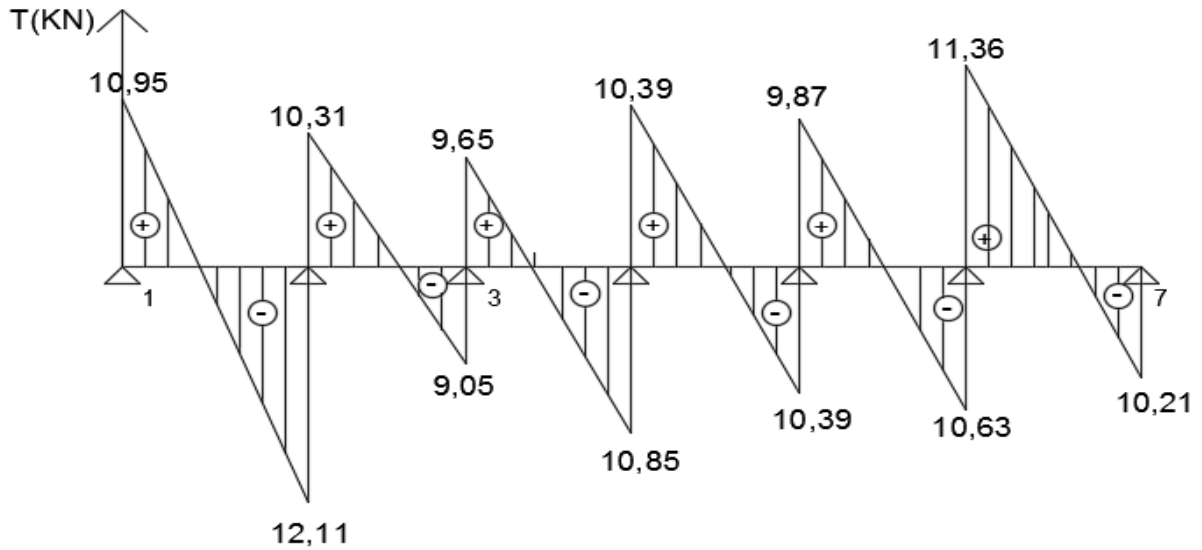


Figure 3-11 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS.

c) Vérification à l'ELS

$M_a^{\max} = 5,835 \text{ KN.m}$

$M_t^{\max} = 8,367 \text{ KN.m}$

$T_{\text{UMAX}} = 12,11 \text{ KN}$

• Vérifications en travée et aux appuis

✓ **En travée**

➤ **Contrainte dans les aciers** $M_t^{\max} = 8,367 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,819 \\ K_1 = 12,62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{sh}}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_s = \frac{8,367 \times 10^3}{0,819 \times 18 \times 4,62} = 122,84 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton** fissuration est peu nuisible

$$K = \frac{1}{k_1} = 0,079 \quad \sigma_{bc} = \sigma_s \times k = 0,079 \times 122,84 = 9,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,73 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Aux appuis** $M_a = 5,835 \text{ KN.m}$

➤ **Contrainte dans les aciers**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,72 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,32 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{sh}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5,835 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 235,70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 348 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **contrainte de compression dans le béton** fissuration est peu nuisible

$$K = \frac{1}{k_1} = 0,039 \quad \sigma_{bc} = \sigma_s \cdot k = 0,039 \times 235,70 = 9,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,19 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Etat limite d'ouverture des fissures

Nous avons une fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

• Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

h : hauteur de la section droite.

l : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur utile de la section droite.

b₀ : longueur de la nervure.

M₀ : le moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

M_t : moment fléchissant maximum en travée.

Nous avons :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0,052 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,052 \geq \frac{8,367}{15 \times 11,67} = 0,047$$

$$3) \frac{4,62}{18 \times 12} = 0,021 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$$

Donc la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

d) Calcul de la flèche

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée (E_v = 10818,88 MPa)

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I₀ : Moment d'inertie totale de la section homogène

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0\right) ; \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec : ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure.

• **Calcul des paramètres**

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4,62 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 4071,4 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4,62) = 521,3 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{4071,4}{521,3} = 7,81 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 23785,854 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 122,84 \text{ MPa}$

• **Calcul des coefficients**

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 122,84 + 2,1} ; 0\right) = 0,7$$

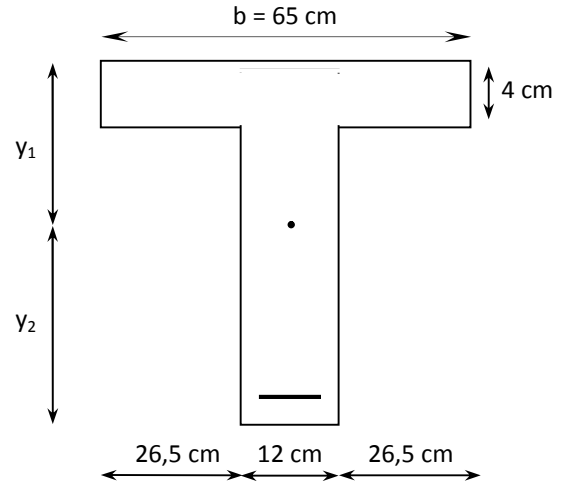
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,021} = 0,79$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 23785,854}{1 + (0,7 \times 0,79)} = 16847,67 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8,367 \times 10^7 \times (3,80)^2}{10 \times 10818,865 \times 16847,67} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0,76 \text{ mm}$$

$f = 0,66 < \bar{f} = 0,76 \text{ mm}$ La flèche est vérifiée



3.2.7. Etude du plancher d'étage courant

3.2.7.1. Calcul des poutrelle à l'ELU

-poids du plancher : $G = 5,26 \times 0,65 = 3,42 \text{ KN/ml}$.

-surcharge : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$.

a) Combinaison d'actions

à l'ELU : $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,87 \text{ KN/ml}$.

à l'ELS : $Q_s = G + Q = 4,39 \text{ KN/ml}$.

b) Choix de la méthode

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes:

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

c) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doivent être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q = 0,97 \text{ KN/ml} \leq \begin{cases} 2G = 2 \times 3,42 = 6,84 \text{ KN/ml} \\ 5 \text{ KN} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Fissuration est considérée comme non préjudiciableCondition vérifiée

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées Condition vérifiée

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1 = (1,19; 0,94 ; 0,98; 1,013; 0,94) \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclut que la méthode forfaitaire est applicable.

d) Calcul des moments à l'ELU

• Application de la méthode

Calcul du rapport de charges α

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,97}{0,97+3,42} = 0,292 \implies \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right) \dots \text{condition vérifiée}$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1,087 \quad ; \quad \frac{(1+0,3\alpha)}{2} = 0,543 \quad ; \quad \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,643$$

• Calcul des moments en travée

Calcul des moments isostatiques

$q_U = 6,87 \text{ KN/ml}$.

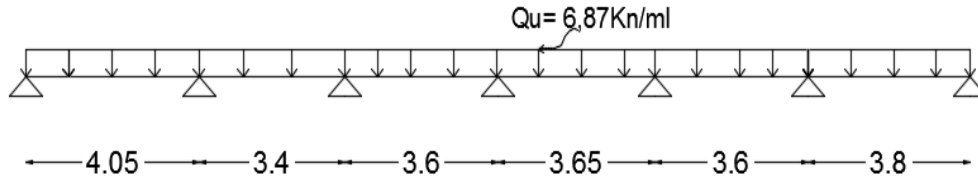


Figure 3-12 Schéma des moments isostatique de la poutrelle.

• Moments isostatiques

Tableau 3-5 calcul des moments en travées.

Travée	L (m)	Moments isostatique (KN.m)
(1-2)	4,05	14,08
(2-3)	3,40	9,93
(3-4)= (5-6)	3,60	11,13
(4-5)	3,65	11,44
(6-7)	3,80	12,4

• Moments en appuis

- $M_1=0,3 M_{012}= 4.22 \text{ KN.m}$
- $M_2=0,5 \max(M_{012} , M_{023})= 7.04 \text{ KN.m}$
- $M_3=0,4 \max(M_{023} , M_{034})= 4.52 \text{ KN.m}$
- $M_4=0,4 \max(M_{034} , M_{045})= 4.58 \text{ KN.m}$
- $M_5=0,4 \max(M_{045} , M_{056})= 4.58 \text{ KN.m}$
- $M_6=0,5 \max(M_{056} , M_{067})= 6.2 \text{ KN.m}$
- $M_7=0,3 M_{067}= 3.72 \text{ KN.m}$

• Moment fléchissant en travée

✓ Etude de travée (1-2) travées de rives

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{12} \geq (1+0,3\alpha) M_{012} - \frac{M_1+M_2}{2} = 9.67 \text{ KN.m} \\ M_t^{12} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{012} = 6.52 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{12} = 9.67 \text{ KN.m}$

✓ Etude de travée (2-3) travées intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{23} \geq (1+0,3\alpha) M_{023} - \frac{M_2+M_3}{2} = 5.01 \text{ KN.m} \\ M_t^{23} \geq \frac{1+0,3(0,292)}{2} M_{023} = 5.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{23} = 5.39 \text{ KN.m}$

✓ Etude de travée (3-4) travées intermédiaires

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{34} \geq (1+0,3\alpha) M_{034} - \frac{M_3+M_4}{2} = 7.73 \text{ KN.m} \\ M_t^{34} \geq \frac{1+0,3(0,292)}{2} M_{034} = 6.04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{34} = 7.73 \text{ KN.m}$

✓ Etude de travée (4-5) travée intermédiaire

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{45} \geq (1+0,3\alpha) M_{045} - \frac{M_4+M_5}{2} = 7.85 \text{ KN.m} \\ M_t^{45} \geq \frac{1+0,3(0,292)}{2} M_{045} = 6.21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{45} = 7.85 \text{ KN.m}$

✓ **Etude de travée (5-6) travée intermédiaire**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{56} \geq (1+0,3\alpha) M_{056} - \frac{M_5+M_6}{2} = 6.71 \text{ KN.m} \\ M_t^{56} \geq \frac{1+0,3(0,292)}{2} M_{056} = 6.04 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{EF} = 6.71 \text{ KN.m}$

✓ **Etude de travée (6-7) travées de rives**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{67} \geq (1+0,3\alpha) M_{067} - \frac{M_6+M_7}{2} = 8.52 \text{ KN.m} \\ M_t^{67} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{067} = 5.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 8.52 \text{ KN.m}$

e) Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \qquad T_e = T_w - q_u L$$

avec T_w et T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis, Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Tableau 3-6 les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w [KN.m]	4.22	7.04	4.52	4.58	4.58	6.2
M_e [KN.m]	7.04	4.52	4.58	4.58	6.2	3.72
T_w [KN]	11.09	14.2	12.3	12.54	10.74	15.53
T_e [KN]	-16.73	-9.16	-12.43	-12.53	-13.99	-10.58
M_t [KN.m]	9.67	5.39	7.73	7.85	6.71	8.52

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

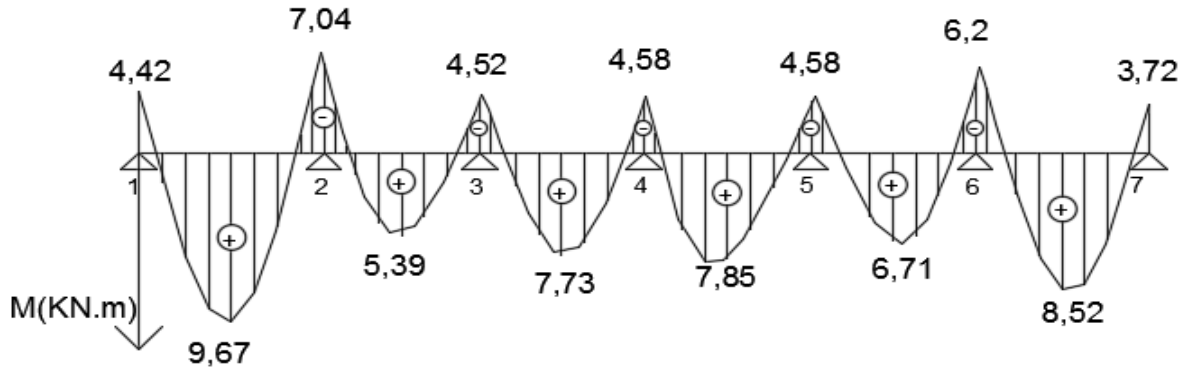


Figure 3-13 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.

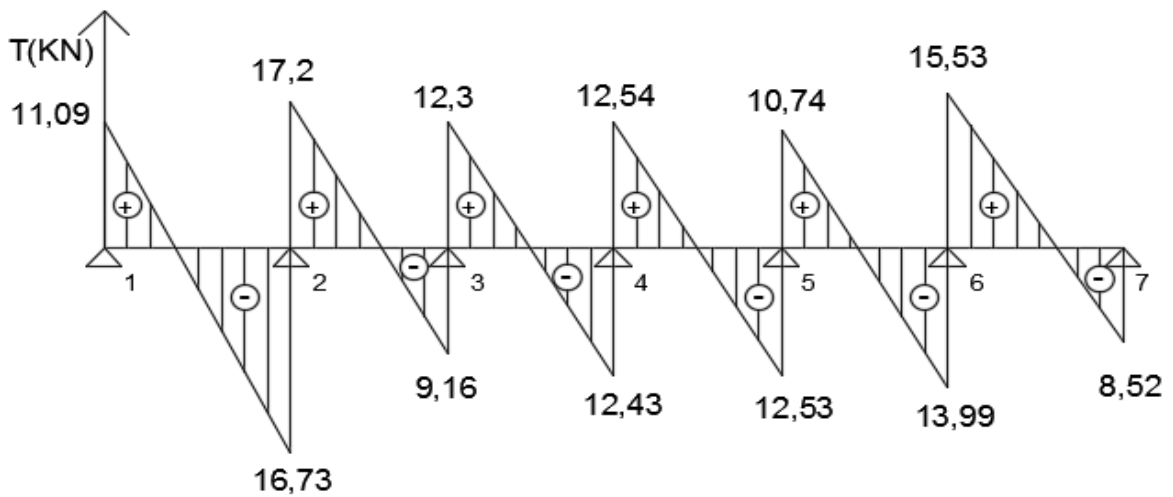


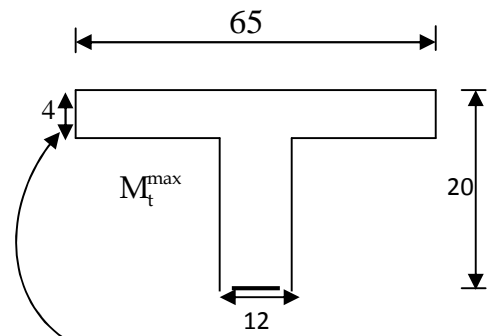
Figure 3-14 Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.

f) Ferrailage à l'ELU

$$M_a^{\max} = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9.67 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{UMAX}} = 16.73 \text{ KN}$$



Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis

✓ **Armatures longitudinales**

En travées

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ [KN.m]}$$

$$M_t = 59,07[\text{KN.m}]$$

$M_{\max}^t \leq M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (65×20).

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{9,67 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,032 \quad \mu = 0,032 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,043 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9,67 \cdot 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

Aux appuis

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,04 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,023 \quad \mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A^a = \frac{M_{\max}^a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7,04 \cdot 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A^a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$

✓ Armatures transversales

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; A.7 .2.2 BAEL 91

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

On prend $\phi = 6 \text{ mm}$

ϕ_1 : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisit un cadre $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0,56 \text{ cm}^2$

✓ L'espacement entre cadre

L'espacement est donné par l'article A 5 .1 BAEL 91

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2})$$

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9 d ; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement $S_t = 16 \text{ cm}$.

g) Vérification à l'ELU

✓ Vérification au cisaillement (BAEL91/ Art A5.1,211)

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

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \text{ fissuration peu nuisible .}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{16,73 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,775 \text{ MPa.}$$

$$\text{Min} (3,25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,775 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

✓ **Condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2,1)**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 2,35\text{cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Aux appuis: $A_a = 1,57\text{cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3)**

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 10 = 94,2\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16,73 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = \mathbf{1,09 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,09 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$
Condition vérifiée

•

Influence de l'effort tranchant sur le béton

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

On doit vérifier que :

$$V_u^{max} \leq 0,4 \times 12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,76 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} = \mathbf{16,73 \text{ KN}} \leq \mathbf{129,76 \text{ KN}} \dots\dots\dots$$
Condition vérifiée

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0,9 d} \right)$$

on doit vérifier que:

Appuis de rive :

$$A_a = 2,26 \geq \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \left(16,73 + \frac{7,04}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$A_a = 2,26 \geq 1,24 \dots\dots\dots$$
Condition vérifiée

• **Calcul des scellements droit BAEL91/Art.A6.1.23**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,6)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi \quad \text{Soit un crochet de } 40 \Phi$$

3.2.7.2. Calcul des poutrelles à l' ELS

a) Calcul des moments isostatiques

$q_s = 4,39 \text{ KN/ml}$.

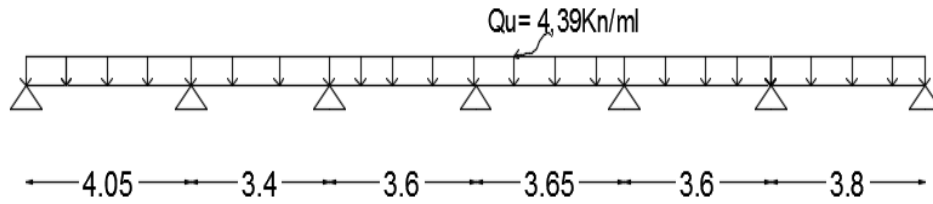


Figure 3-15 schéma des moments isostatique de la poutrelle à l'ELS.

• **Moments isostatiques**

Tableau 3-7 Calcul des moments en travées.

Travée	L (m)	Moments isostatique (KN.m)
(1-2)	4,05	9,01
(2-3)	3,40	6,34
(3-4)=(5-6)	3,60	7,11
(4-5)	3,65	7,31
(6-7)	3,80	7,92

• **Moments en appuis**

$M_1=0,3 \ M_{012}= 2,7\text{KN.m}$

$M_2=0,5 \ \max(M_{012} , M_{023})= 4,5 \text{ KN.m}$

$M_3=0,4 \ \max(M_{023} , M_{034})= 2,84\text{KN.m}$

$M_4=0,4 \ \max(M_{034} , M_{045})=2.92 \text{ KN.m}$

$M_5=0,4 \ \max(M_{045} , M_{056})= 2,92\text{KN.m}$

$M_6=0,5 \ \max(M_{056} , M_{067})= 2,96 \text{ KN.m}$

$M_7=0,3 \ M_{067}= 2,37 \text{ KN.m}$

• **Moment fléchissant en travée :**

• **Etude de travée (1-2) travées de rives**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{12} \geq (1+0,3\alpha) M_{012} - \frac{M_1+M_2}{2} = 6,19 \text{ KN.m} \\ M_t^{12} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{012} = 5,79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{12} = 6,19 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (2-3) travées intermédiaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{23} \geq (1+0,3\alpha) M_{023} - \frac{M_2+M_3}{2} = 3,32 \text{ KN.m} \\ M_t^{23} \geq \frac{1+0,3(0,292)}{2} M_{023} = 3,49 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{23} = 3,49 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (3-4) travées intermédiaires**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{34} \geq (1+0,3\alpha) M_{034} - \frac{M_3+M_4}{2} = 4,85 \text{ KN.m} \\ M_t^{34} \geq \frac{1+0,3(0,292)}{2} M_{034} = 3,86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{34} = 4,85 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (4-5) travée intermédiaire**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{45} \geq (1+0,3\alpha) M_{045} - \frac{M_4+M_5}{2} = 5,02 \text{ KN.m} \\ M_t^{45} \geq \frac{1+0,3(0,292)}{2} M_{045} = 3,97 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{45} = 5,02 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (5-6) travée intermédiaire**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{56} \geq (1+0,3\alpha) M_{056} - \frac{M_5+M_6}{2} = 4,79 \text{ KN.m} \\ M_t^{56} \geq \frac{1+0,3(0,292)}{2} M_{056} = 3,86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t^{EF} = 4,79 \text{ KN.m}$

• **Etude de travée (6-7) travées de rives**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{67} \geq (1+0,3\alpha) M_{067} - \frac{M_6+M_7}{2} = 5,95 \text{ KN.m} \\ M_t^{67} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{067} = 5,09 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend $M_t = 5,95 \text{ KN.m}$

b) Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \qquad T_e = T_w - q_u L$$

avec T_w et T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées :

Tableau 3-8 les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
M_w [KN.m]	2,7	4,5	2,84	2,92	2,92	2,96
M_e [KN.m]	4,5	2,84	2,92	2,92	2,96	2,37
T_w [KN]	13,46	12,16	12,34	12,54	12,35	12,2
T_e [KN]	-14,36	-11,2	-12,4	-12,54	-12,39	-13,9
M_t [KN.m]	6,19	3,49	4,85	5,02	4,79	5,95

• **Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants**

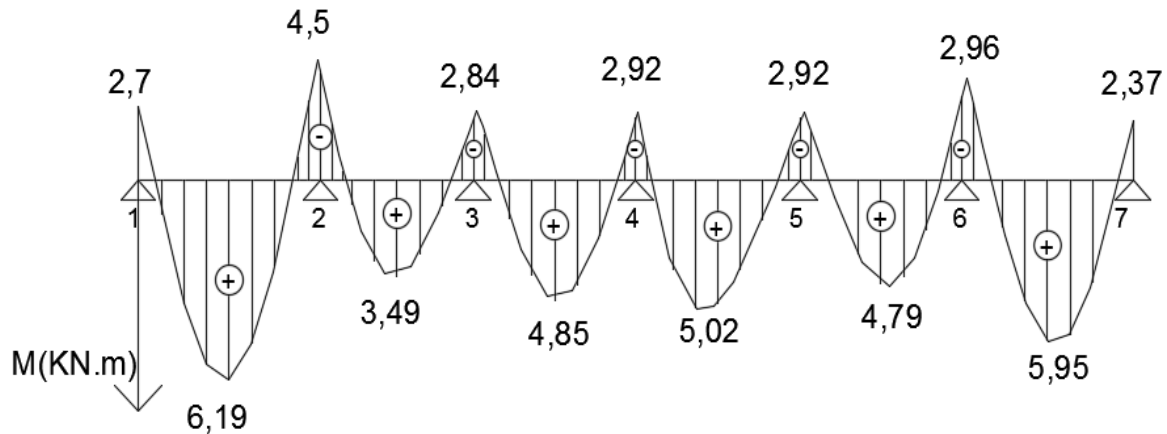


Figure 3-16 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

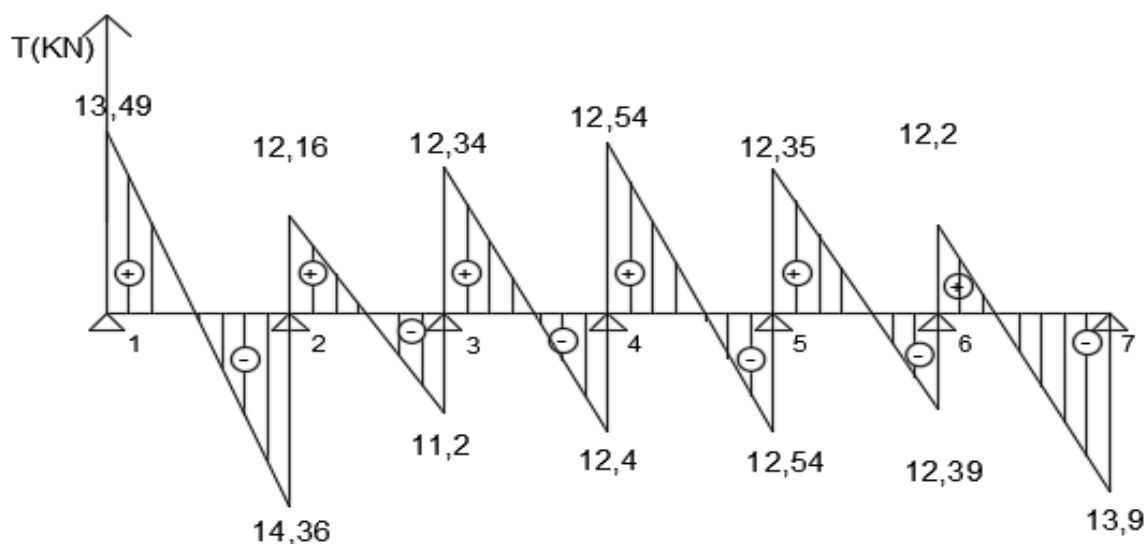


Figure 3-17 Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

c) Vérification à l'ELS

• Vérifications en travée et aux appuis

➤ En travée

✓ Contrainte dans les aciers $M_t^{\max} = 6,19 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,09 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,856 \\ K_1 = 19,72 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\sigma_s = \frac{6,19 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,35} = 170,95 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton** fissuration est peu nuisible

$$K = \frac{1}{k_1} = 0,05 \quad \sigma_{bc} = \sigma_s k = 0,05 \times 170,95 = 8,55 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = 8,55 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Aux appuis :** $M_a = 4,5 \text{ KN.m}$

✓ **Contrainte dans les aciers**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,733 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,32 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4,5 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 181,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton** fissuration est peu nuisible

$$K = \frac{1}{k_1} = 0,039 \quad \sigma_{bc} = \sigma_s k = 0,039 \times 181,98 = 7,09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,09 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures**

Nous avons une fissuration peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification de la flèche**

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{405} = 0,05 \geq \frac{1}{22,5} = 0,44$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,05 \geq \frac{6,19}{15 \times 9,01} = 0,045$$

$$3) \frac{4,62}{18 \times 12} = 0,0108 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$$

Donc la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

• **Calcul de la flèche**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

calcul des paramètres

$$S_{xx'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d) \\ = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2,35 \times 18)$$

$$S_{xx'} = 3459,5 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{3456,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20002,66 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 170,95 \text{ MPa}$

- **calcul des coefficients**

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 170,95 + 2,1} ; 0\right) = 0,61$$

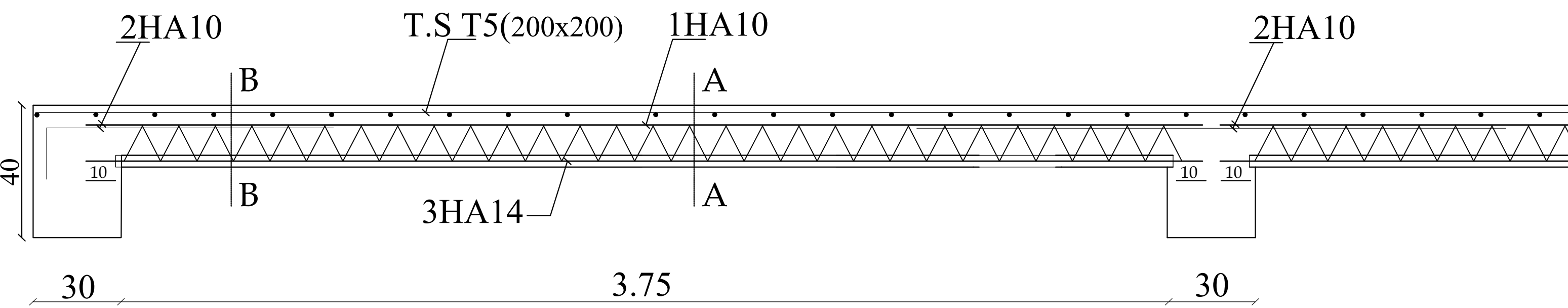
$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0108} = 1,57$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20002,66}{1 + (0,61 \times 1,57)} = 11239,17 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,19 \times 10^7 \times (3,8)^2}{10 \times 10818,865 \times 11239,17} = 0,73 \text{ cm}$$

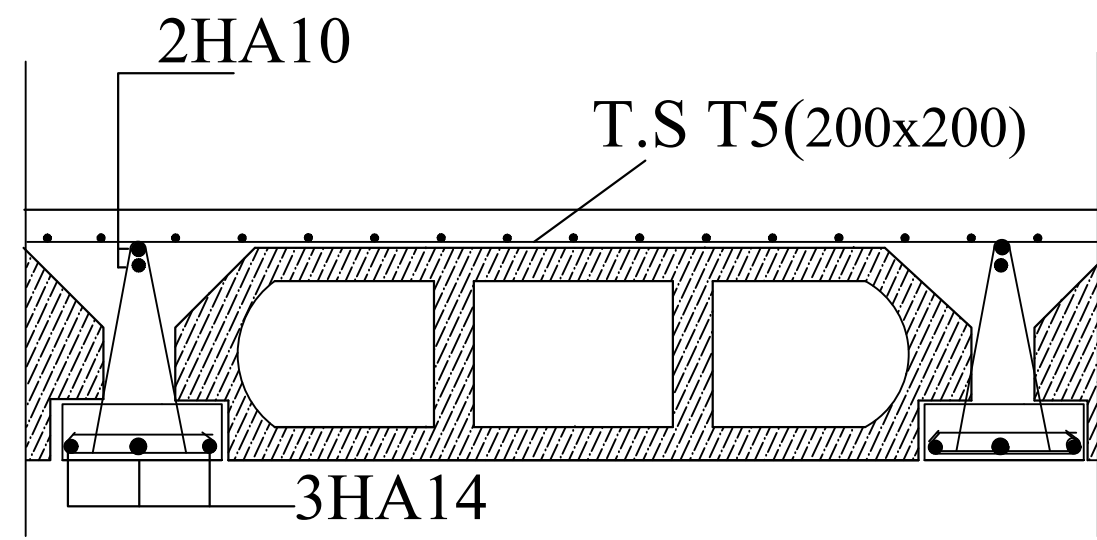
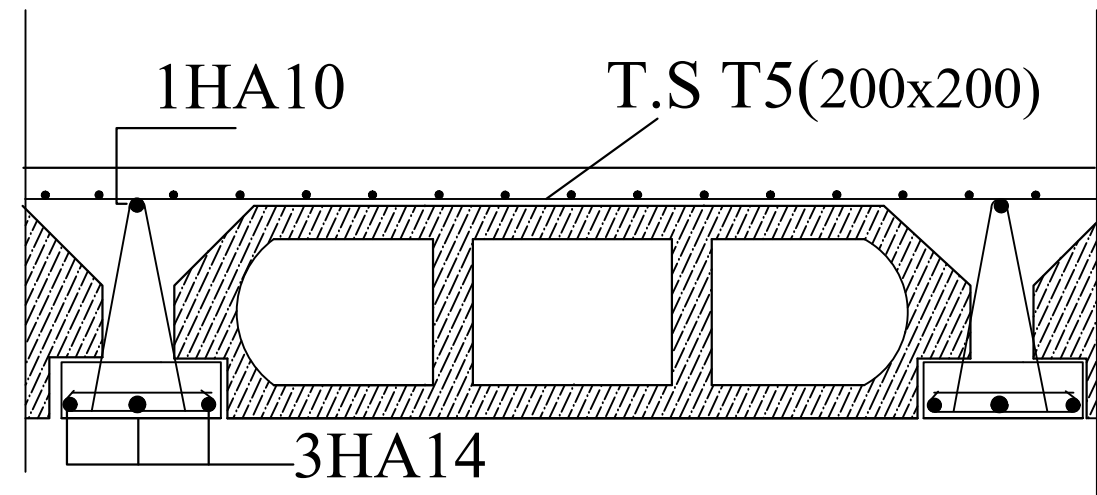
$$\frac{L}{500} = \frac{3,80}{500} = 0,76 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

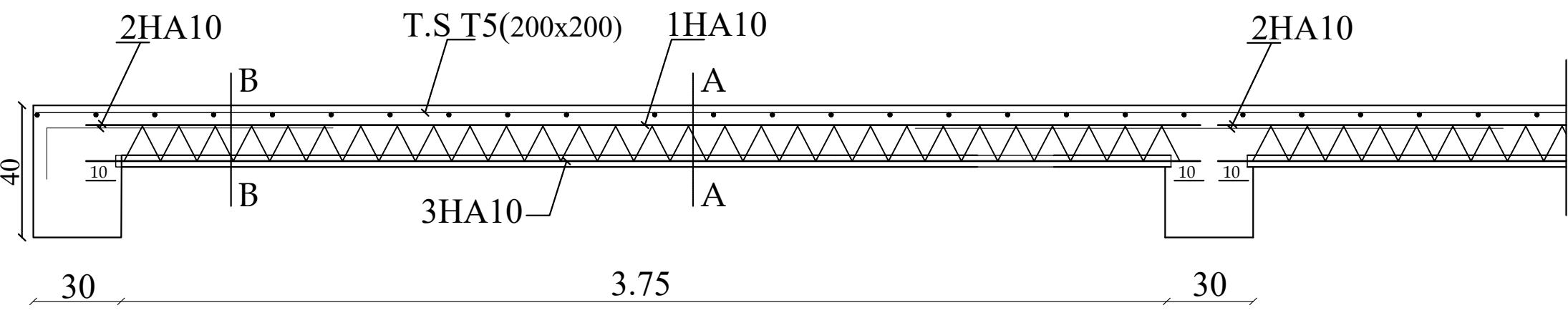


Coupe A-A

Coupe B-B

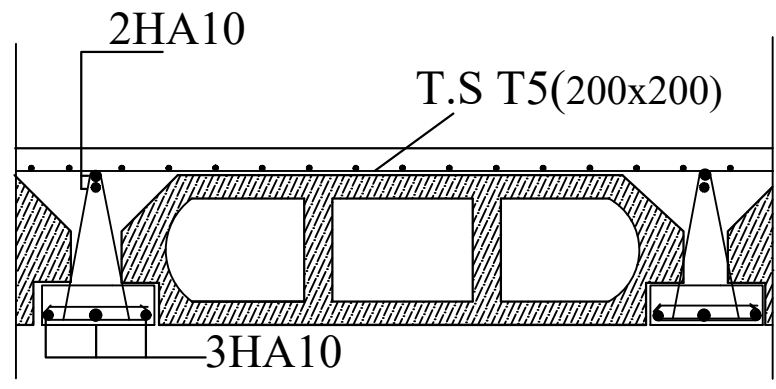
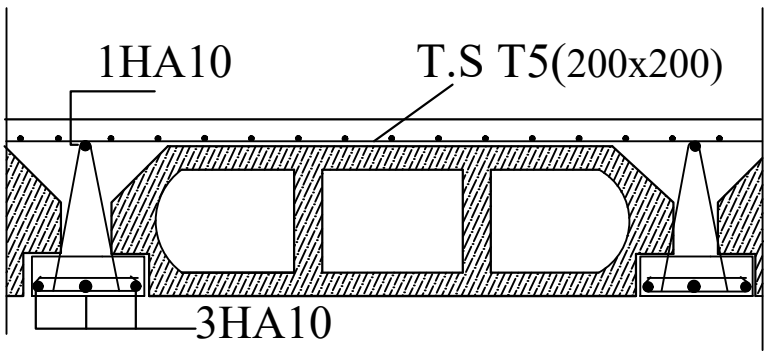


Ferrailage poutrelle de RDC



Coupe A-A

Coupe B-B



Ferrailage poutrelle d'étage courant

3.3. Les escaliers

3.3.1. Définition

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction ; ces derniers sont en béton armé coulé sur place ; ils sont constitués de paillasse et palier assimilée à des poutres isostatiques encastrées partiellement à leurs extrémités.

3.3.2. Terminologie

L'escalier est calculé à la flexion simple et n'étant pas exposé aux intempéries, la fissuration est considérée peu nuisible.

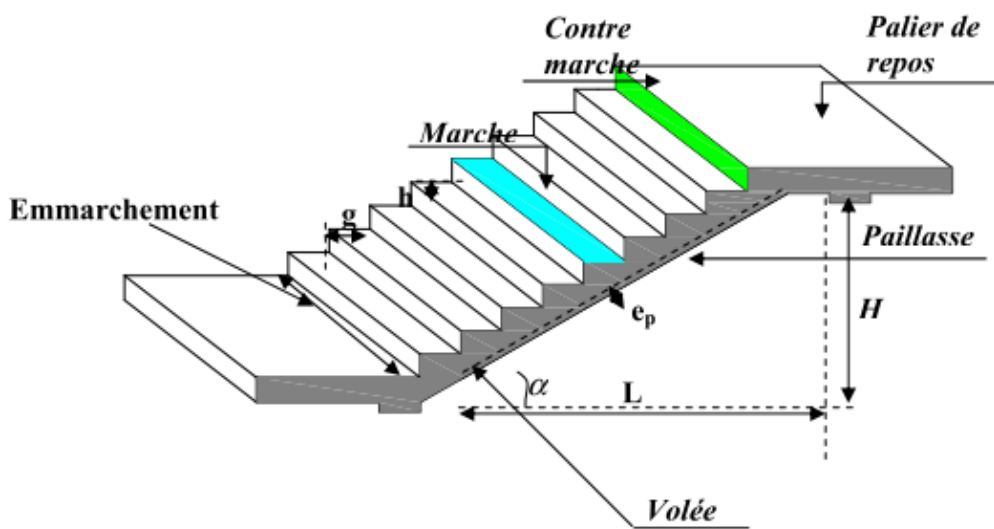


Figure 3-18 Schéma de l'escalier.

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

3.3.3. Pré dimensionnement

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type

- Etage courant: escalier droit à trois volées différentes avec deux paliers de repos.
- RDC : escalier droit à trois volées différentes avec deux paliers de repos.

3.3.4. Escalier d'étage courant

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, la hauteur des marches est:

$$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17\text{cm}$.

$$\text{Volée N}^\circ 1 \left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de contre marches: } n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \Rightarrow n = 6 \text{ contre marches.} \\ \text{Le nombre de marches est pris égale à } m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches.} \\ \text{La distance de giron: } g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30 \end{array} \right.$$

$$\text{Volée N}^\circ 2 \left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de contre marches: } n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} = 5 \Rightarrow n = 5 \text{ contre marches.} \\ \text{Le nombre de marches est pris égale à } m = n - 1 = 5 - 1 = 4 \text{ marches.} \\ \text{La distance de giron: } g = \frac{L}{n-1} = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30 \end{array} \right.$$

$$\text{Volée N}^\circ 3 \left\{ \begin{array}{l} \text{Nombre de contre marches: } n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7 \Rightarrow n = 7 \text{ contre marches.} \\ \text{Le nombre de marches est pris égale à } m = n - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches.} \\ \text{La distance du giron: } g = \frac{L}{n-1} = \frac{180}{6} = 30 \Rightarrow g = 30 \end{array} \right.$$

• Loi de Blondel

C'est une loi empirique qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 65 \text{ cm.}$$

Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura : $26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$ donc on prend $g = 30 \text{ cm}$.

• Vérification de la loi de Blondel

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 65 \text{ cm.}$$

$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée pour les trois volées.

• **Détermination des charges et surcharges**

• **Charges permanentes**

✓ **La volée**

Tableau 3-9 La charge permanente de la volée.

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Paillasse	$(25 \times 0.2) / 0.87 = 5.75$
Marche	$(25 \times 0.17) / 2 = 2.125$
Revêtements :	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$22 \times 0.02 = 0.44$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit ciment	$22 \times 0.02 = 0.44$
Gard de corps	0.2
	G = 9.75 KN / m²

✓ **Le palier**

Tableau 3-10 La charge permanente du palier.

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Palier	$0.2 \times 25 = 5$
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
	G = 6.24 KN/m²

• **Surcharges d'exploitations**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 2.5 \text{ kN/m}^2$$

• **Combinaison des charges**

✓ **Combinaison des charges a l'ELU**

$$\text{Palier : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1.20 = 14.6 \text{ kN/ml.}$$

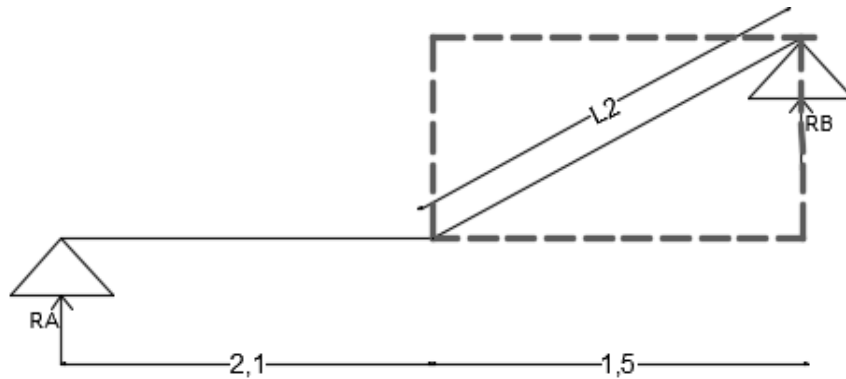
$$\text{Volée : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5) \times 1.20 = 20.3 \text{ kN/m}$$

✓ **Combinaison des charges a l'ELS**

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = (6.24 + 2.5) \times 1.20 = 10.49 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_s = G + Q = (9.75 + 2.5) \times 1.20 = 14.7 \text{ kN/ml}$$

3.3.4.1. Dimensionnement de la pailasse et du 1^{er} palier



$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$L = 5 \times 30 = 150 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{150}{\cos 29.54^\circ} = 172.41 \text{ cm.}$$

$$L' = L + L_1 = 172.41 + 210 = 382.41$$

D'où

$$\frac{382.41}{30} \leq e_p \leq \frac{382.41}{20} \Rightarrow 12.74 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.12 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 18 \text{ cm}$.

a) Calcul des efforts internes

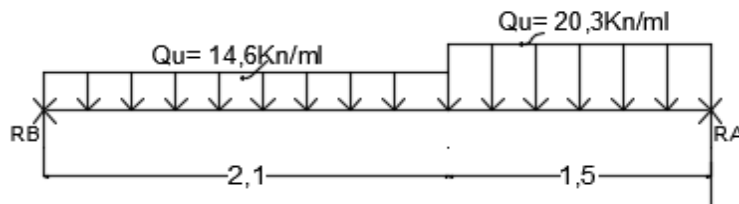


Figure 3-19 Schéma statique de calcul

• Réaction d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow 2.1q_{u1} + 1.5q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 2.1 \times 14.6 + 1.5 \times 20.3 = 61.11 \text{ KN / ml.}$$

$$R_A + R_B = 61.11 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 2.1 \times \frac{2.1}{2} + q_{u2} \times 1.5 \times \left(2.1 + \frac{1.5}{2} \right)$$

$$R_B \times 3.6 = 14.6 \times 2.1 \times 1.05 + 20.3 \times 1.5 (2.1 + 0.75).$$

$$R_B = \frac{118.97}{3.6} = 33.04 \text{ KN.}$$

$$R_A = 61.11 - 33.04 = 28.88 \text{ KN}$$

$$R_A = 28.07 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2.1$.

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$T(x) = 28.07 - 14.6x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 28.07 \text{ KN} \\ T(x=2.1) = 28.07 - 14.6 \times 2.1 = -2.59 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{28.07}{14.6} = 1.92 \text{ m}$$

$$x = 1.27 \text{ m}, \quad 1.27 \in [0 ; 2.1].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 28.07x - \frac{14.6}{2}x^2$$

$$M(x) = 28.07x - 7.1x^2.$$

$$\begin{cases} x = 2.1 \text{ m}, & M(x=2.1) = 27.63 \text{ KN.m} \\ x = 0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x.$$

$$T(x) = -33.04 + 20.3x.$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -33.04 \text{ KN} \\ T(x=1.5) = -33.04 + 20.3 \times 1.5 = -2.59 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 33.04x - \frac{20.3}{2}x^2$$

$$M(x) = 33.04x - 10.15x^2.$$

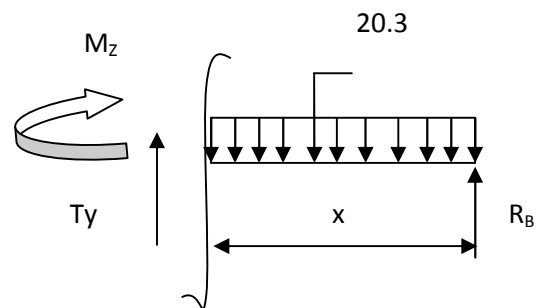
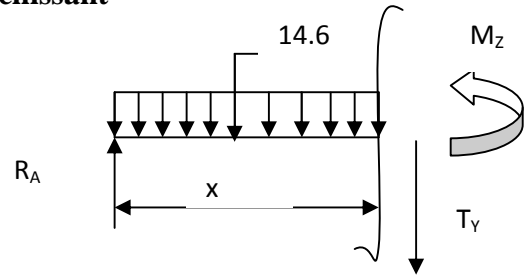
$$\begin{cases} x = 0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.5 \text{ m}, & M(x=1.5) = 27.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul du moment max

On a : pour $x = 1.92 \text{ m}$: $T_Y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1.92) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 28.07x - \frac{14.6}{2}x^2$$

$$M^{\max}(x=1.92) = 27.72 \text{ KN.m}$$



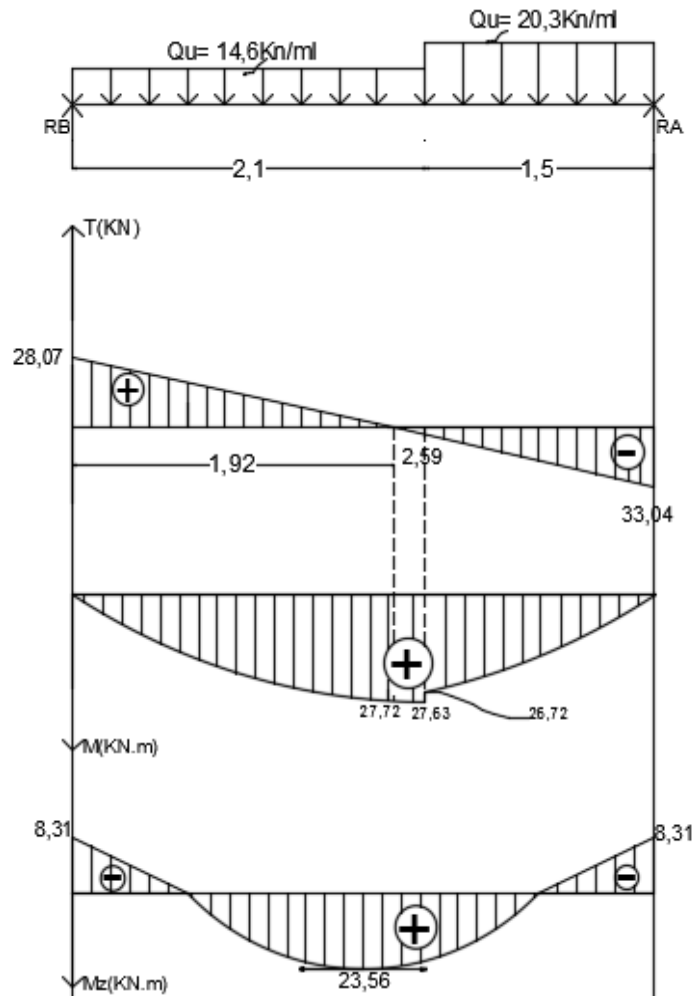


Figure 3-20 Diagramme des efforts internes à l'ELU

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_u^{\max} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (27.72) = -8.31 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (27.72) = 23.56 \text{ KN.m}$

b) Calcul des armatures

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 120 \text{ cm} ; c = 2,5 \text{ cm} ; d = 15.5 \text{ cm}.$

- **Aux Appuis**
- ✓ **Armatures principales**

$M_a = 8.31 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{8.31 \times 10^2}{120 \times 15.5^2 \times 1.42} = 0.020$$

$$\mu_b = 0.020 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{8.31 \times 10^2}{0.990 \times 15.5 \times 34.8} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA8 = 3.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.752 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA8 = 3.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• En travée

$$M_u^t = 23.56 \text{ KN}$$

✓ Armatures principales

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.56 \times 10^2}{120 \times 15.5^2 \times 1.42} = 0.057 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.057 \quad \beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.56 \times 10^2}{0.970 \times 15.5 \times 34.8} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA12 = 6.78 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

✓ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA8 = 3.01 cm²** avec un espacement **St= 25 cm.**

c) Les vérifications à l'ELU

• Vérification du non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 120 \times 15.5 \times \frac{2,1}{400} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Aux appuis $A_{a1} = 3.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

• **Vérification de contrainte tangentielle** [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

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

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{33.04 \times 10}{120 \times 15.5} = 0.17 \text{ MPa} .$$

La fissuration est peu nuisible.

Donc : $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{33.04 \times 10}{0.9 \times 15.5 \times 22.6} = 1.04 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.60 \text{ mm} .$$

$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} . \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

• **Encrage des barres** (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$l_s = 40 \phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 48 \text{ cm}$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Influence sur le béton : On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9 b d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 15.5 \times 120}{1.5} = 1116 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 33.04 \text{ KN} < 1116 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

Influence sur les armatures longitudinales inférieures : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } M_a = -8.31 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(33.04 - \frac{8.31 \times 10^2}{0.9 \times 15.5} \right) \right] = -0.76 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Calcul à l'ELS

• Calcul des efforts internes

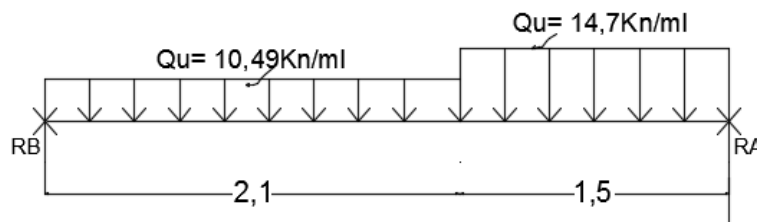


Figure 3-21 Schéma statique de calcul

• Réaction d'appuis

$$R_A = 20.19 \text{ KN}$$

$$R_B = 23.88 \text{ KN}$$

• Calcul du moment max

On a : pour $x = 1.92 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x = 1.92) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 20.19x - \frac{10.49}{2} x^2$$

$$M^{\max}(1.92) = 18.75 \text{ KN.m}$$

• **Calcul l'effort tranchant max**

On a : pour $x = 0 \text{ m}$: $T_y^{\max} = 23.88 \text{ KN}$.

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (18.75) = -5.62 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (18.75) = 15.93 \text{ KN}$.

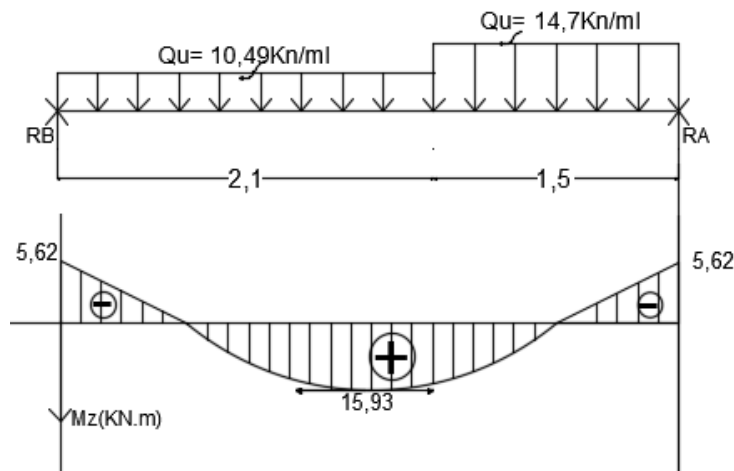


Figure 3-22 Diagramme des efforts internes à l'ELS

e) **Vérification de l'ELS**

• **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

• **État limite de compression du béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91).**

• **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

• **Contrainte de compression du béton :**

✓ **Aux appuis :**

$M_a = 5.62 \text{ [KN.m]}$

$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.01}{120 \times 15.5} = 0,160 \longrightarrow \beta_1 = 0,934, K_1 = 60.76$

Avec $\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{5.62 \times 10^3}{0,934 \times 15.5 \times 3.01} = 128.97 \text{ [MPa]}$

$$\sigma_{st} = 128.97[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{60.76} = 0,016\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,016 \times 128.97 = 2.06[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\mathbf{Mt = 15.93[\text{KN.m}]}$$

$$\rho = \frac{100 \times 6.78}{120 \times 15.5} = \mathbf{0,36} \quad , \quad \beta_1 = \mathbf{0,907} \quad , \quad K_1 = \mathbf{38.76}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{st} = \frac{15.93 \times 10^3}{0,894 \times 15.5 \times 6.78} = 169.55[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 169.55[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38.76} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = \mathbf{0,03} \times \mathbf{169.55} = \mathbf{5.08[\text{MPa}]} < \mathbf{15 [\text{MPa}]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

• **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{360} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.041 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{15.93}{10 \times 18.75} = 0,084 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{120 \times 15.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section, $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{120 \times 18^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15.5}{120 \times 18 + 15 \times 6.78} = 9.29 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.29 = 8.71 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{120}{3} (9.29^3 + 8.71^3) + 15 \times 6.78 (8.71 - 2.5)^2 = 62423.62 [\text{cm}^4]$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

Calcul des paramètres

$$\rho = \frac{6.78}{120 \times 15.5} = 0,0036$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 120}{120}) \times 0,0036} = 2.33$$

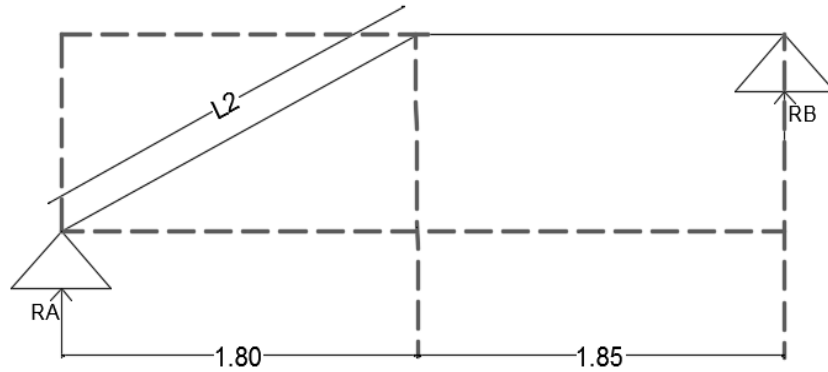
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0039 \times 169.55 + 2,1} = 0,23$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 62423.62}{1 + 0.23 \times 1.71} = 49282.98 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{15.93 \times 10^6 \times 3600^2}{10 \times 10818,86 \times 49282.98 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3600}{500}$$

$$f_v = 3.87 [\text{mm}] < \bar{f} = 7.2 [\text{mm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.3.4.2. Dimensionnement de la pailleasse et du zéme palier



$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20} \quad L = 180\text{cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{Cos} \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\text{cos} \alpha} = \frac{180}{\text{cos} 29.54^\circ} = 206,89\text{cm} .$$

$$L' = L + L_1 = 185 + 206,89 = 391,89$$

D'où

$$\frac{391,89}{30} \leq e_p \leq \frac{391,89}{20} \Rightarrow 13,063\text{ cm} \leq e_p \leq 19,59\text{ cm}$$

On prend $e_p = 18\text{cm}$

a) Calcul des efforts internes

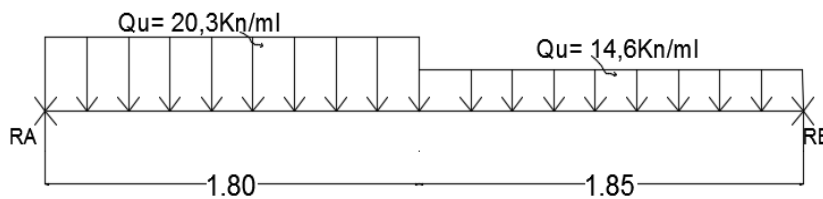


Figure 3-23 Schéma statique de calcul

• Réaction d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow 1.80q_{u1} + 1.85q_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 20,3 \times 1,80 + 14,6 \times 1,85 = 63,55\text{KN/ml} .$$

$$R_A + R_B = 63,55\text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times L = q_{u1} \times 1,80 \times \frac{1,80}{2} + q_{u2} \times 1,85 \times \left(1,80 + \frac{1,85}{2} \right)$$

$$R_B \times 3,65 = 20,3 \times 1,80 \times 0,9 + 14,6 \times 1,85 (0,925 + 1,80).$$

$$R_B = \frac{32,88 + 73,60}{3,65} = 29,17 \text{ KN.}$$

$$R_A = 63,55 - 29,17 = 34,38 \text{ KN}$$

$$R_A = 34,38 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1,80$.

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

$$T(x) = 34,38 - 20,3x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 34,38 \text{ KN} \\ T(x=1,80) = 34,38 - 20,3 \times 1,80 = -2,16 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$T(x=1,80) = 34,38 - 20,3 \times 1,80 = -2,16 \text{ KN.}$$

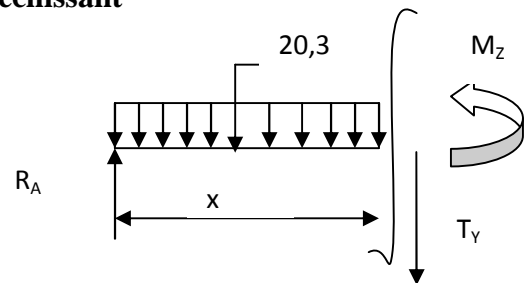
$$T(x=0) \Rightarrow R_A - q_{u1}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u1}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u1}} = \frac{34,38}{20,3} = 1,69 \text{ m}$$

$$x = 1,69 \text{ m}, \quad 1,69 \in [0; 1,80].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 34,38x - \frac{20,3}{2}x^2$$

$$M(x) = 34,38x - 10,15x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,80 \text{ m}, \quad M(x=1,80) = 28,99 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,85$.

$$T(x) = -R_B + q_{u2} \cdot x.$$

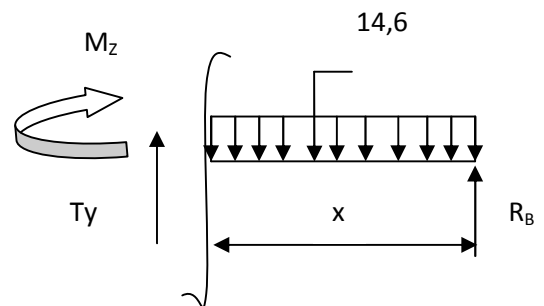
$$T(x) = -29,17 + 14,6x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -29,17 \text{ KN} \\ T(x=1,85) = -29,17 + 14,6 \times 1,85 = -2,16 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 29,17x - \frac{14,6}{2}x^2$$

$$M(x) = 29,17x - 7,3x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,85 \text{ m}, \quad M(x=1,85) = 28,98 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



• Calcul du moment max

On a : pour $x = 1,69 \text{ m}$: $T_Y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1,69) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 34,38x - \frac{20,3}{2}x^2$$

$$M^{\max}(x=1,69) = 34,38 \times 1,69 - 10,15 \times (1,69)^2$$

$$M^{\max}(1,69) = 29,13 \text{ KN.m}$$

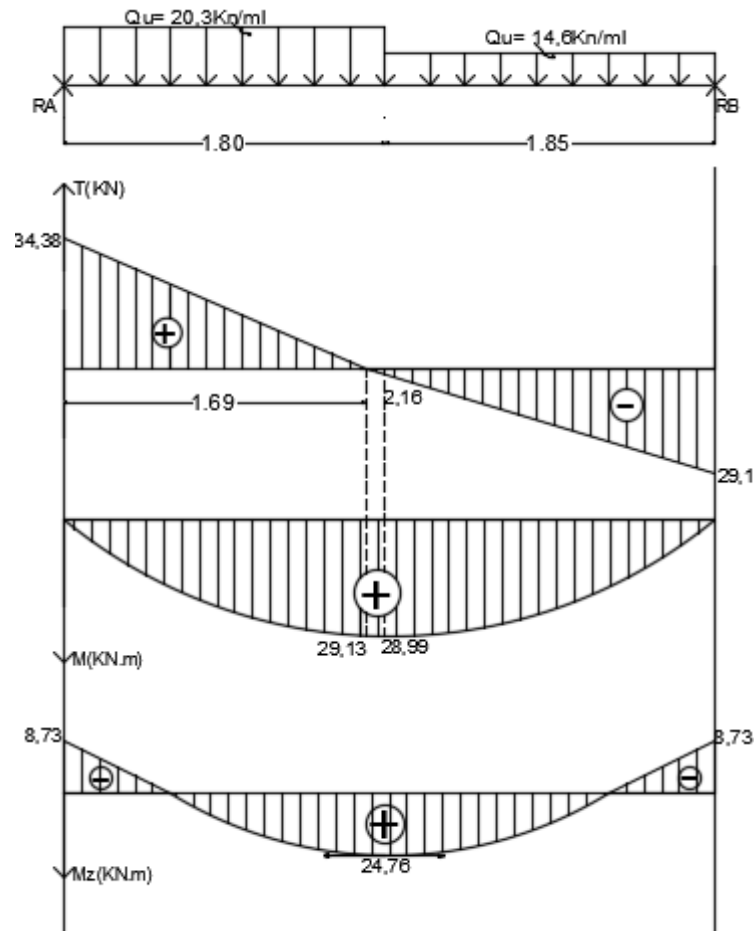


Figure 3-24 Diagramme des efforts internes à l'ELU

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (29,13) = -8,73 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (29,13) = 24,76 \text{ KN.m}$

b) Calcul des armatures

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 120 \text{ cm} ; c = 2,5 \text{ cm} ; d = 15,5 \text{ cm}.$

- Aux Appuis
- ✓ Armatures principales

$M_b = -8,73 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{8,73 \times 10^2}{120 \times 15,5^2 \times 1,42} = 0,021$$

$$\mu_b = 0,021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{8,73 \times 10^2}{0.989 \times 15,5 \times 34.8} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA8 = 3,01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0,752 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA8 = 3,01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **En travée**

$$M_u^t = 24,76 \text{ KN}$$

✓ **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,76 \times 10^2}{120 \times 15,5^2 \times 1.42} = 0,060 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,060 \quad \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{24,76 \times 10^2}{0,969 \times 15,5 \times 34.8} = 4,73 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA 12 = 6,78 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA8 = 3,01 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**.

c) **Les vérifications à l'ELU**

• **Vérification du non fragilité du béton** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 120 \times 15,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,24 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Aux appuis $A_{a1} = 3,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée $A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min.} = 2,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

• **Vérification de contrainte tangentielle** [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

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

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{34,37 \times 10}{120 \times 15,5} = 0,18 \text{ MPa} .$$

La fissuration est peu nuisible.

Donc : $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

• **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{34,37 \times 10}{0.9 \times 15,5 \times 22,608} = 1,116 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1,2 = 22,608 \text{ mm} .$$

$\tau_{se} = 1,116 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} . \Rightarrow$ Condition vérifiée

• **Encrage des barres** (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm}$$

$l_s = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 48 = 19,2 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**
- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 15,5 \times 120}{1.5} = 1116 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 34,37 \text{ KN} < 1116 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -4.95 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(34,37 - \frac{8,73 \times 10^2}{0.9 \times 15,5} \right) \right] = -0,81 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3,01 \text{ cm}^2 > -0,81 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

d) Calcul à l'ELS

- **Calcul des efforts internes**

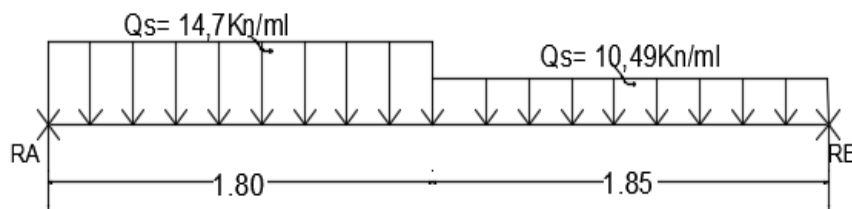


Figure 3-25 Schéma statique de calcul

- **Réaction d'appuis**

$$R_A = 24,85 \text{ KN}$$

$$R_B = 21,01 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment max**

On a : pour $x = 1.69 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=1.69) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 24,85x - \frac{14,7}{2} x^2$$

$$M^{\max}(x=1.69) = 24,85 \times 1.69 - 7,35 \times 1.69^2$$

$$M^{\max}(1.69) = \mathbf{21,03 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul l'effort tranchant max**

On a : pour $x = 0 \text{ m}$: $T_y^{\max} = 21,01 \text{ KN}$.

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (21,03) = - 6,309 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (21,03) = 17,87 \text{ KN}$.

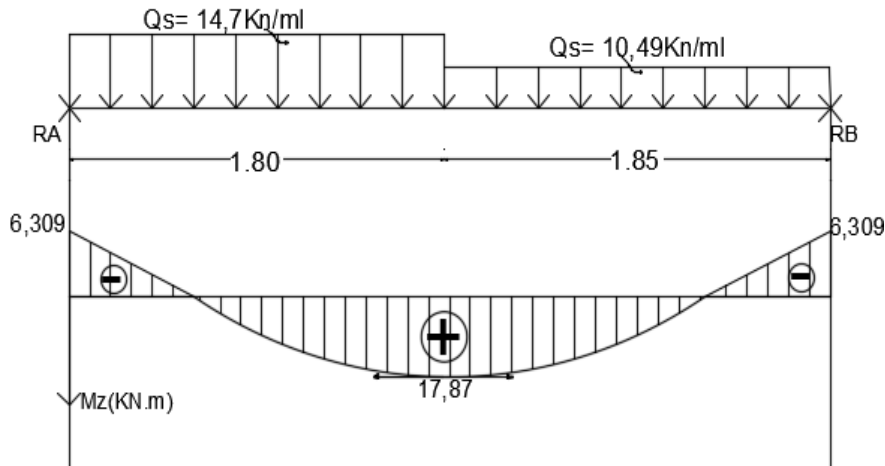


Figure 3-26 Diagramme des efforts internes à l'ELS

e) **Vérification de l'ELS**

• **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

• **État limite de compression du béton : (ArtA.4.5.2/BAEL 91).**

• **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

• **Contrainte de compression du béton :**

✓ **Aux appuis :**

$M_a = 6,309 \text{ [KN.m]}$

$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,01}{120 \times 15,5} = 0,16 \longrightarrow \beta_1 = 0,934, K_1 = 60,76$

Avec $\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{6,309 \times 10^3}{0,934 \times 15,5 \times 2,51} = 173,62 \text{ [MPa]}$

$\sigma_{st} = 173,62 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{60,76} = 0,016 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,016 \times 173,62 = 2,7 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\mathbf{M_t = 17,87 [KN.m]}$$

$$\rho = \frac{100 \times 6,78}{120 \times 15,5} = 0,36 \quad , \quad \beta_1 = 0,907 \quad , \quad K_1 = 38,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \sigma_{st} = \longrightarrow \frac{17,87 \times 10^3}{0,907 \times 15,5 \times 6,78} = 187,48 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 187,48 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38,76} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,025 \times 187,48 = 4,69 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

• **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{M_t}{10M_0} \geq \frac{h}{L}$$

Avec

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la plus grande travée.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

M_t : Moment max en travée.

M₀ : Moment max isostatique.

✓ Vérification

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{365} = 0.049 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.049 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17,87}{10 \times 21,03} = 0,084 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6,78}{120 \times 15,5} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{fe} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique de la section, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

$$B_0 : \text{aire de la section homogénéisée, } B_0 = bh + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{120 \times 18^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 15,5}{120 \times 18 + 15 \times 6,78} = 9,29 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,29 = 8,71 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{120}{3} (9,29^3 + 8,71^3) + 15 \times 6,78 (8,71 - 2,5)^2 = 62423,62 [\text{cm}^4]$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 199,94 [\text{MPa}]$$

Calcul des paramètres :

$$\rho = \frac{6,78}{120 \times 15,5} = 0,0036$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 120}{120}\right) \times 0,0036} = 2,33$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0036 \times 187,48 + 2,1} = 0,24$$

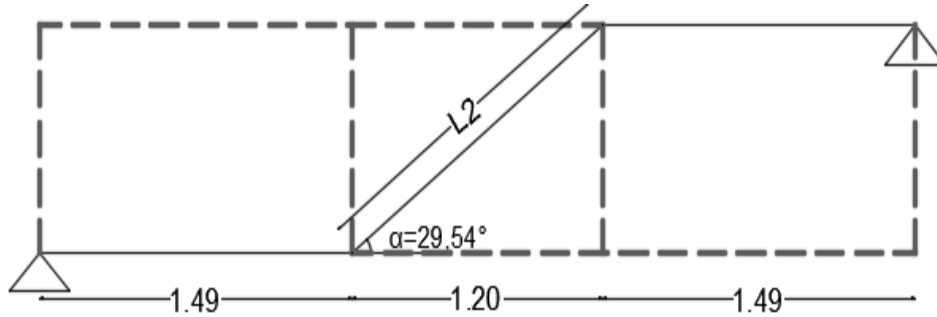
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 62423,62}{1 + 0,24 \times 2,33} = 44039,23[\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{17,87 \times 10^6 \times 3650^2}{10 \times 10818,86 \times 44039,23 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3650}{500}$$

$$f_v = 4,99 [\text{mm}] < \bar{f} = 7,3[\text{mm}] \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion: les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3.3.4.3. Dimensionnement de la paillasse du 2ème palier



$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$L = 4 \times 30 = 120 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{120}{\cos 29.54^\circ} = 137.92 \text{ cm.}$$

$$L' = L + L_1 + L_2 = 149 + 137.92 + 149 = 435.92$$

D'où

$$\frac{435.92}{30} \leq e_p \leq \frac{435.92}{20} \Rightarrow 14,3 \text{ cm} \leq e_p \leq 19 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 18 \text{ cm.}$

• Combinaison des charges

✓ Combinaison des charges à l'ELU

$$\text{Palier : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.17 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.92 \text{ kN/m}$$

✓ Combinaison des charges à l'ELS

$$\text{Palier : } q_s = G + Q = (6.24 + 2.5) \times 1 = 8.84 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Volée : } q_s = G + Q = (9.75 + 2.5) \times 1 = 12.25 \text{ kN/ml}$$

a) Calcul à l'ELU

• Calcul des efforts internes

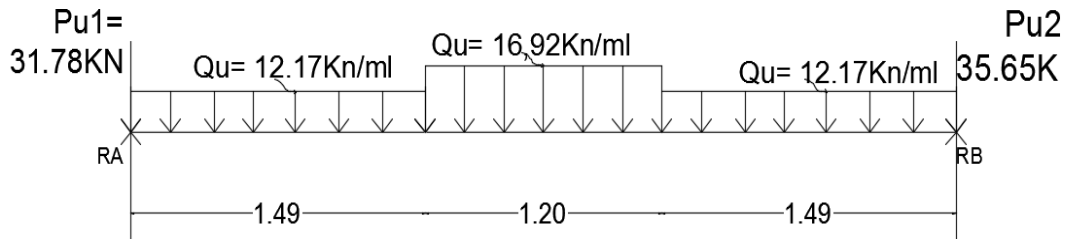


Figure 3-27 Schéma statique de calcul

Charge revenant au mur $P_u = \gamma_m \times e_m \times H_m = 2,54 \times 0,25 \times 3,06 = 1,94 \text{ KN/ml}$

P_{u1} : la réaction de l'appui B qui appartient au palier 1 et au mur .

Mur: $P_u^m = 1,35 \times 1,94 = 2,61 \text{ KN/ml}$

Palier : $P_u^p = 29,17 \text{ KN/ml}$

P_{u2} : la réaction de l'appui B qui appartient au palier 3 et au mur

Mur: $P_u^m = 1,35 \times 1,94 = 2,61 \text{ KN/ml}$

Palier : $P_u^p = 33,04 \text{ KN/ml}$

• Réaction d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1,49q_{u1} + 1,20q_{u2} + 1,49q_{u3} + p_{u1} + p_{u2} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1,49 \times 12,17 + 1,2 \times 16,92 + 1,49 \times 12,17 + 31,78 + 35,65 = 124 \text{ KN/ml}.$$

$$R_A + R_B = 124 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4,18 = 12,17 \times 1,49 \times 0,745 + 16,92 \times 1,20 \times 2,09 + 12,17 \times 1,49 \times 3,43 + 35,65 \times 4,18$$

$$R_B = \frac{267,22}{4,18} = 63,92 \text{ KN}.$$

$$R_A = 124 - 63,92 = 60,08 \text{ KN}$$

$$R_A = 60,08 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1,49$

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x - p_{u1}$$

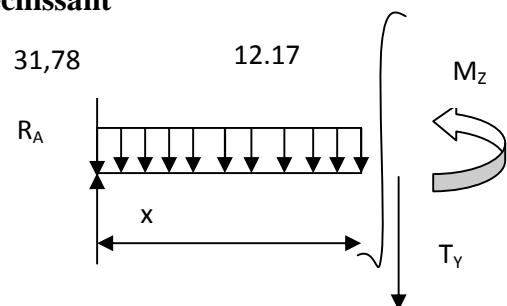
$$T(x) = 60,06 - 12,17x - 31,78$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 28,3 \text{ KN} \\ T(x=1,49) = 10,16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - p_{u1} x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 60,08x - 31,78x - \frac{12,17}{2} x^2$$

$$M(x) = 60,08x - 31,78x - 6,08 x^2.$$

$$\begin{cases} x = 1,49 \text{ m} , & M(x=1,49) = 28,65 \text{ KN.m} \\ x = 0 , & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $1.49 \leq x \leq 2.69$

$$T(x) = R_A - q_{u1}x - 1.49 - p_{u1} - q_{u2}(x-1.49)$$

$$T(x=1.49) = 10.16 \text{ KN.}$$

$$T(x=2.69) = -10.13 \text{ KN.}$$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u1} \times 1.49 - p_{u1} - (x-1.49) q_{u2} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u1} \times 1.49 - p_{u1} + 1.49 \times q_{u2}}{q_{u2}} = 2.09 \text{ m}$$

$$x = 2.09 \text{ m} ; x \in [1.49, 2.69].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \times 1.49 \times (x - 0.745) - p_{u1} x - q_{u2} \left(\frac{(x-1.49)^2}{2} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x=1.49) = 28.66 \text{ KN.m} \\ M(x=2.69) = 28.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.49$.

$$T(x) = -R_B + p_{u2} + q_{u3}x.$$

$$T(x) = -63.92 + 35.65 + 12.17x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_x = -28.27 \text{ KN} \\ T(x=1.64) = -10.13 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_B x - p_{u2} x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 63.92x - 35.65x - \frac{12.17}{2} x^2$$

$$M(x) = 63.92x - 35.65x - 6.085 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.64 \text{ m}, \quad M(x=1.64) = 28.66 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

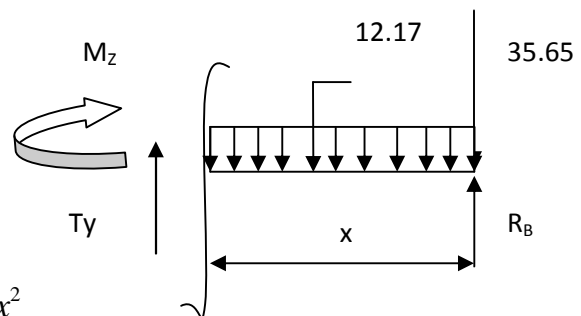
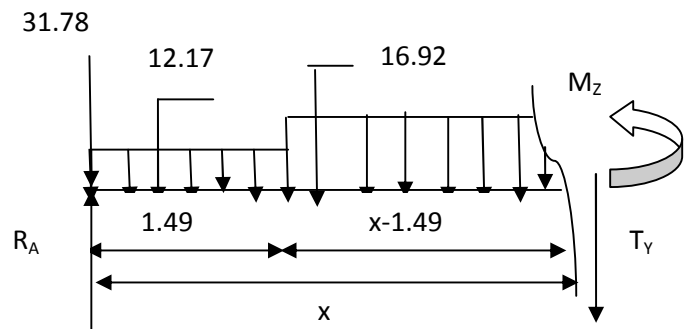
• Calcul du moment max

On a : pour $x = 2.09 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.09) = R_A x - q_{u1} \times 1.49 \times (x - 0.745) - p_{u1} x - q_{u2} \left(\frac{(x-1.49)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(x=2.09) = 60.08 \times 2.09 - 12.17 \times 1.49 \times (2.09 - 0.745) - 31.78 \times 2.09 - 16.92 \left(\frac{(2.09-1.49)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.09) = 31.72 \text{ KN.m}$$



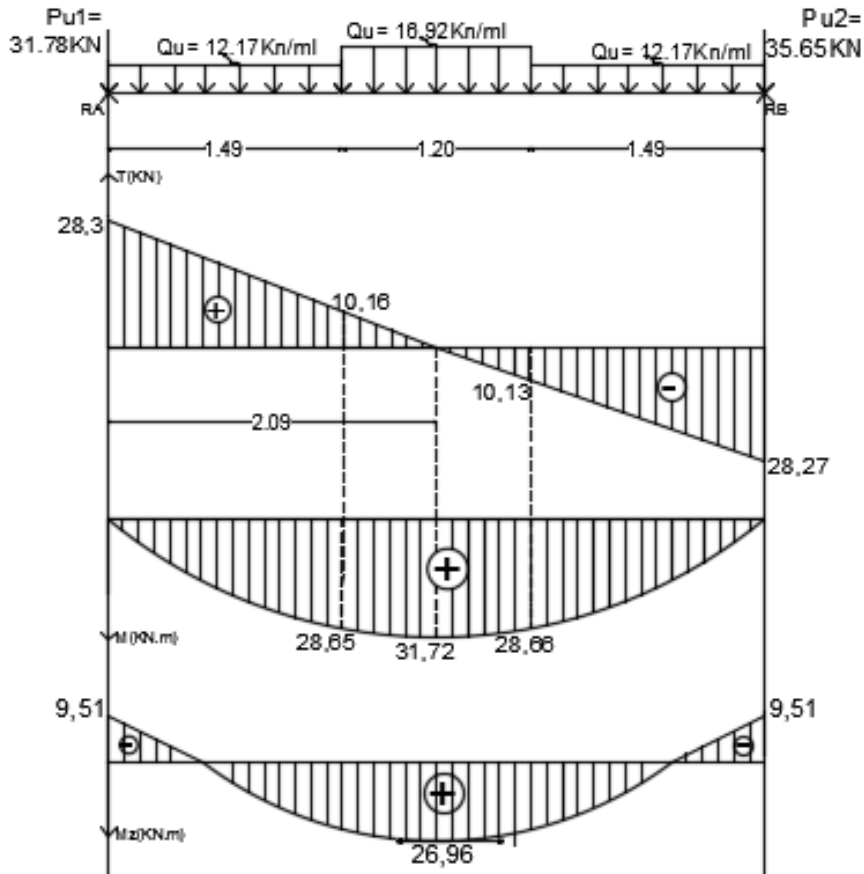


Figure 3-28 Diagramme des efforts internes à l'ELU

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (31.72) = -9.51 \text{ kN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (31.72) = 26.96 \text{ kN.m}$

b) Calcul des armatures

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $c = 2,5 \text{ cm}$; $d = 15,5 \text{ cm}$.

- Aux Appuis
- ✓ Armatures principales

$M_B = -9.51 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{9.51 \times 10^2}{100 \times 15,5^2 \times 1.42} = 0,027$$

$$\mu_b = 0.027 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

Remarque

La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_b = \frac{9,51 \times 10^2}{0,986 \times 15,5 \times 34,8} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA8 = 3,01 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0,627 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA 8 = 3,01 cm²** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

• **En travée**

$$M_u^t = 26,96 \text{ KN}$$

✓ **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,96 \times 10^2}{100 \times 15,5^2 \times 1,42} = 0,079 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,079 \quad \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{26,96 \times 10^2}{0,958 \times 15,5 \times 34,8} = 5,21 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA 14 = 9,23 cm²** avec un espacement **St = 20 cm**

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,30 \text{ cm}^2$$

Soit **6 HA8 = 3,01 cm²** avec un espacement **St = 20 cm**.

c) **Les vérifications à l'ELU**

• **Vérification du non fragilité du béton** [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,87 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Aux appuis $A_{a1} = 3,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,87 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ **condition vérifiée**

En travée $A_t = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,87 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

• **Vérification de contrainte tangentielle** [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

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

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{28,3 \times 10}{100 \times 15,5} = 0,18 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires

• **Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{28,3 \times 10}{0,9 \times 15,5 \times 26,376} = 0,76 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Encrage des barres** (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$l_s = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

• **Influence sur le béton** : On doit vérifier que

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 15.5 \times 100}{1.5} = 930 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 28.3 \text{ KN} < 930 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

• **Influence sur les armatures longitudinales inférieures** : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -9.41 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(28.3 - \frac{9.51 \times 10^2}{0.9 \times 15.5} \right) \right] = -1.14 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_a = 3.01 \text{ cm}^2 > -1.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Calcul à l'ELS

• **Calcul des efforts internes**

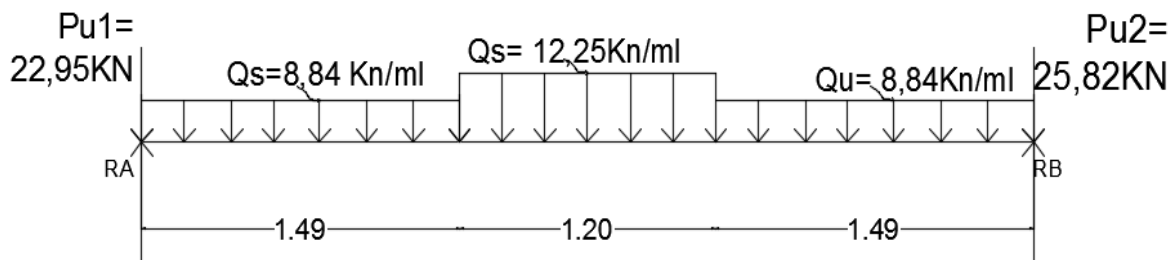


Figure 3-29 Schéma statique de calcul

$$P_{s1}(\text{charge du à la 1 volée+palier}) = P_s^p + P_s^m = 21,01 + 1,94 = 22,95 \text{ KN}$$

$$P_{s1}(\text{charge du à la 3 volée+palier}) = P_s^p + P_s^m = 23,88 + 1,94 = 25,82 \text{ KN}$$

• **Réaction d'appuis**

$$R_A = 46,33 \text{ KN}$$

$$R_B = 43,48 \text{ KN}$$

• **Calcul du moment max**

On a : pour $x = 2.09 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.09) = R_A x - q_{s1} \times 1.49 \times (x - 0.745) - p_{s1} x - q_{s2} \left(\frac{(x - 1.49)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(x=2.09) = 46.33 \times 2.09 - 8.84 \times 1.49 \times (2.09 - 0.745) - 22.95 \times 2.09 - 12.25 \left(\frac{(2.09 - 1.49)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.09) = 27,02 \text{ KN.m}$$

• **Calcul l'effort tranchant max**

On a : pour $x = 0 \text{ m}$: $T_y^{\max} = 23,38 \text{ KN}$.

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (27,02) = - 8,10 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (27,02) = 22,96 \text{ KN.m}$.

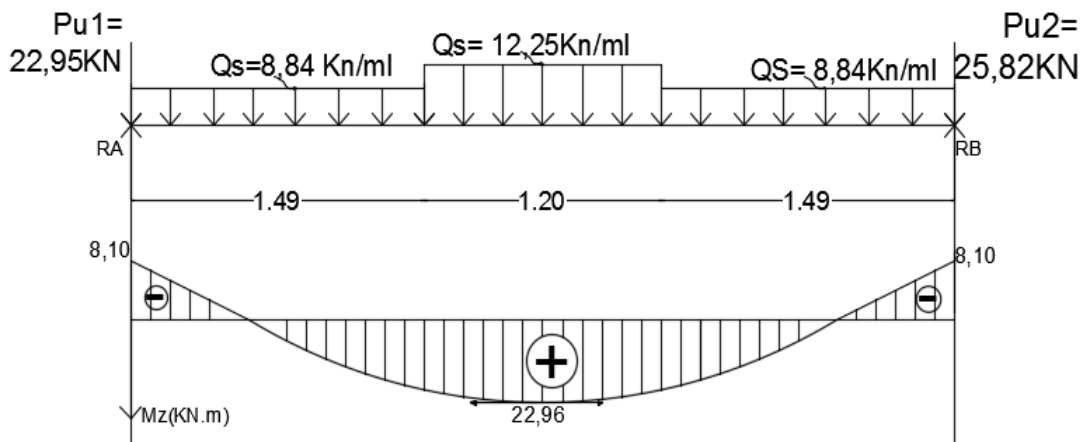


Figure 3-30 Diagramme des efforts internes à l'ELS.

e) **Vérification de l'ELS**

• **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

• **État limite de compression du béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).**

• **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

• **Contrainte de compression du béton**

✓ **Aux appuis**

$M_a = 5,77 \text{ [KN.m]}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,01}{100 \times 15,5} = 0,194 \longrightarrow \beta_1 = 0,928, K_1 = 54,44$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{8,10 \times 10^3}{0,928 \times 15,5 \times 3,01} = 187,08 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{st} = 187,08 \text{ [MPa]} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ [MPa]} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{54,44} = 0,018 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,018 \times 187,08 = 3,36 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée

$$M_t = 22,96 [\text{KN.m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 15,5} = 0,59 \quad , \quad \beta_1 = 0,886, \quad K_1 = 28,86$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \sigma_{st} = \longrightarrow \frac{22,96 \times 10^3}{0,886 \times 15,5 \times 9,23} = 181,13 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 181,13 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,86} = 0,034$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,034 \times 181,13 = 6,27 [\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [\text{MPa}] \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

• **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{418} = 0,043 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,043 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{22,96}{10 \times 27,02} = 0,084 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{9,23}{100 \times 15,5} = 0,005 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 9,23 \times 15,5}{100 \times 18 + 15 \times 9,23} = 9,46 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,46 = 8,54 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3}(9,46^3 + 8,54^3) + 15 \times 9,23(8,54 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 54031,75 [\text{cm}^4]$$

$$\sigma_{st} = 181,13 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{9,23}{100 \times 15,5} = 0,005$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,005} = 1,68$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 181,13 + 2,1} = 0,36$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 54031,75}{1 + 1,68 \times 0,36} = 37035,72 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{18,33 \times 10^6 \times 4180^2}{10 \times 10818,86 \times 37035,72 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{4180}{500}$$

$$f_v = 7,99 [\text{mm}] < \bar{f} = 8,36 [\text{mm}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.3.5. Escalier du RDC

Vue que la volée 2 et la volée 3 sont identiques dans tous les niveaux donc leurs calculs se fera de la même manière que celles calculer précédemment (étage courant). Alors on va se contenter de calculer la volée 1(volée rive) au RDC.

• **Combinaison des charges**

✓ **Combinaison des charges a l'ELU**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5)1.20 = 14.6 \text{ kN/ml}$.

Volée : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = (1.35 \times 9.75 + 1.5 \times 2.5)1.20 = 20.3 \text{ kN/m}$

✓ **Combinaison des charges a l'ELS**

Palier : $q_s = G + Q = (6.24 + 2.5) \times 1.20 = 10.49 \text{ kN/ml}$.

Volée : $q_s = G + Q = (9.75 + 2.5) \times 1.20 = 14.7 \text{ kN/ml}$

3.3.5.1. Dimensionnement de la pailasse et du 1er palier

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

$$L = 11 \times 30 = 270 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{Cos} \alpha = \frac{L}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{L}{\text{cos} \alpha} = \frac{330}{\text{cos} 29.54^\circ} = 379.3 \text{ cm} .$$

D'où

$$\frac{379.3}{30} \leq e_p \leq \frac{379.3}{20} \Rightarrow 12.64 \text{ cm} \leq e_p \leq 18.86 \text{ cm}$$

On prend $e_p = 18 \text{ cm}$.

a) **Calcul à l'ELU**

• **Calcul des efforts internes**

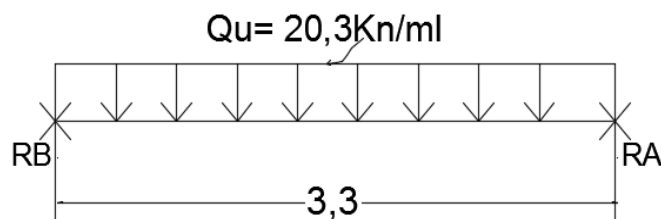
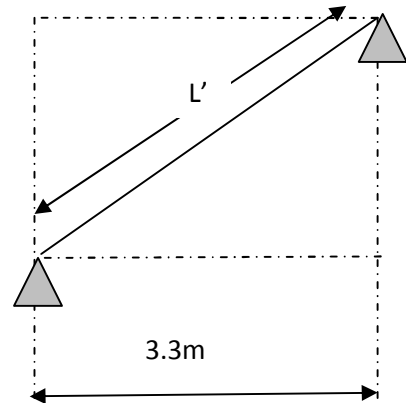


Figure 3-31 Schéma statique de calcul

• Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{20.3 \times 3.3}{2} = 33.49 \text{ kN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{20.3 \times 3.3^2}{8} = 27.63 \text{ kN.m}$$

$$T_{qu} = \frac{q_u l}{2} = \frac{20.3 \times 3.3}{2} = 33.49 \text{ Kn}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on apporte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (27.63) = -8.28 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (27.63) = 23.48 \text{ KN.m}$

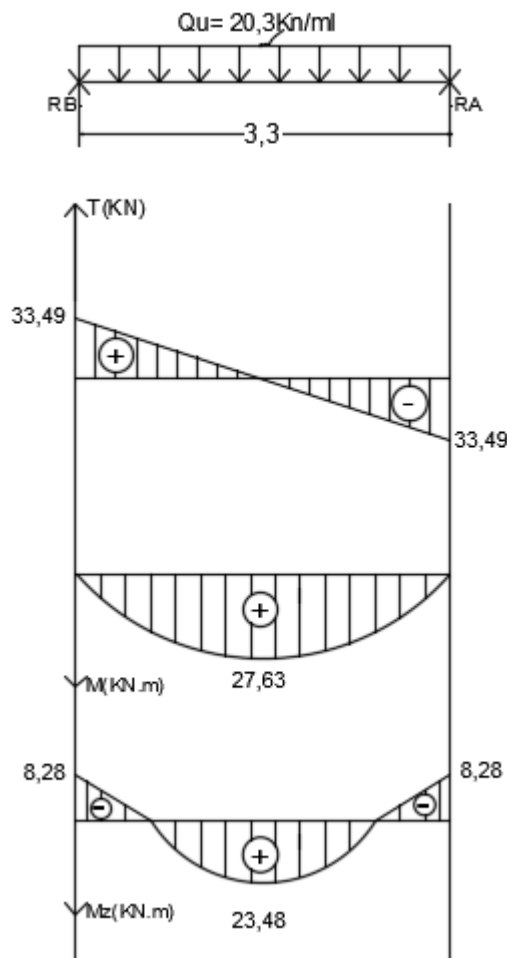


Figure 3-32 Diagramme des efforts internes à l'ELU

b) Calcul des armatures

On calcul une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 120 \text{ cm} ; c = 2.5 \text{ cm} ; d = 15.5 \text{ cm}.$

• **Aux Appuis**

$$M_u^a = - 8.28 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_b}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{8.28 \times 10^2}{120 \times 15.5^2 \times 1.42} = 0.02$$

$$\mu_b = 0.02 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_b = 0.02 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_b = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_b = \frac{8.28 \times 10^2}{0.990 \times 15.5 \times 34.8} = 1.55 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA8 = 3.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_b}{4} = 0.752 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA 8 = 3.01 cm²** avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **En travée**

$$M_u^t = 23.48 \text{ KN.m}$$

✓ **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{23.48 \times 10^2}{120 \times 15.5^2 \times 1.42} = 0.057 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,057 \quad \beta = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.48 \times 10^2}{0.970 \times 15.5 \times 34.8} = 4.48 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA 12 = 6.78 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA8 = 3.01cm²**. Avec un espacement de :**St= 25 cm**.

c) Les vérifications à l'ELU

• Vérification du non fragilité du béton [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 120 \times 15.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

Aux appuis $A_{a1} = 3.01 \text{ cm} > A_{\min} = 2.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.24 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

• Vérification de contrainte tangentielle [Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99]

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

$$\tau_u = \frac{Tu^{\max}}{b \times d} = \frac{33.49 \times 10}{120 \times 15.5} = 0.18 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible.

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires

• Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{33.49 \times 10}{0.9 \times 15.5 \times 22.6} = 1.06 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.6 \text{ mm}$.

$\tau_{se} = 1.3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

• Encrage des barres (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$l_s = 50\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

Soit $L_s = 48 \text{ cm}$.

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est

$$l \geq 0.4 \times l_s = 0.4 \times 48 = 28 \text{ cm}$$

• Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

• Influence sur le béton : On doit vérifier que

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 15.5 \times 120}{1.5} = 1116 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 33.49 \text{ KN} < 1116 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

• Influence sur les armatures longitudinales inférieures

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \left[\frac{1.15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -8.28 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \left[\frac{1.15 \times 10}{400} \left(33.49 - \frac{8.28 \times 10^2}{0.9 \times 15.5} \right) \right] = -0.74 \text{ m}^2 < 0$$

$$A_a = 3.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Calcul à l'ELS

• Calcul des efforts internes

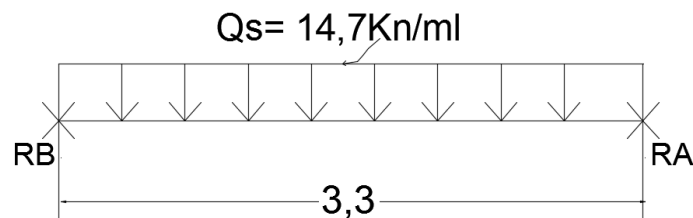


Figure 3-33 Schéma statique de calcul

• Réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{14.7 \times 3.3}{2} = 24.25$$

• **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

$$M_{qs} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{14.7 \times 3.3^2}{8} = 20.01 \text{ kN.m}$$

$$T_{qu} = \frac{q_s l}{2} = \frac{14.7 \times 3.3}{2} = 24.25 \text{ kN}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = -0.3 M^{max} = -0.3 (20.01) = -6.003 \text{ kN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85 M^{max} = 0.85 (20.01) = 17.008 \text{ kN.m}$

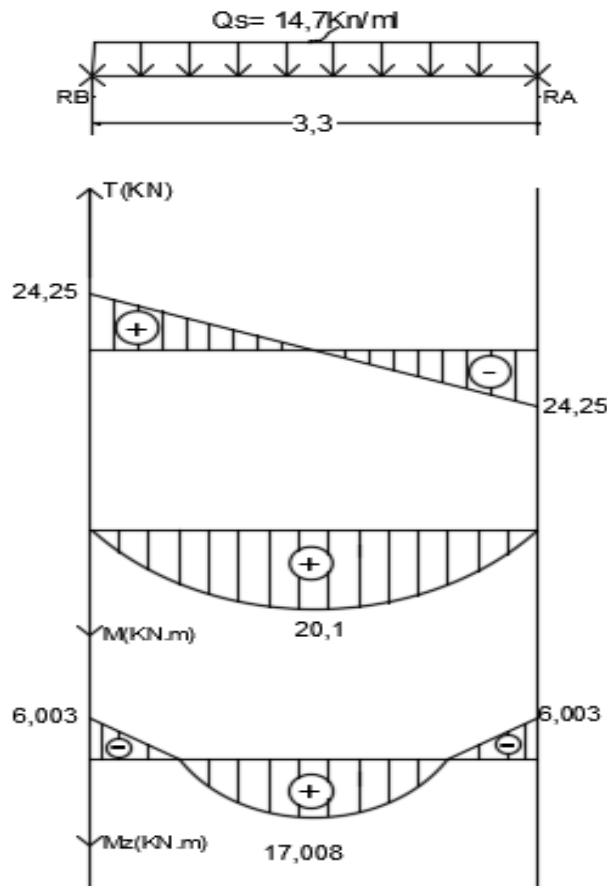


Figure 3-34 Diagramme des efforts internes à l'ELS

e) **Vérification de l'ELS**

• **État limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

• **État limite de compression du béton : (ArtA.4.5.2/BAEL 91).**

• **Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers :**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$ et $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

➤ **Contrainte de compression du béton**

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = 6.003[\text{KN.m}]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.01}{120 \times 15.5} = 0,160 \longrightarrow \beta_1 = 0,935, K_1 = 61,92$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{6.64 \times 10^3}{0,935 \times 15.5 \times 3.01} = 152.21[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 196,76[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{61,92} = 0,016 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,016 \times 152.21 = 3.94[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$M_t = 17.008[\text{KN.m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 6.78}{120 \times 15.5} = 0,36, \beta_1 = 0,907, K_1 = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \sigma_{st} = \frac{17,008 \times 10^3}{0,907 \times 15.5 \times 6.78} = 178.43[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 178.43[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 400[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38.76} = 0,025$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,025 \times 178.43 = 4.46[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} 15 [\text{MPa}]$$

➔ **Condition vérifiée**

➤ **État limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

➤ **État limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{330} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.05 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17.008}{10 \times 20.01} = 0.084 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{6.78}{120 \times 15.5} = 0.0036 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique de la section, } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

$$B_0 : \text{aire de la section homogénéisée, } B_0 = bh + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{120 \times 18^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 15.5}{120 \times 18 + 15 \times 6.78} = 9.29 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 7.83 = 8.71 [\text{cm}]$$

D'où :

$$I_0 = \frac{120}{3} (9.29^3 + 8.71^3) + 15 \times 6.78 (8.71 - 2.5)^2 = 58763.11 [\text{cm}^4]$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

Calcul des paramètres

$$\rho = \frac{6.78}{120 \times 15.5} = 0,0036$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 120}{120}\right) \times 0,0036} = 2.33$$

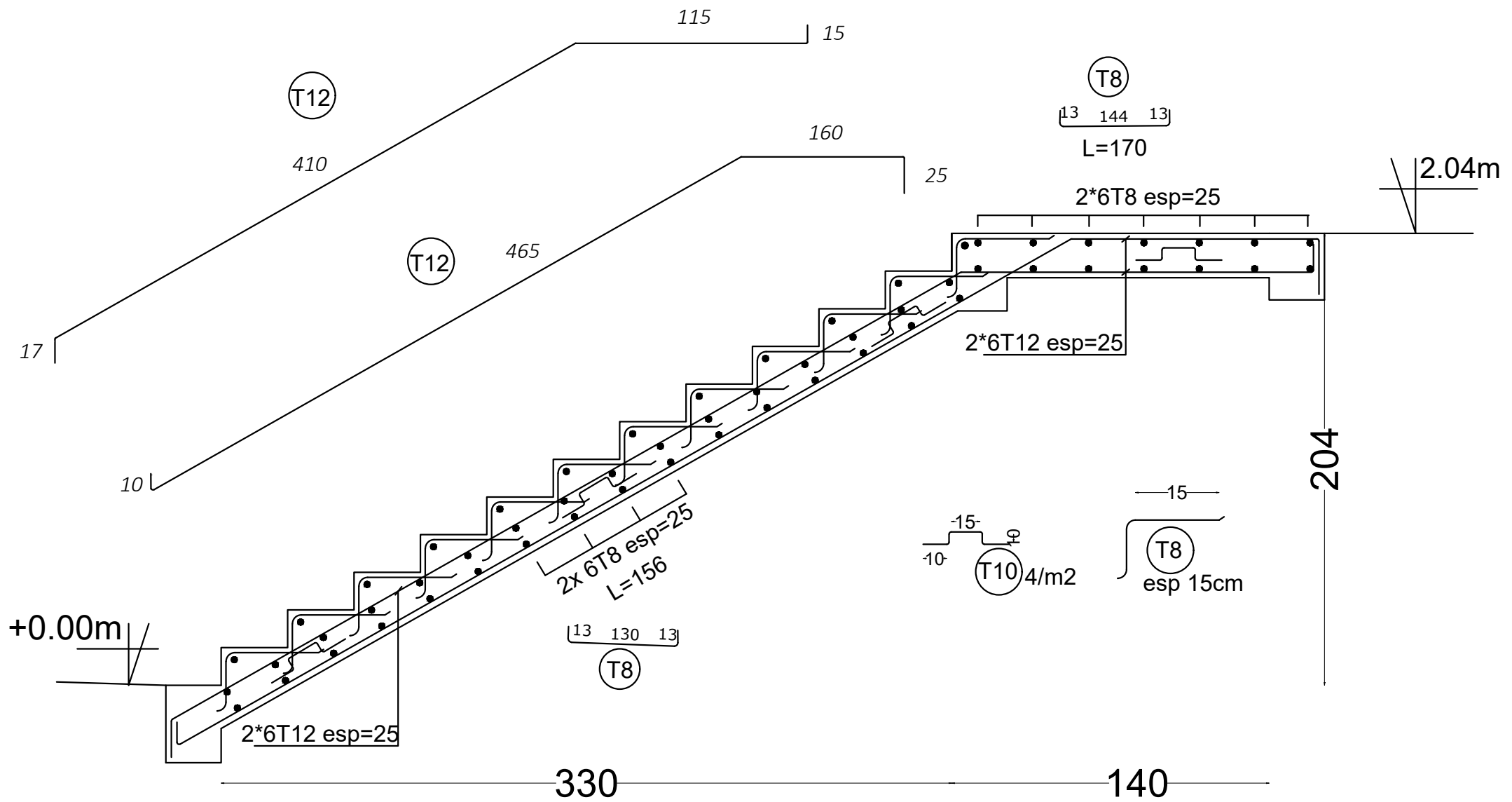
$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0036 \times 178.43 + 2,1} = 0.21$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 58763.11}{1 + 0.21 \times 2.23} = 44023.3 [\text{cm}^4]$$

$$f_v = \frac{17.008 \times 10^6 \times 3300^2}{10 \times 10818,86 \times 44023.3 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{3300}{500}$$

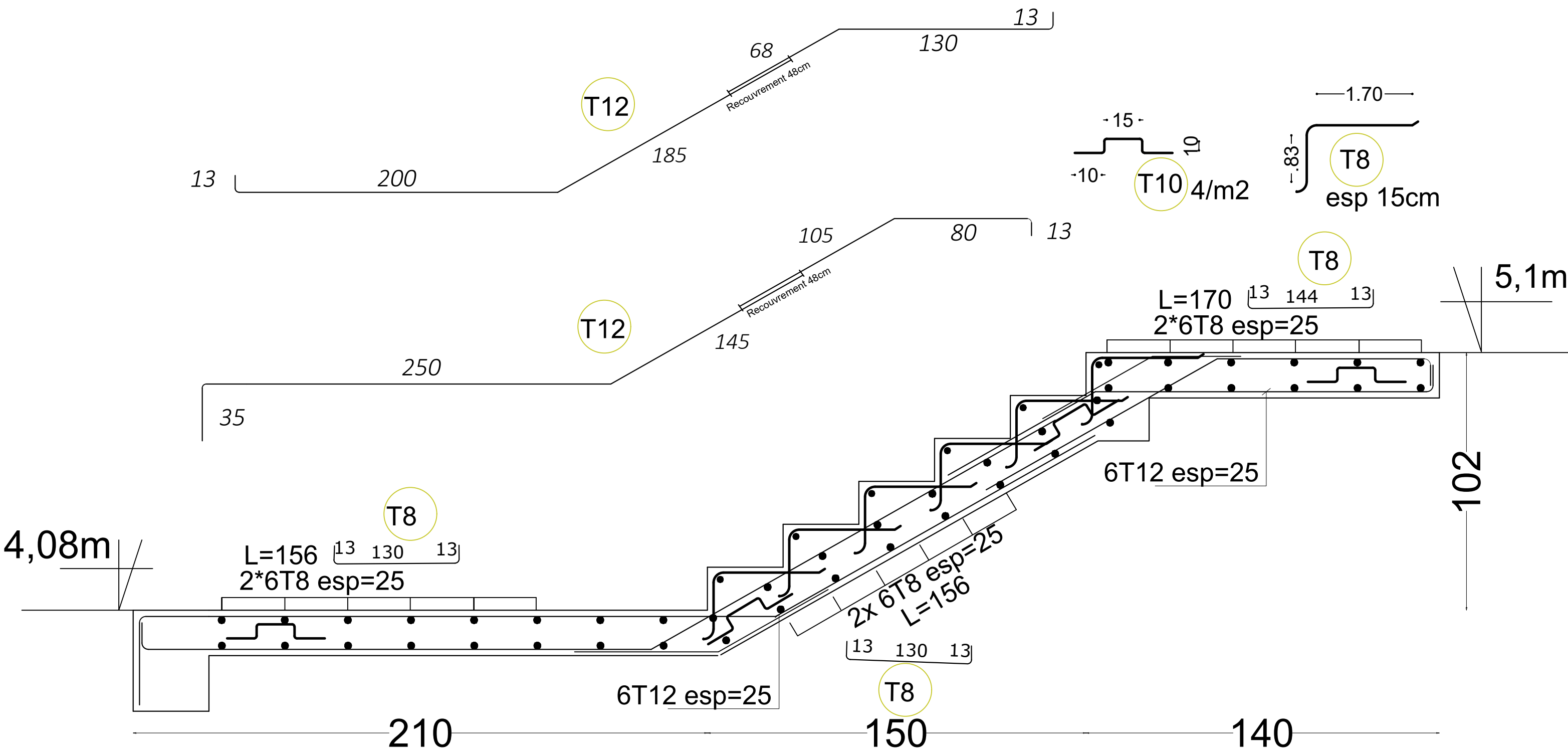
$$f_v = 3.88 [\text{mm}] < \bar{f} = 6.6 [\text{mm}] \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A : 1^{ère} volée H=2.04m



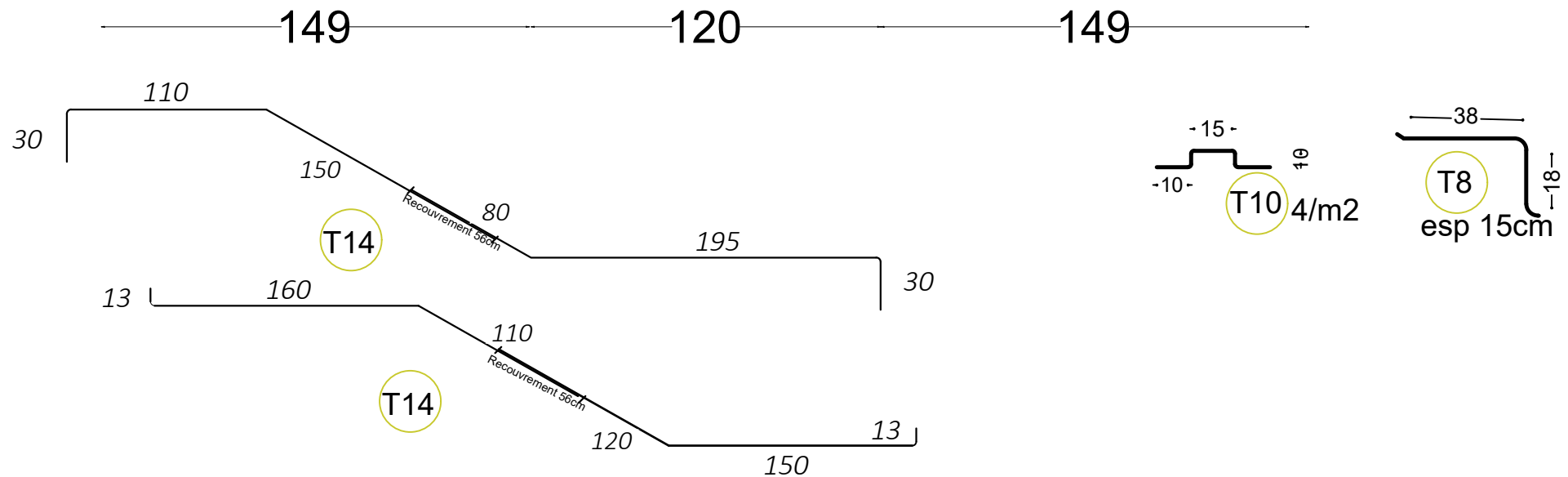
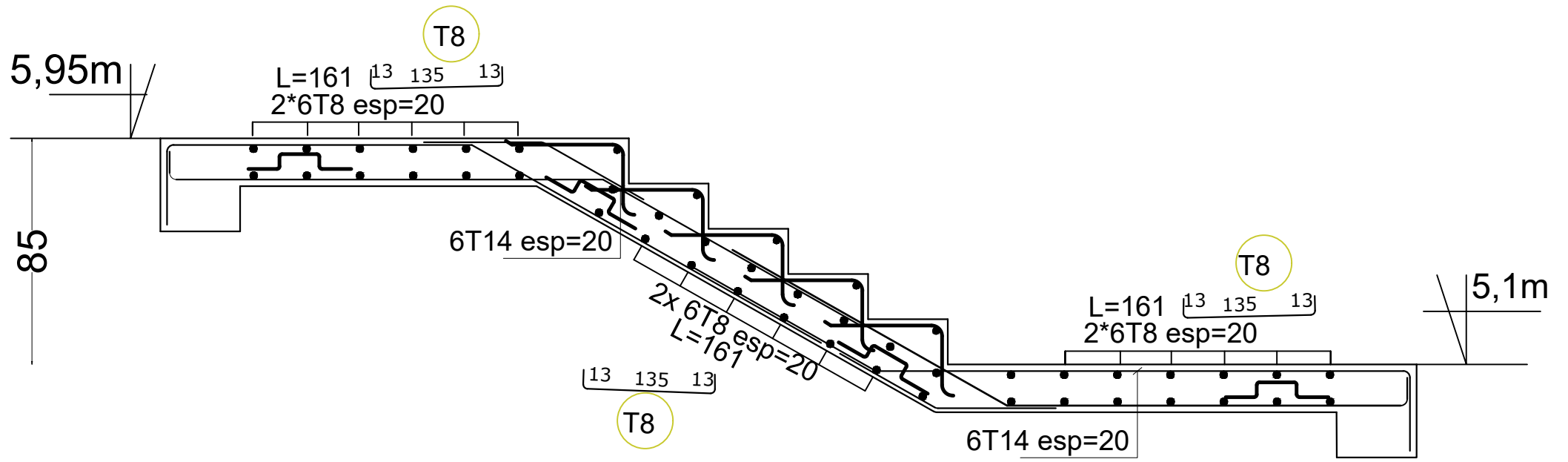
Coffrage et ferrailage de l'escalier (RDC)

A : 1^{ère} volée H=5,1m



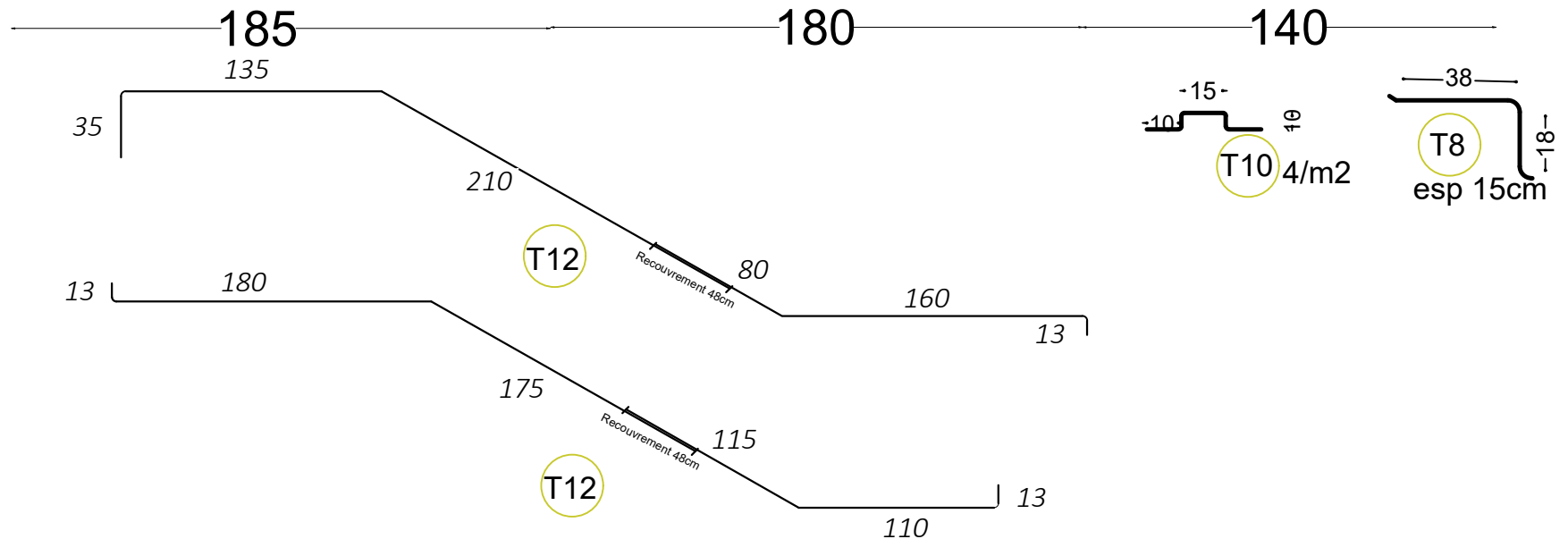
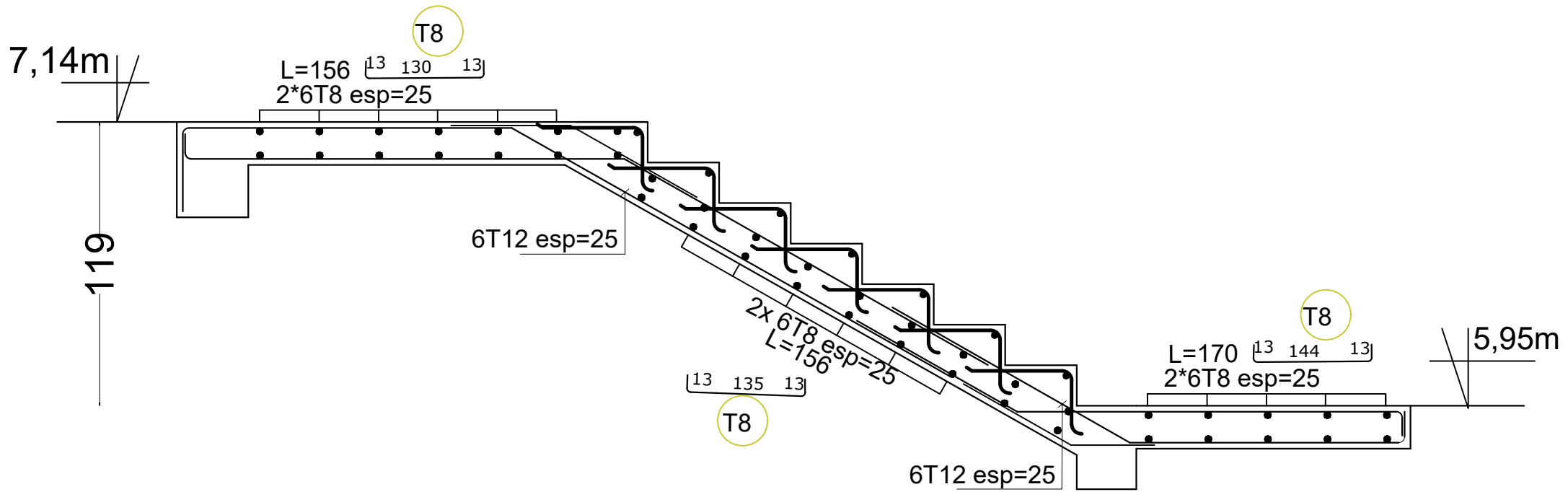
Coffrage et ferrailage de l'escalier

B : 2^{ème} volée H=5,95m



Coffrage et ferrailage de l'escalier

C : 3^{ème} volée H=7,14m



Coffrage et ferrailage de l'escalier

3.4. Calcul de la poutre palière(brisée)

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension ($b \times h$). Elle se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage. Elle est soumise à son poids propre, le poids du mur et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastree à ses extrémités dans les deux poteaux.

3.4.1. Pré dimensionnement

• **La hauteur :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré.

h_t : la hauteur de la poutre.

$$L = 4,18 \text{ m} \implies \frac{418}{15} \leq h_t \leq \frac{418}{10} \Rightarrow 27,86 \text{ cm} \leq h_t \leq 41,8 \text{ m} \implies \mathbf{h_t = 35 \text{ cm}}$$

• **La largeur :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad 14 \leq b \leq 24,5 \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$$

• **Recommandations du RPA99 (Art .7.4.1)**

$$\begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} & h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} & b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \text{CV} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \end{cases}$$

La poutre aura pour dimensions : $b \times h = (25 \times 35) \text{ cm}^2$

3.4.2. Détermination des charges et surcharges

Elle sont soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 2,61 \text{ KN/m}^2$)

- poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,35 \times 0,25 = 2,19 \text{ KN/m}$

point A et C : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,2$

point B : $0,25 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos(29,54)} = 2,51 \text{ KN/ml}$

- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

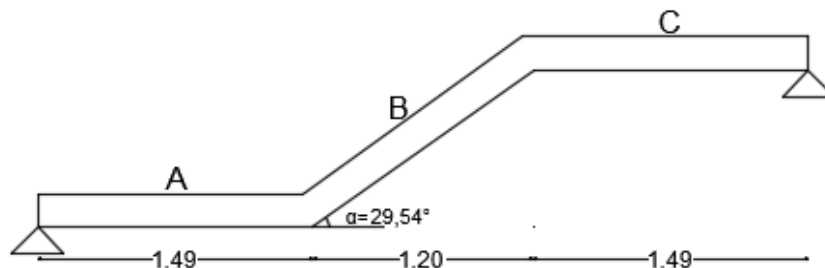


Figure 3-35 schéma isostatique de calcul de la poutre palière a l'ELU

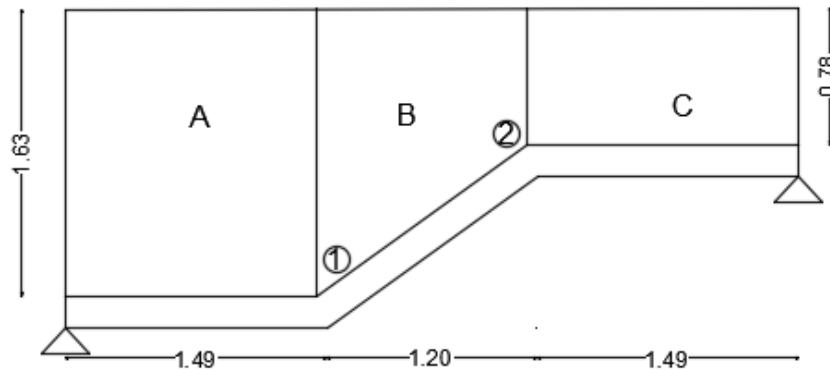


Figure 3-36 Répartition des charges

• **Chargement dû aux réactions du palier**

- partie A : $R_A = 60,08 \text{ KN/ml}$
- partie C : $R_B = 63,92 \text{ KN/ml}$
- partie B : 0

• **Chargement dû au poids du mur extérieur**

- partie A : $1,63 \times 2,61 = 4,25 \text{ KN/ml}$.
- partie C : $0,78 \times 2,61 = 2,03 \text{ KN/ml}$.
- partie B : On aura un chargement trapézoïdal
point 1 : $4,25 \text{ KN/ml}$; point 2 : $2,03 \text{ KN/ml}$;

• **Calcul des efforts internes**

✓ **Combinaisons de charges à l'ELU**

- partie A : $q_u = 1,35 \times 2,2 + 60,08 = 63,05 \text{ KN/ml}$
- partie C : $q_u = 1,35 \times 2,2 + 63,92 = 66,89 \text{ KN/ml}$
- partie B : point 1 : $q_u = 1,35 \times (2,2 + 4,25) + 0 = 9,12 \text{ KN/ml}$
point 2 : $q_u = 1,35 \times (2,2 + 2,03) + 0 = 6,12 \text{ KN/ml}$

a) **Calcul a l'ELU**

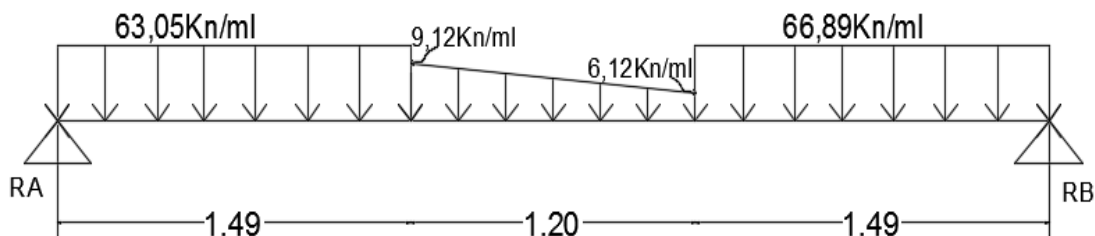


Figure 3-37 schéma isostatique de calcul de la poutre palière a l'ELU

• **Réaction d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow$$

$$R_A + R_B = 63,05 \times 1,49 + 6,12 \times 1,20 + \frac{9,12 - 6,12}{5} \times 1,20 + 66,89 \times 1,49$$

$$R_A + R_B = 202,97 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times 4,18 = 63,05 \times \frac{1,49^2}{2} + 6,12 \times 1,20 \times 2,09 + (9,12 - 6,12) \times 1,20 \times 1,89 + 66,89 \times 1,49 \times 3,4$$

$$R_B \times 4,18 = 434,87$$

$$R_B = \frac{434,87}{4,18} = 104,03 \text{ KN.}$$

$$R_A = 202,97 - 104,03 = 98,94 \text{ KN}$$

$$R_A = 98,94 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1,49$.

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

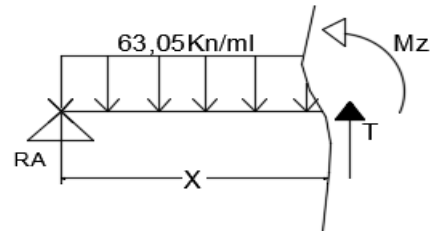
$$T(x) = 63,05 \cdot x - 98,94$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -98,94 \text{ KN} \\ T(x=1,49) \Rightarrow T_Y = -4,99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2} = 98,94x - \frac{63,05}{2} x^2$$

$$M(x) = 98,94x - 31,525x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,49 \text{ m} , \quad M(x=1,49) = 77,43 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,49$.

$$T(x) = R_B - q_{u2} \cdot x.$$

$$T(x) = 104,03 - 66,89x.$$

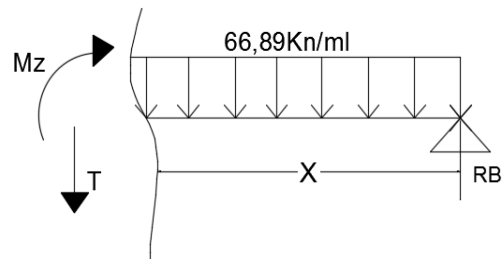
$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 104,03 \text{ KN} \\ T(x=1,49) \Rightarrow T_Y = 4,36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 104,03 \text{ KN} \\ T(x=1,49) \Rightarrow T_Y = 4,36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

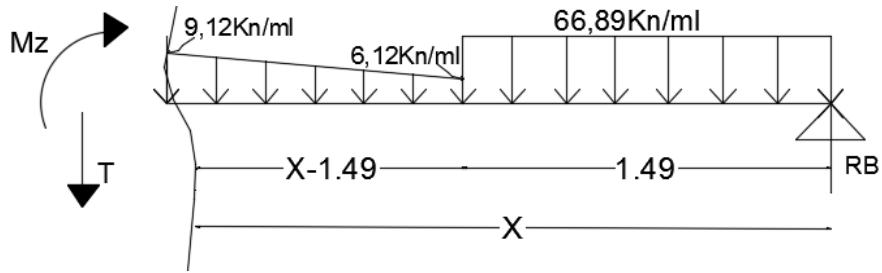
$$M(x) = R_B \cdot x - q_{u2} \cdot \frac{x^2}{2} = 104,03x - \frac{66,89}{2} x^2$$

$$M(x) = 104,03x - 33,44x^2.$$

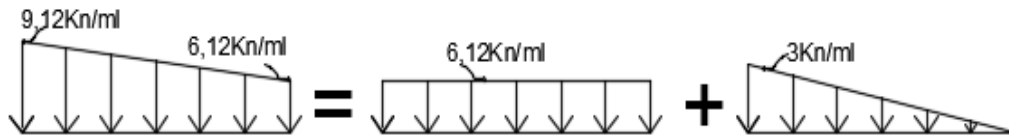
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,49 \text{ m} , \quad M(x=1,49) = 80,76 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



3^{ème} tronçon : $1,49 \leq x \leq 2,69$

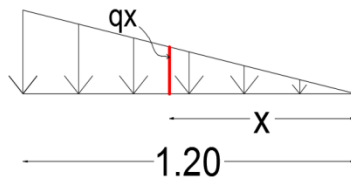


La charge trapézoïdale sera décomposée comme montré dans le schéma ci-dessous



$$\frac{x}{q_x} = \frac{1,20}{3} = 2,50$$

$$q_x = 2,5x$$



$$-T(x) + 104,03 - 66,89x + 1,49 - 6,12(x - 1,49) - 2,5 \times \left(\frac{x - 1,49}{2}\right)^2$$

$$T(x) = -1,25x^2 - 2,395x + 10,71$$

$$\begin{cases} T(x = 1,49) \Rightarrow T_y = 4,36 \text{ KN} \\ T(x = 2,69) \Rightarrow T_y = -4,77 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) - 104,03x + 66,89 \times 1,49 \left(x - \frac{1,49}{2}\right) + 6,12 \times \frac{(x - 1,49)^2}{2} + 2,5 \frac{(x - 1,49)^2}{2} \times \frac{x - 1,49}{3}$$

$$M(x) + 0,41x^3 + 1,62x^2 - 11,95x - 67,91 = 0$$

$$M(x) = -0,41x^3 - 1,62x^2 + 11,95x + 67,91$$

$$\begin{cases} x = 1,49 \text{ m} \quad , \quad M(x=1,49) = 80,76 \text{ KN.m} \\ x = 2,69 \text{ m} \quad , \quad M(x=2,69) = 80,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul du moment max

On a : pour $x = 2,11 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2,11) = -0,41x^3 - 1,62x^2 + 11,95x + 67,91$$

$$M^{\max}(x=2,11) = 82,06 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (82,06) = -24,618 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (82,06) = 69,75 \text{ KN.m}$

✓ Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant

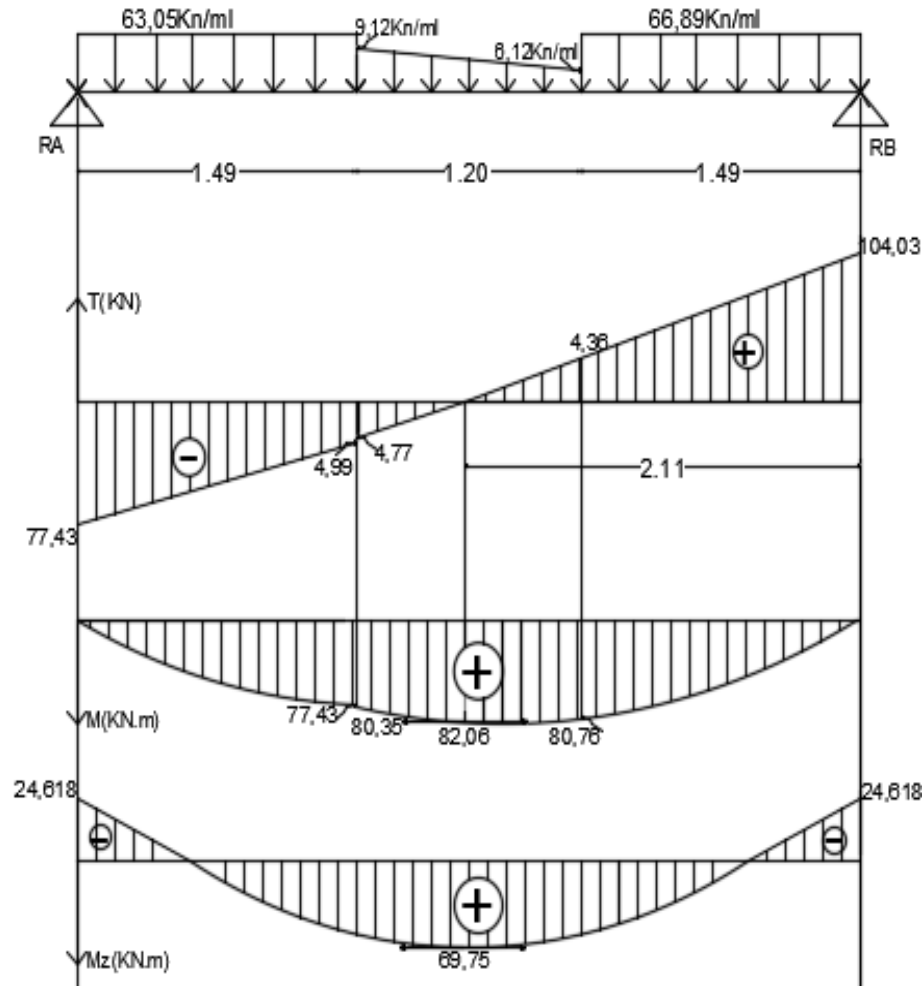


Figure 3-38 Diagramme des efforts internes à l'ELU

b) Calcul des armatures à L'ELU

$$M_{tmax} = 69,75 \text{ KN.m} \quad M_{amax} = 24,618 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{69,75 \times 10^6}{250 \times 325^2 \times 14,2} = 0,18 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,18 \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_t = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69,75 \times 10^6}{0,90 \times 325 \times 10^2 \times 348} = 6,85 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA14(fil)+3HA14 (chap)=9,24 cm²

• Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{24,61 \times 10^6}{250 \times 325^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_a = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24,61 \times 10^6}{0,966 \times 325 \times 10^2 \times 348} = 2,25 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA12=3,39cm²

Le RPA 99 exige que

Le pourcentage totale minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section, donc :

$$9,24 + 3,39 = 12,63 \text{ cm}^2 > \frac{0,15bh}{100} = 4,375 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

c) Vérification a L'ELU

• Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ArtA.4.2)

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times d \times b = 0,23 \frac{2,1}{400} \times 32,5 \times 25 = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{en travée : } A_t = 9,24 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,98 \quad \text{CV}$$

$$\text{aux appuis } A_a = 3,39 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,98 \quad \text{CV}$$

• Vérification aux cisaillement (Art 5.1.2.BAEL 91)

$$\tau_u \langle \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_c 28}{\gamma_b}, 5 \right\} \text{ [MPa]} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{104,03 \times 10^3}{250 \times 325} = 1,28 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,3; 5\} \text{ [MPa]} = 3,33 \text{ [MPa]}$$

$$\tau = 1,28 \langle \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• Condition de l'adhérence (BAEL91/Art.A.6.1,3)

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 14 = 131,8 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{104,03 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 131,8} = 2,69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,69 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \text{CV pas de risque d'entraînement des barres.}$$

• **Influence de l'effort tranchants (BAEL91/Art A.5.1,313)**

✓ **Influence sur le béton**

on doit vérifier que $T_{u\max} \leq 0,4b.0,9.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$0,4 \times 0,9b.d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 0,325 \times 0,25 \times \frac{25}{1,5} 10^3 = 487,5 \text{ KN} > T_u = 104,03 \text{ KN} \quad \text{CV}$$

✓ **Sur les armatures : (BAEL91/Art.A.5.1,312)**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{ancré}}$$

$$A_{\text{ancré}} = \frac{Y_s T_{\max}}{f_e} = \frac{1,15 \times 104,03 \times 10^2}{400} = 2,99 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{\text{ancré}} = 2,99 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

• **Longueur de scellement droit**

Pour les aciers à haute adhérence Fe 400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, la longueur de scellement droit est égale à

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6\psi^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow L_{s1} = 50 \text{ cm (entravée)}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \Rightarrow L_{s2} = 50 \text{ cm (aux appuis)}$$

Les règles de **BAEL (Art A.6.1.253/BAEL 91 modifiée 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assurée lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA

$$L_{C1} = 0,4 \times L_{s1} = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad L_{C1} = 20 \text{ cm}$$

$$L_{C2} = 0,4 \times L_{s2} = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad L_{C2} = 20 \text{ cm}$$

• **Calcul des armatures transversales**

✓ **Diamètre armatures transversales (Art . A.7.2.2/BAEL 91 modifiée 99)**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(1,4; \frac{35}{35}; \frac{25}{10}\right) \leq \min(1,4 ; 1 ; 2,5)$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte un cadre et un étrier de } \phi_8 \text{ donc } A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appuis de la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art. A.5.1, 232/BAEL91**)

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t \leq \frac{2,01.0,9.400}{(1,28 - 0,3.2,1)25.1,15} < 0$$

Le béton parvient lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement.

Cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminée à partir des règlements.

✓ **L' espacement max des armatures transversales (Art. A.5,22/BAEL 91 modifiée 99)**

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40cm) = \min(0,9 \times 32,5; 40) = 29,25cm$$

✓ **Exigences du RPA pour les aciers transversaux :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

➤ **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4 = 8,75; 16,8cm\right) = 8,75cm$$

$$S_t = 10cm$$

➤ **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \Rightarrow S_t = 15cm$$

➤ **Quantité minimale des armatures transversales et donnée par**

(Article 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

- Zone nodale : $A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90cm^2$

- Zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent êtres disposées à **5cm** au plus des nus des appuis

d) Calcul a l'ELS

• Détermination des charges et surcharges

Elle sont soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 1,94 KN/m^2$)

- **poids propre de la poutre** : $G = 25 \times 0.35 \times 0.25 = 2.2 KN/m$

point A et C : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,2$

point B : $0,25 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos(29,54)} = 2,51 \text{ KN/ml}$

- **Charge d'exploitation :** $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

Chargement dû aux réactions du palier

-partie A : $R_A = 46,3 \text{ KN/ml}$

-partie C : $R_B = 43,48 \text{ KN/ml}$

-partie B : 0

Chargement dû au poids du mur extérieur

-partie A : $1,63 \times 1,94 = 3,16 \text{ KN/ml}$.

-partie C : $0,78 \times 1,94 = 1,51 \text{ KN/ml}$.

-partie B : On aura un chargement trapézoïdal

point 1 : $3,16 \text{ KN/ml}$;

point 2 : $1,51 \text{ KN/ml}$;

Calcul des efforts internes

combinaisons de charges à l'ELS

-partie A : $q_s = 2,2 + 46,3 = 48,5 \text{ KN/ml}$

-partie C : $q_s = 2,2 + 43,48 = 45,68 \text{ KN/ml}$

-partie B : point 1 : $q_u = 2,51 + 3,16 + 0 = 5,67 \text{ KN/ml}$

point 2 : $q_u = 2,51 + 1,51 + 0 = 4,02 \text{ KN/ml}$

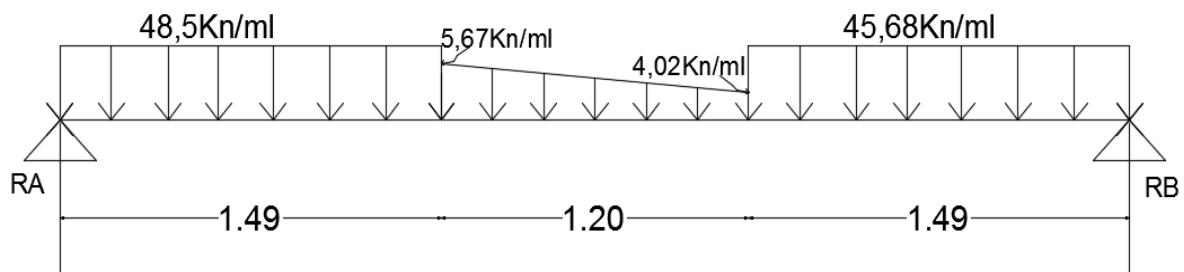


Figure 3-39 schéma isostatique de calcul de la poutre palière à l'ELS

• Réaction d'appuis

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 48,5 \times 1,49 + 4,02 \times 1,20 + \frac{5,67 - 4,02}{2} \times 1,2 + 45,68 \times 1,49$$

$$R_A + R_B = 148,41 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \times 4,18 = 48,5 \times \frac{1,49^2}{2} + 4,02 \times 1,20 \times 2,09 + (5,67 - 4,02) \times 1,20 \times 1,89 + 45,68 \times 1,49 \times 3,4$$

$$R_B \times 4,18 = 294,84$$

$$R_B = \frac{294,84}{4,18} = 70,53 \text{ KN.}$$

$$R_A = 148,41 - 70,53 = 77,88 \text{ KN}$$

$$R_A = 77,88 \text{ KN}$$

• Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1,49$.

$$T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x$$

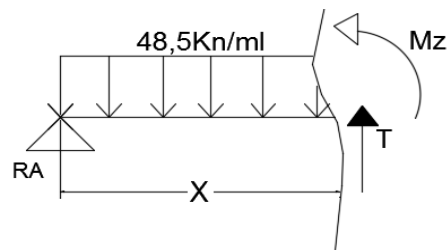
$$T(x) = 48,5 x - 77,88$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -77,88 \text{ KN} \\ T(x=1,49) \Rightarrow T_Y = -5,61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} = 77,88x - \frac{48,5}{2} x^2$$

$$M(x) = 77,88 x - 24,25 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,49 \text{ m} , \quad M(x=1,49) = 62,2 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,49$.

$$T(x) = R_B - q_{u2} \cdot x.$$

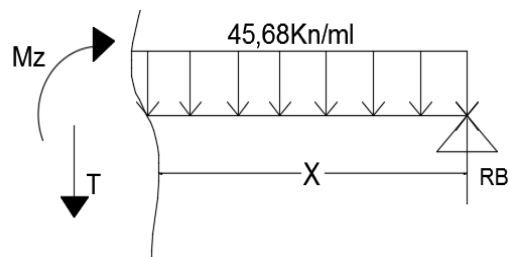
$$T(x) = 70,53 - 45,68x.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 70,53 \text{ KN} \\ T(x=1,49) \Rightarrow T_Y = 2,46 \text{ KN} \end{array} \right.$$

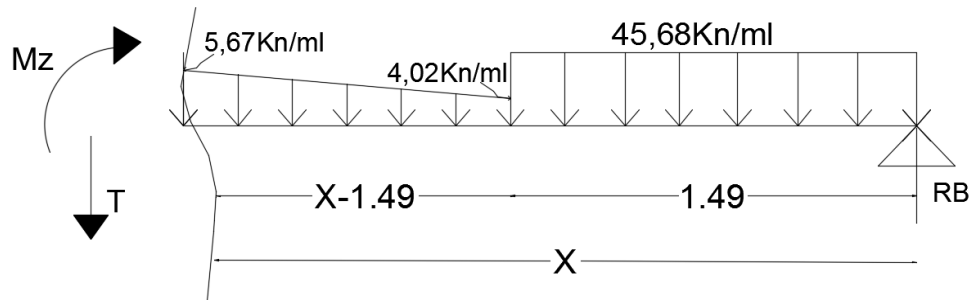
$$M(x) = R_B x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 70,53x - \frac{45,68}{2} x^2$$

$$M(x) = 70,53 x - 22,84 x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,49 \text{ m} , \quad M(x=1,49) = 54,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



3^{ème} tronçon : $1,49 \leq x \leq 2,69$.



$$\frac{x}{q_x} = \frac{1,20}{1,65}$$

$$q_x = 1,375x$$

$$-T(x) + 70,53 - 45,68 \times 1,49 - 4,02(x-1,49) - 1,375 \times \left(\frac{x-1,49}{2}\right)^2$$

$$T(x) = -0,6875x^2 - 1,98x + 6,93$$

$$\begin{cases} T(x = 1,49) \Rightarrow T_Y = 2,45 \text{ KN} \\ T(x = 2,69) \Rightarrow T_Y = -3,30 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) - 70,53x + 45,68 \times 1,49 \left(x - \frac{1,49}{2}\right) + 4,02 \times \frac{(x-1,49)^2}{2} + 1,375 \frac{(x-1,49)^2}{2} \times \frac{x-1,49}{3}$$

$$M(x) + 0,275x^3 + 0,791x^2 - 7,2x - 47,14 = 0$$

$$M(x) = -0,275x^3 - 0,791x^2 + 7,2x + 47,14$$

$$\begin{cases} x = 1,49 \quad , \quad M(x=1,49) = 55,20 \text{ KN.m} \\ x = 2,69 \text{ m} \quad , \quad M(x=2,69) = 55,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul du moment max

On a : pour $x = 2,04 \text{ m}$: $T_Y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2,04) = -0,275x^3 - 0,791x^2 + 7,2x + 47,14$$

$$M^{\max}(x=2,04) = 56,20 \text{ KN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u \max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (56,20) = -16,86 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (56,20) = 47,77 \text{ KN.m}$

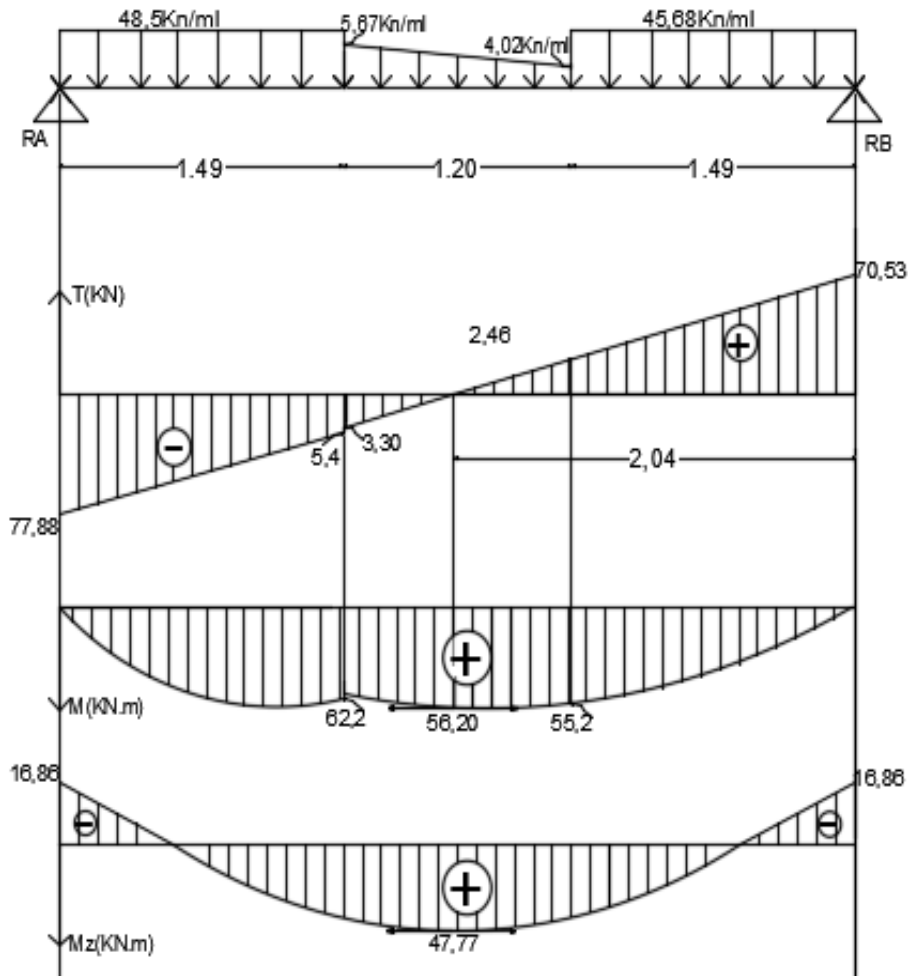


Figure 3-40 Diagramme des efforts internes à l'ELU

e) Vérification à l'ELS

• Vérification de la résistance à la compression du béton (BAEL91/Art.A.4.5,2)

✓ En travées :

➤ Dans l'acier : $A_{st} = 9,24 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9,24}{25 \times 32,5} = 1,13$$

$$\beta_1 = 0,854 \quad K_1 = 19,25$$

La contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{47,77 \times 10^6}{0,854 \times 325 \times 924} = 186,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 186,26 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{186,26}{19,25} = 9,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,67 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

Aux appuis :

➤ **Dans l'acier :** $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 32,5} = 0,417$$

$$\beta_1 = 0,900 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 35,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{16,86 \times 10^6}{0,900 \times 325 \times 339} = 170,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 170,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{170,03}{35,00} = 4,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

• **Vérification de la flèche :**

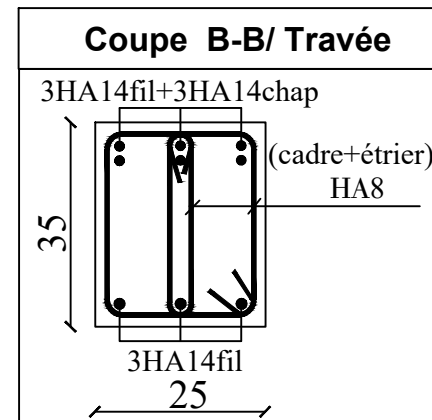
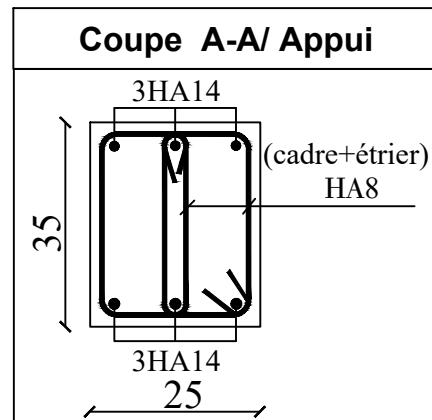
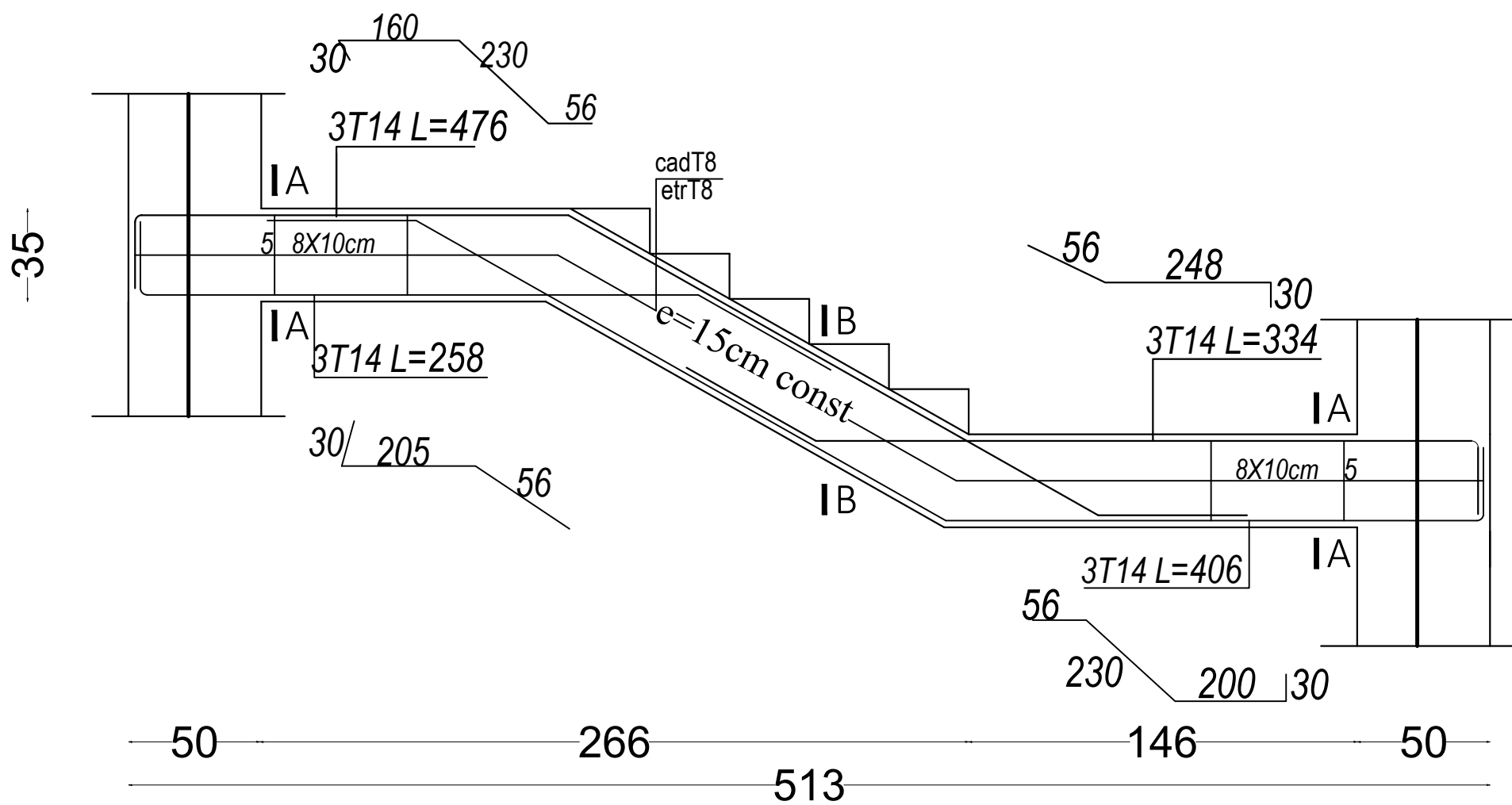
$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{35}{418} = 0,083 > 0,0625 \quad \text{CV}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,083 \geq \frac{Mt}{10M_0} = \frac{47,77}{10 \times 56,2} = 0,081 \quad \text{CV}$$

$$3) \frac{A_t}{bxd} \leq \frac{4,2}{F_e} = \frac{9,24}{25 \times 32,5} = 0,0101 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

Les contraintes à l'ELS étant vérifiées, les calculs à l'ELS n'est pas nécessaire, on adopte les armatures calculées à l'ELU.



Ferrailage de la poutre brisée 25x35

3.5. Acrotère

3.5.1. Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal N_G dû à son poids propre G .
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1 kN/ml engendrant un moment de renversement M_Q .

Le calcul se fera pour une bande de 1 m dans la section d'encastrement.

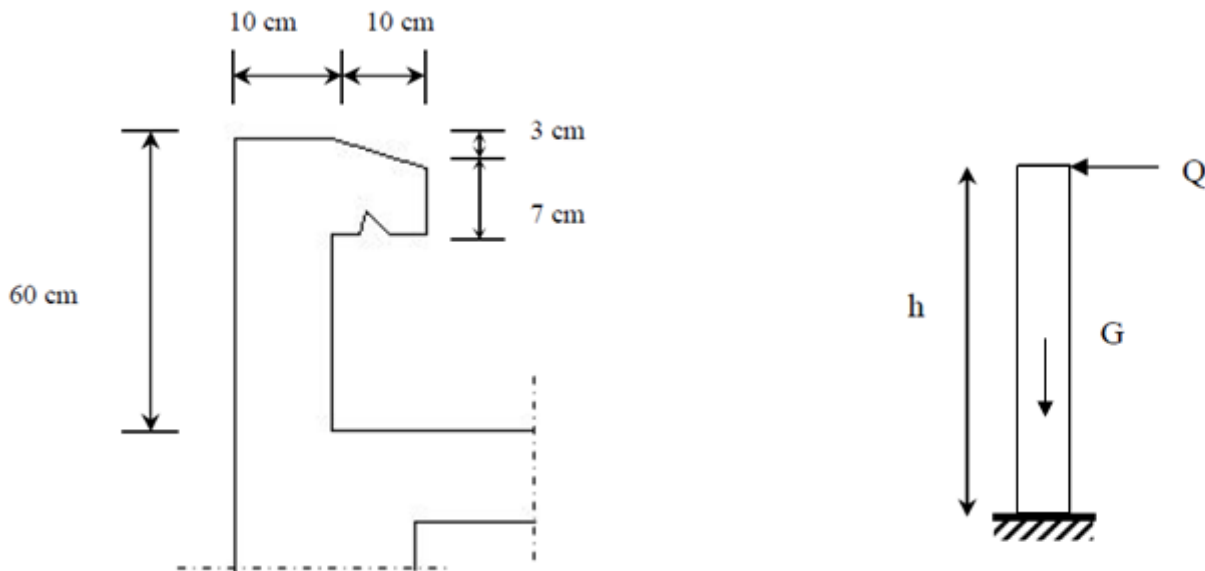


Figure 3-41 Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère

3.5.2. Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

a) Evaluation des sollicitations

- **chargement:**

✓ **charge permanente « G » :**

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1\text{ml} \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6 \right] = 1,7125 \text{ [KN/ml]}$$

✓ **Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :**

$$Q = 1 \text{ [KN/ml].}$$

✓ **Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 / RPA 99)**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale : $F_p = 4 A \cdot C_p \cdot w_p$

Avec A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

$$A = 0.15 \text{ (Zone II}_a\text{, groupe d'usage 2)}$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$$C_p = 0.3$$

w_p : poids de l'acrotère

$$w_p = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.7125 = 0.30825 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.} \Rightarrow$ le calcul se fait sous Q non pas sous P.

✓ **Calcul des sollicitations**

- Effort normal à la base dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$

Moment de renversement dû à Q à la base : $M_Q = T \cdot H = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m.}$

✓ **Diagramme des efforts internes**

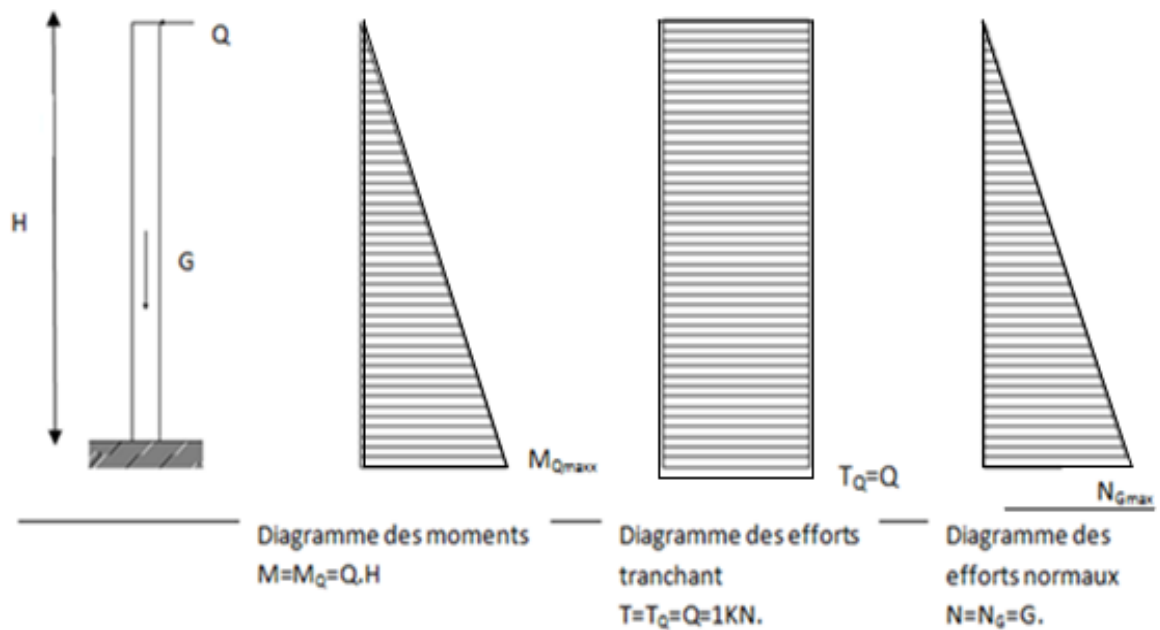


Figure 3-42 Schématisation des efforts internes

b) Les combinaisons de charges

L'ELU

La combinaison des charges est : $1.35G + 1.5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 1,7125 = \mathbf{2,312 \text{ KN/ml.}} \\ M_u = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.6 = \mathbf{0.90 \text{ KN}} \\ T_u = 1.5T_Q = \mathbf{1.5 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

L'ELS

La combinaison des charges est : $G + Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s = N_G = \mathbf{1.7125 \text{ KN}} \\ M_s = M_Q = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}} \\ T_s = T_Q = \mathbf{1 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

c) Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera à L'ELU puis sera vérifié à L'ELS.

Calcul des armatures à l'ELU

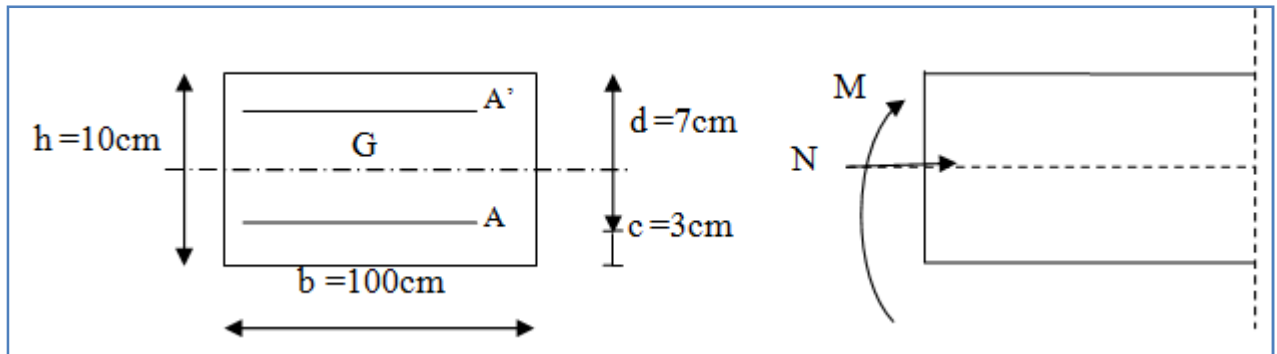


Figure 3-43 La section de l'acrotère

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « h=10cm » et de largeur « b=100cm », soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u , puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_s .

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 39\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \rightarrow \text{Le centre de pression se trouve à}$$

l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée **SPC**.
Donc

l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f , qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f , puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

Calcul de la section d'armature en flexion simple

Moment fictif M_f

$$M_f = N_u \cdot g \text{ avec } g = e_u + (h/2 - c)$$

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

$$\text{Donc : } M_f = N_u \left[e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right) \right]$$

$$M_f = 2.312 [0.39 + (0.05 - 0.03)] = 0.95 \text{ KN.m}$$

Armature fictives (flexion simple)

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.95 \times 10^3}{1000 \times (70)^2 \times 14.2} = 0.0136$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend $\mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$ (valeur tirée du tableau des coefficients)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{0.95 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.393 \text{ cm}^2$$

Armature réelles (flexion composée)

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.392 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.327 \text{ cm}^2.$$

d) Vérifications à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité du béton** (BAEL91/ Art 4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{0.7125} = 0,845 \text{ m} = 84,5 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 7 \times 2,1}{400} \times \left[\frac{35 - (0,455 \times 7)}{35 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2 > A = 0,327 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{\min} = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}.$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \text{ HA8} \Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement Soit } S_t = 17 \text{ cm}$$

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)

$$\text{La fissuration est préjudiciable, donc : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,333 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN avec } V_u : \text{effort tranchant à l'ELU}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0,21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.237 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = 0.238 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Ancrages des barres aux appuis [A.6.1, 2 1/BAEL 91]**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 28.17 \text{ cm} \quad \text{Avec: } \begin{cases} \tau_s = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)} \end{cases}$$

D'après le BAEL 91 [Art .6.1, 22], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$$l_s = 35\phi = 35 \times 8 = 28 \text{ cm avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Donc : on opte à $l_s = 30 \text{ cm}$

✓ **Espacement des barres**

-Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

-Armatures de répartition : $S_t = 17 \text{ cm} \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

e) Vérifications à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes

✓ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec $\eta=1,6$ pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6) (25) = 15 \text{ MPa}$

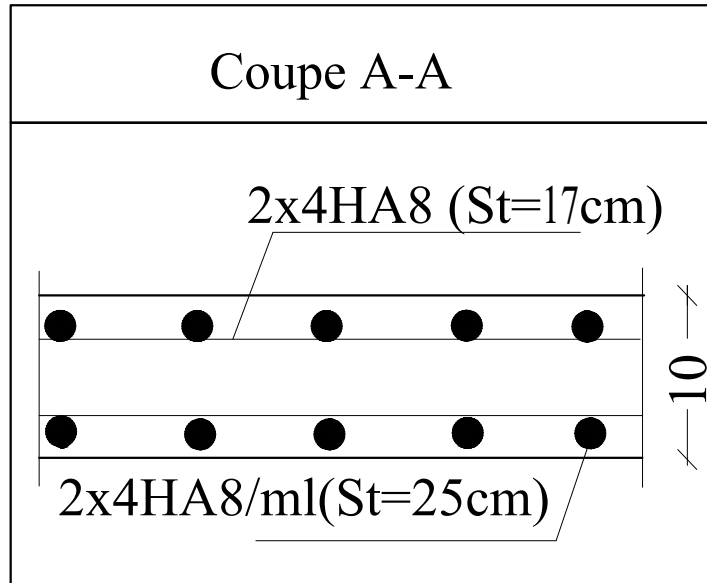
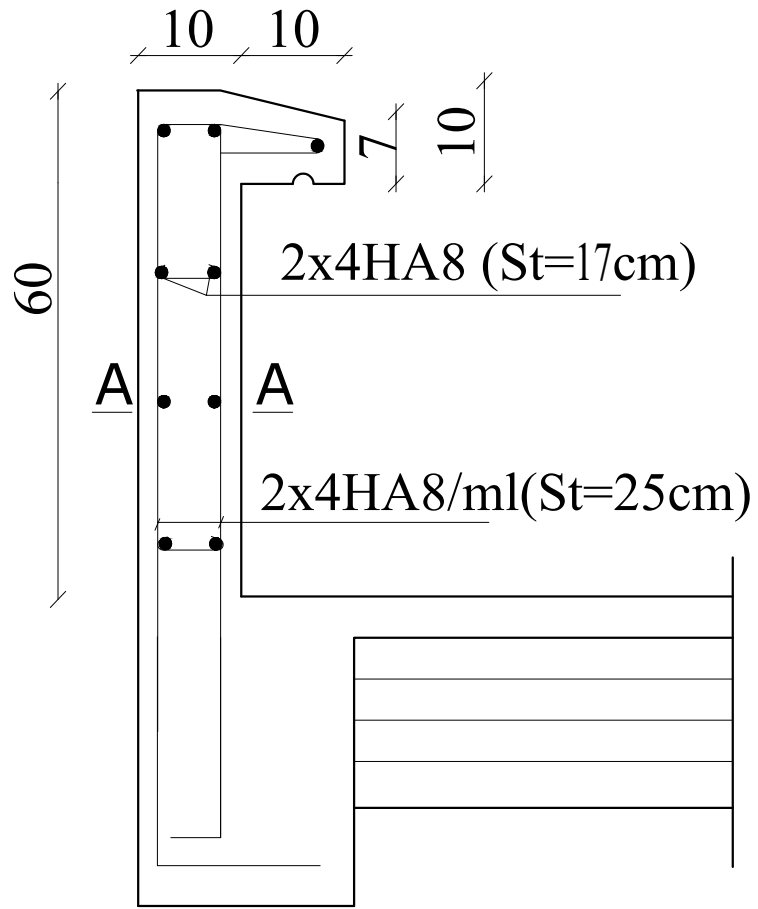
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.58}{44.17} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) Schéma de ferrailage de l'acrotère

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 4HA8/ml = 2,01 cm² avec un espacement de 25cm.
- Armatures secondaires : 4HA8/ml = 2.01 cm² avec un espacement de 17cm.



Ferrailage de l'acrotère

3.6. Poutre de chaînage

3.6.1. Définition

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui du plancher.

3.6.2. Pré dimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ \text{Largeur : } 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \end{array} \right. \quad \text{Avec L:la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré}$$

$$L = 405 - 25 = 380 \text{ cm}$$

La largeur de la poutre principale « b » $\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10} \quad \text{donc : } 25,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 30 \text{ cm}$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad \text{D'ou : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25 \text{ cm}$

Donc : la poutre de chaînage à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

3.6.3. Évaluation des charges G et surcharges Q

- ✓ Poids propre de la poutre = $25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875 \text{ KN / ml}$
- ✓ Poids du mur (double cloison) = $2,54 (3,06 - 0,25) = 7,14 \text{ KN/ml}$
- ✓ Le poids du plancher = $5,26 \times (0,65/2) = 1,71 \text{ KN/ml}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le poids propre total} \quad G = \mathbf{10.73 \text{ KN/ml.}} \\ \text{La charge d'exploitation} \quad Q = 1,5 \times (0,65/2) = \mathbf{0,49 \text{ KN/ml.}} \end{array} \right.$$

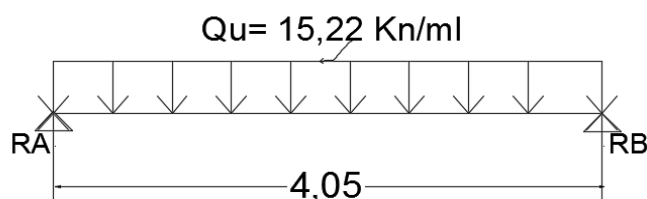
• Combinaison des charges

✓ À l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 10,73 + 1,5 \times 0,49 = \mathbf{15.22 \text{ KN/ml}}$

✓ À l'ELS : $q_s = G + Q = 10,73 + 0,49 = \mathbf{11.22 \text{ KN/ml}}$

3.6.4. Étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.



• calcul des moments

Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{15,22 \times (4,05)^2}{8} = 31,21 \text{KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

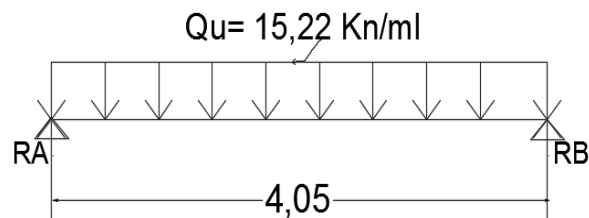
$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 31,21 = 26,528 \text{KN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 31,21 = -9,363 \text{KN.m}$$

• Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15,22 \times 4,05}{2} = 30,82 \text{KN}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :



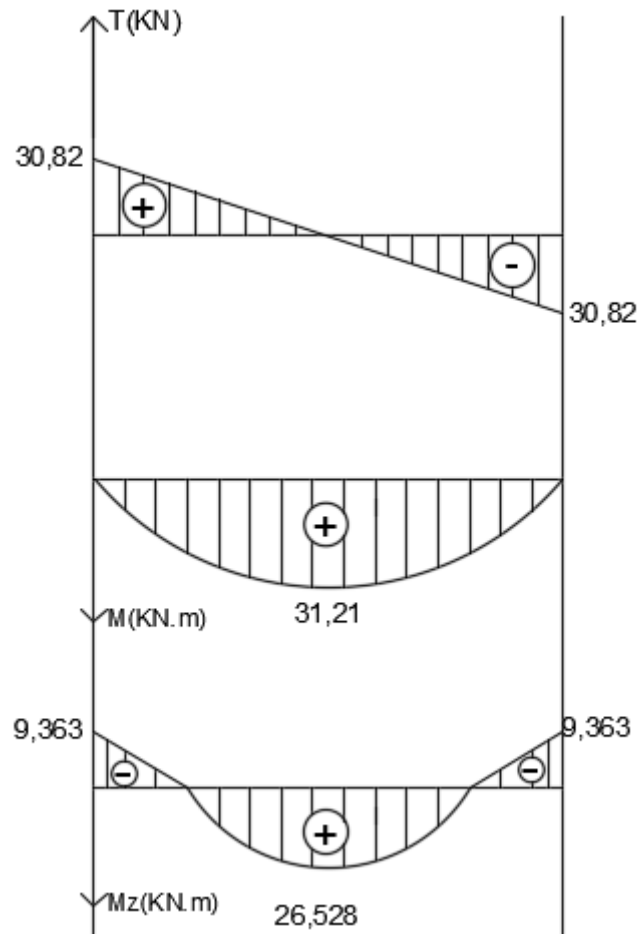


Figure 3-44 Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l' ELU.

a) Ferrailage

• Les armatures longitudinales

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,528 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0,102$$

$$\mu = 0,102 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,102 \Rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{26,528 \times 10^3}{0,946 \times 27 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA12 = 3,39 cm²**

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,363 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_b = 0.036 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,363 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 348} = 1.014 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3 HA12 = 3.39 cm²**.

• Les armatures transversales

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.2 ; 8.57 ; 2.5 \} = 0.857 \text{ cm} =$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} h : \text{La hauteur totale de la poutre.} \\ \Phi : \text{Le diamètre des barres longitudinales.} \\ b : \text{La largeur totale de la poutre} \end{cases}$$

On choisit un diamètre : **φ8 (1 cadre φ8)**

• Vérification l'espacement des armatures transversales (RPA99, Art 7.5.2.2)

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi_t ; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm} \right) = \min \{ 7.5 ; 14.4 ; 30 \} \text{ cm}$$

$$St \leq 7,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{St} = 7 \text{ cm}$$

$$\text{En zone nodale : } A_t \geq 0.003 \times S_t \times b \Rightarrow S_t = 7 \text{ cm} \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{3.39}{0.003 \times 25} = 45.2 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante (travée) : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm, soit } S_t = 15 \text{ cm.}$$

b) Vérifications à l'ELU

• **Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

L'influence sur le béton : On doit vérifier que $T_{u \max} \leq 0,4.d.b.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

On a: $T_u^{\max} = 27.322 \text{ KN}$

$$0,4.d.b.0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 27 \times 25 \times 0.9 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ KN} \rightarrow \left. \begin{array}{l} T_u^{\max} = 30.82 \text{ KN} < 405 \text{ KN} \\ \text{Condition vérifiée} \end{array} \right\}$$

L'influence sur les aciers :

On doit vérifier : $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_{au}}{0,9.d} \right)$

$$A_a = 3.39 \geq \frac{1,15}{400} \left(30.82 + \frac{9.363}{0,9 \times 0.27} \right) = 0.19 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.19 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Et aussi : $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.19 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(BAEL91modifiée99.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$ avec : $\Psi = 1.5 \text{ HA}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.82 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113} = \mathbf{1,12 \text{ MPa}}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 1,2 = 113 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque d'entraînement des barres.

• Vérification au cisaillement

$$\tau_{se} = \frac{T^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}$$

$$\text{avec : } \bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.82}{25 \times 27} \times 10 = 0.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification l'espacement des armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99, Art A.7.51.22)

$$St \leq \text{Min} (0,9d; 40 \text{ cm}) = \text{min} (0,9 \times 27; 40) = 24.3 \text{ cm}$$

$$St \leq 24.3 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{3.39 \times 400}{250 \times 150} = 0,036 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.6.5. Étude de la poutre à l'ELS

a) Calcul du moment et du l'effort tranchant

• Moment isostatique

On a : $q_s = 11.22 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.22 \times 4.05^2}{8} = 23 \text{ KN.m}$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis : $M_s^a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 23 = -6.9 \text{ KNm}$

En travée : $M_s^t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 23 = 19.55 \text{ KNm}$

• **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.22 \times 4.05}{2} = 22.72 \text{ KN}$$

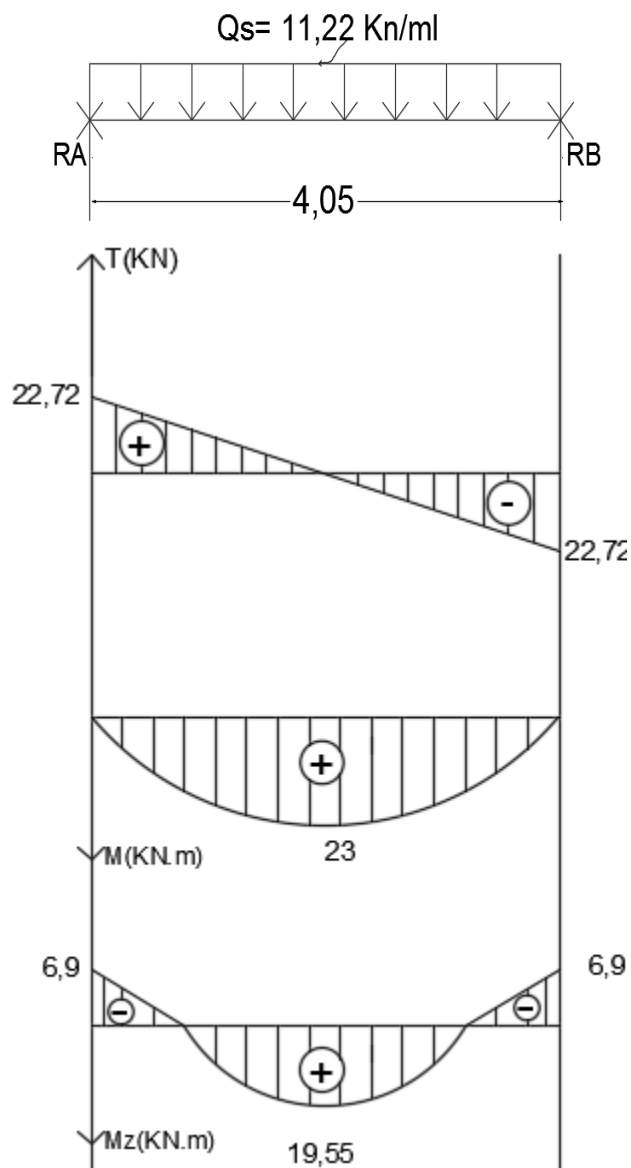


Figure 3-45 Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant à l' ELS.

b) Vérifications à l'ELS

• Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Aux appuis

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_s^a = 6.9 \text{ KN.ml}$$

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \longrightarrow \beta = 0.893 \longrightarrow K_1 = 31.73$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{6.9 \times 10^3}{0.893 \times 3.39 \times 27} = 84.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{84.41}{31.73} = 2.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans l'acier : on doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 84.41 \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_s^t = 19.55 \text{ KN.ml}$$

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow \beta_1 = 0.893 \Rightarrow K_1 = 31.73$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sT}}{\beta_1 \cdot A_t \cdot d} = \frac{19.55 \times 10^3}{0.893 \times 3.39 \times 27} = 239.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{239.18}{31.73} = 7.53 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Dans l'acier : on doit vérifier que : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 239.18 \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche**

L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{405 - 25} = 0.078 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

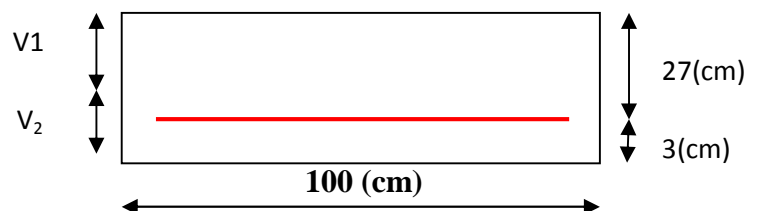
$$h = 0.3 \geq \frac{M^u}{10M_0} l = \frac{19.55}{10 \times 23} \times 4.05 = 0.34 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche.

✓ **Calcul de la fleche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$



\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_t (v_2 - c_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

Avec : $S_{xx'}$: moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_t \times d = \frac{100 \times 30^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 27 = 46372,95 \text{cm}^3$$

B_0 = surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 30 + 15 \times 3,39 = 3050,85 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} = \frac{46372,95}{3050,85} = 15,20 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15,20 = 14,8 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

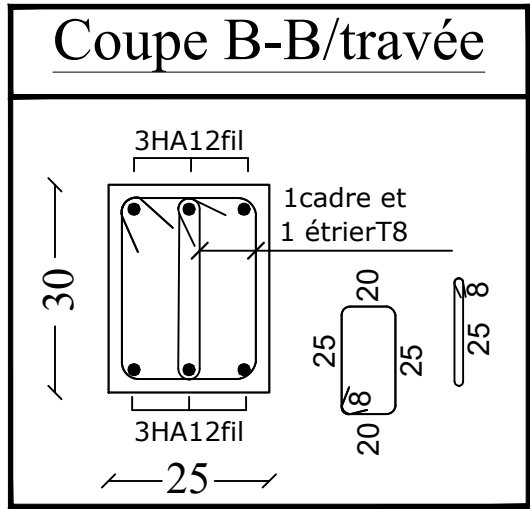
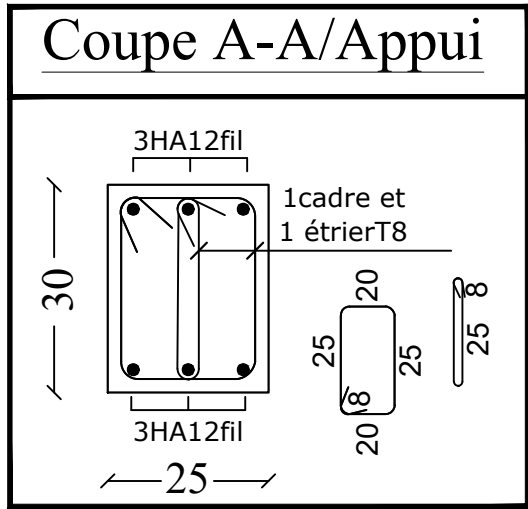
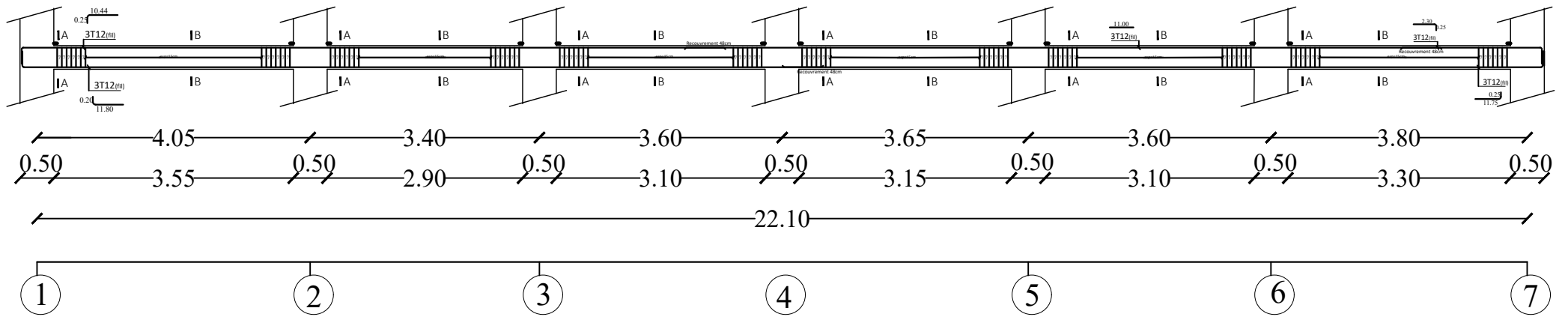
$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15A_t (v_2 - c_2)^2 = \frac{100}{3} (15,20^3 + 14,8^3) + 15 \times 3,39 \times (14,8 - 3)^2 = 232200,354 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5}{384} \times \frac{19,55 \times 10^4 \times (4,05)^4}{10818,865 \times 232200,354} = 0,00027 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0,81 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

Axes 1,2,3,4,5,6 et 7



Ferrailage poutre de chainage 25x30

3.7. Etude de la dalle salle machine

3.7.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettant manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions $(2,10 \times 1,48) = 3,108 \text{ m}^2$ appuyée sur ses 4 cotés. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau, estimée à 8 tonnes, répartie sur une surface de $(0,8 \times 0,8) \text{ m}^2$ et transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle donne lieu à des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées suivant la petite et la grande portée.

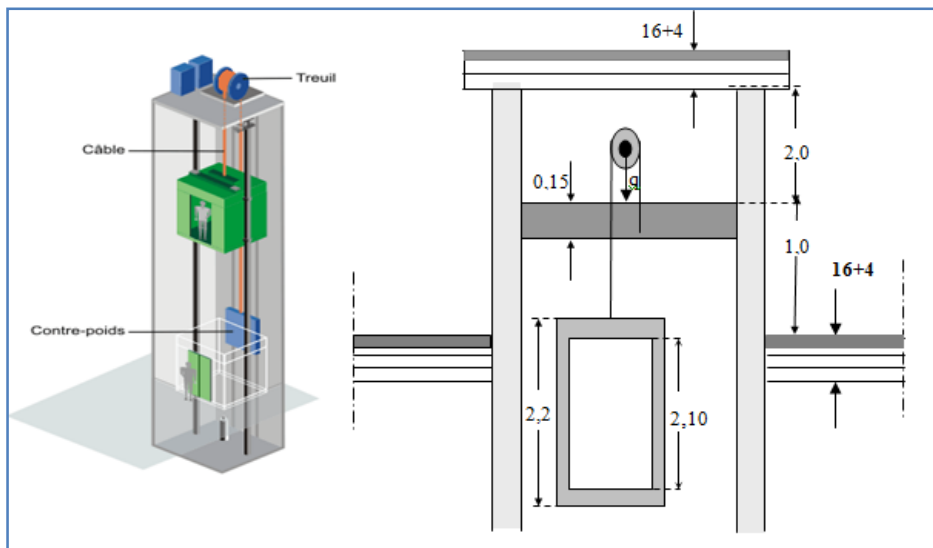


Figure 3-46 Schéma représentatif de la salle machine

3.7.2. Dimensionnement

La dalle repose librement sur les porteurs et est soumise à une charge localisée. Le calcul s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Avec une épaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{148}{30} = 4,93 \text{ cm}$$

Nous avons la limite du **RPA** minimale qui est de 12cm. Pour notre cas, on opte pour **$h_t = 15 \text{ cm}$**

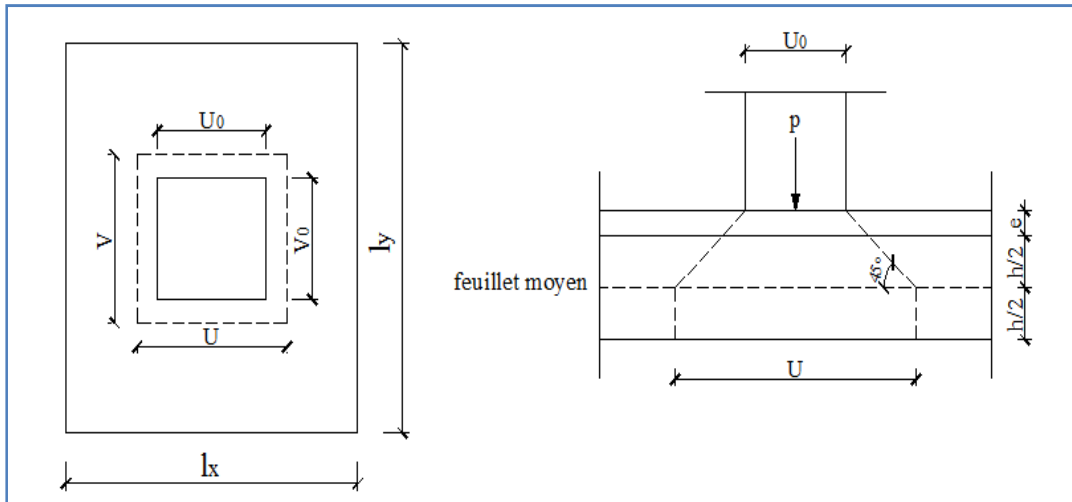


Figure 3-47 Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

Calcul de U et V

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases}$$

Avec:

- h_t : épaisseur de la dalle. ($h_t = 15 \text{ cm}$)
- e : épaisseur du revêtement (5cm)
- ξ : Coefficient de remplissage qui est égale à 1 pour un remplissage en béton.
- U_0, V_0 : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \\ V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 105\text{cm} \end{cases}$$

•Évaluation de moments M_{X1} et M_{Y1} dus aux systèmes de levage à L'ELU

$$\begin{cases} M_{x1} = q \cdot (M_1 + vM_2) \\ M_{y2} = q \cdot (M_2 + vM_1) \end{cases}$$

Avec :

- M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports ($L_x/L_y, U/L_x, V/L_y$)
- q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.
- U, V : cotés de la surface réduite.
- v : Coefficient de poisson de béton qui est égal à : $v=0$ à l'ELU
 $v=0.2$ à l'ELS

Détermination les coefficients M01 et M02

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,48}{2,10} = 0,70$$

$0.4 < \rho = 0.7 < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Le calcul se fera en flexion on considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,48}{2,10} \approx 0,7 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{148} \approx 0,7 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{210} = 0,5 \end{aligned} \right\}$$

Donc : à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction de ces rapports , nous aurons : $M_{01} = 0.093$; $M_{02} = 0.054$

Calcul les moments M_{x1} et M_{y1} dues au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\left. \begin{aligned} M_{x1} &= (M_1 + \nu M_2) q_u \\ M_{y1} &= (M_2 + \nu M_1) q_u \end{aligned} \right\} \text{ avec } \nu = 0 \text{ à l'ELU et } q_u = 1.35P = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u M_{01} = 108 \times 0.093 = 10.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u M_{02} = 108 \times 0.054 = 5,83 \text{ KN.m}$$

Évaluation de moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_y q_u l_x^2 \\ M_{y2} &= \mu_x M_{x2} \end{aligned} \right.$$

Avec : μ_x et μ_y données en fonction de $\rho = 0.7$ donc : $\mu_x = 0.0683$, $\mu_y = 0.436$

$$q_u = 1,35G + 1,5 \text{ et } \Phi : \text{ charge d'exploitation} = 1 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{aligned} G : \text{ poids propre de la dalle : } G &= \gamma_b \cdot e_{\text{dalle}} \cdot 1 \text{ ml} = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml} \\ q_u &= 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_y q_u l_x^2 = 0.436 \times 6.563 \times 1.48^2 = 6,2 \text{ KN/ml} \\ M_{y2} &= \mu_x M_{x2} = 0.0683 \times 6.26 = 0.427 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

Superposition des moments : M^{ts}

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,01 + 6.2 = 16.2 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,83 + 0.427 = 6,257 \text{ KN.m}$$

Correction des M_x et M_y :

Les moments calculés seront affectés par le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 16,2 = 13,77 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 6,257 = 5,31 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 16,2 = -4,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 6,257 = -1,875 \text{ KN.m}$$

3.7.3. Ferrailage à L'ELU

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m

$$b = 100 \text{ cm}; h = 15 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}.$$

• Dans le sens de la petite portée x-x

En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,77 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.057$$

Avec : $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$

$$d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

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

$$M_x^t = 13,77 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.057 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

$$\mu = 0.057 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,77 \times 10^3}{0.970 \times 13 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ Avec : un espacement du $S_t = 30 \text{ cm}$.

Aux appuis

$$M_x^a = -4,89 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,89 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simple armée (SSA)}$$

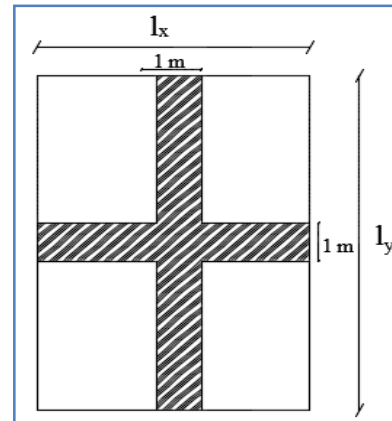
$$\mu = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4,89 \times 10^3}{0.990 \times 13 \times 348} = 1,09 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_a = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

• Dans le sens de la grande portée y-y

En travée : $M_y^t = 5,31 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu=0.022 < \mu_l=0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$$\mu=0.022 \rightarrow \beta=0.989$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5,31 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$A_t=1,18 \text{ cm}^2$ adopté a une section : $A_t= \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$ Avec : un espacement : $S_t=25 \text{ cm}$.

▪ Aux appuis : $M_y^a=1,875 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,875 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.007 < \mu_l=0.392 \rightarrow \text{section simple armée (SSA)}$$

$$\mu=0.007 \rightarrow \beta=0.996$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,875 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0,41 \text{ cm}^2$$

On adopte à : $A_a= \mathbf{4 HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$ avec un espacement : $S_t= 25 \text{ cm}$

3.7.4. Vérification à l'ELU

• Condition de non fragilité

La condition de non fragilité donne la section minimale des armatures tendues, qui sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence $W_0=80 \text{ }^0/_{00}$ dépend de la nuance des aciers, de leur diamètre et de la résistance à la compression du béton.

Direction principale sens x-x

$$W_x = \frac{A_{x \min}}{bh} \geq W_0 (3 - \alpha_x) / 2 \rightarrow A_{x \min} \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_x) / 2$$

Avec : $\alpha_x=0.9$ et $W_0=0.8 \text{ }^0/_{00}$ pour les H.A FeE400 de diamètre supérieur à 6mm

$$W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_x) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.9) / 2 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A_x=A_{x \min}=1.26 \text{ cm}^2 < A_x=3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Direction secondaire sens y-y

$$W_y = \frac{A_{y \min}}{bh} \geq W_0 (3 - \alpha_y) / 2 \iff A_{y \min} \geq W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_y) / 2$$

Avec : $\alpha_y=0.8$

$$W_0 \cdot b \cdot h (3 - \alpha_y) / 2 = 0.0008 \times 100 \times 15 \times (3 - 0.8) / 2 = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$A_y=A_{y \min}=1.32 \text{ cm}^2 < A_y=2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Condition de non poinçonnement (Art. A.5.2.42/BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq Q = 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b = (0.045)(4.2)(0.15)(25 / 1.5) = 450 \text{ KN}$$

Avec : $\mu_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$ Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

P_U : Charge de calcul à L'ELU=1.35P

h : épaisseur totale de la dalle

$P_u=108\text{KN/ml} < Q= 450\text{kN/ml} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Donc : aucune armature transversale n'est nécessaire.

• Contrainte tangentielle

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau}$;

La fissuration est peu nuisible

U = V, alors on a l'expression de V_u dans les deux sens est :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{P_u}{2U + V} = \frac{P_u}{3U} = \frac{1.35 \times 108}{3.1} = 34.286 \text{ KN} \quad \text{donc : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{34.286}{100 \times 13} = 0.0263 \text{ MPa} \\ \min\left(\frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = \min\left\{\frac{0,07 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right\} = 1.167 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Donc : $\tau_u=0.0263 < \bar{\tau} = 1.167\text{MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Écartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (charges concentrées)

sens x-x

Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25cm).

St = 30cm \leq min (2h, 25cm) = min (30cm, 25cm) = **25 cm**

Direction secondaire ou moins sollicitée: min (3h, 33cm).

St = 25 cm $<$ min (3h, 33 cm) = (45cm, 33cm) = **33 cm.**

sens y-y

Direction principale ou plus sollicitée : min (2h, 25cm).

St = 25cm \leq min (2h, 25cm) = min (30cm, 25cm) = **25 cm**

Direction secondaire ou moins sollicitée: min (3h, 33cm).

St = 25 cm $<$ min (3h, 33 cm) = (45cm, 33cm) = **33 cm.**

Diamètre minimale des barres

Il faut vérifier la condition suivante : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 15/10 = 1.5\text{cm}$

$\phi_{\max} = 8\text{mm} \leq 15\text{mm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

3.7.5. Vérification de l'E.L.S

• Évaluation les moments M_x et M_y dus aux system à L'ELS

$$M_{01}=0.093 \quad M_{02}=0.054$$

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) P_s.$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) P_s. \quad \text{Avec : } P_s = 80 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,093 + 0,2 \times 0,054) \times 80 = 8,304 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,054 + 0,2 \times 0,093) \times 80 = 5,808 \text{KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Avec : } G = e_{\text{dalle}} \cdot \gamma_b \cdot 1 \text{ml} = 15 \times 25 \times 1 \text{mL} = 3.75 \text{KN/ml}$$

$$\rho = 0,7 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743. \\ \mu_y = 0,585. \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0743 \times 4,75 \times (1.48)^2 = 0,77 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,45 \text{KN.m.}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,304 + 0,77 = 9,074 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,808 + 0,45 = 6,258 \text{KN.m}$$

Correction des M_x et M_y :

Les moments calculés seront munies en leur affectant le coefficient (0.85) en travée et (-0.3) aux appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 9,074 = 7,712 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 6,258 = 5,31 \text{KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 9,074 = -2,722 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 6,258 = -1,877 \text{KN.m}$$

• Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Sens x-x

En travée

$$M_x^t = 7,712 \text{kN.ml} \quad ; \quad A_t = 3,14 \text{cm}^2$$

• Contrainte de compression dans l'acier

$$\text{et : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,24 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K_1 = 48,29 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7,712 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3,14} = 205,13 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\sigma_s = 205,13 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6) (25)=15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{205,13}{48,29} = 4,24MPa$$

$\sigma_b = 4,24MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa \rightarrow$ condition vérifiée **Aux appuis**

$$M_{xa} = 2,722kN.ml ; A_a = 2.01cm^2$$

• Contrainte de compression dans l'acier

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,935 \\ K_1 = 61,92 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 348MPa \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{2,722 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 111,41MPa$$

$\sigma_s = 111,41MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \Rightarrow$ condition vérifiée.

• Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6) (25)=15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{111,41}{61,92} = 1,79MPa$$

$\sigma_{bc} = 1,79MPa \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$ condition vérifier **Sens y-y**
En travée

$$M_y^t = 5,31 kN.ml. A_t = 2.01cm^2$$

• Contrainte de compression dans l'acier :

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.935 \\ K_1 = 61,92 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348MPa \quad \text{et} : \quad \sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5,31 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 217,34MPa \\ \sigma_s = 217,34MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte de compression dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6) (25)=15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{217,34}{61,92} = 3,51MPa \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 3,51MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

Aux appuis

• Contrainte de compression dans l'acier :

$$M_y^a = 1,877kN.ml; A_a = 2.01cm^2 \quad \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.935 \\ K_1 = 61,92 \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348MPa \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times A_s} = \frac{1,877 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 76,82MPa \\ \sigma_s = 76,82MPa < \bar{\sigma}_s = 348MPa \end{array} \right. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Contrainte de compression dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = (0.6)(25)=15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{76,82}{61,92} = 1,24 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 1,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Vérification de l'état limite de déformation**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{148} = 0,101 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} = 0,101 \geq \frac{M_u}{10M_0} = \frac{7,712}{10 \times 5,31} = 0,145 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{3,14}{100.13} = 0,0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on procède au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \longrightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 [\text{MPa}]$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section, $S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$

B_0 : aire de la section homogénéisée, $B_0 = bh + 15 A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 3,14 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 3,14} = 7,66 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,66 = 7,33 \text{ [cm]}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{120}{3} (7,66^3 + 7,33^3) + 15 \times 3,14 (7,33 - 2)^2 = 29447,65 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Avec :

I_{fv} : Module d'inertie fictif de longue durée.

I_0 : moment d'inertie total de la section homogène

E_v : module de déformation différé du béton.

$$\sigma_{st} = 205,13 \text{ [MPa]}$$

Calcul des paramètres

$$\rho = \frac{3,14}{100 \times 13} = 0,0024$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,0024} = 3,5$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0024 \times 205,13 + 2,1} = 0,1$$

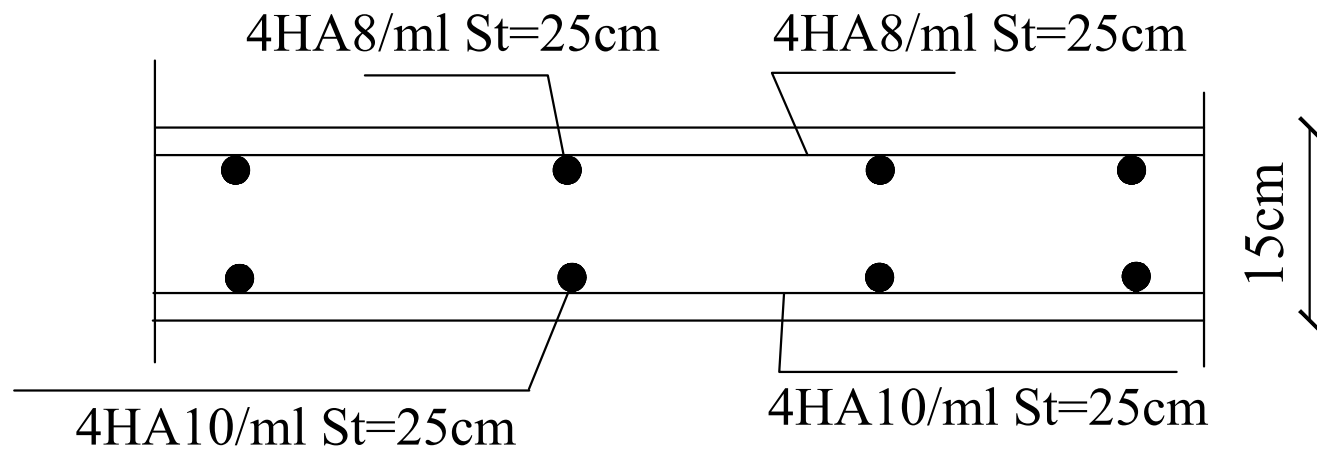
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 29447,65}{1 + 0,1 \times 3,5} = 23994,38 \text{ [cm}^4\text{]}$$

$$f_v = \frac{7,712 \times 10^6 \times 1480^2}{10 \times 10818,86 \times 23994,38 \times 10^4} < \bar{f} = \frac{1480}{500}$$

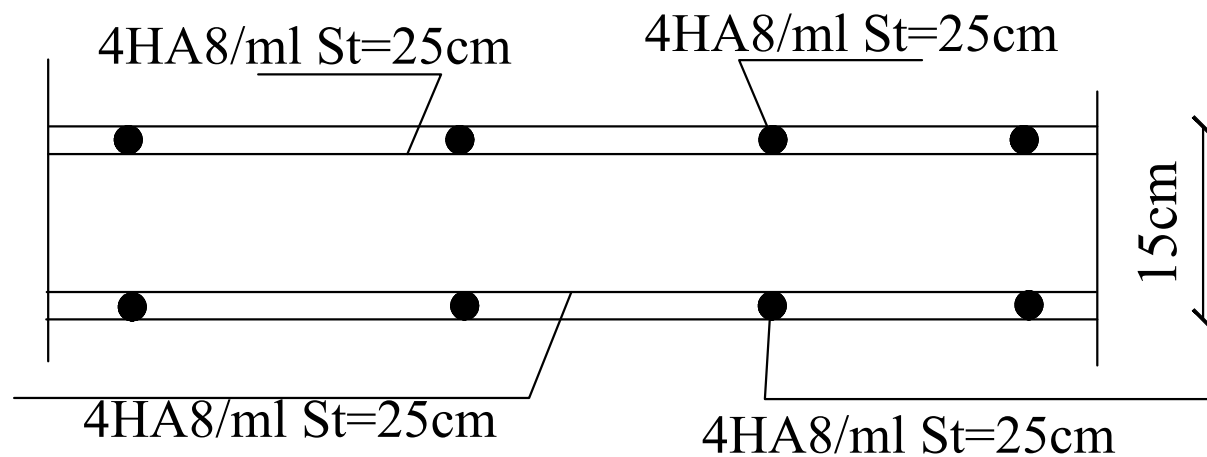
$$f_v = 0,65 \text{ [mm]} < \bar{f} = 2,96 \text{ [mm]} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion: les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

sens X-X
Lx=1,48m



sens Y-Y
Ly=2,10m



Ferrailage de la salle machine

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

4.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter le logiciel ETABS. Cette présentation va s'articuler autour de deux axes : un axe théorique et un axe pratique.

L'axe théorique, ou documentaire, consiste à découvrir le logiciel ETABS à travers la lecture de ses manuels présentatifs,

Le second axe d'étude est pratique, il va nous permettre de connaître de plus près les menus d'ETABS afin de modéliser notre structure

4.2. Bref historique

L'ETABS est l'abréviation de « *Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems* », c'est un programme qui a reçu une grande réputation dans le monde et en Algérie. Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments ; ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie '*computers and structures Inc. Berkeley, California* ', sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est très récente, elle date de l'an 2009, désigné par *ETABS Nonlinear 9.6.0.* réf [1].

4.3. Domaine de logiciel

L'ETABS est le progiciel intégré ultime pour l'analyse structurelle et la conception de bâtiment. Intégrant 40 années de recherche et de développement continus, ce dernier ETABS offre des outils de modélisation et de visualisation basé sur des objets de 3D inégales, une puissance analytique linéaire et non linéaire extrêmement rapide, des capacités de conception sophistiquées et complètes pour une large gamme de matériaux, ainsi que des affichages graphiques perspicaces, des rapports, et des schémas permettant aux utilisateurs de chiffrer et de comprendre rapidement et facilement les résultats d'analyse et de conception .

4.4. Mode de fonctionnement

L'ETABS permet de modéliser, analyser, vérifier et afficher la géométrie de la structure, ainsi que les résultats de l'analyse qui ce en trois parties le pré-processus, processus et le post-traitement.

le pré-processus : c'est la partie qui on déclarer et affecter les données (géométrie ,matériaux, mode de chargement). le pré-processus numérique qui traduit automatiquement les données saisies graphiquement, offre une assistance permanente pour l'extension ou la correction des documents générés.ces données numériques sont traduites dans un fichier ayant une extension e2k .

le processus : l'ETABS utilise les méthode de calcules pour résoudre le problème et trouver les résultats souhaiter. Le programme offre les possibilités d'analyse suivantes :

- Analyse statique linéaire ;
- Analyse statique non linéaire ;
- Analyse dynamique.

le post-traitement : l'ETABS facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propre de vibration, le centre de masse et le centre de rigidités, les déplacements inter étages, la résultante des forces pour des éléments spécifiques.

4.5. Méthode de calcul

L'ETABS comme les autres logiciels de calcul des structures basé et utilise la méthode des éléments finis (MEF), la méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide, ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces sont connectes entre eux par des nœuds situes sur les limites de ces éléments. Les structures réelles sont définies par un nombre infinis de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire a celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc a déterminer ces déformation, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

Dans le présent mémoire nous allons analyser la seconde version d'ETABS.

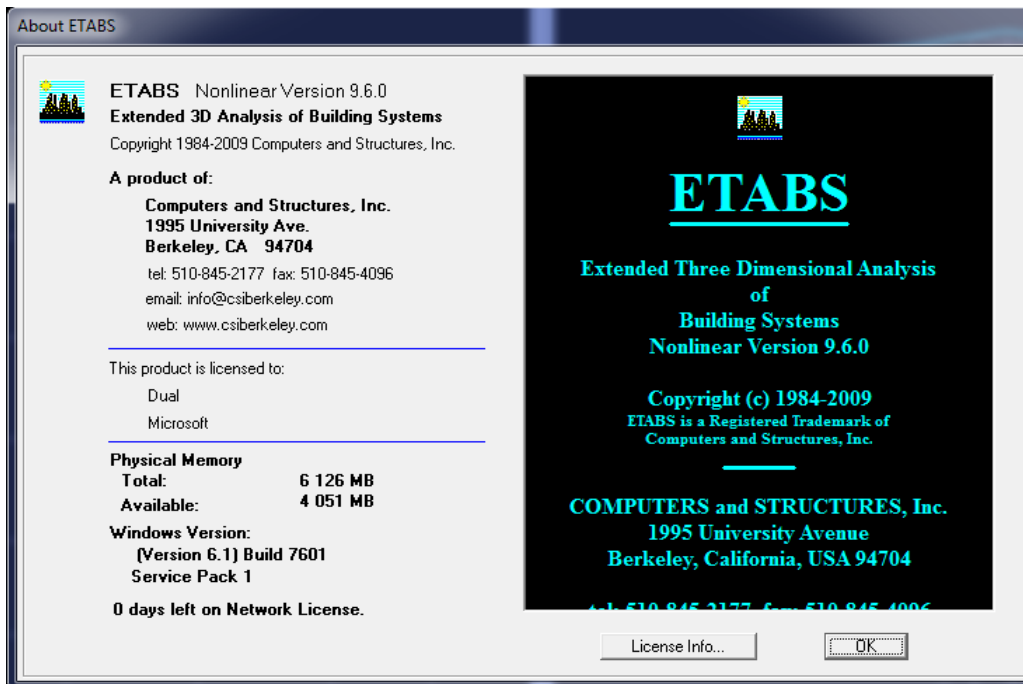


Figure 4-1 Désignation du logiciel ETABS non linéaire version 9.6.0, à l'aide de l'option « about »

4.6. Manuel d'utilisation du l'ETABS

• Unités

ETABS travaille avec quatre paramètres de base : la force, la longueur, la température et le temps.

Le programme offre plusieurs ensembles d'unités correspondant aux paramètres : force, longueur et température au choix ; tels que « Kip, in, F » ou « N, mm, C ». Le temps est toujours mesuré en secondes.



Figure 4-2 systèmes d'unités

• MENUS D'ETABS

L'exécution de notre logiciel commence par la rencontre avec un menu principal (*Mainmenu*),



Figure 4-3 Menu principal d'ETABS

• MENU « File »

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

Pour des traitements sur les fichiers, soit qu'on crée un nouveau fichier (*new file*) ou bien on travaille sur un ancien fichier, alors on va l'appeler en tapant dur l'option (*open*).

L'utilisateur peut à tout moment sauvegarder son travail il opte pour (*Save*) ou (*Save as*) il peut importer (*import*) des informations contenues dans un fichier externe ou les exporter (*export*).

• MENU « *Edit* »

Ce menu contient essentiellement les instructions concernant la modification de la géométrie structurelle de l'ouvrage modélisé.

• MENU « *Define* » de saisie des données

La figure 1.13 ci-dessus présente les instructions de ce menu, celui-ci constitue un outil facile pour la saisie graphique des caractéristiques géométriques et mécaniques. Aussi, il est aisé de définir les charges statiques et dynamiques appliquées sur les éléments de notre modèle. A travers le menu « Define », l'utilisateur choisit aussi les techniques d'analyse statique et d'analyse dynamique. Considérons maintenant, les différentes options offertes par ce menu.

• MENU « *Assign* »

Les instructions de ce menu permettent de définir les conditions d'appuis, les valeurs de chaque cas de charge, etc.

• MENU d'analyse « *Analyze* »

La première phase importante de conception des structures, après avoir défini les données, c'est bien la phase d'analyse, appelée aussi la phase des calculs de statique et de dynamique des structures. ETABS propose un menu spécial à cette phase d'étude, il contient un ensemble d'options, l'utilisateur est invité à choisir celles qui lui conviennent.

4.7. Terminologie

• Caractéristiques mécaniques pour le calcul des sollicitations

Tableau 4-1 Caractéristiques mécanique pour le calcul des sollicitations .

Termes d'ETABS	Signification
Mass per unit volume	Masse volumique
Weight per unit volume	Poids volumique
Poisson's ratio	Coefficient de Poisson
Coeff of thermal expansion	Coefficient de dilatation thermique
Shear Modulus	Module de cisaillement

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

• Propriétés mécaniques attribuées pour le calcul de béton armé

Tableau 4-2 Caractéristiques mécanique pour le calcul de béton armé .

Concrete strength, f_c	Résistance caractéristique du béton à la compression
Reinforcing yield stress, f_y	limite élastique d'acier d'armature σ_s
Shear steel yield stress, f_{ys}	limite élastique d'acier d'armature en cisaillement τ_s

• Quelques autres définitions des termes du logiciel ETABS

Tableau 4-3 Définitions de l'ETABS .

Restraints : degrés de liberté (DDL).	Grid line : ligne de grille
Uniformed loads : point d'application de la charge.	Joints : nœuds.
Concrete : béton	Frame : portique (cadre).
Steel : acier.	Shell : voile.
Frame section : coffrage.	Column : poteau
Loads : charge.	Beam : poutre.

4.8. Etapes de modélisation

• ETAPE 01

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a- Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.



b- Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** \implies **New model** ou bien **(ctrl+n)**. Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

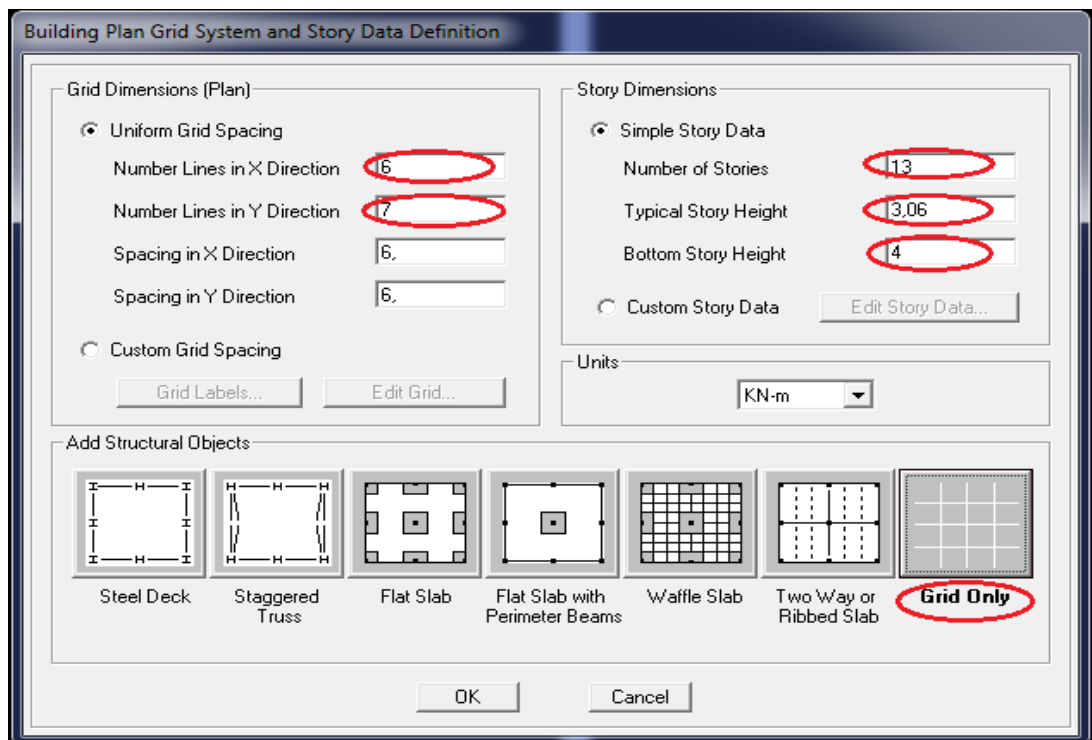


Figure 4-4 géométrie de base dans l'ETABS

- Le nombre des lignes dans la direction X \implies **(Number lines in X direction)**.
- Le nombre des lignes dans la direction Y \implies **(Number lines in Y direction)**.
- Hauteur d'étage \implies **(story High)**.
- Longueur de travée dans le sens X \implies **(Spacing in X direction)** (Entre axes).
- Longueur de travée dans le sens Y \implies **(Spacing in Y direction)** (Entre axes).
- Le nombre d'étage \implies **(Number of stories)**.
- la hauteur d'étage courant \implies **(typical story High)**.
- La hauteur d'étage en bas (RDC) \implies **(bottom story high)**.

C -modification de la géométrie de base

Pour modifier les longueurs de trames et des hauteurs d'étages

On clique sur le bouton droit de la souris, on introduit les distances cumulées, on clique sur **ok**

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

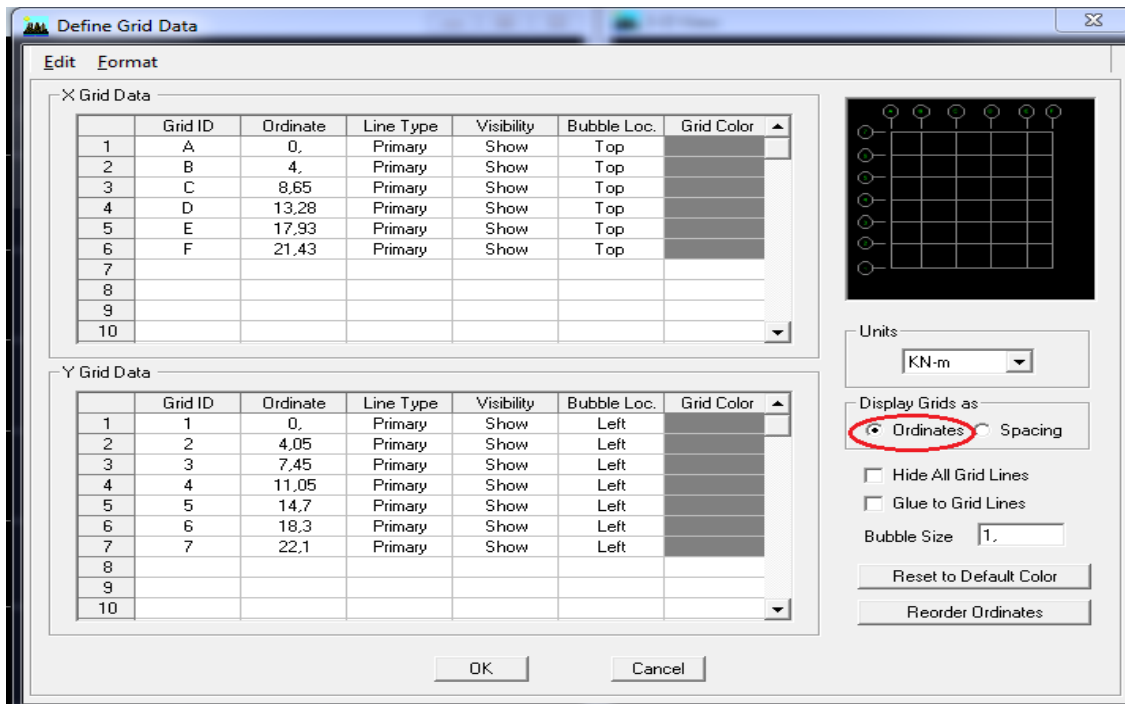


Figure 4-5 modification de la géométrie de base

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit story data**

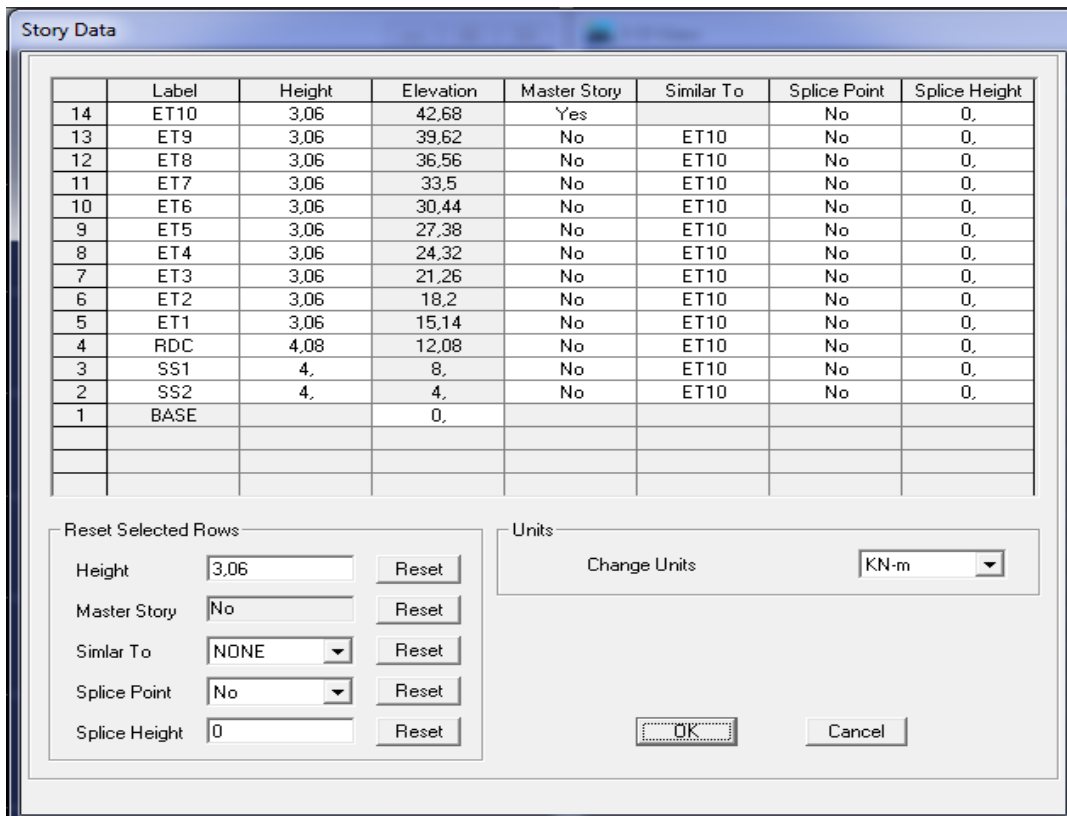


Figure 4-6 modification des étages

•ETAPE 02

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécanique des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Define \implies Material property.
 \implies On sélectionne le matériau **CONC.**
 \implies **Add new Material,**

Après on apporte les modifications suivantes :
Le béton 25 :

- Masse volumique béton : 2.5 KN/m³
- Poids volumique béton : 25 KN/m³
- Module de Young: 32164200 KN/m²
- Contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m²
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m²
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m²

Material Property Data

Material Name	BETON25	Display Color	Color
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	Type of Design	Design
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	2.5	Specified Conc Comp Strength, f'c	25000,
Weight per unit Volume	25,	Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000,
Modulus of Elasticity	32164200,	Shear Reinf. Yield Stress, fys	413685,47
Poisson's Ratio	0,2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9,900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750,		

OK Cancel

Figure 4-7 définition des propriétés mécanique des matériaux dans le béton et l'acier

•ETAPE 03

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, consoles, voiles.....)

-Définitions des différents éléments

-Les éléments barres

Nous choisissons le menu **Define** \implies **Frame section .**

Icône **properties** on sélectionne tout \implies **delete property**

Click to \rightarrow on clique sur **Add Rectangular** "ajout de sections "

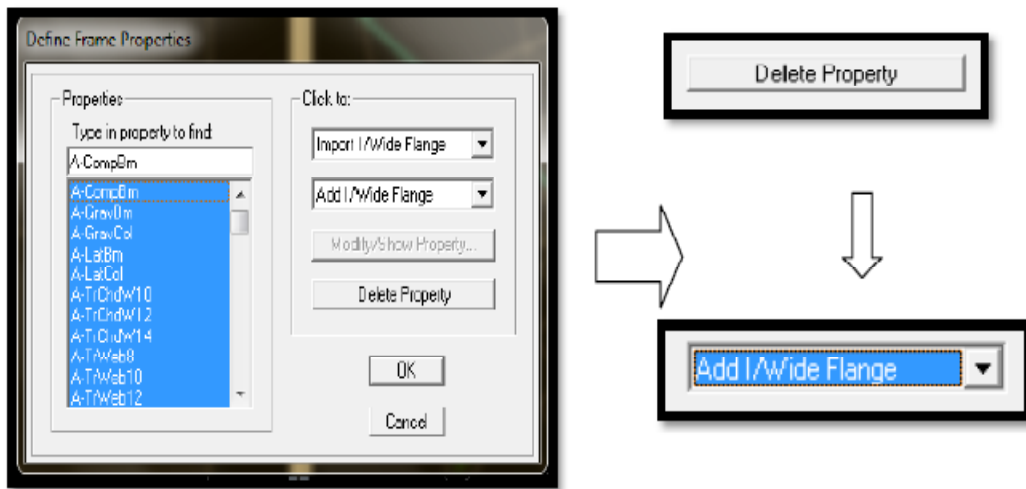


Figure 4-8 introduction des éléments barres

a- Les poteaux

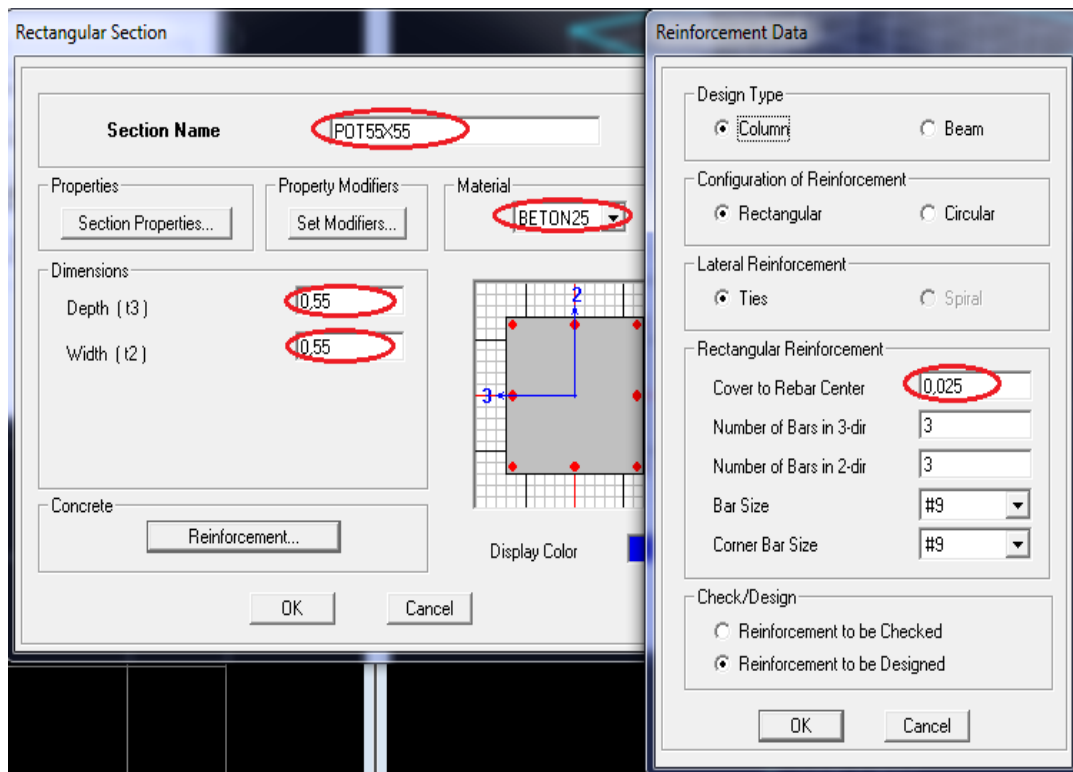


Figure 4-9 introduction des sections des poteaux

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

b- Les poutres

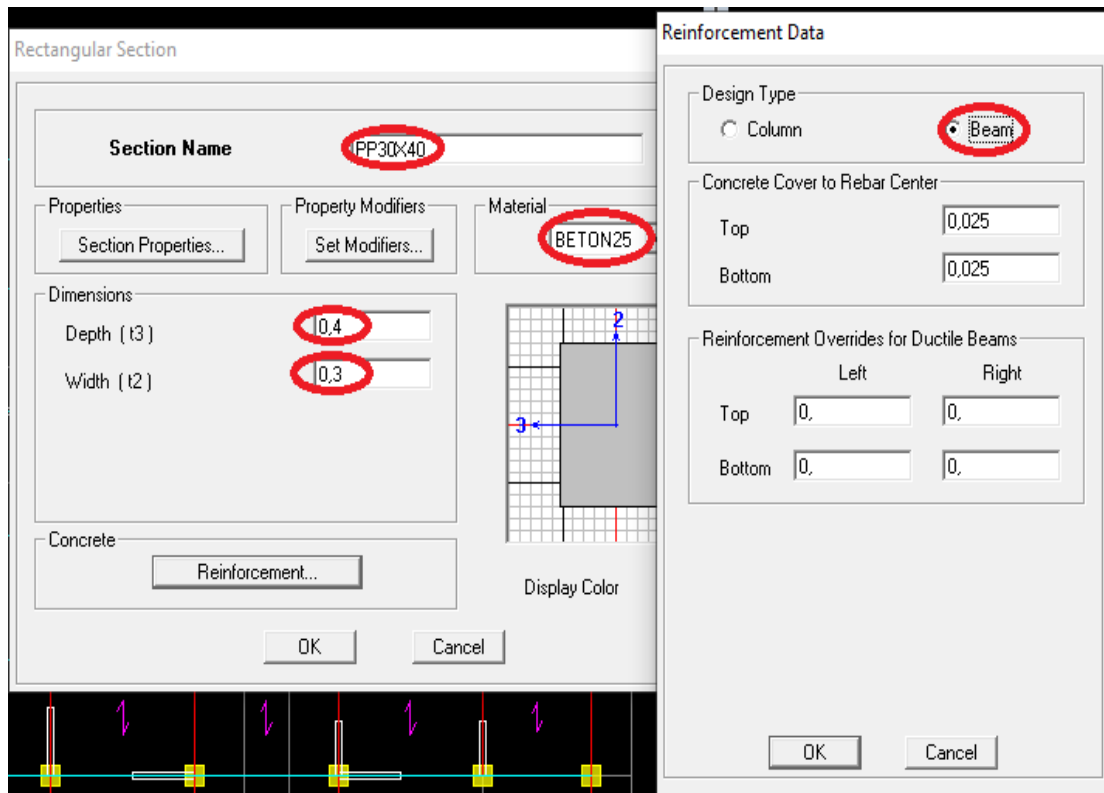
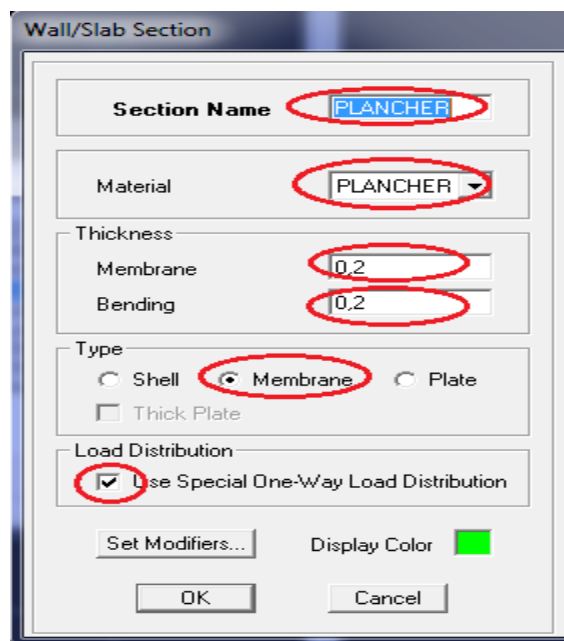


Figure 4-10 introduction des sections des poutres

c- Les planchers

Define \longrightarrow wall/slab/deck sections \longrightarrow Add new slab.



Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

d-Les voiles

Nous procédons comme suit :

Define \implies wall/slab/deck sections \implies **Add new wall (Voile).**

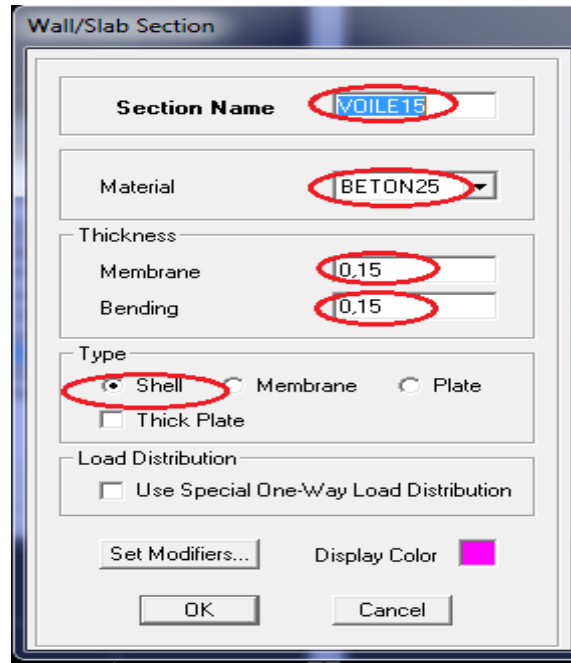


Figure 4-11 introduction des sections des voiles

e-Dalles pleines

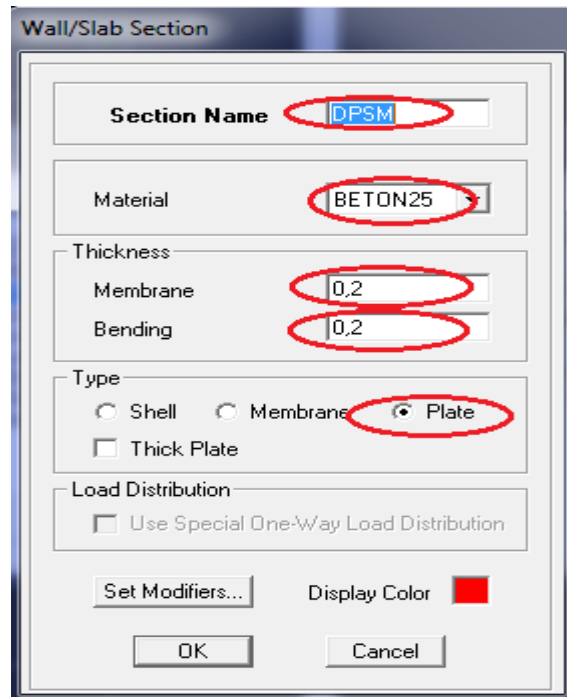


Figure 4-12 introduction de la section pour la dalle pleine

- Affectation des sections aux différents éléments des portiques

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

- Pour les poteaux

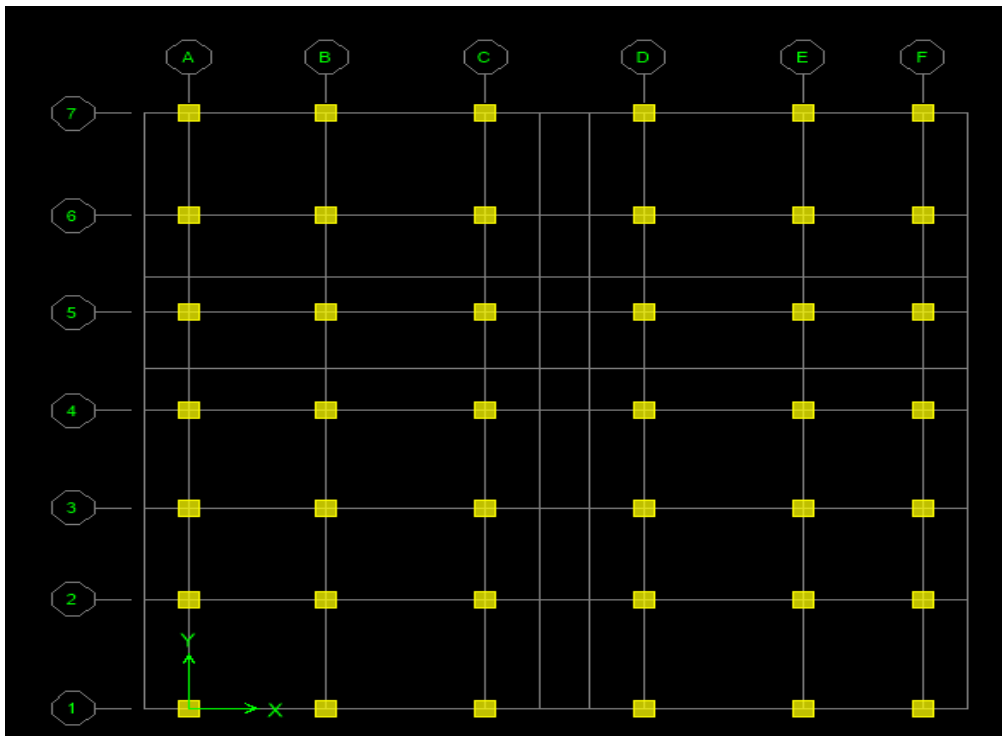


Figure 4-13 Affectation des poteaux

✓ Les Poutres principales

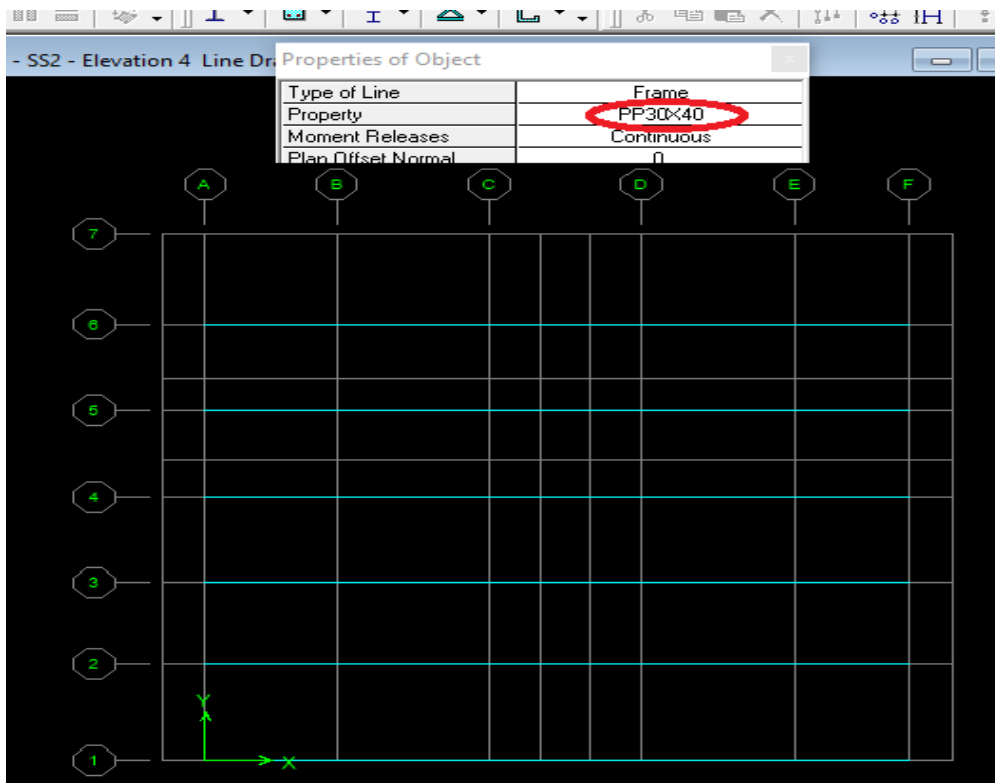


Figure 4-14 Affectation des poutres principale

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

✓ Les poutres secondaires

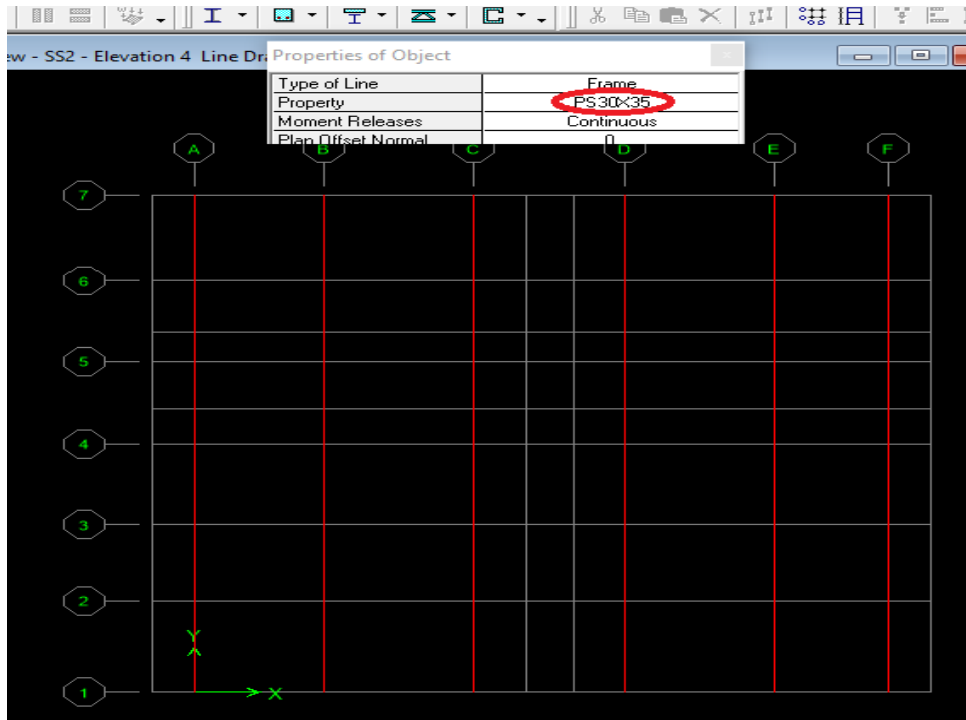


Figure 4-15 Affectation des poutres secondaires

✓ les planchers



Figure 4-16 Affectation des plancher

✓ les voiles

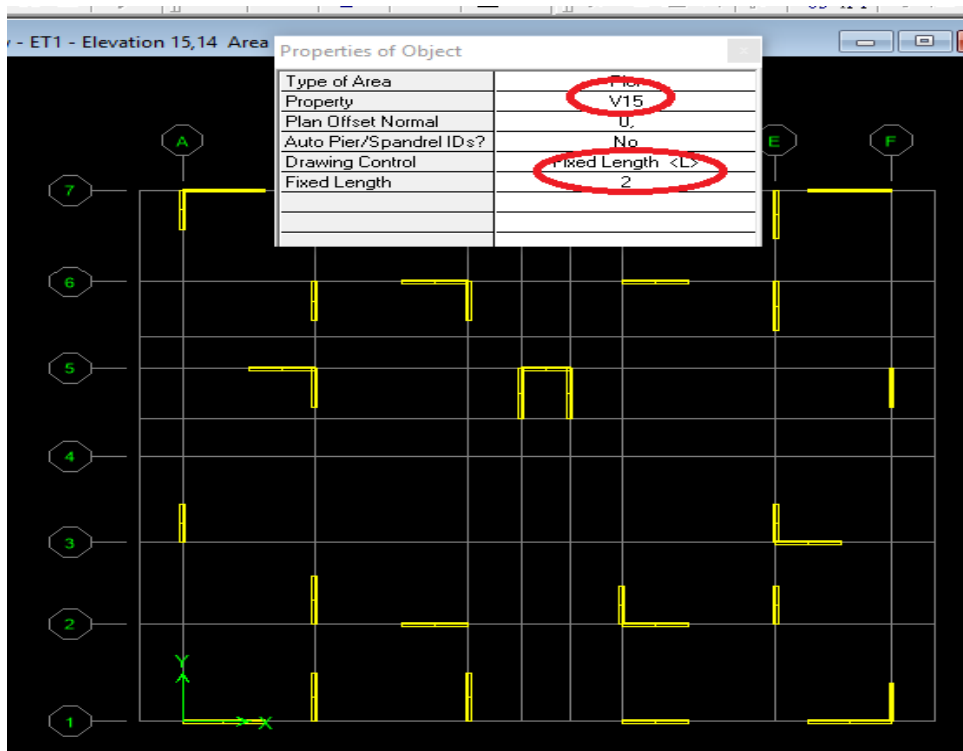


Figure 4-17 Affectation des voiles

• ETAPE 04

Les charges statiques

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et à des charges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define** \implies **Static Load Cases**.

✓ **Charges permanentes** : Load Name (Nom de la charge) : G

Type \implies **DEAD (permanente)**.

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) \implies **1**

✓ **Surcharges d'exploitation** : Load Name (Nom de la charge) : Q

Type \implies **LIVE (exploitation)**.

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) \implies **0**

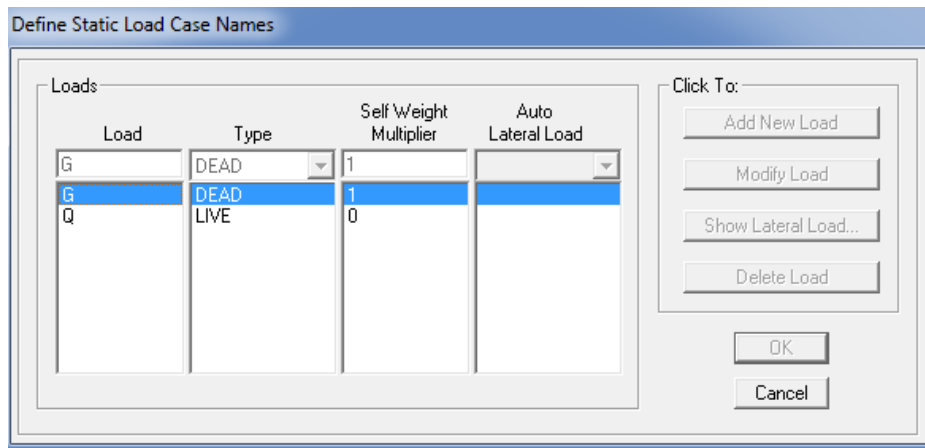


Figure 4-18 Définition des charges

➤ Affectation des charges

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poteaux, poutres).

✓ Plancher et dalles pleine

D'abord on sélectionne les éléments à charger en utilisant la méthode suivante :

Select by Wall/Slab/Deck/section puis on choisit l'élément à charger et applique la charge correspondante.

Une fois la sélection est faite on choisit : **Assign** \implies **Assign uniform loads**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

La charge G

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

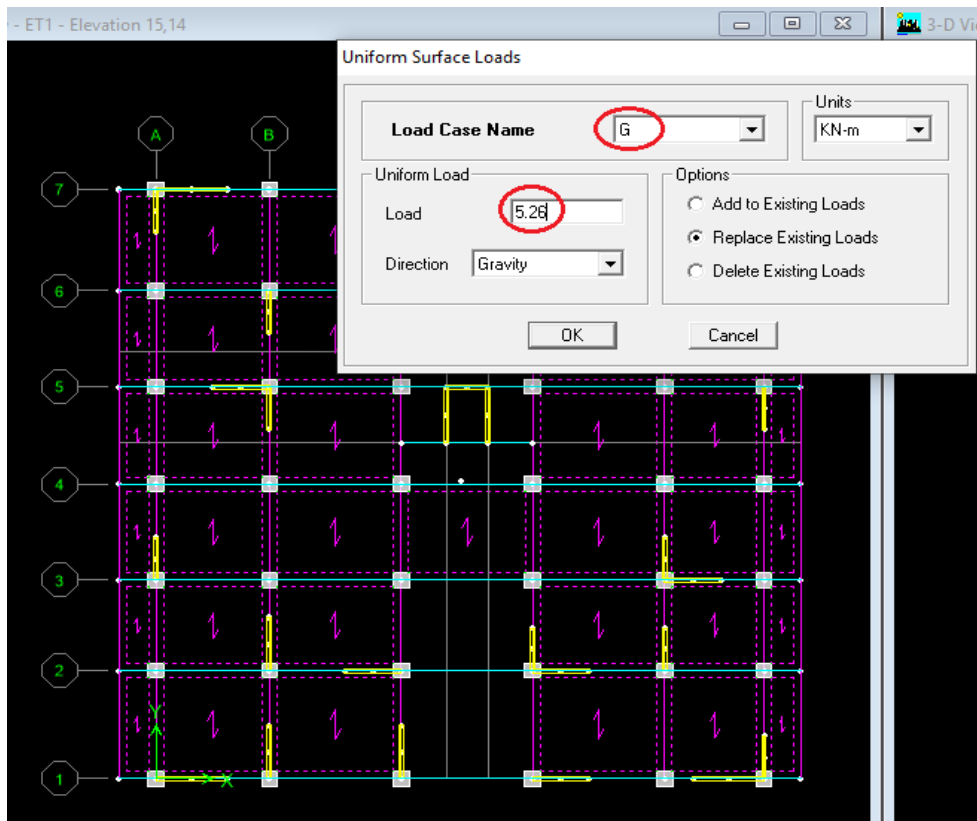


Figure 4-19 Affectation de la charge G pour les planchers

La charge Q

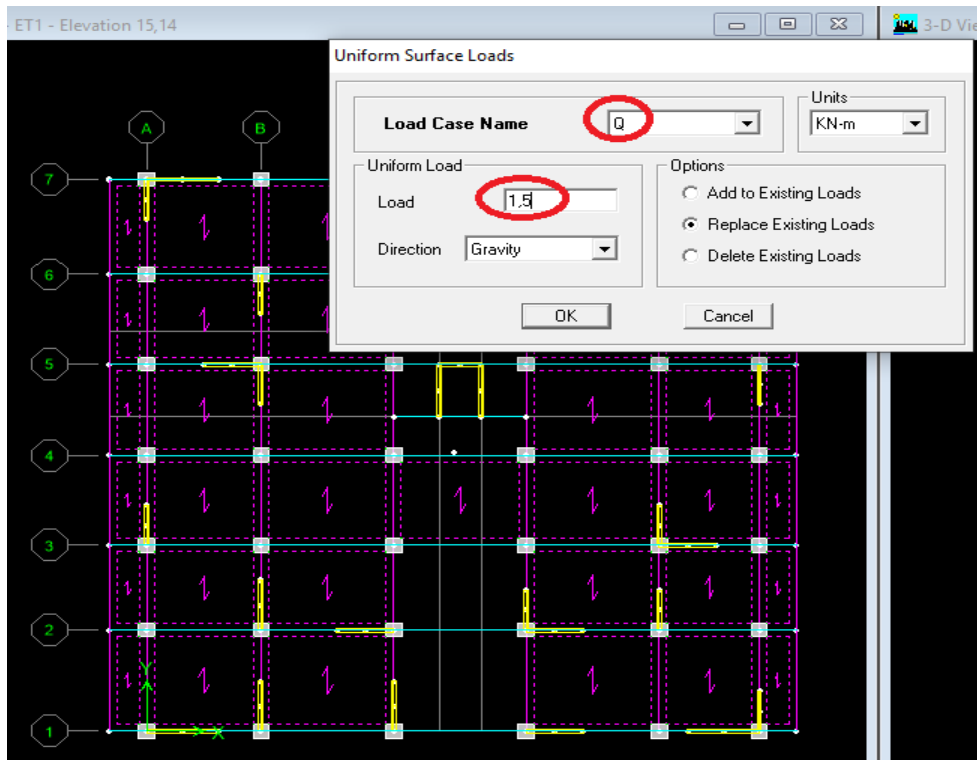


Figure 4-20 Affectation de la charge Q pour les planchers

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

• **ETAPE 05** définition de la charge dynamique (E) :

➤ **Charge sismique(E)** :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de libertés ou mis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

➤ **Données à introduire dans le logiciel:**

La zone : **IIa**

Le groupe d'usage : **2** (bâtiments a usage d'habitations).

Le coefficient de comportement R : **contreventer par voiles porteurs ($R = 3.5$)**.

Le coefficient A : **$A = 0,15$ (Tableau 4.1 RPA 99. V2003)**.

Site : **S3**. (site meuble)

Facteur de qualité (Q): toutes les conditions ont été vérifiées donc :

$$Q=1+\Sigma Pq=1+0.15 \quad Q=1.15$$

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur sauvegarde fichier format ETABS.

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define Response \implies **Spectrum function** \implies **Spectrum from file**

Function Name (nom du spectre) : **RPA**.

On clique sur **OK** pour valider.

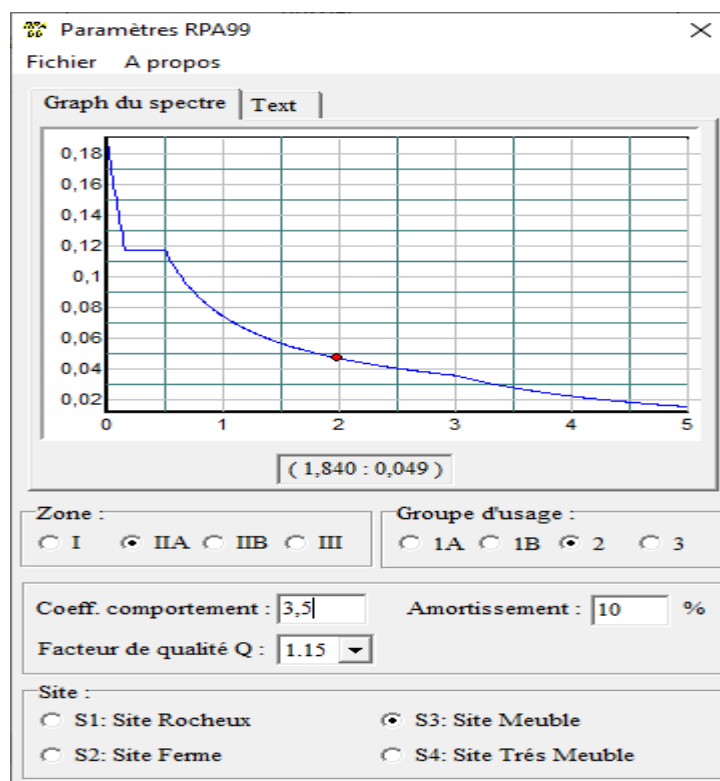


Figure 4-21 Affectation des données dans le logiciel RPA

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

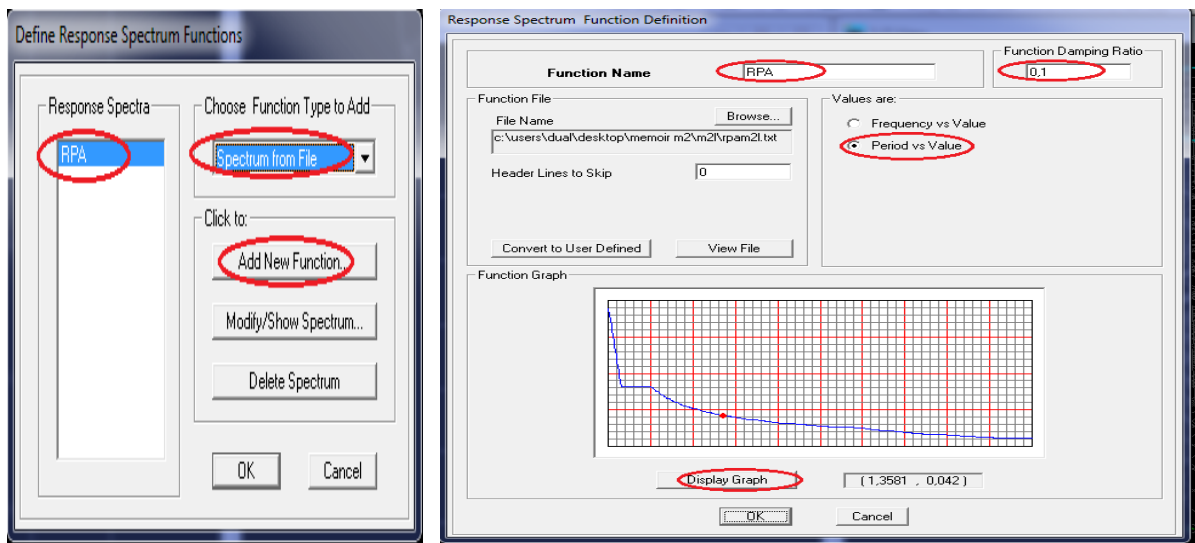


Figure 4-22 Affectation des données du RPA dans l'ETABS

• ETAPE 06 :

introduction des combinaisons d'actions

✓ Définition les directions sismique EX et EY :

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define \implies Response spectrum cases \implies Add New Spectrum.

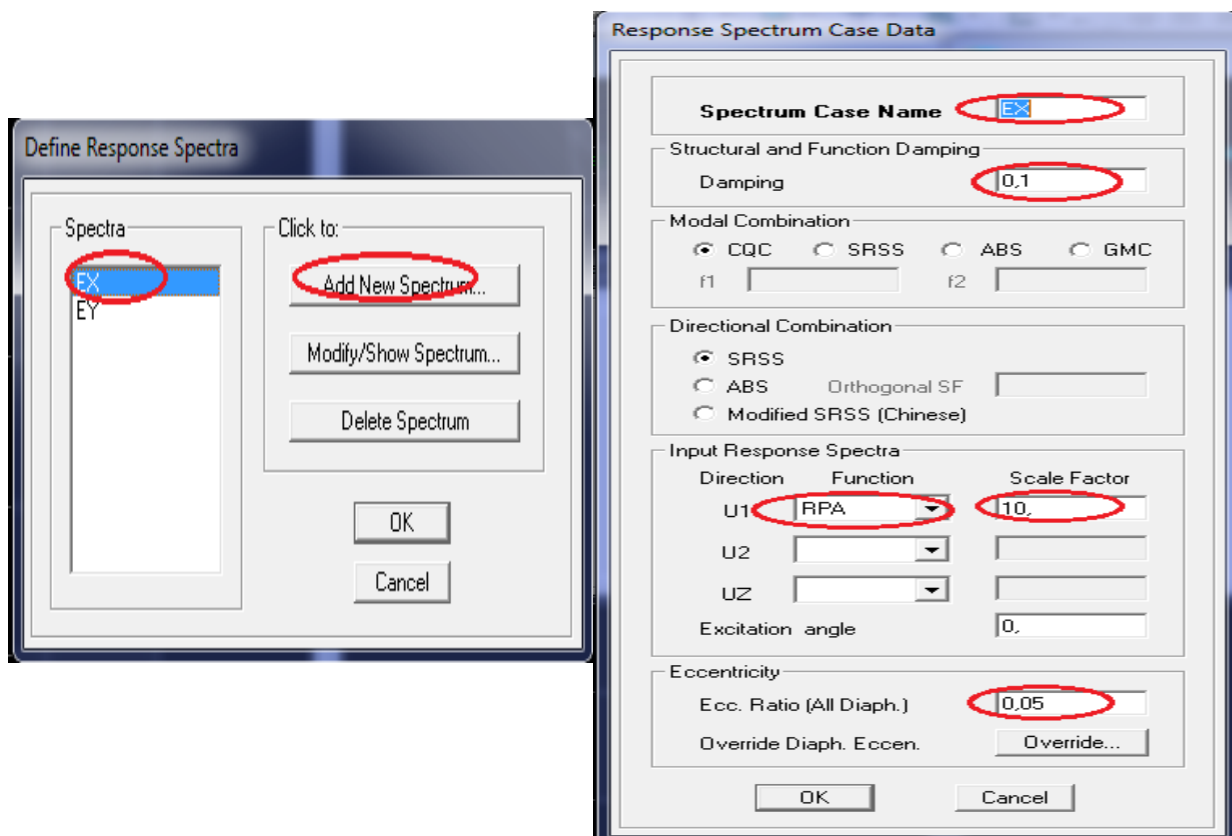


Figure 4-23 Affectation des données du RPA dans l'ETABS

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

✓ Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons courantes :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- Combinaisons courantes :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

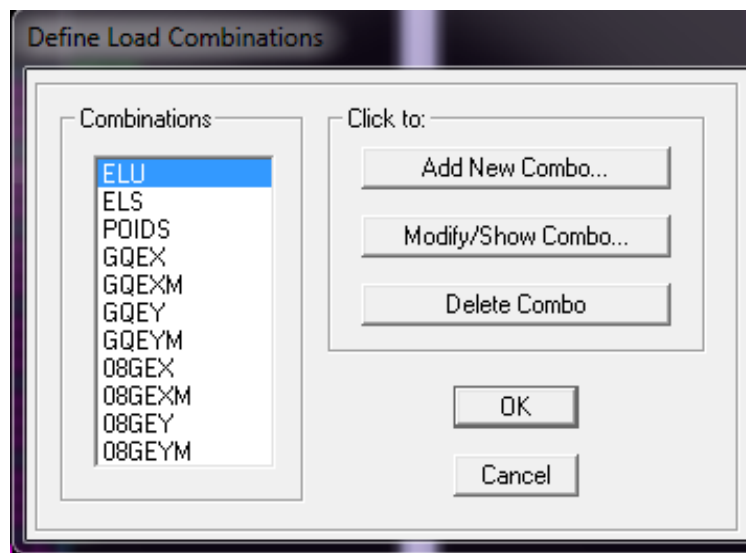
POID : G+1,2Q

- Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE: G+Q+E

08GE:0.8G±E

Define \Longrightarrow **Load Combinations** \Longrightarrow **Add New Combo**



• ETAPE 07 Définir l'action sismique


✓ Définir la masse source

La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à :

$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA $\rightarrow \beta=0.2$

L'instruction à suivre :

Define masse source ou bien on clique sur cette icône 

On donne la valeur **1** pour la charge permanente **G**.

On donne la valeur **0,2** pour la charge d'exploitation **Q**

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

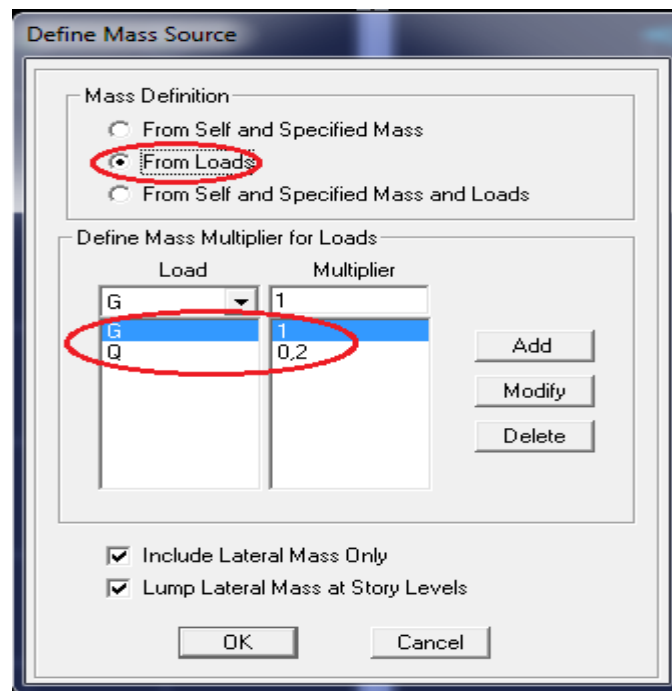


Figure 4-24 Définir l'action sismique

• **ETAPE 08** cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser

✓ Appuis

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds de la Base puis on clique sur :

Assign \implies **Joint/point** \implies **Restraints**.

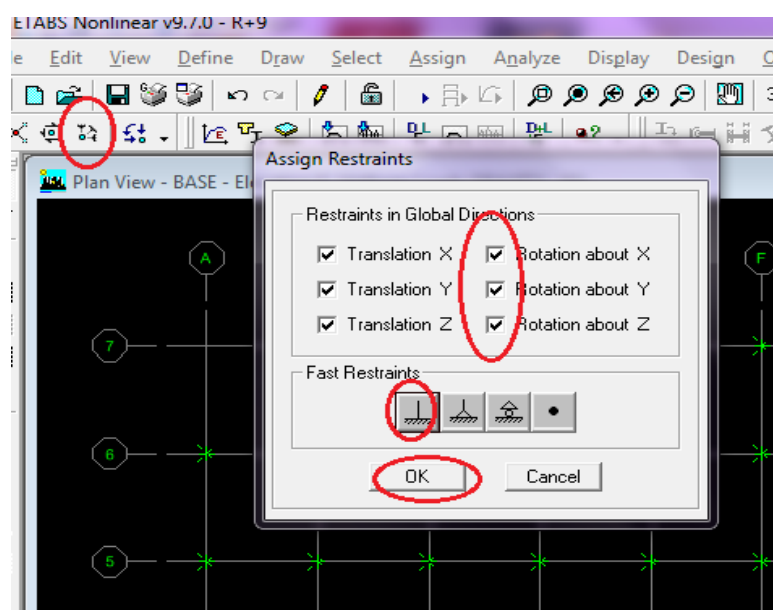


Figure 4-25 Définir le type d'appui de la structure

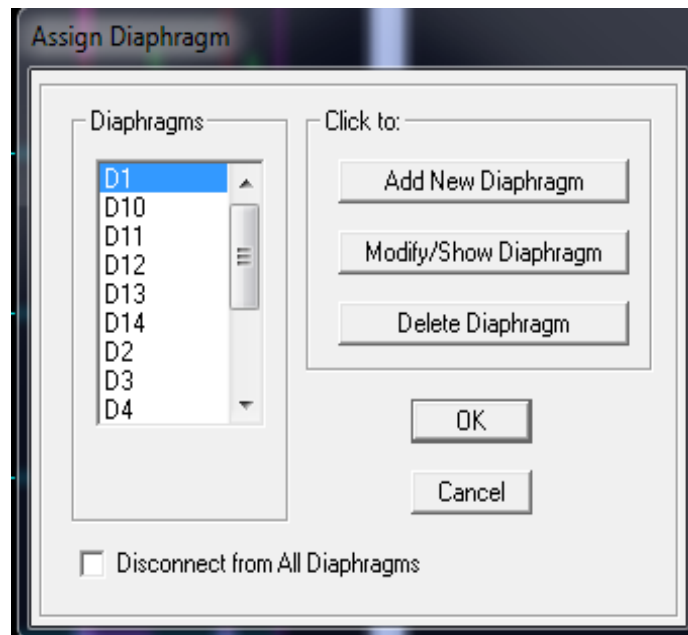
Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

✓ Les diaphragmes

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Noeuds Maitres ». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les noeuds du même plancher à leurs noeuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par *ETABS*.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign ⇨ **Joint/point** ⇨ **Diaphragme** ⇨ **Add New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur OK pour valider.

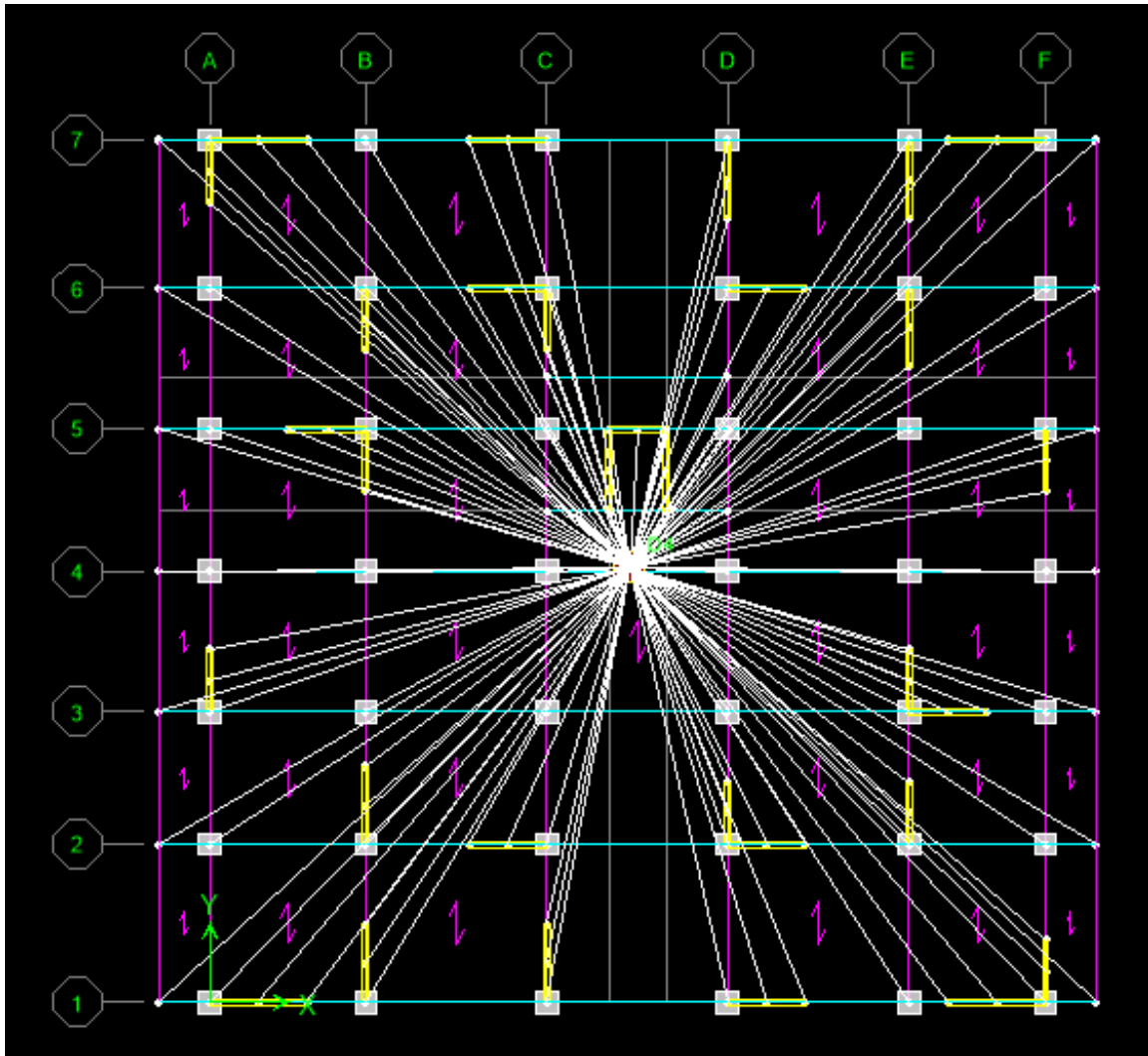


Figure 4-26 Application du diaphragmes

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

• **ETAPE 09** Analyse dynamique.

✓ **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet :

Analyze Run Analysis.

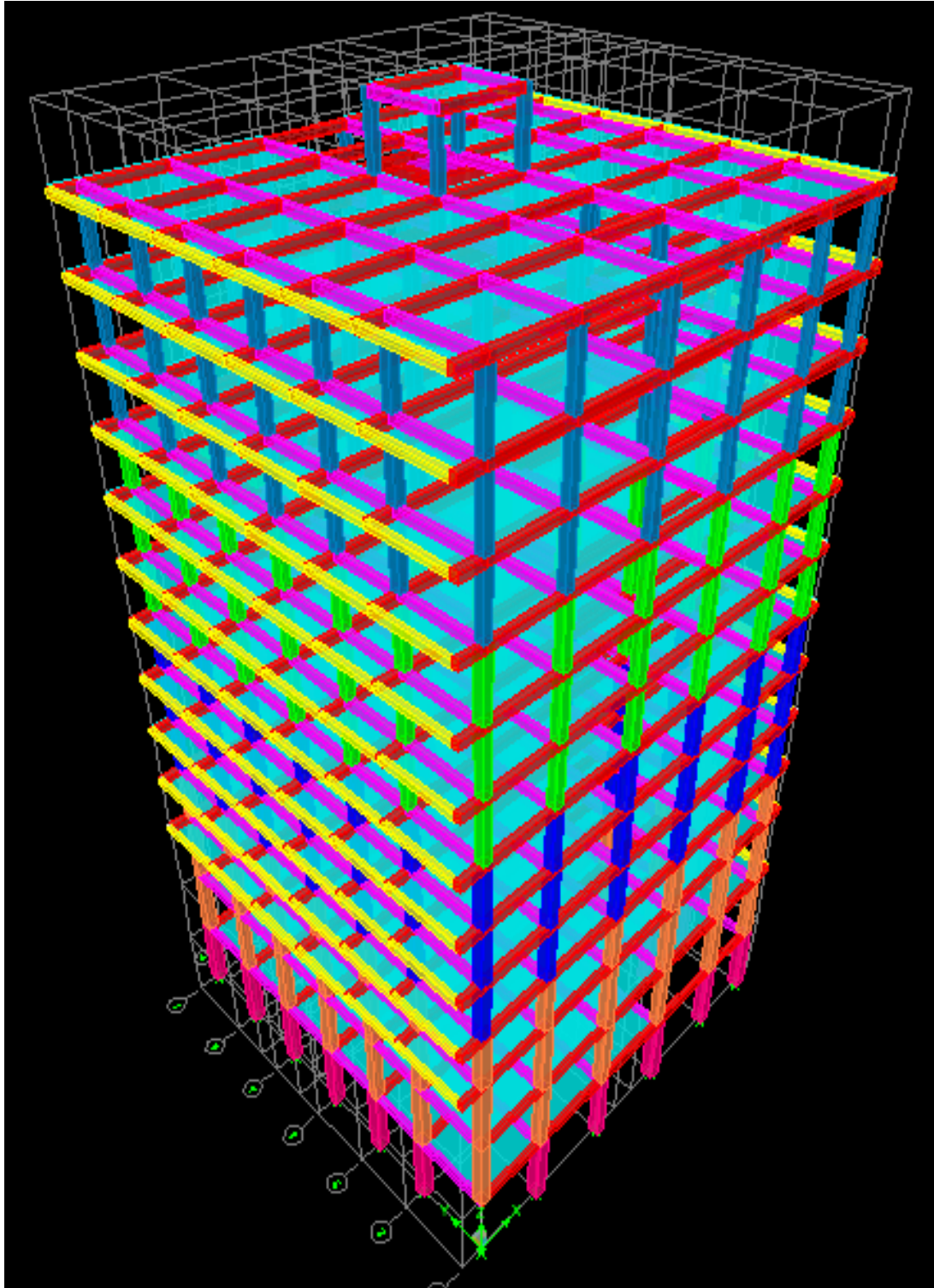


Figure 4-27 Vue en 3D de la structure

Chapitre 4 : Présentation du logiciel ETABS et modélisation

- **ETAPE 10** visualisation des différents résultats

Mode 1

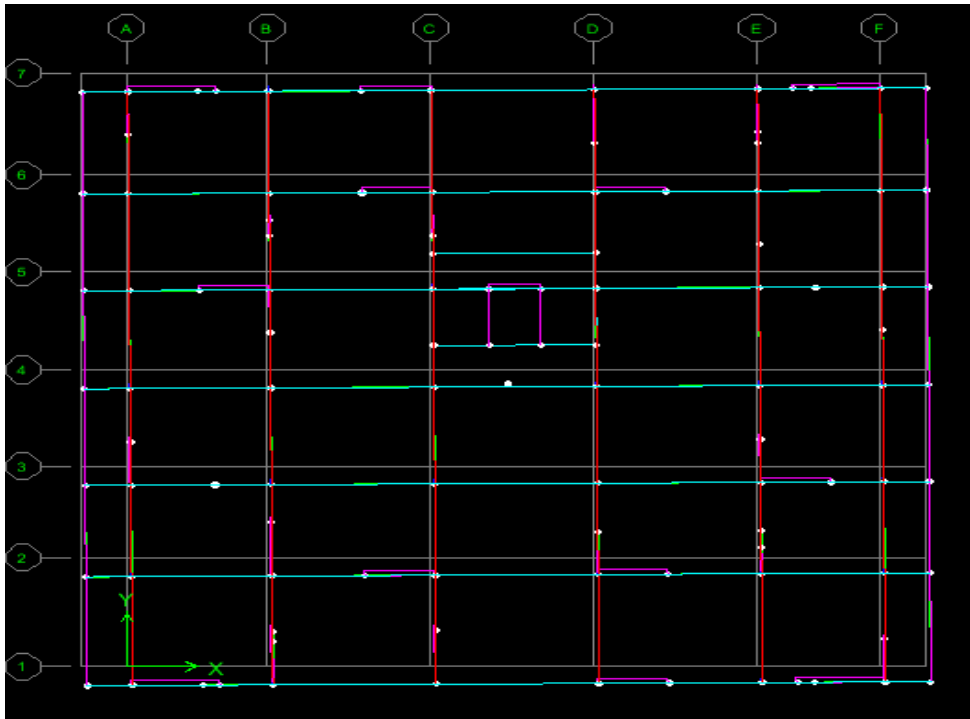


Figure 4-28 Visualisation de la structure en MODE 1

Mode 2

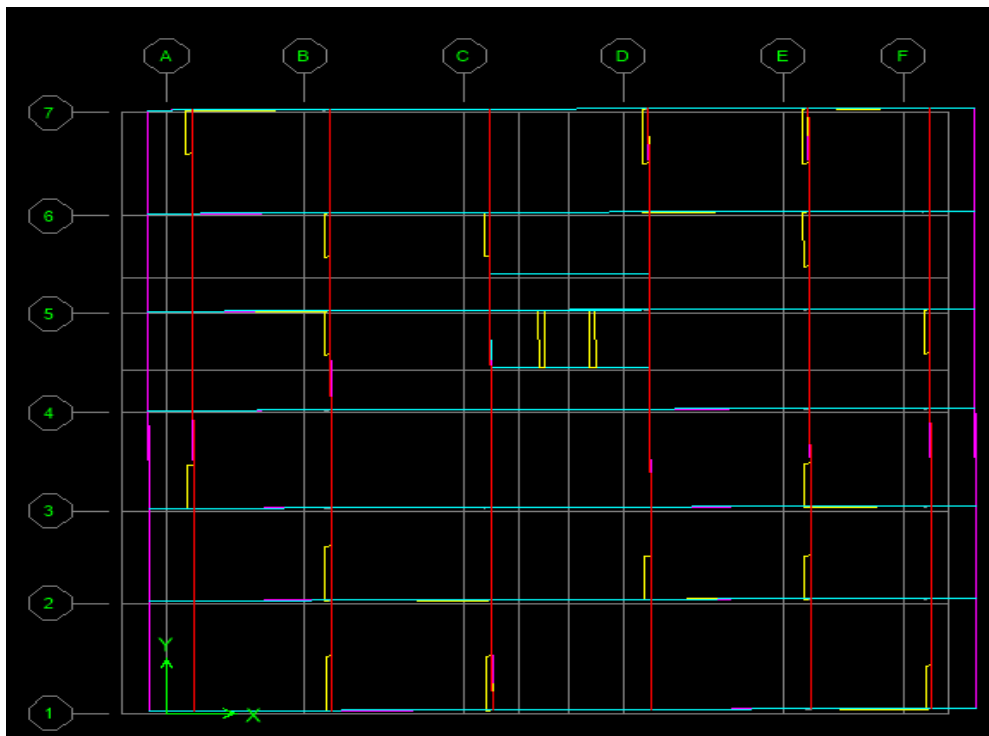


Figure 4-29 Visualisation de la structure en MODE 2

Mode 3

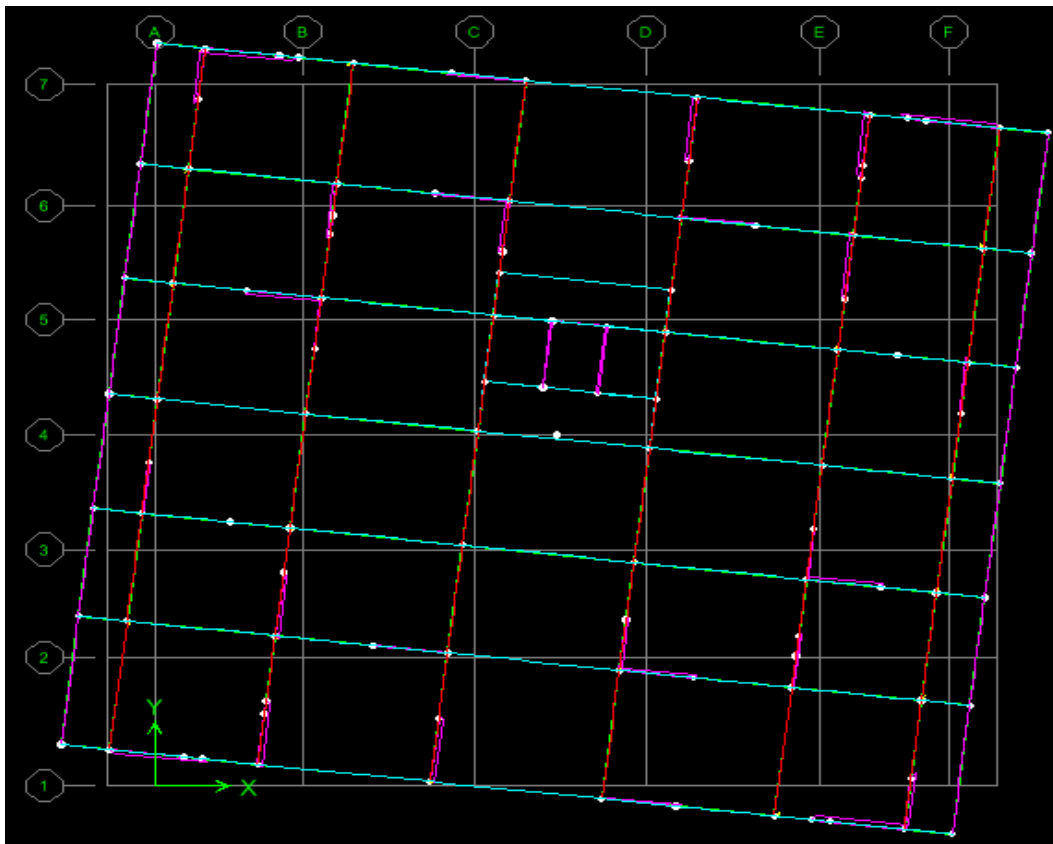


Figure 4-30 Visualisation de la structure en MODE

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

5.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection .

5.2. Méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente
- par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

✓ Présentation de la méthode modale spectrale

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

5.3. Les vérifications exigées par RPA

On doit vérifier les exigences du RPA suivantes:

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'excentricité.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

5.3.1. Vérification de la période empirique T

a) Calcul de la période empirique

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique $T = C_t h_N^{3/4}$

Avec h_N la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.

$$h_n = 42,68m$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$$C_T = 0,05.$$

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

Remarque

Les valeurs de **T**, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = \rightarrow 0,05 \times (42,68)^{3/4} = 0,83 \quad \mathbf{T = 1,081sec}$$

Selon l'article 4.24 du RPA 99 version 2003

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée à partir du tableau suivant :

	Condition sur T	Période choisie
1 ^{er} cas	T analytique < T empirique	T = T empirique
2 ^{ème} cas	T empirique < T analytique < 1,3 T empirique	T = T analytique
3 ^{ème} cas	1,3 T empirique < T analytique	T = 1,3 T empirique

$$D'où : T = 1,3 \times 0,83 = 1,081sec$$

$$\mathbf{2^{ème} cas} \quad T_{empirique} = 0,83 < T_{analytique} = 1,06 < 1,3 T_{empirique} = 1,081$$

Remarque

La valeur de la période analytique tirée du logiciel ETABS (1,06 s) est supérieure à 1s ; on justifie ce cas par rapport à la période empirique qui est calculée en fonction de la hauteur totale du bâtiment (1,081s).

b) Valeur de T trouvé par ETABS

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1,067310	1,7676	72,1213	0,0000	1,7676	72,1213	0,0000	96,1874
2	1,027783	70,8661	1,9654	0,0000	72,6337	74,0867	0,0000	2,6067
3	0,932100	0,3444	0,6497	0,0000	72,9782	74,7364	0,0000	0,8434
4	0,323050	0,0835	11,9790	0,0000	73,0616	86,7154	0,0000	0,0092
5	0,303795	13,5101	0,0868	0,0000	86,5717	86,8021	0,0000	0,0001
6	0,276957	0,0544	0,0576	0,0000	86,6261	86,8597	0,0000	0,0000
7	0,158564	0,0033	4,4604	0,0000	86,6294	91,3202	0,0000	0,2586
8	0,145940	4,8304	0,0027	0,0000	91,4599	91,3229	0,0000	0,0001
9	0,133263	0,0268	0,0118	0,0000	91,4867	91,3347	0,0000	0,0007
10	0,094538	0,0013	2,7235	0,0000	91,4879	94,0583	0,0000	0,0271
11	0,087021	2,8180	0,0015	0,0000	94,3060	94,0598	0,0000	0,0000
12	0,079006	0,0158	0,0063	0,0000	94,3218	94,0661	0,0000	0,0001

Figure 5-1 Résultats de la période donnée par ETABS.

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3ème mode.

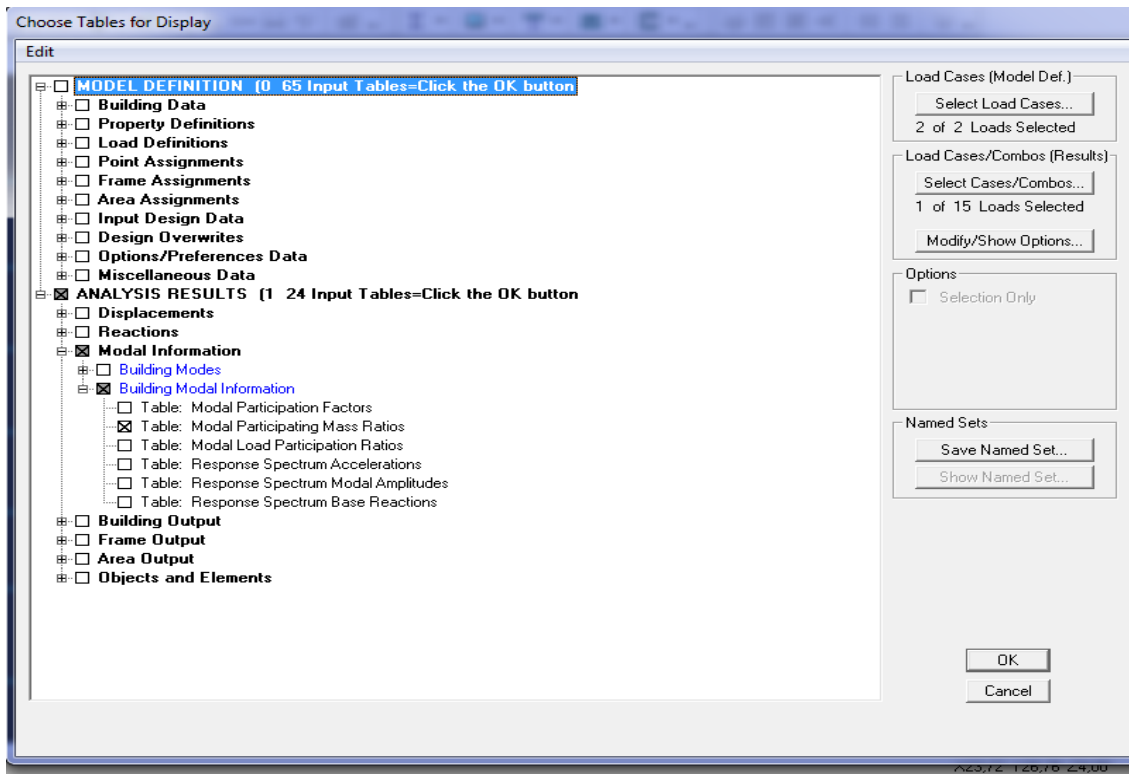
5.3.2. Le pourcentage de participation de la masse modale

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période maximale donnée par le logiciel ETABS égale à 1.06 s

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → modal information

→ Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA



	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1,067310	1,7676	72,1213	0,0000	1,7676	72,1213	0,0000	96,1874
	2	1,027783	70,8661	1,9654	0,0000	72,6337	74,0867	0,0000	2,6067
	3	0,932100	0,3444	0,6497	0,0000	72,9782	74,7364	0,0000	0,8434
	4	0,323050	0,0835	11,9790	0,0000	73,0616	86,7154	0,0000	0,0092
	5	0,303795	13,5101	0,0868	0,0000	86,5717	86,8021	0,0000	0,0001
	6	0,276957	0,0544	0,0576	0,0000	86,6261	86,8597	0,0000	0,0000
	7	0,158564	0,0033	4,4604	0,0000	86,6294	91,3202	0,0000	0,2586
	8	0,145940	4,8304	0,0027	0,0000	91,4599	91,3229	0,0000	0,0001
	9	0,133263	0,0268	0,0118	0,0000	91,4867	91,3347	0,0000	0,0007
	10	0,094538	0,0013	2,7235	0,0000	91,4879	94,0583	0,0000	0,0271
	11	0,087021	2,8180	0,0015	0,0000	94,3060	94,0598	0,0000	0,0000
	12	0,079006	0,0158	0,0063	0,0000	94,3218	94,0661	0,0000	0,0001

Figure 5-2 Résultats de la masse participante donnée par ETABS

• Nombres de modes propres (Article 4.3, 4 RPA99 version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soit égales au moins à 90% de la masse totale de la structure

Sens X-X : 91,4599 % au 8^{ème} mode.

Sens Y-Y : 91,3202 % au 7^{ème} mode.

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

La somme de la masse modale au 8ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée.

5.3.3. L'excentricité

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que :

$$e_x = 0.05 \times L_x = 0,05 \times 21,43 = 1,07$$

$$e_y = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 22,10 = 1,105\text{m}$$

b) Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_X - CR_X \rightarrow E_x = -0.063 \text{ m} < 1,07 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_Y - CR_Y \rightarrow E_y = -0,39\text{m} < 1,105\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display > show tables Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes

ANALYSIS RESULTS > building output > centre mass rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	SS2	D1	636,1267	636,1267	10,988	10,854	636,1267	636,1267	10,988
	SS1	D2	640,7170	640,7170	11,220	11,141	640,7170	640,7170	11,220
	RDC	D3	605,0624	605,0624	10,785	11,136	605,0624	605,0624	10,785
	ET1	D4	517,3005	517,3005	10,762	11,162	517,3005	517,3005	10,762
	ET2	D5	509,8243	509,8243	10,760	11,163	509,8243	509,8243	10,760
	ET3	D6	509,8243	509,8243	10,760	11,163	509,8243	509,8243	10,760
	ET4	D7	502,0430	502,0430	10,758	11,164	502,0430	502,0430	10,758
	ET5	D8	495,3859	495,3859	10,757	11,165	495,3859	495,3859	10,757
	ET6	D9	495,3859	495,3859	10,757	11,165	495,3859	495,3859	10,757
	ET7	D10	488,4237	488,4237	10,755	11,166	488,4237	488,4237	10,755
	ET8	D11	482,5857	482,5857	10,753	11,167	482,5857	482,5857	10,753
	ET9	D12	482,5857	482,5857	10,753	11,167	482,5857	482,5857	10,753
	ET10	D13	442,6221	442,6221	10,738	11,219	442,6221	442,6221	10,738

Figure 5-3 Résultats de l'excentricité donnée par ETABS.

Tableau 5-1 vérification de l'excentricité suivant x-x et y-y.

Story	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité Théorique		Excentricité accidentelle		XCM-XCR <0,05Lx
	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex	Ey	0,05Lx	0,05Ly	OBS
SS2	10,988	10,854	11,051	11,244	-0,063	-0,39	1,07	1,105	CV
SS1	11,22	11,141	11,101	11,246	0,119	-0,105			CV
RDC	10,785	11,136	11,061	11,27	-0,276	-0,134			CV
ET1	10,762	11,162	11,037	11,285	-0,275	-0,123			CV
ET2	10,76	11,163	11,023	11,297	-0,263	-0,134			CV
ET3	10,76	11,163	11,018	11,308	-0,258	-0,145			CV
ET4	10,758	11,164	11,017	11,318	-0,259	-0,154			CV
ET5	10,757	11,165	11,021	11,327	-0,264	-0,162			CV
ET6	10,757	11,165	11,028	11,335	-0,271	-0,17			CV
ET7	10,755	11,166	11,036	11,342	-0,281	-0,176			CV
ET8	10,753	11,167	11,046	11,348	-0,293	-0,181			CV
ET9	10,753	11,167	11,056	11,352	-0,303	-0,185			CV
ET10	10,738	11,219	11,065	11,355	-0,327	-0,136	CV		

5.3.4. Système de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification d'une valeur numérique du coefficient de comportement R [tableau 4.3 RPA]

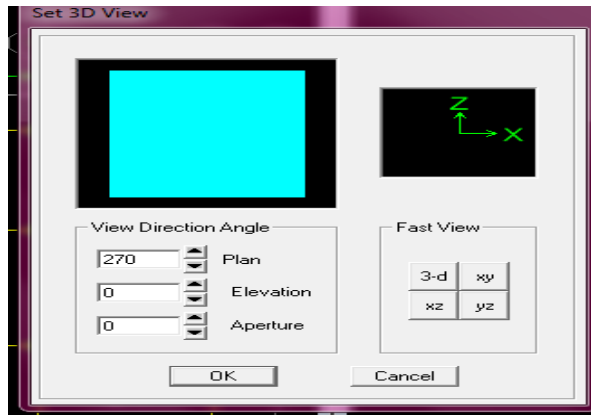
- Dans notre cas le système de contreventement peut être :
 - système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Système 2).
 - système de contreventement mixte assuré par les voiles et les portiques avec justification d'interaction portique-voiles (Système 4.a).
 - système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé (Système 4.b).

a) Justification du système de contreventement

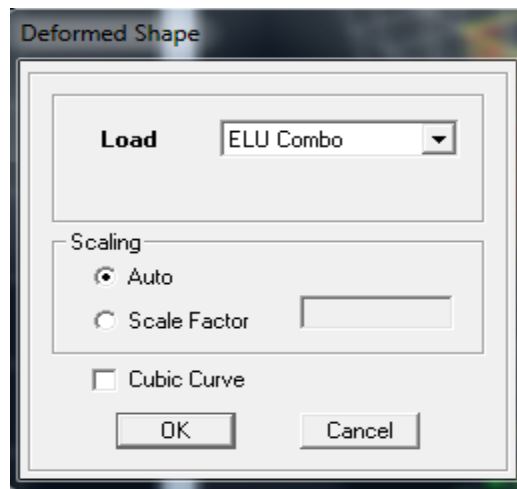
Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

View → **set 3D view** → une fenêtre apparaît on sélectionne XZ et on met 0 pour Aperture.



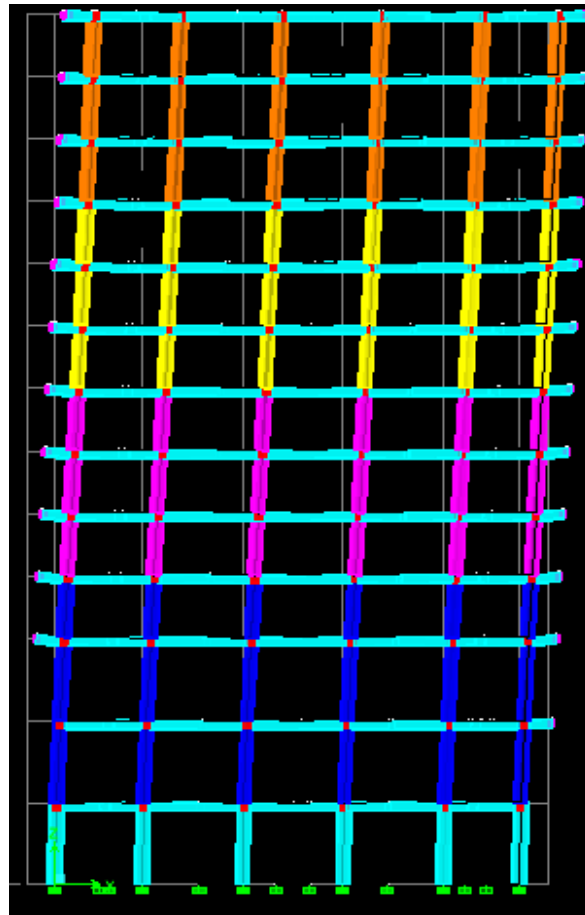
Ensuite → **display** → **show deformed shape** → on sélectionne la combinaison ELU.



Ensuite **draw** → **draw section cut**

→ On dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient cette fenêtre accompagnée en bas.

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA



Les Charges verticales

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,0278	1,9738
End Point	25,8748	1,9738

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,4235	1,9738	0,	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-1,473E-10	-6,024E-09	108967,494	1,476E-10	6,024E-09	-105253,72
Moment	998351,95	65800,683	-7,315E-09	-963898,3	-63663,97	7,310E-09

Close Refresh

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,0278	1,9738
End Point	25,8748	1,9738

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,4235	1,9738	0,	0,

Include

Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,8115	1,6253	44346,35	-0,8115	-1,6253	-42673,78
Moment	414474,47	25850,5835	-198,3466	-398634,6	-24819,857	198,3466

Close Refresh

On a 108967,494 KN → 100%

44346,35 KN → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{44346,35 \times 100}{108967,494} = \mathbf{40,69\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles= **40,69%**

Effort repris par les portiques= **59,30%**

Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. Le même cheminement pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par **Ex** et **Ey** et relever respectivement les valeurs sur la case (Force-1) (Force-2).

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

Les charges horizontales

SENS X-X

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,1133	2,4869
End Point	25,7038	2,3159

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,2953	2,4014	0,	359,66

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3848,859	151,1439	1,133E-08	3848,859	151,1439	5,8294
Moment	4368,5087	109319,673	39473,915	4375,132	109301,625	39473,915

Close Refresh

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,1133	2,4869
End Point	25,7038	2,3159

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,2953	2,4014	0,	359,66

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3195,32	129,8396	305,7114	3195,32	129,8396	300,8202
Moment	26571,0793	39466,7	33139,111	26560,575	39441,672	33139,111

Close Refresh

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

On a 3848,859 KN → 100%

3195,32 KN → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3195,32 \times 100}{3848,859} = \mathbf{83,01\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles= **83,01%**

Effort repris par les portiques= **16,99%**

SENS Y-Y

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,1133	2,6579
End Point	26,3024	2,5724

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,5945	2,6152	0,	359,8334

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	143,4068	3793,7764	3,988E-09	143,4068	3793,7764	1,3372
Moment	107575,746	4204,8365	10740,0284	107578,329	4206,196	10740,0284

Close Refresh

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3,1133	2,6579
End Point	26,3024	2,5724

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,5945	2,6152	0,	359,8334

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	120,5335	3197,3545	501,2539	120,5335	3197,3545	500,0354
Moment	13353,5264	13853,6812	9123,1169	13355,7895	13853,5475	9123,1169

Buttons: Close, Refresh

On a 3793,776 KN → 100%

3197,35 KN → X

X : Étant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{3197,35 \times 100}{3793,776} = \mathbf{84,27\%}$$

Donc : Effort repris par les voiles= **84,27%**

Effort repris par les portiques= **15,72%**

Conclusion

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations verticales et la majorité des charges horizontales. Donc notre structure est contreventée par des voiles porteurs.

Le coefficient de comportement **R = 3.5**

5.3.5. L'effort tranchant à la base

D'après RPA 99 modifié 2003 La résultante des forces sismiques à la base $V_{logiciel}$, obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003).

$$V_{logiciel} > 0,8 V_{mse}$$

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : $A = 0.15$.

5.3.5.1. Calcul du facteur de qualité « Q »

a) Régularité en plan

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition vérifiée.**
- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction..... **Condition vérifiée.**

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

b) Régularité en élévation

- ✓ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation..... **Condition vérifiée.**
- ✓ Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension..... **Condition vérifiée.**
- ✓ Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.....**Condition vérifiée.**

c) Conditions minimales sur les files de contreventement

- ✓ Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.
- ✓ Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
.....**Condition vérifiée.**

d) Redondance en plan

- ✓ Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.
- ✓ Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.
.....**Condition vérifiée.**

Est donné par la formule suivante : $Q = \sum_6^1 P_q + 1$

Tableau 5-2 facteur de qualité de la structure suivant (x-x) et (y-y).

Critère q	Observé	p _q
1. condition minimal sur les files de contreventement.	OUI	0
2. redondance en plan.	OUI	0
3. régularité en plan.	OUI	0
4. régularité en élévation.	OUI	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	NON	0,10
6- contrôle de la qualité de l'exécution	NON	0,05
Q= 1,15		

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

Facteur d'amplification dynamique moyen D

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{Avec : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad \text{Avec } D \leq 2,5 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{Avec : } T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\xi = 10 \% \quad \longrightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 \geq 0,7$$

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{array} \right\}$$

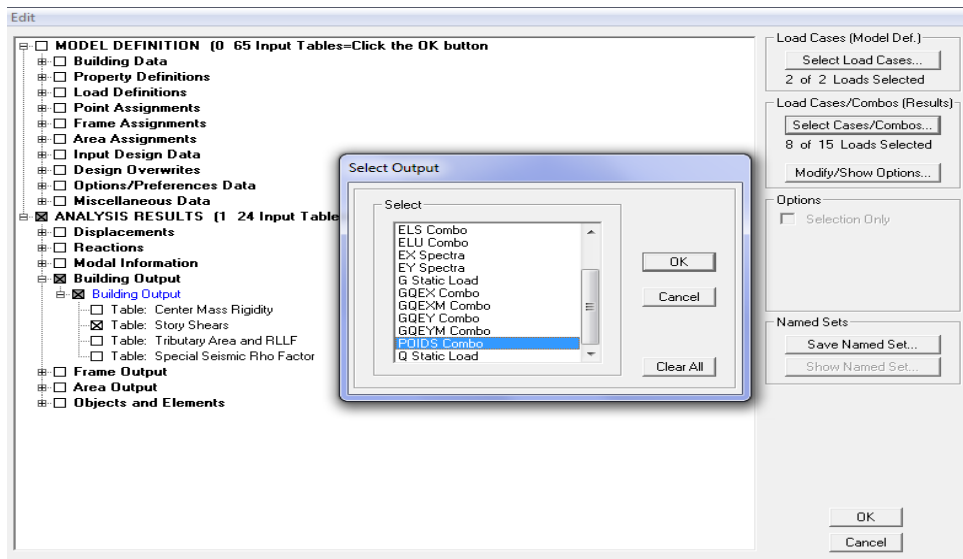
$$D = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{1,06}\right)^{\frac{2}{3}} \quad D = 1,15$$

$R = 3.5$ (4.3 RPA 99)

• Poids propre

Display > show table > select cases/comb > POIDS comb > building output > building Output > story shear

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA



Story	Load	Loc	P
ET10	POIDS	Bottom	5028,24
ET9	POIDS	Bottom	9848,99
ET8	POIDS	Bottom	14669,73
ET7	POIDS	Bottom	19627,04
ET6	POIDS	Bottom	24584,34
ET5	POIDS	Bottom	29541,64
ET4	POIDS	Bottom	34651,56
ET3	POIDS	Bottom	39761,48
ET2	POIDS	Bottom	44871,39
ET1	POIDS	Bottom	50150
RDC	POIDS	Bottom	56633,17
ESol	POIDS	Bottom	63007,32
SSol	POIDS	Bottom	69517,96

Tableau 5-3 Résultat de poids propre de la structure donné par l'Excel.

A l'aide de logiciel Excel on aura $W_t = 69517,96$ KN.

$$V = \frac{0,15 \times 1,15 \times 1,15}{3.5} \times 69517,96 \Rightarrow V = 3940,17 [kn]$$

$$V = 0.8 \times 3940,17 = 3152,14 \text{ KN}$$

• **Application numérique**

Tableau 5-4 vérification de la force sismique

Forces sismiques (KN)				Vérification
MSE		ETABS (Vt)		$V_{\text{logiciel}} > 0,8 V_{\text{mse}}$
V/xx	V/yy	Ex	Ey	Verifiée
3152,14	3152,14	3849,16	3793,78	

Conclusion : Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

5.3.6. Calcul des déplacements relatifs (Art 4.4.3. RPA 99)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R=3,5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques ($\delta_{ek} = \frac{F_{ij}}{R_{ij}}$)

R_{ij} : Rigidité totale (voiles + portiques) du niveau.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

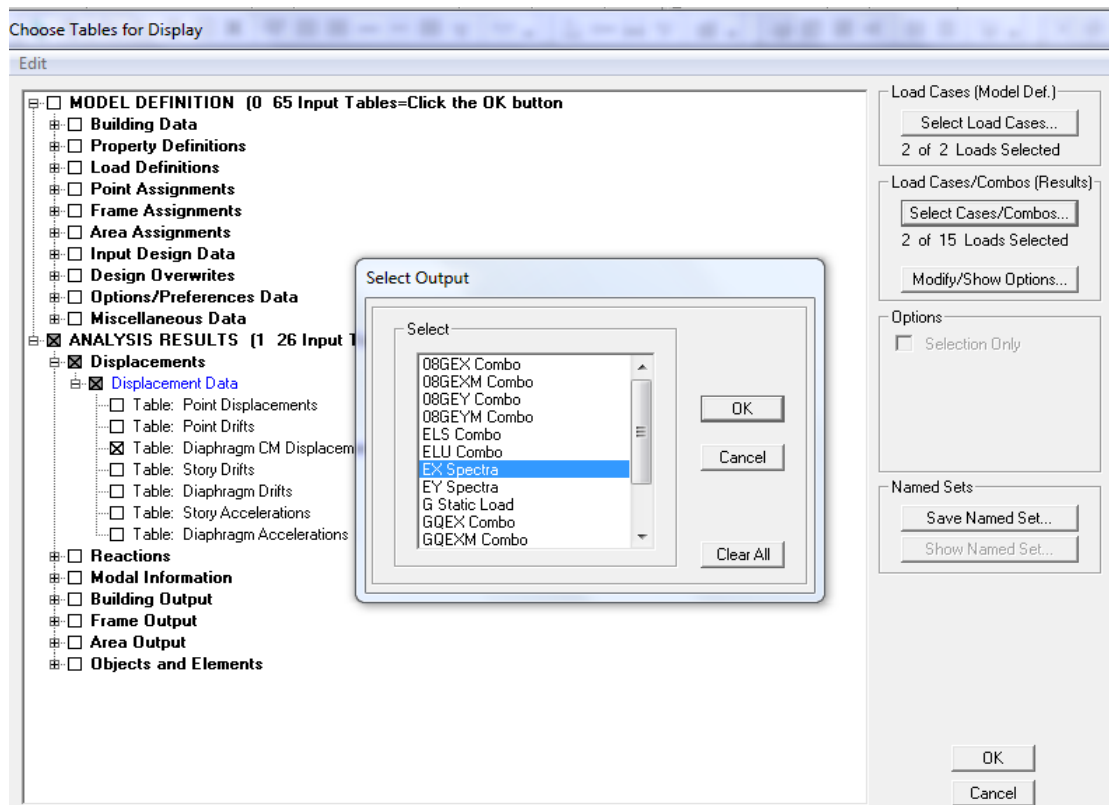
D'après le RPA les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

• **Dans le sens longitudinal**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display > show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA



ANALYSIS RESULTS > Displacement Data > table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

Select cases/combos... on choisit la combinaison EX Spectra > 2 fois sur **OK** et les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET10	D13	EX	0,0276	0,0012	0,0000	0,00000	0,00000	0,00043
	ET9	D12	EX	0,0260	0,0011	0,0000	0,00000	0,00000	0,00041
	ET8	D11	EX	0,0243	0,0010	0,0000	0,00000	0,00000	0,00038
	ET7	D10	EX	0,0224	0,0010	0,0000	0,00000	0,00000	0,00036
	ET6	D9	EX	0,0204	0,0009	0,0000	0,00000	0,00000	0,00032
	ET5	D8	EX	0,0181	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00029
	ET4	D7	EX	0,0158	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00026
	ET3	D6	EX	0,0134	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00022
	ET2	D5	EX	0,0109	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00018
	ET1	D4	EX	0,0085	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	RDC	D3	EX	0,0061	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	SS1	D2	EX	0,0032	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	SS2	D1	EX	0,0010	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

• Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur **Select cases/combos...** > 2 fois sur **OK**

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions

Sens X

Tableau 5-5 Déplacements relatifs des portiques par niveau sens x-x.

Story	Diaphragm	Load	Δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	0,01 H étage	$\Delta_k \leq 1\% h_e$
ET10	D13	EX	0,0276	3,5	0,0966	0,0056	0,0306	cv
ET9	D12	EX	0,026	3,5	0,091	0,00595	0,0306	cv
ET8	D11	EX	0,0243	3,5	0,08505	0,00665	0,0306	cv
ET7	D10	EX	0,0224	3,5	0,0784	0,007	0,0306	cv
ET6	D9	EX	0,0204	3,5	0,0714	0,00805	0,0306	cv
ET5	D8	EX	0,0181	3,5	0,06335	0,00805	0,0306	cv
ET4	D7	EX	0,0158	3,5	0,0553	0,0084	0,0306	cv
ET3	D6	EX	0,0134	3,5	0,0469	0,00875	0,0306	cv
ET2	D5	EX	0,0109	3,5	0,03815	0,0084	0,0306	cv
ET1	D4	EX	0,0085	3,5	0,02975	0,0084	0,0306	cv
RDC	D3	EX	0,0061	3,5	0,02135	0,01015	0,0408	cv
ESOL	D2	EX	0,0032	3,5	0,0112	0,0077	0,04	cv
SSOL	D1	EX	0,001	3,5	0,0035	0,0035	0,04	cv

Sens Y

Tableau 5-6 Déplacements relatifs des portiques par niveau sens y-y.

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	R	δ_k	Δ_k	0,01 H étage	$\Delta_k \leq 1\% h_e$
ET10	D13	EY	0,0282	3,5	0,0987	0,00455	0,0306	cv
ET9	D12	EY	0,0269	3,5	0,09415	0,00525	0,0306	cv
ET8	D11	EY	0,0254	3,5	0,0889	0,00595	0,0306	cv
ET7	D10	EY	0,0237	3,5	0,08295	0,007	0,0306	cv
ET6	D9	EY	0,0217	3,5	0,07595	0,00735	0,0306	cv
ET5	D8	EY	0,0196	3,5	0,0686	0,00805	0,0306	cv
ET4	D7	EY	0,0173	3,5	0,06055	0,00875	0,0306	cv
ET3	D6	EY	0,0148	3,5	0,0518	0,00875	0,0306	cv
ET2	D5	EY	0,0123	3,5	0,04305	0,00945	0,0306	cv
ET1	D4	EY	0,0096	3,5	0,0336	0,0091	0,0306	cv
RDC	D3	EY	0,007	3,5	0,0245	0,0119	0,0408	cv
ESOL	D2	EY	0,0036	3,5	0,0126	0,00875	0,04	cv
SSOL	D1	EY	0,0011	3,5	0,00385	0,00385	0,04	cv

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déplacements est vérifiée.

5.3.7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

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

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec

B: l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :(0.8G±E et G +Q±E) tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

Display > Show Tables > ANALYSIS RESULTS > Frame Output > frame forces > Column forces.

Tableau 5-7 Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

Poteaux	N _d x 10 ³ (N)	B×f _{c28} (N)	V	Conclusion
60x60	1192,04	9000000	0,13 ≤ 0,3	CV
55x55	687,16	7562500	0,09 ≤ 0,3	CV
50x50	46,35	6250000	0,007 ≤ 0,3	CV
45x45	67,05	5062500	0,013 ≤ 0,3	CV
40x40	82,05	4000000	0,02 ≤ 0,3	CV

5.3.8. Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement

« delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1$$

Tel que :

- **θ_k < 0,10** : les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- **0,10 < θ_k < 0,20** : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

- $\theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_K : hauteur de l'étage « K ».

Sens x-x

Tableau 5-8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens x-x.

Story	P	VX	Δk	He	$PK \times \Delta k$	$VX \times He$	Θ_x	$\Theta_x < 0,1$
ET10	5028,24	595,86	0,0056	3,06	28,158	1823,3316	0,0154	cv
ET9	9848,99	1117,11	0,00595	3,06	58,601	3418,3566	0,0171	cv
ET8	14669,73	1544,97	0,00665	3,06	97,553	4727,6082	0,020	cv
ET7	19627,04	1919,23	0,007	3,06	137,38	5872,8438	0,023	cv
ET6	24584,34	2251,7	0,00805	3,06	197,903	6890,202	0,0287	cv
ET5	29541,64	2539,7	0,00805	3,06	237,810	7771,482	0,0306	cv
ET4	34651,56	2799,86	0,0084	3,06	291,073	8567,5716	0,0339	cv
ET3	39761,48	3044,5	0,00875	3,06	347,912	9316,17	0,0373	cv
ET2	44871,39	3265,73	0,0084	3,06	376,919	9993,1338	0,0377	cv
ET1	50150	3459,31	0,0084	3,06	421,26	10585,4886	0,0397	cv
RDC	56633,17	3653,7	0,01015	4,08	574,826	14907,096	0,0385	cv
ESOL	63007,32	3794,53	0,0077	4	485,156	15178,12	0,0319	cv
SSOL	69517,96	3849,16	0,0035	4	243,312	15396,64	0,01580	cv

Chapitre 5 : Vérification des exigences du RPA

Sens y-y

Tableau 5-9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta sens y-y.

Story	P	VY	Δk	He	PK x Δk	VX x He	Θ_y	$\Theta_y < 0,1$
ET10	5028,24	564,32	0,00455	3,06	22,878	1726,8192	0,0132	cv
ET9	9848,99	1065,78	0,00525	3,06	51,707	3261,2868	0,0158	cv
ET8	14669,73	1485,05	0,00595	3,06	87,284	4544,253	0,0192	cv
ET7	19627,04	1857,49	0,007	3,06	137,389	5683,9194	0,0241	cv
ET6	24584,34	2191,71	0,00735	3,06	180,694	6706,6326	0,0269	cv
ET5	29541,64	2483,13	0,00805	3,06	237,810	7598,3778	0,0312	cv
ET4	34651,56	2746,84	0,00875	3,06	303,201	8405,3304	0,0360	cv
ET3	39761,48	2994,03	0,00875	3,06	347,912	9161,7318	0,0379	cv
ET2	44871,39	3216,84	0,00945	3,06	424,034	9843,5304	0,043	cv
ET1	50150	3411,35	0,0091	3,06	456,365	10438,731	0,043	cv
RDC	56633,17	3605,15	0,0119	4,08	673,934	14709,012	0,0458	cv
ESOL	63007,32	3742,66	0,00875	4	551,314	14970,64	0,0368	cv
SSOL	69517,96	3793,78	0,00385	4	267,644	15175,12	0,0176	cv

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- La période fondamentale de la structure.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- L'excentricité.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements relatifs.
- Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

6.1. Introduction

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

Les poteaux et les voiles seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres seront calculées à la flexion simple.

6.2. Ferrailage des poteaux

6.2.1. Recommandation du RPA (zone IIa)

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments fléchissant dans les deux sens.

Ils sont, donc, calculés en flexion composée en tenant compte des combinaisons considérées ci-dessous, puis on effectuant les vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations

Effort normal maximal et moment correspondant.

Effort normal minimal et moment correspondant.

Moment maximal et l'effort normal correspondant

Sous les combinaisons :

1,35G+1,5Q

G+Q ± E

0,8G±E

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

Zone 1 : sous sol [poteaux (60 x 60)]

Zone 2 : du l'entre sol au premier étage [poteaux (55x 55)]

Zone 3 : du deuxième au quatrième étage [poteaux (50 x 50)]

Zone 4 : du cinquième au septième étage [poteaux (45 x 45)]

Zone 5 : du huitième au dernier étage [poteaux (40 x 40)]

- **Armature longitudinale** Art : 7.4.2.1 RPA 99/2003

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets

• Leur pourcentage minimal

$$A_{min} = 0.8\% \times b \times h$$

Poteau (60x60) $A_{min} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28,8cm^2$

Poteau (55x55) $A_{min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24,2cm^2$

Poteau (50x50) $A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20cm^2$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Poteau (45x45) $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

• Leur pourcentage maximal

Zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h$$

Poteau (60x60) $A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$

Poteau (55x55) $A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$

Poteau (50x50) $A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h$$

Poteau (60x60) $A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$

Poteau (55x55) $A_{\max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$

Poteau (50x50) $A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

-Le diamètre minimal est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

6.2.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

- Exposé de la méthode de calcul

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression)

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante

$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81\frac{c'}{h}] bh^2f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

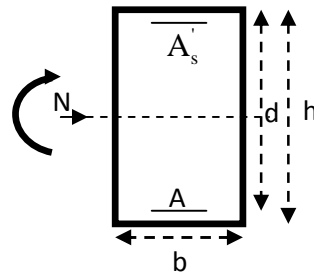
$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

1er cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)



Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On Calcul: $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_f - M_r$

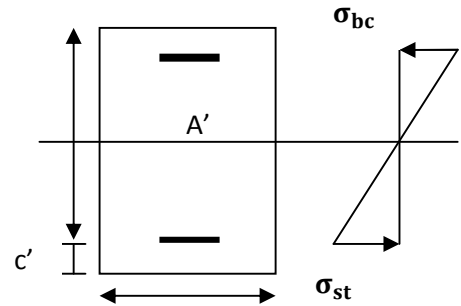
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armature

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$



b) Section entièrement comprimée (SEC)

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées

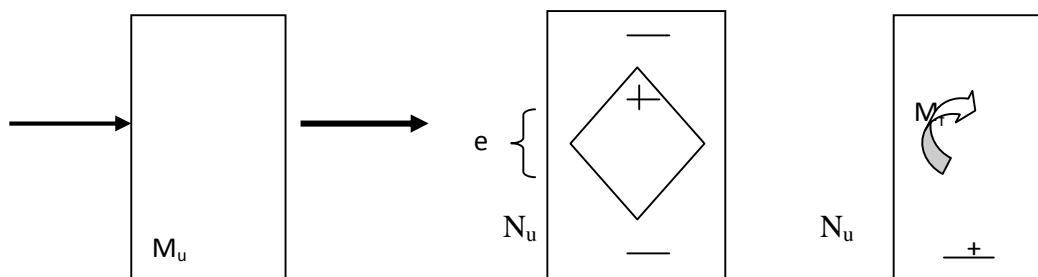
$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

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

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter



Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

1er cas :

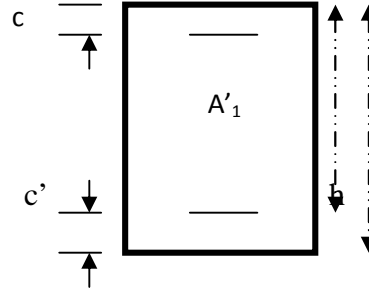
Si $N_u(d-c')-M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ \longrightarrow la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' > 0$$

La section d'armature

$$A_1' = \frac{M_f(d-0.5h)bh.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$



2^{eme} cas :

Si $N_u(d-c')-M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$ \longrightarrow la section est Simplement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s}$$

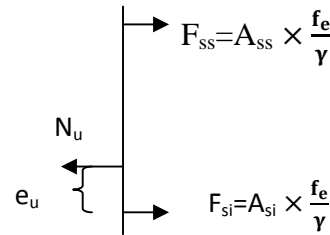
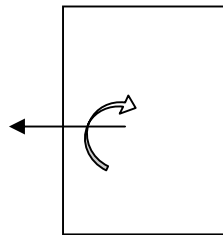
avec :

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c')-M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

c) Section entièrement tendue

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

✓ Exemple de calcul à l'ELU

Pot de 60x60

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,94 \times 10^3}{1192,05} = 2,46 < \left(\frac{h}{2} - c\right) = 27,5$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 2,94 + 1192,05 \left(\frac{0,6}{2} - 0,025\right) = 330,75 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - c') - M_f = 1192,05 (0,55) - 330,75 > \left(0,337h - 0,81 \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} = (0,337 \times 0,6 - 0,81 \frac{0,025}{0,6}) 0,6 \times 0,6^2 \times 14200$$

$$324,87 \text{ KN.m} > 516,66 \text{ KN.m}$$

On a : $N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ **la section est Simplement armée**

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

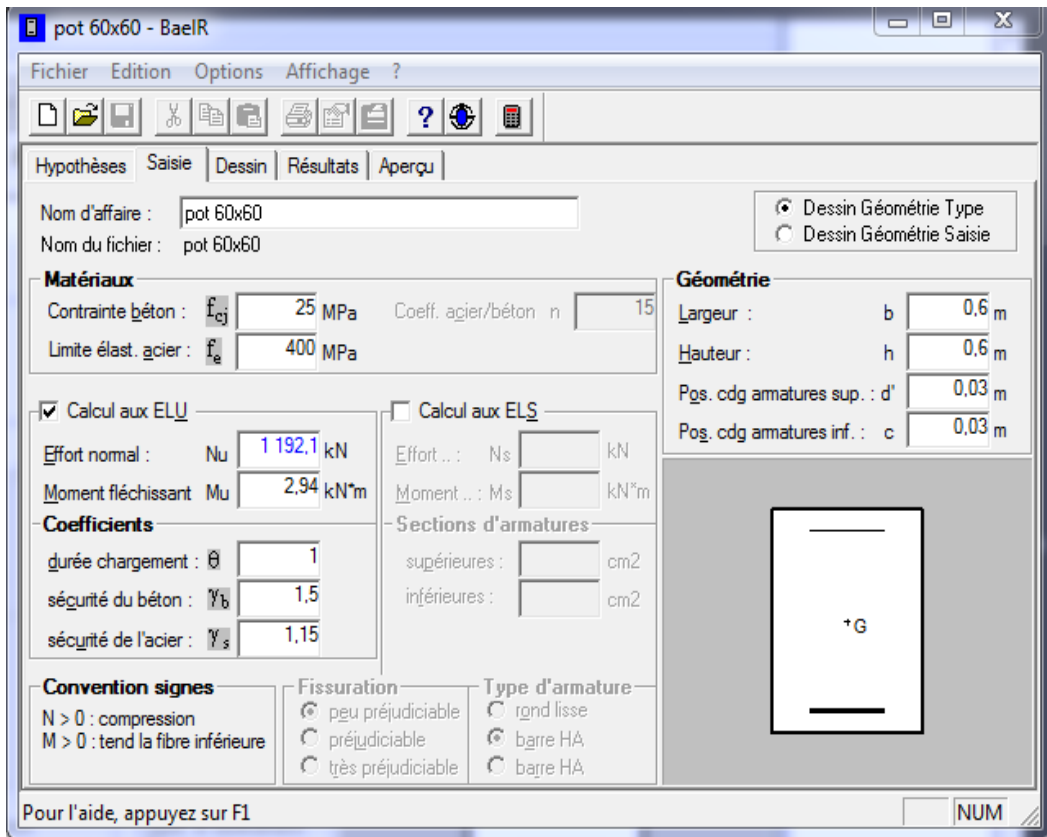
$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{1192,05(0,575 - 0,025) - 330,75}{0,6 \times 0,6^2 \times 14200}}{0,8571 - \frac{0,025}{0,6}} = 0,56$$

$$A_2 = \frac{1192,05 \times 10^3 - 0,56 \times 60 \times 60 \times 14200}{34800} = -0,48 = 0$$

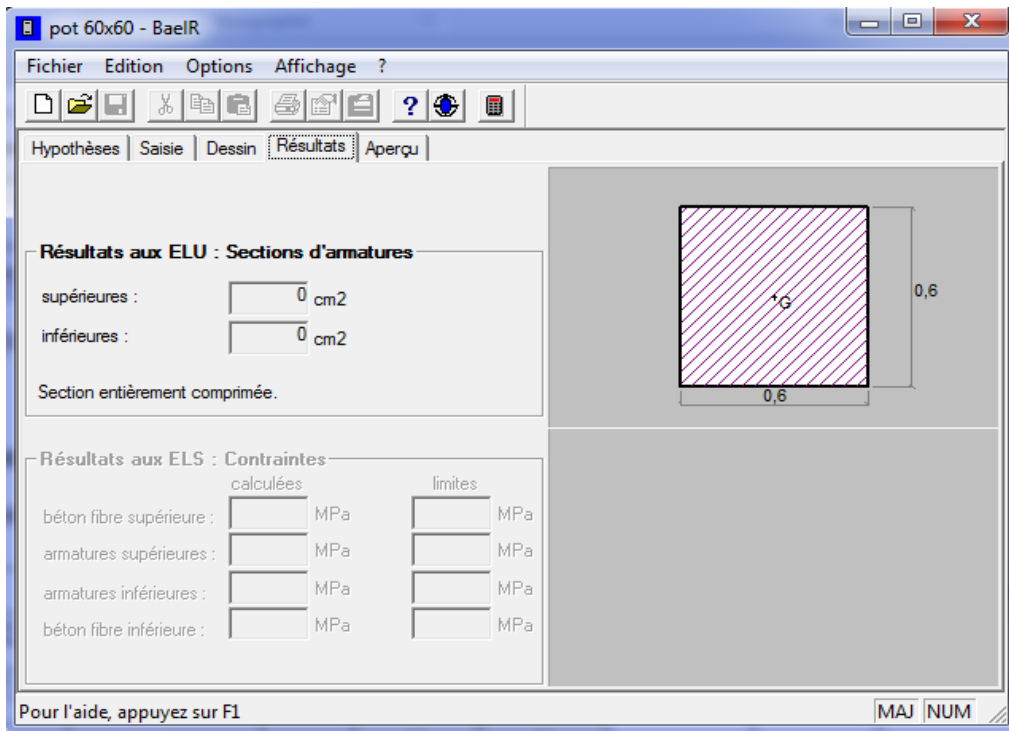
✓ Exemple de calcul avec SOCOTEC

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux



La section donné par SOCOTEC



Remarque

le résultat trouvé manuellement est le même avec le logiciel SOCOTEC

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Nous allons ferrailer par zones à l'aide de logiciel SOCOTEC et les résultats seront donnés dans les tableaux suivant

➤ **Ferrailage des poteaux selon le sens longitudinal**

Tableau 6-1 Ferrailage des poteaux selon le sens longitudinal

Sect(cm ²)	P _{max}	M _{CORSP}	OBS	A _{st(sup)}	A _{st(inf)}	A _{min} (cm ²)	A _{adopté}	Choix des barres
60x60	N _{max} = 1192,05	M _{cor} =2,94	SEC	0	0	28,8	37,68	12HA20
	N _{min} =-2417,19	M _{cor} =-7,52	SEC	0	0			
	N _{cor} = -839,32	M _{max} =87,34	SEC	0	0			
55x55	N _{max} = 687,169	M _{cor} =1,742	SEC	0	0	24,2	24,87	4HA20+8HA14
	N _{min} =-2095,64	M _{cor} =-0,223	SEC	0	0			
	N _{cor} = -505,94	M _{max} =120,69	SEC	0	0			
50x50	N _{max} = 46,35	M _{cor} =3,178	SEC	0	0	20	20,35	4HA16+8HA14
	N _{min} =-1433,46	M _{cor} =2,283	SEC	0	0			
	N _{cor} = -476,68	M _{max} =100,69	SEC	0	0			
45x45	N _{max} = 67,05	M _{cor} =7,937	SEC	0	0	16,2	18,48	12HA14
	N _{min} =-906,14	M _{cor} =6,372	SEC	0	0			
	N _{cor} = -352,41	M _{max} =80,82	SPC	0	10,83			
40x40	N _{max} = 82,05	M _{cor} =6,426	SEC	0	0	12,8	13,56	12HA12
	N _{min} =-436,7	M _{cor} =8,626	SEC	0	0			
	N _{cor} = -69,32	M _{max} =57,078	SPC	0	5,55			

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

➤ Ferrailage des poteaux selon le sens transversal

Tableau 6-2 Ferrailage des poteaux selon le sens transversal

Sect(cm ²)	P _{max}	M _{CORSP}	OBS	A _{st(sup)}	A _{st(inf)}	A _{min(cm²)}	A adopté	Choix des barres
60X60	N _{max} =1191,99	M _{cor} =19,44	SEC	0	0	28,8	37,68	12HA20
	N _{min} =2411,17	M _{cor} =-60,56	SEC	0	0			
	N _{cor} =337,09	M _{max} =107,33	SPC	0	0,57			
55X55	N _{max} =686,98	M _{cor} =5,028	SEC	0	0	24,2	24,87	4HA20+8HA14
	N _{min} =-2095,75	M _{cor} =6,748	SEC	0	0			
	N _{cor} =-159,45	M _{max} =178,18	SPC	0	6.54			
50X50	N _{max} =46,32	M _{cor} =6,62	SEC	0	0	20	20,35	4HA16+8HA14
	N _{min} =-1433,95	M _{cor} =15,81	SEC	0	0			
	N _{cor} =-269,59	M _{max} =131,73	SPC	0	3.82			
45X45	N _{max} =67,16	M _{cor} =55,73	SPC	0	2,94	16,2	18,48	12HA14
	N _{min} =905,9	M _{cor} =15,44	SEC	0	0			
	N _{cor} =-323,6	M _{max} =97,98	SPC	0	2.15			
40X40	N _{max} =82,13	M _{cor} =34,87	SPC	0	1,25	12,8	13,56	12HA12
	N _{min} =-463,54	M _{cor} =14,8	SEC	0	0			
	N _{cor} =-49,02	M _{max} =69,725	SPC	0	4.01			

6.2.3. Vérifications à l'ELU

- Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.

Empêcher le déplacement transversal du béton.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2):

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier f_e=400MPa

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant .

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 10$.

Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

-Espacement des armatures transversales (Art A.8.1.3/ BAEL91 modifiée 99)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a : la petite dimension transversale des poteaux

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

• Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_l^{\min} = 15 \times 1,2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 15\text{cm}$$

En zone nodal :

$$S_t \leq \min (10\phi_l^{\min} ; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10\text{cm}$$

• Longueurs de recouvrement

$$\text{Pour les barres de 20 mm} \quad L_r = 40\phi_l = 40 \times 2 = 80\text{cm}$$

$$\text{Pour les barres de 16 mm} \quad L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$$

$$\text{Pour les barres de 14 mm} \quad L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$$

$$\text{Pour les barres de 12 mm} \quad L_r = 40\phi_l = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

• Vérification de la quantité d'armatures transversales

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \cdot b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,707 l_0$

l_0 : Hauteur libre du poteau.

a) Poteaux (60 x 60)

Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,00}{0,6} = 4,71 \quad 3 < \lambda_g \leq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0015\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 10 \times 60 = 0,9 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 15 \times 60 = 1,35 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV

b) Poteaux (55 x 55)

-Entre sol :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,00}{0,55} = 5,14 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV

-RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,08}{0,55} = 5,24 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 55 = 2,475 \text{cm}^2 \leq 3,14 \text{cm}^2$ CV

-Etage 1

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,55} = 3,93 \quad 3 < \lambda_g \leq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0015\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 10 \times 55 = 0,825 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 15 \times 55 = 1,2375 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

c) Poteaux (50 x 50)

-Etage 2,3 et 4 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,5} = 4,32 \quad 3 < \lambda_g \leq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0015\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 10 \times 50 = 0,75 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 15 \times 50 = 1,125 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

d) Poteaux (45 x 45)

-Etage 5,6 et 7 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 < 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \longrightarrow \quad \text{Interpolation} \quad \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0015\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 10 \times 45 = 0,675 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0015 \times 15 \times 45 = 1,01 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

e) Poteaux (40 x 40)

-Etage 8, 9 et 10 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,40 < 5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

- Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :
$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0,04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau 6-3 Vérification des contraintes tangentielles.

Poteau	H _e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ _g	ρ _b	τ _b	τ̄ _{bu}	condition
60x60	4	60	57,5	45,71	4,71	0,04	0,132	1	CV
55x55	4	55	52,5	68,33	5,14	0,075	0,23	1,875	CV
	4,08	55	52,5	72,26	5,24	0,075	0,25	1,875	CV
	3,06	55	52,5	113,63	3,93	0,04	0,393	1	CV
50x50	3,06	50	47,5	83,78	4,32	0,04	0,352	1	CV
45x45	3,06	35	42,5	62,46	4,80	0,04	0,419	1	CV
40x40	3,06	30	37,5	44,79	5,40	0,075	0,398	1,875	CV

6.2.4. Vérification à l'ELS

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

a) État limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b) Contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

c) Vérification des contraintes

➤ La section homogène est

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A_s' \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (V_1 - c)^2 + A_s' (V_2 - c)^2 \right]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

• Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - c')^2 \right]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

$$\text{Avec } p = -3c^2 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90 A_s'}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2 \quad c = \frac{h}{2} - e$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants

• sens longitudinal M2

Tableau 6-4 vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens longitudinal M2.

Niv	N(KN.m)	M (KN.m)	Secti (cm ²)	es (m)	h/6	nature	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	Obs
SS2	-657	1,336	pot60x60	- 0,0020	0,1	SEC	1,45	15	21,9	348	Vérifié
	-1729,55	0,647		- 0,0004		SEC	3,75		56,9		
	-1277,22	4,97		- 0,0039		SEC	2,86		43,2		
SS1	-485,65	-2,562	pot55x55	0,0053	0,09	SEC	1,5	15	22,3	348	Vérifié
	-1524,22	-0,16		0,0001		SEC	4,48		67,2		
	-917,02	15,693		- 0,0171		SEC	3,13		46,2		
ET2-ET4	-309,46	-3,027	pot50x50	0,0098	0,08	SEC	1,18	15	17,5	348	Vérifié
	-1044,04	1,676		- 0,0016		SEC	3,68		55,2		
	-607,33	18,05		- 0,0297		SEC	2,75		40,1		
ET5-ET7	-149,83	-3,155	pot45x45	0,0211	0,08	SEC	0,74	15	11	348	Vérifié
	-660,06	4,652		- 0,0070		SPC	2,83		42,5		
	-297,82	21,329		- 0,0716		SEC	2,21		31,2		
ET8-ET10	-18,34	-1,136	pot40x40	0,0619	0,07	SEC	0,18	15	2,51	348	Vérifié
	-318,35	6,29		- 0,0198		SEC	2,15		31,3		
	-67,81	28,21		- 0,4160		SPC	3,32		38,7		

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

- sens transversal M3

Tableau 6-5 vérification des contraintes à l'ELS suivant le sens transversal M3 .

Niv	N(KN.m)	M(KN.m)	Secti(cm ²)	es (m)	h/6	nature	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
SS2	-656,96	0,332	pot60x60	-0,0005	0,1	SEC	1,43	15	21,6	348	Vérifié
	-1729,34	-1,296		0,0007		SEC	3,76		57		
	-1294,12	20,196		-0,0156		SEC	3,19		47,7		
SS1	-485,65	-1,094	pot55x55	0,0023	0,09	SEC	1,46	15	21,8	348	Vérifié
	-1524,01	4,785		-0,0031		SEC	4,61		68,9		
	-842,99	40,307		-0,0478		SEC	3,6		52,1		
ET2- ET4	-309,46	-0,925	pot50x50	0,003	0,08	SEC	1,11	15	16,5	348	Vérifié
	-1043,85	11,421		-0,0109		SEC	4,03		59,7		
	-562,25	36,97		-0,0658		SEC	3,27		46,7		
ET5- ET7	-149,83	-0,501	pot45x45	0,0033	0,08	SEC	0,62	15	9,3	348	Vérifié
	-659,9	11,162		-0,0169		SPC	3,14		46,6		
	-319,93	37,834		-0,1183		SEC	3,15		43,5		
ET8- ET10	-18,35	-0,227	pot40x40	0,0124	0,07	SEC	0,11	15	1,67	348	Vérifié
	-318,25	10,707		-0,0336		SEC	2,46		35,3		
	-83,33	41,506		-0,4981		SPC	4,85		55,6		

6.2.5. Condition de non fragilité (Art 4.2.1 BAEL 91)

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à sa limite élastique .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopter}} \geq A_{\text{min}} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \left[\frac{e_s - 0.445(d)}{e_s - 0.185(d)} \right] b \times d$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c25} = 2.1 \text{ MPa} \quad d = h - c$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} [\text{MPa}]$$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

• Sens longitudinal des poteaux M2

Tableau 6-6 Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens transversal

Secti(cm ²)	N(KN .m)	M(KN .m)	es (m)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté}	OBS
pot60x60	-657	1,336	- 0,0020	9,85	37,68	Vérifié
	-1729,55	0,647	- 0,0004	9,94		
	-1277,22	4,97	- 0,0039	9,75		
pot55x55	-485,65	-2,562	0,0053	8,61	24,87	Vérifié
	-1524,22	-0,16	0,0001	8,34		
	-917,02	15,693	- 0,0171	7,61		
pot50x50	-309,46	-3,027	0,0098	7,36	20,35	Vérifié
	-1044,04	1,676	- 0,0016	6,78		
	-607,33	18,05	- 0,0297	5,84		
pot45x45	-149,83	-3,155	0,0211	6,70	18,48	Vérifié
	-660,06	4,652	- 0,0070	5,26		
	-297,82	21,329	- 0,0716	3,98		
pot40x40	-18,34	-1,136	0,0619	25,41	13,56	Vérifié
	-318,35	6,29	- 0,0198	3,77		
	-67,81	28,21	- 0,4160	2,16		

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

• Sens transversal des poteaux M3

Tableau 6-7 Vérification de non fragilité des poteaux dans le sens longitudinal

Section(cm ²)	N(KN.m)	M(KN.m)	es	A _{min} (cm ²)	A _{adopté}	OBS
pot60x60	-656,96	0,332	-0,0005	9,93	37,68	Vérifié
	-1729,34	-1,296	0,0007	10,00		
	-1294,12	20,196	-0,0156	9,21		
pot55x55	-485,65	-1,094	0,0023	8,45	24,87	Vérifié
	-1524,01	4,785	-0,0031	8,18		
	-842,99	40,307	-0,0478	6,73		
pot50x50	-309,46	-0,925	0,0030	7,00	20,35	Vérifié
	-1043,85	11,421	-0,0109	6,41		
	-562,25	36,97	-0,0658	5,14		
pot45x45	-149,83	-0,501	0,0033	5,66	18,48	Vérifié
	-659,9	11,162	-0,0169	4,95		
	-319,93	37,834	-0,1183	3,58		
pot40x40	-18,35	-0,227	0,0124	4,88	13,56	Vérifié
	-318,25	10,707	-0,0336	3,50		
	-83,33	41,506	-0,4981	2,11		

Selon les deux sens (M3 et M2) on a :

- La condition de non fragilité est vérifiée
- Les vérifications à ELS sont vérifiées
- Les vérifications à ELU sont vérifiées :
 - ✓ Espacement des armatures selon le RPA
 - ✓ Armatures transversales

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

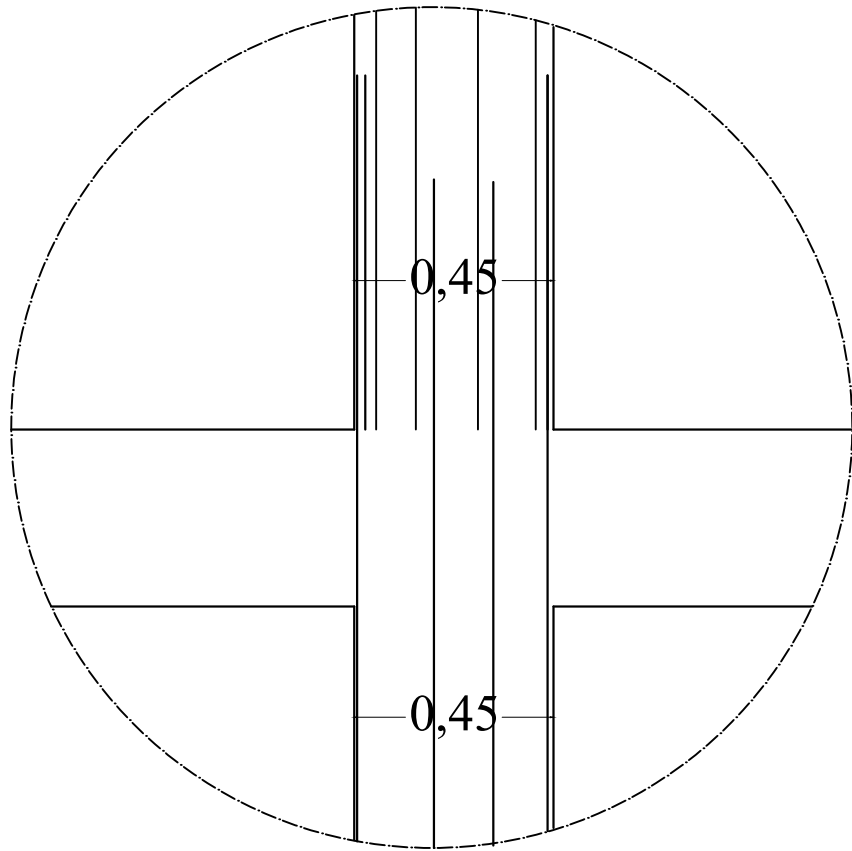
Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales sont disposées comme montrés dans le tableau suivants

Tableau 6-8 Résultats du ferrailage des poteaux

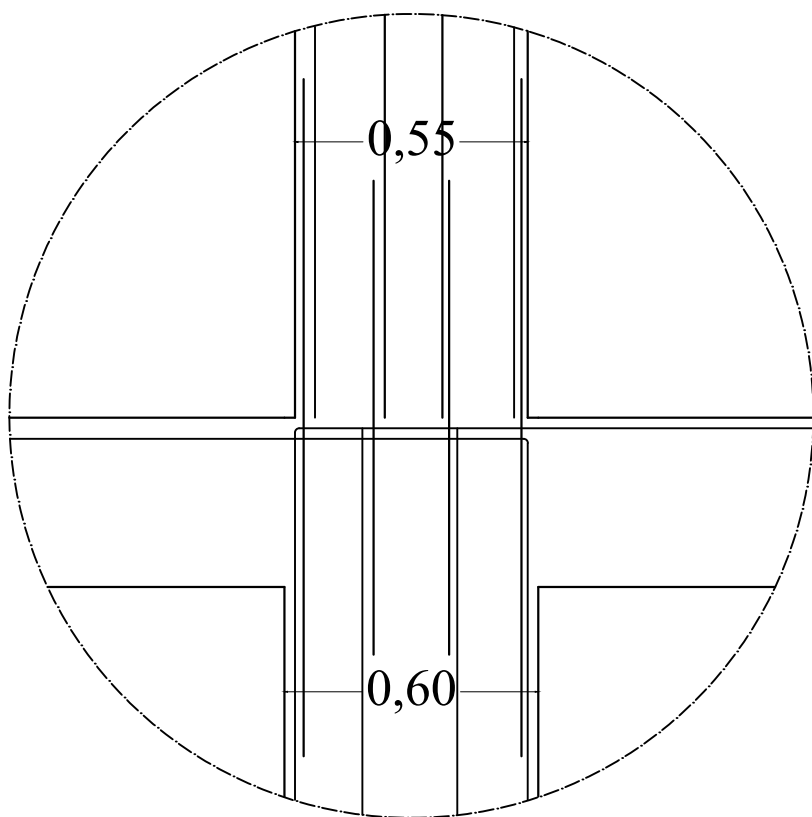
SSOL	POT 60X60	sens longitudinal	12HA20
		sens transversal	
ESOL RDC ET1	POT 55X55	sens longitudinal	4HA20+8HA14
		sens transversal	
ET2 ET3 ET4	POT 50X50	sens longitudinal	4HA16+8HA14
		sens transversal	
ET5 ET6 ET7	POT 45X45	sens longitudinal	12HA14
		sens transversal	
ET8 ET9 ET10	POT 40X40	sens longitudinal	12HA12
		sens transversal	

FERRAILLAGE DES POTEAUX

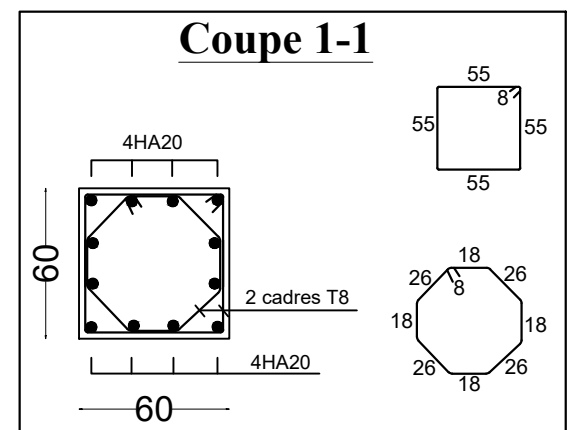
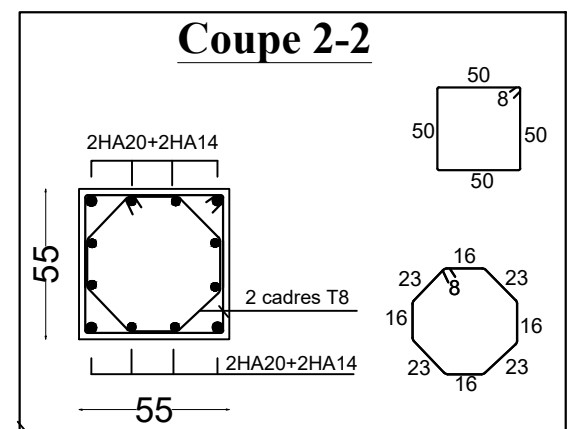
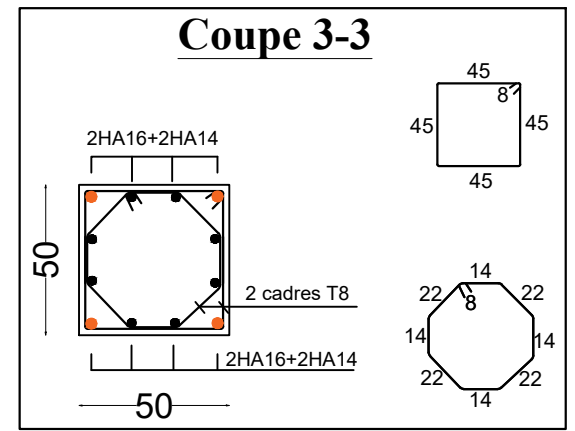
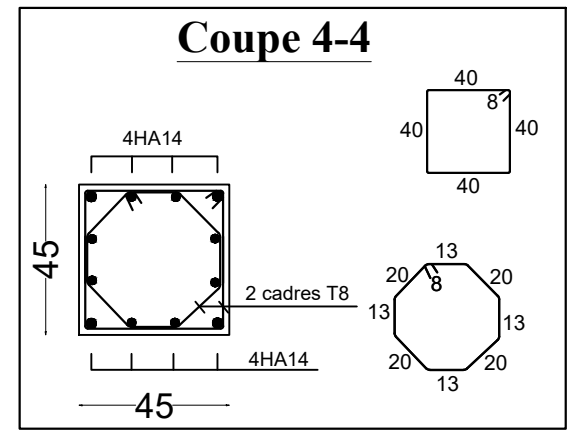
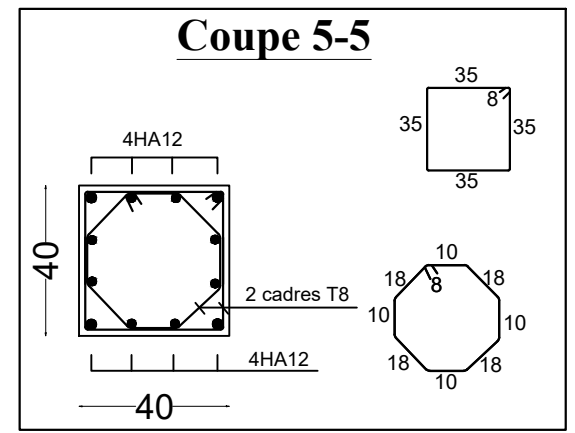
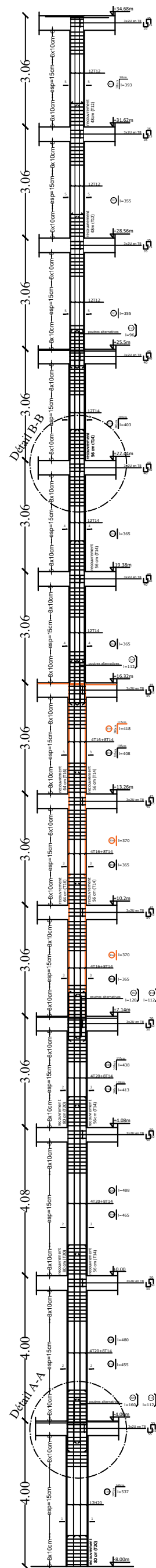
Ferrailage des poteaux intermédiaires



Détail B-B



Détail A-A



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UN BATIMENT
R+10+Entre sol+S.SOL

Ferrailage des poteaux
intermédiaires

Promotion:
2020-2021

6.3. Ferrailage des poutres

6.3.1. Recommandation du RPA99 version 2003

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les Sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

1- 1.35G+1.5Q	ELU
G+Q	ELS
2- G+Q+E	RPA2003
0.8G±E	RPA2003

• Armatures longitudinales

D'après le (RPA 99/Art7.5.2), les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence.

Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

-4% en zone courante

-6% en zone de recouvrement

-**Poutres principales** : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

-**Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$. (en zone courante).

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ . (en zone de recouvrement).}$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont 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.

- La longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$, en zone IIa.

- Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieure et inférieure dans les poutres de rive et d'angle droit être effectué avec des crochets à 90° .

• Armatures transversales

a) La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

b) L'espace maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$S_t \leq \frac{h}{2} \implies$ en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

6.3.2. Ferrailage des poutres L'ELU

• Armatures longitudinales

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

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

Pour les FeE400

Si $\mu_b < \mu \implies$ Section simplement armée (S.S.A)

Si $\mu_b > \mu \implies$ section doublement armée (S.D.A)

- Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \implies \mu_1 = 0.392$$

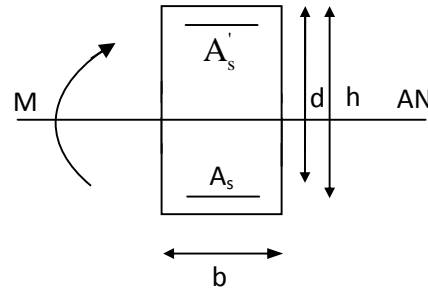
En comparant les deux moments réduits « μ_1 » et « μ », deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{telle que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée

$$M = M_1 + \Delta M$$



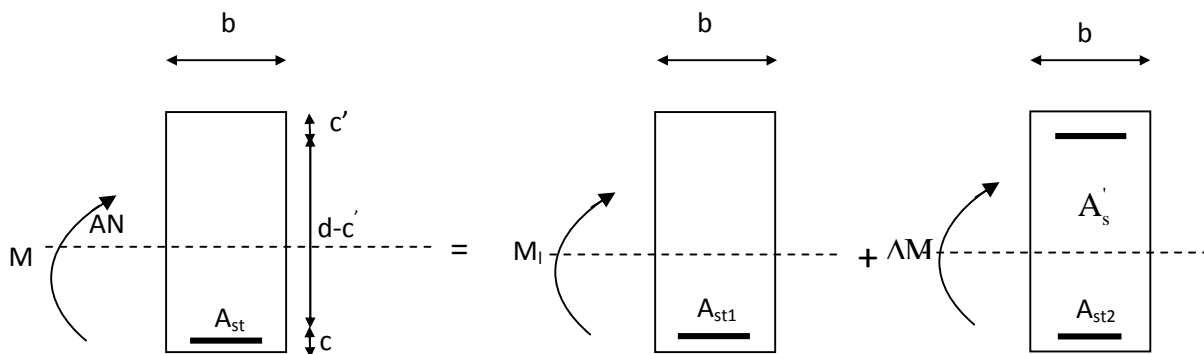
$$M_l = \mu_1 b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_l$$

Finalement

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} b$$

• **Armatures comprimées**

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$



Nota : en raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une destination sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles

- M_{ELU} : Moment max à l'ELU.
- M_{ACCI} : Moment max dans le cas accidentelles.

6.3.3. Ferrailage des poutres à l'ELU

- **Détermination des moments fléchissant**

Les moments sur appuis (appuis supérieures et inférieures) et en travée (fibres supérieures et inférieures) en [KN.M]

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants

a) Etudes des poutres principales (30x40)

Exemple de Calcul de la poutre de rive ETC

$$M_{tmax} = 139,903 \text{ KN.m} \quad M_{amax} = 137,109 \text{ KN.m}$$

✓ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{137,109 \times 10^2}{300 \times 37,5^2 \times 1,42} = 0,022 < \mu l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{137,109 \times 10^2}{0,989 \times 37,5 \times 34,8} = 10,62 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA16fil+3HA16chap = 12,06cm²

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

✓ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{139,903 \times 10^2}{300 \times 37,5^2 \times 1,42} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{139,903 \times 10^2}{0,988 \times 37,5 \times 348} = 10,85 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA16fil+3HA16chap = 12,06cm²

• **Etage courant**

• **Poutre de rive**

Aux appuis

Tableau 6-9 Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis

étage	Comb	M _U (KN.m)	M	B	Obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix des barres
SSOL	0,8GEX MIN	137,109	0,022	0,989	SSA	10,62	6	12,06	3HA16fil +3HA16chap

En travée

Tableau 6-10 Ferrailage des poutres principales en travées (30X40)

étage	Comb	M _U (KN.m)	M	B	Obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix des barres
SSOL	GQEX MAX	139,90	0,023	0,988	SSA	10,85	6	12,06	3HA16fil +3HA16chap

➤ **Poutre intermédiaire**

Aux appuis

Tableau 6-11 Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis

étage	Comb	M _U (KN.m)	M	B	Obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix des barres
SSOL	GQEX MIN	61,248	0,010	0,995	SSA	4,71	6	6,88	3HA14fil +2HA12chap

En travée

Tableau 6-12 Ferrailage des poutres principales en travées (30X40)

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

étage	Comb	M_U (KN.m)	M	B	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix des barres
SSOL	ELU	43,15	0,007	0,996	SSA	3,31	6	6,88	3HA14fil +2HA12chap

• Etage terrasse

➤ Poutre de rive

Aux appuis

Tableau 6-13 Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis

étage	Comb	M_U (KN.m)	M	B	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix des barres
ET10	GQEX MIN	84,87	0,014	0,993	SSA	6,54	6	7,7	3HA14fil +2HA14chap

En travée

Tableau 6-14 Ferrailage des poutres principales en travées (30X40)

étage	Comb	M_U (KN.m)	M	B	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix des barres
ET10	0,8GEX MAX	63,069	0,010	0,995	SSA	4,85	6	6,88	3HA14fil +2HA12chap

➤ Poutre intermédiaire

Aux appuis

Tableau 6-15 Ferrailage des poutres principales (30X40) aux appuis

étage	Comb	M_U (KN.m)	M	B	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix des barres
ET10	GQEX MIN	63,869	0,010	0,995	SSA	4,91	6	6,88	3HA14fil +2HA12chap

En travée

Tableau 6-16 Ferrailage des poutres principales en travées (30X40)

étage	Comb	M_U (KN.m)	M	B	Obs	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix des barres
ET10	ELU	38,256	0,006	0,997	SSA	2,94	6	6,88	3HA14fil +2HA12chap

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

b) Etudes des poutres secondaires

Exemple de calcul de l' ETC

$$M_{tmax} = 94,59 \text{ KN.m} \quad M_{amax} = 107,57 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{107,57 \times 10^2}{300 \times 32,5^2 \times 1,42} = 0,023 < \mu l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,023 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{107,57 \times 10^2}{0,989 \times 32,5 \times 34,8} = 9,61 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{3HA14+3HA16 = 10,65 \text{ cm}^2}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{94,59 \times 10^2}{300 \times 32,5^2 \times 1,42} = 0,021 < \mu l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{st}} = \frac{94,59 \times 10^2}{0,989 \times 32,5 \times 34,8} = 8,45 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{3HA14 + 3HA14 = 9,24 \text{ cm}^2}$$

• Etage courant

Aux appuis :

Tableau 6-17 Ferrailage des poutres secondaires (30X35) aux appuis

étage	Comb	M _U (KN.m)	M	B	Obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix des barres
SSOL	GQEYMAX	107,57	0,023	0,988	SSA	9,61	5,25	10,65	3HA14fil +3HA16chap

En travée

Tableau 6-18 Ferrailage des poutres secondaires (30X35) en travées.

étage	Comb	M _U (KN.m)	M	B	Obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix des barres
SSOL	0.8GEY	94.59	0,021	0,989	SSA	8.45	5.25	9,24	3HA14fil +3HA14chap

• Etage terrasse

Aux appuis

Tableau 6-19 Ferrailage des poutres secondaires (30X35) aux appuis

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

étage	Comb	M _U (KN.m)	M	B	Obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix des barres
ET10	GQEY MIN	76,41	0,016	0,992	SSA	5.36	5,25	7,7	3HA14fil +2HA14chap

En travée

Tableau 6-20 Ferrailage des poutres secondaires (30X35) en travées.

étage	Comb	M _U (KN.m)	M	B	Obs	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	choix des barres
ET10	GQEY MAX	60,18	0,013	0,993	SSA	4.64	5.25	6,19	3HA14fil +2HA10chap

Résumé

La section totale des poutres doit être supérieure ou égale à la section minimale exigée Par le RPA c.-à-d $\implies (A_{\text{appuis}}+A_{\text{travées}}) \geq A_{\text{min}}$

-poutres principales

• Etage courant

➤ Poutre de rive

$$(A_{\text{appuis}}+A_{\text{travées}}) \geq A_{\text{min}} \implies A_{\text{adop}}=12,06+12,06=24,12\text{cm}^2 \geq A_{\text{min}}=6\text{cm}^2$$

➤ Poutre intermédiaire

$$(A_{\text{appuis}}+A_{\text{travées}}) \geq A_{\text{min}} \implies A_{\text{adop}}=6,88+6,88=13,76\text{cm}^2 \geq A_{\text{min}}=6\text{cm}^2$$

• Etage terrasse

➤ Poutre de rive

$$(A_{\text{appuis}}+A_{\text{travées}}) \geq A_{\text{min}} \implies A_{\text{adop}}=7,7+6,88=14,58\text{cm}^2 \geq A_{\text{min}}=6\text{cm}^2$$

➤ Poutre intermédiaire

$$(A_{\text{appuis}}+A_{\text{travées}}) \geq A_{\text{min}} \implies A_{\text{adop}}=6,88+6,88=13,76\text{cm}^2 \geq A_{\text{min}}=6\text{cm}^2$$

-poutres secondaires

• Etage courant

➤ Poutre intermédiaire

$$(A_{\text{appuis}}+A_{\text{travées}}) \geq A_{\text{min}} \implies A_{\text{adop}}=10,64+9,24=19,88\text{cm}^2 \geq A_{\text{min}}=6\text{cm}^2$$

• Etage terrasse

$$(A_{\text{appuis}}+A_{\text{travées}}) \geq A_{\text{min}} \implies A_{\text{adop}}=7,7+6,19=13,89\text{cm}^2 \geq A_{\text{min}}=6\text{cm}^2$$

6.3.4. Vérification des poutres à l'ELU

Les vérifications à effectuer sont les suivantes

- La condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- a) Poutres principales de (30x40) :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.358 cm^2 \Rightarrow A_s > A_{min}$$

- b) Poutres secondaires de (30x 35) :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.177 cm^2 \Rightarrow A_s > A_{min}$$

$A_{adop} > A_{min} \implies$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

- Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.21)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis des états ultimes ; cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u ; prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{Max}}{bd}$$

Avec : T_{Max} : effort tranchant max à l'ELU

- a) Poutres principales de (30x40)

- Etage courant

- Poutre de rive

$$T_{Max} = 260,92 (KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{260,92 \times 10^3}{300 \times 375} = 2,31 MPa$$

- Poutre intermédiaire

$$T_{Max} = 99,09 (KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{99,09 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,88 MPa$$

- Etage terrasse

- Poutre de rive

$$T_{Max} = 72,21 (KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{72,21 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,64 MPa$$

- Poutre intermédiaire

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$T_{Max} = 83,05(KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{83,05 \times 10^3}{300 \times 375} = 0,73MPa$$

b) Poutres secondaires de (30x 35) :

• Etage courant

$$T_{Max} = 131,67(KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{131,67 \times 10^3}{300 \times 325} = 1,35MPa$$

• Etage terrasse

$$T_{Max} = 61,72(KN) \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{61,72 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,63MPa$$

• Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, on doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3,33MPa$$

a) Poutres principales de (30x40)

• Etage courant

➤ Poutre de rive

$$\tau_u = 2,31MPa < 3,33MPa \Rightarrow C.V$$

➤ Poutre intermédiaire

$$\tau_u = 0,88MPa < 3,33MPa \Rightarrow C.V$$

• Etage terrasse

➤ Poutre de rive

$$\tau_u = 0,64MPa < 3,33MPa \Rightarrow C.V$$

➤ Poutre intermédiaire

$$\tau_u = 0,73MPa < 3,33MPa \Rightarrow C.V$$

b) Poutres secondaires de (30x 35)

• Etage courant

$$\tau_u = 1,35MPa < 3,33MPa \Rightarrow C.V$$

• Etage terrasse

$$\tau_u = 0,63MPa < 3,33MPa \Rightarrow C.V$$

• Influence de l'effort tranchant aux appuis

- Influence sur le béton : BAEL.ART/A.5.1.313 Il faut vérifier que

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \frac{0,9d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

a) Poutres principales (30x40)

- Etage courant

- Poutre de rive

$$T_u = 260,92 \text{ KN} < 675 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- Poutre intermédiaire

$$T_u = 99,09 \text{ KN} < 675 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- Etage terrasse

- Poutre de rive

$$T_u = 72,21 \text{ KN} < 675 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- Poutre intermédiaire

$$T_u = 83,05 \text{ KN} < 675 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

b) Poutres secondaires (30x35)

- Etage courant

$$T_u = 131,67 \text{ KN} < 585 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- Etage terrasse

$$T_u = 61,72 \text{ KN} < 585 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Lorsqu'au droit d'un appui :

$\tau_u = T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures

pour équilibrer un effort égal à $T_u - \frac{M_u}{0.9d}$

Donc la section d'armatures inférieures $A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d})$

a) Poutres principales

- Etage courant

- Poutre de rive

$$260,92 - \frac{137,109}{0.9 \times 0.375} = -145,53 < 0$$

- Poutre intermédiaire

$$99,09 - \frac{61,248}{0.9 \times 0.375} = -82,38 < 0$$

- Etage terrasse

- Poutre de rive

$$72,21 - \frac{84,87}{0.9 \times 0.375} = -179,25 < 0$$

- Poutre intermédiaire

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$83,05 - \frac{63,869}{0,9 \times 0,375} = -106,19 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

b) Poutres secondaires

• Etage courant

$$137,67 - \frac{107,57}{0,9 \times 0,325} = -230,09 < 0$$

• Etage terrasse

$$61,72 - \frac{60,18}{0,9 \times 0,325} = -144,02 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

• Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures

$$\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa avec :}$$

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

a) Poutres principales

• Etage courant :

Poutre de rive

$$\sum U_i = 3,14 \times (6 \times 16) = 301,44 \text{ mm}^2$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{260,92 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 301,44} = 2,56 \text{ MPa}$$

➤ Poutre intermédiaire

$$\sum U_i = 3,14 \times (3 \times 14 + 2 \times 12) = 207,24 \text{ mm}^2$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{99,09 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 207,24} = 1,41 \text{ MPa}$$

• Etage terrasse

➤ Poutre de rive

$$\sum U_i = 3,14 \times (3 \times 14 + 2 \times 14) = 219,8 \text{ mm}^2$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} = \frac{72,21 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 219,8} = 0,97 \text{ MPa}$$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

➤ Poutre intermédiaire

$$\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 14 + 2 \times 12) = 207,24 \text{ mm}^2$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{83,05 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 207,24} = 1,18 \text{ MPa}$$

b) Poutres secondaires

$$\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 14 + 3 \times 16) = 282,6 \text{ mm}^2$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{131,67 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 282,6} = 1,59 \text{ MPa}$$

Etage terrasse

$$\sum U_i = 3.14 \times (3 \times 14 + 2 \times 14) = 219,8 \text{ mm}^2$$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{61,72 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 219,8} = 0,96 \text{ MPa.}$$

Les conditions sont vérifiées

• **Longueur de scellement droit des barres : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 22)**

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$\tau_{se} = \frac{\phi_e f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

pour $\emptyset 16 = 56.43 \text{ cm}$

pour $\emptyset 14 = 49.38 \text{ cm}$

pour $\emptyset 12 = 42.32 \text{ cm}$

Les règles de BAEL 91 (Art A.6.1, 21.) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A.

Pour $\Phi 16 : l_a = 22.572 \text{ cm.}$

Pour $\Phi 14 : l_a = 19,75 \text{ cm}$

Pour $\Phi 12 : l_a = 16.93 \text{ cm.}$

• **Exigences du RPA pour les aciers transversaux : (Art 7.5.2.2/RPA2003)**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges verticales, par conséquent l'effort tranchant est variable sur toute leurs longueurs ; on doit spécifier un écartement des armatures transversales dans la zone nodale et courante.

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$\checkmark \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$$

-poutres principales :

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} = 10; 12 \times 1.6 = 19.2 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{-poutres secondaires : } S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} = 8.75; 12 \times 1.6 = 19.2 \text{ cm}\right) = 8.75 \text{ cm}$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{-poutres principales : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{-poutres secondaires : } S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par

$A_t = 0.003 \times S_t \times b$ (Article 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

$$\text{- Zone nodale : } A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Zone courante : } A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est

-poutres principales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(16; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq \min(16; 11.42; 30)$$

$$\phi_t \leq 11.42 \text{ mm} \Rightarrow \text{On adopte un cadre et un étrier de } \mathbf{\varnothing 8}$$

-poutres secondaires

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(14; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq \min(14; 10; 30)$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \text{On adopte un cadre et un étrier de } \mathbf{\varnothing 8}$$

- Espacement minimal

-Poutres principales

$$St \leq \min\{0,9d ; 40cm ; 15\phi_l\} \Rightarrow St \leq \min\{33.75cm ; 40cm ; 24cm\}$$

$$St \leq 24cm \Rightarrow St = 15cm$$

-Poutres secondaires

$$St \leq \min\{0,9d ; 40cm ; 15\phi_l\} \Rightarrow St \leq \min\{29.25cm ; 40cm ; 24cm\}$$

$$St \leq 24cm \Rightarrow St = 15cm$$

6.3.5. Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis on tenue compte des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

• Etat d'ouverture des fissures

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

• Etat limite de résistance du béton en compression

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 MPa$

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 MPa$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Avec} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b_0 \cdot d}$$

Et à partir du tableau, on extrait les valeurs de β_1 et K.

$$\text{La contrainte dans l'acier est} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Avec **A**: armatures adoptées à l'ELU.

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

• **Exemple de calcul des Poutres principales**

Etage courant

➤ **Poutre de rive**

✓ **Aux appuis**

$M_a = 18,816 [KN.m]$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 12,06}{300 \times 37,5} = \mathbf{0,1072} \quad \beta_1 = \mathbf{0,945}, K_1 = \mathbf{75,91}$$

Avec $\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{18,816 \times 10^3}{0,945 \times 37,5 \times 12,06} = 44,02 [MPa]$

$\sigma_{st} = 44,02 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 348 [MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ avec $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{75,91} = 0,013 MPa$

$\sigma_{bc} = 0,013 \times 44,02 = 0,57 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

✓ **En travée**

$M_t = 14,602 [KN.m]$

$\rho = \frac{100 \times 12,06}{300 \times 37,5} = \mathbf{0,1072}$, $\beta_1 = \mathbf{0,945}$, $K_1 = \mathbf{75,91}$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{14,602 \times 10^3}{0,945 \times 37,5 \times 12,06} = 34,16 [MPa]$

$\sigma_{st} = 34,16 [MPa] < \bar{\sigma}_{st} = 348 [MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{75,91} = 0,013$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,013 \times 34,16 = 0,44 [MPa] < \bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa] \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

• **Etage courant**

➤ **Poutre de rive**

Tableau 6-21 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.

Aux appuis

Niveau	$M_{s_{max}}$	A_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
ET1	18,816	12,06	1,072	0,945	75,91	44,02	348	0,57	15	CV

Aux travée

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 6-22 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.

Niveau	$M_{S_{max}}$	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
ET1	14,602	12,06	1,072	0,945	75,91	34,16	348	0,44	15	CV

➤ **Poutre intermédiaire**

Aux appuis

Tableau 6-23 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.

Niveau	$M_{S_{max}}$	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
ET1	36,025	6,88	0,061	0,958	104	145,75	348	1,40	15	CV

Aux travée

Tableau 6-24 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.

Niveau	$M_{S_{max}}$	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
ET1	25,2	6,88	0,061	0,958	104	101,95	348	0,98	15	CV

- **Etage terrasse**
- **Poutre de rive**

Aux appuis

Tableau 6-25 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.

Niveau	$M_{S_{max}}$	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
ET1	19,912	7,7	0,068	0,955	96,1	72,20	348	0,75	15	CV

Aux travée

Tableau 6-26 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.

Niveau	$M_{S_{max}}$	As	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
ET1	16,361	6,88	0,061	0,958	104	66,19	348	0,63	15	CV

- **Poutre intermédiaire**

Aux appuis

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau 6-27 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.

Niveau	Ms _{max}	As	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
ET1	39,982	6,88	0,061	0,958	104	148,46	348	1,42	15	CV

Aux travée

Tableau 6-28 Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS.

Niveau	Ms _{max}	As	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ̄ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Obs
ET1	27,92	6,88	0,061	0,958	104	112,96	348	1,08	15	CV

Exemple de calcul des Poutres secondaire

• **Contrainte de compression du béton**

✓ **Aux appuis**

$$M_a = 28,36[\text{KN.m}]$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 10,65}{300 \times 32,5} = 0,109 \longrightarrow \beta_1 = 0,945, K_1 = 75,91$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} \longrightarrow \sigma_{st} = \frac{28,36 \times 10^3}{0,945 \times 32,5 \times 10,65} = 86,7[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 86,7[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 348[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{75,91} = 0,013 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,013 \times 86,7 = 1,12[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{bc} = 15[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée**

$$M_t = 15,85[\text{KN.m}]$$

$$\rho = \frac{100 \times 9,24}{300 \times 32,5} = 0,09, \quad \beta_1 = 0,949, \quad K_1 = 83,0$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_{st} = \frac{15,85 \times 10^3}{0,949 \times 32,5 \times 9,24} = 55,61[\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = 55,61[\text{MPa}] < \bar{\sigma}_{st} = 348[\text{MPa}] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{83} = 0,01$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,01 \times 55,61 = 0,55 [MPa] < 15 [MPa] \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Etage courant

Aux appuis

Tableau 6-29 Vérification du ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS

Niveau	$M_{S_{max}}$	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Et 1	28,36	10,65	0,109	0,945	75,91	86,7	348	1,12	15	CV

En travée

Tableau 6-30 Vérification du ferrailage des poutres secondaire en travées à l'ELS

Niveau	$M_{S_{max}}$	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Et 1	15,85	9,24	0,09	0,949	83,0	55,61	348	0,55	15	CV

• Etage terrasse:

Aux appuis

Tableau 6-31 Vérification du ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS

Niveau	$M_{S_{max}}$	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Et 1	47,24	7,7	0,07	0,955	91,1	187,71	348	1,87	15	CV

En travée

Tableau 6-32 Vérification du ferrailage des poutres secondaire en travées à l'ELS

Niveau	$M_{S_{max}}$	A_s	ρ_1	β_1	K	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Et 1	27,37	6,88	0,07	0,955	91,1	128,17	348	1,28	15	CV

• Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{La valeur de la flèche est : } f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Calcul de la flèche : (les flèches sont tirées directement du logiciel SOCOTEC)

Dans notre cas la flèche est donnée par le logiciel SOCOTEC

• Sens xx poutres principale

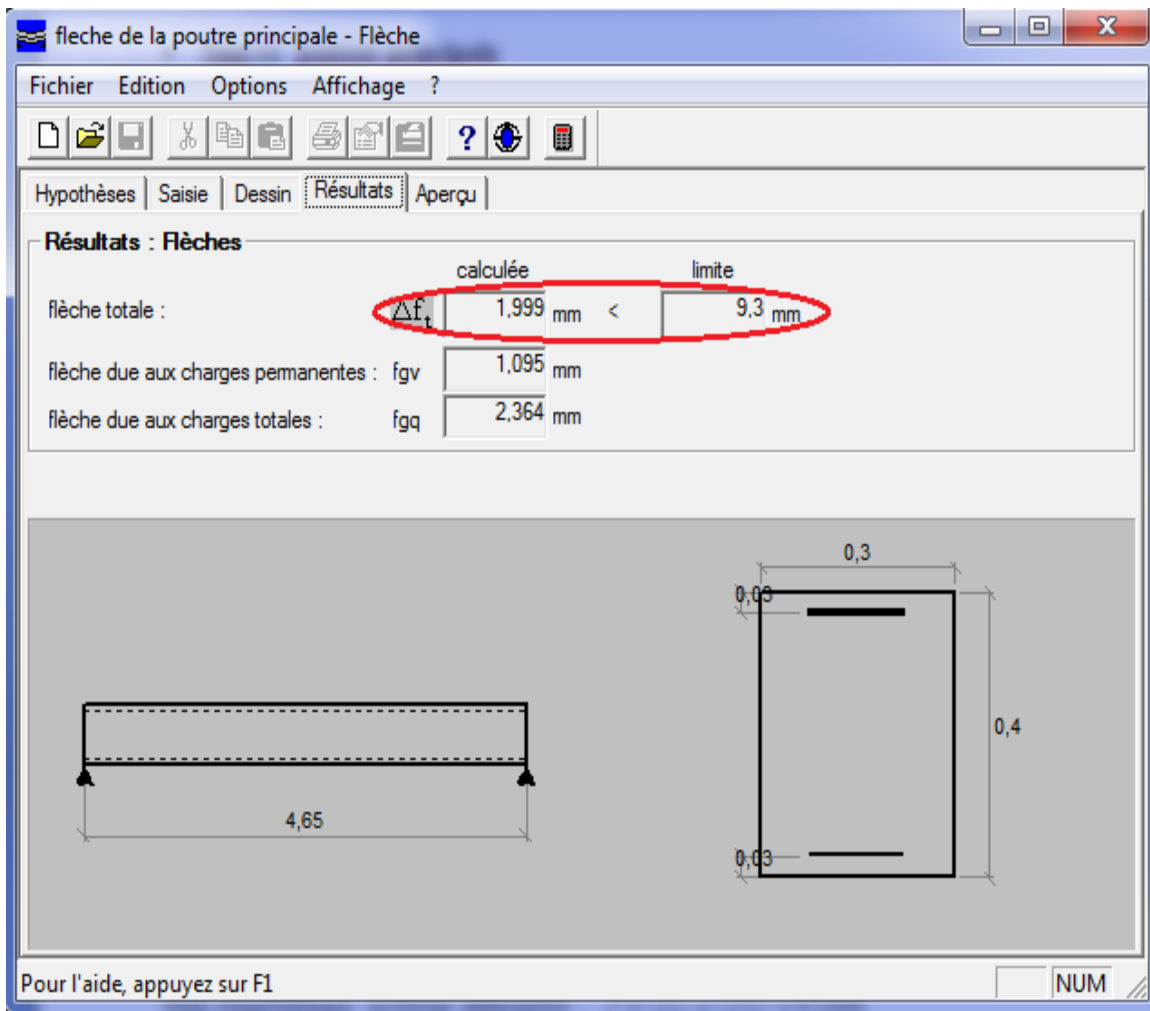


Figure 6-1 La flèche suivant (xx)

$$\text{Sens longitudinale, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4650}{500} = 9,3\text{mm}$$

• Sens yy poutres secondaire

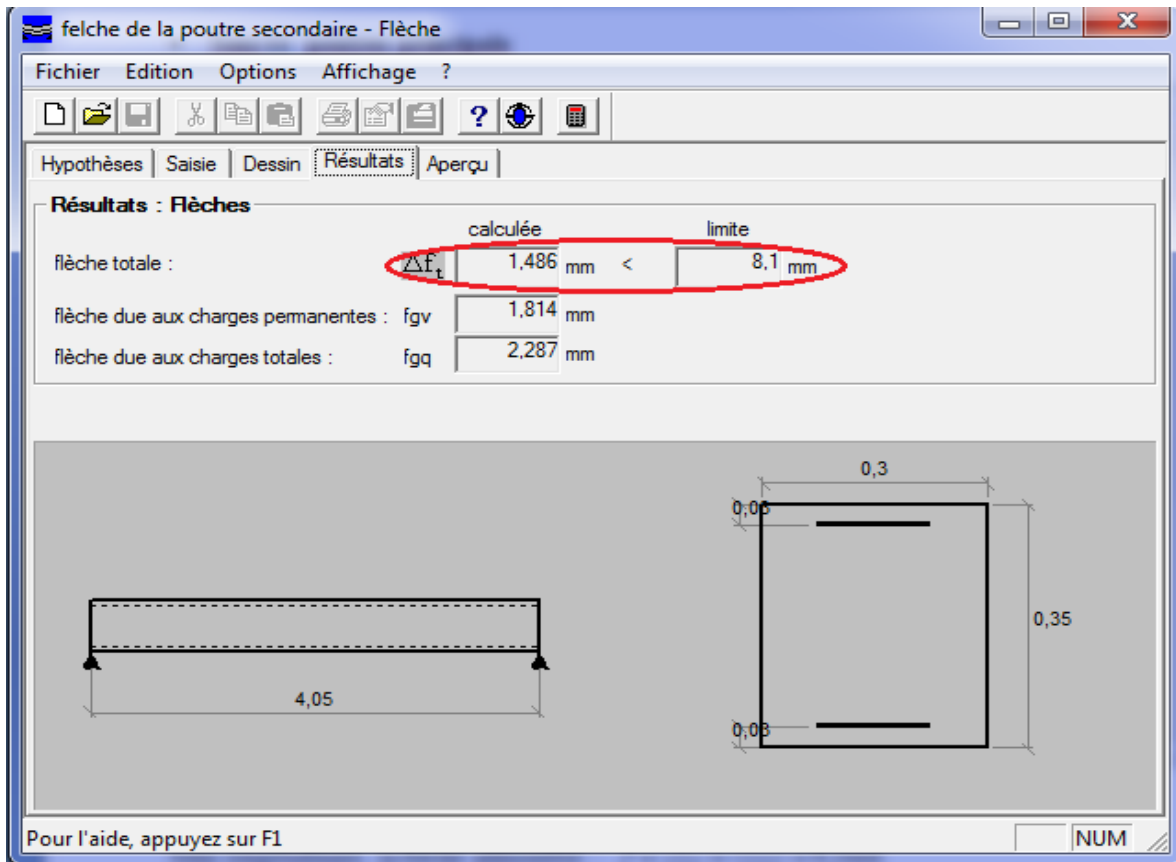


Figure 6-2 La flèche suivant (yy)

. Sens transversal, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4050}{500} = 8,1mm$

Finalement : La flèche développée au niveau des poutres est suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Le ferrailage des poutres est récapitulé comme suite

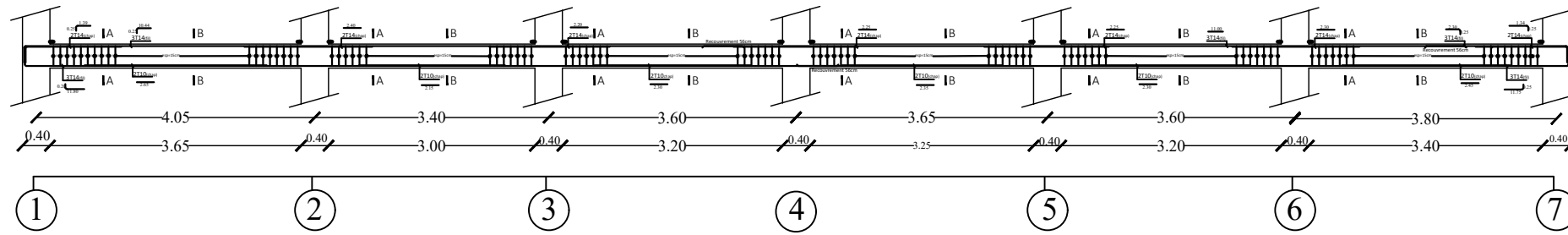
Tableau 6-33 Résultats du ferrailage des poutres principales et secondaires

Poutres principales	Poutres de rive	Etage courant	Appuis	3HA16 fil +3HA16 chap
			Travée	3HA16 fil +3HA16 chap
	Poutres intermédiaire	Etage courant	Appuis	3HA14 fil +2HA14 chap
			Travée	3HA14 fil +2HA12 chap
		Terrasse	Appuis	3HA14 fil +2HA12 chap
			Travée	3HA14 fil +2HA12 chap
Poutres secondaires (intermédiaire)	Etage courant	Appuis	3HA14 fil +3HA16 chap	
		Travée	3HA14 fil +3HA14 chap	
	Terrasse	Appuis	3HA14 fil +2HA14 chap	
		Travée	3HA14 fil +2HA12 chap	

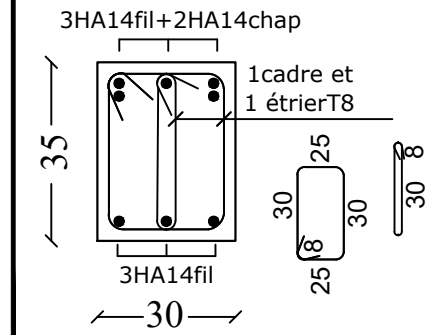
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES 30X35 cm²

(TERRASSE) NIV +34.68m

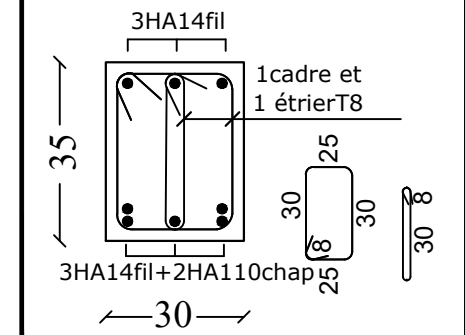
Axes A,B,C,D,E et F



Coupe A-A/Appui



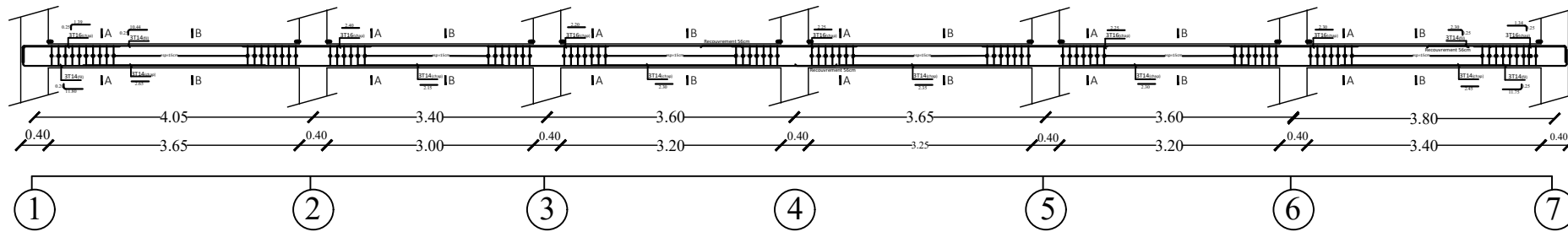
Coupe B-B/travée



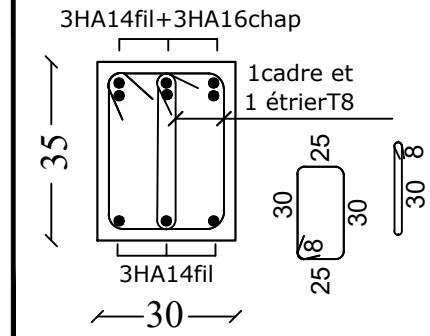
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES 30X35 cm²

NIV +28.56m / +31.62m

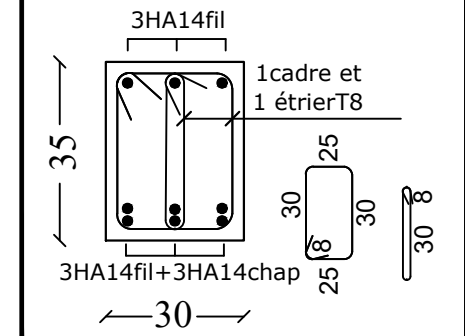
Axes A,B,C,D,E et F



Coupe A-A/Appui



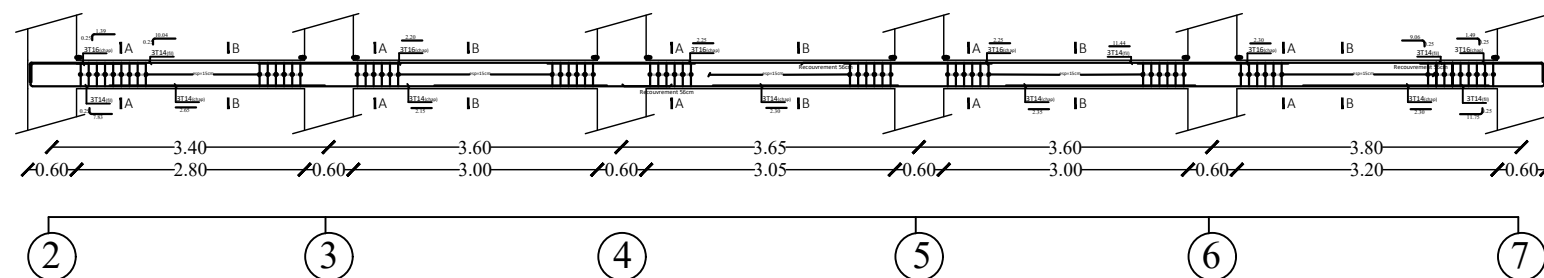
Coupe B-B/travée



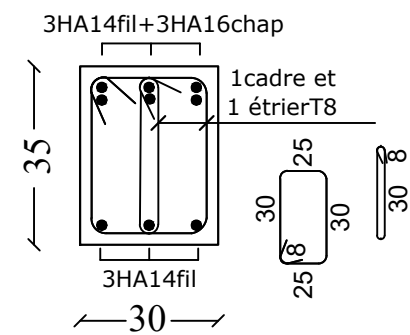
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES 30X35

cm² NIV -4m

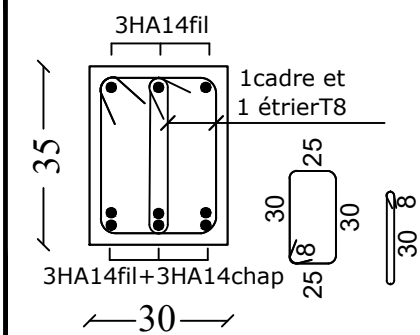
Axes E



Coupe A-A/Appui



Coupe B-B/travée



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

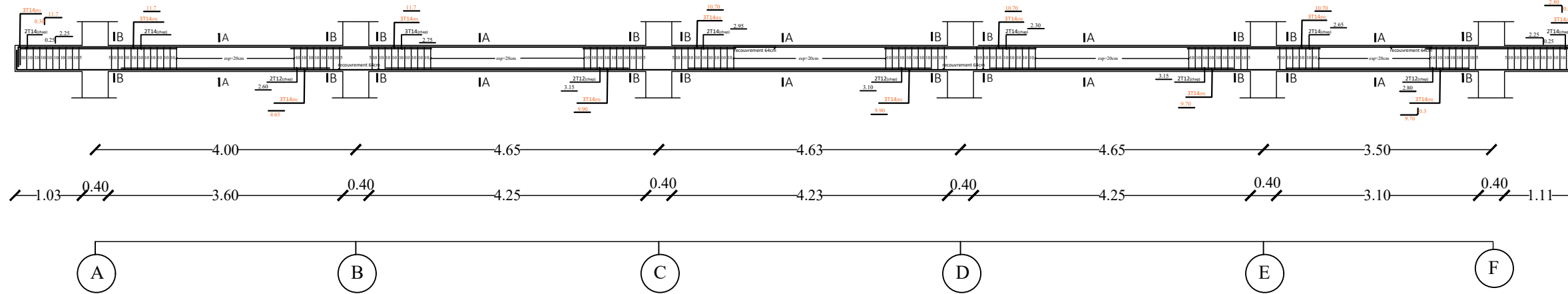
-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UN BATIMENT
R+10+Entre sol+S.SOL

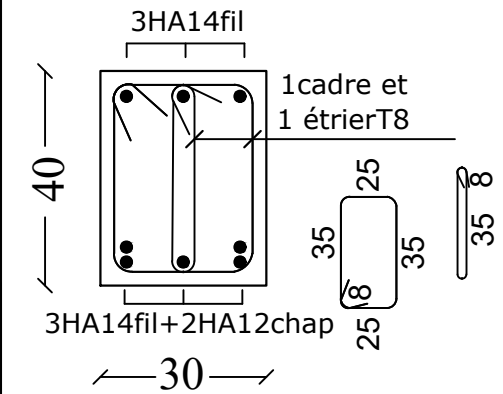
**FERRAILLAGE DES
POUTRES SECONDAIRES**

Promotion:
2020-2021

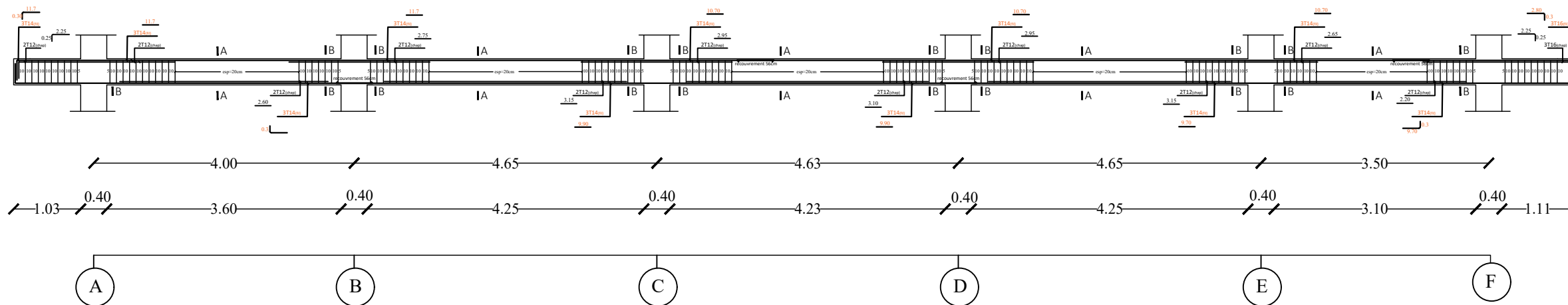
POUTRES DE RIVES Axes 1 et 7.



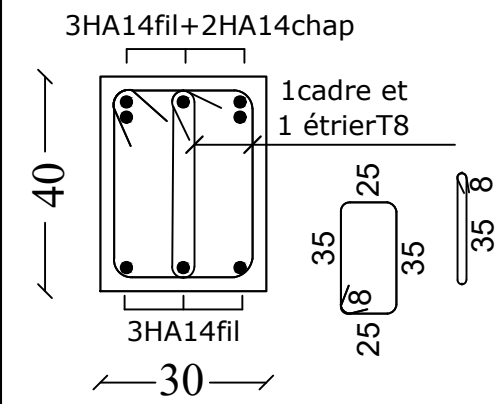
Coupe A-A/travée



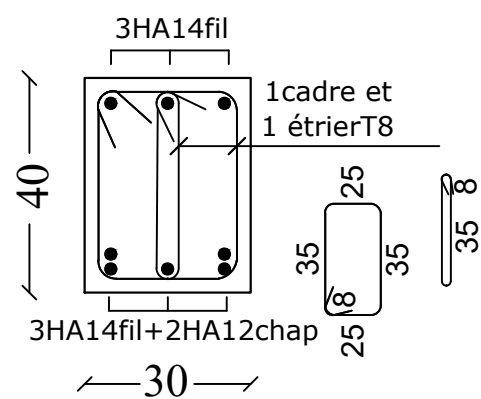
POUTRES INTERMEDIAIRE Axes 2, 3, 4, 5, et 6.



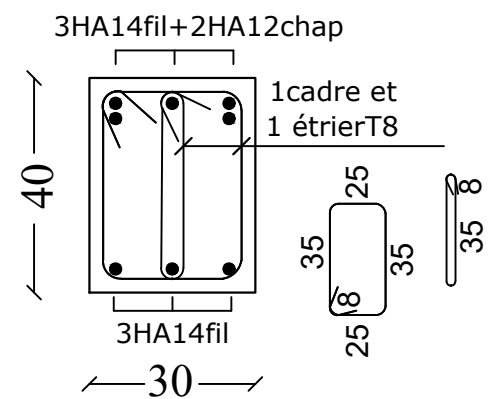
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/travée



Coupe B-B/Appui



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
 -M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

-M^{me} HADDAD.K.

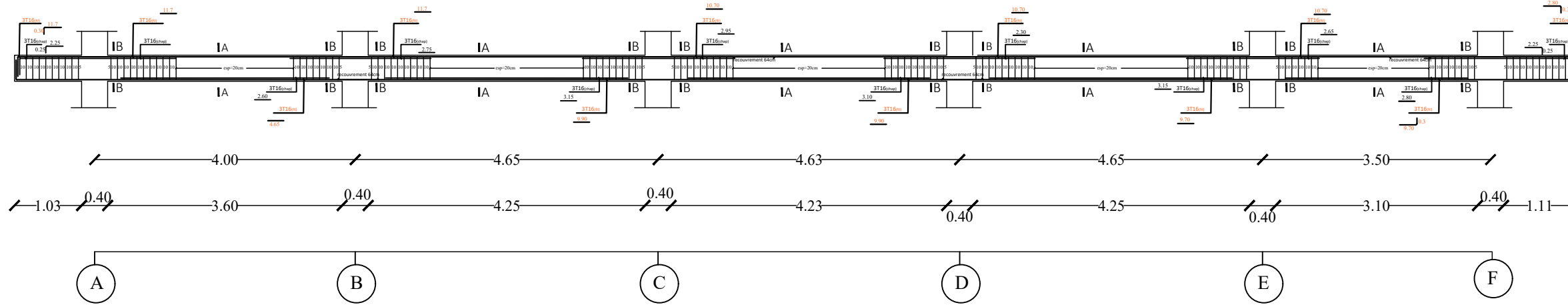
ETUDE D'UN BATIMENT
 R+10+Entre sol+S.SOL

**FERRAILLAGE DES
 POUTRES PRINCIPALES
 (TERRASSE)/niv 34.68m**

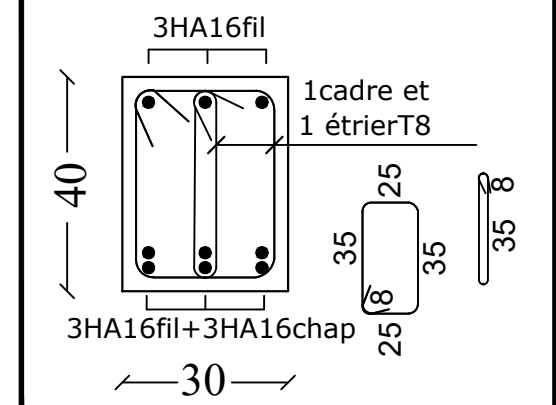
Promotion:
 2020-2021

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES 30X40 cm² NIV DE -04m à 31.62m

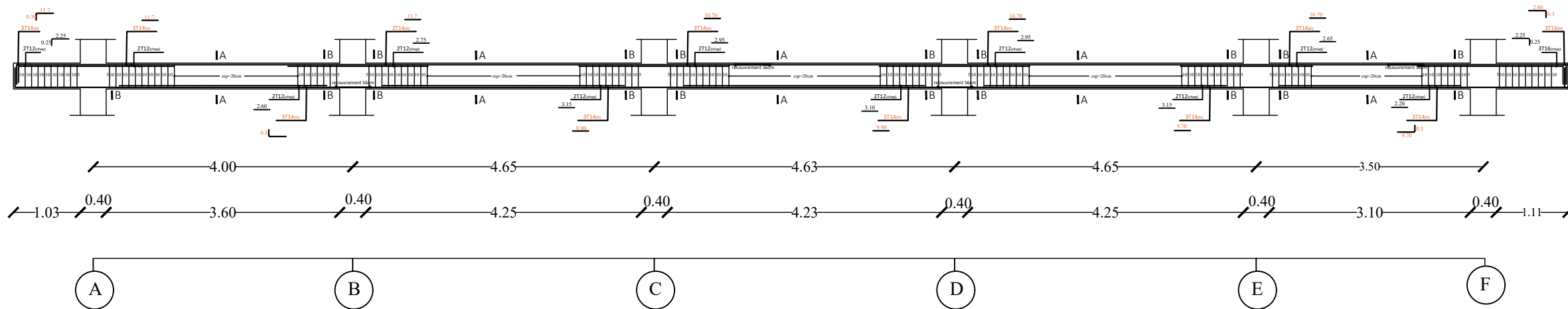
POUTRES DE RIVES Axes 1 et 7.



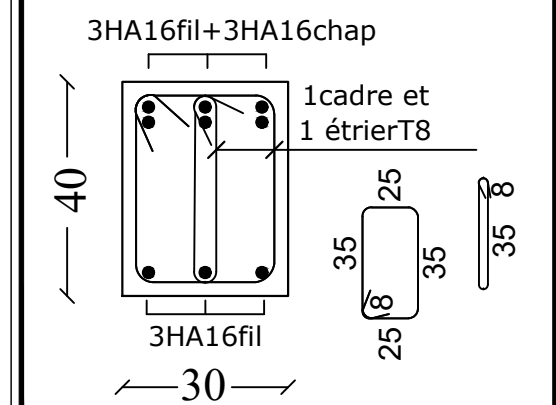
Coupe A-A/travée



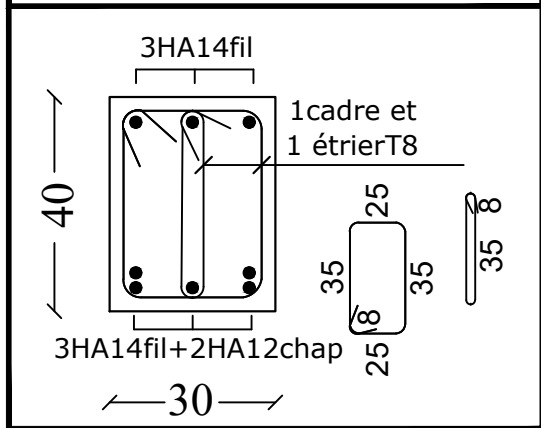
POUTRES INTERMEDIAIRE Axes 2, 3, 4, 5, et 6.



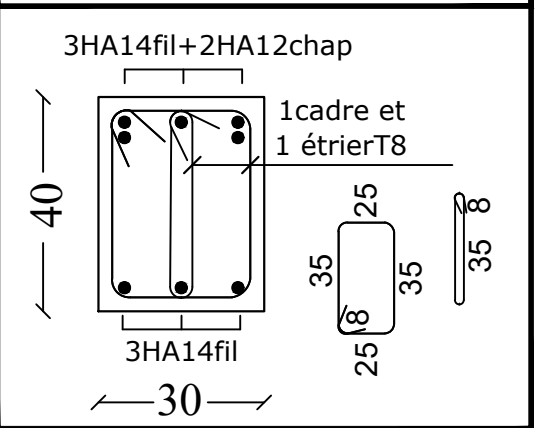
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/travée



Coupe B-B/Appui



UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
 -M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UNE TOUR
R+10+entre sol+S.Sol

FERRAILLAGE DES
POUTRES PRINCIPALES
NIV -4m à 31.62m

Promotion:
 2020-2021

6.4. Ferrailage des voiles

6.4.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

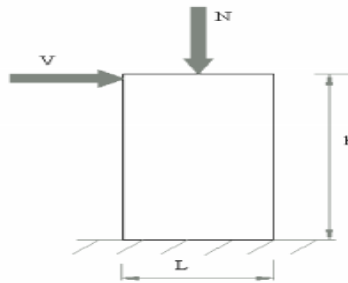


Figure 6-3 La coupe d'effort qui agit sur un voile.

Pour réduire le calcul on a décomposé la structure en quatre zones de calcul :

- Zone I : Niveaux sous-sol , Entre sol et RDC
- Zone II : Niveaux 1, 2,3,4,5,6 et 7
- Zone III : Niveaux 8,9 et 10

✓ Combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 : ELU : $1.35G+1.5Q$
 ELS : $G+Q$

Selon le RPA 2003 : $(G + Q E, 0.8G E)$.

6.4.2. Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par

$$d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée qui égale à $\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

Lt : longueur tendue : Lt = L - Lc

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

• Section entièrement comprimée

a) Ferrailage d'une section entièrement comprimée

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

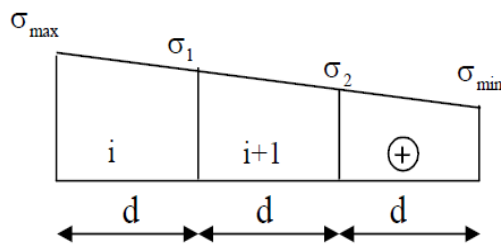


Figure 6-4 Diagramme des contraintes(SEC)

Avec : e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ Mpa

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

✓ **Armatures minimales**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b) Ferrailage d'une section entièrement tendue

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e$$

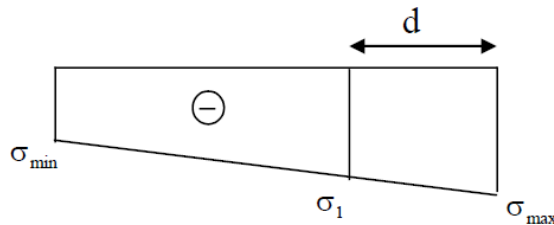


Figure 6-5 Diagramme des contraintes (S.E.T)

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

✓ **Armatures verticales minimales**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

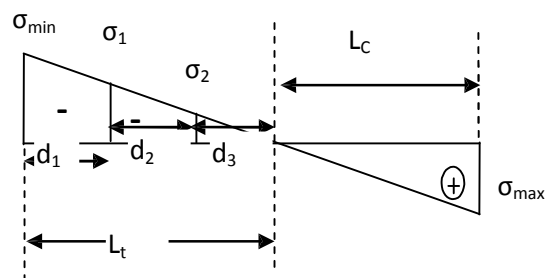
$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

• **Section partiellement comprimée**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$



Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$N_3 = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d_3 \cdot e$$

La section d'armatures est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

✓ Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

Exigences de R PA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 15 %
- ✓ En zone courantes 0.10 %

✓ Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1% de l'épaisseur du voile.

✓ Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle pour un mètre carré.

✓ Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 L V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

✓ Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité des bouts de voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celles-ci est $\geq 4HA10$

✓ Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

✓ Longueur de recouvrement

Elle doit être égale à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

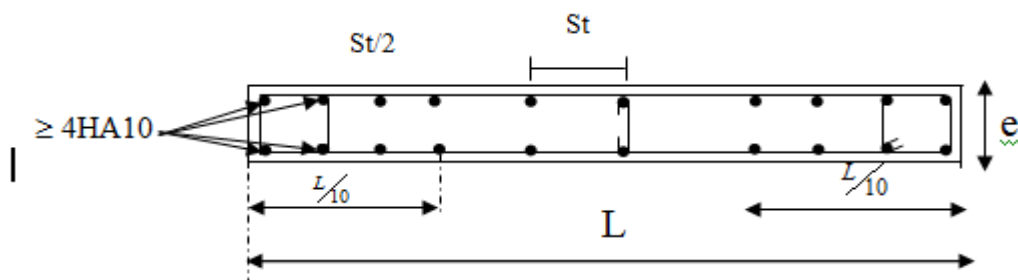


Figure 6-6 Disposition des armatures verticales dans les voiles.

6.4.3. Vérifications

• Vérification à L'ELS

$$N_s = G + Q \quad \sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

• Vérification de la contrainte de cisaillement

✓ Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

✓ Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

✎ Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la zone I

$L = 2,5 \text{ m}$, $e = 0,20 \text{ m}$

$\sigma_{\max} = 4668,75 \text{ KN} / \text{m}^2$

$\sigma_{\min} = -8558,43 \text{ KN} / \text{m}^2$

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

• Calcul de "d" :

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l = \frac{4668,75}{4668,75 + 8558,43} \times 2,5 = 0,88 \text{ m}$$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \text{ Avec :}$$

h_e : Hauteur entre nus du planchers du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

Ce qui donne $L_t = L - L_c = 2,5 - 0,88 = 1,62\text{m}$.

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) = 0,809\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d).

On adopte $d = 0,60\text{m}$

• Calcul des contraintes “ σ_1 ”

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1,62 - 0,809) \times 8558,43}{1,62} = 4279,215 \text{ kN/m}^2$$

• Détermination des efforts normaux “ N_{u1} ” ; “ N_{u2} ”

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{8558,43 + 4279,215}{2} \times 0,809 \times 0,20 = 1038,30 \text{ KN}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = 346,099 \text{ KN}$$

• Armatures minimales

$$A_{v1} = \frac{N_{u1}}{\sigma_s} = \frac{1038,30}{348} \times 10 = 29,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_{u2}}{\sigma_s} = \frac{346,099 \times 10}{348} = 9,94 \text{ cm}^2$$

• Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1,1 \frac{(1,4VU)}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 1251,5}{400} \times 10 = 48,18 \text{ cm}^2$$

✓ 1^{ère} bande

$$\longrightarrow A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 38 \text{ cm}^2$$

Soient 10HA16 = 40,2 cm² avec un espacement : $S_t = 8\text{cm}$

Donc :

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

-Pour la 1^{ère} bande on opte : 2X (10HA16) = 40,2cm²

✓ 2^{ème} bande

$$\implies A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vJ}}{4} = 20,70 \text{ cm}^2$$

Soient 7HA14 = 21,54 cm² avec un espacement : S_t=13cm

Donc :

-Pour la 2^{ème} bande on opte : 2X (7HA14) = 21,54 cm²

Vérification aux exigences de RPA

$$A_1 + A_2 = 40,2 + 21,54 = 61,74 > A_{min} = 8,49 \text{ cm}^2$$

• Armatures horizontals

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{40,2}{4} = 10,05 \text{ cm}^2 \text{ /nappe}$$

$$\text{D'après le RPA99 (version 2003) : } A_H \geq 0.15\% \times B = 7,5 \text{ cm}^2 \text{ /nappe}$$

$$\implies A_{Hmax} = 10,05 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14=10,77cm² avec un espacement de **15cm**

• Armature transversals

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

Donc on opte un ferrailage : **4 Epingles HA8/m²**

• Vérification des contraintes

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par condition suivante:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.20 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (RPA 99 corrigé)}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}_u}{b \cdot d} = \frac{1.4T}{b \cdot d}$$

Avec :

b_0 : Épaisseur du voile.

$d = 0.9 \cdot h$: Hauteur utile.

h : Hauteur total de la section brute.

$$\text{Et } \bar{\tau}_b = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{ (BAEL 91)}$$

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Application

$$\tau_b = \frac{1.4T}{0.9 \times h \times e} \leq \overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 1251,5 \times 10^3}{0.9 \times 2500 \times 200} = 3,894 < 5 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification des contraintes à l'ELS

Il faut vérifier que

$$\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28} \Leftrightarrow \sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec}$$

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

$$\sigma_b = \frac{1785,55 \times 10^3}{200 \times 2500 + 15 \times 40,2 \times 10^2} = 3,01 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

NB : les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage de bouts de voiles longitudinale de longueur 2,5m

Tableau 6-34 Ferrailage du voile 2,5 m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,5	2,5	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	
	B (m)	0,5	0,375	0,375	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	4668,75	1817,85	927,69	
	σ_{min} [KN/m²]	-8558,43	-5457,69	-2237,42	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	1251,5	819,93	269,07	
	L_t(m)	1,62	1,88	1,77	
	L_c(m)	0,88	0,62	0,73	
	d (m)	0,809	0,938	0,884	
	σ_1 [KN/m²]	4279,215	2728,845	1118,710	
	N (kN)	N₁	1038,30	575,72	222,42
		N₂	346,099	191,908	74,139
	A_v (cm²)	A_{v1}	25,96	14,39	5,56
		A_{v2}	8,65	4,80	1,85
	A_{vi} (cm²)	48,18	31,57	10,36	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	38,00	22,28	8,15
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	20,70	12,69	4,44
	A_{min} (cm²)	8,49	7,38	6,96	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	40,2	30,78	15,7
Bonde 2		24,12	18,46	9,42	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 10HA16	2x10HA14	2x10HA10
		Bonde 2	2x 6HA16	2x6HA14	2x6HA10
	S_t (cm)	Bonde1	8 cm	9 cm	9 cm
		Bonde 2	16 cm	12 cm	14 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande	7,50	5,63	5,63	
	A_H /nappe (cm²)	10,05	5,66	3,93	
	Choix des barres/nappe (cm²)	7HA14/nappe	7HA12/nappe	7HA10/nappe	
esp =15cm	A=10,77cm²	A=7,92cm²	A=5,49cm²		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	t_u(MPa)	2,781	2,429	0,797
		t_b(MPa)	3,894	3,401	1,116
	ELS	N_s (kN)	1785,55	510,83	724,86
s_b(MPa)		3,01	1,18	1,75	

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage de bouts de voiles longitudinale de longueur 2m

Tableau 6-35 Ferrailage du voile 2m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	
	B (m)	0,4	0,3	0,3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	4942,09	1980,24	1900,86	
	σ_{min} [KN/m²]	-8813,07	-3402,93	-3302,59	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	1405,99	815,58	501,49	
	L_t(m)	1,28	1,26	1,27	
	L_c(m)	0,72	0,74	0,73	
	d (m)	0,641	0,632	0,635	
	σ_1 [KN/m²]	4406,535	1701,465	1651,295	
	N (kN)	N₁	846,99	242,00	235,81
		N₂	282,331	80,668	78,605
	A_v (cm²)	A_{v1}	21,17	6,05	5,90
		A_{v2}	7,06	2,02	1,97
	A_{vi} (cm²)	54,13	31,40	19,31	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	34,71	13,90	10,72
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	20,59	9,87	6,79
	A_{min} (cm²)	6,73	4,98	5,00	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	36,18	20,36	14,12
Bonde 2		21,54	13,56	9,42	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 9HA16	2x 9HA12	2x 9HA10
		Bonde 2	2x 6HA16	2x 6HA12	2x 6HA10
	S_t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	7 cm
		Bonde 2	13 cm	13 cm	13 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande	3,84	3,91	2,30	
	A_H /nappe (cm²)	9,05	5,09	3,53	
	Choix des barres/nappe (cm²)	6HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA10/nappe	
ep =20cm	A=9,23cm²	A=6,78cm²	A=4,71cm²		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	3,906	3,021	1,857
		τ_b(MPa)	5,468	4,229	2,600
	ELS	N_s (kN)	1747,27	592,21	985,11
		σ_b(MPa)	3,59	1,69	2,94

Ferrailage de bout de voile longitudinale de longueur 1,48m

Tableau 6-36 Ferrailage du voile 1.48m

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,48	1,48	1,48	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	
	B (m)	0,296	0,222	0,222	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	2312,02	732,39	2373,28	
	σ_{min} [KN/m²]	-7993,84	-1195,33	-3202,81	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u(kN)	184,2	176,84	63,49	
	L_t(m)	1,15	0,92	0,85	
	L_c(m)	0,33	0,56	0,63	
	d (m)	0,574	0,459	0,425	
	σ_1 [KN/m²]	3996,920	597,665	1601,405	
	N (kN)	N₁	688,26	61,70	153,15
		N₂	229,418	20,568	51,050
	A_v (cm²)	A_{v1}	17,21	1,54	3,83
		A_{v2}	5,74	0,51	1,28
	A_{vj} (cm²)	7,09	6,81	2,44	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	18,98	3,24	4,44
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	7,51	2,22	1,89
	A_{min} (cm²)	6,03	3,61	3,35	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	24,12	13,56	9,42
		Bonde 2	9,24	4,7	4,7
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 6HA16	2x 6HA12	2x 6HA10
		Bonde 2	2x 3HA14	2x 3HA10	2x 3HA10
	S_t (cm)	Bonde1	10 cm	7,5cm	7,5 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande	3,44	3,91	2,30	
	A_H /nappe (cm²)	6,16	3,14	6,16	
	Choix des barres/nappe (cm²)	6HA12/nappe	6HA10/nappe	6HA10/nappe	
	ep =20cm	A=6.78cm²	A=4.71cm²	A=4.71cm²	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	t_u(MPa)	0,691	0,885	0,318
		t_b(MPa)	0,968	1,239	0,445
	ELS	N_s (kN)	2293,3	404,63	1348,16
		s_b(MPa)	6,62	1,62	4,95

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage de bouts de voiles transversale de longueur 1,6m

Tableau 6-37 Ferrailage du voile 1.6m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,6	1,6	1,6	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	
	B (m)	0,32	0,24	0,24	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	4324,46	578,76	928,93	
	σ_{min} [KN/m²]	-9870,35	-1160,77	-3505,76	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	1263,43	841,54	402,81	
	L_t(m)	1,11	1,07	1,26	
	L_c(m)	0,49	0,53	0,34	
	d (m)	0,556	0,534	0,632	
	σ_1 [KN/m²]	4935,175	580,385	1752,880	
	N (kN)	N₁	823,60	69,71	249,43
		N₂	274,534	23,237	83,142
	A_v (cm²)	A_{v1}	20,59	1,74	6,24
		A_{v2}	6,86	0,58	2,08
	A_{vi} (cm²)	48,64	32,40	15,51	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	31,75	9,84	10,11
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	19,02	8,68	5,96
	A_{min} (cm²)	5,84	4,20	4,98	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	32,16	18,1	12,56
Bonde 2		20,1	11,3	7,84	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA16	2x 8HA12	2x 8HA10
		Bonde 2	2x 5HA16	2x 5HA12	2x 5HA10
	S_t (cm)	Bonde1	7 cm	7 cm	8 cm
		Bonde 2	12 cm	13 cm	12 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande	3,34	3,91	2,30	
	A_H /nappe (cm²)	9,05	5,09	3,53	
	Choix des barres/nappe (cm²)	6HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA10/nappe	
	ep =20cm	A=9,23cm²	A=6,78cm²	A=4,71cm²	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	4,387	3,896	1,865
		τ_b(MPa)	6,142	5,454	2,611
	ELS	N_s (kN)	1768,88	255,05	771,96
		σ_b(MPa)	4,35	0,87	2,78

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage de bouts de voiles transversale de longueur 2m

Tableau 6-38 Ferrailage du voile 2m

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	
	B (m)	0,4	0,3	0,3	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4785,38	1542,09	1451,17	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8592,61	-3102,7	-2820,86	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	1141,98	749,5	323,85	
	L_t(m)	1,28	1,30	1,32	
	L_c(m)	0,72	0,7	0,68	
	d (m)	0,642	0,798	0,660	
	σ_1 [KN/m ²]	4296,305	2451,350	1410,430	
	N (kN)	N₁	827,85	440,06	209,55
		N₂	275,949	146,688	69,849
	A_v (cm²)	A_{v1}	20,70	11,00	5,24
		A_{v2}	6,90	3,67	1,75
	A_{vi} (cm²)	43,97	28,86	12,47	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	31,69	18,22	8,36
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	17,89	10,88	4,86
	A_{min} (cm²)	6,74	6,28	5,20	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	32,16	24,62	12,56
		Bonde 2	18,46	13,56	9,42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA16	2x 8HA14	2x 8HA10
		Bonde 2	2x 6HA14	2x 6HA12	2x 6HA10
	S_t (cm)	Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm
		Bonde 2	12 cm	14 cm	14 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3,85	3,91	2,30
	A_H /nappe (cm²)		8,04	6,16	4,53
	Choix des barres/nappe (cm²)		6HA14/nappe	6HA12/nappe	6HA10/nappe
	ep =20cm		A=9,23cm²	A=6.78cm²	A=4,71cm²
Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u (MPa)	3,172	2,776	1,199
		τ_b (MPa)	4,441	3,886	1,679
ELS	N_s (kN)	1774,98	517,67	748,1	
	σ_b (MPa)	3,73	1,45	2,19	

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments structuraux

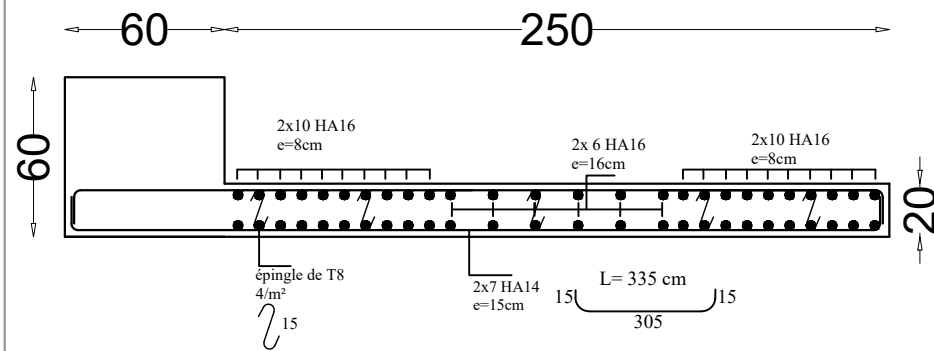
Ferrailage de bouts de voiles transversale de longueur 2,10m

Tableau 6-39 Ferrailage du voile 2,10m

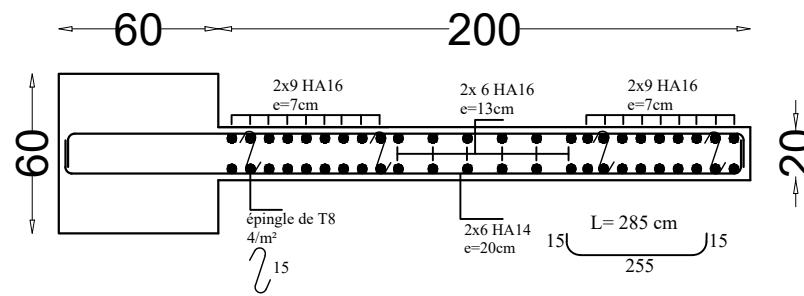
Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,1	2,1	2,1	
	e (m)	0,2	0,15	0,15	
	B (m)	0,42	0,315	0,315	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	5105,5	2763,78	3044,73	
	σ_{min} [KN/m²]	-10312,05	-8681,55	-6514,24	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	1251,5	819,93	128,43	
	L_t(m)	1,40	1,59	1,43	
	L_c(m)	0,70	0,51	0,67	
	d (m)	0,702	0,796	0,716	
	σ_1 [KN/m²]	5156,025	4340,775	3257,120	
	N (kN)	N₁	1086,31	777,87	524,39
		N₂	362,105	259,291	174,798
	A_v (cm²)	A_{v1}	27,16	19,45	13,11
		A_{v2}	9,05	6,48	4,37
	A_{vi} (cm²)	48,18	31,57	4,94	
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	39,20	27,34	14,35
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	20,01	14,37	5,61
	A_{min} (cm²)	7,37	6,27	5,63	
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	40,2	30,78	15,7
		Bonde 2	20,1	15,38	7,84
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 10HA16	2x 10HA14
Bonde 2			2x 5HA16	2x 5HA14	2x 5HA10
S_t (cm)		Bonde1	8 cm	8 cm	8 cm
		Bonde 2	12cm	12 cm	10 cm
A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,21	3,91	2,30	
A_H /nappe (cm²)		10,05	7,70	3,93	
Choix des barres/nappe (cm²)		6HA16/nappe	6HA14/nappe	6HA10/nappe	
ep =20cm		A=12,06cm²	A=9,23cm²	A=4,71cm²	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	3,311	2,892	0,453
		τ_b(MPa)	4,635	4,049	0,634
	ELS	N_s (kN)	2094,79	950,99	2159,98
σ_b(MPa)		4,05	2,45	6,04	

FERRAILLAGE VOILES LONGITUDINALES.

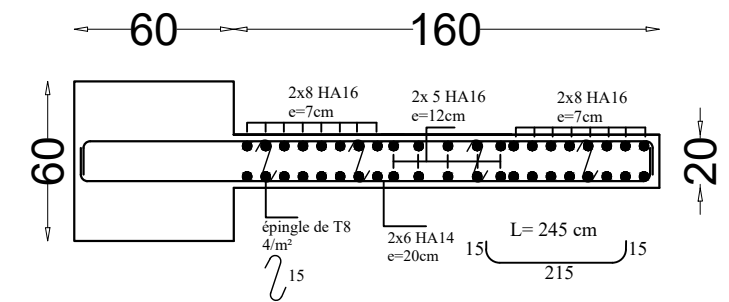
VOILE LONGITUDINALE 2.5m ZONE I



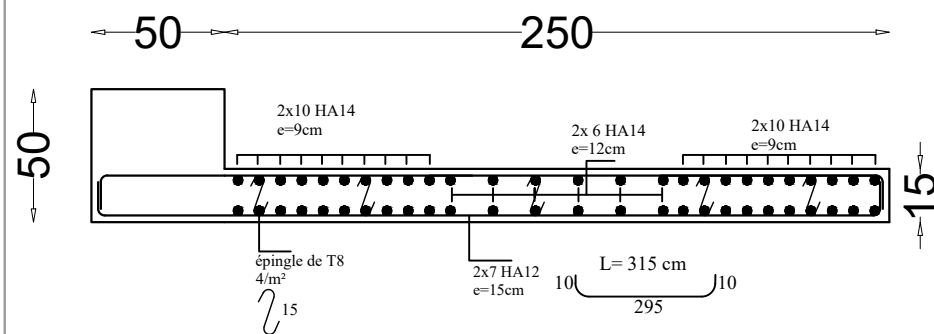
VOILE LONGITUDINALE 2m ZONE I



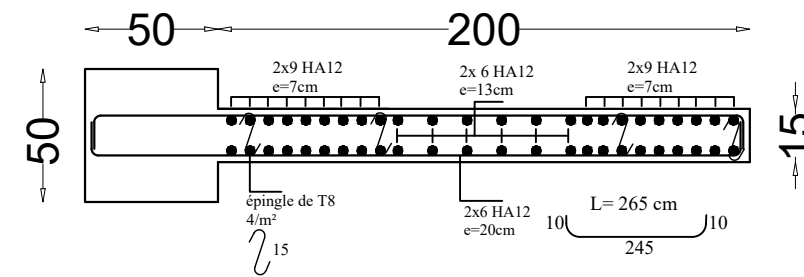
VOILE TRANSVERSALE 1,6m ZONE I



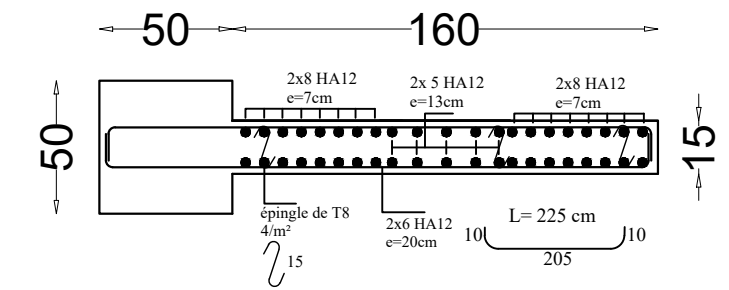
VOILE LONGITUDINALE 2.5m ZONE II



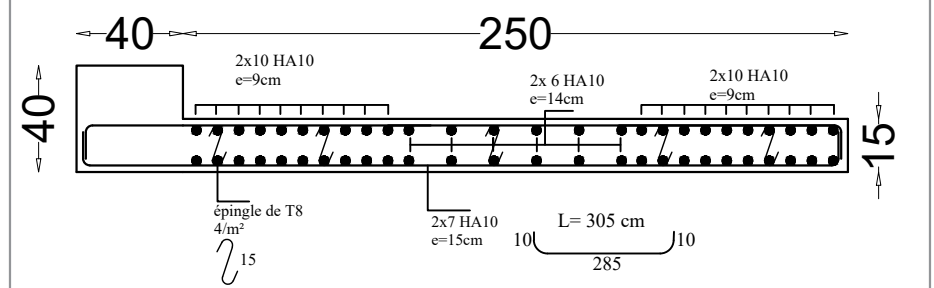
VOILE LONGITUDINALE 2m ZONE II



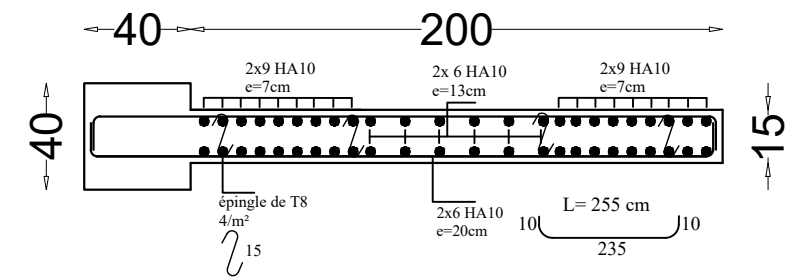
VOILE TRANSVERSALE 1,6m ZONE II



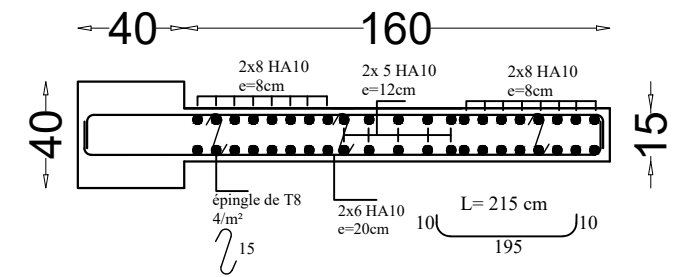
VOILE LONGITUDINALE 2.5m ZONE II



VOILE LONGITUDINALE 2m ZONE III



VOILE TRANSVERSALE 1,6m ZONE III



FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAL

Pour les: -voiles 2.5m
-voiles 2m
-voiles 2m
Zone (I) Zone (II) et Zone (III).

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

-M^{me} HADDAD.K.

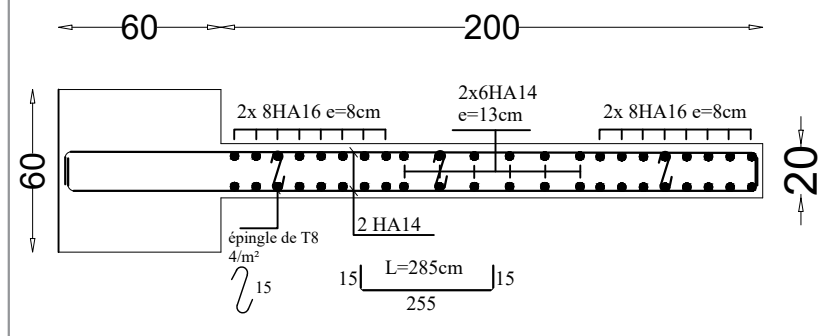
ETUDE D'UNE TOUR
R+10+entre sol+S.Sol

FERRAILLAGE DES
VOILES LONGITUDINALE

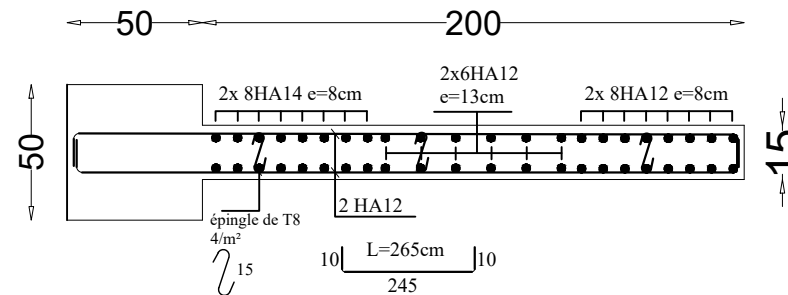
Promotion:
2020-2021

FERRAILLAGE VOILES TRANSVERSAL ET ASCENSEUR.

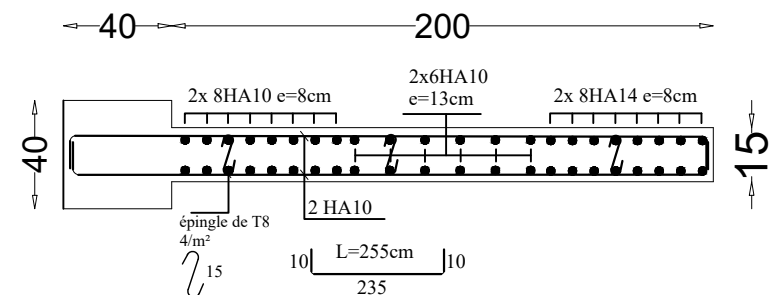
VOILE TRANSVERSALE 2m ZONE I



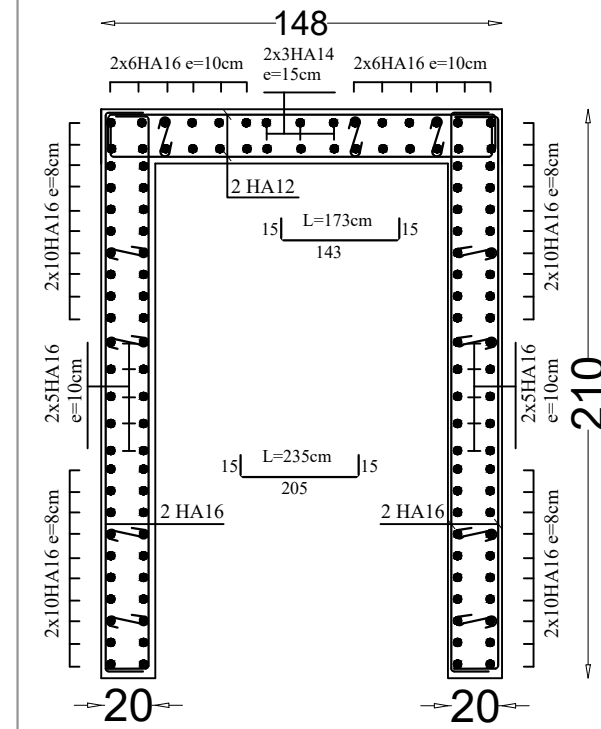
VOILE TRANSVERSALE 2m ZONE II



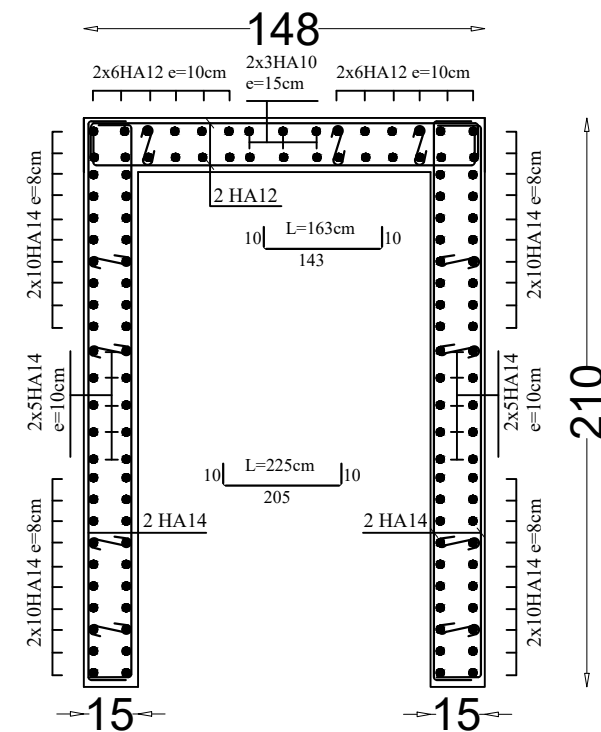
VOILE TRANSVERSALE 2m ZONE III



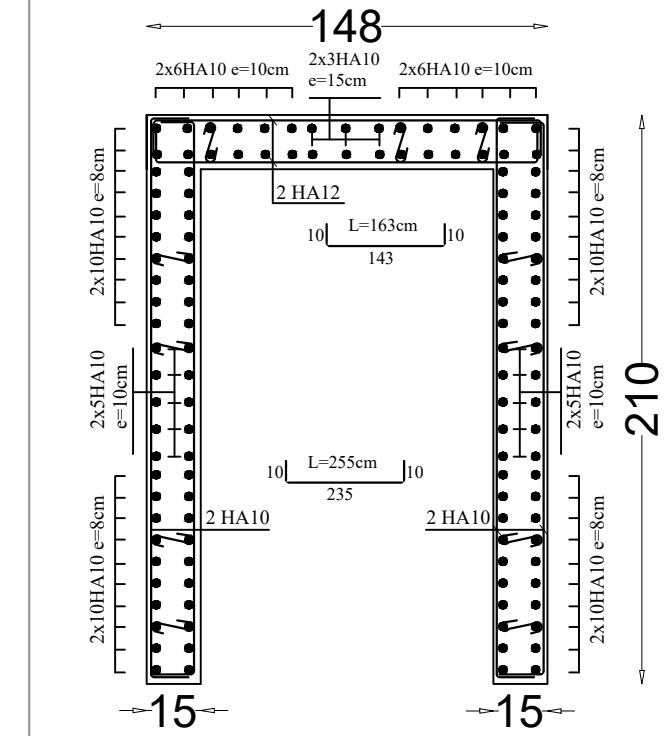
VOILE ASCENSEUR ZONE I



VOILE ASCENSEUR ZONE II



VOILE ASCENSEUR ZONE III



**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAL**
Pour les: -voiles 2m.
-voiles ascenseur.
Zone (I) Zone (II) et Zone (III).

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

ETUDE D'UNE TOUR
R+10+entre sol+S.Sol

Dirigé par :
-M^{me} HADDAD.K.

FERRAILLAGE DES
VOILES TRANSVERSAL
ET ASCENSEUR

Promotion:
2020-2021

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

7.1. Introduction

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondre, c'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer aux tassements et aux infiltrations des eaux, assure la transmission des charges et les répartissent dans le sol.

On peut retrouver deux types de fondations qui sont superficielle et profonde, on peut les différencier par leur géométrie et leur fonctionnement.

7.2. Les principaux rôles de la fondation

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas **tasser**, et la structure ne doit pas **déplacer**).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

7.3. Type de fondation

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

- Superficielle si $D < 1,5.B$
- Semi-profondes si $1,5.B < D < 5.B$
- Profondes si $D > 5.B$

a) Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Leur simplicité de réalisation et leur faible coût font de ce type de fondation les structures les plus courantes. Selon la structure qu'elles supportent, les fondations superficielles peuvent porter différents noms :

- Les semelles Filantes sous voiles
- Les semelles Filantes sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

b) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

7.4. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2,3$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

7.5. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la supère structure.
- Le tassement du sol.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

7.6. Dimensionnement

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures.

On commence par les semelles isolées, si elles ne sont pas vérifiées on passe aux semelles filantes et on fini par le radier générales.

a) Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

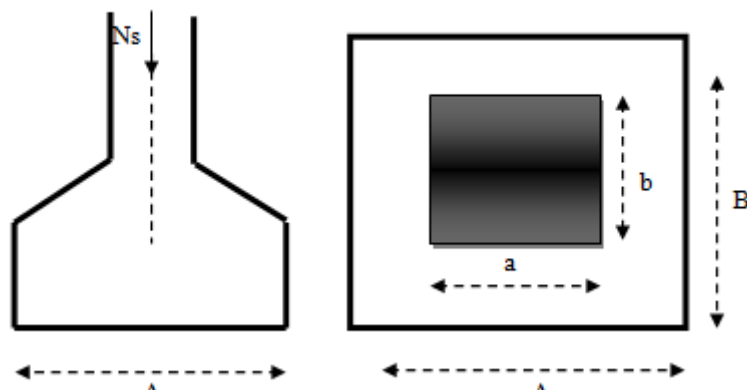


Figure 7-1 dimensionnement d'une fondation.

Exemple de calcul

$$N_{ser} = 2333.77 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2333.77}{230}} = 3.18\text{m}$$

$$\Rightarrow A = B = 3.5\text{m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes

➤ **Semelles filantes sous voiles**

Elles sont dimensionnées à l'**ELS** sous l'effort normal N_s , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la semelle sous voile

G : Charge permanent à la base du voile considéré

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous

Tableau 7-1 Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S= B x L (m²)
VL₁	1337,48	2,50	2,32	5,8
VL₂	1239,30	2,00	2,69	5,38
VL₃	1667,37	2,50	2,89	7,225
VL₄	1646,58	2,00	3,57	7,14
VL₅	1471,65	2,00	3,19	6,38
VL₆	2227,63	2,00	4,84	9,68
VL₇	2333,77	2,00	5,07	10,14
VL₈	1073,40	1,48	3,15	4,662
VL₉	2016,48	2,00	4,38	8,76
VL₁₀	1603,89	2,00	3,48	6,96
VL₁₁	1624,13	2,50	2,82	7,05
VL₁₂	1190,44	2,00	2,5	5
VL₁₃	1285,93	2,50	2,57	6,425
				$\Sigma = 90,602$

Tableau 7-2 Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal).

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S= B x L (m²)
VL₁	1283,75	2,00	2,79	5,58
VL₂	1219,07	2,00	2,65	5,30
VL₃	1677,40	1,60	4,56	7,29
VL₄	1722,29	2,00	3,74	7,49
VL₅	2024,73	1,60	5,50	8,80
VL₆	1471,66	1,60	4,00	6,40
VL₇	1751,01	1,60	4,76	7,61
VL₈	2227,65	1,60	6,05	9,69
VL₉	2333,79	1,60	6,34	10,15
VL₁₀	1027,73	2,10	2,13	4,47
VL₁₁	1074,06	2,10	2,22	4,67
VL₁₂	1724,67	1,60	4,69	7,50
VL₁₃	1523,27	1,60	4,14	6,62
VL₁₄	2016,67	1,60	5,48	8,77
VL₁₅	1613,55	2,00	3,51	7,02
VL₁₆	1224,13	1,60	3,33	5,32
VL₁₇	1192,89	2,00	2,59	5,19
VL₁₈	1214,63	2,00	2,64	5,28
				$\Sigma = 123,14$

La surface des semelles filantes sous les voiles est : $S_v = 90,602 + 123,14 = 213,74 \text{ m}^2$.

➤ **Semelles filantes sous poteaux**

● **Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

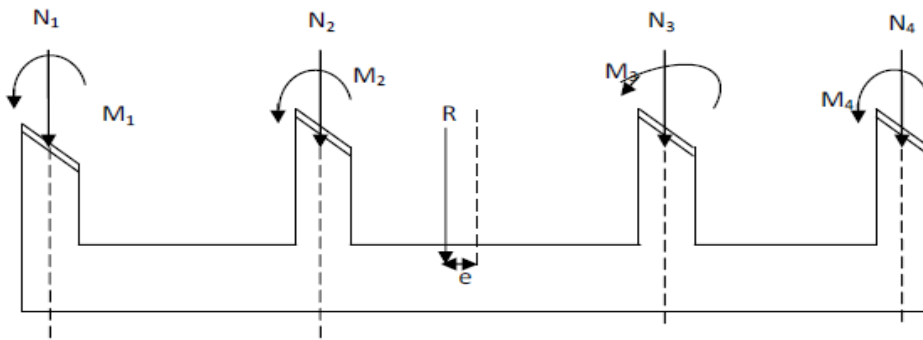


Figure 7-2 Distribution des sollicitations.

• **Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

• **Application (sur une partie de la structure pour raison de symétrie)**

Tableau 7-3 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

Poteaux	N=G+Q	M _i (KN.m)	e _i (m)	N × e _i (KN.m)
1	1441,83	9.191	-10,715	-15449,20
2	1722,29	-2,049	-6,715	-11565,17
3	1646,56	-1,492	-2,065	-3400,14
4	2042,73	1,503	2,065	5239,60
5	1471,65	1,74	7,215	10617,95
6	1309,62	-2, ;296	10,715	14032,5
somme	R= 9634,68	6,597		-524,46

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = 0,055 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e vaut: 0.055 m.

• Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

On a : $e = 0,55 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{21,43}{6} = 3,57 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{9634,68}{21,43} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,055)}{21,43} \right) = 442,66 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{9634,68}{21,43} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,055)}{21,43} \right) = 456,51 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{9634,68}{21,43} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,055)}{21,43} \right) = 453,05 \text{ KN/ml}$$

• Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{453,05}{230} = 1,96 \text{ m}$$

Donc on opte pour $B = 2 \text{ m}$.

On aura : $S = 2 \times 21,43 = 42,86 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 42,86 \times 6 = 257,16 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 257,16 + 213,74 = 470,09 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = 473,60 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{470,09}{473,60} \times 100 = 99,42\%$$

Donc : $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

7.7. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- ✓ Facilité de coffrage.
- ✓ Rapidité d'exécution.

7.7.1. pré dimensionnement du radier

a) Epaisseur du tablier

• Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir minimum 25 cm ($h_{min} = 25$ cm)

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \quad , \text{ avec } L_{max} = 4,65 \text{ m}$$

L_{max} : Portée maximale.

$$h_d \geq \frac{465}{20} = 23,25 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h_d = 40 \text{ cm}$$

b) Hauteur des nervures

• Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$L_{max} = 4,65 \text{ m} \rightarrow \frac{465}{8} = 58,12 \leq h \leq \frac{465}{5} = 93$$

• Selon la condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

E : Module de déformation longitudinale déformée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,65\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,94\text{m}$$

On prend :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } h_n = 100 \text{ cm}$$

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad 40 \leq b_n \leq 70$$

$$\longrightarrow b_n = 70 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$$h_n = 100 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la nervure})$$

$$h_d = 40 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la dalle})$$

$$b_n = 70 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la nervure})$$

c) Le débord

Détermination des efforts

• Charge revenant à la superstructure

$$\text{Charge permanente de la structure : } G = 67059,4 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation de la structure : } Q = 12291,25 \text{ KN}$$

• Combinaison d'actions :

À l'ELU:

$$N_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 67059,4 + 1,5 \times 12291,25 = 108967,065 \text{ KN}$$

À l'ELS :

$$N_S = G + Q = 67059,4 + 12291,25 = 79350,65 \text{ KN}$$

• **Détermination de la surface du radier :**

À l'ELU:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{108967,065}{1,33 \times 230} = 356,21 \text{ m}^2$$

À l'ELS:

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{79350,65}{230} = 345 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{nec}}^{\text{ELU}} , s_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 356,21 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 473,6\text{m}^2 > S_{\text{rad}} = 356,21 \text{ cm}^2$$

Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 60 \text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = (21,43 \times 0,6 \times 2) + (22,1 \times 0,6 \times 2) + (0,6 \times 0,6 \times 4) = 53,67 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 473,6 + 53,67 = 527,27 \text{ m}^2$

7.7.2. Calcul des sollicitations à la base du radier

a) Charges permanentes

Poids du bâtiment : $G = 69516,99\text{KN}$

Poids de radier :

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} h_d \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 527,27 \times 0,40 \times 25 = 5272,7 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \cdot \sum(L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,60 \times (1 - 0,40) \times 25 \times (21,43 \times 6 + 22,1 \times 7) = 2549,52 \text{ KN}$$

Poids de TVO:

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum(L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,60 \times (21,43 \times 6 + 22,1 \times 7) = 169,96 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (527,27 - 169,96) \times (1 - 0,40) \times 17 = 3644,56 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_p \text{ dalle flottante} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 527,27 \times 0,1 \times 25 = 1318,17 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 5272,7 + 2549,52 + 3644,56 + 1318,17 = 12784,95 \text{ KN}$$

b) Surcharges d'exploitations

Surcharge de bâtiment : $Q = 12291,25 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 4 \times 527,27 = 2109,08 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 69516,99 + 12784,95 = 82301,94 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 12291,25 + 2109,08 = 14400,33 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions

À l'ELU:

$$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 82301,94 + 1,5 \times 14400,33 = 132708,114 \text{ KN}$$

À l'ELS:

$$N_S = G + Q = 82301,94 + 14400,33 = 96702,27 \text{ KN}$$

D'où: $N_u = 132708,114 \text{ KN}$

$$N_s = 96702,27 \text{ KN}$$

7.7.3. Vérifications

a) Vérification à la contrainte de cisaillement

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{V_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $b=100 \text{ cm}$; $d=0,9h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_U^{\text{max}} = \frac{q_u L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{132708,114 \times 1}{527,27} \times \frac{4,65}{2} = 585,17 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{585,17 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

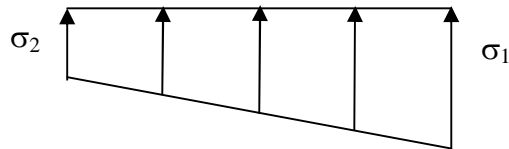
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

À l'ELU:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

À l'ELS:

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

$$\sigma_{sol} = 230 \text{ KN/m}^2$$

Calcul du centre de gravite du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = 10,715 \qquad Y_G = 11,05$$

Avec :

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21,43 \times 22,1^3}{12} = 19276,036 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{22,1 \times 21,43^3}{12} = 18124,98 \text{ m}^4$$

- **Sens longitudinal**

$$M_X = 107575,801 + 3849,16 \times 1 = 111424,961 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{132708,114}{527,27} + \frac{111424,961}{18124,98} \times 10,715 = 317,56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{132708,114}{527,27} - \frac{111424,961}{18124,98} \times 10,715 = 185,81 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 317,56 + 185,81}{4} = 284,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 284,62 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 230 = 305,9 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{96702,27}{527,27} + \frac{111424,961}{18124,98} \times 10,715 = 249,27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{96702,27}{527,27} - \frac{111424,961}{18124,98} \times 10,715 = 117,53 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 249,27 + 117,53}{4} = 216,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 216,33 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 305,9 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal**

$$M_Y = 109328,224 + 3793,78 \times 1 = 113122,004 \text{ KN.m}$$

A l'ELU

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{132708,114}{527,27} + \frac{113122,004}{19276,036} \times 11,05 = 316,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{132708,114}{527,27} - \frac{113122,004}{19276,036} \times 11,05 = 186,84 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 316,53 + 186,84}{4} = 284,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 284,10 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 305,9 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{96702,27}{527,27} + \frac{113122,004}{19276,036} \times 11,05 = 248,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{96702,27}{527,27} - \frac{113122,004}{19276,036} \times 11,05 = 118,55 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 248,24 + 118,55}{4} = 215,81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 215,81 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 305,9 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL 91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'E.L.U pour le poteau ou voile le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan

du feuillet moyen du radier ;

h : Hauteur de la nervure ;

a : Épaisseur du voile ou du poteau ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

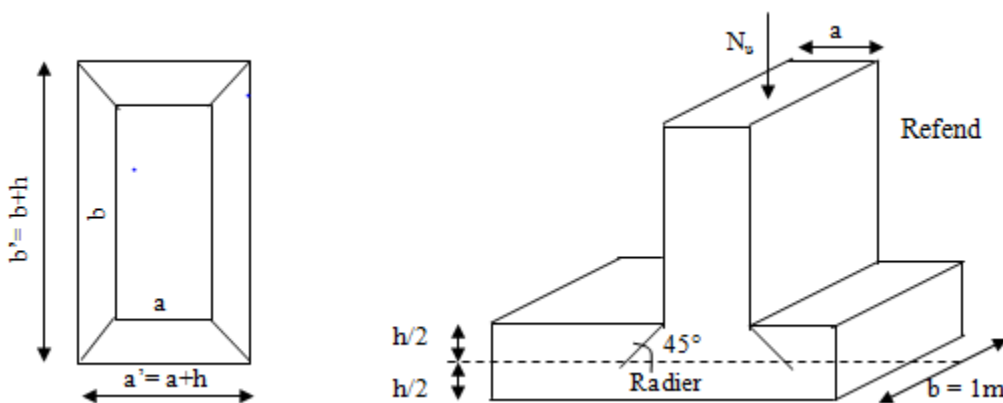


Figure 7-3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

• Calcul du Périmètre utile μ_c

- Les Poteaux

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,6 + 0,6 + (2 \times 1)) = 6,4 \text{ m} ;$$

- **Les Voiles:**

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 1)) = 6,4 \text{ m} ;$$

• **Vérification pour les poteaux :**

Avec : $N_u = 1192,05 \text{ N}$

$$N_u = 1192,05 \text{ kN} < \frac{(0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25 \times 10^3)}{1,5} = 4800 \text{ kN}$$

• **Vérification pour les voiles :**

Avec : $N_u = 1038,3 \text{ kN}$

$$N_u = 1038,3 \text{ kN} < \frac{(0,045 \times 6,4 \times 1 \times 25 \times 10^3)}{1,5} = 4800 \text{ kN}$$

7.7.4. Ferrailage du radier

7.7.5. Ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre cotés,

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, en adopte la même section d'armatures en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 3,72 \text{ m}$ et $l_y =$

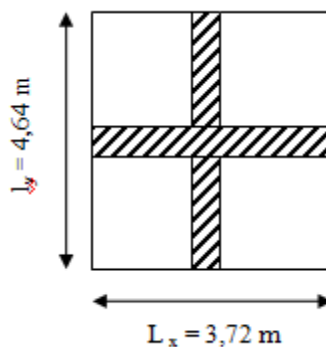


Figure 7-4 Entre axes du panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,72}{4,64} = 0,8$$

$0.4 \leq \rho = 0,8 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustraira de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 284,62$$

La contrainte moyenne max à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{sup} + \sigma_{inf}}{4} = 216,33$$

D'où :

E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(284,62 - \frac{12784,95}{527,27} \right) \times 1m = 260,37 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(216,33 - \frac{12784,95}{527,27} \right) \times 1m = 192,08 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul a L'ELU**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

Moments isostatique

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0565 \times 260,37 \times 3,72^2 = 203,57 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,595 \times 203,57 = 121,124 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient :

0,85 : pour les moments en travées de rives.

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30 : pour les moments sur appuis de rives.

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 203,57 = 173,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 121,24 = 102,95 \text{ KN.m}$$

-Moments aux appuis intermédiaires:

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 203,57 = -101,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 121,24 = -60,56 \text{ KN.m}$$

-Moments sur appuis de rives :

$$M_{ax} = -0,3 M_{0x} = -0,3 \times 203,57 = -61,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_{0y} = -0,3 \times 121,24 = -36,33 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 37,5 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 34,8 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad ; \quad A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tableau 7-4 Ferraillage du radier.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	101,78	0,05	0,974	SSA	8	8HA12 = 9,05	15
	Travée	173,03	0,086	0,955	SSA	13,88	8HA16 = 16,08	15
yy	Appuis	60,56	0,03	0,985	SSA	4,71	8HA10 = 6,28	15
	travée	102,95	0,051	0,973	SSA	8,1	8HA12 = 9,05	15

7.7.6. Vérification à L'ELU

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$$

$$A_{\min} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Tableau 7-5 Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	9,05	4,52	Condition vérifiée
	Travée	16,08		Condition vérifiée
yy	Appuis	6,28		Condition vérifiée
	travée	9,05		Condition vérifiée

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Dans le sens xx

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le sens yy

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$p = q_{\text{um}} l_x l_y = 260,37 \times 3,72 \times 4,64 = 4494,19 \text{ KN/m}^2$$

Sens x-x :

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{4494,19}{3 \times 4,64} = 322,85 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{4494,19}{2 \times 4,64 + 3,72} = 345,70 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{345,70 \times 10^{-3}}{1 \times 0,375} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,93 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

7.7.7. Vérification à L'ELS

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite :

$$a = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\rho = 0,8 \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

Moments isostatique

Suivant (x-x) :

$$M_{sx} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0632 \times 192,08 \times 3,72^2 = 167,99 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{sy} = \mu_y M_{sx} = 0,710 \times 167,99 = 119,27 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis intermédiaires

$$M_{sa} = 0,5 M_{s \text{ max}}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 167,99 = 83,99 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_{st} = - 0,85 M_{s \text{ max}}$$

$$M_{st} = - 0,85 \times 167,99 = -142,79 \text{ KN.m}$$

Moments sur appuis de rives

$$M_{sa} = 0,3 M_{s \text{ max}}$$

$$M_{sa} = 0,3 \times 167,99 = 50,39 \text{ KN.m}$$

✓ **Aux appuis intermédiaires**

$$\mu = 0,042 \rightarrow a = 0,0536$$

$$a = 0,0536 < \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355$$

✓ **Aux appuis de rives**

$$\mu = 0,025 \rightarrow a = 0,0330$$

$$a = 0,033 < \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355$$

✓ **En travées**

$$\mu = 0,071 \rightarrow a = 0,0935$$

$$a = 0,0935 < \frac{1,21-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,355$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

7.7.8. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

a) Sollicitation de calcul

A l'ELU

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{260,37 \times 0,60^2}{2} = 46,86 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

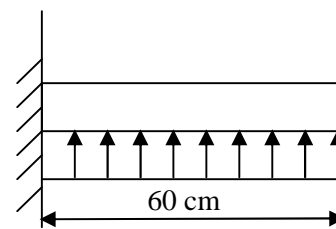


Schéma statique du débord.

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{192,08 \times 0,60^2}{2} = 34,57 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures

- Armature principales

$$b = 1 \text{ m}; d = 37,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{46,86 \times 10^3}{100 \times 37,5^2 \times 14,2} = 0,0023 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0023 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{46,86 \times 10^3}{0,998 \times 37,5 \times 348} = 3,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}10 = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

• Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37,5 \times 2,1}{400} = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{46,86}{34,57} = 1,35$$

$$\mu = 0,0023 \rightarrow a = 0,0050$$

$$a = 0,0050 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,425 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

7.7.9. Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (l_m), et le même effort tranchant (l_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal

Moment fléchissant : $l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant : $l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

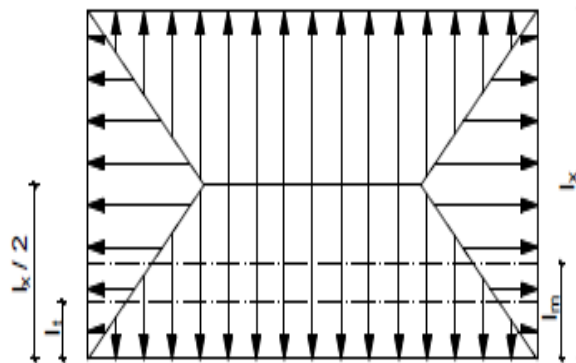


Figure 7-5 Répartition trapézoïdale.

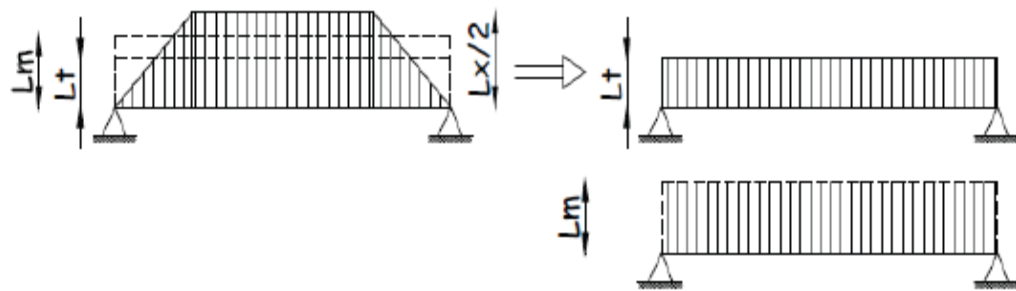


Figure 7-6 Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0,333x l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0,25 \times l_x$

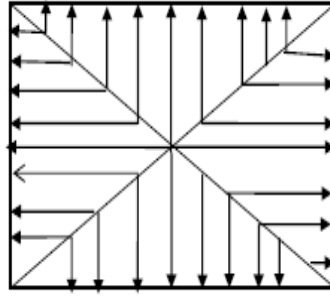


Figure 7-7 Répartition triangulaire.

a) Déterminations des charges

$$q_u = 260,37$$

$$q_s = 192,08$$

Pour les moments fléchissant

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Remarque

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinale : Nervure (file 1)

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	4	3,6	0,90	Trapezoidal	1,31	1,07	260,37	192,08	342,13	685,42	252,39	505,64	278,86	556,20	205,72	410,32
	2	4	3,65	0,91	Trapezoidal	1,32	1,07	260,37	192,08	343,29		253,25		277,35		204,60	
B - C	1	4,65	3,6	0,77	Trapezoidal	1,44	1,26	260,37	192,08	375,03	752,61	276,67	555,22	328,21	657,00	242,13	484,68
	2	4,65	3,65	0,78	Trapezoidal	1,45	1,26	260,37	192,08	377,58		278,55		328,79		242,55	
C - D	1	4,63	3,6	0,78	Trapezoidal	1,44	1,26	260,37	192,08	374,22	750,96	276,07	554,00	327,00	654,52	241,23	482,85
	2	4,63	3,65	0,79	Trapezoidal	1,45	1,26	260,37	192,08	376,74		277,93		327,52		241,62	
D - E	1	4,65	3,6	0,77	Trapezoidal	1,44	1,26	260,37	192,08	375,03	752,61	276,67	555,22	328,21	657,00	242,13	484,68
	2	4,65	3,65	0,78	Trapezoidal	1,45	1,26	260,37	192,08	377,58		278,55		328,79		242,55	
E - F	1	3,5	3,6	0,97	Triangulaire	1,17	0,88	260,37	192,08	303,46	606,92	223,87	447,74	227,82	455,65	168,07	336,14
	2	3,5	3,65	0,96	Triangulaire	1,17	0,88	260,37	192,08	303,46		223,87		227,82		168,07	

Tableau 7-6 charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal: Nervure (file1)

travée	panneau	L _x	L _y	ρ	charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s	Q _u	ΣQ _u	Q _s	ΣQ _s
1-2	1	4,65	4,05	0,87	Triangulaire	1,35	1,01	260,37	192,08	351,15		259,05		263,62		194,48	
	2	4,63	4,05	0,87	Triangulaire	1,35	1,01	260,37	192,08	351,15	702,30	259,05	518,10	263,62	527,25	194,48	388,96
2-3	1	4,65	3,4	0,73	Triangulaire	1,13	0,85	260,37	192,08	294,79		217,47		221,31		163,27	
	2	4,63	3,4	0,73	Triangulaire	1,13	0,85	260,37	192,08	294,79	589,58	217,47	434,95	221,31	442,63	163,27	326,54
3-4	1	4,65	3,6	0,77	Triangulaire	1,20	0,90	260,37	192,08	312,13		230,27		234,33		172,87	
	2	4,63	3,6	0,78	Triangulaire	1,20	0,90	260,37	192,08	312,13	624,26	230,27	460,53	234,33	468,67	172,87	345,74
4-5	1	4,65	3,65	0,78	Triangulaire	1,22	0,91	260,37	192,08	316,47		233,46		237,59		175,27	
	2	4,63	3,65	0,79	Triangulaire	1,22	0,91	260,37	192,08	316,47	632,93	233,46	466,93	237,59	475,18	175,27	350,55
5-6	1	4,65	3,6	0,77	Triangulaire	1,20	0,90	260,37	192,08	312,13		230,27		234,33		172,87	
	2	4,63	3,6	0,78	Triangulaire	1,20	0,90	260,37	192,08	312,13	624,26	230,27	460,53	234,33	468,67	172,87	345,74
6-7	1	4,65	3,8	0,82	Triangulaire	1,27	0,95	260,37	192,08	329,47		243,06		247,35		182,48	
	2	4,63	3,8	0,82	Triangulaire	1,27	0,95	260,37	192,08	329,47	658,94	243,06	486,12	247,35	494,70	182,48	364,95

Tableau 7-7 charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

Détermination des sollicitations

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

Sens longitudinal (x-x)

à l'ELU

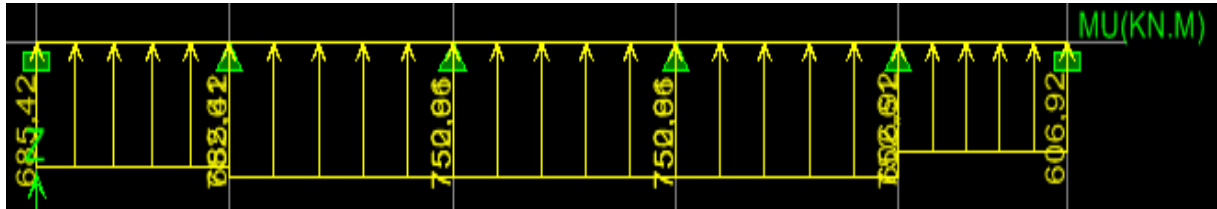


Figure 7-8 Le chargement du moment à l'ELU.

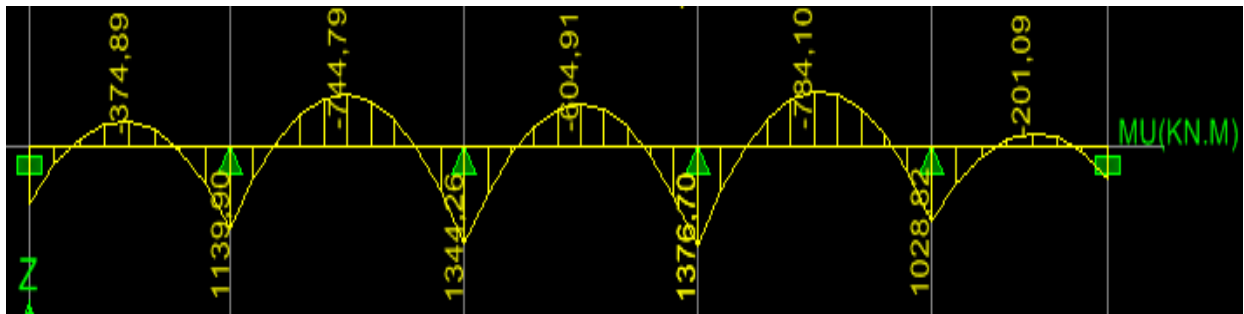


Figure 7-9 Diagramme des moments fléchissant(ELU).

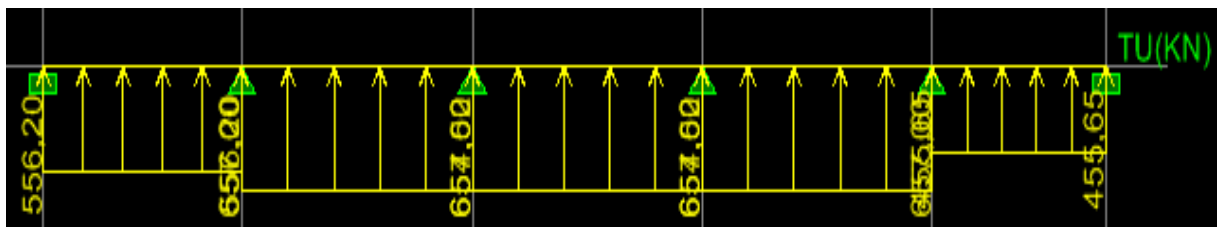


Figure 7-10 Le chargement de l'effort tranchant à l'ELU.



Figure 7-11 Diagramme des efforts tranchants (ELU).

à l'ELS

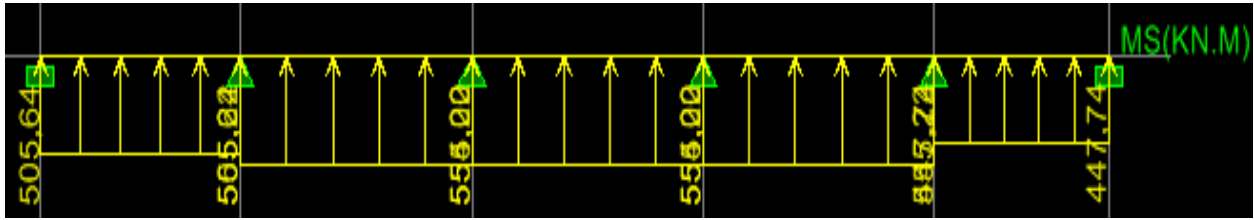


Figure 7-12 Le chargement du moment à l'ELS.

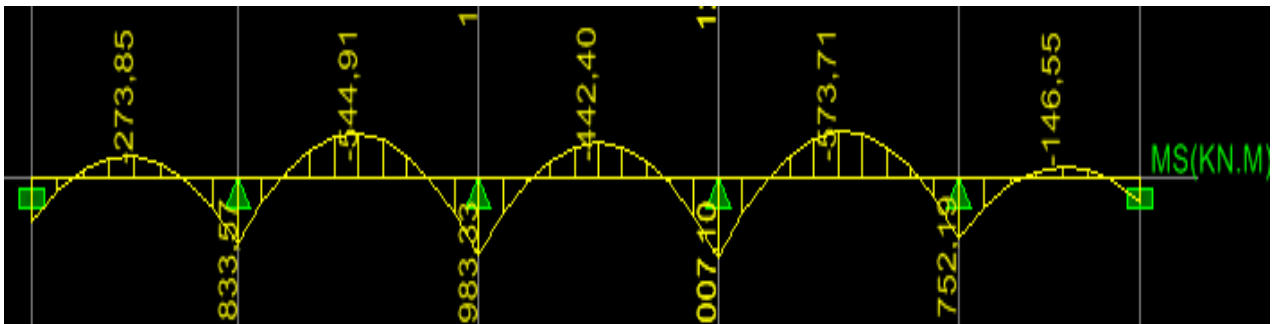


Figure 7-13 Diagramme des moments fléchissant(ELS).

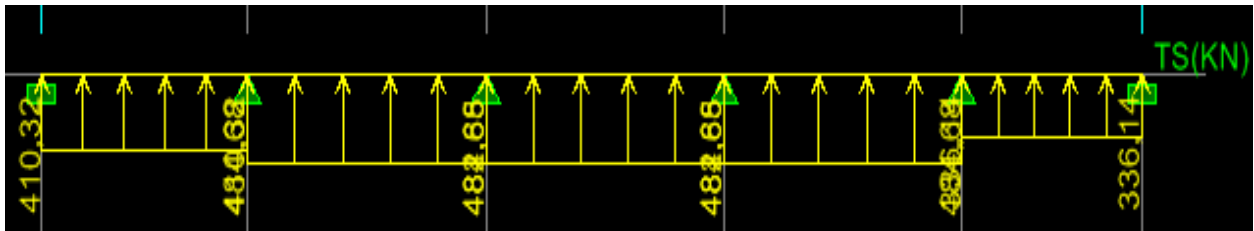


Figure 7-14 Le chargement de l'effort tranchant à l'ELS.

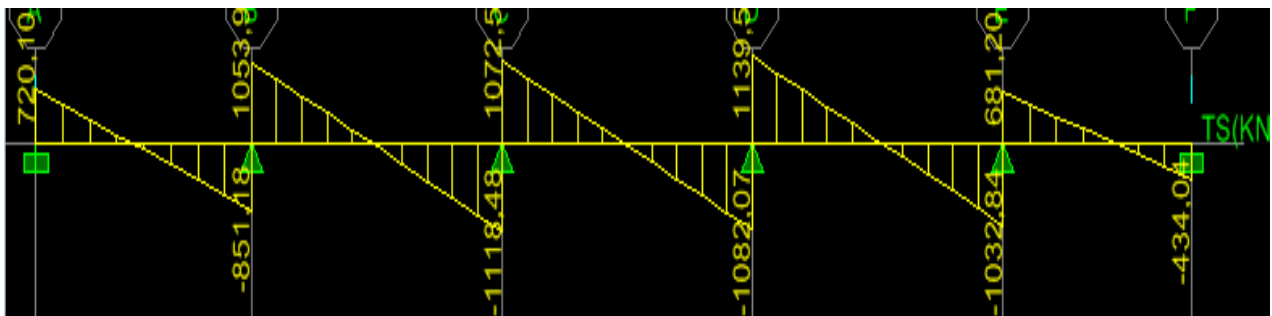


Figure 7-15 Diagramme des efforts tranchants (ELS).

Sens transversal (y-y)
à l'ELU

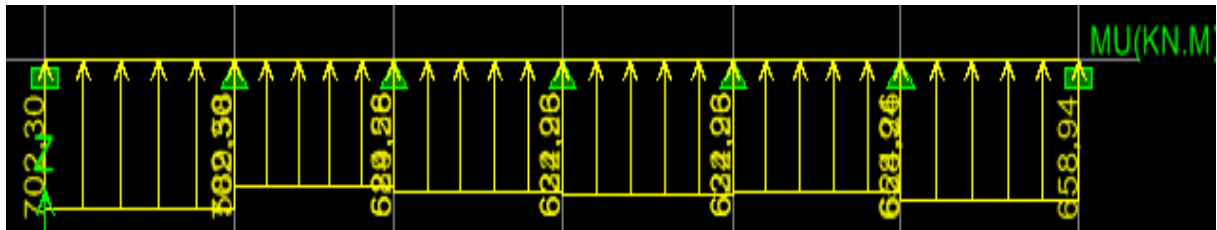


Figure 7-16 Le chargement du moment à l'ELU.

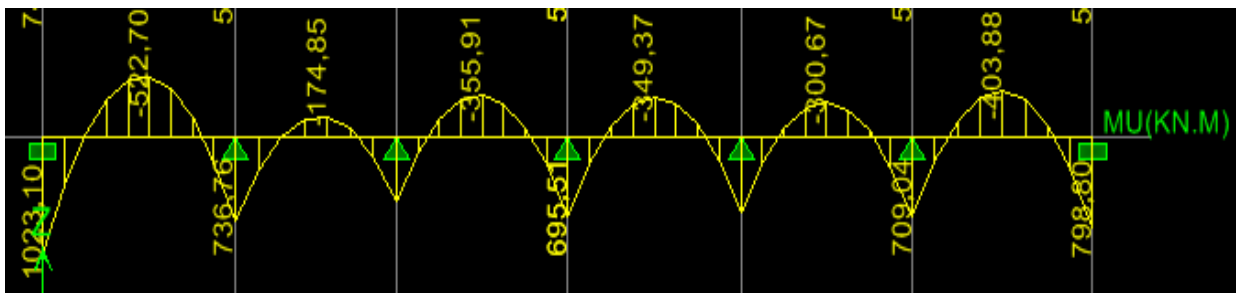


Figure 7-17 Diagramme des moments fléchissant(ELU).

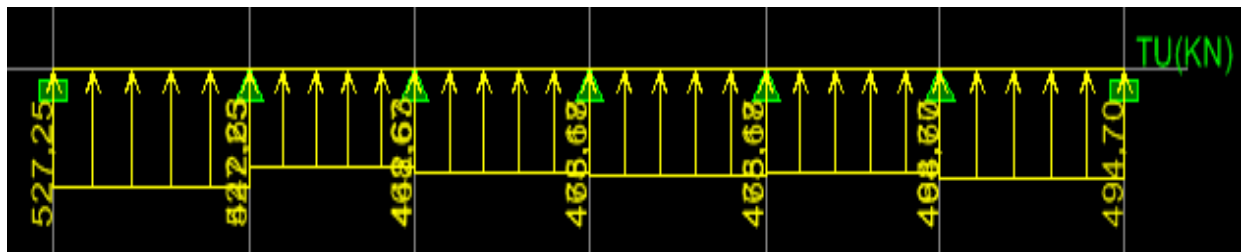


Figure 7-18 Le chargement de l'effort tranchant à l'ELU.

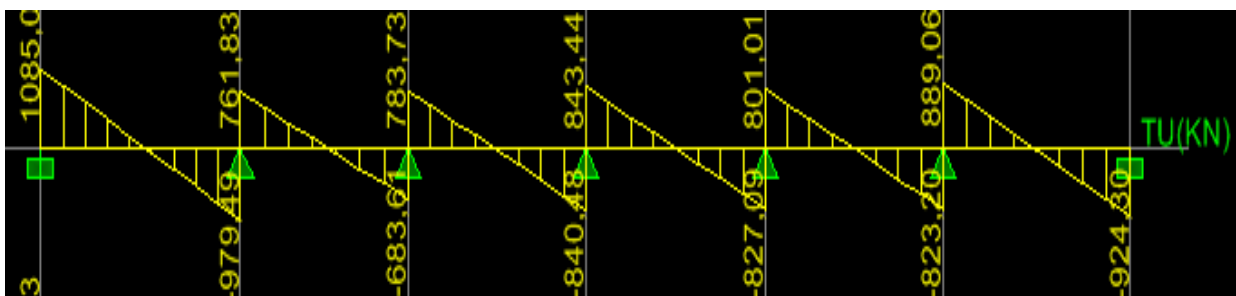


Figure 7-19 Diagramme des efforts tranchants (ELU).

à l'ELS

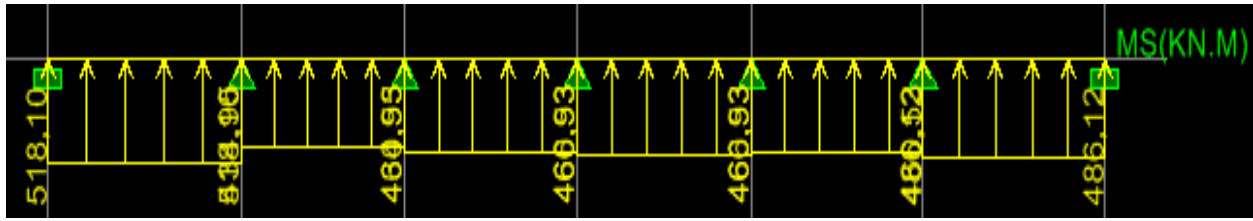


Figure 7-20 Le chargement du moment à l'ELS.

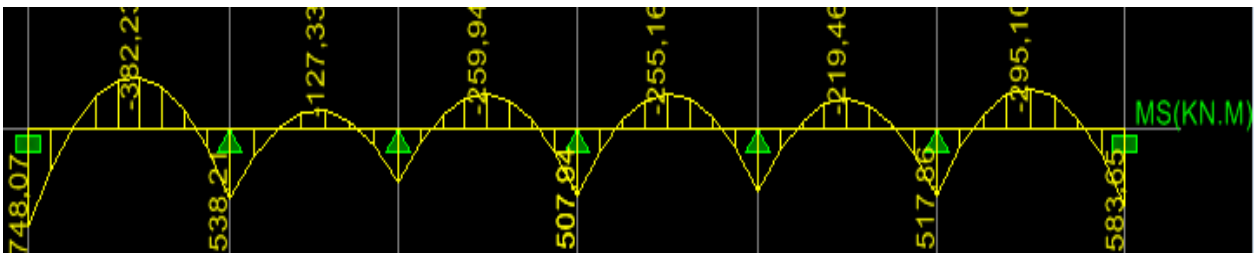


Figure 7-21 Diagramme des moments fléchissant(ELS).

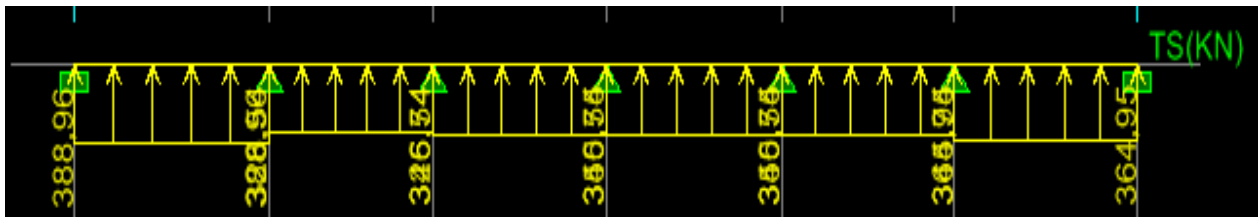


Figure 7-22 Le chargement de l'effort tranchant à l'ELS.

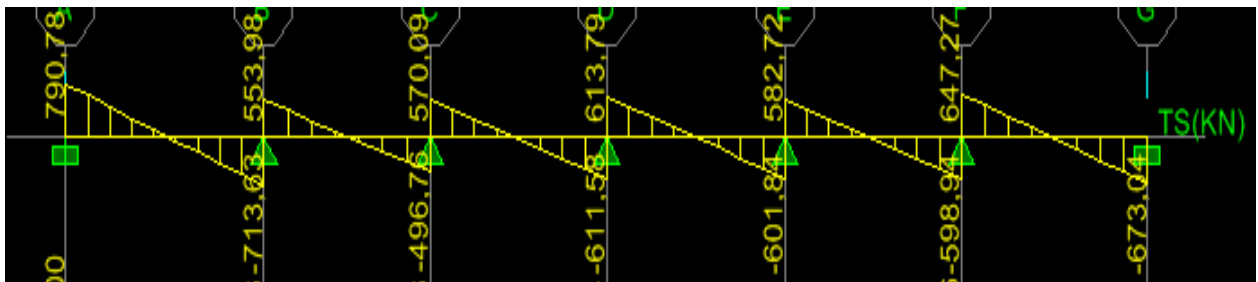


Figure 7-23 Diagramme des efforts tranchants (ELS).

Tableau 7-8 Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	1376,70	1007,10	1023,10	748,07
M_{tmax} (KN.m)	784,10	573,71	522,70	382,23
T_{max} (KN)	1559,67	1139,5	1085	790,78

Calcul des Armatures

Armatures longitudinales $b=70$ cm $d= 95$ cm $f_{bc}=14,2$ MPa $\sigma_s=34,8$ MPa

Tableau 7-9 Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_b	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Xx	Appuis	1376,70	0,15	0,918	SSA	42,02	7HA20 Fil +7HA20 Chap = 43,98
	Travée	784,10	0,087	0,954	SSA	24,85	7HA20Fil+2HA16Chap= 26,01
Yy	Appuis	1023,10	0,11	0,942	SSA	32,85	7HA20Fil +7HA16 Chap =36,06
	travée	522,70	0,058	0,970	SSA	16,29	7HA20Fil =21,99

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

• **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99)**

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

• **Espacement des armatures**

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 70 = 2,1 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t= 2HA14 =3,08\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Armatures de peau

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On opte pour : **2HA14= 3.08cm² (deux nappes)**

• Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 70 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 8,02 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 43,98 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8,02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 26,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8,02 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

- **Sens longitudinale** : $T_u^{\max} = 1559,67 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1559,67}{70 \times 95} = 0,23 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal**: $T_u^{\max} = 1085 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1085}{70 \times 95} = 0,16\text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Dans le béton

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau 7-10 Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
Xx	Appuis	43,98	1007,10	0,66	0,881	27,02	273,60	348	10,12	15	Cv
	Travée	26,01	573,71	0,39	0,903	36,55	257,12	348	7,03	15	Cv
Yy	Appuis	36,06	748,07	0,54	0,890	30,45	245,35	348	8,05	15	Cv
	travée	21,99	382,23	0,33	0,910	40,56	201,06	348	4,95	15	Cv

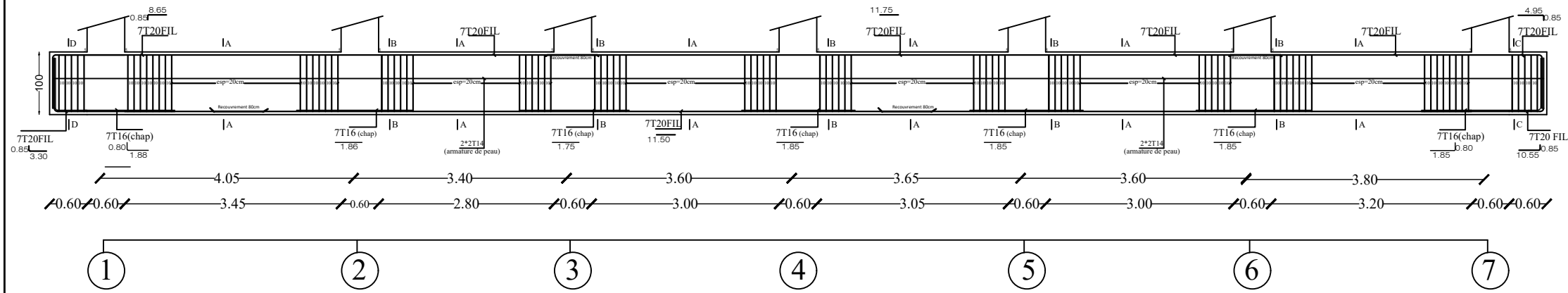
Chapitre 8 : Etude du mur plaque

8.1. Introduction

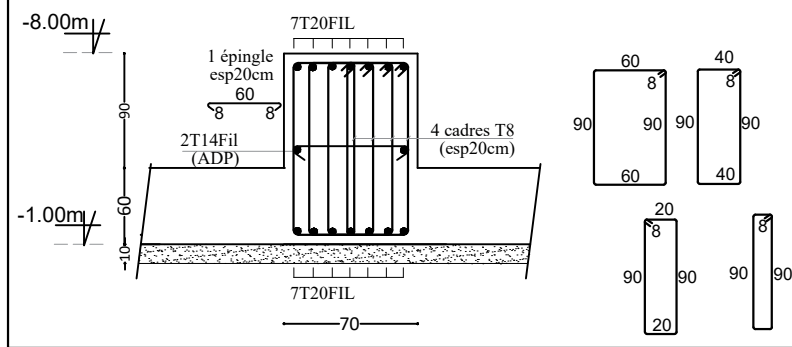
Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (70X100)cm²

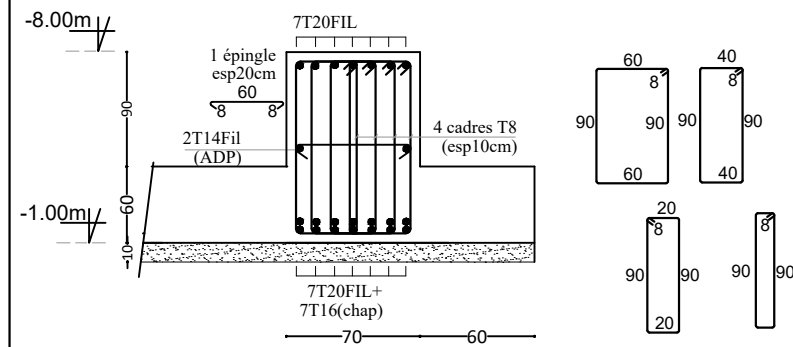
Axes 1, 2, 3, 4, 5 et 6



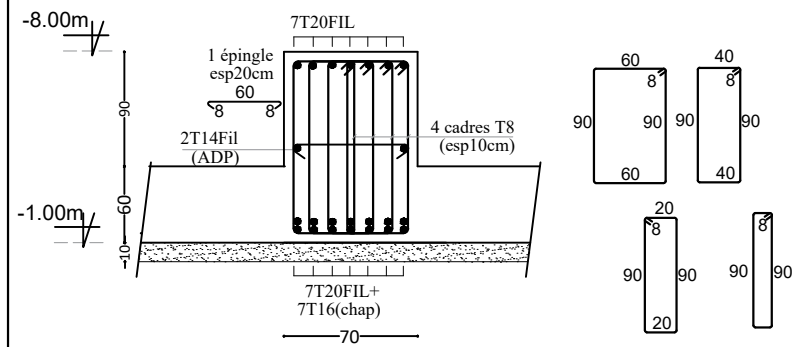
La Coupe A-A



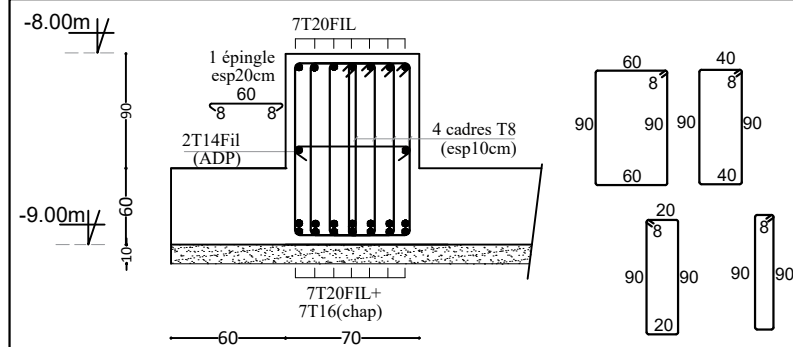
La Coupe C-C



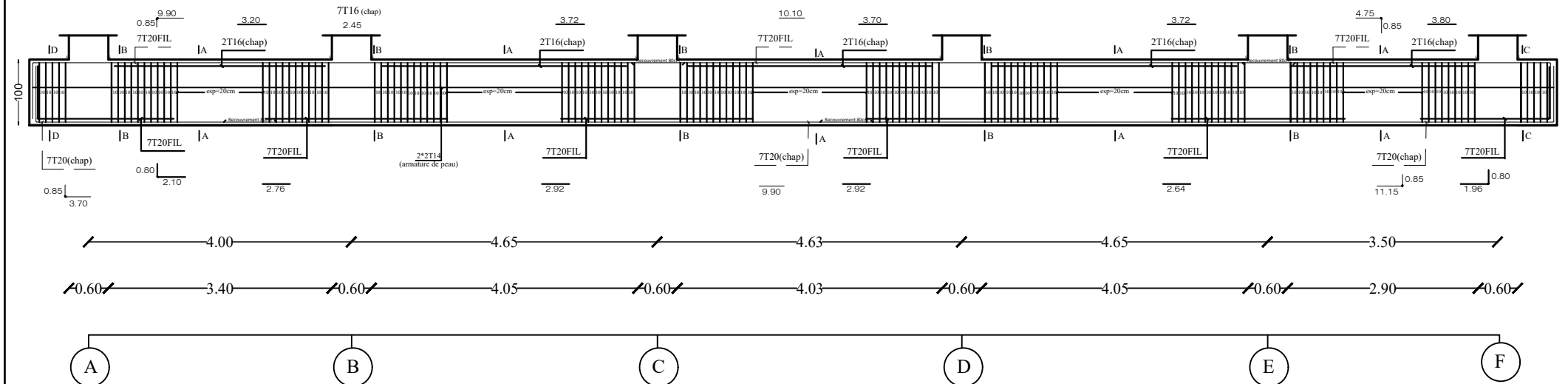
La Coupe B-B



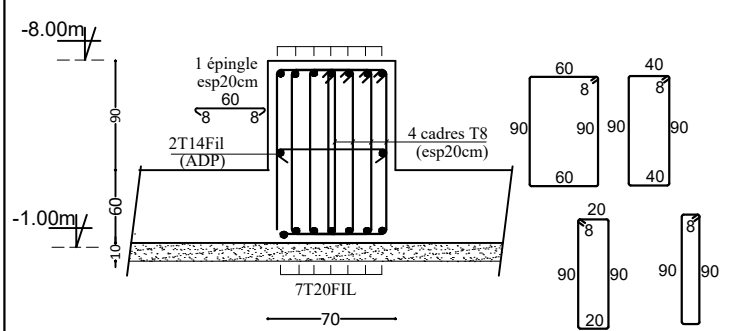
La Coupe D-D



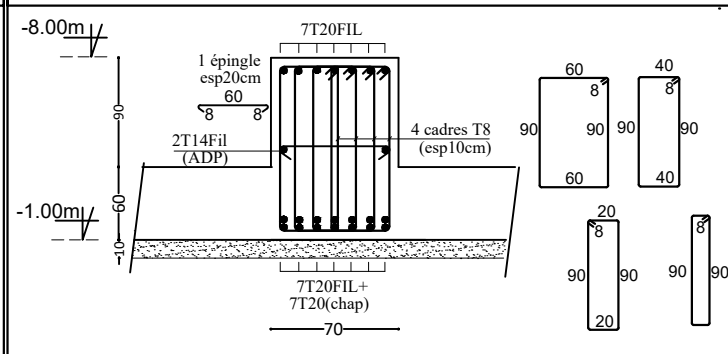
Axes A, B, C, D, E et F



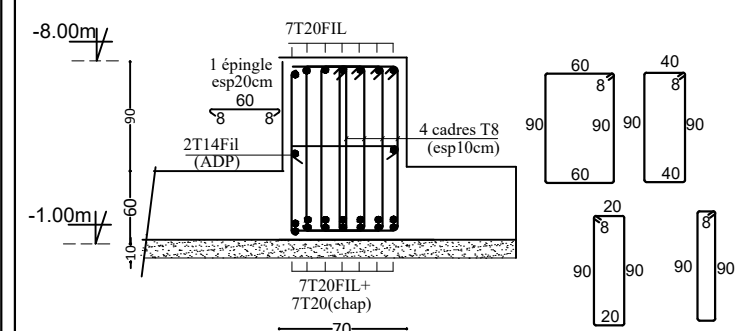
La Coupe A-A



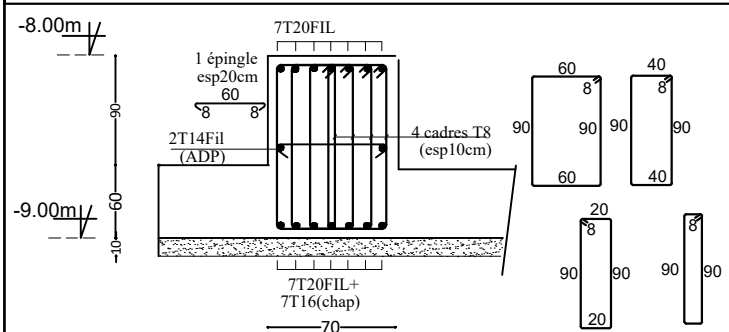
La Coupe B-B



La Coupe C-C



La Coupe D-D



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UNE TOUR
R+10+entre sol+S.Sol

FERRAILLAGE DE LA
NERVURE

Promotion:
2020-2021

8.2. Pré dimensionnement du mur plaque

D'après l'article (Art 10.1.2/ RPA99 version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

8.3. Méthode de calcul

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m.

8.4. Détermination des sollicitations

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont ; σ_h et σ_v tel que :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v \quad \text{et} \quad \sigma_v = q + \gamma \cdot h$$

Avec :

K_0 : Coefficient de poussée des terres. ($K_0 = 1 - \sin\varphi$)

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

8.5. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

- Poids volumique du sol $\gamma=18\text{kN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi=30^\circ$
- Cohésion $C=0$
- Surcharge éventuelle $q=10\text{kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{sol}} = 2,3$

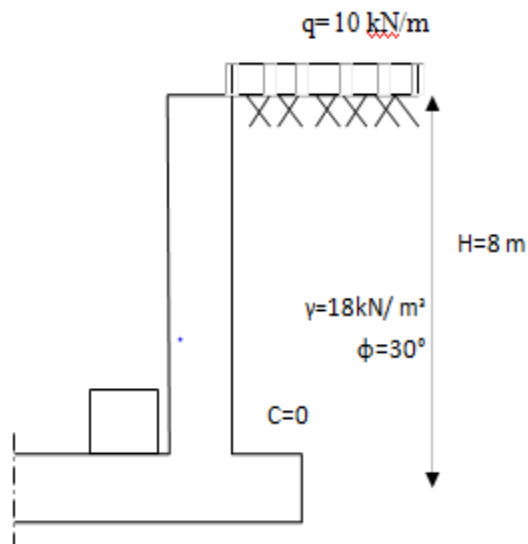


Figure 8-1 Schéma statique du mur plaque

Contrainte de la poussée des terres

Calcul de K_0

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

Dans notre cas on a deux murs plaque a calculer : 8m et 4m

8.6. 1^{er} cas de calcul du mur plaque : h=8m

8.6.1. Calcul à l'ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

Pour la couche 1: $0 \leq h \leq 4$ m

$$\sigma_{h1} = 0,5 (1,35 \times 18 \times h_1 + 1,5 \times 10) = 12,15 h + 7,5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4\text{m} \quad \sigma_{h1} = 56,1 \text{ kN/m}^2$$

Pour la couche 2: $4 \leq h \leq 8$ m

$$\sigma_{h2} = K_0 (1,35 \times \gamma \times h_2 + 1,35 \times \gamma \times h_1 + 1,5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0,5 (1,35 \times 18 \times h_2 + 1,35 \times 18 \times 4 + 1,5 \times 10) = 12,15 h + 56,1$$

$$h=0 \quad \sigma_{h2} = 56,1 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4\text{m} \quad \sigma_{h2} = 104,7 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes

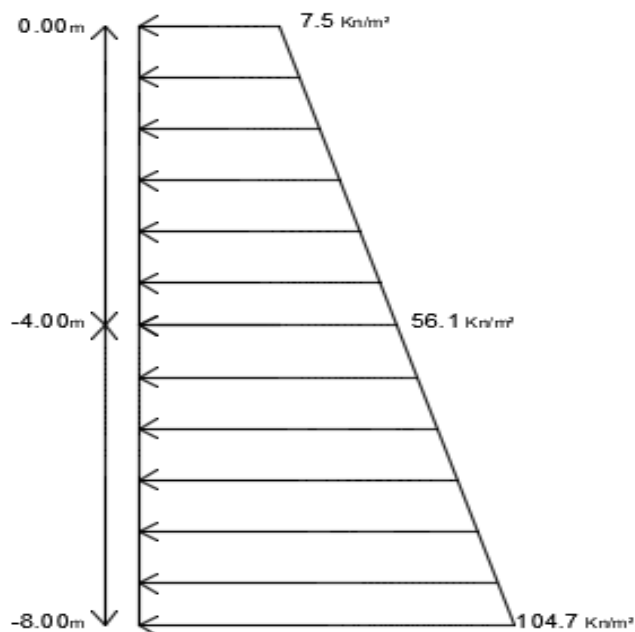


Figure 8-2 Diagramme des contraintes à l'ELU

8.6.2. Calcul à l'ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

Pour la couche 1: $0 \leq h \leq 4$ m

$$\sigma_{h1} = 0,5 (18 \times h_1 + 10) = 9 h + 5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h1} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4\text{m} \quad \sigma_{h1} = 41 \text{ kN/m}^2$$

Pour la couche 2: $4 \leq h \leq 8$ m

$$\sigma_{h2} = K_0 (\gamma \times h_2 + \gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{h2} = 0,5 (18 \times h_2 + 18 \times 4 + 10) = 9 h + 41$$

$$h=0 \quad \sigma_{h2} = 41 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4\text{m} \quad \sigma_{h2} = 77 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes

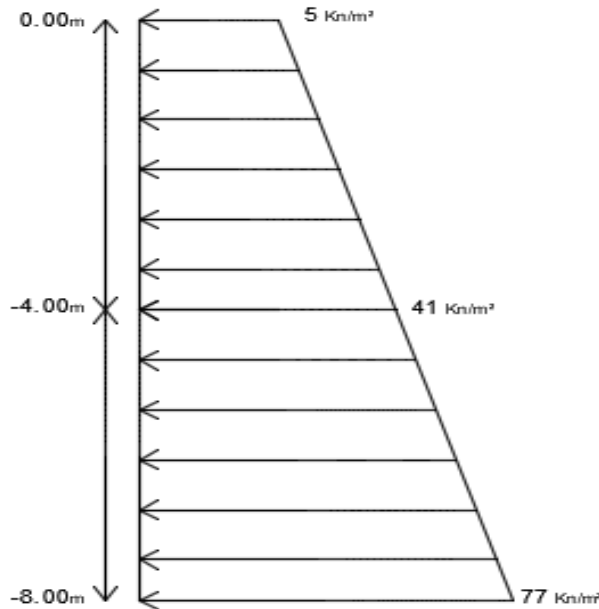


Figure 8-3 Diagramme des contraintes à l'ELS

-Charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{H1} + \sigma_{H2}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 104,7 + 7,5}{4} = 80,4 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = \frac{3 \sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 77 + 5}{4} = 59 \text{ KN/ ml.}$$

8.6.3. Ferrailage de mur plaque

-Identification des panneaux

$$L_x = 4\text{m}$$

$$L_y = 4,65\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,65}$$

$$\rho = 0,86$$

$0,4 < \rho = 0,86 < 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

-Calcul à l'ELU

$$\rho = 0,86$$

$$\mu_x = 0,0498$$

$$\nu = 0$$

$$\mu_y = 0,693$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0,0498 \times 80,4 \times (4)^2 = 64,06\text{kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,693 \times 64,06 = 44,39\text{kN.m}$$

-Correction des moments

Sens x-x : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 64,06 = 32,03 \text{ kN.m}$ En

travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 64,06 = 48,04 \text{ kN.m}$

Sens y-y : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 44,39 = 22,195\text{kN.m}$ En

travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 44,39 = 33,29 \text{ kN.m}$

-Calcul des armatures

$$b = 100\text{cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

Tableau 8-1 Ferrailage du mur plaque

Sens		Mu (kN.m)	μ	β	obs	Amin (cm ²)	As cal (cm ²)	A adp	St (cm)
X-X	Appuis	32,03	0,073	0,962	SSA	2,17	5,64	6HA14=9,23	20
	Travée	48,045	0,110	0,942	SSA	2,17	8,37	6HA14=9,23	20
Y-Y	Appuis	22,195	0,051	0,973	SSA	2,17	3,74	6HA12=6,78	20
	Travée	33,29	0,076	0,960	SSA	2,17	5,69	6HA12=6,78	20

-Recommandation du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8. $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm} ; h : \text{épaisseur du voile} = 20 \text{ cm}$.

8.6.4. Vérification à l'ELU

-Vérification de la condition de non fragilité

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

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens x-x :

$$A_{min} \geq b \times e \times \omega_0 \times \frac{(3-\rho)}{2}$$

$$A_{min} = 100 \times 20 \times 0,0008 \times \frac{(3-0,86)}{2} = 1,712 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{sa} &= 9,23 \text{ cm}^2 &> A_{min} &= 1,712 \text{ cm}^2 \\ A_{st} &= 9,23 \text{ cm}^2 &> A_{min} &= 1,712 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

Sens y-y :

$$\begin{aligned} A_{min} &= \omega_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 A_{sa} \\ &= 6,78 \text{ cm}^2 &> A_{min} &= 1,6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification des espacements

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

Sens x-x

$$\begin{aligned} St &\leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \\ St &= 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

Sens y-y

$$\begin{aligned} St &\leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \\ St &= 20 \text{ cm} < 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

-Vérification de la contrainte de cisaillement

Sens x-x

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{1495,44}{3 \times 4,65} = 107,2 \text{ KN} ; \text{ avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 1495,44 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{1495,44}{2 \times 4,65 + 4} = 112,43 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{V_{umx}}{b \times d} \leq r_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_c^{28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$r_u = \frac{112,4 \cdot 10}{1000 \times 180} = 0,62 \text{ MPa} < r_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

8.6.5. Vérification à l'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,65} = 0,86 \quad ; \quad v = 0,2 \quad \mu_x = 0,0569$$

$$\mu_y = 0,791$$

Calcul des moment M_{0x} et M_{0y}

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot s \cdot L^2 = 0,0569 \times 59 \times (4)^2 = 53,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,791 \times 53,71 = 42,48 \text{ KN.m}$$

Sens x-x

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 53,71 = 26,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 53,71 = 45,65 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_a = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 42,48 = 21,24 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0y} = 0,85 \times 42,48 = 36,108 \text{ KN.m}$$

-Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\text{adm}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K_* \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma = \frac{M}{\beta_1 d A_s} \quad \rho = \frac{100 A_s}{b d}$$

$$k = \frac{1}{k_1}$$

Tableau 8-2 Vérification des contraintes dans le béton

Sens		Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β ₁	k ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	obs
X-X	Appui	26,85	9,23	0,52	0,891	30,87	186,56	6,04	15	cv
	Travée	45,65	9,23	0,52	0,891	30,87	317,19	10,2	15	cv
Y-Y	Appui	21,24	6,78	0,38	0,904	37,08	198,02	5,34	15	cv
	Travée	36,10	6,78	0,38	0,904	37,08	320,79	8,65	15	cv

8.7. 2^{eme} Cas de calcul du mur plaque mur : h=4m

8.7.1. Calcul à l'ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

Pour la couche 1: $0 \leq h \leq 4$ m

$$\sigma_{h_1} = 0,5 (1,35 \times 18 \times h_1 + 1,5 \times 10) = 12,15 h + 7,5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h_1} = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4\text{m} \quad \sigma_{h_1} = 56,1 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes

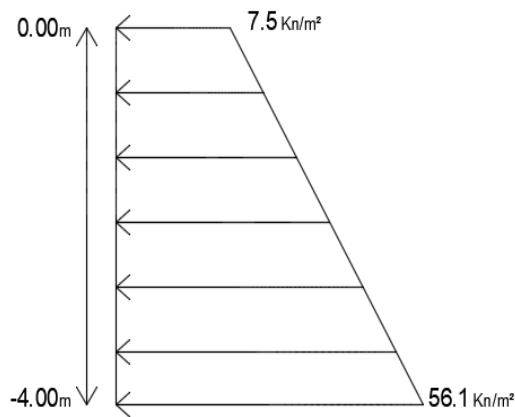


Figure 8-4 Diagramme des contraintes à l'ELU

8.7.2. Calcul à l'ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (\gamma \times h + q)$$

Pour la couche 1: $0 \leq h \leq 4$ m

$$\sigma_{h_1} = 0,5 (18 \times h_1 + 10) = 9 h + 5$$

$$h=0 \quad \sigma_{h_1} = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4\text{m} \quad \sigma_{h_1} = 41 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes

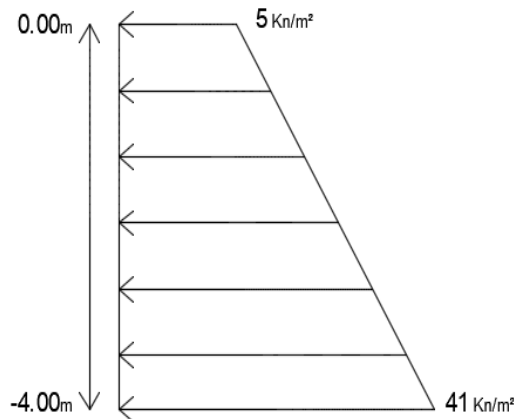


Figure 8-5 Diagramme des contraintes à l'ELS

Charges moyennes

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{H1} + \sigma_{H2}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 56.1 + 7.5}{4} = 43,95 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = \frac{3 \sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 41 + 5}{4} = 32 \text{ KN/ ml.}$$

8.7.3. Ferrailage de mur plaque

- Identification des panneaux

$$L_x = 4 \text{ m} \quad L_y = 4.65$$

$0,4 < \rho = 0,86 < 1 \dots\dots$ le panneau travaille dans les deux sens.

Calcul à l'ELU

$$\begin{aligned} \rho &= 0,86 & \mu_x &= 0,0498 \\ \nu &= 0 & \mu_y &= 0,693 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \rho &= 0,86 \\ \nu &= 0 \end{aligned}} \right\}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0498 \times 43,95 \times (4)^2 = 35,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,693 \times 35,01 = 24,26 \text{ kN.m}$$

Correction des moments

Sens x-x : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 35,01 = 17,5 \text{ kN.m}$ En travée : $M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 35,01 = 26,25 \text{ kN.m}$

Sens y-y : Aux appuis : $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 24,26 = 12,13 \text{ kN.m}$ En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 24,26 = 18,19 \text{ kN.m}$

Calcul des armatures

b= 100cm ; h=20 cm ; d=18 cm

Tableau 8-3 Ferrailage du mur plaque

Sens		Mu (kN.m)	μ	β	obs	Amin (cm ²)	As cal (cm ²)	A adp	St (cm)
X-X	Appuis	17,5	0,038	0,981	SSA	2,17	2,84	6HA10=4,71	20
	Travée	26,25	0,057	0,970	SSA	2,17	4,32	6HA14=4,71	20
Y-Y	Appuis	12,13	0,026	0,987	SSA	2,17	1,96	6HA12=4,71	20
	Travée	18,19	0,039	0,980	SSA	2,17	2,96	6HA12=4,71	20

-Recommandation du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.
b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

8.7.4. Vérification à l'ELU

-Vérification de la condition de non fragilité

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{4}{4,65}$$

$$\rho = 0,86$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

Sens x-x :

$$A_{min} \geq b \times e \times \omega_0 \times \frac{(3-\rho)}{2}$$

$$A_{min} = 100 \times 20 \times 0,0008 \times \frac{(3-0,86)}{2} = 1,712 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,712 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,712 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_{min} = \omega_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 A_{sa}$$

$$= 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification des espacements

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

Sens x-x

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 40\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-Vérification de la contrainte de cisaillement

Sens x-x

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{817,47}{3 \times 4,65} = 58,6 \text{ KN} ; \text{ avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 817,47 \text{ KN/m}^2$$

Sens y-y

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{817,47}{2 \times 4,65 + 4} = 61,46 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{V_u m_x}{b \times d} \leq r_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_c^{28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$r_u = \frac{61,46 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,34 \text{ MPa} < r_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

8.7.5. Vérification à l'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4,65} = 0,86 ; v = 0,2 \quad \mu_x = 0,0569$$

$$\mu_y = 0,791$$

-Calcul des moment M_{0x} et M_{0y}

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot s \cdot L^2 = 0,0569 \times 32 \times (4)^2 = 29,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,791 \times 29,13 = 23,04 \text{ KN.m}$$

Sens x-x

$$M_a = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 29,13 = 14,56 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times M_{0x} = 0,85 \times 29,13 = 24,76 \text{ KN.m}$$

Sens y-y

$$M_a = 0,5 \times \text{Moy} = 0,5 \times 23,04 = 11,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times \text{Moy} = 0,85 \times 23,04 = 19,58 \text{ KN.m}$$

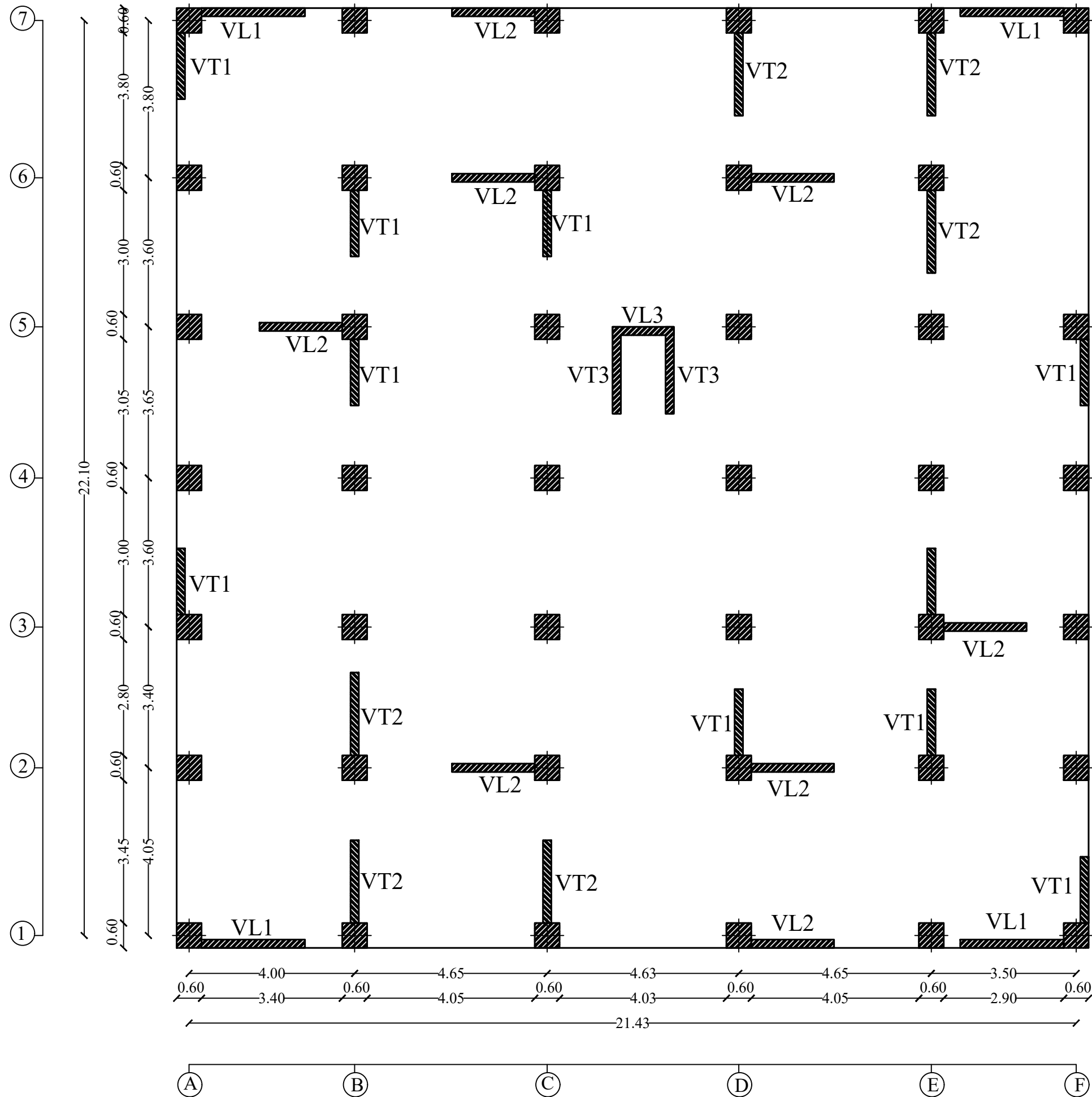
-Vérification des contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^{\overline{c}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Tableau 8-4 Vérification des contraintes dans le béton

Sens		Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β_1	k_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	obs
X-X	Appui	14,56	4,71	0,26	0,919	46,73	186,87	3,99	15	cv
	Travée	24,76	4,71	0,26	0,919	46,73	317,79	6,8	15	cv
Y-Y	Appui	11,52	4,71	0,26	0,919	46,73	147,85	3,16	15	cv
	Travée	19,58	4,71	0,26	0,919	46,73	251,3	5,37	15	cv

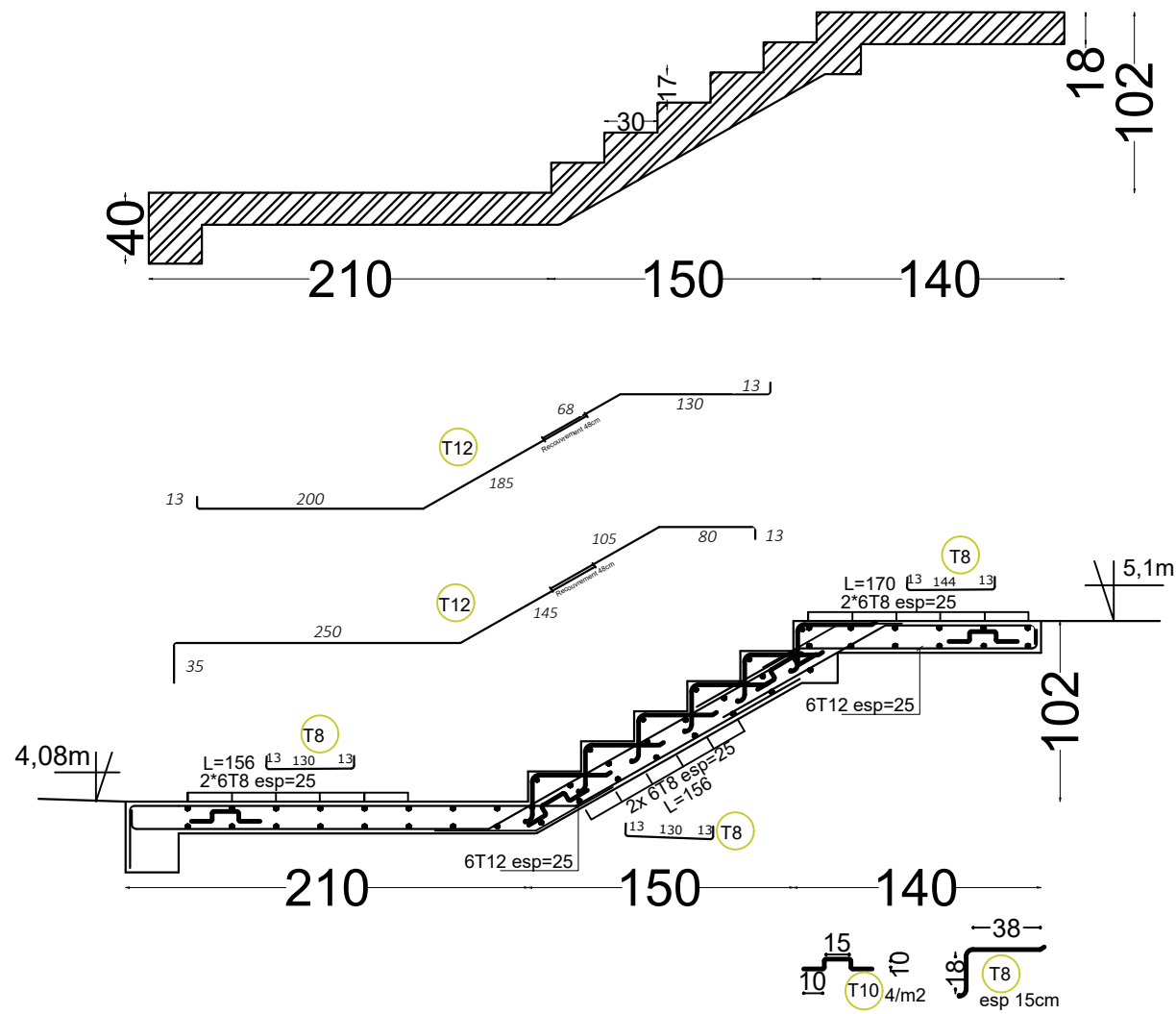
LA DISPOSITION DES VOILES



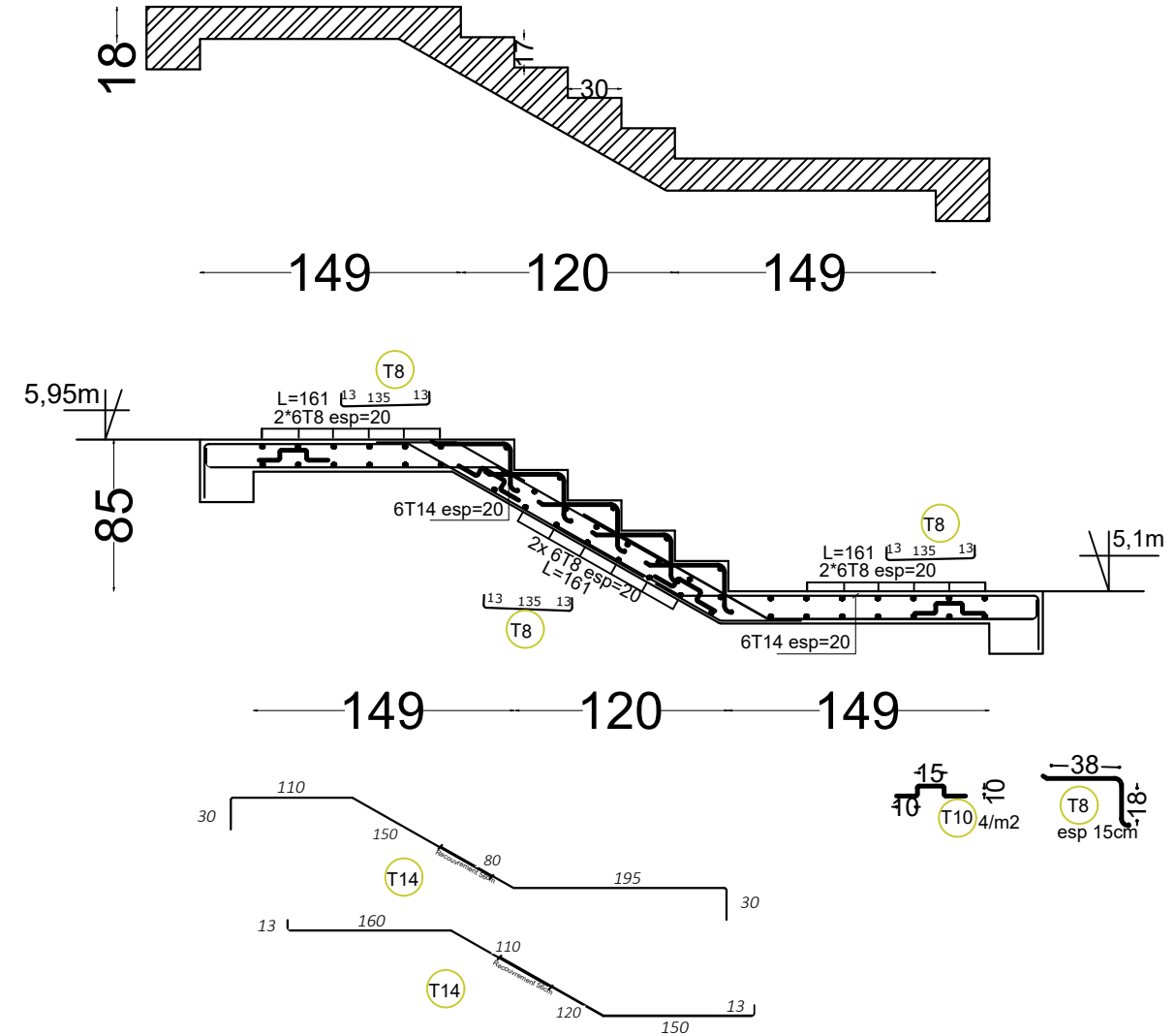
<p align="center">UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI OUZOU <i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i></p>		
<p><i>Étudié par :</i> -M^{elle} IMRABTENE Lila -M^{elle} KHELILI Noria</p>	<p align="center">ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Entre sol+S.SOL</p>	<p align="center"><i>Promotion:</i> 2020-2021</p>
<p><i>Dirigé par :</i> -M^{me} HADDAD.K.</p>	<p align="center">LA DISPOSITION DES VOILES</p>	

Coffrage et ferrailage de l'escalier (étage courant)

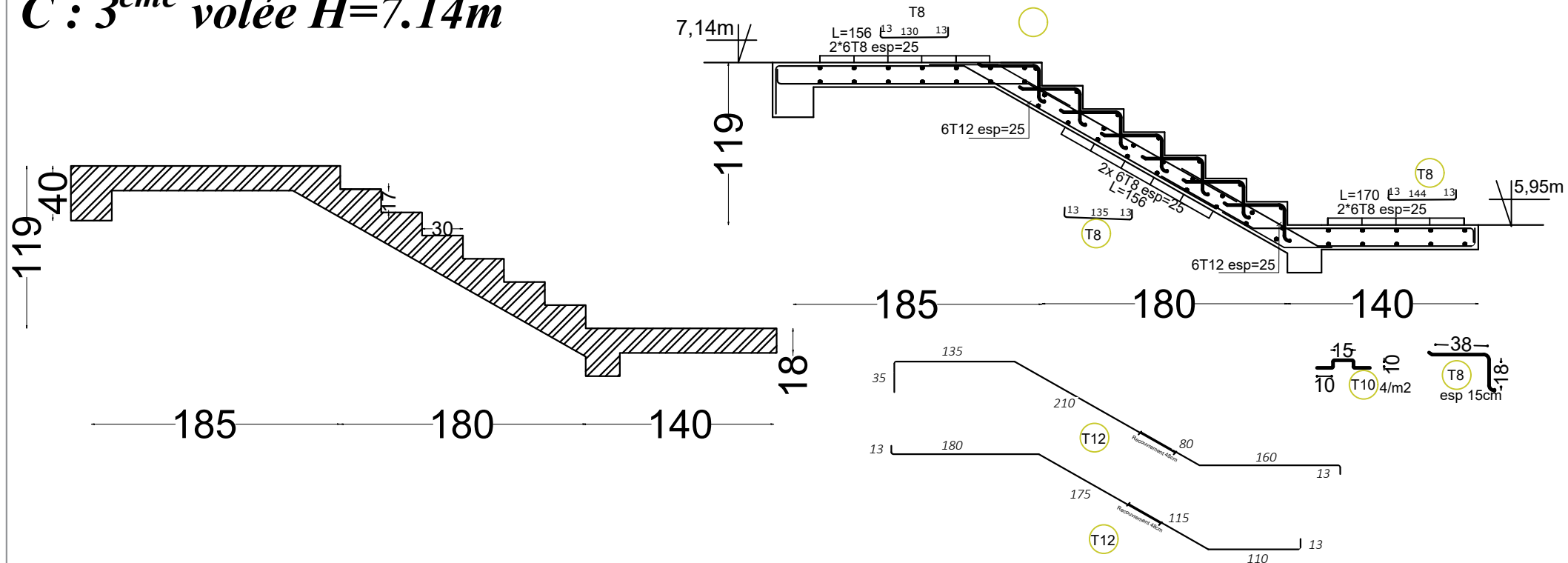
A : 1^{ère} volée H=5,1m



B : 2^{ème} volée H=5,95m



C : 3^{ème} volée H=7.14m



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

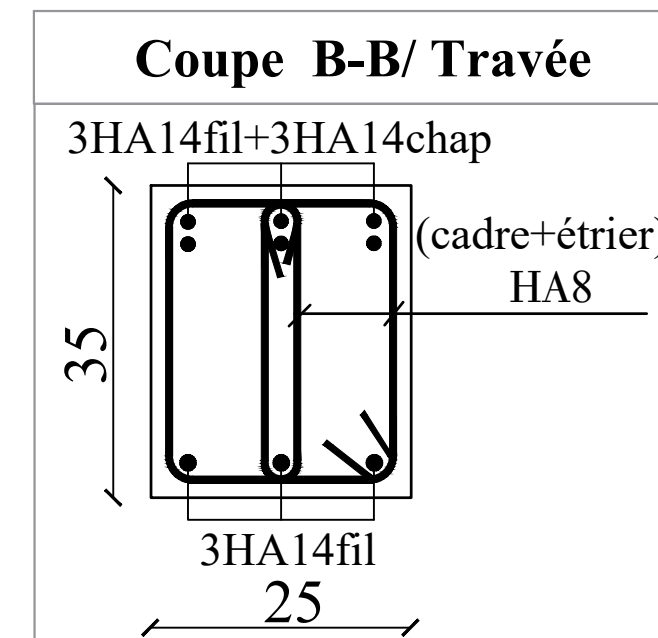
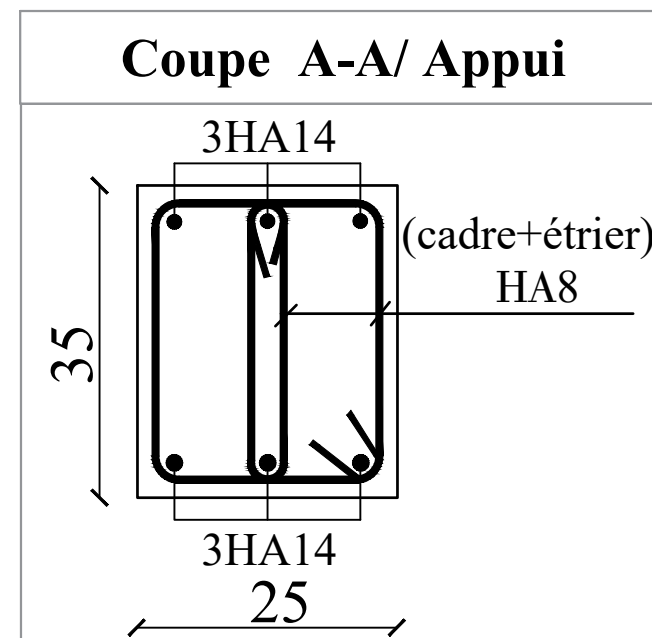
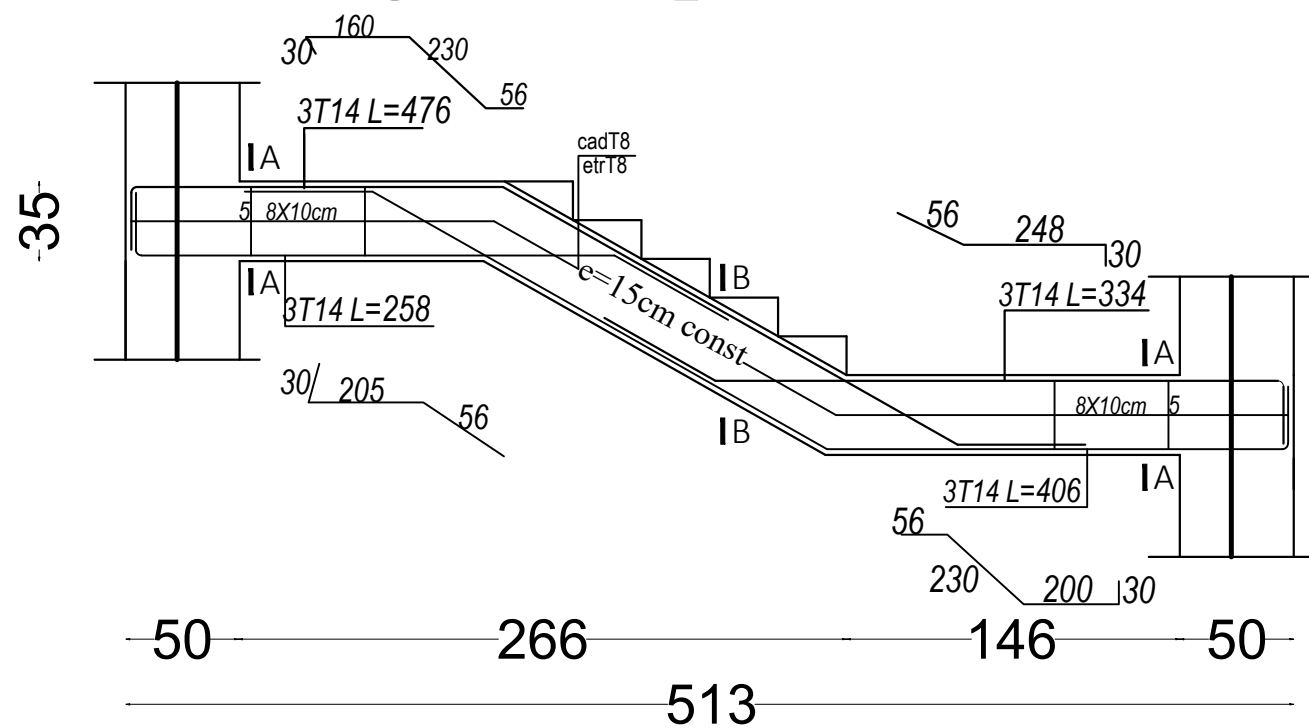
-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UN BATIMENT
R+10+Entre sol+S.SOL

COFFRAGE ET FERRAILAGE
DE L'ESCALIER ETAGE
COURANT

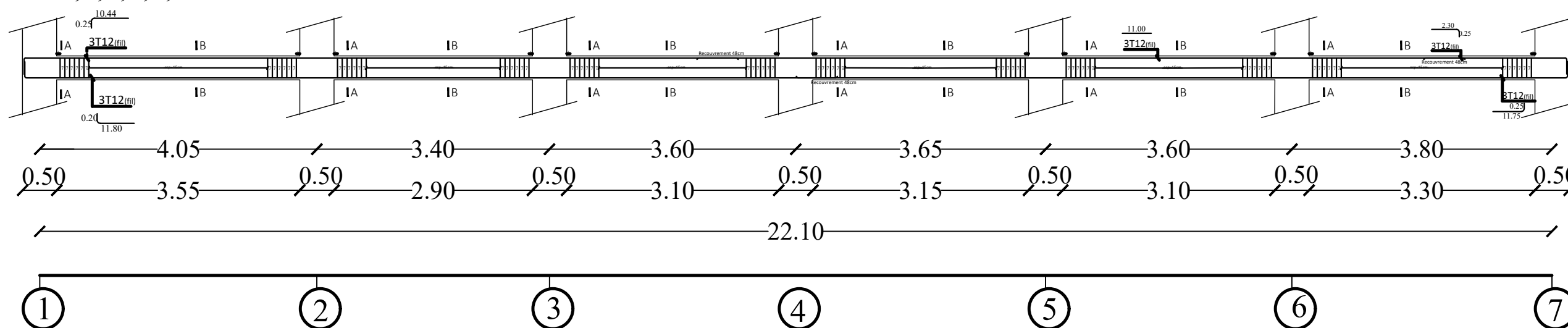
Promotion:
2020-2021

Ferraillage de la poutre brisée 25x35

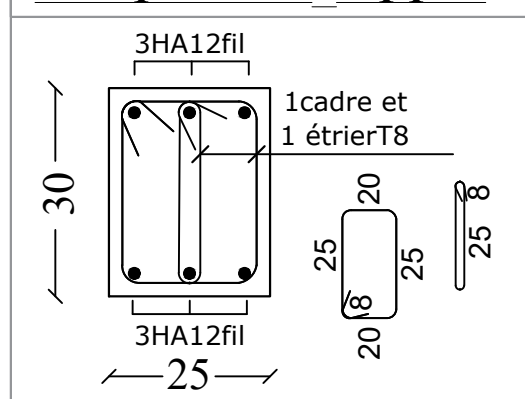


Ferraillage de la poutre chaînage 25x30

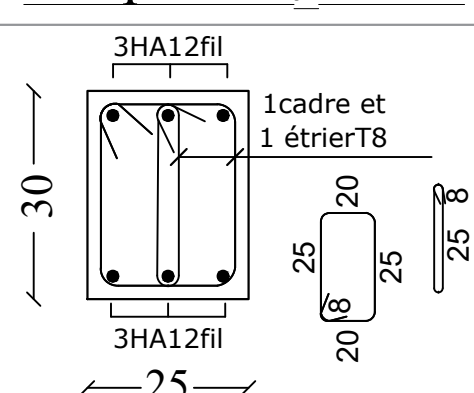
Axes 1,2,3,4,5,6 et 7



Coupe A-A/Appui



Coupe B-B/travée



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
 -M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

-M^{me} HADDAD.K.

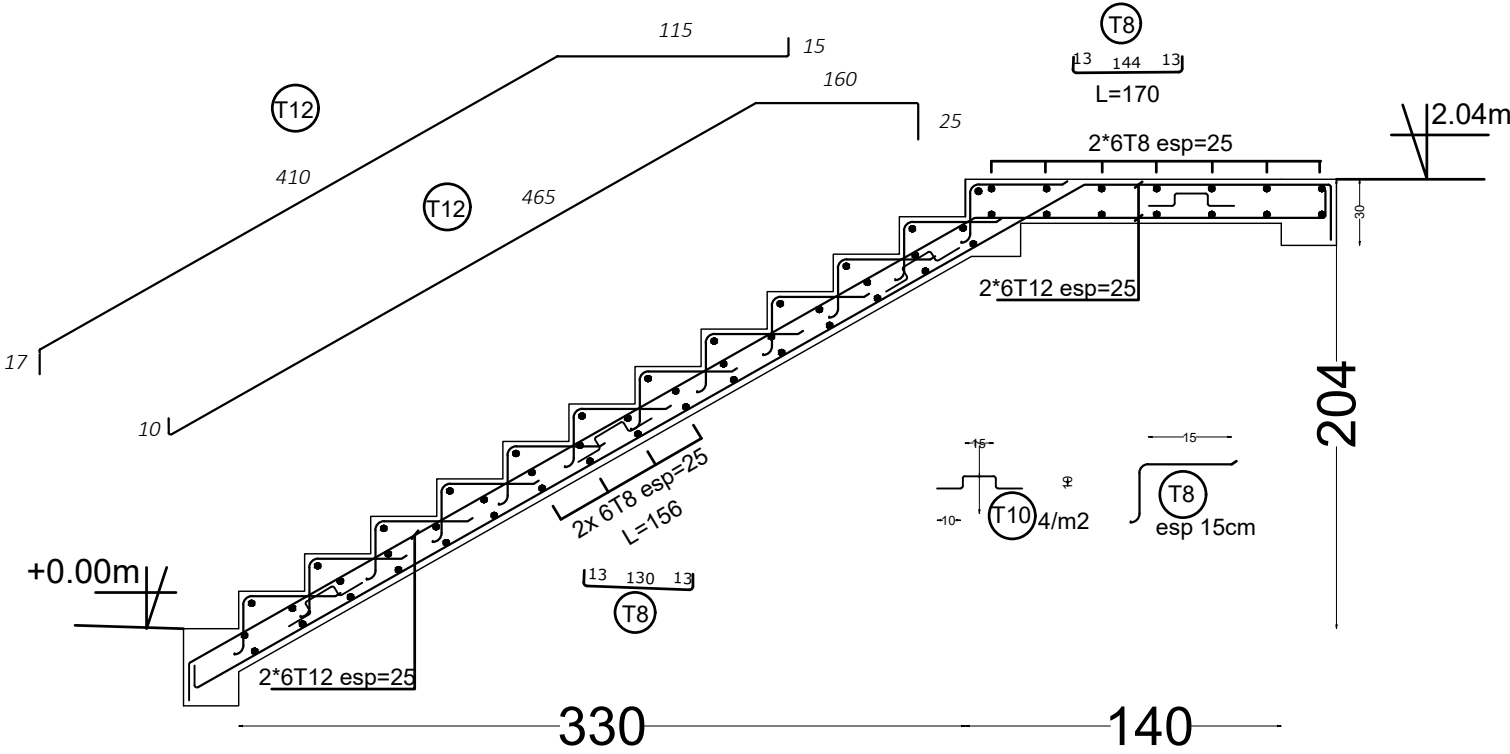
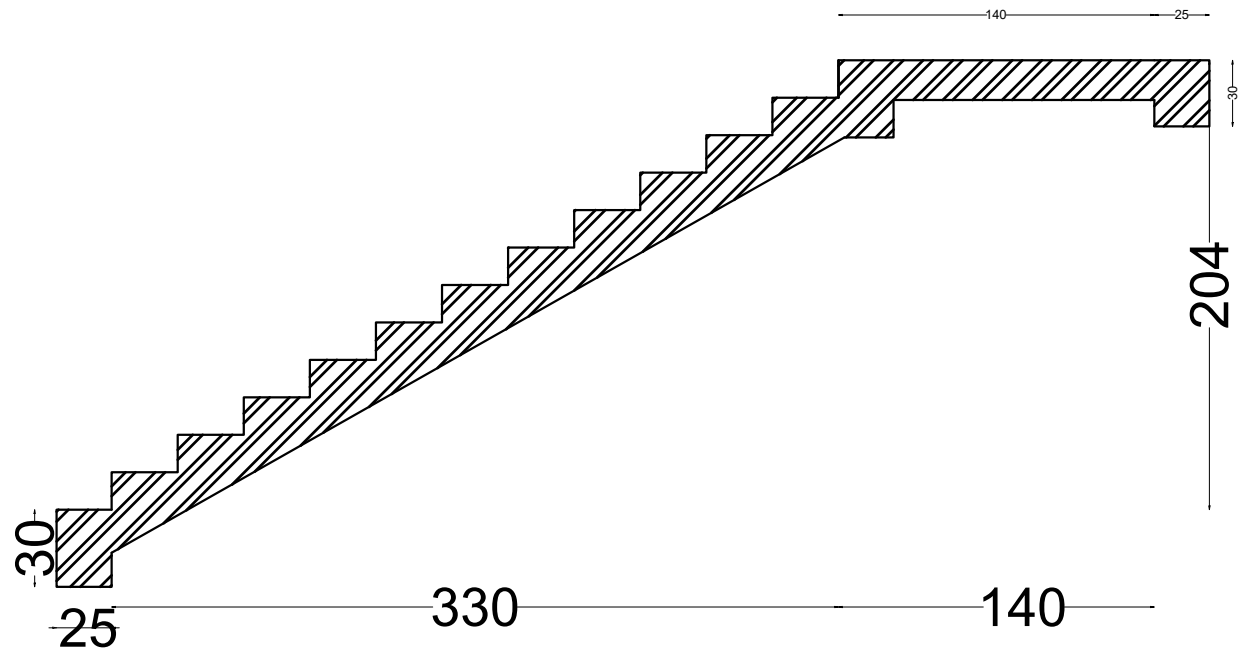
ETUDE D'UN BATIMENT
 R+10+Entre sol+S.SOL

**-FERRAILLAGE DE LA
 POUTRE BRISEE
 -FERRAILLAGE DE LA
 POUTRE DE CHAINAGE**

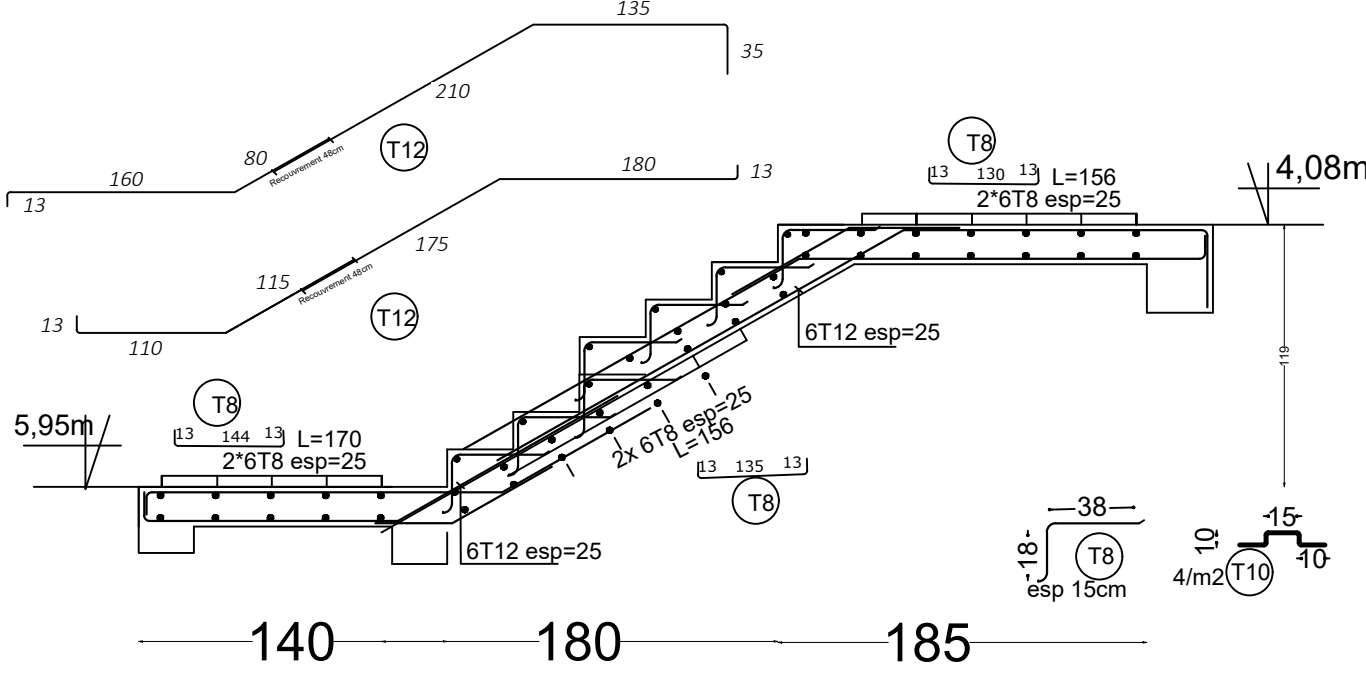
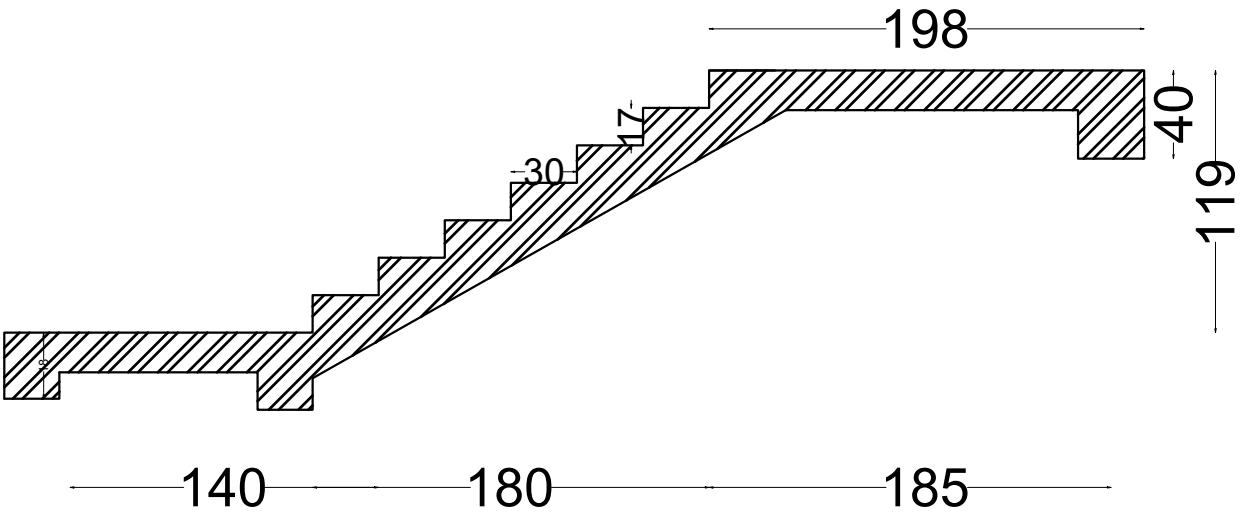
Promotion:
 2020-2021

Coffrage et ferrailage de l'escalier(RDC)

A : 1^{ère} volée H=2,04m



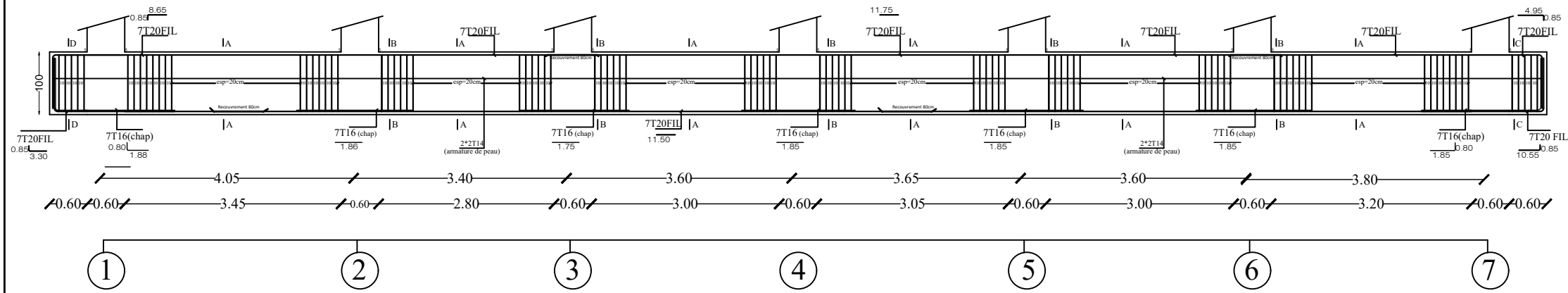
B : 3^{ème} volée H=4,08m



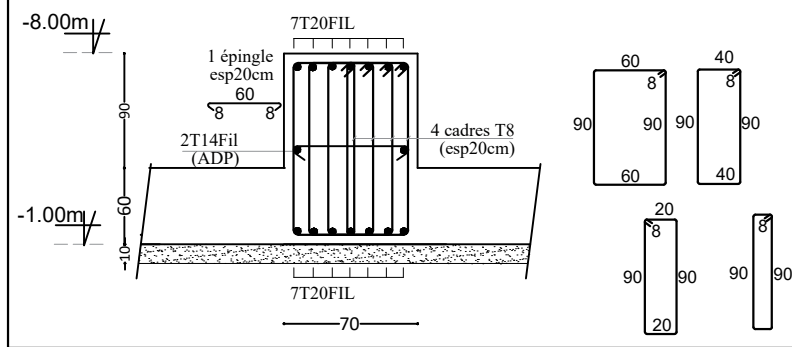
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> -M ^{elle} IMRABTENE Lila -M ^{elle} KHELILI Noria	ETUDE D'UN BATIMENT R+10+Entre sol+S.SOL	Promotion: 2020-2021
<u>Dirigé par :</u> -M ^{me} HADDAD.K.	COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE L'ESCALIER du RDC	

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (70X100)cm²

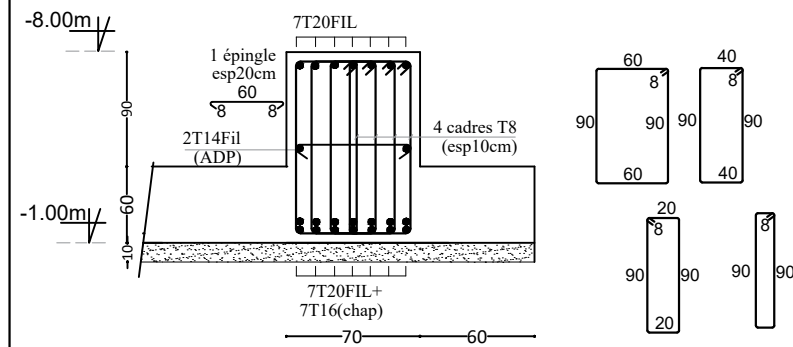
Axes 1, 2, 3, 4, 5 et 6



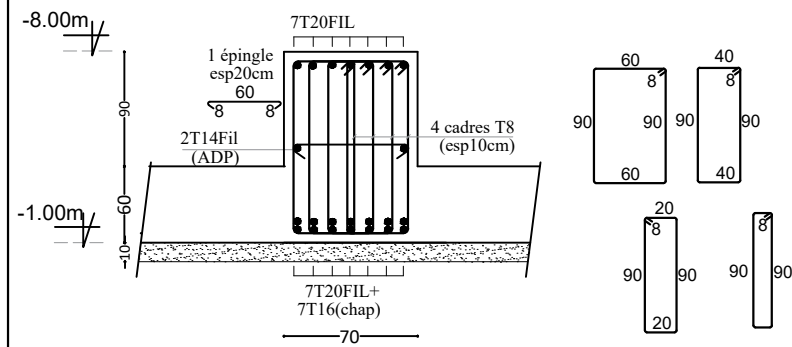
La Coupe A-A



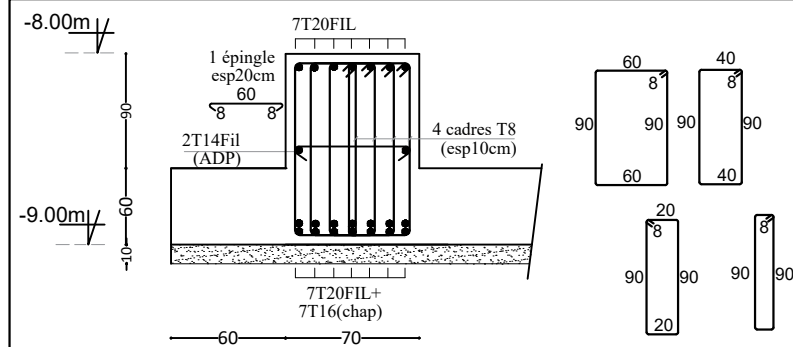
La Coupe C-C



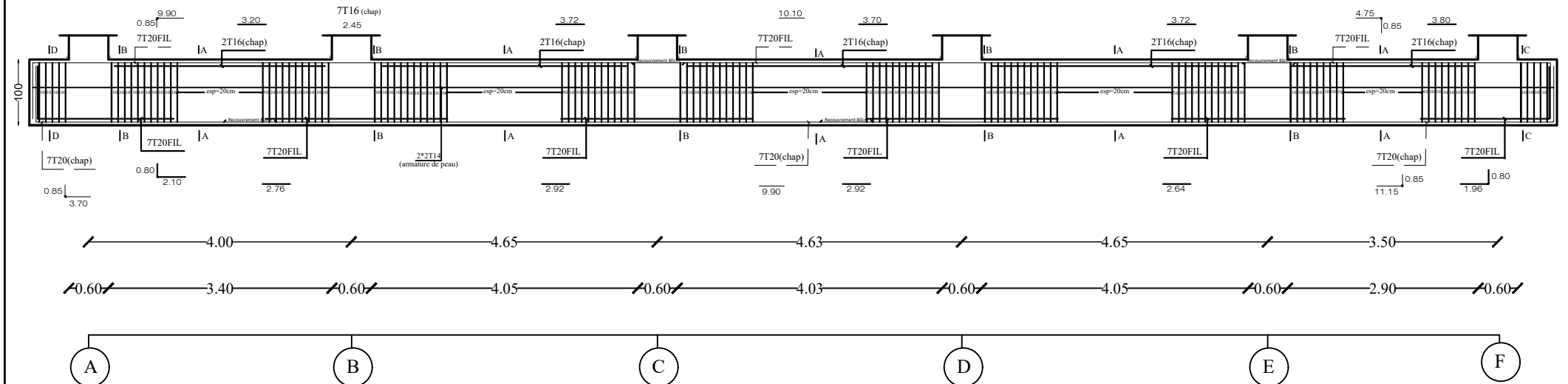
La Coupe B-B



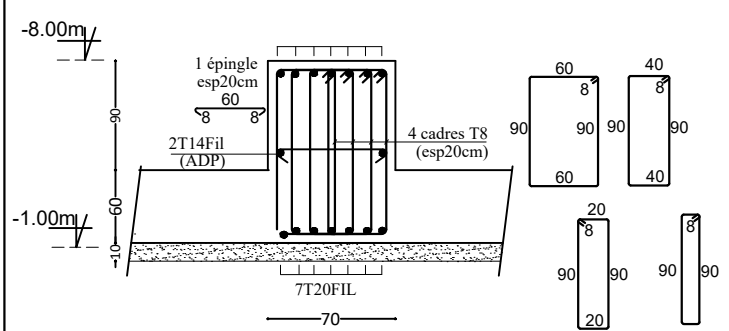
La Coupe D-D



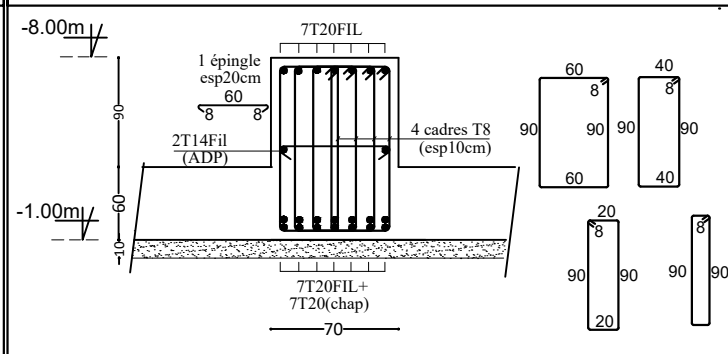
Axes A, B, C, D, E et F



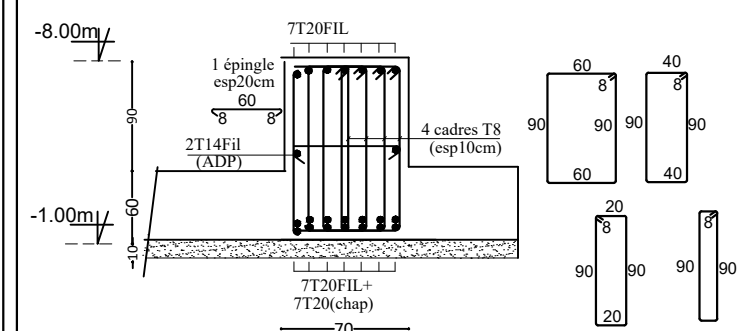
La Coupe A-A



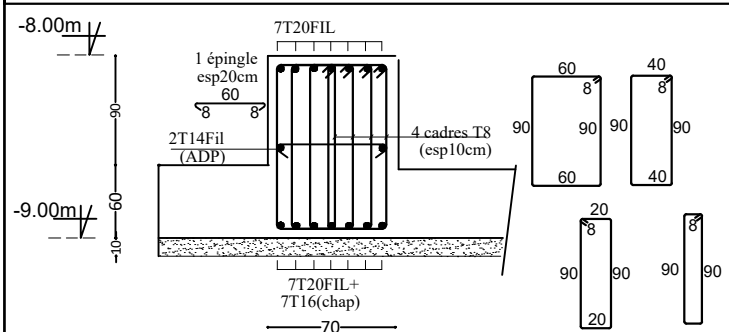
La Coupe B-B



La Coupe C-C



La Coupe D-D



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^{elle} IMRABTENE Lila
-M^{elle} KHELILI Noria

Dirigé par :

-M^{me} HADDAD.K.

ETUDE D'UNE TOUR
R+10+entre sol+S.Sol

FERRAILLAGE DE LA
NERVURE

Promotion:
2020-2021

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le logiciel ETABS, Autocad... que nous avons appris à les appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlements

- Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

Ouvrages

- Formulaire de béton armé T1 et T2 (Victor DAVIDOVICI).
- Cours et TD béton I, Béton II et RDM I.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Logiciels

- Logiciel d'analyse des structures ETABS version (9.6.0).
- Logiciel de dessin AUTO CAD 2009.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.