

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Master 2 en Génie civil
Option : construction civile et industrielle

THEME

Etude d'un bâtiment à usage
multiple RDC +6 +un entre sol
Contreventé par voile

Réalisé par :
MOUDER Djamila

Encadrée par :
Mme Baidi.F

Année universitaire :2019/2020

Remerciement

Au terme de la rédaction de mon mémoire, je tiens à saisir cette occasion pour adresser mes profonds remerciements et mes gratitudes aux :

Dieu tout puissant qui m'a donné la patience et le courage durant ces longues années d'études

M^{me} BAIDI. Pour la qualité de son encadrement exceptionnel, sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant la préparation de ce mémoire. Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans son aide.

Aux responsables, à tous mes enseignants qui m'ont suivi durant ces années d'études pour la richesse et la qualité de leurs enseignements, ainsi que l'ensemble du personnel qui a contribué de près ou de loin à ce modeste travail.

J'adresse, également, ma profonde gratitude à tous les membres de l'honorable jury de soutenance qui auront à examiner ce travail que je leur soumettrai et qui me permettra de l'enrichir par leurs recommandations et propositions.

Aussi, je tiens à remercier mes parents pour leurs contributions, leurs soutiens et leurs patiences.

Enfin mes sincères remerciements vont également à tous mes ami(e)s qui m'ont apporté(e)s leurs aides d'une manière ou d'une autre et à tous mes camarades de la promotion M2 Construction Civil et Industrielle 2019/2020

Dédicace

Je dédie ce travail

À ma famille qu'elle m'a dotée d'une éducation digne, son amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui :

Particulièrement à ma mère, ceci est ma profonde gratitude pour ton éternel amour, que ce rapport soit le meilleur cadeau que je puisse t'offrir.

À mes chères sœurs qui m'ont toujours soutenues et encouragées durant ces années d'études

À mes chers frères et leurs femmes qui ont toujours été à mes côtés.

À mes adorables nièces et mes adorables neveux.

À mes amis qui m'ont encouragé et aidé dans les moments difficiles.

Djamila Moudou

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

16

Figure I.3-1 1 : principaux termes relatifs à un escalier	18
Figure I.5-1 1 : Diagramme des contraintes –déformation du béton à l'ELU	24
Figure I.5-1 2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à LELS	25
Figure I.5-1 3 : diagramme contrainte- déformation des aciers	27
Figure I.5-1 4 : diagramme contrainte – déformation de calcul	29

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

30

Figure II.2-1 1 : plancher en béton armé avec poutrelles	31
Figure II.3-3 1 : coupe de voile en élévation	36
Figure II.3-3 2 : coupe verticale des différents voiles	36
Figure II.5-1 1 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible	38
Figure II.5-1 2 : Coupe verticale du plancher étage courant.	38
Figure II.5-1 3 : Coupe verticale d'une dalle pleine(balcons)	39
Figure II.5-1 4 : Coupe transversale du mur en simple cloison	40
Figure II.5-1 5 : Coupe transversale du mur en simple cloison	40
Figure II.5-1 6: Coupe transversale du mur en simple cloison	41
Figure II.5-1 7: coupe verticale l'acrotère	42
Figure II.5-2 1 : surface revenant au poteau le plus sollicité.	43

Chapitre III : Calcul des éléments

50

Figure III.2-1 1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis	50
Figure III.2-1 2 : schéma statique du treillis soudé	51
Figure III.2-2 1 : coupe vertical d'une poutrelle	52
Figure III.2-2 2 : schéma statique de la poutrelle	53
Figure III.2-2 3 : schéma statique de la poutre sur 5appuis	54

Figure III.2-2 4 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)	55
Figure III.2-2 5 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)	57
Figure III.2-2 6 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)	59
Figure III.2-2 7 : schéma statique de la travée	59
Figure III.2-2 8 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)	61
Figure III.2-2 9 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)	62
Figure III.2-2 10 : Diagramme des Efforts tranchant (ELU)	63
Figure III.2-2 11 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)	64
Figure III.2-2 12 : Diagramme des Efforts tranchant (ELU)	65
Figure III.2-2 13 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)	66
Figure III.2-2 14 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)	67
Figure III.2-2 15 : schéma statique de la poutre sur 5appuis	68
Figure III.2-2 16 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)	70
Figure III.2-2 17 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)	71
Figure III.2-2 18 : schéma statique de la travée	71
Figure III.2-2 19 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)	73
Figure III.2-2 20 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)	74
Figure III.2-2 21 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)	76
Figure III.2-2 22 : Diagramme des Efforts tranchant (ELU)	77
Figure III.2-2 23 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)	77
Figure III.2-2 24 : Diagramme des Efforts tranchant (ELU)	78
Figure III.2-2 25 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)	79
Figure III.2-3 1 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression	79
Figure III.2-3 2 : Plan de ferrailage du plancher s-sol en corps creux.	89
Figure III.2-3 3 : Plan de ferrailage du plancher étage courant en corps creux.	99
Figure III.3-1 1 : schéma statique du chargement des balcons.	100
Figure III.3-4 1 : Disposition des armatures principales du balcon	102
Figure III.3-4 2 : Plan de ferrailage du balcon	106
Figure III.4-1 1 : Coupe verticale de l'acrotère	107
Figure III.4-2 1 : Schéma statique et diagramme des sollicitations	108
Figure III.4-4 1 : Section rectangulaire soumise à la flexion	109
Figure III.4-4 2 : Plan de ferrailage du l'acrotère.	114

Figure III.5-2 1 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine	115
Figure III.5-4 1 : diagramme des moments	118
Figure III.5-4 2 : diagramme des moments dans les deux sens à L'ELU	118
Figure III.5-4 3 : diagramme des moments dans les deux sens à L'ELU	120
Figure III.5-5 1 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x	127
Figure III.5-5 2 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant Y-Y	127
Figure III.6-1 1 : Principaux termes relatifs à un escalier	128
Figure III.6-2 1 : schéma de la volée 1 (escalier étage courant)	130
Figure III.6-4 1 : Schéma statique de calcul de la 1ère volée (escalier étage courant) à l'ELU.	133
Figure III.6-4 2 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU	137
Figure III.6-4 3 : Schéma statique de calcul de la 1ère volée (escalier étage courant) à l'ELU.	137
Figure III.6-4 4 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS	141
Figure III.6-5 1 : Plan de ferrailage des escaliers.	149
Figure III.7-3 1 : schéma statique de la poutre palière.	151
Figure III.7-3 2 : schéma statique de la poutre palière	151
Figure III.7-4 1 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU	152
Figure III.7-4 2 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS	153
Figure III.7-5 1 : Plan de ferrailage du la poutre palière.	159

Chapitre IV : modélisation

160

Figure IV.4-6 1 : Vue en 3D de la structure.	176
Figure IV.4-6 2 : Vue en plan de la structure	177

Chapitre V : Vérification selon RPA

178

Figure V.3-1 1 : le pourcentage de participation de la masse modale.	179
--	-----

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

196

Figure VI.2-1 1 : zone nodale dans le poteau	198
Figure VI.2-1 2 : Caractéristiques et sollicitation de la section.	202

Figure VI.2-5 1 : Ferrailage Poteau 45x45	210
Figure VI.2-5 2 : Ferrailage Poteau 40x40	210
Figure VI.2-5 3 : Ferrailage Poteau 35x35	211
Figure VI.3-3 1 : Ferrailage en travée d'une poutre principale	220
Figure VI.3-3 2 : Ferrailage aux appuis d'une poutre principale.	221
Figure VI.3-3 3 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.	221
Figure VI.3-3 4 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.	222

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

234

Figure VII.6.3 1 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.	248
Figure VII.9.1 1 : Chargement simplifié	258
Figure VII.9.1 2 : charge trapézoïdal	259
Figure VII.9.3 1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	261
Figure VII.9.3 2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	261
Figure VII.9.3 3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	261
Figure VII.9.3 4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	262
Figure VII.9.3 5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	262
Figure VII.9.3 6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.	262
Figure VII.9.3 7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	263
Figure VII.9.3 8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.	263

LISTE DES TABLEAUX

<i>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</i>	<i>16</i>
---	-----------

Tableau I.5-1 1 : les caractéristiques des aciers :	26
---	----

<i>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</i>	<i>30</i>
---	-----------

Tableau II.3-3 1 : Vérification des conditions du (RPA99 version 2003 /Art A.7.5.1) :	35
Tableau II.5-1 1 : poids propre plancher terrasse inaccessible :	38
Tableau II.5-1 2 : poids propre étage courant :	39
Tableau II.5-1 3 : charges revenant au mur extérieur :	41
Tableau II.5-1 4 : charges revenant au mur intérieur :	41
Tableau II.5-1 5 : charges revenant aux voiles :	42
Tableau II.5-1 6 : surcharges d'exploitation :	43
Tableau II.5-2 1 : coefficients de dégression de surcharge :	45
Tableau II.5-2 2 : dégression des surcharges en fonction des niveaux :	45
Tableau II.5-2 3 : Récapitulatif de la décente de charges :	46
Tableau II.5-2 4 : Résistance des poteaux au flambement :	49

<i>Chapitre III : Calcul des éléments :</i>	<i>50</i>
---	-----------

Tableau III.6.1 : poids propre de palies de repos :	131
Tableau III.6.2 : poids propre de palies de la volée :	132

<i>Chapitre V : Vérification selon RPA :</i>	<i>178</i>
--	------------

Tableau V.3-4 1 : répartition des charges vertical :	186
Tableau V.3-4 2 : répartition des charges horizontales V_x :	186
Tableau V.3-4 3 : répartition des charge horizontales V_y :	187

Tableau VI.2-1 1 : caractéristiques mécaniques des matériaux :	196
Tableau VI.2-1 2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA :	197
Tableau VI.2-1 3 : Efforts internes dans les poteaux :	201
Tableau VI.2-1 4 : Calcul des armatures pour les poteaux :	203
Tableau VI.2-2 1 : coefficients correcteurs " ρ " en fonction de l'élançement géométrique du poteau " λ_g " :	205
Tableau VI.2-2 2 : Quantité minimale d'armatures transversales :	206
Tableau VI.2-3 1 : Vérification des contraintes tangentielles :	207
Tableau VI.2-4 1 : vérification de la condition de non fragilité :	208
Tableau VI.3-1 1 : Section des armatures longitudinales :	212
Tableau VI.3-1 2 : ferrailage des poutres principales :	214
Tableau VI.3-1 3 : ferrailage des poutres secondaires :	214
Tableau VI.3-3 1 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU :	215
Tableau VI.3-3 2 : Armatures transversales :	216
Tableau VI.3-1 1 : Vérification au cisaillement :	216
Tableau VI.3-1 2 : Influence de l'effort tranchant sur le béton :	217
Tableau VI.3-1 3 : Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :	217
Tableau VI.3-1 4 : Ancrage des armateurs :	218
Tableau VI.3-2 1 : Condition de non fragilité :	218
Tableau VI.3-2 2 : Vérification des contraintes :	219
Tableau VI.4-6 1 : ferrailage de voile VL1 :	228
Tableau VI.4-6 2 : ferrailage de voile VL2 :	229
Tableau VI.4-6 3 : ferrailage de voile VL3 :	230
Tableau VI.4-6 4 : ferrailage de voile VT1 :	231
Tableau VI.4-6 5 : ferrailage de voile VT2 :	232
Tableau VI.4-6 6 ferrailage de voile VT3 :	233

Tableau VII.2.1 1 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :	235
Tableau VII.2.1 2 : Semelles filantes sous voiles (sens transversal) :	236
Tableau VII.2.2 1 : Résultante des charges sous poteaux :	238
Tableau VII.9.4 1 : Le ferrailage adopté pour la nervure :	264
Tableau VII.9.4 1 Vérification condition de non fragilité :	266
Tableau VII.9.4 2 : Vérification de la contrainte de cisaillement :	266
Tableau VII.9.4 1 : vérification des contraintes dans les aciers et le béton :	268

Sommaire

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

16

I.1 Description de l'ouvrage :	16
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	16
I.2-1 Dimension en plan :	16
I.2-2 Dimension en élévation :	16
I.3 Eléments constitutifs de l'ouvrage :	17
I.3-1 La superstructure :	17
I.3-2 L'Infrastructure :	19
I.4 Règlements utilisés :	20
I.4-1 Principes des justifications :(BAEL91révisé 99/Art A.1.2)	20
I.4-2 Les différents états limitent :	20
I.5 Matériaux	20
I.5-1 Le béton :	21
I.6 Conclusion	29

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

30

II.1 Introduction	30
II.2 Pré dimensionnement des planchers :	30
II.2-1 Planchers en corps creux :	30
II.2-2 Plancher en dalle pleine en béton armé (balcon) :	31
II.3 Pré-dimensionnement des poutres :	32
II.3-1 Les poutres principales (ou porteuses) :	33
II.3-2 Les poutres secondaires :	34
II.3-3 Les poutres palières (escalier) :	34
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	35
II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :	37
II.5-1 Détermination des charges et surcharges :	37

II.5-2 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :	43
II.6 Conclusion :	49

Chapitre III: Calcul des éléments 50

III.1 Introduction :	50
III.2 Les planchers :	50
III.2-1 Les planchers à corps creux :	50
III.2-2 Etude de la poutrelle :	52
III.2-3 Ferrailage :	79
III.3 Étude des consoles (balcons) :	100
III.3-1 Introduction :	100
III.3-2 Charges et surcharges :	100
III.3-3 Combinaison des surcharges :	101
III.3-4 Ferrailage :	102
III.4 L'acrotère :	107
III.4-1 Introduction :	107
III.4-2 Calcul des sollicitations :	107
III.4-3 Combinaisons des charges :	108
III.4-4 Ferrailage :	109
III.5 La Salle machine :	115
III.5-1 Introduction :	115
III.5-2 Dimensionnement :	115
III.5-3 Calcul des sollicitations :	116
III.5-4 Calcul des moments :	117
III.5-5 Le ferrailage du panneau dalle à l'ELU :	120
III.6 Les escaliers :	128
III.6-1 Introduction :	128
III.6-2 Dimensionnement :	129
III.6-3 Calcul des sollicitations :	131
III.6-4 Combinaison des charges :	132

III.6-5 Ferrailage :	142
III.7 La poutre palière :	150
III.7-1 Introduction :	150
III.7-2 Calcule des sollicitations :	151
III.7-3 Combinaison des surcharges :	151
III.7-4 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchent :	152
III.7-5 Ferrailage :	154

Chapitre IV : modélisation 160

IV.1 Logiciel utilisé pour la modélisation :	160
IV.2 Historique :	160
IV.3 Description du logiciel ETABS :	160
IV.4 Etapes de modélisation :	161
IV.4-1 Introduction de la géométrie de l'ouvrage :	161
IV.4-2 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :	163
IV.4-3 Spécification des propriétés géométriques des éléments :	164
IV.4-4 Dessin des éléments de la structure :	168
IV.4-1 Définition des charges statiques (G, Q) :	170
IV.4-2 Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :	171
IV.4-3 Définition de la charge sismique E :	173
IV.4-4 Chargement des éléments :	173
IV.4-5 Introduction des combinaisons d'actions :	174
IV.4-6 Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :	176

Chapitre V : Vérification selon RPA 178

V.1 Introduction :	178
V.2 Méthodes de calcul :	178
V.1 Vérification :	178

V.1-1	Le pourcentage de participation de la masse modale :	178
V.1-2	Vérification de la période : (Article 4.2.4 RPA 99 / 2003) :	179
V.1-3	Vérification de l'excentricité :(Article 4.3.7RPA 99 / 2003) :	182
V.1-4	Justification du système de contreventement :	184
V.1-5	Vérification de l'effort tranchant à la base : (Article 4.3.6RPA 99 / 2003) :	188
V.1-6	Vérification des déplacements inter étages. (Article 4.4.3RPA 99 / 2003):	190
V.1-7	L'effet P-Delta :(Article 5.9.RPA 99 / 2003) :	194
V.1-8	L'effort normal réduit :(Article 7.1.3.3.RPA 99 / 2003) :	195
V.2	Conclusion :	195

Chapitre VI : Ferrailage des éléments 196

VI.1	Introduction :	196
VI.2	Ferrailage des poteaux :	196
VI.2-1	Armatures longitudinales :	197
VI.2-2	Armatures transversales :	204
VI.2-3	Vérification à L'ELU :	206
VI.2-4	Vérification à L'ELS :	207
VI.2-5	Schéma de ferrailage des poteaux :	210
VI.3	Ferrailage des poutres :	212
VI.3-1	Armatures longitudinales :	212
VI.3-2	Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :	214
VI.3-3	Vérifications des conditions du RPA :	215
VI.3-1	Vérification à L'ELU :	216
VI.3-2	Vérification à L'ELS :	218
VI.3-3	Schéma de ferrailage des poteaux :	220
VI.4	Ferrailage des voiles :	223
VI.4-1	Introduction :	223
VI.4-2	Ferrailage des trumeaux:	223
VI.4-3	Ferrailage :	225
VI.4-4	Vérifications :	226

VI.4-5 Vérification à l'ELS :	227
VI.4-6 Calcul du ferrailage des voiles avec genicad2009 :	227

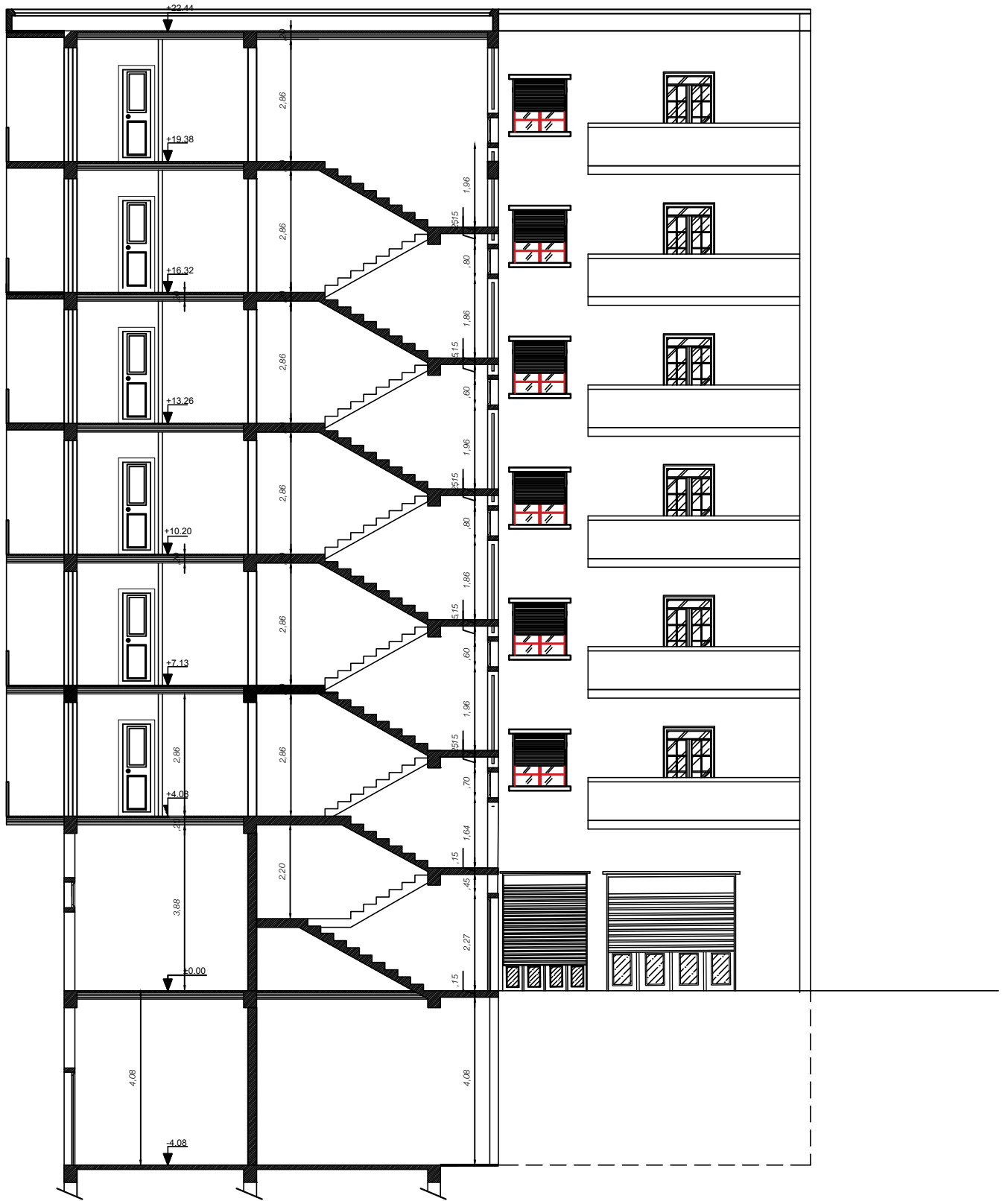
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 234

VII.1 Introduction :	234
VII.1.1 Fondations superficielles :	234
VII.1.2 Fondations profondes :	234
VII.1.3 Choix du type de fondation :	234
VII.1.4 Conclusion :	235
VII.2 Dimensionnement :	235
VII.2.1 Semelles filantes sous voiles :	235
VII.2.2 Semelles filantes sous poteaux :	236
VII.2.3 Conclusion :	239
VII.3 Pré-dimensionnement du radier :	240
VII.3.1 Selon la condition d'épaisseur minimale :	240
VII.3.2 Selon la condition forfaitaire :	240
VII.3.3 Conclusion :	241
VII.4 Détermination des efforts :	242
VII.4.1 Détermination des efforts à la base du radier :	243
VII.5 Combinaison d'action :	244
VII.6 Vérifications :	244
VII.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :	244
VII.6.2 Vérification de la stabilité du radier :	245
VII.6.3 Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :	248
VII.7 Ferrailage de la dalle :	249
VII.8 Ferrailage du débord :	256
VII.8.1 Ferrailage :	256
VII.8.2 Vérification a ELU :	257
VII.8.3 Vérification à ELS :	257
VII.9 Ferrailage des nervures :	258

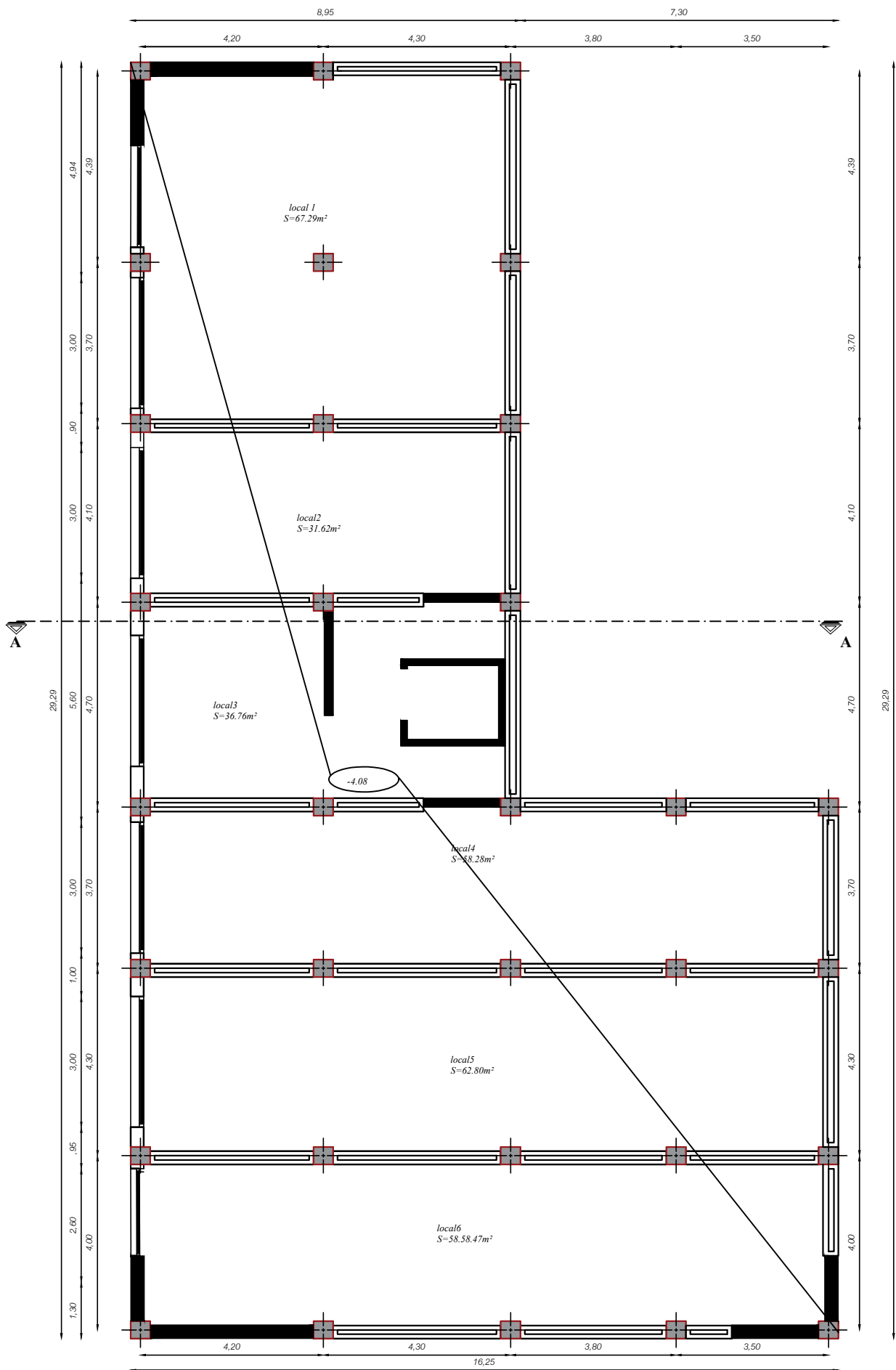
VII.9.1 Chargement simplifié admis :	258
VII.9.2 Charges à considérer :	259
VII.9.3 Détermination des charges :	260
VII.9.4 Ferrailage :	263
VII.10 Vérification à l'ELU :	265
VII.11 Vérification à L'ELS :	266



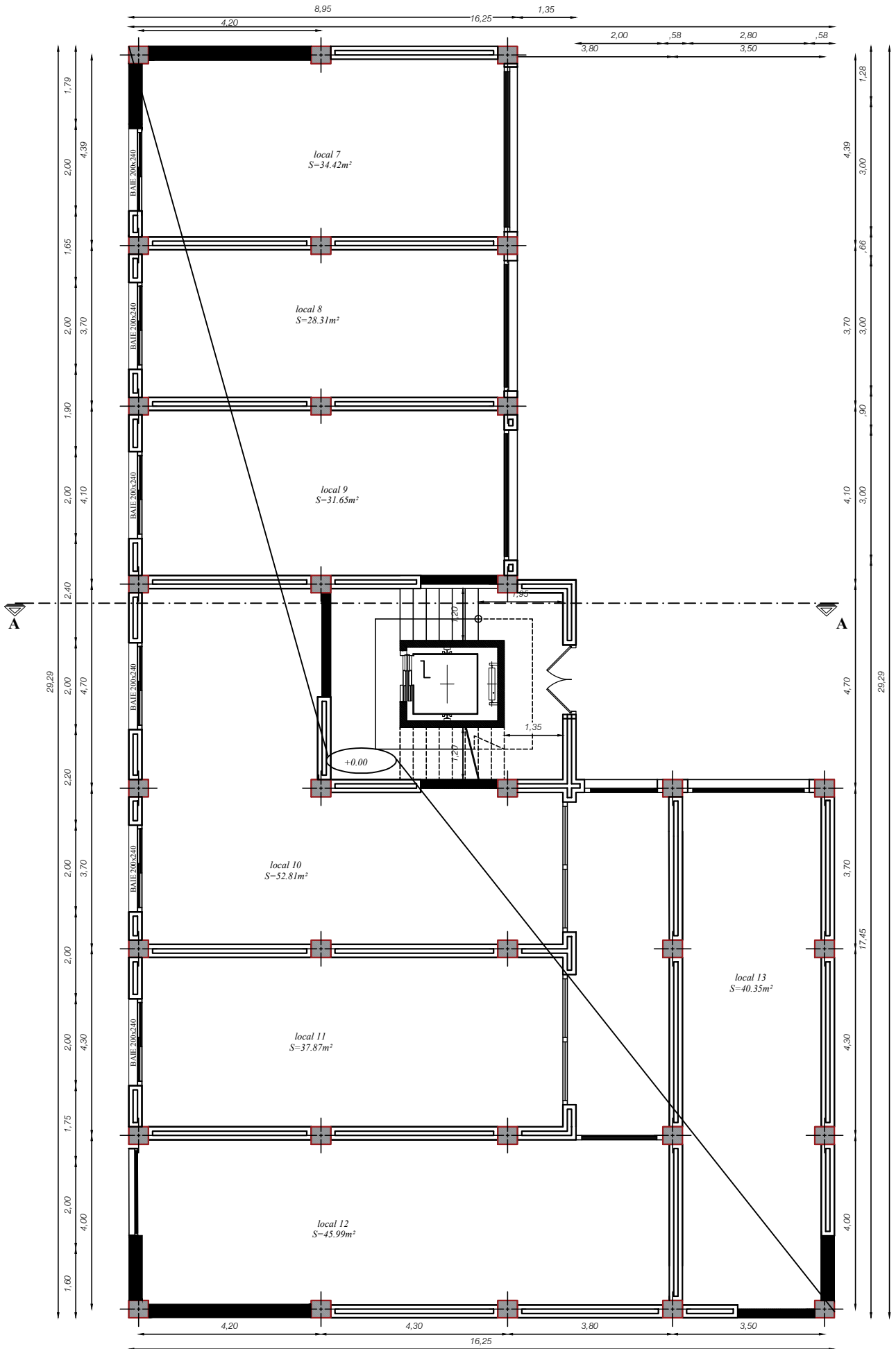
FACADE PRINCIPALE



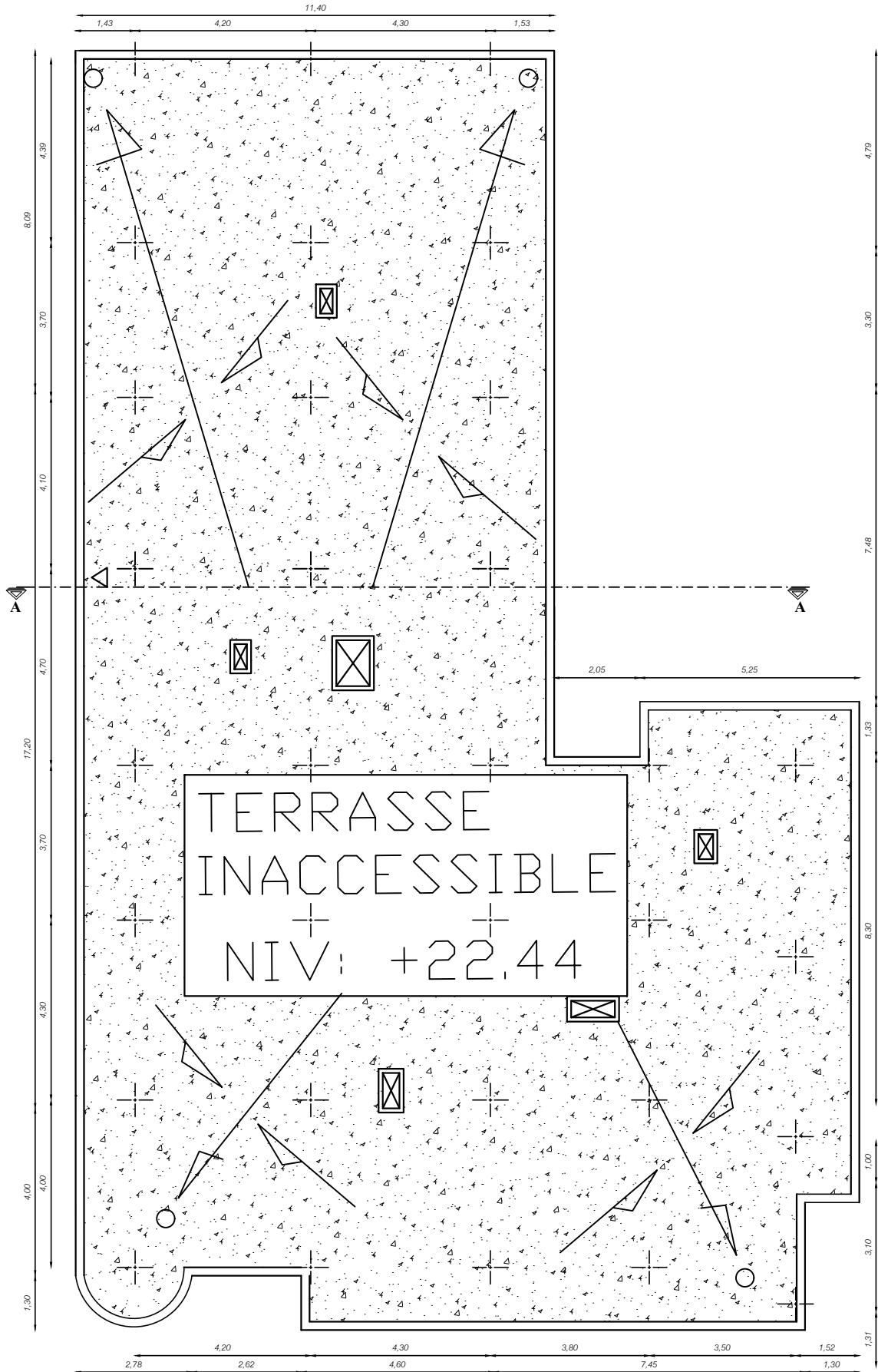
COUPE A-A



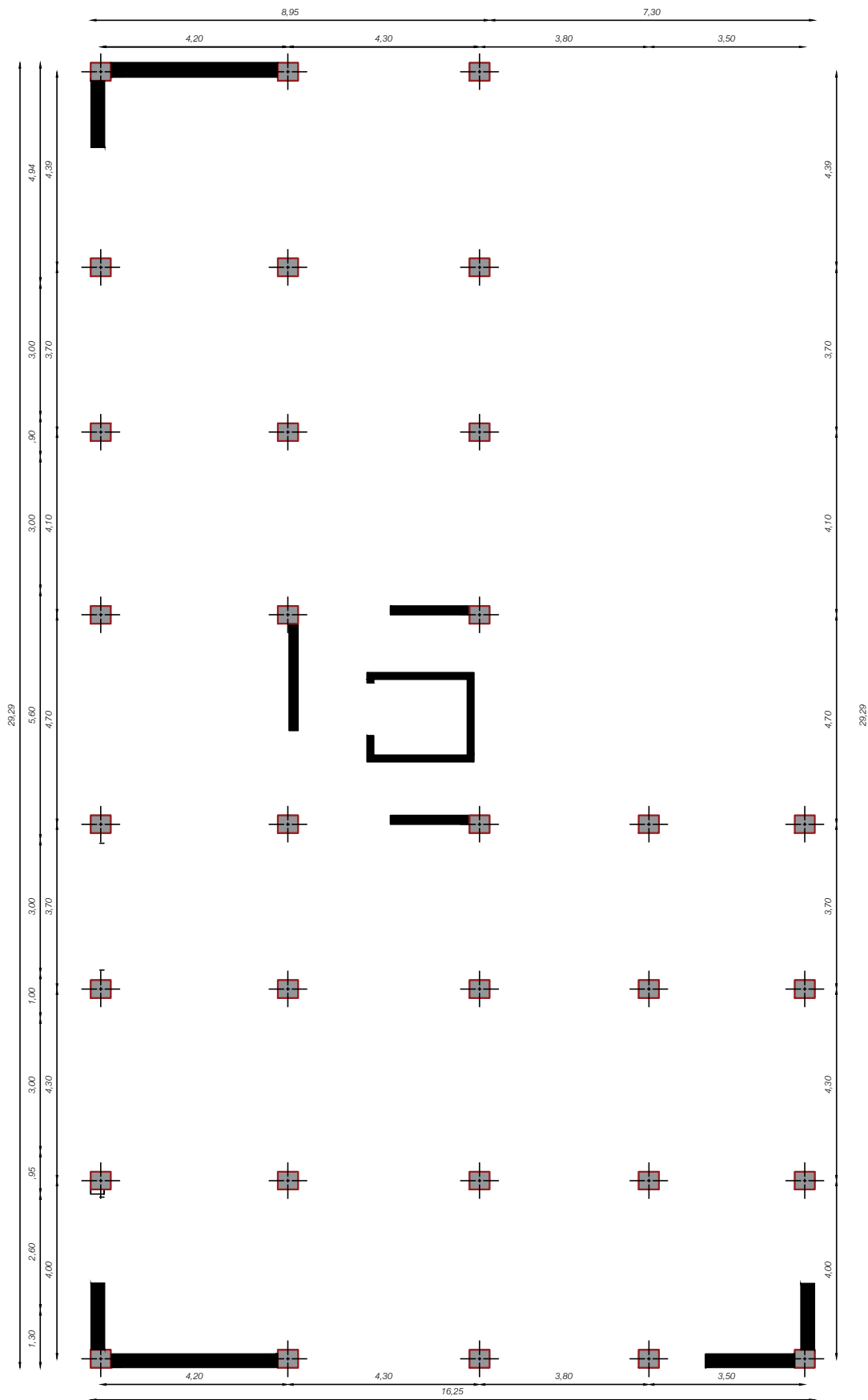
PLAN DU E/sol



PLAN DU RDC



PLAN DE TOITURE



PLAN DES VOILES

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

Le domaine de construction, réalisation d'ouvrage, et activité industriel présentent une grande importance dans l'économie nationale. Ce dernier comprend tous les stades de conception tels que les bâtiments d'habitation, d'administration...ect.

Cependant, si le métier de construction est considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, y' a lieu de reconnaître qu'il faut s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions métalliques et en béton armé, des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels.

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastateurs, ils induisent des destructions importantes et occasionnent des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et les réaliser.

Dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

L'Algérie, présente une vulnérabilité élevée au séisme, c'est pourquoi elle a de temps été soumise à une activité sismique intense. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du **21 mai 2003**n'étaient pas de conception parasismique, à cet effet elle a fait appel à une série d'exigences réglementaires et la maîtrise de leur prise en compte connue par la :

- Recommandation parasismique Algérienne **RPA99version2003** pour la mise en œuvre des ouvrages.

Les matériaux de la structure jouent incontestablement un rôle très important dans la résistance des constructions, par conséquent, la stabilité de l'ouvrage et le calcul des éléments qui le constitue, sont en fonction du type de ces matériaux. Pour cela on a à suivre des réglemets mais aussi des méthodes basées sur la connaissance des matériaux (béton-acier) qui sont :

- Le **(BAEL 91)** modifié **99** a pour but de dimensionner, et ferrailer les éléments résistants de la structure.
- Charges et surcharges d'exploitations(**DTR**).
- Conception et calcul des ouvrages en béton armé(**CBA93**)

Dans notre projet, le dimensionnement, et l'analyse de bâtiment en **R+6+ entre sol** qui se porte à l'ossature à contreventement mixte en béton armé, sont portés sur outil logiciel **ETABS 9.7** qui s'avères assez performant pour la modélisation de différentes structures.

- La première partie entame la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.
- La deuxième partie a été consacrée aux calculs des éléments secondaires (les poutrelles, escalier, dalles pleines, l'ascenseur et l'acrotère).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie en utilisant le logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitations et charges sismique).
- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voiles).

CHAPITRE I

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Description de l'ouvrage :

Le projet à étudier est le calcul d'un bâtiment (RDC+6 étages +1sous-sol) à usage multiple (habitations, commerces).

Ce bâtiment est d'importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté à AZAZGA ville classée selon le RPA 99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Cet ouvrage est composé de :

- Un (01) entre-sol air de stockage.
- Un (01) rez-de chaussé à usage commercial.
- Six (06) étages courant.
- Une terrasse inaccessible.
- Une (01) cage d'escalier.
- Une (01) cage d'ascenseur.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- **Le RPA\99 version 2003.**
- **Le BAEL 91modifier en 99.**
- **DTR-BC22.**

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, dont les dimensions sont ;

I.2-1 Dimension en plan :

- Longueur totale du bâtiment : $L=28.90m$
- Largeur totale du bâtiment : $L=15.80m$

I.2-2 Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : $h_t = 26.52m$.
- Hauteur de sous-sol : $h_{sol}= 4.08m$.
- Hauteur du rez-de-chaussée : $RDC = 4.08m$.
- Hauteur des étages courants : $h_{etage} = 3.06m$

I.3 Eléments constitutifs de l'ouvrage :

I.3-1 La superstructure :

La partie de la construction au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

I.3-1.1 L'ossature :

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs ;

- **Voile :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux dus au séisme.

- **Portiques :**

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les surcharges verticales.

I.3-1.2 Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment.

- Il supporte son poids propre et les charges d'exploitations, les transmet aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)

Dans notre bâtiment nous avons un type de plancher :

- **Plancher en corps creux :**

Planchers en corps creux portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

- **Plancher dalle pleine en béton armé :**

Le plancher en dalle pleine représente une plaque en béton armé coulée sur place, plus résistante et plus lourde comparée aux corps creux, ils sont utilisés généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, comme les balcons, les portes à faux, les paliers de repos des escaliers et pour la cage d'ascenseur.

I.3-1.3 Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Murs extérieurs :**

Elles sont constituées en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm et 15 cm d'épaisseur et séparées par une lame d'air de 5 cm.

- **Murs intérieurs :**

Constitués d'une seule cloison en briques creuses avec 10 cm d'épaisseur.

I.3-1.4 Escaliers :

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

Le coulage s'effectuera par étage. Notre escalier comporte deux volets avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

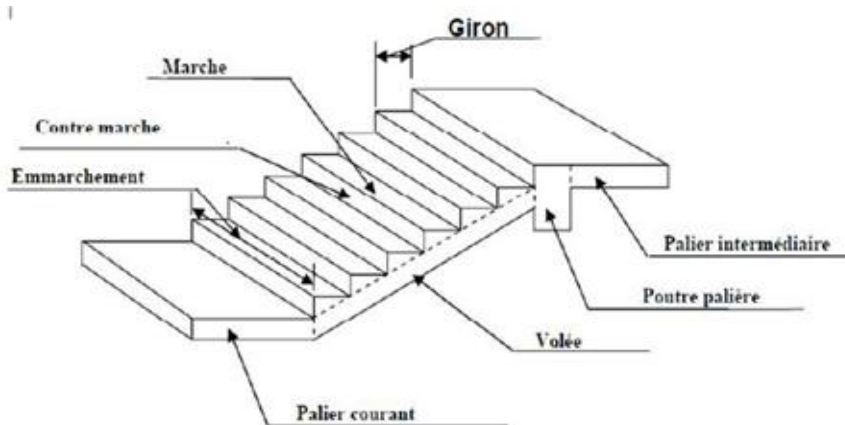


Figure I.3-1-1 : principaux termes relatifs à un escalier

L : Longueur des marches

g : Largeur des marches

h : Hauteur des marches

I.3-1.5 La cage d'ascenseur :

Est une enceinte d'un immeuble ou d'une maison dans laquelle circule un ascenseur. Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile, coulée sur place.

I.3-1.6 Les revêtements des sols et des murs :

- **Revêtements des sols ;**

Un revêtement des carreaux de carrelage sera exécuté et pose sur un lit de sable de 02cm d'épaisseur pour tout l'ensemble des locaux.

Les marches et contremarches d'escalier en recevront également un revêtement en granito.

- **Revêtement des murs :**

Les revêtements de faïence en carreaux de déférente dimension posée sur mortier de ciment et rejoint au ciment blanc, seront prévus dans la S.D.B ; W.C et à 1m au-dessus du levier de cuisine.

Plinthes : En terre cuite vernissée de 7cm ×20 cm. Elles seront posées sur tous les pourtours des locaux.

Enduits :

- Enduit extérieurs : Les murs extérieurs recevront un enduit au mortier de ciment.
- Enduit intérieurs : L'enduit intérieur se fera au mortier de ciment sur une plateforme dans l'ensemble du rez-de-chaussée ; la cuisine, la salle de bain, les W-C.
- Enduit plâtre : Les plafonds recevant un enduit en plâtre lisse avec une gorge de 10cm de retombée sur tout le tour des espaces.

- **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminues le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.3-2 L'Infrastructure :

Les fondations :

Les fondations sont des éléments situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol par liaison directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4 Règlements utilisés :

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles **BAEL 91 modifié 99**, aux prescriptions algériennes de construction dans **le RPA 99 version 2003** et dans **le DTR-BC22**.

I.4-1 Principes des justifications :(BAEL91révisé 99/Art A.1.2)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

I.4-2 Les différents états limitent :

Nous avons vu en technologie que nous pouvons analyser une construction en termes de fonction : « Résister, porter, transmettre... » ceci implique des conditions : stabilité, durabilité, déformations admissibles.

Un état limite est qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments. L'article A.1.2 du **BAEL91 révisé 99** précise : « qu'un ETAT LIMITE est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action ».

Nous distinguons deux états limites :

- **États limites ultimes(ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement)
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture)
- Stabilité de forme (pas de flambement)

- **États limite de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

I.5 Matériaux

Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes. Leurs choix sont souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que : le cout, la disponibilité et la facilité de mise en œuvre.

Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5-1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir des granulats, aggloméré par un liant hydraulique fait prise par hydratation appelé ciment.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

- **Les matériaux composant le béton :**

Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions des calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange. Le (CPJ-CEM II/A 42,5) (ciment portland composé de classe 425) et le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- **Sables :** Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.
- **Graviers :** Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (Matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Eau de gâchage :

Elle met en réactions le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tout produit pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

- **Le poids volumique de béton:**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

- **Résistance mécanique du béton :**

- **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (Âge de maturité) noté f_{c28} . Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées (16×32) cm². Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

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

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} && \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} &= 1.1 f_{c28} && \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99/Art A. 2.1, 11})$$

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

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} && \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} &= f_{c28} && \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99/Art A. 2.1, 11})$$

- **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si : } f_{cj} < 60\text{MPa} \quad \dots\dots(\text{BAEL91 modifié 99/Art A. 2.1, 12})$$

On prend $f_{cj} = 25\text{MPa}$

• **Modules de déformations longitudinales du béton :**

On définit le module d'élasticités comme étant de 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 :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \quad \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99/Art A.2.1, 21})$$

Pour $f_{cj}=25 \text{ MPa}$ on aura $E_{ij} = 2164.19\text{MPa}$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, et afin de tenir en compte l'effet de retrait et de fluage, on prend un module de déformation égale à :

$$E_{yj} = 37000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{ (BAEL91 modifié 99/Art A.2.1, 22)}$$

Pour $f_{cj}=25$ MPa on aura $E_{yj} = 1081.86$ MPa

- **Module de déformation transversale du béton :**

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

$$G = \frac{E}{1(1+\nu)} \dots\dots\dots \text{ (BAEL91 modifié 99/Art A.2.1, 3)}$$

Avec :

E : module de déformation longitudinale instantanée du béton (module de Young).

ν : coefficient de poisson

• **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton. Il est pris égale à:

$$\left. \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ pour des justifications à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ pour des justifications à l'ELS} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{ (BAEL91 modifié 99/Art A.2.1, 3)}$$

• **Hypothèses de calcul :**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements **BAEL 91 révisé 99**(béton armé aux états limites) base sur la théorie des états limites suivants :

- **Etats limite ultime(ELU) :**

Il se traduit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la ruine de l'ouvrage).

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots \text{ (BAEL91 révisé 99/Art A.4.3,41)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0.85 \quad \text{si } t < 1\text{h} \\ \theta = 0.9 \quad \text{si } 1\text{h} \leq t \\ \theta = 1 \quad \text{si } t > 24\text{h} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

0.85 : un coefficient de minoration pour tenir compte de l'altération du béton en surface et de la durée 't' d'application des charges entraînant une diminution de la résistance.

γ_b : coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton.

Le coefficient γ_b vaut : $\left\{ \begin{array}{l} 1.5 : \text{ en situation durable et transitoire (SDT)} \\ 1.15 : \text{ en situation accidentelle (SA)} \end{array} \right.$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa}$ $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 14.167 \text{ MPa en SDT} \\ \sigma_{bc} = 18.478 \text{ MPa en SA} \end{array} \right.$

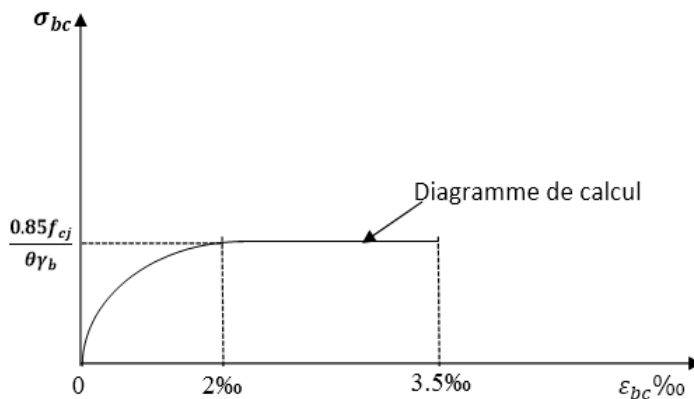


Figure I.5-1-1 : Diagramme des contraintes –déformation du béton à l'ELU

Avec :

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de **28** jours.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

(Pour $\varepsilon_{bc} < 2 \text{ ‰}$ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E \cdot \varepsilon_{bc}$).

Contrainte limite de cisaillement à ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 21})$$

τ_u : La contrainte.

V_u : L'effort tranchant dans la section étudiée

b_0 : Largeur de l'âme (section cisailée)

d : Hauteur utile de la poutre ($d = h - c$)

$\tau_u = \min (0.2f_{c28} ; 5\text{MPa})$ pour les fissurations peu nuisibles.

$\tau_u = \min (0.15f_{c28} ; 4\text{MPa})$ pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

Hypothèses :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à **10‰** et le raccourcissement unitaire du béton est limité à **3.5‰** dans le cas de la flexion simple ou composée et à **2‰** dans le cas de la compression simple.
- **Etat limite de service(ELS) :**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

La valeur de la contrainte admissible de compression σ_{bc} est :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 révisé 99/Art A.4.5, 2})$$

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{cj} = 0.6f_{28} = 15\text{MPa}$$

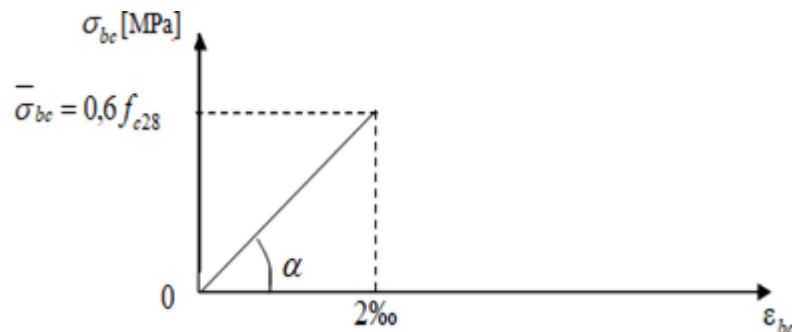


Figure I.5-1-2 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à ELS

- **Contrainte limite de cisaillement à ELS :**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots\dots\dots(\text{BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 21})$$

Avec :

τ_u : La contrainte.

V_u : L'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b_0 : Largeur de l'âme (section cisailée)

d : Hauteur utile de la poutre ($d = h - c$)

$\tau_u = \min (0.2f_{c28} ; 5\text{MPa})$ pour les fissurations peu nuisibles.

$\tau_u = \min (0.15f_{c28} ; 4\text{MPa})$ pour les fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.

Les aciers :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion ou les bétons résiste mal.

Les principales caractéristiques des aciers sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.5-1-1 : les caractéristiques des aciers.

Aciers	Désignation	Limite élastique en MPa	Allongement relatif à la rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement	utilisations
Aciers HA	F _e E400 F _e E500	400 500	14‰	1.6	1.5	Emplois courants
Treillis soudés	TSL TSHA	500 500	8‰	1.3	1	Radiers, voiles, planchers dallages

• **Diagramme contrainte déformation:**

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

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure est la suivante :

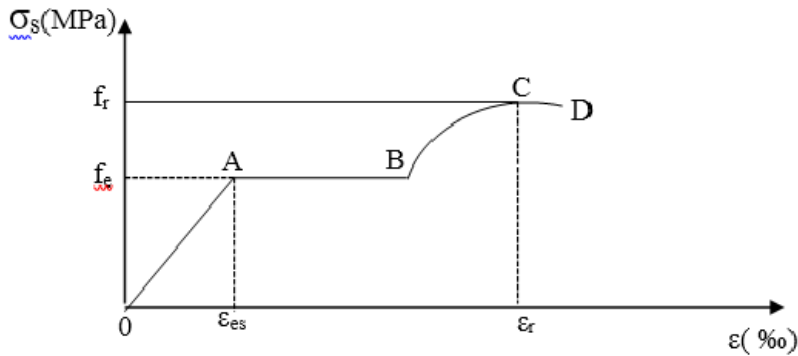


Figure I.5-1-3: diagramme contrainte- déformation des aciers

Avec :

f_r : Résistance à la rupture f_e : Limite d'élasticité

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

ϵ_r : Allongement à la rupture

• **Module d'élasticité longitudinale :**

Appelé aussi module de traction, est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier :

$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$ (BAEL91 modifié 99/Art A.2.2, 1)

• **Contrainte limite dans les aciers :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre (σ) et la déformation relative (ϵ).

Etat limite ultime

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ (BAEL91 modifié 99 /Art A.4.3, 2)

Avec :

σ_s : Contrainte

f_e : Limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{situation courant} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentel} \end{array} \right.$

- **Etat limite de service :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces derniers, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91 révisé 99, on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99 / Art A.4.3, 2})$$

- **Fissuration préjudiciable :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99 / Art A.4.5, 33})$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

C'est le cas des milieux agressifs

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifié 99 / Art A.4.5, 34})$$

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction de béton

f_e : Limite d'élasticité

η : coefficient de fissuration. $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.6 \text{ pour les adhérences (HA) de diamètre} \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.3 \text{ pour les HA} < 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1.0 \text{ pour les ronds lisses.} \end{array} \right.$

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

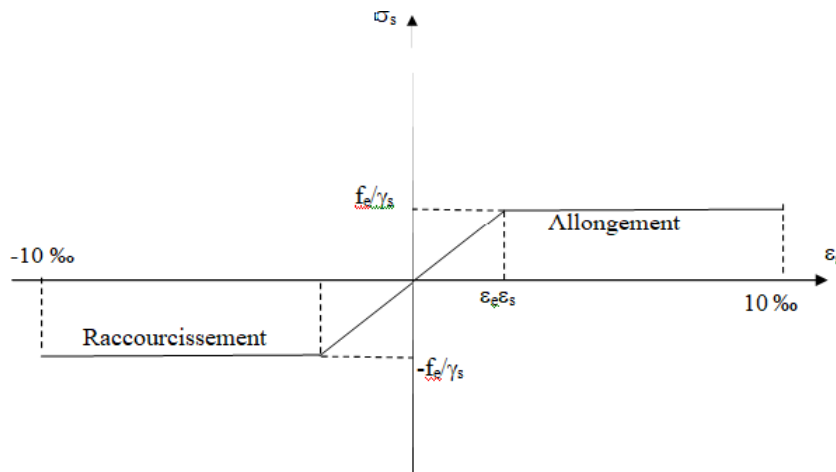


Figure I.5-1-4 : diagramme contrainte – déformation de calcul.

- **Protection des armatures : (BAEL91 modifié 99 /Art A.4.5, 34)**

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

5cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux 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, qu'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 exposées aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.6 Conclusion

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre bâtiment dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent et les caractéristiques mécaniques des matériaux utiliser.

CHAPITRE II

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement qui permet d'évaluer les dimensions des éléments de la structure, tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les voiles et les poteaux.

Le pré dimensionnement se fait selon les règles du **BAEL 91 modifié 99**, le **RPA99/version2003** et le **DTR2-2**.

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, leurs fonctions principales est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, assurant aussi une fonction d'isolation acoustiques et thermique entre étages.

On distingue deux types de planchers :

- **Plancher à corps creux** en parties courantes, composés de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles disposées suivant le sens de la petite portée.
- **Dalle pleine** pour les balcons, portes à faux et le hall d'ascenseur.

II.2-1 Planchers en corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifiée 99/Art B.6.8 ,424})$$

Avec :

L_{max} : Longueur de la portée libre maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : Épaisseur total du plancher.

Remarque :

Pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003, Zone II, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à **(25x25) cm²**.

Dans notre cas :

$$L=430-25 =405\text{cm} \longrightarrow h_t \geq \frac{405}{22.5}=18 \text{ cm}$$

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

On opte pour un plancher de $h_t = 20\text{cm}$, soit un corps creux de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

Le schéma suivant représente un plancher en corps creux

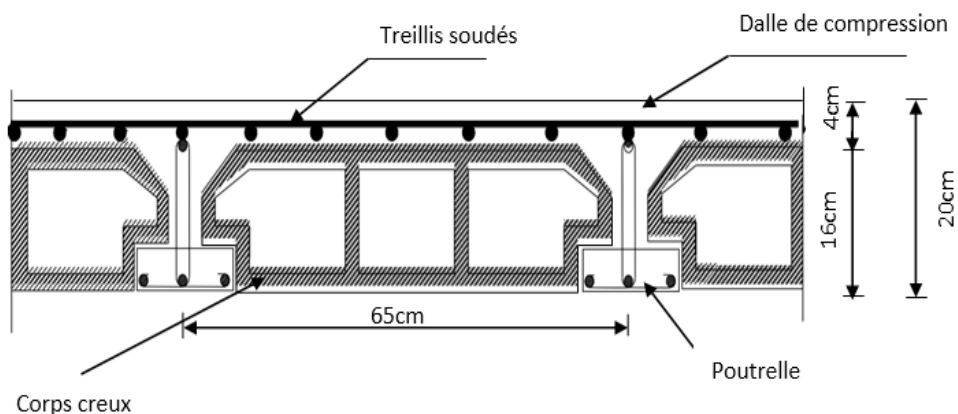


Figure II.2-1-1 :plancher en béton armé avec poutrelles

II.2-2 Plancher en dalle pleine en béton armé (balcon) :

Ce sont des plaques minces en béton armé coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends, dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autre dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivant :

- La résistance à la flexion
- La résistance au feu
- L'isolation acoustique

Condition de résistance à la flexion :

Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastrée.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur de la console

Pour : L=155cm

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{155}{10} = 15.5 \text{ cm} \longrightarrow e_1 = 17 \text{ cm}$$

Condition de résistance à la flexion :

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à 11 cm $\longrightarrow e_2 = 13 \text{ cm}$

L'isolation acoustique

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher. La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique est supérieur à 350Kg/m² et la masse volumique du béton est

$$\rho = 2500 \text{ daN/m}^3.$$

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm} \longrightarrow e_3 = 14 \text{ cm}$$

Donc $e = \max(e_1 ; e_2 ; e_3) = 17 \text{ cm}$

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessous, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur $e_p = 17 \text{ cm}$.

II.3 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place d'une part, D'autre part des éléments porteurs horizontaux, qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue :

- ✓ **Les poutres principales** qui constituent des appuis aux poutrelles
- ✓ **Les poutres secondaires** qui assurent le chaînage

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\text{Hauteur} \quad \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Largeur} \quad 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

- h : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre
- l : portée maximum entre nus d'appuis

Par ailleurs le **RPA99 révisé 99 préconise** les prescriptions, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \quad \dots\dots\dots (\text{RPA99 version 2003 /Art A.7.5.1}) \\ \frac{b}{h} \leq 4cm \end{array} \right.$$

II.3-1 Les poutres principales (ou porteuses) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

Calcul de la hauteur :

Dans un premier temps on suppose des poteaux de (25x25) cm.

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec} \quad L=470-25=445\text{cm}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres principales).

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \quad ; \quad 29.66 \leq h_t \leq 44.5$$

Soit : **h = 40 cm**

Calcul de la largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad ; \quad 16 \leq b \leq 28$$

Soit : **b = 25 cm**

Section adoptée : Poutres principales PP (30× 40) cm.

II.3-2 Les poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles, leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

Calcul de la hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L=430-25=405\text{cm}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres secondaires).

$$\frac{405}{15} \leq h_t \leq \frac{405}{10} ; 27 \leq h_t \leq 40.5$$

Soit : **h = 35 cm**

Calcul de la largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t ; 14 \leq b \leq 24.5$$

Soit : **b = 25 cm**

Section adoptée : Poutres secondaires **PS (30× 35) cm²**.

II.3-3 Les poutres palières (escalier) :

Leur démentions sont donner comme suit :

Calcul de la hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L=470-25=445\text{cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} ; 29.66 \leq h_t \leq 44.5$$

Soit : **h = 40 cm**

Calcul de la largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t ; 16 \leq b \leq 28$$

Soit : **b = 25cm**

Section adoptée : Poutres palière **PP (30× 40) cm**.

Tableau II.3-3-1 : Vérification des conditions du (RPA99 version 2003 /Art A.7.5.1)

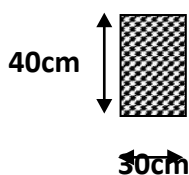
Condition	Poutre principe	Poutre secondaire	Poutre palière	Verification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	40 cm	C.V
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	30 cm	C.V
$h/b \leq 4$	$1.33 \leq 4$	$1.16 \leq 4$	$1.33 \leq 4$	C.V
$b_{\max} \leq 1.5h+b$	$30 \leq 460$	$30 \leq 460$	$30 \leq 460$	C.V

Les conditions de (RPA99 version 2003 /Art A.7.5.1) sont vérifiées.

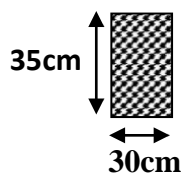
Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres sont :

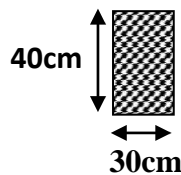
- Poutres principales : (30 X 40) cm².
- Poutres secondaires : (30 X 35) cm².
- Poutres de chaînage : (25 X 30) cm².
- Poutres palière : (30 X 40) cm².



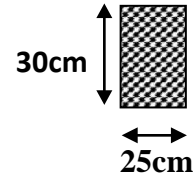
POUT.PR



POUT.S



POUT.PAL



POUT.CH

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à : (RPA99 version 2003 /Art A.7.7.1)

en satisfaisant la condition suivante: $L \geq 4a$

Avec :

L : longueur min du voile

a : épaisseur du voile

h_e : Hauteur libre d'étage

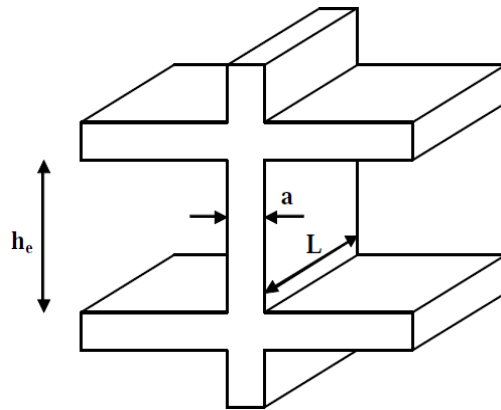


Figure II.3-3-1 : coupe de voile en élévation

- L'épaisseur (a) :

L'épaisseur d'un voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

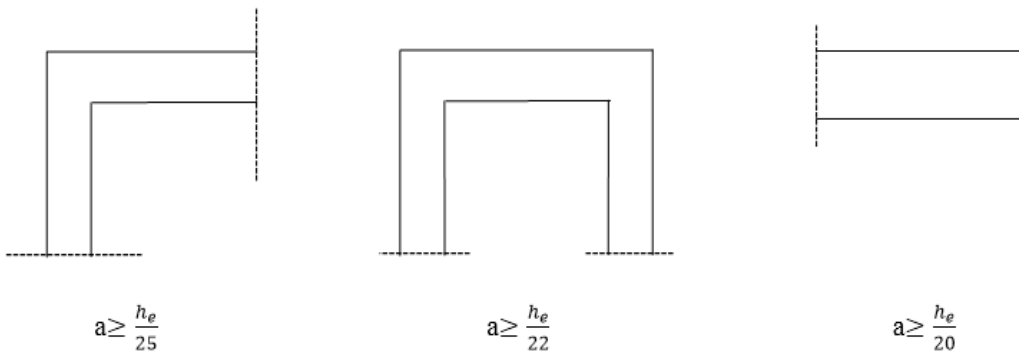


Figure II.3-3-2 : coupe verticale des différents voiles.

Dans notre cas :

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

Avec: $h_e = h - e_p \longrightarrow h_e = 408 - 20 = \text{cm}$

e_p : Épaisseur du plancher (16+4)

$$a = \frac{h_e}{20}$$

$$a = \frac{388}{20} = 19.4 \text{cm}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 20 \text{cm}$

- **Vérification des exigences du RPA :**

$$L \geq 4a \longrightarrow L = 90 \text{ cm} \geq 4a = 4 * 20 = 80 \text{ cm}$$

L : longueur min du voile

La Condition $L \geq 4a$ est vérifiée

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait en fonction de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité, le dimensionnement retenu doit satisfaire les conditions imposées par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91 révisé 99**.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service (ELS) en compression simple en supposant que, seul, le béton reprend l'effort normal (N) tel que :

$$N = G + Q \dots \dots \dots \text{(BAEL91révisé 99/Art B.8.2 ,11)}$$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

N_s : Effort de compression revenant au poteau le plus sollicité.

S : section transversale du poteau. Avec $S = b \times h$

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression. Avec $\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$

NB : L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. On détermine d'abord les charges et les surcharges du bâtiment.

II.5-1 Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes G :

- **Les plancher** : Nous possédons deux types de planchers :

- **Plancher terrasse inaccessible.**

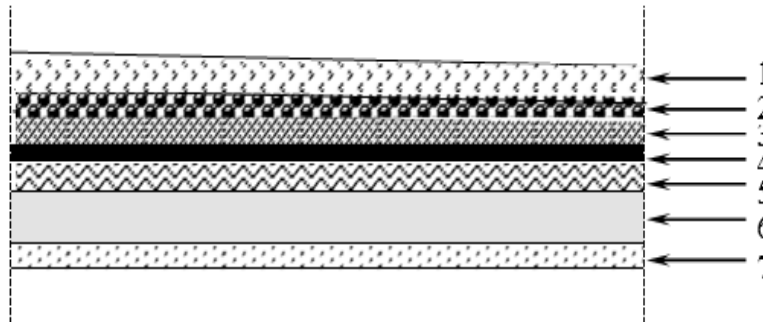


Figure II.5-1-1 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.5-1-1 : poids propre plancher terrasse inaccessible.

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Couche de gravier	0,05	17	0,85
02	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
03	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54
04	Feuille de polyane	0,01	1	0,01
05	Isolation thermique au liege	0,04	4	0,16
06	Plancher a corps Creux(16+4)	0,02	14	2,80
07	Enduit sous plafond en Plâtre	0,02	10	0,20
G total= 5.68KN/m²				

- **Plancher étage courant :**

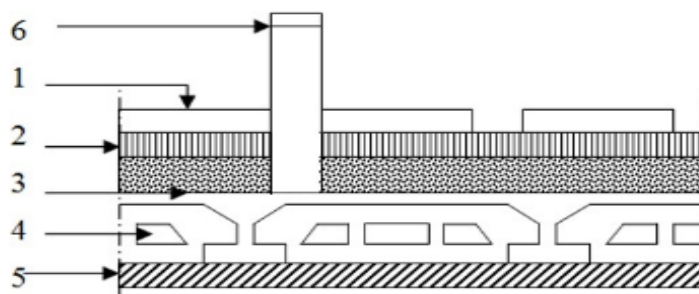


Figure II.5-1-2 : Coupe verticale du plancher étage courant.

Tableau II.5-1-2 : poids propre étage courant

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Plancher a corps Creux(16+4)	0,2	14	2,80
05	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
06	Briques creuse	0,1	09	0,90
G_{total} = 5.06 KN/m²				

- Dalle pleine (balcons)

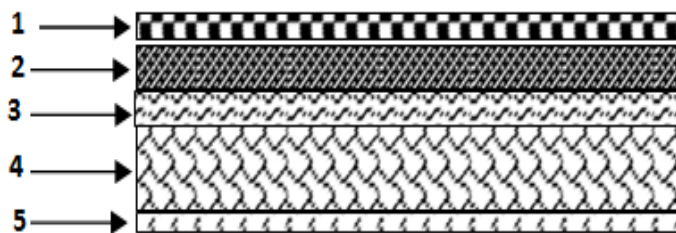


Figure II.5-1-3 : Coupe verticale d'une dalle plein(balcons)

Tableau II.4.1.5 : poids propre de la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
	Figure II.5-1-4 : Coune			
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
05	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G_{total} = 5,27KN/m²				

- **Mur extérieur : En double cloisons (avec briques creuses)**

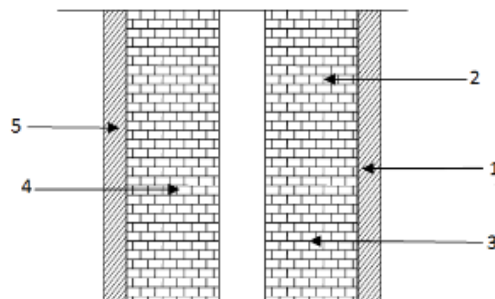


Figure II.5-1-5 : Coupe transversale du mur en simple cloison

Tableau II.5-1-3 : charges revenant au mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
02	Briques creuses	0.15	09	1,35
03	Lame d'aire	0.05	/	/
05	Briques creuses	0.10	09	0.90
06	Enduit plaîter	0,02	10	0.20
G_{total} = 2,81KN/m²				

- **Mur intérieur :**

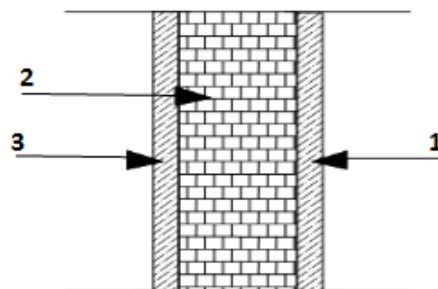


Figure II.5-1-6: Coupe transversale du mur en simple cloison

Tableau II.5-1-4: charges revenant au mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
02	Brique creuse	0.10	09	0.90
03	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
G_{total} = 1,30 KN/m²				

• Voiles :

Tableau II.5-1-5 :charges revenant aux voiles

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Voiles on béton armé	0.20	25	1
02	Enduit en ciment	0.02	10	0.2
03	Enduit en plâtre	0.02	18	0.36
G_{total} = 1.56KN/m²				

• Acrotère :

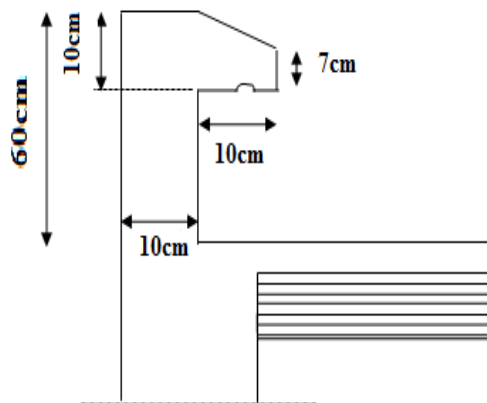


Figure II.5-1-7: coupe verticale l'acrotère

La charge permanente G est :

G=ρ × S × 1m.

S= (0.5×0.1) + (0.2×0.07) + (0.2×0.03)/2 =0,067m²

G=25×0,067×1=1,675 KN/ml

G=1,675KN/ml

Avec :

- ρ : Masse volumique du béton =25KN/m³
- S : Section transversale

Surcharges d'exploitation Q :(DTR B.C.2.2)

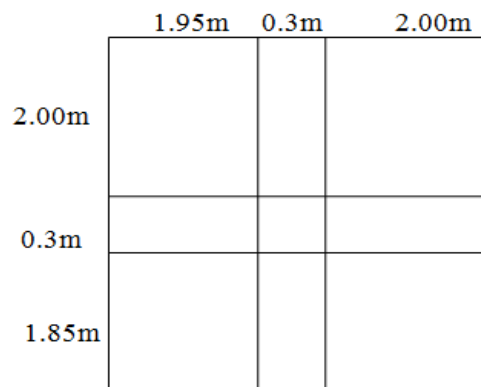
De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Tableau II.5-1-6 : surcharges d'exploitation.

Elements	Q(KN/m ²)
terrasse inaccessible.	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher sous-sol (commercial)	5
Escaliers	2.5
Acrotère	1
balcon	3.5

II.5-2 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité :

**Figure II.5-2-1 : surface revenant au poteau le plus sollicité.**

La surface du plancher revenant aux poteaux centraux :

❖ **Section nette :**

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_n = (2.00 \times 1.95) + (2.00 \times 2.00) + (1.85 \times 1.95) + (1.85 \times 2.00) = 15.2 \text{ m}^2$$

❖ **Section brute :**

$$S_b = 4.15 \times 4.25 = 17.64 \text{ m}^2$$

Poids propre des éléments :✓ **Terrasse inaccessible :**

$$PP_t = G \times S_n = 5.68 \times 15.2 = 86.33 \text{ KN}$$

✓ **Plancher d'étage courant :**

$$PP_{EC} = G \times S_n = 5.06 \times 15.2 = 76.91 \text{ KN}$$

✓ **Poids des poutres : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$**

Principale $G_{pp} = (b \times h \times l) \times \rho = (0,30 \times 0,40 \times 4.25) \times 25 = 17 \text{ KN}$

Secondaires $G_{ps} = (b \times h \times l) \times \rho = (0,30 \times 0,35 \times 3.85) \times 25 = 10.10 \text{ KN}$

$$G_{pp} + G_{ps} = 17 + 10.10 = 27.10 \text{ KN}$$

✓ **Poids propre des poteaux :**

- **Poteaux des étages courants : (3.06m)**

$$G_{EC} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$$

- **Poteau RDC :(4.08m)**

$$G_{es} = (0,25 \times 0,25) \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN}$$

- **Poteau de sous-sol :(4.08m)**

$$G_{ss} = (0,25 \times 0,25) \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation :

- **Terrasse inaccessible : $Q \times S_b = 1 \times 17.64 = 17.64 \text{ KN}$**
- **Etage courant : $Q \times S_b = 1.5 \times 17.64 = 26.46 \text{ KN}$**
- **Sous-sol : $Q \times S_b = 5 \times 17.64 = 88.20 \text{ KN}$**

Loi de dégression des charges

❖ **Définition de la descente de charge :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire « DTR B.C. 2.2: charges permanentes et charges d'exploitation » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux.

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \Sigma_i^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left[\frac{3+n}{2n}\right] \cdot \Sigma_i^n Q_i$$

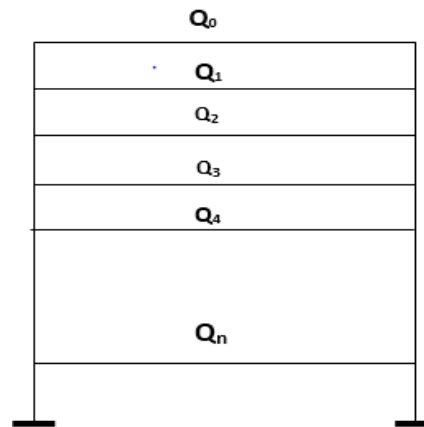


Tableau II.5-2-1 :coefficients de dégression de surcharge

niveau	6	5	4	3	2	1	RDC	s-sol
coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714

Tableau II.5-2-2: dégression des surcharges en fonction des niveaux

Niveaux	dégression des surcharges
Niv0	Q ₀
Niv1	Q ₀ + Q ₁
Niv2	Q ₀ + 0,95(Q ₁ + Q ₂)
Niv3	Q ₀ + 0,90(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃)
Niv4	Q ₀ + 0,85(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄)
Niv5	Q ₀ + 0,80(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅)
Niv6	Q ₀ + 0,75(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆)
Niv7	Q ₀ + 0,714(Q ₁ + Q ₂ + Q ₃ + Q ₄ + Q ₅ + Q ₆ + Q ₇)

Tableau II.5-2-3 : Récapitulatif de la décente de charges

Niveau	CHARGES PERMANENTE (KN)					CHARGES D'EXPLOITATION (KN)			EFFORT NORMAL (KN)	SECTION (Cm ²)	
	G	G	G	G	G	Q	Coefficient de dégression des charges	Q		Ns=G+Q	S
	Plancher	Poutre	poteaux	Total	Cumulé	plancher			Cumulé		Trouvée Ns/(0.6x f_{c28})
6	86.33	27.1	4.781	118.21	118.21	17.64	1	17.64	135.85	90.57	35x35
5	76.91	27.1	4.781	108.79	227	26.46	1	44.10	271.1	180.73	35x35
4	76.91	27.1	4.781	108.79	335.79	26.46	0.95	69.24	405.03	270.02	35x35
3	76.91	27.1	4.781	108.79	444.58	26.46	0.9	92.72	537.3	358.2	40x40
2	76.91	27.1	4.781	108.79	553.37	26.46	0.85	115.21	668.58	445.72	40x40
1	76.91	27.1	4.781	108.79	662.16	26.46	0.8	136.38	798.54	532.36	40x40
RDC	76.91	27.1	6.375	110.39	772.52	26.46	0.75	156.23	928.75	619.17	45x45
S sol	76.91	27.1	6.375	110.39	882.91	88.20	0.714	219.20	1102.11	734.74	45x45

$$\sigma_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x 25x 10^{-3} x 10^2 = 1.5 \text{ KNcm}^2$$

❖ **Vérification des sections des poteaux (ART.7.4.1/RPA99VER2003) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \text{zone I et II}_a \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} > \frac{b_1}{h_1} > 4 \end{array} \right.$$

• **Poteaux (35x35) 4^{ème} au 6^{ème} étage :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min } (35, 35) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (35, 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} > \frac{35}{35} = 1 > 4 \end{array} \right\} \text{ avec } h_e = 3.06\text{m} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Min } (35, 35) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (35, 35) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} > \frac{35}{35} = 1 > 4 \end{array}} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

• **Poteaux (35x45) 1^{er} au 3^{ème} étage :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min } (40, 40) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (40, 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} > \frac{40}{40} = 1 > 4 \end{array} \right\} \text{ avec } h_e = 3.06\text{m} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Min } (40, 40) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (40, 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3 \\ \frac{1}{4} > \frac{40}{40} = 1 > 4 \end{array}} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

• **Poteaux (45x45) RDC et s sol :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Min } (45, 45) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (45, 45) \geq \frac{408}{20} = 20.4 \\ \frac{1}{4} > \frac{45}{45} = 1 > 4 \end{array} \right\} \text{ avec } h_e = 4.08\text{m} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Min } (45, 45) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (45, 45) \geq \frac{408}{20} = 20.4 \\ \frac{1}{4} > \frac{45}{45} = 1 > 4 \end{array}} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification des poteaux au flambement (Art B.8.3 ,31/BAEL 91 modifiée 99) :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

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

$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50\lambda$: Elancement du poteau

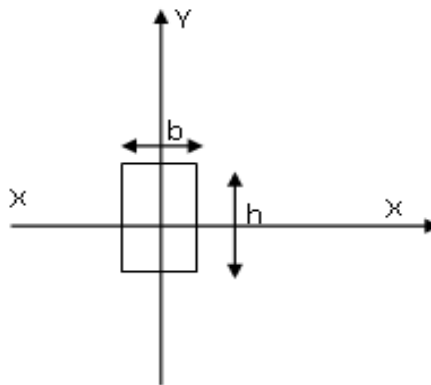
l_f : Longueur du flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

l_0 : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : Rayon de giration minimal : $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}}$

I : moment d'inertie du poteau $I_{\min} = \frac{hb^3}{12}$

B : section transversal du poteau ($b \times h$)



$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{hb^3/12}{bh}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0.7l_0}{\frac{b}{3.46}} = \frac{0.7 \times 3.46 l_0}{b} = 2.425 \frac{l_0}{b}$$

$$\lambda = 2.425 \frac{l_0}{b}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.5-2-4: Résistance des poteaux au flambement

Condition	Niveau	Poteau (b x h)	l_0 (m)	b(m)	λ	Vérification
$\lambda = 2.425 \frac{l_0}{b}$	RDC et S sol	45x45	3.88	0,45	20.90	C.V
	1 ^{er} au 3 ^{eme} étage	40x40	2.86	0,40	17.34	C.V
	4 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	35x35	2.86	0,35	19.82	C.V

Après avoir fait les calculs nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Elements	Sections
Poteau RDC et s-sol	(40x40) cm ²
Poteaux ; 1 ^{er} au 3 ^{eme} étage	(40x40) cm ²
Poteaux ; 4 ^{er} et 6 ^{eme} étage	(35x35) cm ²
Pouters principaux	(30x40) cm ²
Pouters secondaires	(30x35) cm ²
Epaisseur des voiles	e=20 cm
Epaisseur des planches	e=20 cm

II.6 Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

CHAPITRE III

Chapitre III: Calcul des éléments

III.1 Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (fusant pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91(modifié 99) et le RPA.**

III.2 Les planchers :

III.2-1 Les planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux (16+4) sont constitués :

- Nervures appelées poutrelles de section en Te, qui sont disposées dans le sens de la petite portée sauf pour les balcons, pour réduire la flèche, espacées de 65 cm.
- Corps creux, utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique sa dimension est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton d'une épaisseur courante de 4cm, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites,
 - Résister aux effets de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux charges,

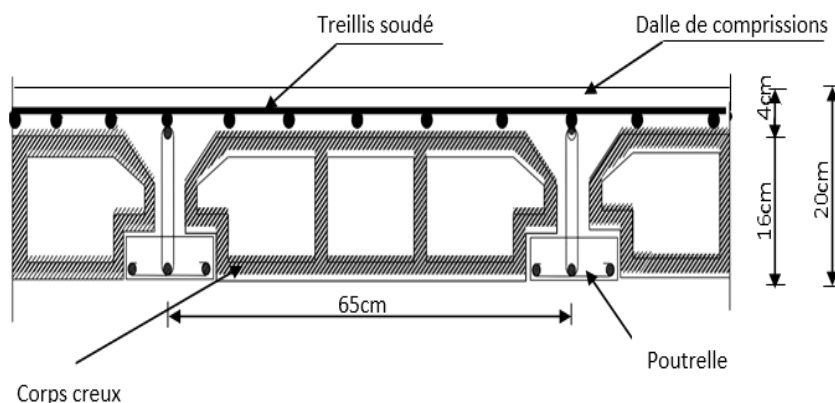


Figure III.2-1-1 : Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis

III.2-1.1 Etude de la Dalle de compression

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton d'une épaisseur courante de **4cm** coulée sur place et sur l'ensemble de plancher constituer par les poutrelles et les hourdis ; elle est généralement armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) avec $f_e=520\text{MPa}$.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par :

(BAEL 91 modifié 99/Art B.6.8 ,423).

- 20 cm (5p.m) pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (3p.m) pour les barres parallèles aux poutrelles.

III.2-1.2 Calcule des armatures :

- Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} \quad \text{Avec} \begin{cases} l = 65\text{cm} : \text{distance entre axes des poutrelles.} \\ f_e = 520\text{MPa} : \text{Limite d'élasticité.} \end{cases}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5\text{cm}^2/\text{ml} \quad \Longrightarrow \quad A_{\perp} = 5\text{T}5 = 0.98\text{cm}^2$$

Avec un espacement $S_t=20\text{cm}$

- Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \quad \text{Avec} \begin{cases} l = 65\text{cm} : \text{distance entre axes des poutrelles.} \\ f_e = 520\text{MPa} : \text{Limite d'élasticité.} \end{cases}$$

$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49\text{cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{\parallel} = 5\text{T}5 = 0.98\text{cm}^2$$

Avec un espacement $S_t=20\text{cm}$

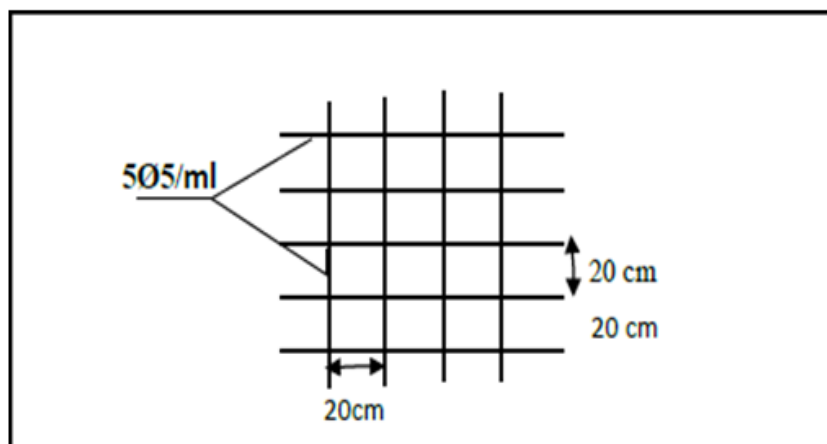


Figure III.2-1-2 : schéma statique du treillis soudé

III.2-2 Etude de la poutrelle :

III.2-2.1 Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en **Té**, les règles préconisent que la largeur **b₁** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l}{2}; \frac{l_1}{10}; \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \right)$$

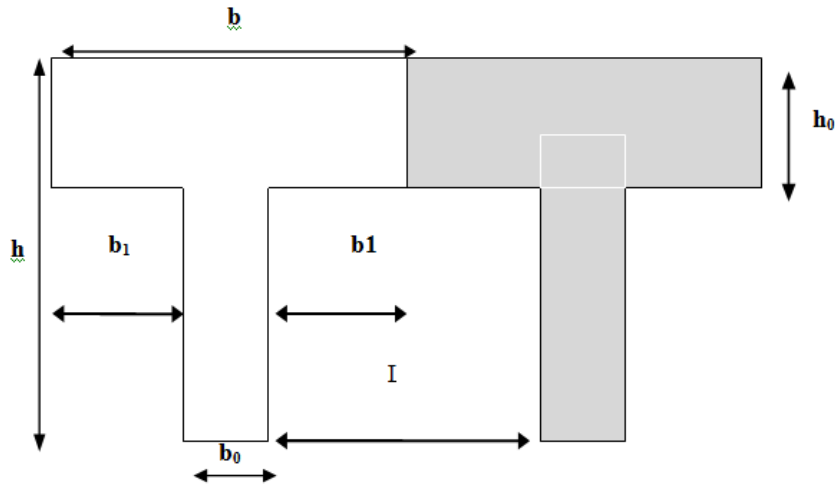


Figure III.2-2-1 : coupe vertical d'une poutrelle

b₀ : largeur de la nervure **b₀ = 12cm.**

b : distance entre axes des poutrelles.

L : la distance entre parements voisins de deux poutrelles **L = 65 - 12 = 53cm.**

L₁ : longueur de la plus grand travée **L₁ = 4.3m = 430cm**

h₀ : épaisseur de la dalle de compression **h₀ = 4cm.**

h : hauteur totale de plancher. **h = 20**

$$b_1 \leq \begin{cases} \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26.5\text{cm} \\ \frac{l_1}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm} \\ \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{430}{2} = 143.33\text{cm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad \text{on prend : } b_1 = 26.5\text{cm}$$

b = 2b₁ + b₀ = 2x26.5 + 12 = 65cm.....condition vérifiée.

III.2-2.2 Calcul de la poutrelle :

Le calcul des poutrelles se fera pour une bande de 1m et sur deux étapes :

1^{er} étape : avant le coulage

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- **Poids propre de la poutrelle :** $G_p = (0,12 \times 0,04) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre de corps creux :** $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- **Poids propre total :** $G_{total} = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- **La surcharge de l'ouvrier :** $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Ferraillage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera en flexion simple

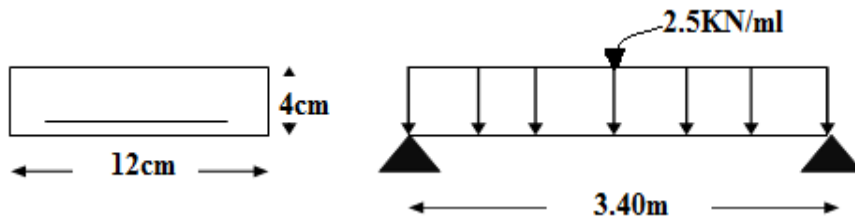


Figure III.2-2-2 : schéma statique de la poutrelle

- **Calcul de moment :** $M_t = q_u \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{3.30^2}{8} = 5.77 \text{ KN/m}$
- **Calcul de l'effort tranchant :** $T = q_u \frac{l}{2} = 2.5 \times \frac{3.30}{2} = 5.37 \text{ KN/m}$
- **Calcul des armatures :** $\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}}$

$$b = 12 \text{ cm}; d = h_0 - c = 4 - 2.5 = 1.5 \text{ cm}; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{5.77 \times 10^3}{12 \times 1.5^2 \times 14.2} = 15.04 > \mu_{id} = 0.0392 \dots \dots \dots \text{section doublement armée}$$

Comme la hauteur (4 cm) de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression ; il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaires.

2^{eme} étape : après le coulage de la dalle de compression (planche s-sol)

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section Té reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente (G) et une surcharge uniformément réparties(Q).

- **Choix de la méthode :**

Les efforts interne sont déterminer, selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivants :

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

Dans notre projet on a 2cas à calculer tel que :

- 1^{er} cas : une poutre reposant sur 5 appuis.
- 2^{eme} cas : une poutre reposant sur 3 appuis.

1^{er} cas on a une poutre reposant sur (5) appuis :

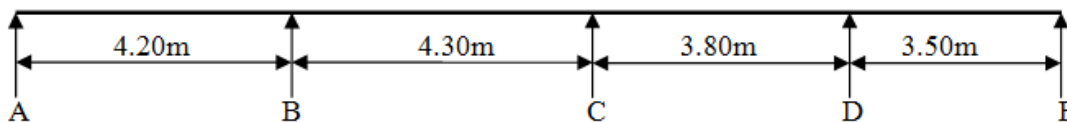


Figure III.2-2-3 : schéma statique de la poutre sur 5appuis

III.2-2.3 (Planche s-sol)

- **Méthode forfaitaire :**

- ❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode : (BAEL 91 révisé 99/Art B.6.2 ,210).**

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation : $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml})$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable
- Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$

- ❖ **Principe de la méthode forfaitaire : (BAEL 91 révisé 99/Art B.6.2 ,211).**

La méthode consiste à évalués les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison, c'est -à-dire dans la travée indépendante de même charge.

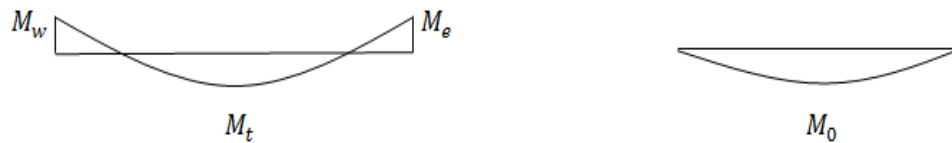


Figure III.2-2-4 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

Exposé de la méthode :

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que :

- Moment en travées : $M_t \geq \max \left\{ 1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$
- Moment en travées intermédiaires : $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$
- Moment en travées de rive : $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

M_0 : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

L : Longueur de la travée.

M_t : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_w et M_e : Moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

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

- Pour les poutres de deux travées $\geq 0.6M_0$.
- Pour les poutres plus de deux travées :

Les moments aux appuis de rive au moins égale à $\geq 0.3M_0$.

Les moments aux appuis voisins des appuis de rive au moins égale à $\geq 0.5M_0$.

Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à $\geq 0.4M_0$.

Application de la méthode forfaitaire :

- Les charges :

Charge permanente : $G = 5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{KN/m}$.

Charge d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{KN/m}$.

- **Combinaison d'action :**

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

$$q_u = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 3.25 = \mathbf{9.315 \text{ KN/m}}$$

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

$$q_s = 3.289 + 3.25 = \mathbf{6.539 \text{ KN/m}}$$

- **Calcul de rapport de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha = 1+0.3 \times 0.497 = 1.149. \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.497}{2} = 0.674. \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.497}{2} = 0.574. \end{array} \right. \quad \text{Avec } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.25}{3.25+3.289} = \mathbf{0.497}$$

- ❖ **Calcul des moments :**

- ❖ **Calcul des moments isostatique à L'ELU :**

$$M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = 9.315 \frac{4.20^2}{8} = 20.539 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u \frac{l^2}{8} = 9.315 \frac{4.30^2}{8} = 21.529 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q_u \frac{l^2}{8} = 9.315 \frac{3.80^2}{8} = 16.813 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = q_u \frac{l^2}{8} = 9.315 \frac{3.50^2}{8} = 14.263 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Calcul des moments fléchissant :**

- **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 20.539 = \mathbf{6.161 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 21.529 = \mathbf{10.764 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 21.529 = \mathbf{8.611 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.5 \max(M_{03}; M_{04}) = 0.5 \times 16.813 = \mathbf{8.406 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 14.263 = \mathbf{4.278 \text{ KN.m}}$$

- **Les moments en travées :**

$$\text{Travée de rive : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

$$\text{Travée intermédiaire : } \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2} = 1.149 \times 20.539 - \frac{6.161+10.764}{2} = \mathbf{15.136 \text{ KN.m}}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.674 \times 20.539 = \mathbf{13.843 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{AB}^t = \mathbf{15.136 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire BC :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2} = 1.149 \times 21.529 - \frac{10.764+8.611}{2} = \mathbf{15.048 \text{ KN.m}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.574 \times 21.529 = \mathbf{12.357 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{BC}^t = \mathbf{15.048 \text{ KN.m}}$

Travée intermédiaire CD :

$$M_{CD}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{03} - \frac{M_C+M_D}{2} = 1.149 \times 16.813 - \frac{8.611+8.406}{2} = \mathbf{10.809 \text{ KN.m}}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.574 \times 16.813 = \mathbf{9.650 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{CD}^t = \mathbf{10.809 \text{ KN.m}}$

Travée de rive DE :

$$M_{DE}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{04} - \frac{M_D+M_E}{2} = 1.149 \times 14.263 - \frac{8.406+4.279}{2} = \mathbf{10.045 \text{ KN.m}}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.674 \times 14.263 = \mathbf{9.613 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{DE}^t = \mathbf{10.045 \text{ KN.m}}$

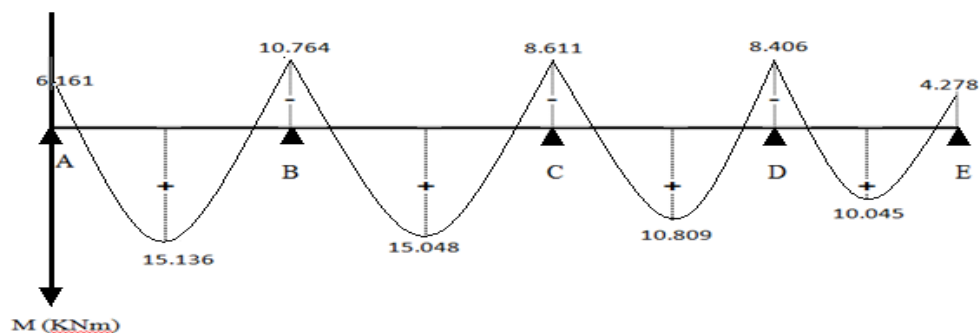


Figure III.2-2-5 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)

❖ Calcul des moments isostatique à L'ELS :

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 6.539 \frac{4.20^2}{8} = \mathbf{14.418 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 6.539 \frac{4.30^2}{8} = \mathbf{15.113 \text{ KN.m}}$$

$$M_{03} = qu \frac{l^2}{8} = 6.539 \frac{3.60^2}{8} = \mathbf{11.802 \text{ KN.m}}$$

$$M_{04} = qu \frac{l^2}{8} = 6.539 \frac{3.20^2}{8} = \mathbf{10.012 \text{ KN.m}}$$

❖ Calcul des moments fléchissant :

• Les moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 14.418 = \mathbf{4.325 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 15.113 = \mathbf{7.556 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 11.802 = \mathbf{6.045 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.5 \max(M_{03}; M_{04}) = 0.5 \times 11.802 = \mathbf{5.901 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 10.012 = \mathbf{3.003 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travées :

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad ; \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad ; \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.149 \times 14.418 - \frac{4.325 + 7.556}{2} = \mathbf{10.625 \text{ KN.m}}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.674 \times 14.418 = \mathbf{9.781 \text{ KN.m}}$$

$$\text{On prend : } M_{AB}^t = \mathbf{10.625 \text{ KN.m}}$$

Travée intermédiaire BC :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.149 \times 15.113 - \frac{7.556 + 6.045}{2} = \mathbf{10.564 \text{ KN.m}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.574 \times 15.113 = \mathbf{8.675 \text{ KN.m}}$$

$$\text{On prend : } M_{BC}^t = \mathbf{10.564 \text{ KN.m}}$$

Travée intermédiaire CD :

$$M_{CD}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.149 \times 11.802 - \frac{6.045 + 5.901}{2} = \mathbf{7.588 \text{ KN.m}}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.574 \times 11.802 = \mathbf{6.774 \text{ KN.m}}$$

$$\text{On prend : } M_{CD}^t = \mathbf{7.588 \text{ KN.m}}$$

Travée de rive DE :

$$M_{DE}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{04} - \frac{M_D+M_E}{2} = 1.149 \times 10.012 - \frac{5.901+3.003}{2} = 7.052 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.674 \times 10.012 = 6.748 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{DE}^t = 7.052 \text{ KN.m}$

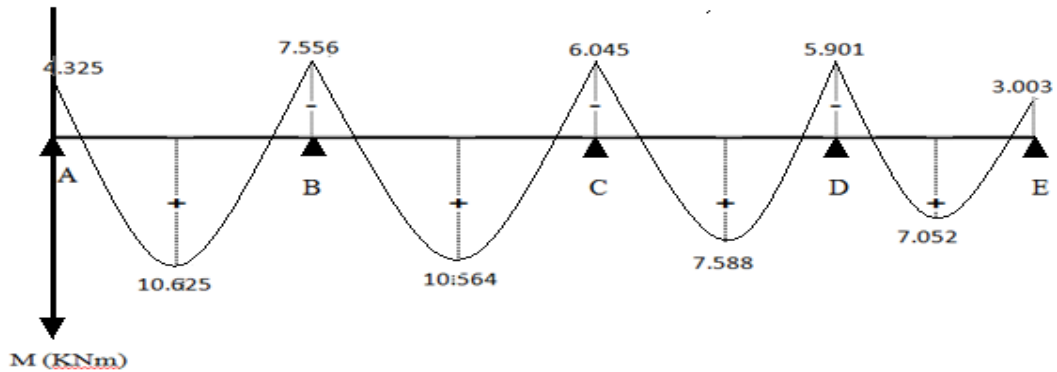


Figure III.2-2-6 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)

2^{ème} cas on a une poutre reposant sur (3) appuis :

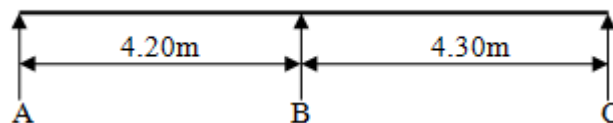


Figure III.2-2-7 : schéma statique de la travée

Application de la méthode forfaitaire :

- Les charges :

Charge permanente : $G = 5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{ KN/m}$.

Charge d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/m}$.

- Combinaison d'action :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 3.25 = 9.315 \text{ KN/m}$$

ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = 3.289 + 3.25 = 6.539 \text{ KN/m}$$

- Calcul de rapport de charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha = 1+0.3 \times 0.497 = 1.149. \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.497}{2} = 0.674. \end{array} \right. \quad \text{Avec } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.25}{3.25+3.289} = 0.497$$

- Calcul des moments :

- ❖ Calcul des moments isostatique à L'ELU :

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 9.315 \frac{4.20^2}{8} = 20.539 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 9.315 \frac{4.30^2}{8} = 21.529 \text{ KN.m}$$

- ❖ Calcul des moments fléchissant :

- Les moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 20.539 = 6.161 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{01}, M_{02}) = 0.6 \times 21.529 = 12.917 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 21.529 = 6.458 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées :

$$\text{Travée de rive} : \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.149 \times 20.539 - \frac{6.161 + 12.917}{2} = 14.060 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.674 \times 20.539 = 13.843 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 14.060 \text{ KN.m}$

Travée de rive e BC :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.149 \times 21.529 - \frac{12.917 + 6.458}{2} = 14.984 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.674 \times 21.529 = 14.510 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{BC}^t = 14.984 \text{ KN.m}$

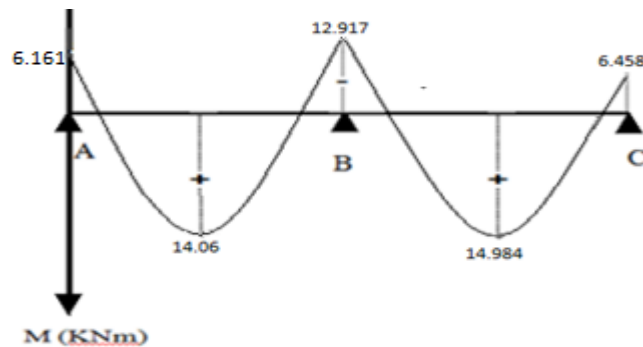


Figure III.2-2-8 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)

❖ Calcul des moments isostatique à L'ELS :

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 6.539 \frac{4.20^2}{8} = 14.418 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 6.539 \frac{4.30^2}{8} = 15.113 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments fléchissant :

• Les moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 14.418 = 4.325 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{01}, M_{02}) = 0.6 \times 15.113 = 9.067 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 15.113 = 4.533 \text{ KN.m}$$

• Les moments en travées :

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad ; \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.149 \times 14.418 - \frac{4.325 + 9.067}{2} = 9.870 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.674 \times 14.418 = 9.717 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{AB}^t = 9.870 \text{ KN.m}$$

Travée de rive BC :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.149 \times 15.113 - \frac{9.067 + 4.533}{2} = 10.564 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.674 \times 15.113 = 10.186 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{BC}^t = 10.564 \text{ KN.m}$$

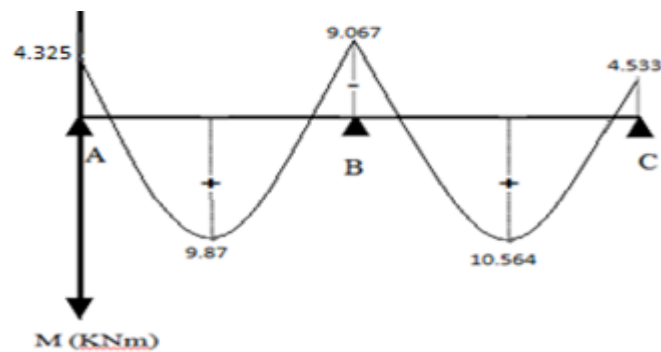


Figure III.2-2-9 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)

❖ Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta_{(x)} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \theta_w = q_u \frac{L}{2} \\ \theta_e = -q_u \frac{L}{2} \end{cases}$$

Planche s-sol

• Efforts tranchant à l'ELU

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 9.315 \frac{4.20}{2} + \frac{10.764 - 6.161}{4.20} = 20.657 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -9.315 \frac{4.20}{2} + \frac{10.764 - 6.161}{4.20} = -18.465 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 9.315 \frac{4.30}{2} + \frac{8.611 - 10.764}{4.30} = 19.526 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -9.315 \frac{4.20}{2} + \frac{8.611 - 10.764}{4.30} = -20.527 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 9.315 \frac{3.80}{2} + \frac{8.406 - 8.611}{3.80} = 17.644 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -9.315 \frac{3.80}{2} + \frac{8.406 - 8.611}{3.80} = -17.752 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 9.315 \frac{3.50}{2} + \frac{4.278 - 8.406}{3.50} = 15.121 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -9.315 \frac{3.50}{2} + \frac{4.278 - 8.406}{3.50} = -17.480 \text{ KN}$$

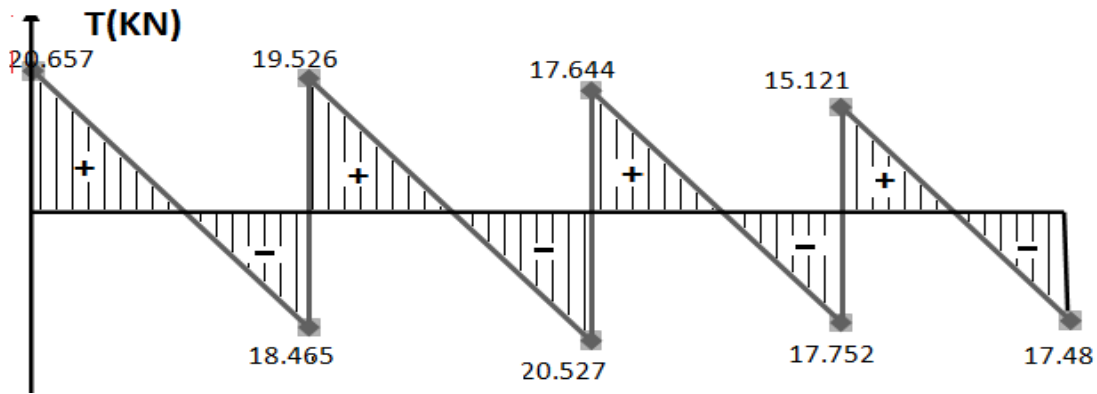


Figure III.2-2-10 : Diagramme des Efforts tranchant (ELU)

- Efforts tranchant à l'ELS :

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.539 \frac{4.20}{2} + \frac{7.556 - 4.325}{4.20} = 14.501 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.539 \frac{4.20}{2} + \frac{7.556 - 4.325}{4.20} = -12.962 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.539 \frac{4.30}{2} + \frac{6.045 - 7.556}{4.30} = 13.707 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.539 \frac{4.30}{2} + \frac{6.045 - 7.556}{4.30} = -14.410 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 6.539 \frac{3.80}{2} + \frac{5.901 - 6.045}{3.80} = 12.386 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -6.539 \frac{3.80}{2} + \frac{5.901 - 6.045}{3.80} = -12.461 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 6.539 \frac{3.50}{2} + \frac{3.003 - 5.901}{3.50} = 10.615 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -6.539 \frac{3.50}{2} + \frac{3.003 - 5.901}{3.50} = -12.271 \text{ KN}$$

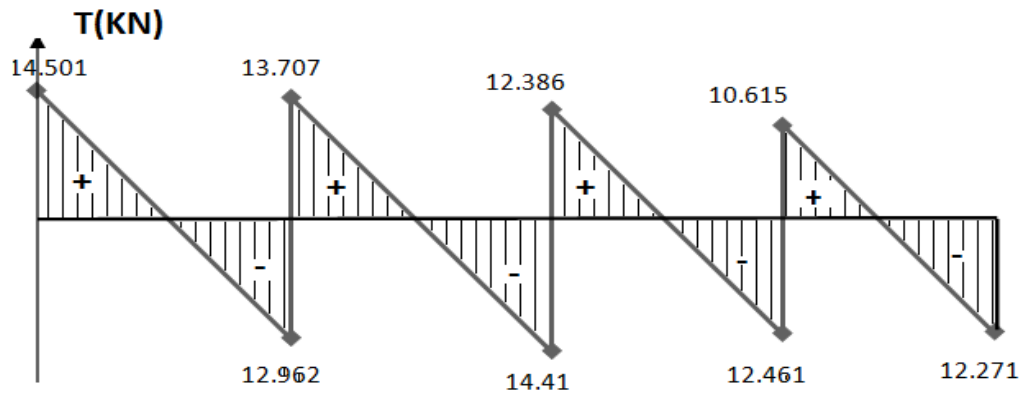


Figure III.2-2-11 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)

Plancher étage courant :

- Efforts tranchant à l'ELU :

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5.902 \frac{4.20}{2} + \frac{6.820 - 3.904}{4.20} = 13.088 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5.902 \frac{4.20}{2} + \frac{6.820 - 3.904}{4.20} = -11.699 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5.902 \frac{4.30}{2} + \frac{5.456 - 6.820}{4.30} = 12.372 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5.902 \frac{4.30}{2} + \frac{5.456 - 6.820}{4.30} = -13.006 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 5.902 \frac{3.80}{2} + \frac{5.326 - 5.456}{3.80} = 11.179 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -5.902 \frac{3.80}{2} + \frac{5.326 - 5.456}{3.80} = -11.247 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 5.902 \frac{3.50}{2} + \frac{2.711 - 5.326}{3.50} = 9.581 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -5.902 \frac{3.50}{2} + \frac{2.711 - 5.326}{3.50} = -11.075 \text{ KN}$$

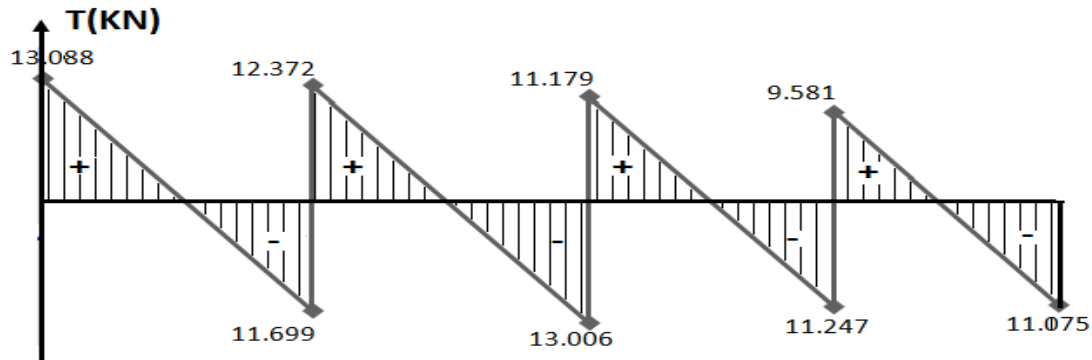


Figure III.2-2-12 : Diagramme des Efforts tranchant (ELU)

- Efforts tranchant à l'ELS :

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4.264 \frac{4.20}{2} + \frac{4.927 - 2.820}{4.20} = 9.456 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -4.264 \frac{4.20}{2} + \frac{4.927 - 2.820}{4.20} = -8.452 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 4.264 \frac{4.30}{2} + \frac{3.942 - 4.927}{4.30} = 8.938 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -4.264 \frac{4.30}{2} + \frac{3.942 - 4.927}{4.30} = -9.396 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 4.264 \frac{3.80}{2} + \frac{3.848 - 3.927}{3.80} = 8.076 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -4.264 \frac{3.80}{2} + \frac{3.848 - 3.927}{3.80} = -8.126 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 4.264 \frac{3.50}{2} + \frac{1.958 - 3.848}{3.50} = 6.922 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -4.264 \frac{3.50}{2} + \frac{1.958 - 3.848}{3.50} = -8.001 \text{ KN}$$

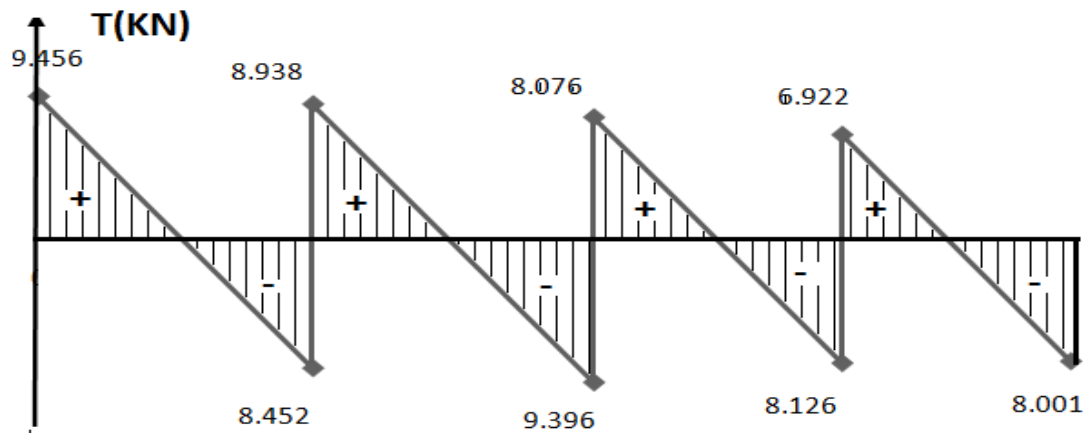


Figure III.2-2-13 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)

- Efforts tranchant à l'ELS :

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4.342 \frac{4.20}{2} + \frac{5.017 - 2.872}{4.20} = 9.629 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -4.342 \frac{4.20}{2} + \frac{5.017 - 2.872}{4.20} = -8.607 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 4.342 \frac{4.30}{2} + \frac{4.014 - 5.017}{4.30} = 9.101 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -4.342 \frac{4.20}{2} + \frac{4.014 - 5.017}{4.30} = -9.568 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 4.342 \frac{3.80}{2} + \frac{3.918 - 4.014}{3.80} = 8.224 \text{ KN}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -4.342 \frac{3.80}{2} + \frac{3.918 - 4.014}{3.80} = -8.274 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 4.342 \frac{3.50}{2} + \frac{1.994 - 3.918}{3.50} = 7.048 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -4.342 \frac{3.50}{2} + \frac{1.994 - 3.918}{3.50} = -8.148 \text{ KN}$$

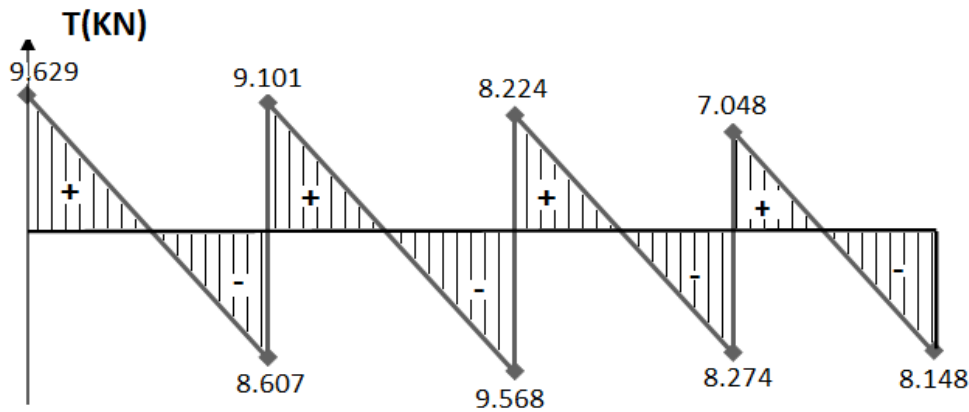


Figure III.2-2-14 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)

III.2-2.4 Plancher étage courant

- **Méthode forfaitaire :**

- ❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode : (BAEL 91 révisé 99/Art B.6.2 ,210).**

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la relation : $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml})$
avec $G=5.06\text{KN/m}$
 $Q= 1.5\text{KN/m}$

$Q=1.5\text{KN/m} \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/ml})$condition vérifiée.

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travéescondition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....condition vérifiée.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre : $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$

$$\left. \begin{aligned} 0.8 < \frac{4.20}{4.30} = 0.976 < 1.25 \\ 0.8 < \frac{4.30}{3.80} = 1.13 < 1.25 \\ 0.8 < \frac{3.80}{3.50} = 1.085 < 1.25 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

Application de la méthode forfaitaire

- **Les charges :**

Charge permanente : $G= 5.06 \times 0.65 = 3.289\text{KN/m}$.

Charge d'exploitation : $Q= 1.5 \times 0.65 = 0.975\text{KN/m}$.

- **Combinaison d'action :**

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

$$q_u = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 0.975 = 5.902 \text{ KN/m}$$

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

$$q_s = 3.289 + 0.975 = 4.264 \text{ KN/m}$$

- **Calcul de rapport de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.229 = 1.068. \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.229}{2} = 0.634. \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1 + 0.3 \times 0.228}{2} = 0.534. \end{array} \right. \quad \text{Avec } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.289} = 0.228$$

1^{er} cas on a une poutre reposant sur (5) appuis :

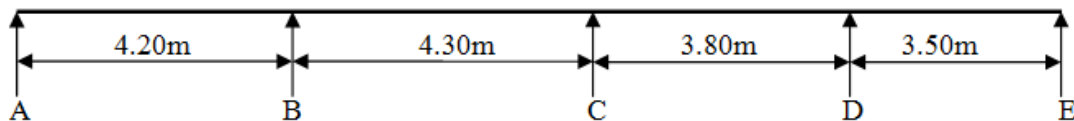


Figure III.2-2-15 : schéma statique de la poutre sur 5 appuis

- ❖ **Calcul des moments isostatique à L'ELU :**

$$M_{01} = q_u \frac{l^2}{8} = 5.902 \frac{4.20^2}{8} = 13.013 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u \frac{l^2}{8} = 5.902 \frac{4.30^2}{8} = 13.641 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q_u \frac{l^2}{8} = 5.902 \frac{3.80^2}{8} = 10.653 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = q_u \frac{l^2}{8} = 5.902 \frac{3.50^2}{8} = 9.037 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Calcul des moments fléchissant :**

- **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 13.013 = 3.904 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.5 \times 13.640 = 6.820 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{02} ; M_{03}) = 0.4 \times 13.640 = 5.456 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \max (M_{03} ; M_{04}) = 0.5 \times 10.653 = 5.326 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 9.037 = 2.711 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

Travée intermédiaire : $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.068 \times 13.013 - \frac{3.904 + 6.820}{2} = 8.536 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.634 \times 13.013 = 8.250 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 8.536 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire BC :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.068 \times 13.640 - \frac{6.820 + 5.456}{2} = 8.430 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.534 \times 13.640 = 7.284 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{BC}^t = 8.430 \text{ KN.m}$

Travée intermédiaire CD :

$$M_{CD}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.068 \times 10.653 - \frac{5.456 + 5.326}{2} = 5.986 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.534 \times 10.653 = 5.688 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{CD}^t = 5.986 \text{ KN.m}$

Travée de rive DE :

$$M_{DE}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.068 \times 9.037 - \frac{5.326 + 2.711}{2} = 5.633 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.634 \times 9.037 = 5.729 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{DE}^t = 5.729 \text{ KN.m}$

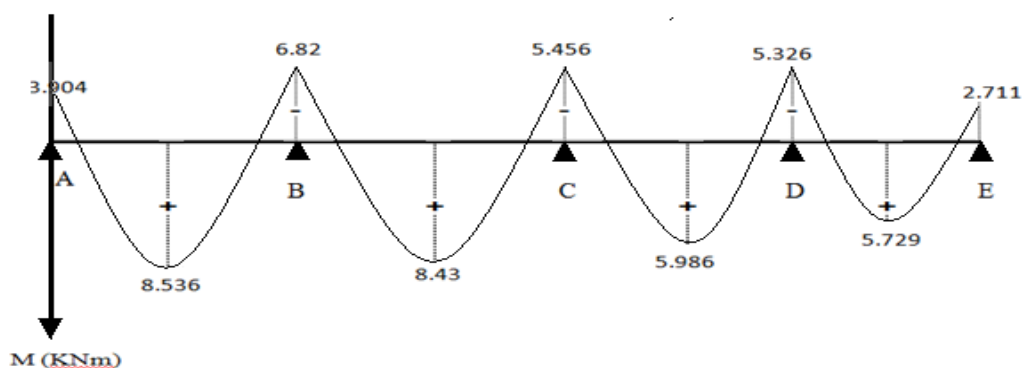


Figure III.2-2-16 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)

❖ Calcul des moments isostatique à L'ELS :

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 4.264 \frac{4.20^2}{8} = 9.402 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 4.264 \frac{4.30^2}{8} = 9.855 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = qu \frac{l^2}{8} = 4.264 \frac{3.60^2}{8} = 7.696 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = qu \frac{l^2}{8} = 4.264 \frac{3.20^2}{8} = 6.529 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments fléchissant :

• Les moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.402 = 2.820 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.5 \times 9.855 = 4.927 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0.4 \times 9.855 = 3.942 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.5 \max(M_{03}; M_{04}) = 0.5 \times 7.696 = 3.848 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 6.529 = 1.958 \text{ KN.m}$$

• Les moments en travées :

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad ; \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Travée intermédiaire : } M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad ; \quad M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.068 \times 9.402 - \frac{2.820 + 4.927}{2} = 6.167 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.634 \times 9.402 = 5.960 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{AB}^t = 6.167 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire BC :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.068 \times 9.855 - \frac{4.927 + 3.942}{2} = 6.090 \text{ KN.m}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.534 \times 9.855 = 5.262 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{BC}^t = 6.090 \text{ KN.m}$$

Travée intermédiaire CD :

$$M_{CD}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.068 \times 7.696 - \frac{3.942 + 3.848}{2} = 4.324 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.534 \times 7.696 = 4.109 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{CD}^t = 4.324 \text{ KN.m}$

Travée de rive DE :

$$M_{DE}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.068 \times 6.529 - \frac{3.848 + 1.958}{2} = 4.069 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{04} = 0.634 \times 6.529 = 4.139 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{DE}^t = 4.139 \text{ KN.m}$

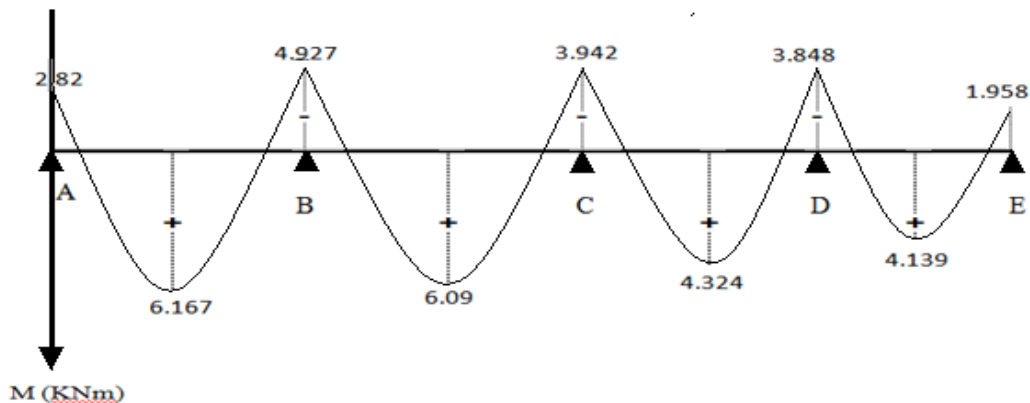


Figure III.2-2-17 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)

2^{ème} cas on a une poutre reposant sur (3) appuis :

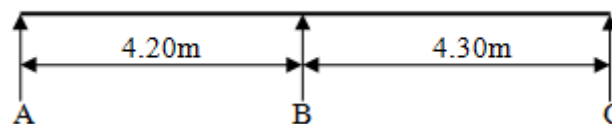


Figure III.2-2-18 : schéma statique de la travée

❖ Application de la méthode forfaitaire

• Les charges :

Charge permanente : $G = 5.06 \times 0.65 = 3.289 \text{ KN/m}$.

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}$.

• Combinaison d'action :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35 \times 3.289 + 1.5 \times 0.975 = 5.902 \text{ KN/m}$$

ELS : $q_s = G + Q$

$$q_s = 3.289 + 0.975 = 4.264 \text{ KN/m}$$

- Calcul de rapport de charge :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.228 = 1.068. \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = \frac{1.2 + 0.3 \times 0.228}{2} = 0.634. \end{array} \right. \quad \text{Avec } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0.975}{0.975 + 3.289} = 0.228$$

- ❖ Calcul des moments isostatique à L'ELU :

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 5.902 \frac{4.20^2}{8} = 13.013 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 5.902 \frac{4.30^2}{8} = 13.640 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments fléchissant :

- ❖ Les moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 13.013 = 3.904 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 13.640 = 8.184 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 13.640 = 4.092 \text{ KN.m}$$

- ❖ Les moments en travées :

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad ; \quad M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

- Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq (1 + 0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.068 \times 13.013 - \frac{3.904 + 8.184}{2} = 7.853 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.634 \times 13.013 = 8.250 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_{AB}^t = 8.250 \text{ KN.m}$

- Travée de rive BC :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.068 \times 13.640 - \frac{8.184 + 4.092}{2} = \mathbf{8.429 \text{ KN.m}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.634 \times 13.640 = \mathbf{8.647 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{BC}^t = \mathbf{8.429 \text{ KN.m}}$

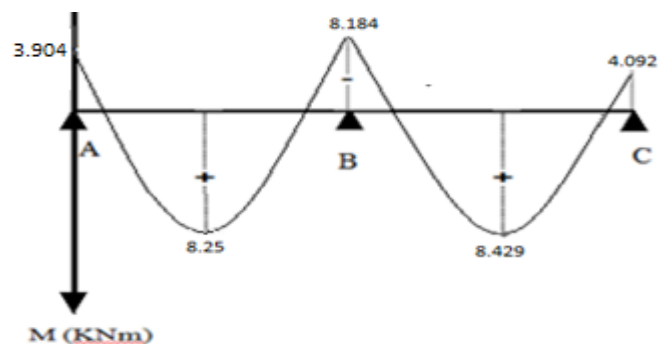


Figure III.2-2-19 : Diagramme des moments fléchissant(ELU)

- ❖ **Calcul des moments isostatique à L'ELS :**

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 4.264 \frac{4.20^2}{8} = \mathbf{9.402 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 4.264 \frac{4.30^2}{8} = \mathbf{9.855 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- ❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.402 = \mathbf{2.820 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0.6 \times 9.855 = \mathbf{5.913 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 9.855 = \mathbf{2.956 \text{ KN.m}}$$

❖ Les moments en travées :

Travée de rive : $M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w+M_e}{2}$; $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

- Travée de rive **AB** :

$$M_{AB}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2} = 1.068 \times 9.402 - \frac{2.820+5.913}{2} = \mathbf{5.674 \text{ KN.m}}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.634 \times 9.402 = \mathbf{5.960 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{AB}^t = \mathbf{5.960 \text{ KN.m}}$

- Travée intermédiaire **BC** :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B+M_C}{2} = 1.068 \times 9.855 - \frac{5.913+2.956}{2} = \mathbf{6.090 \text{ KN.m}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.634 \times 9.855 = \mathbf{6.248 \text{ KN.m}}$$

On prend : $M_{BC}^t = \mathbf{6.248 \text{ KN.m}}$

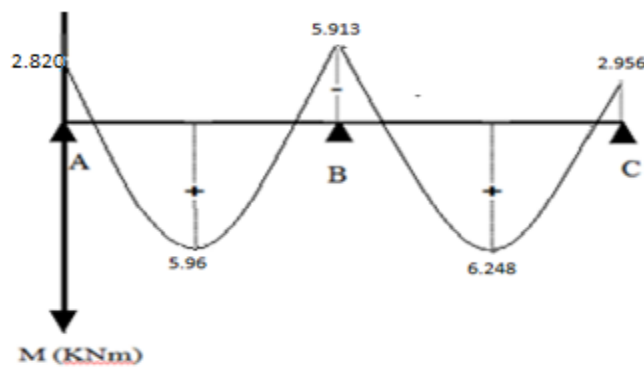


Figure III.2-2-20 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)

❖ Calcul des moments isostatique à L'ELS :

$$M_{01} = qu \frac{l^2}{8} = 4.342 \frac{4.20^2}{8} = \mathbf{9.574 \text{ KN.m}}$$

$$M_{02} = qu \frac{l^2}{8} = 4.342 \frac{4.30^2}{8} = \mathbf{10.035 \text{ KN m.}}$$

- Calcul des moments fléchissant :

- ❖ Les moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.574 = \mathbf{2.872 \text{ KN m}}$$

$$M_B = 0.6 \max (M_{01} ; M_{02}) = 0.6 \times 10.035 = \mathbf{6.021 \text{ KN m}}$$

$$M_C = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 10.035 = \mathbf{3.010 \text{ KN m}}$$

- ❖ Les moments en travées :

$$\text{Travée de rive : } M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; \quad M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

- Travée de rive **AB** :

$$M_{AB}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.044 \times 9.574 - \frac{2.872 + 6.021}{2} = \mathbf{5.548 \text{ KN m.}}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.622 \times 9.574 = \mathbf{5.955 \text{ KN m.}}$$

On prend : $M_{AB}^t = \mathbf{5.955 \text{ KN m}}$

- Travée intermédiaire **BC** :

$$M_{BC}^t \geq (1+0.3\alpha) M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.044 \times 10.035 - \frac{6.021 + 3.010}{2} = \mathbf{5.961 \text{ KN m.}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.622 \times 10.035 = \mathbf{6.241 \text{ KN m.}}$$

On prend : $M_{BC}^t = \mathbf{6.241 \text{ KN m}}$

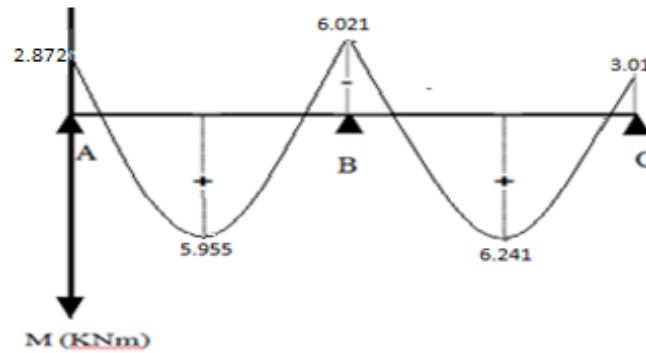


Figure III.2-2-21 : Diagramme des moments fléchissant(ELS)

❖ Calcul des efforts tranchant :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_{(x)} = \theta_{(x)} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ avec } \begin{cases} \theta_w = q_u \frac{L}{2} \\ \theta_e = -q_u \frac{L}{2} \end{cases}$$

➤ Planche s-sol

• Efforts tranchant à l'ELU

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 9.315 \frac{4.20}{2} + \frac{12.917 - 6.161}{4.20} = 21.170 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -9.315 \frac{4.20}{2} + \frac{12.917 - 6.161}{4.20} = -17.952 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 9.315 \frac{4.30}{2} + \frac{6.458 - 12.917}{4.30} = 18.525 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -9.315 \frac{4.20}{2} + \frac{6.458 - 12.917}{4.30} = -21.529 \text{ KN}$$

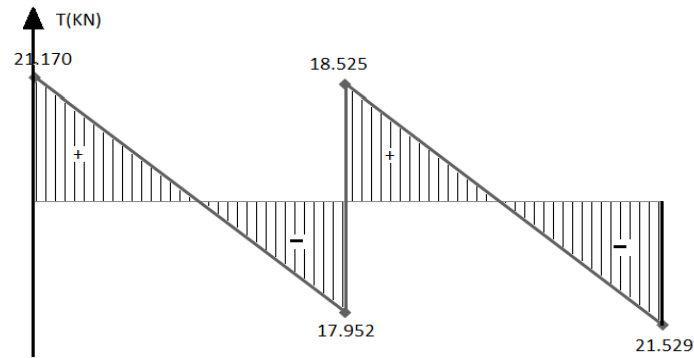


Figure III.2-2-22 : Diagramme des Efforts tranchant (ELU)

- Efforts tranchant à l'ELS :

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.539 \frac{4.20}{2} + \frac{9.067 - 4.325}{4.20} = 14.860 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6.539 \frac{4.20}{2} + \frac{9.067 - 4.325}{4.20} = -12.602 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6.539 \frac{4.30}{2} + \frac{4.533 - 9.067}{4.30} = 13.004 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6.539 \frac{4.20}{2} + \frac{4.533 - 9.067}{4.30} = -15.113 \text{ KN}$$

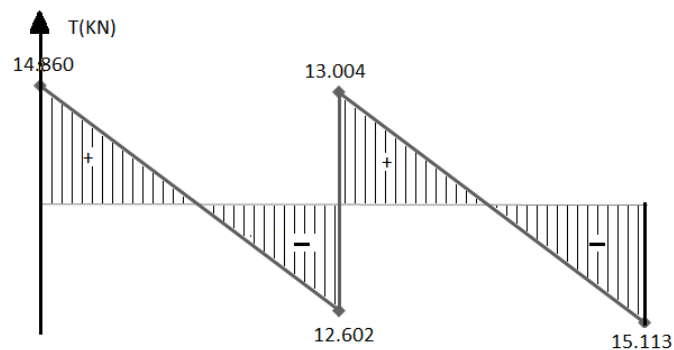


Figure III.2-2-23 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)

➤ Plancher étage courant :

• Efforts tranchant à l'ELU :

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 5.902 \frac{4.20}{2} + \frac{8.184 - 3.904}{4.20} = 13.413 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -5.902 \frac{4.20}{2} + \frac{8.184 - 3.904}{4.20} = -11.375 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 5.902 \frac{4.30}{2} + \frac{4.092 - 8.184}{4.30} = 11.737 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -5.902 \frac{4.30}{2} + \frac{4.092 - 8.184}{4.30} = -13.640 \text{ KN}$$

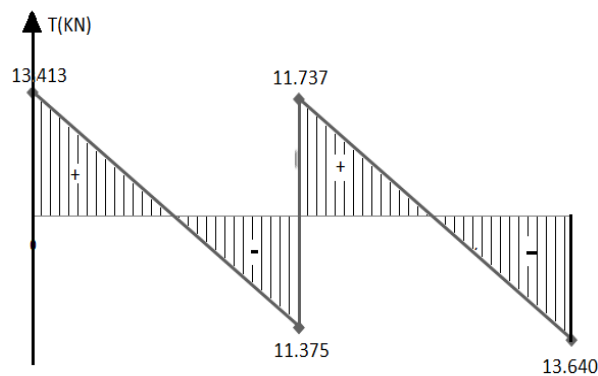


Figure III.2-2-24 : Diagramme des Efforts tranchant (ELU)

• Efforts tranchant à l'ELS :

Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4.264 \frac{4.20}{2} + \frac{5.913 - 2.820}{4.20} = 9.690 \text{ KN}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -4.264 \frac{4.20}{2} + \frac{5.913 - 2.820}{4.20} = -8.217 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 4.264 \frac{4.30}{2} + \frac{2.956 - 5.913}{4.30} = 8.479 \text{ KN}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -4.264 \frac{4.20}{2} + \frac{2.956 - 5.913}{4.30} = -9.855 \text{ KN}$$

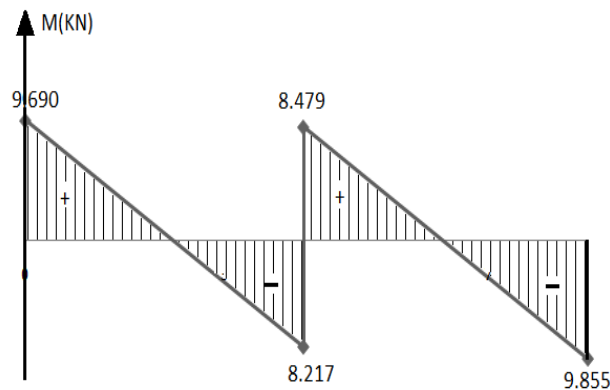


Figure III.2-2-25 : Diagramme des Efforts tranchant (ELS)

III.2-3 Ferrailage :

Les poutrelles seront calculées comme une section en **Té** :

b = 65cm (largeur de la table de compression)

h = 20cm (hauteur total de plancher)

b₀ = 12cm (largeur de la nervure)

h₀ = 4cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2cm (enrobage des armatures inférieures)

d = 18cm (distance du centre de gravité des armatures Inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

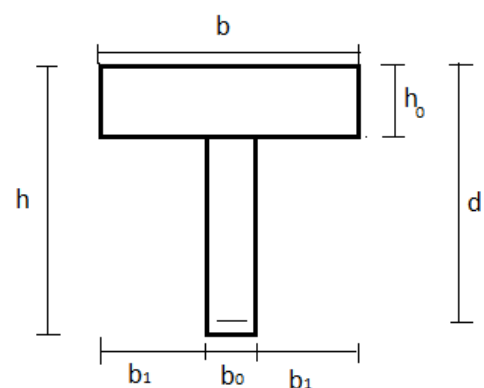


Figure III.2-3-1 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression

III.2-3.1 Plancher s-sol

❖ Position de l'axe neutre

Moment résistant

$$M_0 = b x h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

 M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression

$$M_t = \max \begin{cases} M_t = 15.984 \text{ KN m.} \\ M_a = 12.917 \text{ KN m.} \end{cases}$$

Si : $M_t > M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre se situe dans le nervure. $M_t < M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre se situe dans la table de compression.

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 66.456 \text{ KN m}$$

 $M_t = 15.984 \text{ KN m} < M_0 = 66.456 \text{ KN m} \longrightarrow$ l'axe neutre se situe dans la table de compression.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

❖ Calcul des armatures longitudinales : (travée sur 5 appuis)

• En travées :

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.984 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.053 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

Tableaux

$$\mu = 0.053 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9725$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{15.984 \times 10^4}{0.9725 \times 180 \times 348} = 2.62 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{12.917 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.234 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

Tableaux

$$\mu = 0.234 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.865$$

$$A_{sa} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \sigma_{sa}} = \frac{12.917 \times 10^4}{0.865 \times 180 \times 348} = 2.383 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{sa} = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

- ❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art A.7.2 BAEL91 modifié 99**)

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 12; \frac{120}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \{ 5.71; 12; 12 \} = 5.71 \text{ cm}$$

On prend : $\emptyset = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 2\emptyset \times 8 = 1.0 \text{ cm}^2$$

Espacement entre armature (cadre) :

$$St \leq \min \{ 0,9d, 40\text{cm} \} = \min \{ 0,9 \times 18; 40\text{cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

Soit: **St = 15 cm**

Vérification a ELU :

- ❖ **Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :**
(Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

Calcul de la section minimale :

- En travée :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{cm}^2$$

$$A_{st}^{min} = 1.412 \text{cm}^2 < A_{st} = 2.62 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.260 \text{cm}^2$$

$$A_{st}^{min} = 0.260 \text{cm}^2 < A_{sa} = 2.383 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (Art A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad T_{max} = 21.529 \text{ KN (travée sur 2 appuis)}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21.529 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.996 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.996 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillements : (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée 99)**• **En travée :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}(b-b_0)}{1.8h_0bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{21.529 \times 10^3 \times (650-120)}{1.8 \times 40 \times 650 \times 180} = 1.354 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.354 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{2T_{max}}{0.9db_0} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 21.529 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 2.215 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.215 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99):**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \bar{\text{MPa}} \quad \text{Avec} \quad \Psi_s = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{21.529 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 87.92} = 1.511 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3.14 \times 14 = 87.92$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 1.511 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Espacement des armatures (Art A.5.1.22 BAEL91 modifiée 99) :

$$s_t = \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(16.2\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$s_t = 16\text{cm}$$

❖ Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art A.6.1.22 BAEL91 modifiée 99):

$$L_S = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\text{cm} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_S$

$$L_a = 0.4 \times 35.27 = 14.10\text{ cm} \implies L_a = 15\text{cm}$$

Vérification a l'ELS

$$\text{On a } \begin{cases} M_{max}^a = 9.067 \text{ KN} \\ M_{max}^t = 10.625 \text{ KN m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \text{à L'ELU} \begin{cases} A_{sa} = 3.08 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Aux appuis :**

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^a}{A_{sa} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.08}{12 \times 18} = 1.426$$

Tableau

$$\rho = 1.426 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.841 \\ K_1 = 16.45 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{10.625 \times 10^3}{3.08 \times 0.841 \times 18} = 227.88 \text{ M}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 227.88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$condition vérifiée

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{16.45} = 0.061$$

$$\sigma_{bc} = 0.061 \times 227.88 = 13.901 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 13.901 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **En travée :**

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

$\rho = 1.56$ Tableau \longrightarrow $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.837 \\ K_1 = 15.67 \end{array} \right.$

$$\sigma_{st} = \frac{9.067 \times 10^3}{3.36 \times 0.837 \times 18} = 179.11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 179.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15.67} = 0.0638$$

$$\sigma_{bc} = 0.0638 \times 179.11 = 11.427 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 11.427 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.5 BAEL91 modifiée 99):**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

L'article (Art B.6.5.2.1 BAEL91 modifiée 99) précise qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.62}{12 \times 18} = 0.012 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{10.625}{10 \times 14.418} = 0.0736 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche (Art B.6.5.2.2 BAEL91 modifiée 99) :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{Ml^2}{10EI} \quad \text{et} \quad f = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86\text{cm}$$

Module de déformation :

$$E = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.86\text{MPa}$$

Détermination de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(bh_0)\frac{h_0}{2} + [(h-h_0).b_0(\frac{h-h_0}{2} + h_0)] + nA_s d}{(bh_0) + (h-h_0).b_0 + nA_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4)\frac{4}{2} + [(20-4).12(\frac{20-4}{2} + 4)] + 15 \times 2.62 \times 18}{(65 \times 4) + (20-4).12 + 15 \times 2.62} = 7.19 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.19 = 12.81 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bV_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0V_2^3}{3} + nA_s(d - c')^2$$

$$= \frac{65 \times 7.19^3}{3} - \frac{(65-12)(7.19-4)^3}{3} + \frac{12(12.81)^3}{3} + 15 \times 3.08(18-2)^2 = 27715.38387 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.08}{12 \times 18} = 1.426$$

Tableau

$$\rho = 1.426 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.841$$

La contrainte

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{10.625 \times 10^3}{3.08 \times 0.841 \times 18} = 227.638 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 3.08 \times 227.638 + 2.1} = 0.998$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{12}{65}) 1.213} = 0.033$$

Calcul de moment d'inertie fictive :

$$I = 1.1 \frac{I_0}{1+\mu\lambda} = 1.1 \frac{27715.38387}{1+0.998 \times 0.033} = 29514.87922 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{Ml^2}{10EI} = \frac{5}{384} \frac{10.625 \times 4.3^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 29514.87922} = 0.080 \text{ cm}$$

et $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$

$$f = 0.08 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées ; les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes.

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : 3HA12
- Aux appuis : 2HA14

❖ Armatures longitudinales :

- 2Ø 8

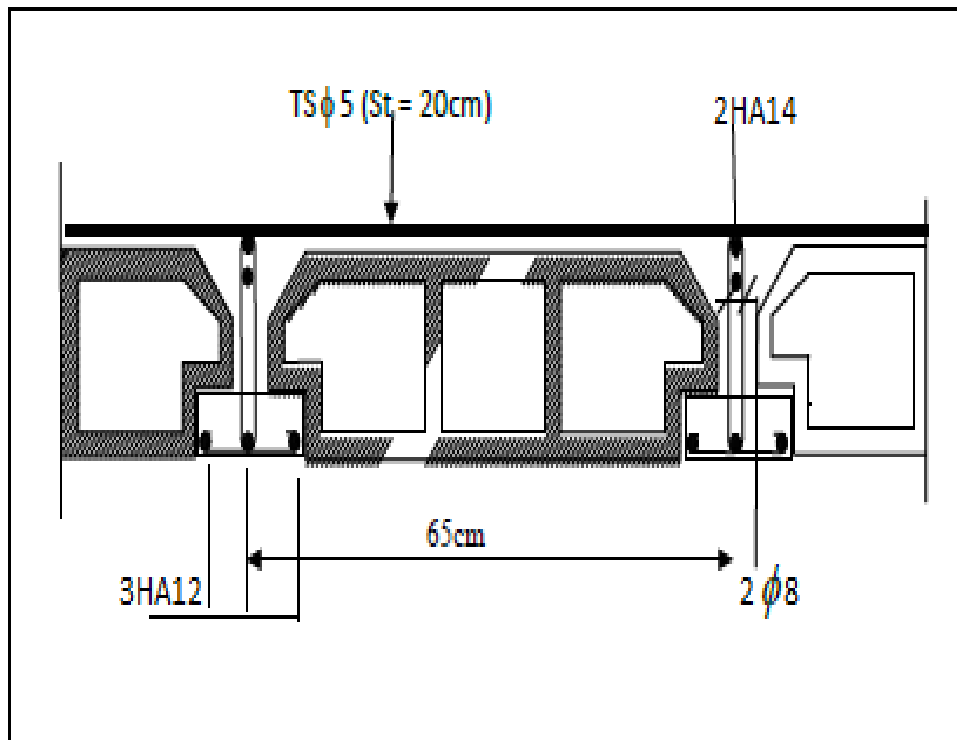


Figure III.2-3-2 : Plan de ferrailage du plancher s-sol en corps creux.

III.2-3.2 Plancher étage courant et terrasse inaccessible

• Position de l'axe neutre

Moment résistant

$$M_0 = b x h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

M0 : Moment qui peut être repris par la table de compression

$$M_t = \max \begin{cases} M_t = 8.566 \text{ KN m.} \\ M_a = 8.263 \text{ KN m.} \end{cases}$$

Si : $M_t > M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre se situe dans le nervure.

$M_t < M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre se situe dans la table de compression.

$$M_0 = 0.65 x 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 x 10^3 = 66.456 \text{ KN m}$$

$M_t = 8.566 \text{ KN m} < M_0 = 66.456 \text{ KN m} \longrightarrow$ l'axe neutre se situe dans la table de compression.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

❖ Calcul des armatures longitudinales :

• En travées : (travée sur 5 appuis)

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.566 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_{id} = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

Tableaux

$$\mu = 0.028 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{8.566 \times 10^4}{0.986 \times 180 \times 348} = 1.386 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st}=3\text{HA}10=2.35\text{cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8.263 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.150 < \mu_{id} = 0.392 \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.150 \xrightarrow{\text{Tableaux}} \beta = 0.918$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{8.263 \times 10^4}{0.918 \times 180 \times 348} = 1.437\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st}=2\text{HA}10=1.57\text{cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2 BAEL91 modifié 99)

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right\}$$

$$\emptyset \leq \min \left\{ 5.71; 10; 12 \right\} = 5.71\text{cm}$$

On prend : $\emptyset = 8\text{ mm}$

$$A_t = 2\emptyset 8 = 1\text{cm}^2$$

Espacement entre armature (cadre) :

$$St \leq \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{0,9 \times 18; 40\text{cm}\} = 16,2\text{cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$

Vérification à l'ELU

- ❖ Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :

(Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

Calcul de la section minimale :

- En travée :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.260 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^{min} = 0.260 \text{ cm}^2 < A_{sa} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification à l'effort tranchant :

- ❖ Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad T_{max} = 13.772 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{13.772 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.637 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.637 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillements : (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée 99)**

• **En travée :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}(b-b_0)}{h_0 \cdot 2b \cdot 0.9d} = \frac{T_{max}(b-b_0)}{1.8h_0bd} \leq \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{13.772 \times 10^3 \times (650-120)}{1.8 \times 40 \times 650 \times 180} = 0.866 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.866 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

• **Aux appuis :**

$$\overline{\tau_u} = \frac{2T_{max}}{0.9db_0} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 13.772 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 1.416 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.416 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 13.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée

❖ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \Psi_s = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13.772 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.353 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 1.353 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Espacement des armatures (Art A.5.1.22 BAEL91 modifiée 99) :**

$$s_t = \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(16.2\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$s_t = 16\text{cm}$$

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art A.6.1.22 BAEL91 modifiée 99):**

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\text{cm} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_S$

$$L_a = 0.4 \times 35.27 = 14.10\text{cm} \implies L_a = 15\text{cm}$$

Vérification a l'ELS

$$\text{On a } \begin{cases} M_{max}^a = 6.021 \text{ KN m} \\ M_{max}^t = 6.241 \text{ KN m} \end{cases}$$

$$\text{et } \begin{cases} A_{sa} = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Aux appuis :**

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^a}{A_{sa} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{sa}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.73$$

$$\rho = 0.73 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.876 \\ K_1 = 25.32 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.241 \times 10^3}{1.57 \times 0.876 \times 18} = 252.1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 252.1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$condition vérifiée

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{25.32} = 0.039$$

$$\sigma_{bc} = 0.039 \times 252.1 = 9.832 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_{bc} = 9.832 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$condition vérifiée

• **En travée :**

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.09$$

$\rho = 1.09$ $\xrightarrow{\text{Tableau}}$ $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.856 \\ K_1 = 19.84 \end{array} \right.$

$$\sigma_{st} = \frac{6.021 \times 10^3}{2.35 \times 0.856 \times 18} = 166.285 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 166.285 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$condition vérifiée

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19.84} = 0.05$$

$$\sigma_{bc} = 0.05 \times 166.285 = 8.314 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 8.314 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.5 BAEL91 modifiée 99):**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

L'article (Art B.6.5.2.1 BAEL91 modifiée 99) précise qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{1.386}{12 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{20}{430} = 0.046 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{6.241}{10 \times 10.035} = 0.062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées donc il faut procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche (Art B.6.5.2.2 BAEL91 modifiée 99) :**

$$f = \frac{M l^2}{10 E I} \quad \text{et} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

Module de déformation :

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Détermination de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(bh_0) \frac{h_0}{2} + [(h-h_0) \cdot b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right)] + nA_s d}{(bh_0) + (h-h_0) \cdot b_0 + nA_s}$$

$$= \frac{(65 \times 4) \frac{4}{2} + [(20-4) \cdot 12 \left(\frac{20-4}{2} + 4 \right)] + 15 \times 1.437 \times 18}{(65 \times 4) + (20-4) \cdot 12 + 15 \times 1.437} = 8.404 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 8.404 = 11.596 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{bV_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0V_2^3}{3} + nA_s(d-c')^2$$

$$= \frac{65 \times 8.404^3}{3} - \frac{(65-12)(8.404-4)^3}{3} + \frac{12(11.596)^3}{3} + 15 \times 2.26(18-2)^2 = 26266.7763 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046$$

Tableau

$$\rho = 1.046 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.8584$$

La contrainte

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{6.021 \times 10^3}{2.26 \times 0.8584 \times 18} = 172.424 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.641 \times 172.424 + 2.1} = 0.987$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3 \times \frac{12}{65})0.665} = 0.062$$

Calcul de moment d'inertie fictive :

$$I = 1.1 \frac{I_0}{1+\mu\lambda} = 1.1 \frac{26266.7763}{1+0.987 \times 0.062} = 27227.30616 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{Ml^2}{10EI} = \frac{5}{384} \frac{6.241 \times 4.3^2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 27227.30616} = 0.051 \text{ cm}$$

et $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$

$f = 0.051 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.86 \text{ cm}$ condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées ; les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes.

❖ **Armatures longitudinales :**

- **En travée : 3HA10**
- **Aux appuis : 2HA12**

❖ **Armatures longitudinales :**

- **2Ø 8**

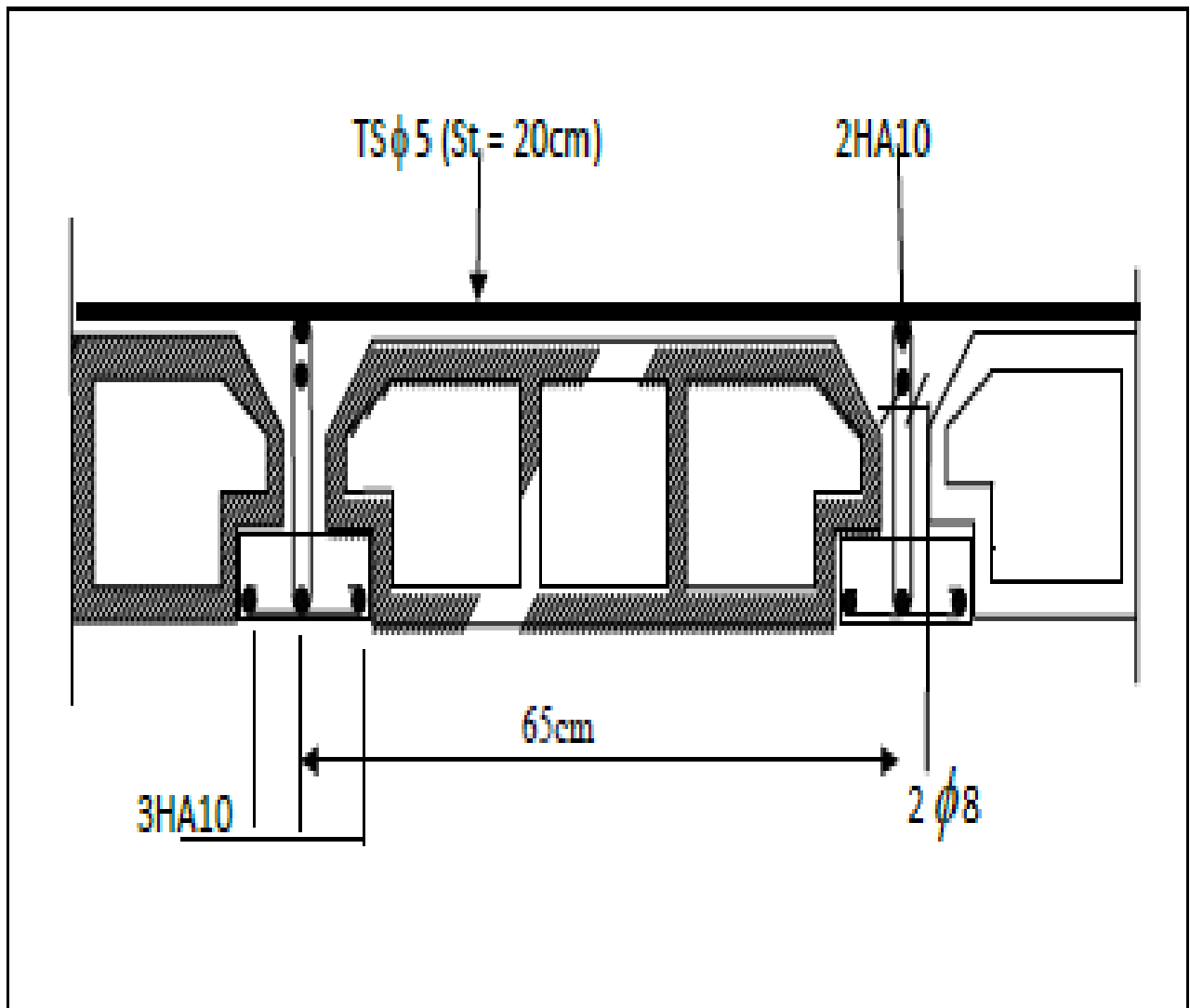


Figure III.2-3-3 : Plan de ferrailage du plancher étage courant en corps creux.

III.3 Étude des consoles (balcons) :

III.3-1 Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastree dans le plancher, soumise à la flexion simple en négligeant l'effort normal qui est dû à la main courante.

Dans notre structure, les balcons sont de longueur $L=1.55\text{m}$ constitués de dalles pleines, leurs épaisseurs sont déterminées par la condition de la résistance à la flexion (déjà calculée au chapitre 2) $\rightarrow ep=17\text{cm}$

Soumise à :

G : poids propre de la dalle pleine.

g : poids propre de garde-corps(charge verticale concentrée)

Q : surcharge d'exploitation.

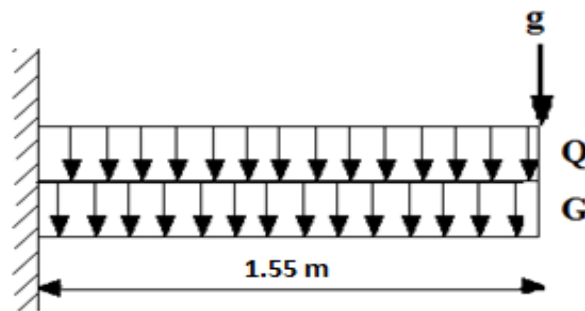


Figure III.3-1-1 : schéma statique du chargement des balcons.

III.3-2 Charges et surcharges :

- **Charge permanente :**

$$G = 5,27 \text{ KN/ m}^2 \times 1\text{ml} = 5.27\text{KN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \text{ KN/ m}^2 \times 1\text{ml} = 3.5 \text{ KN/ml}$$

- **Charge de concentration due au poids du garde-corps :**

$$g = 1,30\text{KN/ m}^2 \times 1\text{ml} = 1.30 \text{ KN/ml}$$

III.3-3 Combinaison des surcharges :**À ELU****Charges uniformément réparties :**

$$\left. \begin{array}{l} G = 5.27 \text{ KN/ml} \\ Q = 3.5 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \quad q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 3.5 = 12.36 \text{ KN/ml}$$

- Charges concentrées :**

$$g = 1.30 \times 1.2 = 1.56 \text{ KN/ml} \quad g_u = 1.5 \times g = 1.5 \times 1.56 = 2.34 \text{ KN/ml}$$

À ELS

- Charges uniformément réparties :**

$$\left. \begin{array}{l} G = 5.27 \text{ KN/ml} \\ Q = 3.5 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \quad q_u = G + Q = 5.27 + 3.5 = 8.77 \text{ KN/ml}$$

- Charges concentrées :**

$$g = 1.30 \times 1.2 = 1.56 \text{ KN/ml} \quad g_u = g = 1.56 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchent**À ELU**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u x l = \frac{12.36 \times 1.55^2}{2} + 2.34 \times 1.55 = 18.47 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u x l + g_u = 12.36 \times 1.55 + 2.34 = 21.50 \text{ KN}$$

À ELS

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u x l = \frac{8.77 \times 1.55^2}{2} + 1.56 \times 1.55 = 12.95 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u x l + g_u = 8.77 \times 1.55 + 1.56 = 15.15 \text{ KN}$$

III.3-4 Ferrailage :

❖ Caractéristiques géométrique de la section :

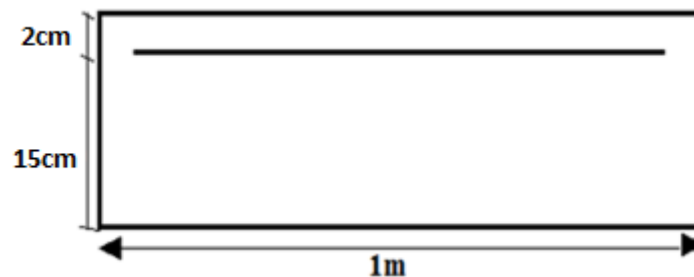


Figure III.3-4-1 : Disposition des armatures principales du balcon

• Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.47 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$$\mu = 0.08 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.970$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.47 \times 10^4}{0.970 \times 150 \times 348} = 3.65 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

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

• Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Vérification a ELU :

❖ Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :

(Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 15 \times 2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.81 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

(Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99) :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \Psi_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{21.50 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 0.845 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0.845 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillements (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{Avec} \quad T_u = 21.50 \text{ KN}$$

Pour les fissurations préjudiciables :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{21.50 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.143 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.143 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'espacement des barres :

• Armatures principales :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min (3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à ELS :

On a

$$M_u = 12.95 \text{ KN.m} \quad \text{Et A L'ELU} \quad \begin{cases} A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \\ A_r = 4.52 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3} f_e ; \max\left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right] \quad \text{avec} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3} \times 400 ; \max\left(\frac{1}{2} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)\right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

• Armatures principales :

$$\sigma_{st} = \frac{M_u}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.379$$

Tableau

$$\rho = 0.379 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.905 \\ K_1 = 37.63 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.95 \times 10^3}{5.65 \times 0.905 \times 15} = 168.84 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 168.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37.63} = 0.027$$

$$\sigma_{bc} = 0.027 \times 168.84 = 4.56 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.5 BAEL91 modifiée 99) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

L'article (Art B.6.5.2.1 BAEL91 modifiée 99) précise qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{17}{155} = 0.109 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{17}{155} = 0.109 \geq \frac{M_t}{10M} = \frac{12.95}{10 \times 12.95} = 0.10 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées ; les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes.

❖ **Armatures principales :**

- 5HA12
- $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition :**

- 4HA10
- $S_t = 25 \text{ cm}$

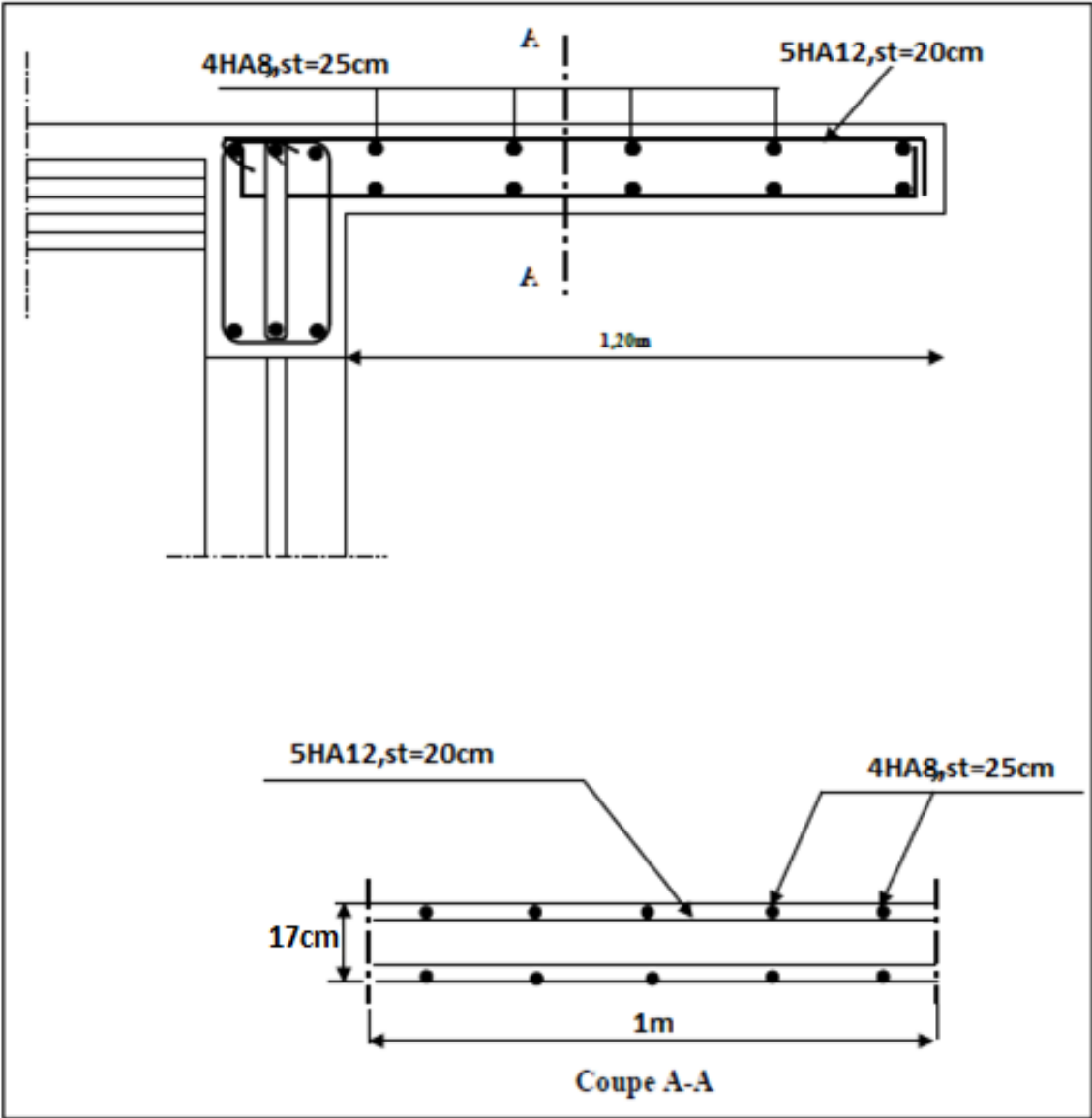


Figure III.3-4-2 : Plan de ferrailage du balcons .

III.4 L'acrotère

III.4-1 Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toutes chutes, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1mètre de largeur soumise à la **flexion composée due** au poids propre de l'acrotère(**G**) et d'une poussé latérale (**Q = 1KN/ml**) dû à la main courante qui engendre un moment de renversement (**M_r**) dans la section d'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

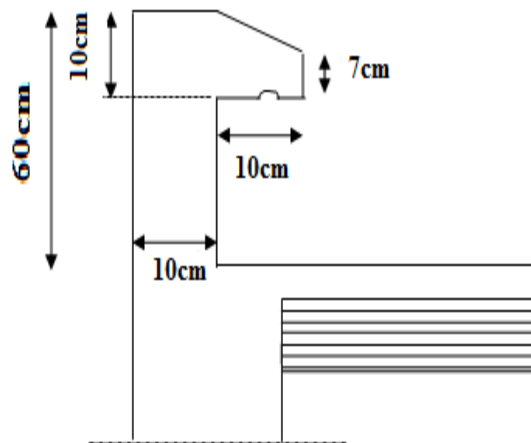


Figure III.4-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.4-2 Calcul des sollicitations

Le chargement

- Poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 [(0.1 \times 0.5) + (0.1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (0.1 \times 0.03) / 2]$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

ρ : Masse volumique du béton. $\rho = 25 \text{ KN/m}$

S : Section longitudinale de l'acrotère

Surcharge d'exploitation :

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

Les sollicitations :

- **Effort normal dû au poids propre :**

$$N = G \times 1\text{ml} = 1.7125 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = Q \times 1\text{ml} = 1 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement M dû à Q pour une bande de 1m:**

$$M = Q \times h \times 1\text{ml} = 1 \times 0.6 \times 1\text{ml} = 0.6 \text{ KN.m}$$

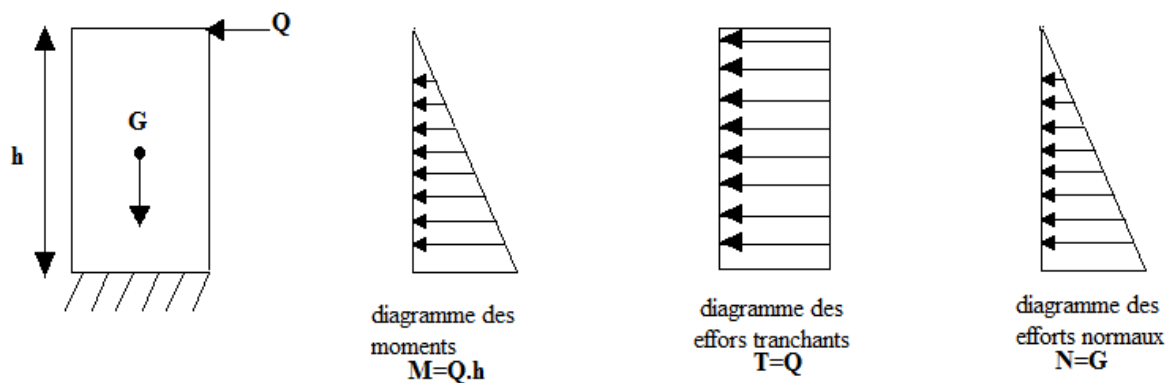


Figure III.4-2-1 : Schéma statique et diagramme des sollicitations

III.4-3 Combinaisons des charges :

A l'ELU :

- **Effort normal de compression :**

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN/ml}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

•

- **Moment de flexion :**

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.ml}$$

A l'ELS :

- **Effort normal de compression :**

$$N_s = G = 1,7125 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_s = T = 1,5 \text{ KN}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN.ml}$$

III.4-4 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en tenant compte d'une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise à un effort normal N et un moment M .

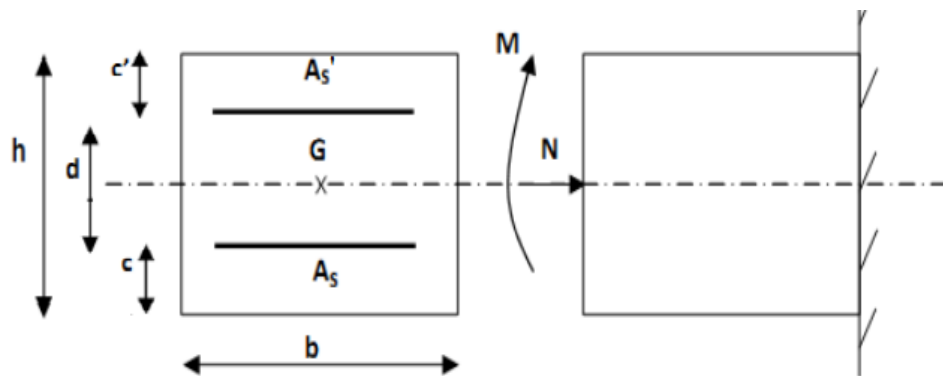


Figure III.4-4-1 : Section rectangulaire soumise à la flexion

h : épaisseur de la section $h= 10\text{cm}$.

c : enrobage $c=c' = 3\text{cm}$

d : hauteur utile $d=h-c= 7\text{cm}$

- **Position de centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.3896\text{m} = 38.96\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_u = 38.96\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c = 2\text{cm} \end{array} \right\} e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures et : N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC), elle sera calculée en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif, puis se ramène à la flexion composée.

- Calcul en flexion simple :

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.96 + 2 = 40.96 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm}$$

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 2.31 \times 0.4096 = 0.9462 \text{ KN.m}$$

- Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.9462 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\mu = 0.014 < \mu_l = 0.392 \implies \text{Section simplement armée (S.S.A)}$$

$$\mu = 0.014 \implies \beta = 0.993$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.9462 \times 10^4}{0.993 \times 70 \times 348} = 0.391 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul en flexion composé :

- La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 39.1 - \frac{2.31 \times 10^3}{348} = 32.46 \text{ mm}^2 = 0.3246 \text{ cm}^2$$

$$A = 0.32 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification a ELU :

- ❖ Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :
(Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 < A = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- ❖ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99) :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.237 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillements (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \tau_u \quad \text{Avec} \quad T_u = 1.5 \text{ KN/ml}$$

Pour les fissurations préjudiciables :

$$\tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'espacement des barres :

• Armatures principales :

$$S_t = 15 \text{ cm} < \min (3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min (4h; 45\text{cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Ancrage des armateurs (longueur de scellement) (Art A.6.1.22 BAEL91 modifiée 99) :

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15} = 25.39 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = 29.39 \text{ cm} \quad L_S = 30 \text{ cm} \quad \implies$$

Vérification à ELS :

On a $M_s = 0.6 \text{ KN.m}$ et $\begin{cases} A = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right] \quad \text{avec} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; \max \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

• Armatures principale :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_r}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

Tableau

$$\rho=0.287 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1=0.9155 \\ K_1=44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{2.01 \times 0.9155 \times 7} = 46.58 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{44.17} = 0.0226$$

$$\sigma_{bc} = 0.0226 \times 46.58 = 1.053 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.053 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_r}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

Tableau

$$\rho=0.287 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1=0.9155 \\ K_1=44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{2.01 \times 0.9155 \times 7} = 46.58 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{44.17} = 0.0226$$

$$\sigma_{bc} = 0.0226 \times 46.58 = 1.053 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.053 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **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 . Si l'action de la main courante Q est supérieure à l'action sismique alors il n'y a pas de vérification à faire :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

Avec

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : **A = 0.15** (Zone IIa , groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires : **C_p = 0.3**

W_p : Poids de l'élément : **W_p = 1.7125kN/ml**

F_p = 4 x 0.3 x 0.15 x 1.7125 = 0.308 KN/ml < Q = 1 KN/ml.

Pas de calculs supplémentaires à faire

Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile.

Toute fois comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armature.

❖ Armatures principales :

- 4HA8
- S_t = 15 cm

❖ Armatures de répartition :

- 4HA8
- S_t = 25 cm
-

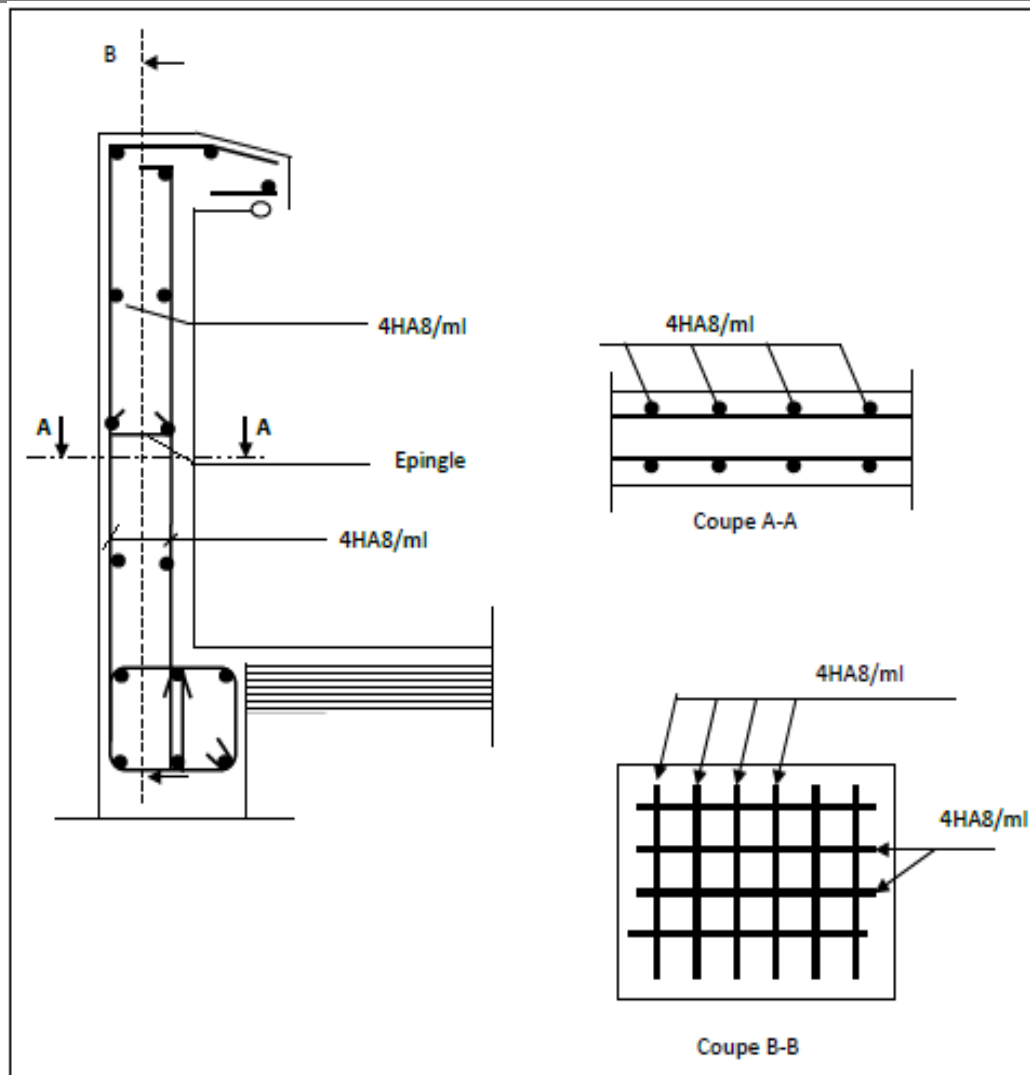


Figure III.4-4-2 : Plan de ferrailage du l'acrotère.

III.5 La Salle machine :

III.5-1 Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (2.4×2) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 9 tonnes.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la Superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.5-2 Dimensionnement :

Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{30} = \frac{240}{30} = 8 \text{ cm}$$

Selon le règlement RPA99 version 2003 : $h_t \geq 15 \text{ cm}$

On opte : $h_t = 15 \text{ cm}$

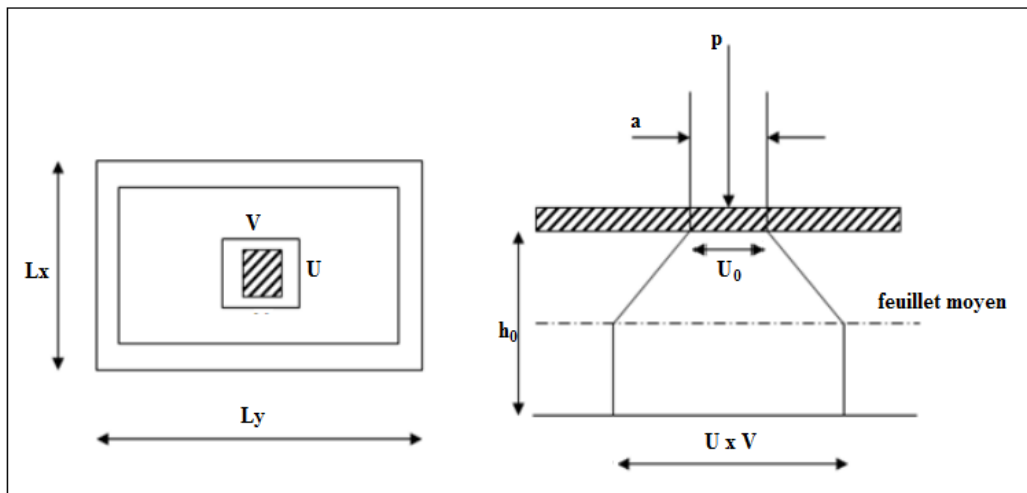


Figure III.5-2-1 : Diffusion de charge dans le feuillet moyen de la dalle de la salle machine

Fonctionnement de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{200}{240} = 0.833 \\ \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens} \\ 0.4 < \rho = 0.833 \leq 1 \\ \left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) = U_0 + h_0 + 2\xi e \\ V = V_0 + 2\left(\frac{h_0}{2} + \xi e\right) = V_0 + h_0 + 2\xi e \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec :

- ❖ h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$).
- ❖ e : épaisseur du revêtement ($e = 5\text{ cm}$).
- ❖ Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$
- ❖ $(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen
- ❖ $(U_0 \times V_0)$: Coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 0.8\text{m}$)

D'où :

$$\begin{cases} U = 0.8 + 0.15 + 2 \times 1 \times 0.05 = 1.05 \text{ m} \\ V = 0.8 + 0.15 + 2 \times 1 \times 0.05 = 1.05 \text{ m} \end{cases}$$

III.5-3 Calcul des sollicitations

Le chargement

- **Poids propre :**

$$G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1\text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

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

- **Charge dus au système de levage :**

$$P = 90\text{KN/ml}$$

Combinaison des charges

ELU

- **Charge uniformément répartie sur une bande de 1m :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475\text{KN/ml}$$

- **Charge concentrée dus au système de levage :**

$$p_u = 1.35P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN/ml}$$

ELS

- **Charge uniformément répartie sur une bande de 1m :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

- Charge concentrée dus au système de levage :

$$p_s = P = 90\text{KN/ml}$$

III.5-4 Calcul des moments :

ELU

- Moment dû à la charge concentrée :

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_y = P(M_2 + \vartheta M_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de (ρ et les rapports U/L_x et V/L_y)

ϑ : Coefficient de poisson $\begin{cases} \vartheta = 0 & \text{à L'ELU} \\ \vartheta = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\rho = 0,8 \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{200} = 0.50 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0.44 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} M_1 = 0.109 \\ M_2 = 0.077 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 121.5(0.109 + 0 \times 0.077) = 13.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5(0.077 + 0 \times 0.109) = 9.36 \text{ KN.m}$$

- Moment dû à la charge uniformément répartie :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

μ_x et μ_y : Coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de (ρ et ϑ)

ϑ : Coefficient de poisson $\begin{cases} \vartheta = 0 & \text{à L'ELU} \\ \vartheta = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = 0,8 \\ \vartheta = 0 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0.0565 \times 8.0475 \times 2^2 = 1.819 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.595 \times 1.89 = 1.125 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.24 + 1.819 = 15.059 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.36 + 1.125 = 10.485 \text{ KN.m}$$

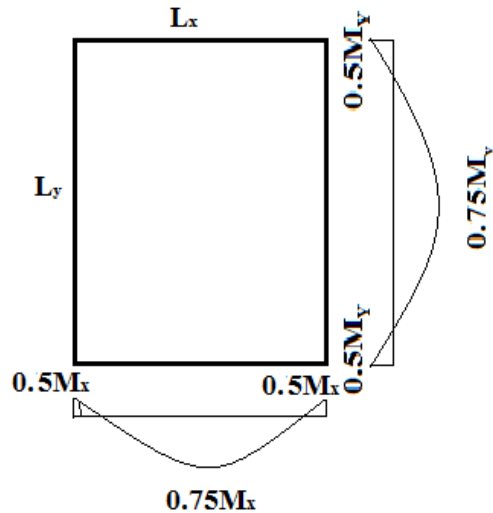


Figure III.5-4-1 : diagramme des moments

- **Moment sens X-X :**

$$M_x^t = 0.75 M_x = 0.75 \times 15.059 = 11.294 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = 0.75 M_y = 0.75 \times 10.485 = 7.864 \text{ KN.m}$$

- **Moment sens Y-Y :**

$$M_y^t = 0.5 M_x = 0.5 \times 15.059 = 7.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 M_y = 0.5 \times 10.485 = 5.24 \text{ KN.m}$$

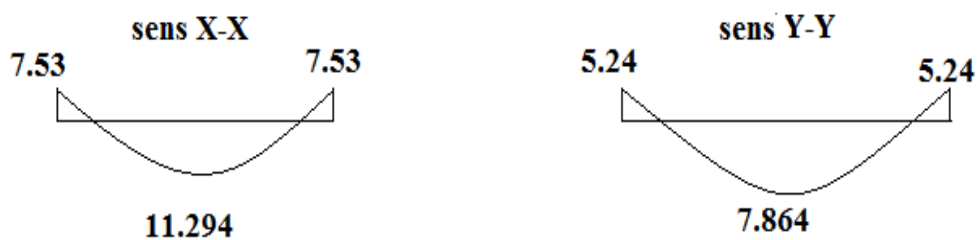


Figure III.5-4-2 : diagramme des moments dans les deux sens à L'ELU

ELS

- **Moment dû à la charge concentrée :**

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \vartheta M_2) \\ M_y = P(M_2 + \vartheta M_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de (ρ et les rapports U/L_x et V/L_y)

ϑ : Coefficient de poisson $\begin{cases} \vartheta = 0 & \text{à L'ELU} \\ \vartheta = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\rho = 0,8 \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{200} = 0.50 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{240} = 0.44 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M_1 = 0.109 \\ M_2 = 0.077 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 90(0.109 + 0.2 \times 0.077) = 11.196 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.077 + 0.2 \times 0.109) = 8.892 \text{ KN.m}$$

- **Moment dû à la charge uniformément répartie :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

μ_x et μ_y : Coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de (ρ et ϑ)

ϑ : Coefficient de poisson $\begin{cases} \vartheta = 0 & \text{à L'ELU} \\ \vartheta = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$

$$\begin{cases} \rho = 0,8 \\ \vartheta = 0.2 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0.0632 \times 5.85 \times 2^2 = 1.479 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.710 \times 1.479 = 1.050 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.196 + 1.479 = 12.675 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.892 + 1.050 = 9.942 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_x^t = 0.75 M_x = 0.75 \times 12.675 = 9.506 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = 0.75 \times 9.942 = 7.457 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_x^a = 0.5 M_x = 0.5 \times 12.675 = 6.338 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.5 M_y = 0.5 \times 9.942 = 4.971 \text{ KN.m}$$

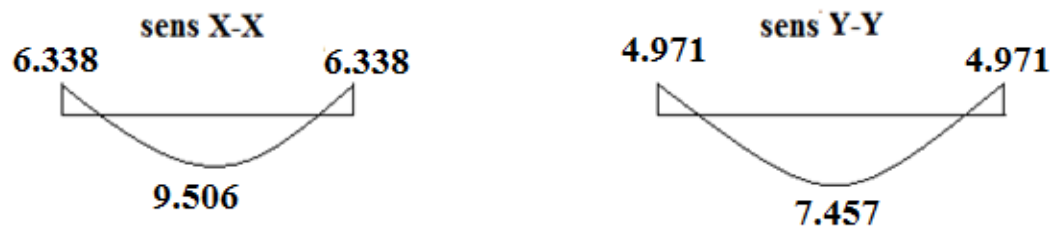


Figure III.5-4-3 : diagramme des moments dans les deux sens à L'ELU

III.5-5 Le ferrailage du panneau dalle à l'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur.

- ❖ **Sens X-X**

En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.294 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.055 < \mu_l = 0.392$$

Tableau

$$\mu = 0.055 \implies \beta = 0.9715$$

La section est simplement armée (SSA).

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.294 \times 10^4}{0.9715 \times 120 \times 384} = 2.52 \text{ cm}^2$$

Soit $A_x^t = 4\text{HA}12 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.53 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0368 < \mu_l = 0.392$$

Tableau

$$\mu = 0.0368 \implies \beta = 0.9816$$

La section est simplement armée (SSA).

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.53 \times 10^4}{0.9816 \times 120 \times 384} = 1.66 \text{ cm}^2$$

Soit $A_x^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ Sens Y-Y

En travée :

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.864 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu_l = 0.392$$

Tableau

$$\mu = 0.038 \implies \beta = 0.981$$

La section est simplement armée (SSA).

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.864 \times 10^4}{0.981 \times 120 \times 384} = 1.74 \text{ cm}^2$$

Soit $A_y^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5.24 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.0256 < \mu_l = 0.392$$

Tableau

$$\mu = 0.0256 \implies \beta = 0.9864$$

La section est simplement armée (SSA).

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.24 \times 10^4}{0.9864 \times 120 \times 384} = 1.15 \text{ cm}^2$$

Soit $A_y^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification a ELU :

❖ Vérification à la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 modifié 99)

$$\rho_x = \rho_0 b h \frac{(3 - \frac{L_x}{L_y})}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \rho_0 b h$$

ρ_x et ρ_y : Pourcentage d'acier

ρ_0 : Taux des armatures (0.0008 pour les aciers HA FeE400).

❖ Sens x-x

$$A_{min} = \rho_0 b h \frac{(3 - \frac{L_x}{L_y})}{2} \quad \text{Avec} \quad \rho_0 = 0.0008 \quad (\text{FeE400})$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \frac{(3 - \frac{200}{240})}{2} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_{min} &= 1.30 \text{ cm}^2 \\ A_x^t &= 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_x^a &= 2.01 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_x > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Sens Y-Y

$$A_{min} = \rho_0 b h \quad \text{Avec} \quad \rho_0 = 0.0008 \quad (\text{FeE400})$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_{min} &= 1.20 \text{ cm}^2 \\ A_Y^t &= 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_Y^a &= 2.01 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_x > A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillements :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U : } T = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.75 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de V : } T = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{38.75 \times 10^3}{1000 \times 120} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5}$$

$$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'espacement des barres :

$$S_{tx} = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{ty} = 25 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Diamètre minimal des barres : (Art A .7.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$\phi_{max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Condition non poinçonnement : (Art A .7.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$Q_u = 0.045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de L'ELU.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de la feuille moyenne.

$$U_c = 2(U+V) = 2 \times (105 + 105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_u = 0.045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} \times 10^3 = 472.5 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 472.5 \text{ KN/ml} \geq \overline{P}_u = 121.5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Vérification à ELS :

❖ Sans X-X

$$\text{On a } \begin{cases} M_x^t = 9.506 \text{ KN m} \\ M_x^a = 6.338 \text{ KN m} \end{cases} \text{ et } \begin{cases} A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Aux appuis :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{A_x^a \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec } \rho = \frac{100 \times A_x^a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675$$

Tableau

$$\rho = 0.1675 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.9333 \\ K_1 = 59.91 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.338 \times 10^3}{2.01 \times 0.9333 \times 12} = 281.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 281.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{59.91} = 0.0167$$

$$\sigma_{bc} = 0.0167 \times 281.63 = 4.70 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.70 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travée :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{A_x^t \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec } \rho = \frac{100 \times A_x^t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.262$$

Tableau

$$\rho = 0.262 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.9188 \\ K_1 = 46.54 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.506 \times 10^3}{3.14 \times 0.9188 \times 12} = 274.578 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 274.578 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{46.54} = 0.0215$$

$$\sigma_{bc} = 0.0215 \times 274.578 = 5.90 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5.90 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Sans Y-Y

$$\text{On a } \begin{cases} M_x^t = 7.457 \text{ KN m} \\ M_x^a = 4.971 \text{ KN m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} A_x^t = 3.14 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.01 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Aux appuis :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{A_x^a \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec } \rho = \frac{100 \times A_x^a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675$$

Tableau

$$\rho = 0.1675 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.9333 \\ K_1 = 59.91 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.971 \times 10^3}{2.01 \times 0.933 \times 12} = 220.894 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 220.894 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{59.91} = 0.0167$$

$$\sigma_{bc} = 0.0167 \times 220.894 = 3.69 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.69 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travée :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{A_x^t \cdot \beta_1 \cdot d} \text{ Avec } \rho = \frac{100 \times A_x^t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.262$$

Tableau

$$\rho = 0.262 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.9188 \\ K_1 = 46.54 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{7.457 \times 10^3}{3.14 \times 0.9188 \times 12} = 215.39 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 215.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{46.54} = 0.0215$$

$$\sigma_{bc} = 0.0215 \times 215.39 = 4.63 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer

❖ **Etat limite de déformation (Art B.7.5 BAEL91 modifiée 99):**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\rho = \frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{200} = 0.075 > \frac{M_t}{20M_x} = \frac{7.1295}{20 \times 9.506} = 0.0375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées ; les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes.

❖ Armatures suivant le Sens X-X :

- **En travée :**
 - **4HA12**
 - **$S_t = 25 \text{ cm}$**
- **En travée :**
 - **4HA8**
 - **$S_t = 25 \text{ cm}$**

❖ Armatures suivant le Sens Y-Y :

- **En travée :**
 - **4HA10**
 - **$S_t = 25 \text{ cm}$**
- **En travée :**
 - **4HA8**
 - **$S_t = 25 \text{ cm}$**

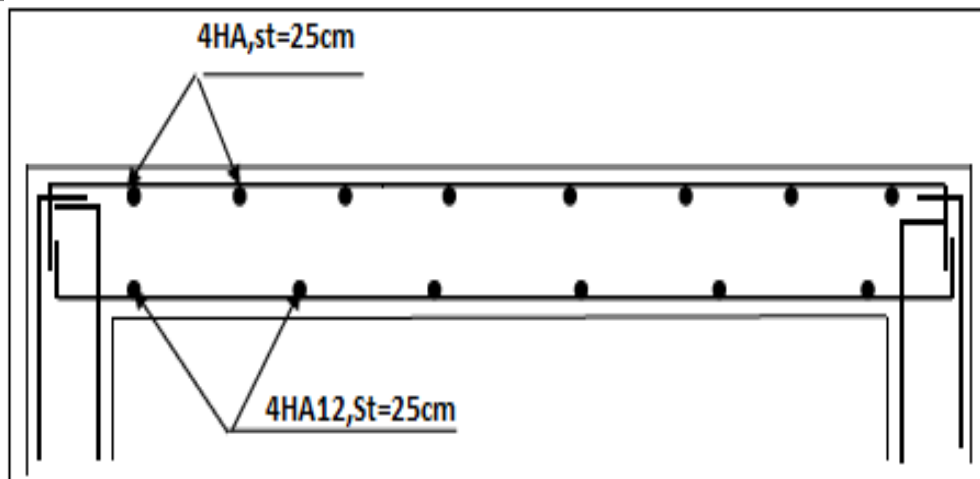


Figure III.5-5-1 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x

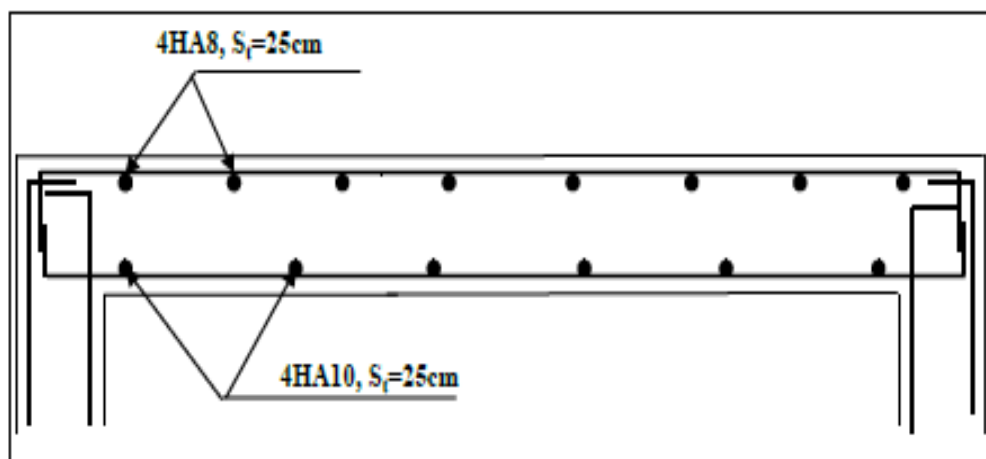


Figure III.5-5-2 : Plan de ferrailage de la salle machine suivant Y-Y

III.6 Les escaliers :

III.6-1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) qui permet de passer d'un niveau à un autre.



Figure III.6-1-1 : Principaux termes relatifs à un escalier

Caractéristiques dimensionnelles :

- **Marche** : est la partie d'un escalier sur laquelle on pose le pied pendant la montée ou la descente de l'escalier.

Le nombre de marche est : $m = n - 1$

n : Le nombre de contremarche.

- **Contremarche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, elle sert à supporter les marches.

Le nombre de contremarche est : $n = H/h$

H : hauteur entre deux planches consécutives.

h : hauteur de la contremarche.

- **Nez de marche** : est la distance horizontale entre la face avant de la marche et la face arrière de la marche précédente, autrement dit, la partie de la marche qui débord au-dessus de la marche sous-jacente.
- **Hauteur de marche** : est la hauteur de contremarche, elle doit être identique pour toutes les marches d'un escalier.

h=15cm pour les lieux public.

h=17cm pour l'habitation.

- **Le giron** : profondeur d'une marche sans le nez de marche, c'est la mesure horizontale d'une marche.

- **Ligne de foulée** : ligne imaginaire qui symbolise l'endroit où l'on passe. Elle est située au milieu d'un escalier.
- **La volée** : une suite continue de marches entre 2 paliers, constituée de marches, contremarches et la paillasse.
- **La paillasse** : est la dalle oblique qui supporte les marches et les contremarches d'un escalier en béton.
- **Le palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage. (la longueur d'un palier de repos doit être de 03 marches au moins)

$$L_p \geq 3g \text{ ou } 1.10\text{m}$$

- **L'emmarchement** : est la largeur de la marche.

Maison individuelle : $W \geq 80 \text{ cm}$

Bâtiment collectif : $W \geq 120 \text{ cm}$

III.6-2 Dimensionnement :

Notre structure est dotée de deux types d'escaliers tels que l'escalier menant du RDC aux 1^{er} étage comporte 3 volées et 2 palie intermédiaire, et l'escalier menant entres étages courants, comporte 2 volées et 1 palier intermédiaire.

Pour les dimensions des marches (**g**) et contre marches (**h**) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

La Formule de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$.

La hauteur de l'étage courante $H=3,06 \text{ m}$:

- **Hauteur de la marche (h) :**

On prend $h=17 \text{ cm}$ (conventionnelle)

- **Nombre de contre marches (n) :**

$$\text{Donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \quad \text{soit} \quad n=18$$

Les 18 contre marches seront réparties on deux volées identique :

Volée 1 : $n = 9$ contre marches donc $m = n-1 = 8$ marches.

Volée 2 : $n = 9$ contre marches donc $m = n-1 = 8$ marches.

- **Le giron (g):**

$$\text{On a : } 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

L : longueur de la paillasse

La hauteur de RDC H=4,08 m :

- Hauteur de la marche (h) :

On prend $h=17$ cm (conventionnelle)

- Nombre de contre marches (n) :

$$\text{Donc : } n = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \quad \text{soit} \quad n=24$$

Les 24 contre marches seront réparties on 3 volées :

Volée 1 : n = 6 contre marches donc m = n-1 = 5 marches.

Volée 2 : n = 9 contre marches donc m = n-1 = 8 marches.

Volée 3 : n = 9 contre marches donc m = n-1 = 8 marches.

- Le giron (g):

$$\text{On a: } 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{9-1} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 66\text{cm}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confortable.

Dimensionnement de la paillasse et du palier de repos:

L'épaisseur d la paillasse (e_p) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Nous allons nous intéresser à l'escalier qui permet le passage entre étage courant.

(On prend le cas le plus défavorable)

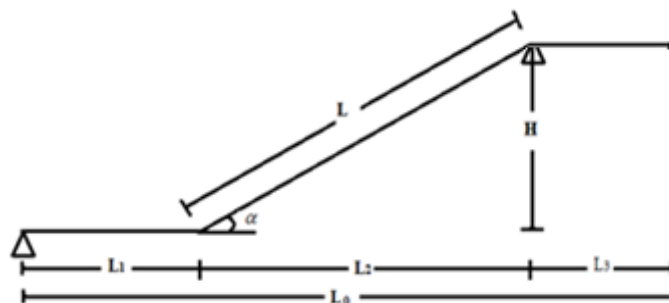
Volée 1 (escalier étage courant)

Figure III.6-2-1 : schéma de la volée 1 (escalier étage courant)

On a $\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \longrightarrow \alpha = 29.25$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L}$$

$$L_2 = (n-1) \times g = (9-1) \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$L = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.872} = 275 \text{ cm}$$

D'après les plans d'architecture on prend

$$L_1 = 1.45 \text{ m} > 3g = 0.90 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_3 = 1.75 \text{ m} > 3g = 0.90 \text{ m}$$

Donc: $L_0 = L_1 + L + L_3 = 1.45 + 2.75 + 1.75 = 5.95 \text{ m}$

$$\frac{5.95}{30} \leq e_p \leq \frac{5.95}{20} \quad 19.8 \text{ cm} \leq e_p \leq 29.75 \text{ cm}$$

Donc : $e_p = 20 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse et le palier est : $e_p = 20 \text{ cm}$

III.6-3 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Charge permanente :

- Paliers de repos

Tableau III.6.1: poids propre de paliers de repos

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
03	Lit de sable	0,02	18	0,36
04	palier en béton armé	0,15	25	3,75
05	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G total= 5,27KN/m²				

- Volée :

Tableau III.6.2: poids propre de palies de la volée

N°	Eléments	Epaisseurs (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
02	Mortier de pose	0,02	20	0,40
03	contremarches	0,17/2	25	2.125
04	paillasse	0,15/cos 29. 25	25	3.27
05	Enduit ciment	0,02	18	0,36
06	Garde-corps	/	/	0.20
G total= 6.755KN/m²				

Surcharges d'exploitation Q :

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

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.6-4 Combinaison des charges :

ELU

- La volée :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 6.755 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{m} = 12.87 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.86 \text{ KN/ml}$$

- Le poids du mur extérieur (chapitre2) :

$$q_u = 1.35G = 1.35 \times 5.31 \times 1\text{m} = 7.168 \text{ KN}$$

ELS

- La volée :

$$q_s = G + Q = (6.755 + 2.5) \times 1\text{m} = 9.255 \text{ KN/ml}$$

- Le palier :

$$q_s = G + Q = (5.27 + 2.5) \times 1\text{m} = 7.77 \text{ KN/ml}$$

- Le poids du mur extérieur (chapitre2) :

$$q_s = G \times 1\text{m} = 5.31\text{KN}$$

Calcul des réactions d'appuis :

ELU

On prend le cas le plus défavorable

volée 1 (escalier étage courant)

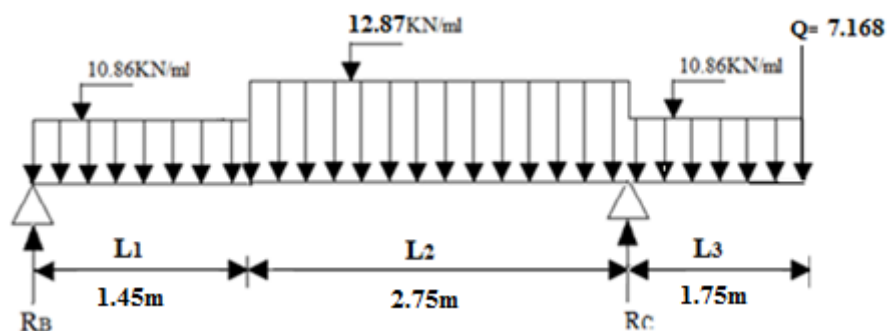


Figure III.6-4-1 : Schéma statique de calcul de la 1ère volée (escalier étage courant) à l'ELU.

$$\sum F/y = 0$$

$$\sum F/y = R_B - q_1 l_1 - q_2 l_2 - q_3 l_3 + R_C - Q$$

$$\sum F/y = R_B + R_C - (10.86 \times 1.45) - (12.87 \times 2.75) - (10.86 \times 1.75) - 7.168 = 0$$

$$\sum F/y = R_B + R_C - 77.31 = 0 \quad R_B + R_C = 77.31 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\sum M/B = R_C (l_1 + l_2) - q_1 \frac{l_1^2}{2} - q_2 l_2 x (l_1 + \frac{l_2}{2}) - q_3 l_3 x (l_1 + l_2 + \frac{l_3}{2}) - Q(l_1 + l_2 + l_3)$$

$$\sum M/B = 4.2 R_C - (10.86 \times \frac{1.45^2}{2}) - (12.87 \times 2.75) (1.45 + \frac{2.75}{2}) - (10.86 \times 1.75) (1.45 + 2.75 + \frac{1.75}{2}) - 7.168 \times 5.95$$

$$\sum M/B = 4.2 R_C - 11.42 - 84.45 - 96.45 - 42.65 = 0$$

$$R_C = \frac{11.42 + 99.98 + 96.45 + 42.65}{4.2} = 59.64 \text{ KN}$$

$$D'ou \quad R_B = 77.31 - 59.64 = 17.67 \text{ KN} \quad \left\{ \begin{array}{l} R_B = 17.67 \text{ KN} \\ R_C = 59.64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Calcul des efforts tranchent et des moments fléchissant :

À ELU

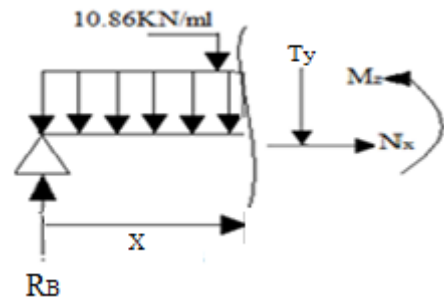
Tronçon1 : $0\text{m} < x < 1.45 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$\sum F/yy' = T_y + q_1 x - R_B$$

$$\sum F/yy' = T_y + 10.86x - 17.67$$



$$T_y = -10.86x + 17.67 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} \quad T_y = 17.67 \text{ KN} \\ x=1.45 \text{ m} \quad T_y = 1.92 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/O = 0$$

$$\sum M/O = M_z + q_1 \frac{x^2}{2} - R_B x$$

$$\sum M/O = M_z + 10.86 \frac{x^2}{2} - 17.67x$$

$$M_z = -10.86 \frac{x^2}{2} + 17.67x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} \quad M_z = 0 \text{ KNm} \\ x=1.45 \text{ m} \quad M_z = 14.20 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

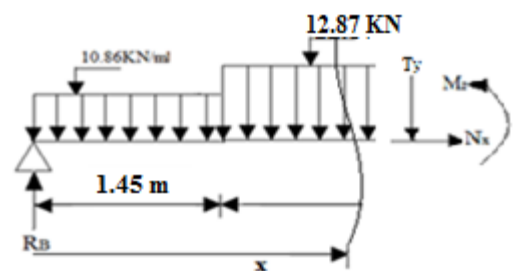
Tronçon 2 : $1.45 \text{ m} < x < 4.2 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$\sum F/yy' = T_y + q_2 (x - l_1) + q_1 l_1 - R_B$$

$$\sum F/yy' = T_y + 12.87(x - 1.45) + 10.86 \times 1.45 - 17.67$$



$$T_y = 1.92 - 12.87(x-1.45) \quad \left\{ \begin{array}{l} x=1.45\text{m} \quad T_y = 1.92\text{KN} \\ x=4.2\text{m} \quad T_y = -33.47\text{KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/O = 0$$

$$\sum M/O = M_z + q_2(x - l_1) \frac{(x-l_1)}{2} + q_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + (x - l_1) \right) - R_B x$$

$$\sum M/O = M_z + 12.87(x - 1.45) \frac{(x-1.45)}{2} + 10.86 \times 1.45 \left(\frac{1.45}{2} + (x - 1.45) \right) - 17.67x$$

$$M_z = -12.87(x - 1.45) \frac{(x-1.45)}{2} - 15.75 \left(\frac{1.45}{2} + (x - 1.45) \right) + 17.67x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=1.45\text{m} \quad M_z = 14.20\text{KNm} \\ x=4.2\text{m} \quad M_z = -29.17\text{KNm} \end{array} \right.$$

Tronçon3 : 0 m < x < 1.75 m

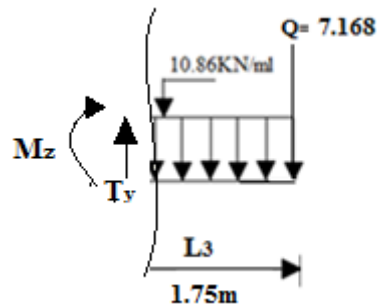
Effort tranchant :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$\sum F/yy' = 0$$

$$\sum F/yy' = T_y - q_1 x - Q$$

$$\sum F/yy' = T_y - 10.86x - 7.168$$



$$T_y = 10.86x + 7.168 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0\text{m} \quad T_y = 7.168 \text{KN} \\ x=1.75 \text{m} \quad T_y = 26.173\text{KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/O = 0$$

$$\sum M/O = M_z + q_3 \frac{x^2}{2} + Qx$$

$$\sum M/O = M_z + 10.86 \frac{x^2}{2} + 7.168x$$

$$M_z = -10.86 \frac{x^2}{2} - 7.168x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{m} \quad M_z = 0 \text{KN.m} \\ x=1.75\text{m} \quad M_z = -29.17\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments max :

$$\left. \begin{array}{l} \text{On } T_y=0 \\ \\ M_z=M_{max} \end{array} \right\} T_y = 1.92 - 12.87(x-1.45)=0 \quad \longrightarrow \quad x = \frac{-20.58}{-12.87} = 1.6 \text{ m}$$

Donc

$$M_z = -12.87(x - 1.45) \frac{(x-1.45)}{2} - 15.75\left(\frac{1.45}{2} + (x - 1.45)\right) + 17.67x$$

$$M_z = 14.35$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi-encastres, les moments en travée et aux appuis seront affectés par des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

Le moment max aux appuis :

$$M_{max}^A = -0.3M_{max} = -0.3 \times (14.35) = -4.31 \text{ KN.m}$$

Le moment max en travée:

$$M_{max}^T = 0.85M_{max} = 0.85 \times (14.35) = 12.2 \text{ KN.m}$$

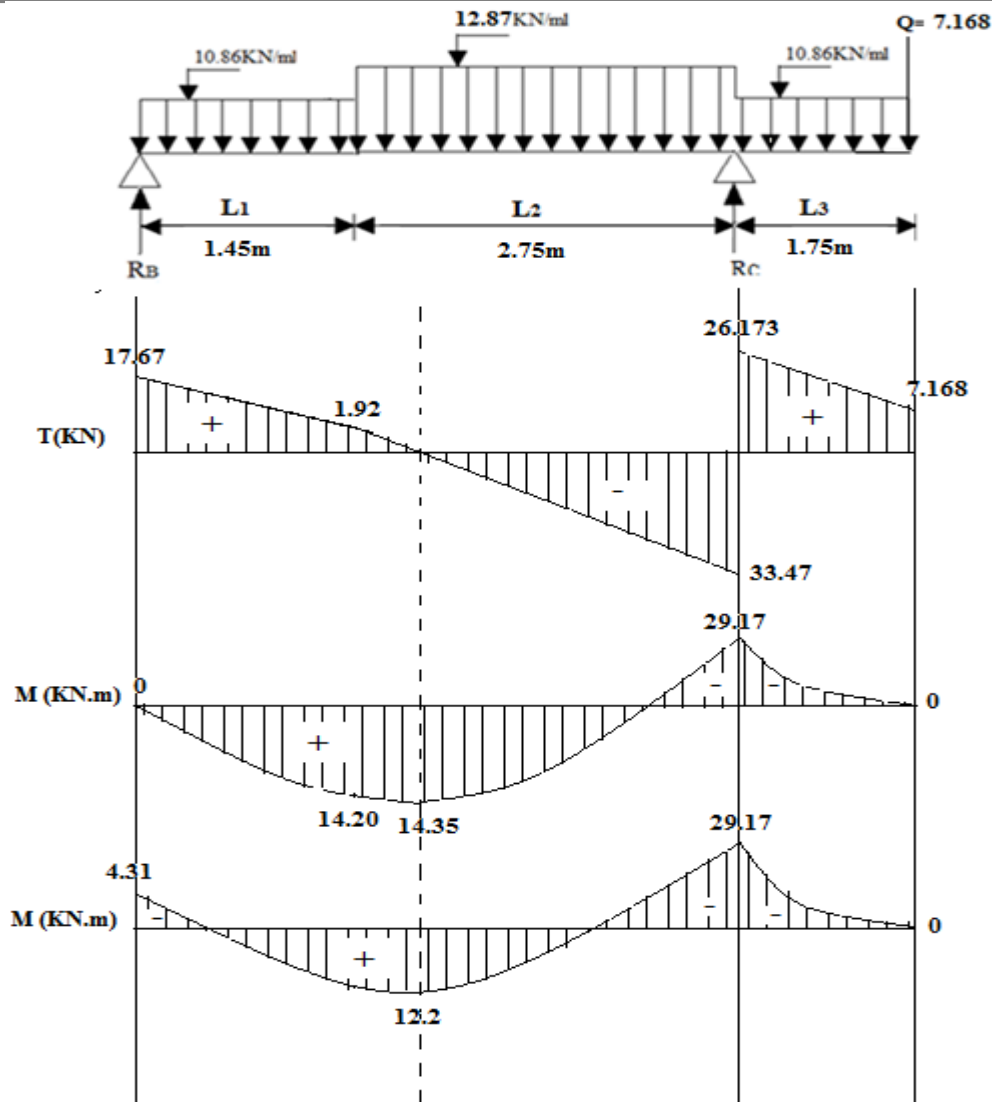


Figure III.6-4-2 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU

À ELS

On prend le cas le plus défavorable
volée 1 (escalier étage courant)

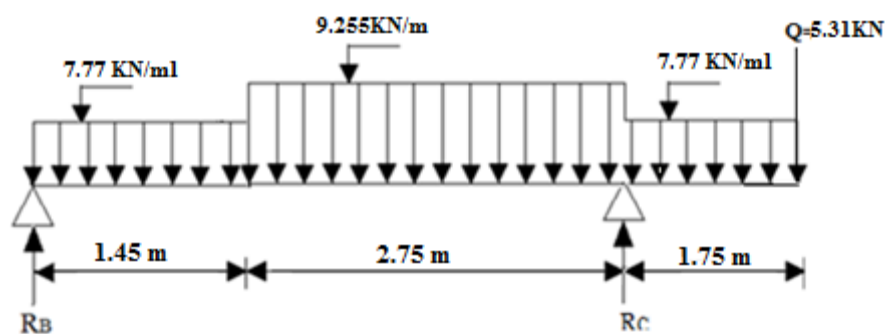


Figure III.6-4-3 : Schéma statique de calcul de la 1ère volée (escalier étage courant) à l'ELU.

$$\sum F/y = 0$$

$$\sum F/y = R_B - q_1 l_1 - q_2 l_2 - q_3 l_3 + R_C - Q$$

$$\sum F/y = R_B + R_C - (7.77 \times 1.45) - (9.255 \times 2.75) - (7.77 \times 1.75) - 5.31 = 0$$

$$\sum F/y = R_B + R_C - 55.63 = 0 \quad R_B + R_C = 55.63 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\sum M/B = R_C (l_1 + l_2) - q_1 \frac{l_1^2}{2} - q_2 l_2 x (l_1 + \frac{l_2}{2}) - q_3 l_3 x (l_1 + l_2 + \frac{l_3}{2}) - Q(l_1 + l_2 + l_3)$$

$$\sum M/B = 4.2 R_C - (7.77 \times \frac{1.45^2}{2}) - (9.255 \times 2.75) (1.45 + \frac{2.75}{2}) - (7.77 \times 1.75) (1.45 + 2.75 + \frac{1.75}{2}) - 5.31 \times 5.95$$

$$\sum M/B = 4.2 R_C - 8.17 - 71.9 - 69.00 - 31.59 = 0$$

$$R_C = \frac{8.17 + 71.9 + 69.00 + 31.59}{4.2} = 43.01 \text{ KN}$$

D'où $R_B = 55.63 - 43.01 = 12.62 \text{ KN}$

$$\begin{cases} R_B = 12.62 \text{ KN} \\ R_C = 43.01 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant :

À ELS

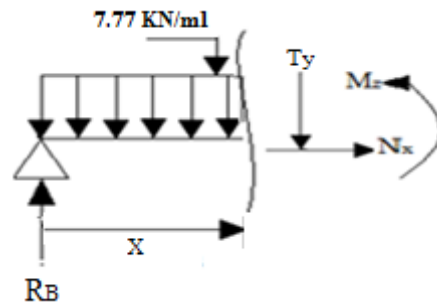
Tronçon1 : $0 \text{ m} < x < 1.45 \text{ m}$

Effort tranchant :

$$\sum F/yy' = 0$$

$$\sum F/yy' = T_y + q_1 x - R_B$$

$$\sum F/yy' = T_y + 7.77x - 12.62$$



$$T_y = -7.77x + 12.62$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & T_y = 12.62 \text{ KN} \\ x=1.45 \text{ m} & T_y = 1.35 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/O = 0$$

$$\sum M/O = M_z + q_1 \frac{x^2}{2} - R_B x$$

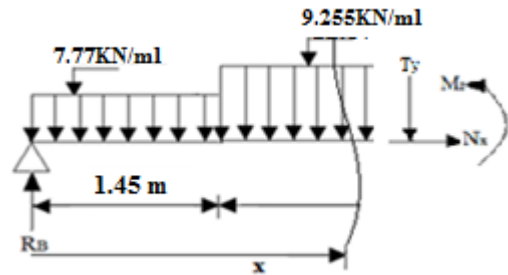
$$\sum M/O = M_z + 7.77 \frac{x^2}{2} - 12.62x$$

$$M_z = -7.77 \frac{x^2}{2} + 12.62x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m} \quad M_z=0 \text{ KNm} \\ x=1.45 \text{ m} \quad M_z=10.13 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Tronçon 2 : 1.45 m < x < 4.2 m

Effort tranchant :

$$\begin{aligned} \sum F/yy' &= 0 \\ \sum F/yy' &= T_y + q_2(x - l_1) + q_1 l_1 - R_B \\ \sum F/yy' &= T_y + 9.255(x - 1.45) + 7.77 \times 1.45 - 12.62 \end{aligned}$$



$$T_y = 1.35 - 9.255(x - 1.45) \quad \left\{ \begin{array}{l} x=1.45 \text{ m} \quad T_y = 1.35 \text{ KN} \\ x=4.2 \text{ m} \quad T_y = -24.10 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

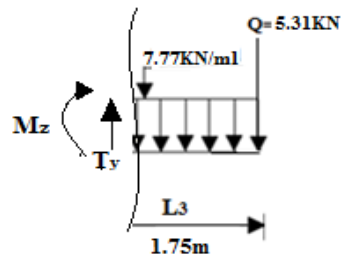
$$\begin{aligned} \sum M/O &= 0 \\ \sum M/O &= M_z + q_2(x - l_1) \frac{(x - l_1)}{2} + q_1 l_1 \left(\frac{l_1}{2} + (x - l_1) \right) - R_B x \\ \sum M/O &= M_z + 9.255(x - 1.45) \frac{(x - 1.45)}{2} + 7.77 \times 1.45 \left(\frac{1.45}{2} + (x - 1.45) \right) - 12.62x \end{aligned}$$

$$M_z = -9.255(x - 1.45) \frac{(x - 1.45)}{2} - 11.27 \left(\frac{1.45}{2} + (x - 1.45) \right) + 12.62x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=1.45 \text{ m} \quad M_z = 10.13 \text{ KNm} \\ x=4.2 \text{ m} \quad M_z = -21.19 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

Tronçon3 : 0 m < x < 1.75 m

Effort tranchant :

$$\begin{aligned} \sum F/yy' &= 0 \\ \sum F/yy' &= 0 \\ \sum F/yy' &= T_y - q_1 x - Q \\ \sum F/yy' &= T_y - 7.77x - 5.31 \end{aligned}$$



$$T_y = 7.77x + 5.31 \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0\text{m} \quad T_y = 5.31\text{KN} \\ x=1.75\text{ m} \quad T_y = 18.91\text{KN} \end{array} \right.$$

Moment fléchissant :

$$\sum M/0 = 0$$

$$\sum M/0 = M_z + q_3 \frac{x^2}{2} + Qx$$

$$\sum M/0 = M_z + 7.77 \frac{x^2}{2} + 5.31x$$

$$M_z = -7.77 \frac{x^2}{2} - 5.31x \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0\text{ m} \quad M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.75\text{m} \quad M_z = -21.19\text{KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments max :

$$\left. \begin{array}{l} \text{On } T_y = 0 \\ M_z = M_{max} \end{array} \right\} \quad T_y = 1.35 - 9.255(x-1.45) = 0 \longrightarrow x = \frac{-14.77}{-9.255} = 1.6 \text{ m}$$

Donc

$$M_z = -9.255(x - 1.45) \frac{(x-1.45)}{2} - 11.27 \left(\frac{1.45}{2} + (x - 1.45) \right) + 12.62x$$

$$M_z = 10.23 \text{KN.m}$$

Le moment max aux appuis :

$$M_{max}^A = -0.3M_{max} = 0.3 \times (-10.23) = -3.1 \text{ KNm}$$

Le moment max en travée :

$$M_{max}^T = 0.85M_{max} = -0.85 \times (-10.23) = 8.7 \text{ KNm}$$

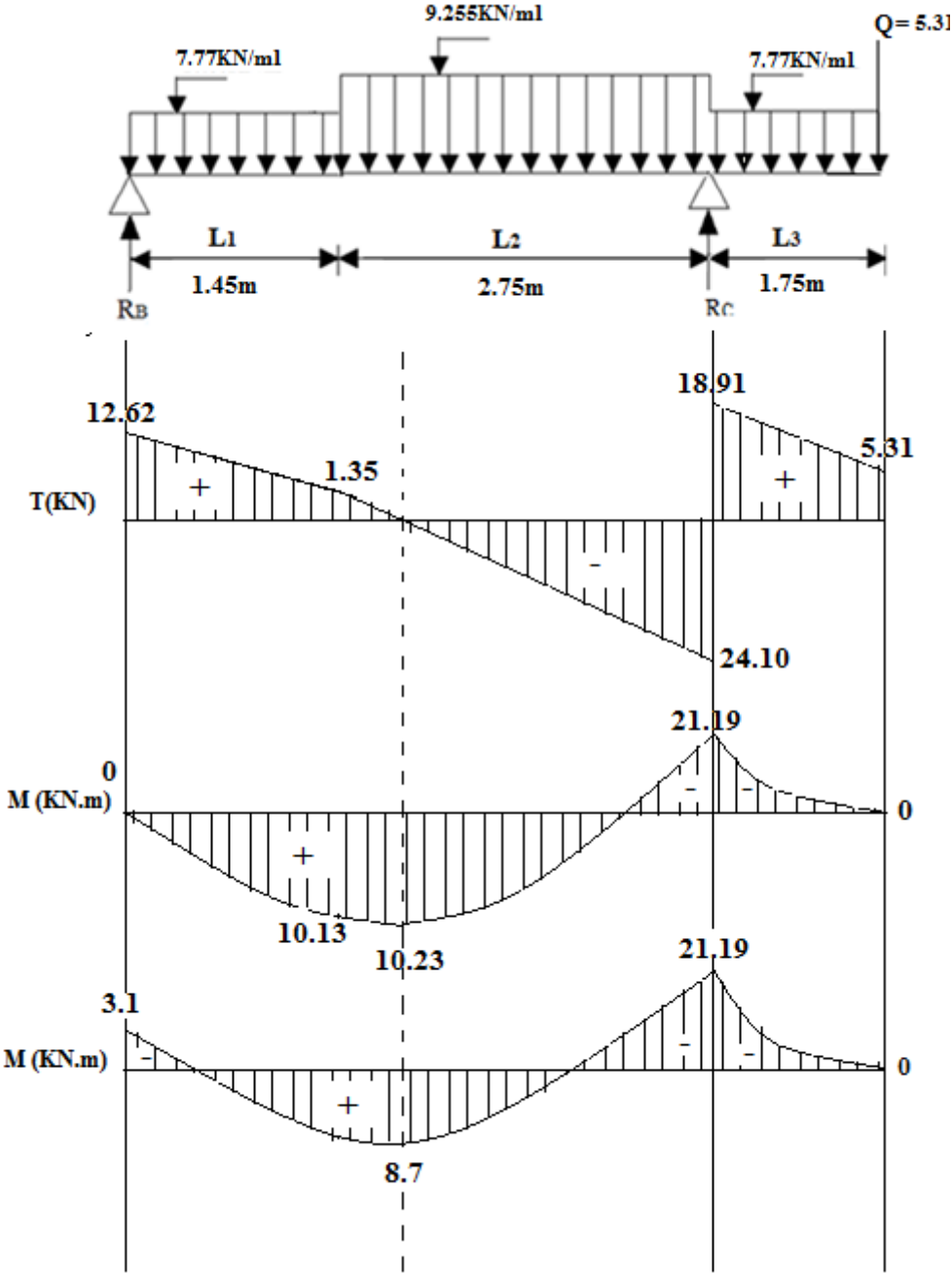
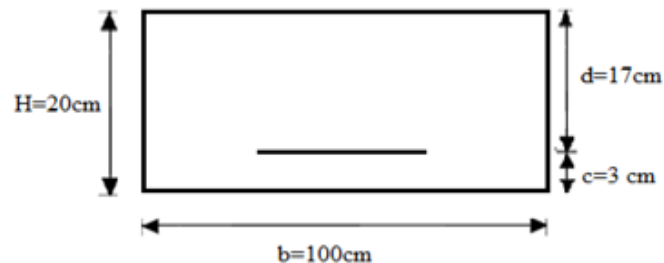


Figure III.6-4-4 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS

III.6-5 Ferrailage :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de *1 mètre*.

À ELU

Aux appuis :

$$M_a = 4.31 \text{ KN.m}$$

- Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_B}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.31 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$$\mu = 0.01 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_B}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.31 \times 10^4}{0.995 \times 170 \times 348} = 0.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

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

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_{max}^T = 12.2 \text{ KNm}$$

- Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.2 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.03 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux
 $\mu = 0.03 \xrightarrow{\hspace{2cm}} \beta = 0.985$

$$A_s = \frac{M_{max}^T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12.2 \times 10^4}{0.985 \times 170 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$

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

• Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec : $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Vérification a ELU :

❖ Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :
 (Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 17 \times 2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 < A_s = 3.92 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_{min} = 2.05 \text{ cm}^2 < A_s = 5.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barr (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99):

Appuis B :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \overline{f_{t28}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{17.67 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 157} = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 10 = 157$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0.74 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillements (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad T_u = 33.47 \text{ KN}$$

Pour les fissurations préjudiciables :

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

$$\tau_u = \frac{31.024 \times 10^3}{1000 \times 170} = 0.182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'espacement des barres :**

• **Armatures principales :**

$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée

• **Armatures de répartition :**

$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$ Condition vérifiée

❖ **Ancrage des armateurs (longueur de scellement) (Art A.6.1.22 BAEL91 modifiée 99):**

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \varphi \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

Vérification a ELS:

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

Aux appuis :

$$M_a = 3.1 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad \text{A ELU :} \quad \begin{cases} A_s = 3.92 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Armatures principales :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.231$$

Tableau

$$\rho=0.231 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1=0.923 \\ K_1=49.93 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.1 \times 10^3}{3.92 \times 0.923 \times 17} = 50.4 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}=50.4 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}=348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{49.93} = 0.02$$

$$\sigma_{bc} = 0.02 \times 50.4 = 1.01 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc}=1.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.185$$

Tableau

$$\rho=0.185 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1=0.930 \\ K_1=56.60 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.1 \times 10^3}{3.14 \times 0.930 \times 17} = 62.45 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}=62.45 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st}=348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{56.60} = 0.0177$$

$$\sigma_{bc} = 0.0177 \times 62.45 = 1.11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc}=1.11 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$M_{max}^T = 8.7 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A \text{ ELU : } \left\{ \begin{array}{l} A_s=5.65 \text{ cm}^2 \\ A_r=3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- Armatures principales :

$$\sigma_{st} = \frac{M_T}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.185$$

Tableau

$$\rho = 0.185 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1 = 0.930 \\ K_1 = 56.60 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8.7 \times 10^3}{3.14 \times 0.930 \times 17} = 175.25 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 175.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{56.60} = 0.0177$$

$$\sigma_{bc} = 0.0177 \times 175.25 = 3.10 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.5 BAEL91 modifiée 99):**

L'article (Art B.6.5.2.1 BAEL91 modifiée 99) précise qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.20}{4.2} = 0.0476 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{7.69}{100 \times 17} = 0.0045 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{0.20}{4.2} = 0.0476 \geq \frac{25.193}{10 \times 26.188} = 0.096 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{Ml^2}{10EI} \quad \text{et} \quad f = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{cm}$$

Module de déformation :

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{MPa}$$

Détermination de centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + nA_s d}{(bh) + nA_s}$$

$$= \frac{(100 \times 20) \frac{20}{2} + 15 \times 7.65 \times 17}{(100 \times 20) + 15 \times 7.65} = 10.38 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.38 = 9.62 \text{ cm}$$

Détermination de moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + nA_s (v_2 - c)^2$$

$$= \frac{100}{3} (10.38^3 + 9.62^3) + 15 \times 7.65 (9.62 - 3)^2 = 71984.31657 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 7.65}{100 \times 17} = 0.45$$

Tableau

$$\rho = 0.45 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.898$$

La contrainte

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{21.19 \times 10^3}{7.65 \times 0.898 \times 17} = 181.44 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.45 \times 181.44 + 2.1} = 0.989$$

Calcul de λ :

$$\lambda = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b}{b'})\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3)0.45} = 0.047$$

Calcul de moment d'inertie fictive :

$$I = 1.1 \frac{I_0}{1+\mu\lambda} = 1.1 \frac{71984.31657}{1+0.989 \times 0.047} = 75665.58485 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{Ml^2}{10EI} = \frac{5}{384} \frac{21.19 \times 4.2 \times 10^8}{10 \times 10818.86 \times 75665.58485} = 0.014 \text{ cm}$$

et $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm}$

$f = 0.014 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1.04 \text{ cm}$ condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées ; les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes.

Aux appuis :

- ❖ Armatures principales :
 - 5HA10 ; $S_t = 20 \text{ cm}$
- ❖ Armatures de répartition :
 - 4HA10 ; $S_t = 25 \text{ cm}$

En travée :

- ❖ Armatures principales :
 - 5HA12 ; $S_t = 20 \text{ cm}$
- ❖ Armatures de répartition :
 - 4HA10 ; $S_t = 25 \text{ cm}$

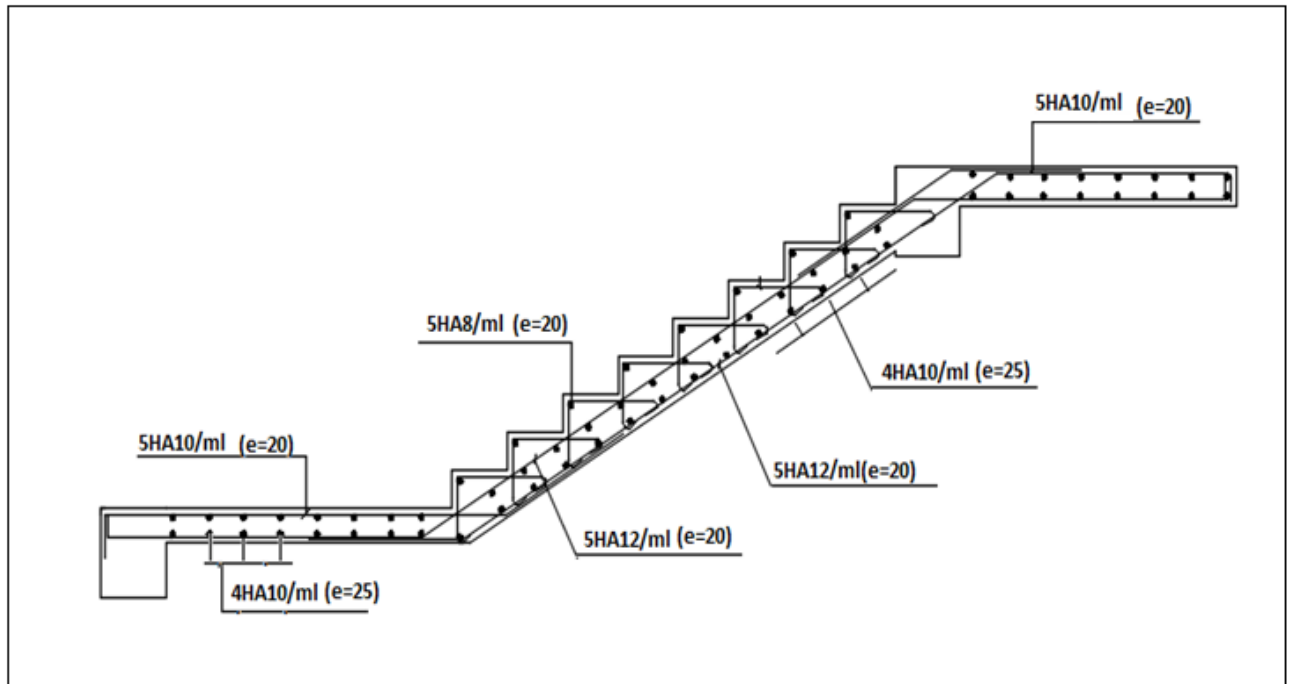


Figure III.6-5-1 : Plan de ferrailage des escaliers.

III.7 La poutre palière

III.7-1 Introduction

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 4.70m.

Pré-dimensionnement : (chapitre 2)

Calcul de la hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec} \quad L=470-25=445\text{cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \quad ; \quad 29.66 \leq h_t \leq 44.5$$

Soit : **h = 40 cm**

Calcul de la largeur :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t ;$$

$$16 \leq b \leq 28$$

Soit : **b = 30 cm**

Section adoptée : Poutres palière PP (30× 40) cm.

❖ Vérification des conditions du RPA99 : (RPA99 version 2003 /Art A.7.5.1)

Condition	Pouter palière	Verification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	C.V
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	C.V
$h/b \leq 4$	$1.33 \leq 4$	C.V
$b_{\max} \leq 1.5h+b$	$30 \leq 494$	C.V

Les conditions de (RPA99 version 2003 /Art A.7.5.1) sont vérifiées.

III.7-2 Calcule des sollicitations :

- Poids propre de la poutre :

$$G_p = 25 \times (0.3 \times 0.4) \times 1 \text{ m} = 3 \text{ KN/ml}$$

- Réaction d'appuis à ELU :

$$R_u = q_2 \frac{l_1 + l_2}{2} + q_3 l_3 + Q = 41.61 \text{ KN/m}$$

- Réaction d'appuis à ELS :

$$R_s = q_2 \frac{l_1 + l_2}{2} + q_3 l_3 + Q = 30.01 \text{ KN/m}$$

III.7-3 Combinaison des surcharges :

ELU

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 3 + 41.61 = 45.61 \text{ KN/m}$$

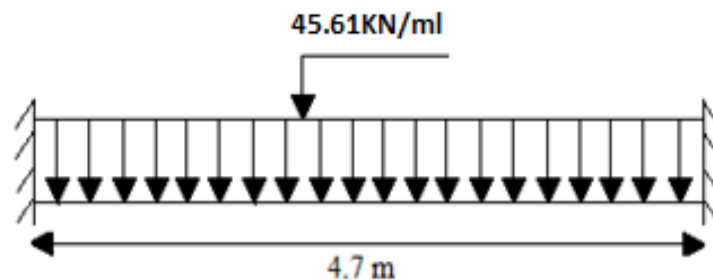


Figure III.7-3-1 : schéma statique de la poutre palière.

ELS

$$q_s = G + R_u$$

$$q_s = 3 + 30.01 = 33.01 \text{ KN/m}$$

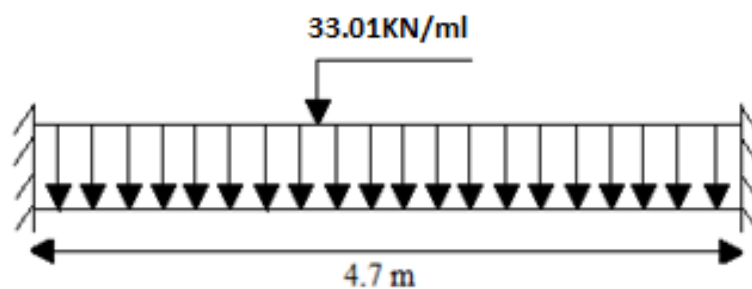


Figure III.7-3-2 : schéma statique de la poutre palière

III.7-4 Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchent

ELU

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{45.61 \times 4.7^2}{8} = 125.94 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{45.61 \times 4.7}{2} = 107.18 \text{ KN.m}$$

- Le moment max aux appuis :

$$M_{max}^A = -0.3M_{max} = -0.3 \times 125.94 = -37.782 \text{ KNm}$$

- Le moment max en travée :

$$M_{max}^T = 0.85M_{max} = 0.85 \times 125.94 = 107.05 \text{ KNm}$$

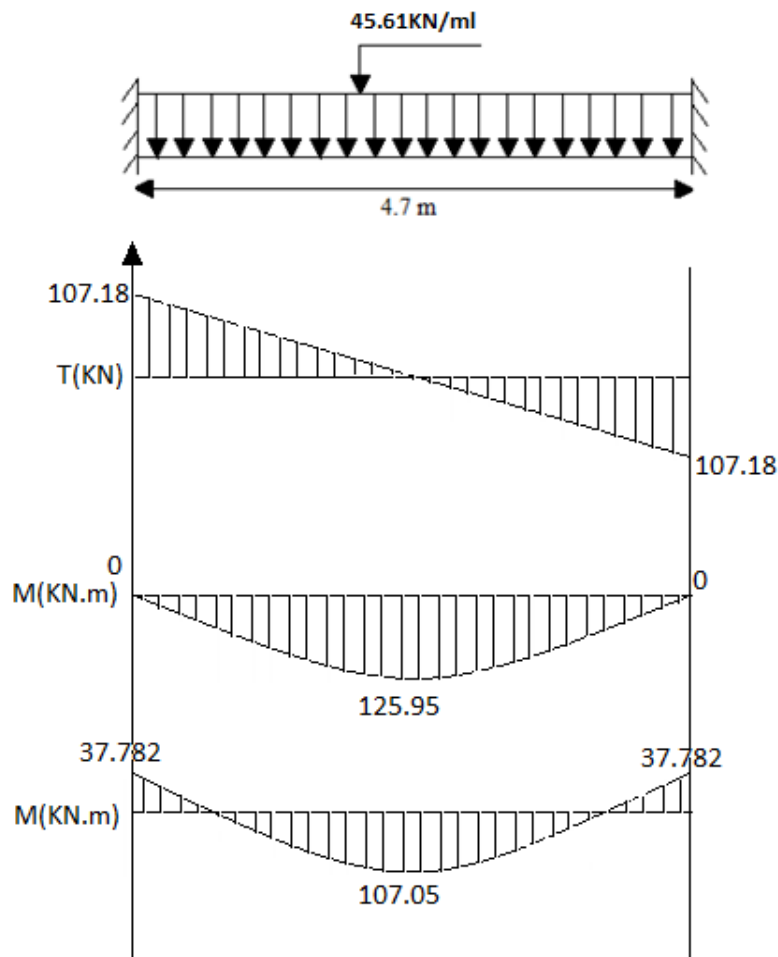


Figure III.7-4-1 : diagramme des efforts tranchent et des moments fléchissant à l'ELU

ELS

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{33.01 \times 4.7^2}{8} = 91.15 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{33.01 \times 4.7}{2} = 77.57 \text{ KN.m}$$

- Le moment max aux appuis :

$$M_{max}^A = -0.3M_{max} = -0.3 \times 91.15 = 27.35 \text{ KN.m}$$

- Le moment max en travée :

$$M_{max}^T = 0.85M_{max} = 0.85 \times 91.15 = 77.48 \text{ KN.m}$$

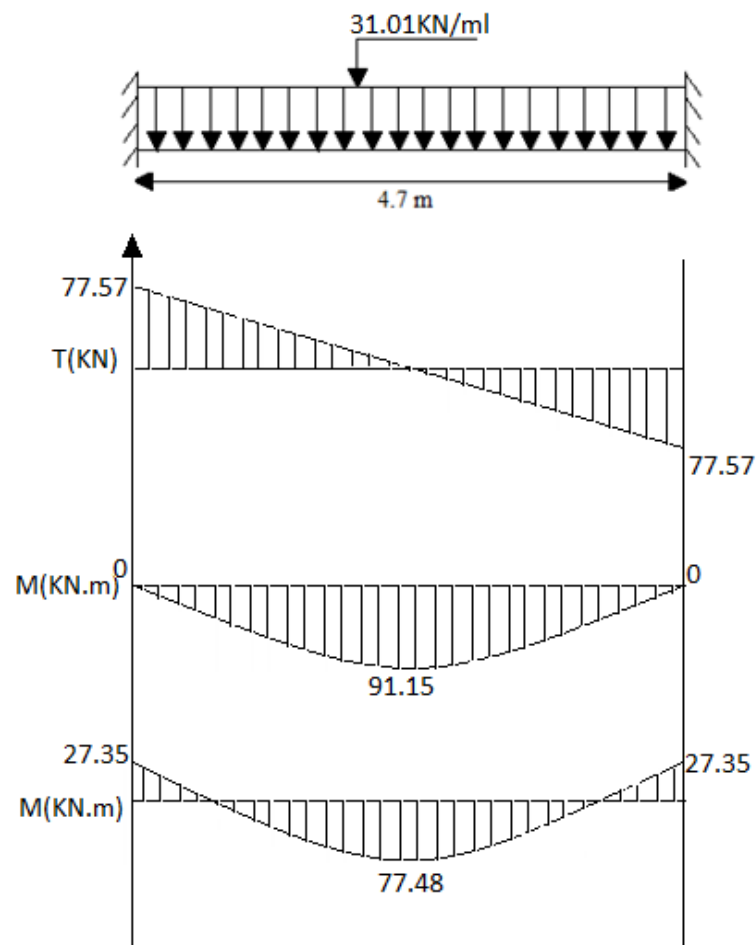


Figure III.7-4-2 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS

III.7-5 Ferrailage :

• Armature principale

En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{107.05 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.184 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$$\mu = 0.184 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.898$$

$$A_s = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{107.05 \times 10^4}{0.898 \times 370 \times 348} = 9.10 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 3\text{HA}14 \text{ filant} + 3\text{HA}14 \text{ chapeau} = 9.24 \text{ cm}^2$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{37.782 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$$\mu = 0.064 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.967$$

$$A_s = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37.782 \times 10^4}{0.967 \times 370 \times 348} = 3.034 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

• Calcul des armatures transversales :

❖ Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2 BAEL91 modifié 99)

$$\begin{aligned} \emptyset &\leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10} \right\} \\ \emptyset &\leq \min \left\{ \frac{400}{35}; 16; \frac{300}{10} \right\} \\ \emptyset &\leq \min \left\{ 11.76; 16; 30 \right\} = 11.76 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On prend : $\emptyset = 8 \text{ mm}$ $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (1 cadre + 1 étrier)

Vérification a ELU :

- ❖ Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :
(Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.159 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.159 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{min} = 1.159 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{min} = 1.159 \text{ cm}^2 < A_s = 4.62 \text{ cm}^2$$

- ❖ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres
(Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99) :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{107.18 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 131.88} = 2.44 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 2.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- ❖ Vérification de la contrainte de cisaillements (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec } T_u = 107.18 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{107.18 \times 10^3}{1000 \times 320} = 0.335 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.335 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

Influence sur le béton :

$$T_{max} \leq \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9db$$

$$\frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9db = \frac{0.4 \times 25}{1.5} \times 0.9 \times 370 \times 300 = 666 \text{KN}$$

$$T_{max} = 107.18 \text{KN} \leq 666 \text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le **RPA2003 Art (7.5.2.2)** on obtient ce qui suit :

$$S_{tmax} \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_{tmax} \leq \min(0,9 \times 37; 40\text{cm}) \longrightarrow S_{tmax} \leq \min(33.3\text{cm}; 40\text{cm})$$

$$S_{tmax} \leq 30\text{cm}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{cm}\right) = \min(10; 16.8; 30\text{cm}) = 10\text{cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10\text{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20$$

$$\text{Soit } S_t = 15\text{cm}$$

❖ **Quantité d'armatures transversales minimale**

Zone nodale

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Zone courante :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art A.6.1.22 BAEL91 modifiée 99) :**

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = 60\text{cm}$$

Vérification à ELS :

$$\text{On a } \begin{cases} M^a=27.35\text{KNm} \\ M^T=77.48\text{KNm} \end{cases} \quad \text{Et} \quad \text{à l'ELU} \quad \begin{cases} A^a=4.62\text{cm}^2 \\ A^T=9.24\text{cm}^2 \end{cases}$$

En travée :

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3}f_e ; \max\left(\frac{1}{2}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)\right] \quad \text{avec} \quad \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left[\frac{2}{3} \times 400 ; \max\left(\frac{1}{2} \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)\right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 9.24}{30 \times 37} = 0.25$$

Tableau

$$\rho=0.25 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1=0.911 \\ K_1=41.18 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{77.48 \times 10^3}{9.24 \times 0.911 \times 37} = 190.6\text{MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st}=190.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st}=201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{41.18} = 0.024$$

$$\sigma_{bc} = 0.024 \times 190.6 = 4.57\text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc}=4.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 37} = 0.122$$

Tableau

$$\rho=0.122 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \beta_1=0.941 \\ K_1=71.21 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{27.35 \times 10^3}{4.62 \times 0.941 \times 37} = 170.03 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 170.03 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{71.21} = 0.014$$

$$\sigma_{bc} = 0.014 \times 170.03 = 2.38 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art B.6.5 BAEL91 modifiée 99) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

L'article (Art B.6.5.2.1 BAEL91 modifiée 99) précise qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.7} = 0.085 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{bd} = \frac{9.24}{30 \times 37} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.7} = 0.085 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{107.05}{10 \times 125.94} = 0.085 \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées ; les armatures calculées à l'état limite ultime sont suffisantes.

❖ **Armatures longitudinales :**

En travée :

- 3HA14 + 3 HA14 (chapeau)

Aux appuis :

- 3HA14

❖ **Armatures transversales :**

- Un cadre et un étrier de HA8

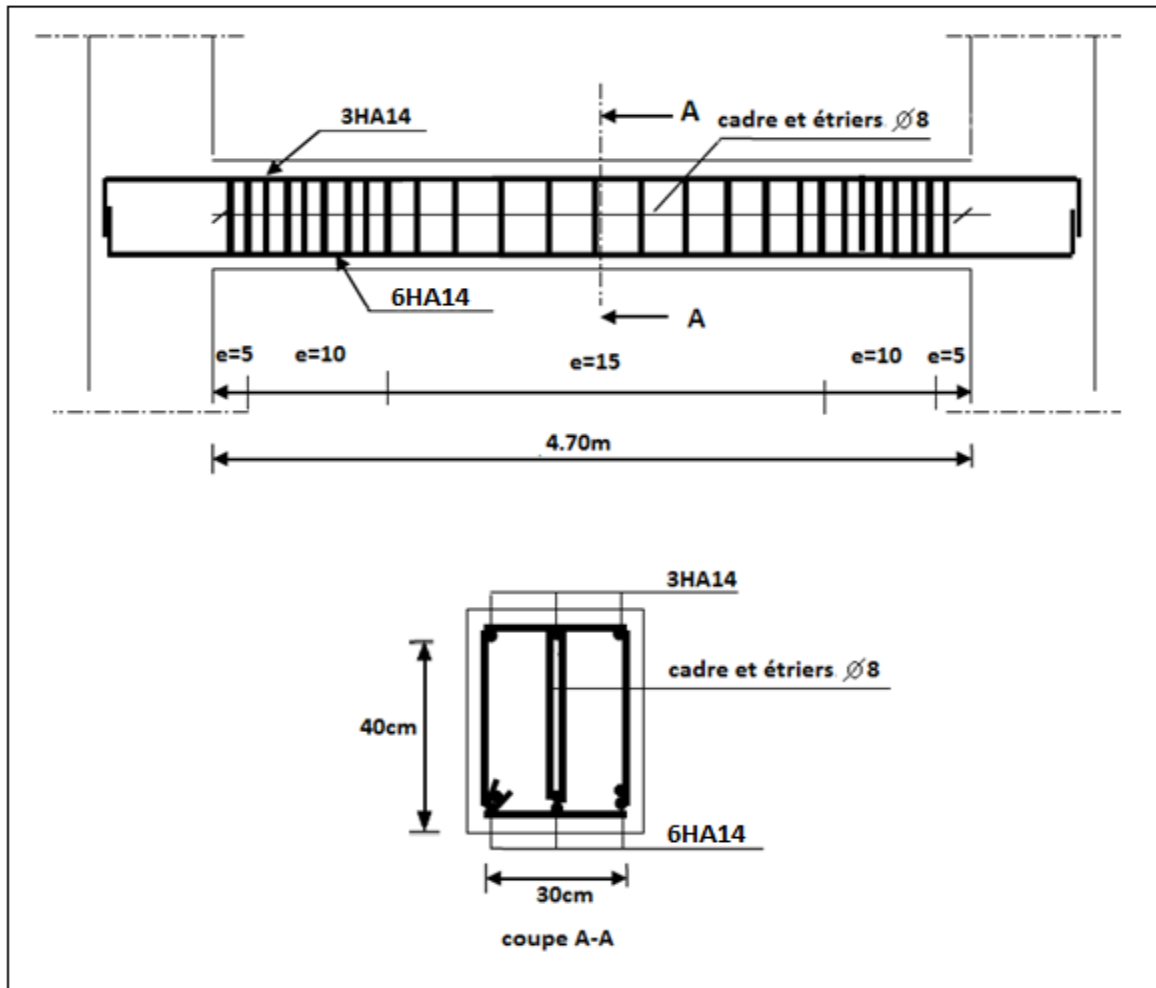


Figure III.7-5-1 : Plan de ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE IV

Chapitre IV : modélisation

IV.1 Logiciel utilisé pour la modélisation

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.7

IV.2 Historique

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 récente, elle date de l'an 2009, désigné par ETABS Non linear 9.6.0. réf [1]. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc.), et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

IV.3 Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi: •La modélisation de tous types de bâtiments.

La prise en compte des propriétés des matériaux.

L'analyse des effets dynamique et statique.

La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

Rappel :(terminologie):

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV.4 Etapes de modélisation

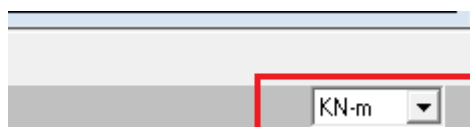
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- b) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- c) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- d) Définition des charges statiques (G, Q).
- e) Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- f) Définition de la charge sismique E.
- g) Chargement des éléments.
- h) Introduction des combinaisons d'actions.
- i) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.4-1 Introduction de la géométrie de l'ouvrage

- **Choix des unités :**

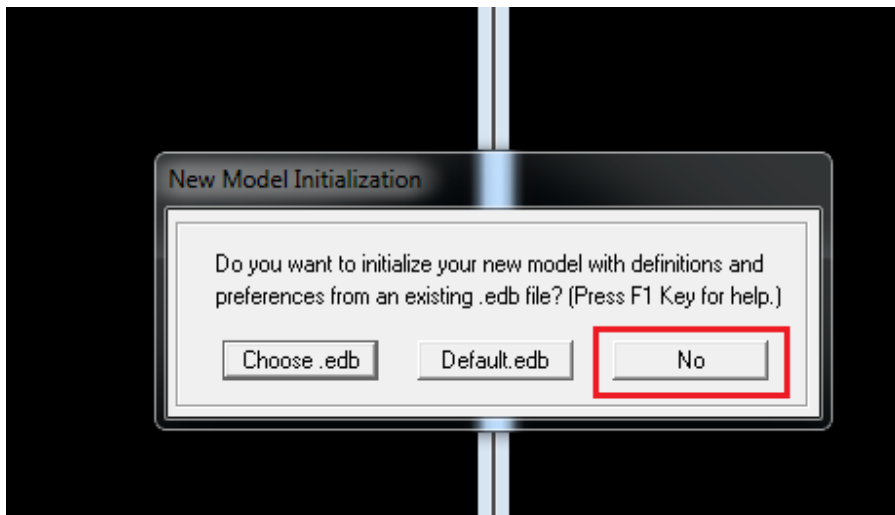
C'est la première étape qui vient juste après le lancement ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne KN.m



- **Géométrie de base :**

On clique sur :

File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA



Cette opération permet d'introduire :

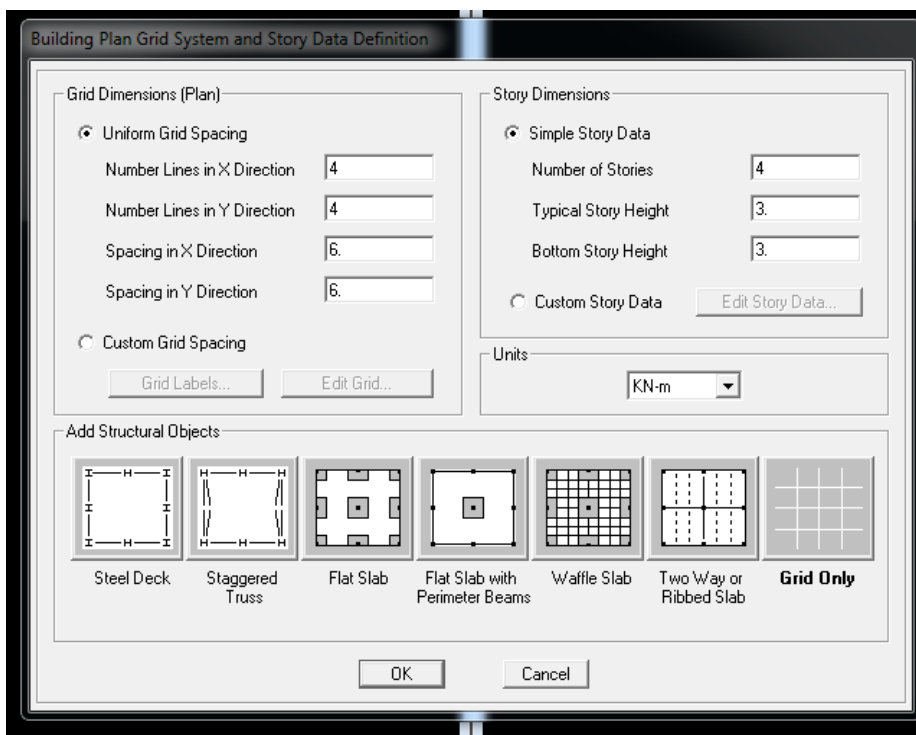
Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.

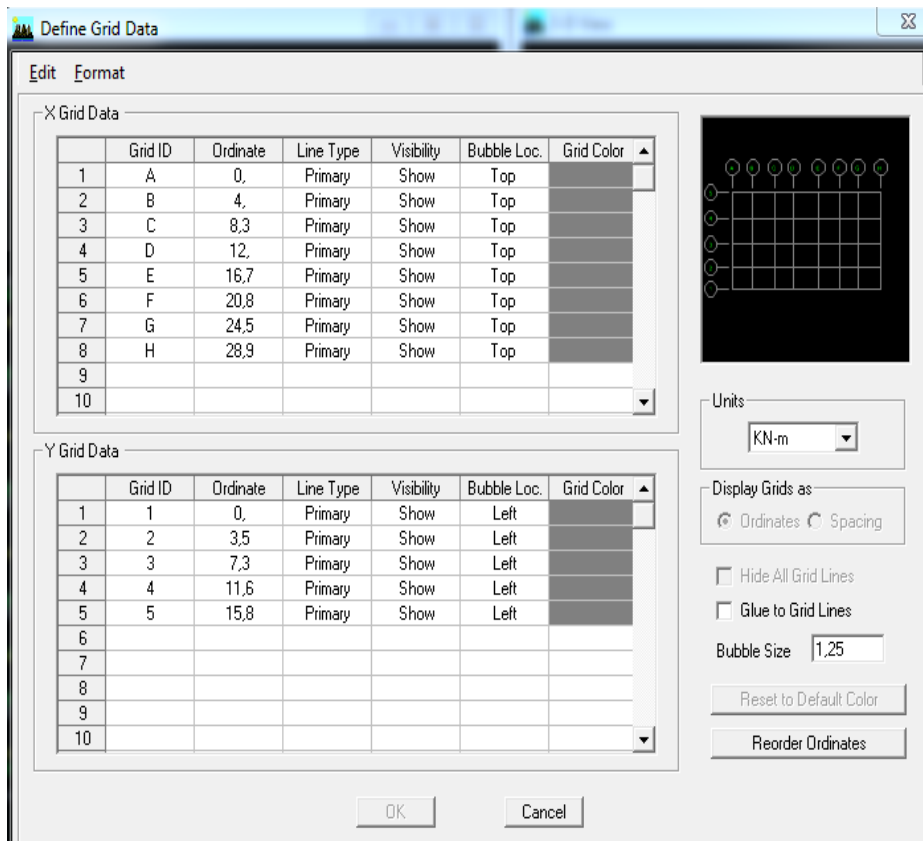
Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.

Les hauteurs de différents étages.

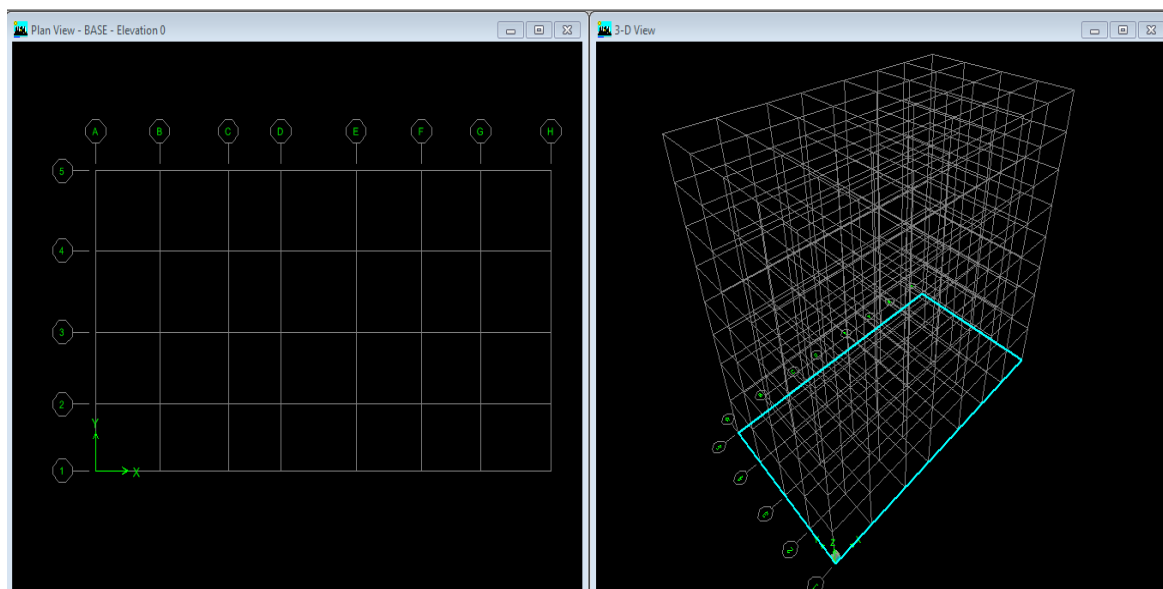
Les longueurs de travées.

NB : Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.





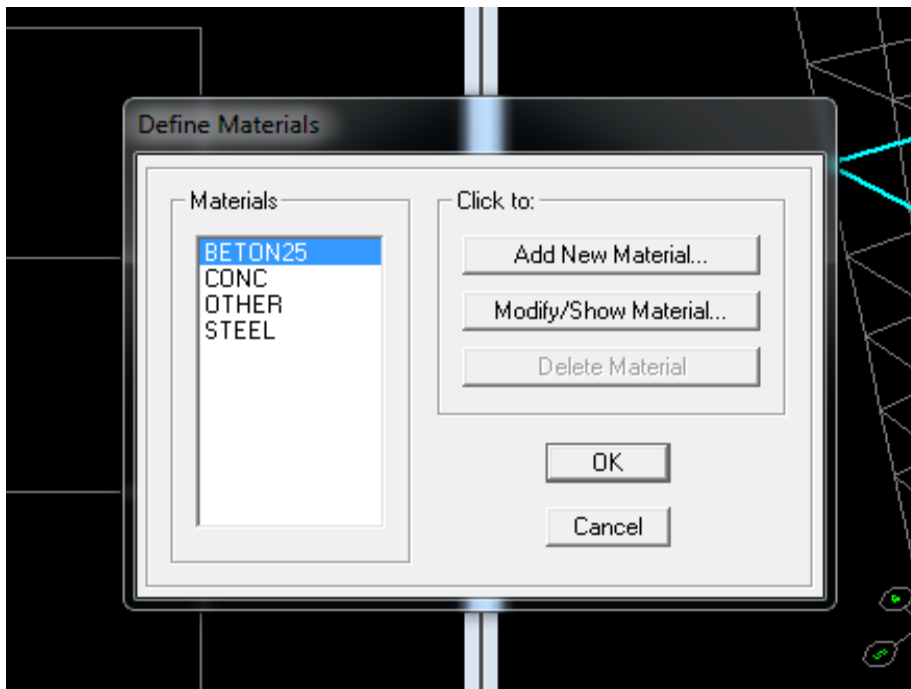
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



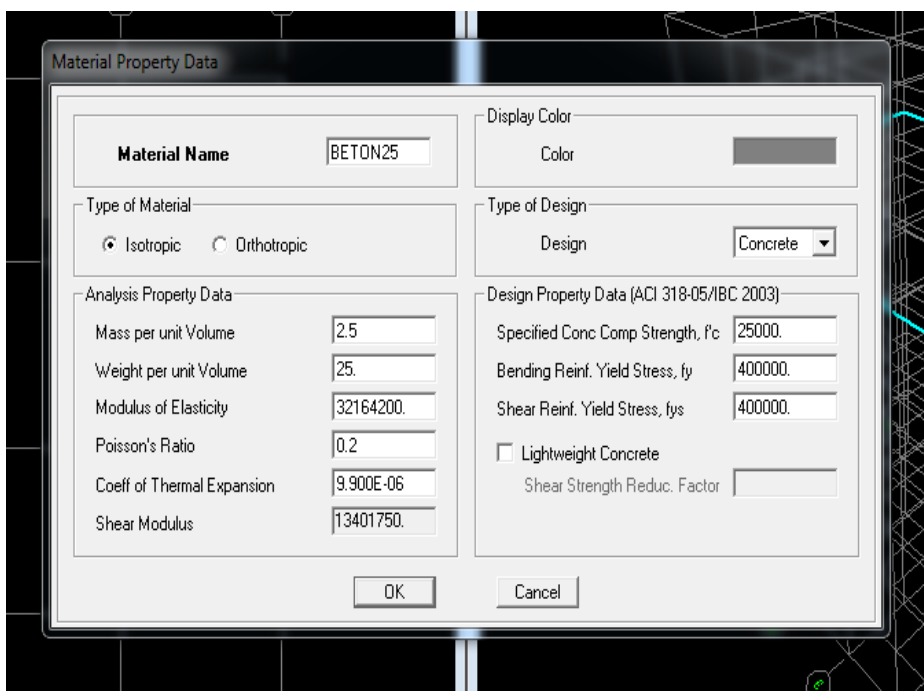
IV.4-2 Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre) on clique sur :

Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material



Dans la boîte dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

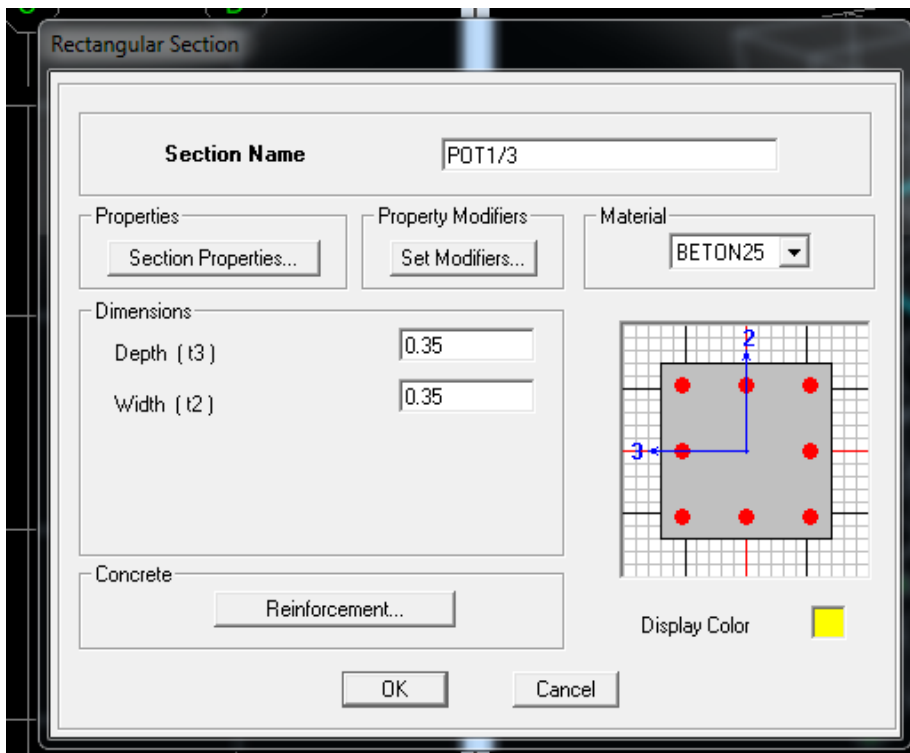
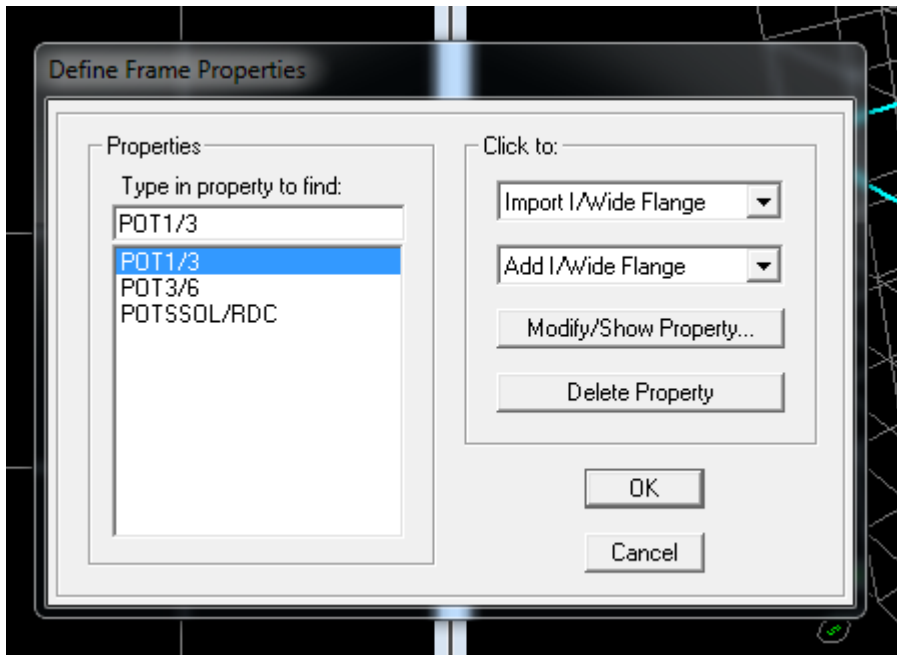


IV.4-3 Spécification des propriétés géométriques des éléments

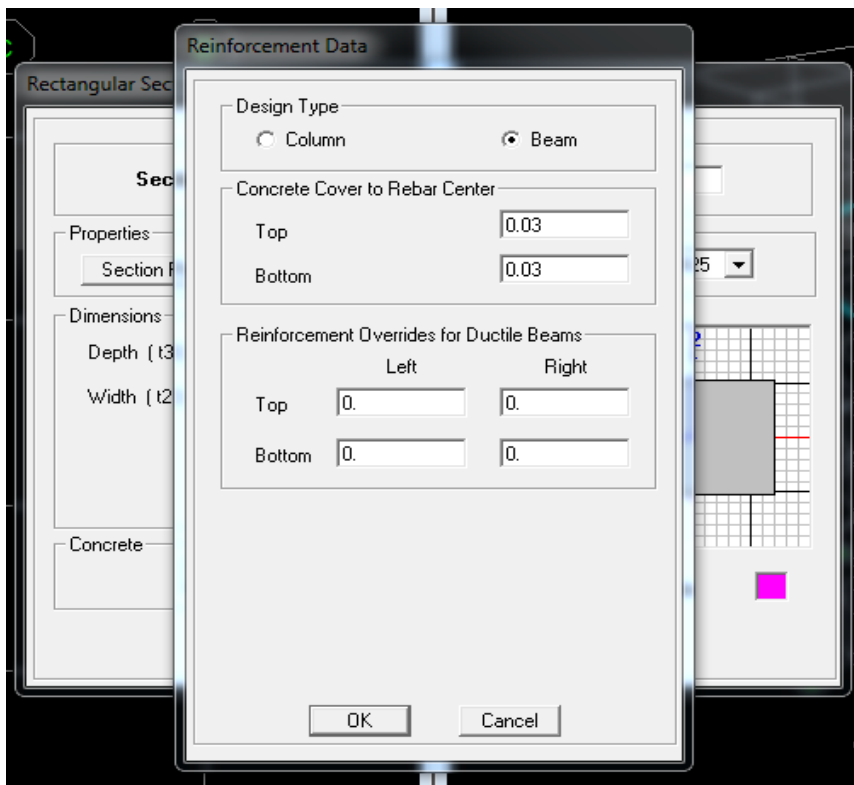
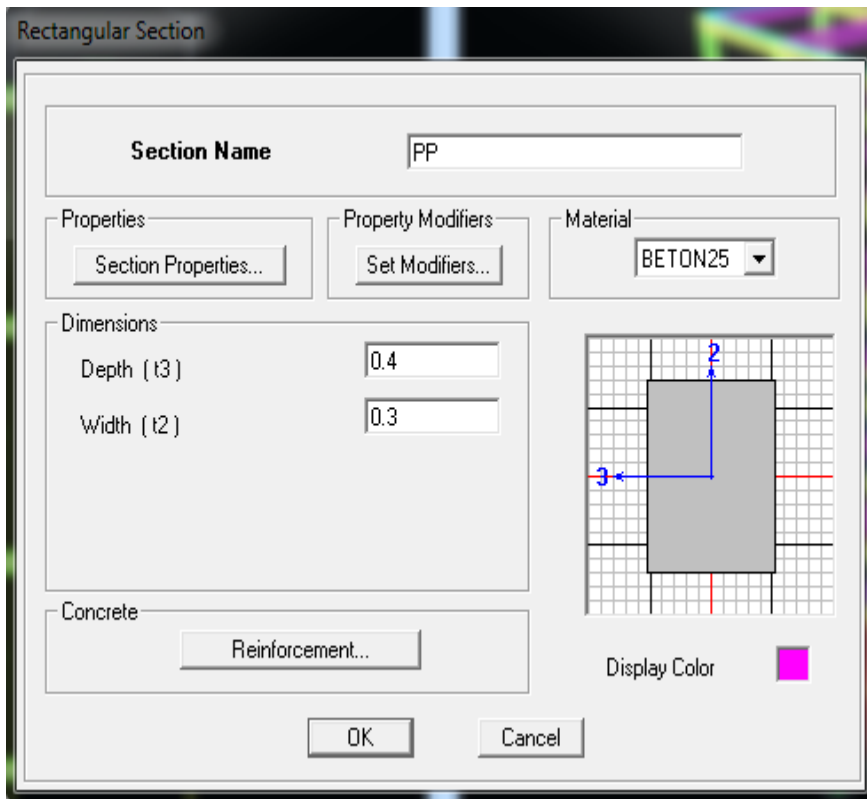
- **Poteux et poutre :**

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments. On commence par les poteaux (POT) puis les poutres principale (PP) et les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante :

Define ⇒ Frame Sections ⇒ ADD Rectangular

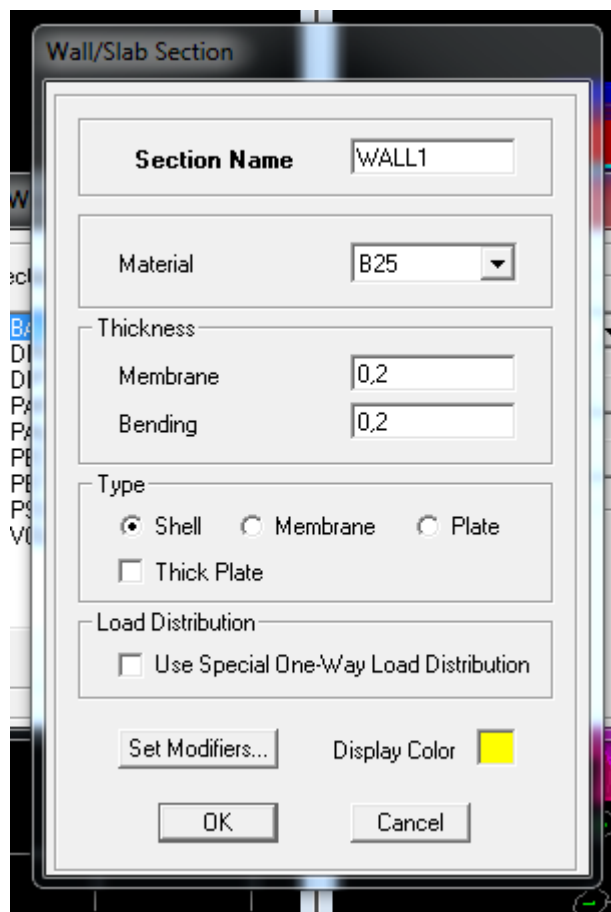
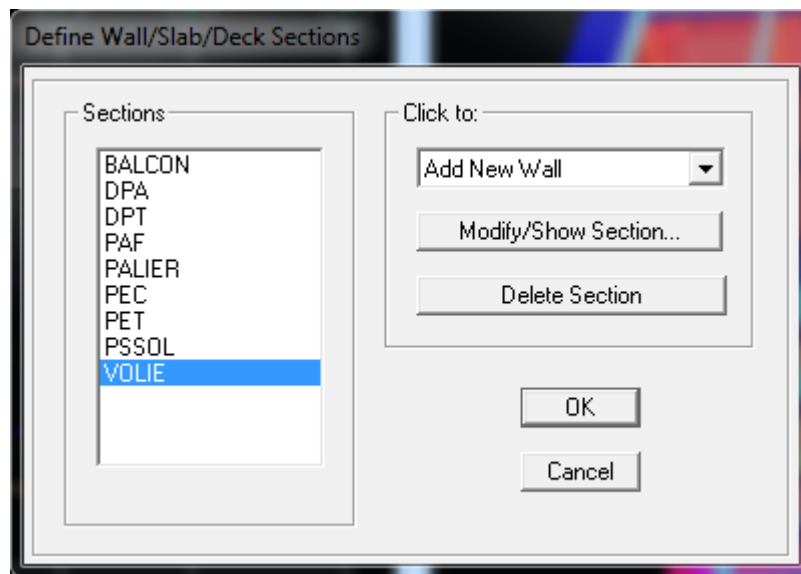
**Remarque :**

On procède de la même manière pour les poutres principales et secondaires. Sauf qu'au lieu de cocher sur column en coche sur beam.



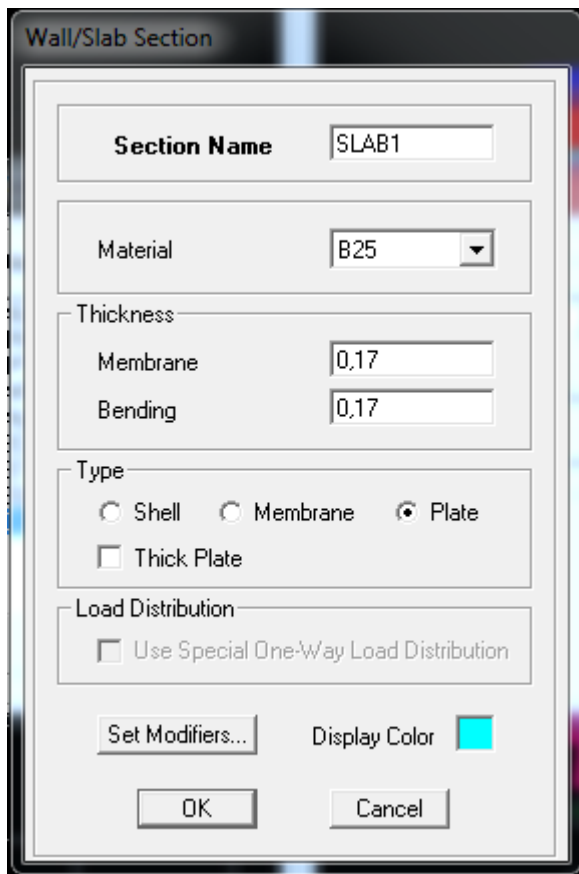
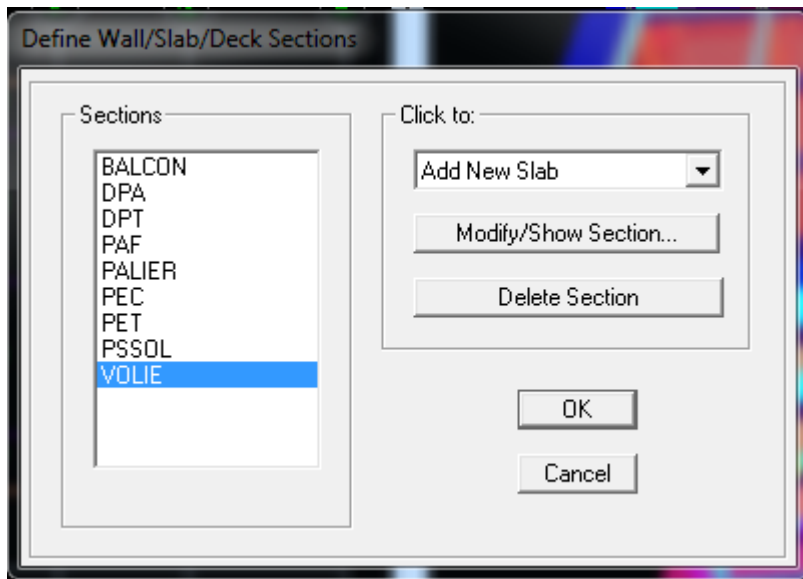
- Voiles :

Define ⇒ wall/slab/Deck section ⇒ Add new wall



- Dalle pleine

Define ⇒ wall/slab/Deck section ⇒ Add new slab



IV.4-4 Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :


- **Pour les poteaux :**

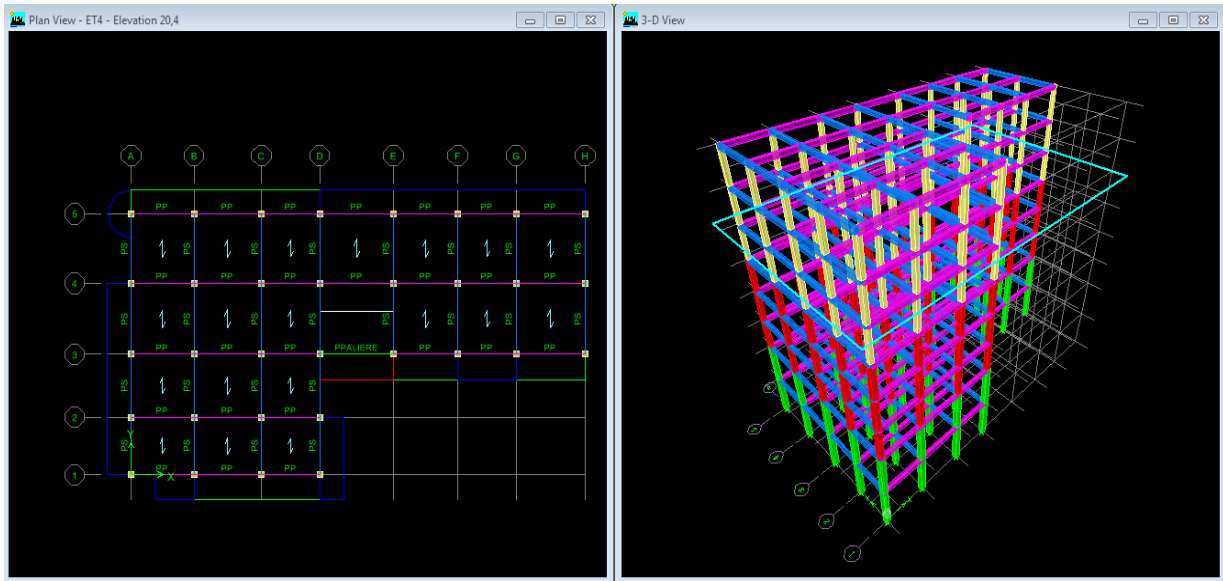
On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche (proprietés of Object) ⇒ None on choisit le nom de la section (pot ssl/RDC par exemple) on valide.


Property	NONE
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

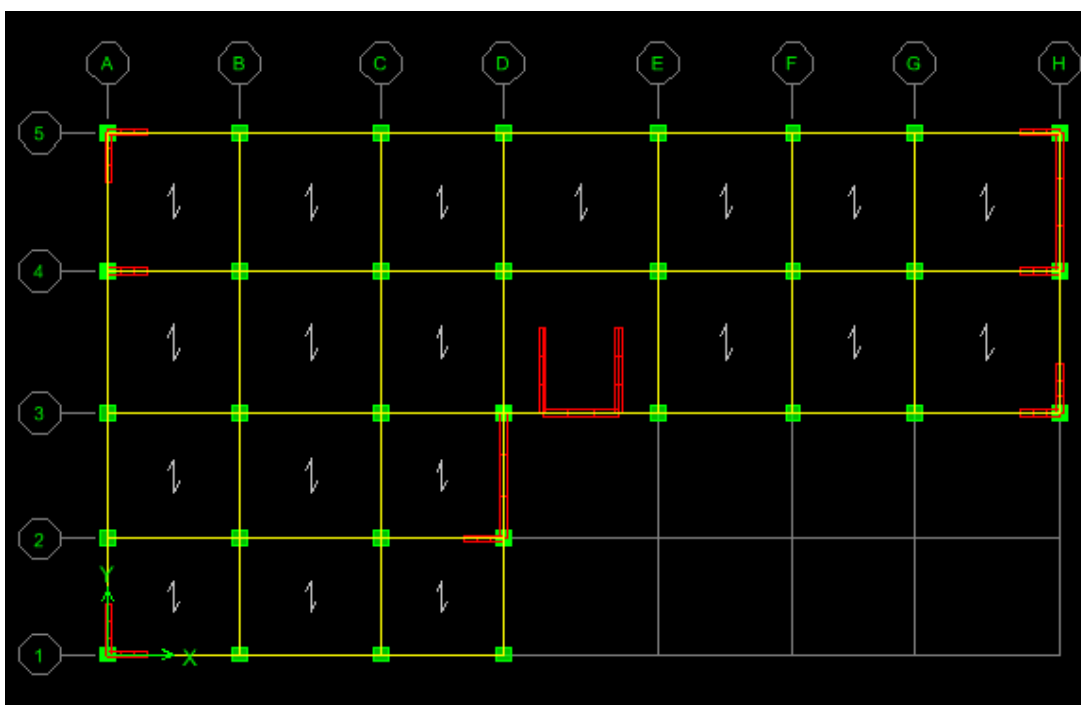
• Pour la poutre :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur l'icône  ; on obtient la structure suivantes :



• Pour les voiles :

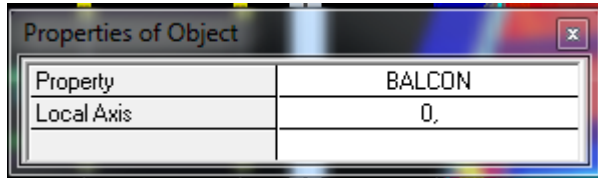
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  Pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



- **Pour les dalles pleines :**

On clique sur l'icône 

Une fenêtre s'affiche (properties of Object) ⇒ None on choisit le nom de la section (balcon par exemple)

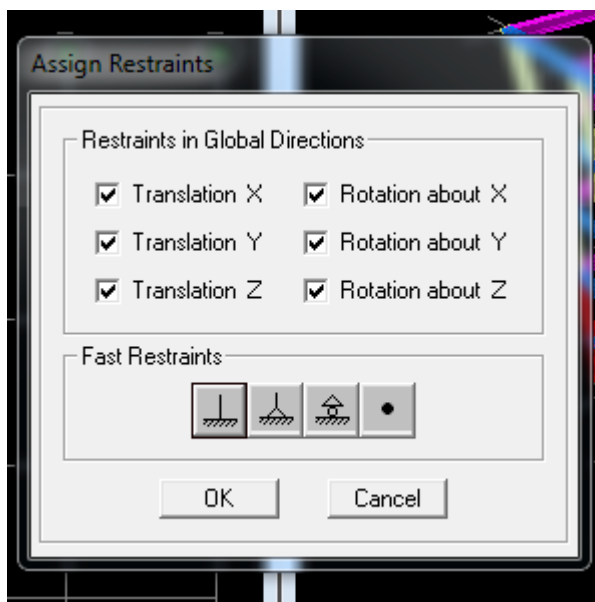


Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

- **L'encastrement des elements (poteaux et voiles) :**

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrement les poteaux et les voiles à la base du bâtiment.

On sélectionne tout et on clique sur le bouton  la fenêtre ci-après s'affichera :

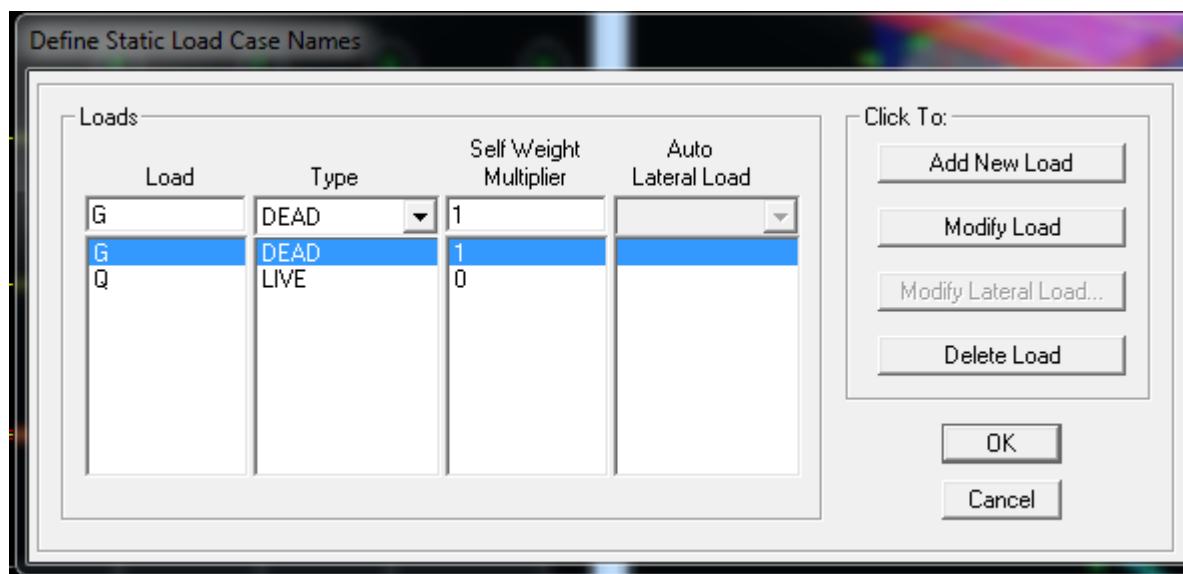


On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

IV.4-1 Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charge permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q) pour les définir on clique sur :

Define ⇒ Static Load Cases.



IV.4-2 Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/99 version 2003 :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumise excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propre T.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : **IIa** (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA2003)

Groupe d'usage : **2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA2003)

Coeff comportement : **R=3.5**

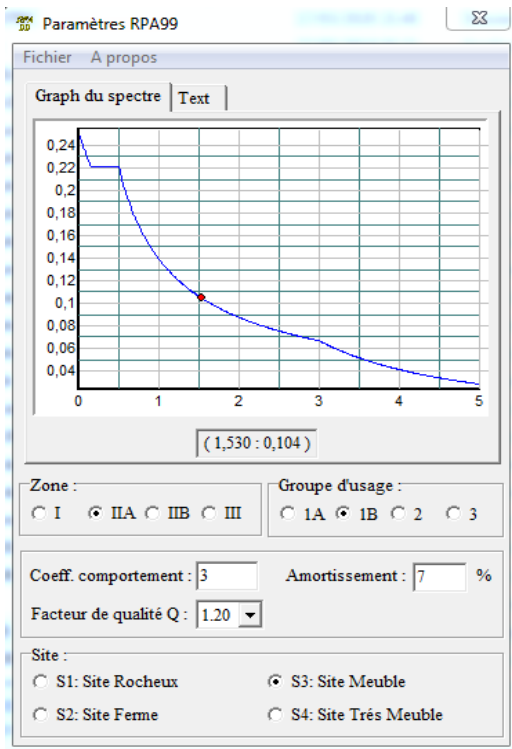
Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : **S3** (relevé du rapport de sol)

Facteur de qualité (Q) : **Q=1.00**

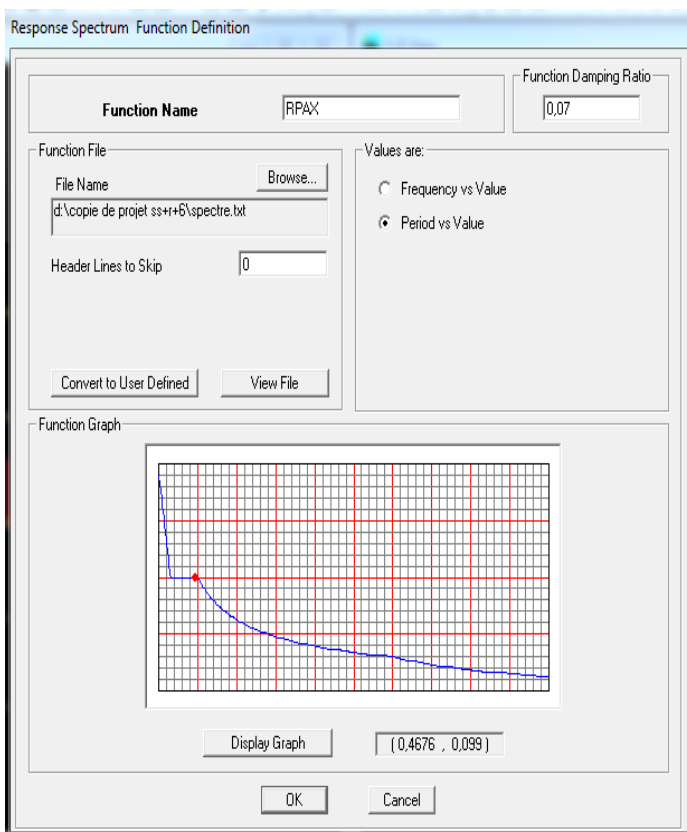
On ouvre le logiciel en cliquant sur





On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** ⇒ **Enregistrer**

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum** ⇒ **function spectre from file.**



IV.4-3 Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define ⇒ Response Spectrum Cases ⇒ Add New Spectrum.

The dialog box 'Response Spectrum Case Data' for case 'EX' contains the following settings:

- Spectrum Case Name:** EX
- Structural and Function Damping:** Damping = 0,07
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF, Modified SRSS (Chinese).
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	9,81
U2		
UZ		

 Excitation angle = 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.) = 0,05. Override Diaph. Eccen. = Override...

The dialog box 'Response Spectrum Case Data' for case 'EY' contains the following settings:

- Spectrum Case Name:** EY
- Structural and Function Damping:** Damping = 0,07
- Modal Combination:** CQC (selected), SRSS, ABS, GMC. f1 and f2 are empty.
- Directional Combination:** SRSS (selected), ABS, Orthogonal SF, Modified SRSS (Chinese).
- Input Response Spectra:**

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	9,81
UZ		

 Excitation angle = 0.
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.) = 0,05. Override Diaph. Eccen. = Override...

IV.4-4 Chargement des éléments

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux).


L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Les charges sont uniformément réparties par m² selon les axes locaux ou globaux. Dans notre cas, ces charges surfaciques sont introduites pour les planchers en corps creux.

- **Charger les planchers et les poutres secondaires**

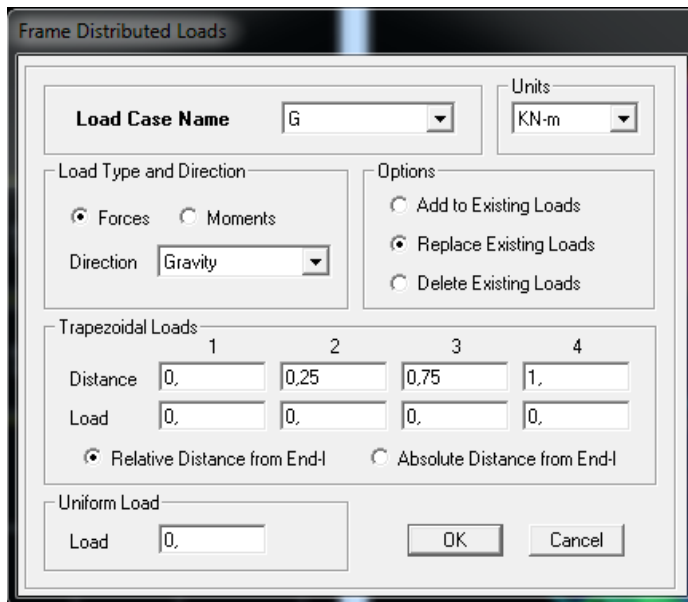
Pour affectation des charges :

On sélectionne les planchers définis en corps creux (**méthode de bardage**) on clique sur

Assing ⇒ shell area load ⇒ uniform surface load

Pour les poutres secondaires on les sélectionne et on clique sur l'icône  ou bien

Aissing ⇒ Frame line /load ⇒ distribution uniform load



IV.4-5 Introduction des combinaisons d'actions

- **Combinaisons aux états limites**

ELU : 1,35 G + 1,5 Q.

ELS : G + Q.

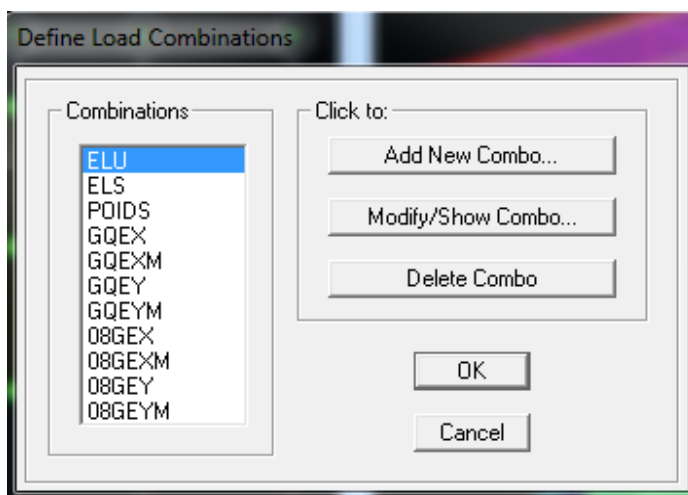
- **Combinaisons accidentelle du RPA**

GQE : G + Q ± E.

08 GE : 0,8G ± E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ Loads Combinaisons ⇒ Add New Combo.



- **Masse source**

$W_i = W_G + \beta W_{Qi}$ (formule 4-5 RPA 99).

W_i : poids total de la structure.

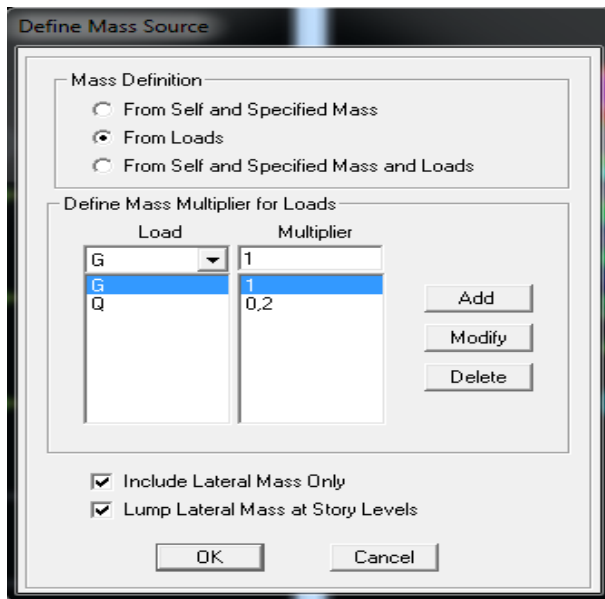
W_G : poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels Solidaire de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **tableau du 4.5 RPA99 modifier 2003** on le prend pour notre cas égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

Define ⇒ Masse Source ⇒ From Loads.

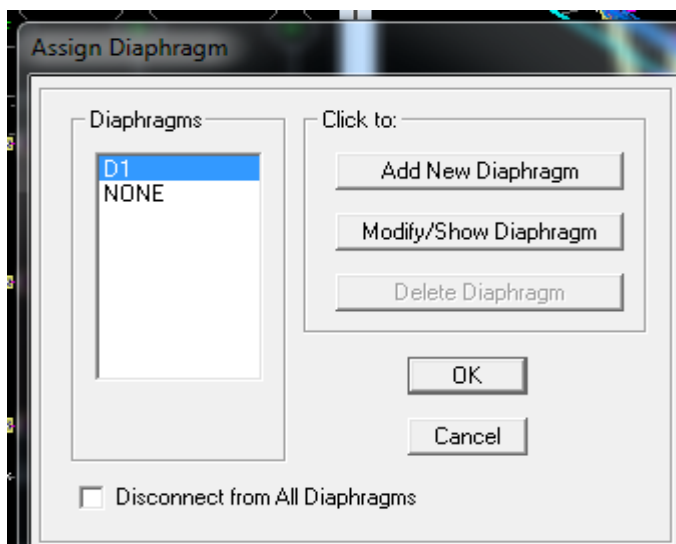


- **Diaphragme :**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse. Eux qui sont désignées par la notation de **Nœuds Maître**.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs **nœuds maîtres** 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 le premier étage : **Assign ⇒ Joint/Point ⇒ Diaphragmas ⇒ D1 ⇒ OK.**



Le deuxième étage

Assign ⇒ Joint/Point ⇒ Diaphragms ⇒ AddNew Diaphragm ⇒ D2 ⇒ OK.

On suit la même procédure pour les autres étages.

IV.4-6 Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

- **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur : **Analyze ⇒ Run Analysis**

- **Visualisation des résultats**

Déformée de la structure : on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagramme**

Déplacement : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuis sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

- **Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base**

Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E.

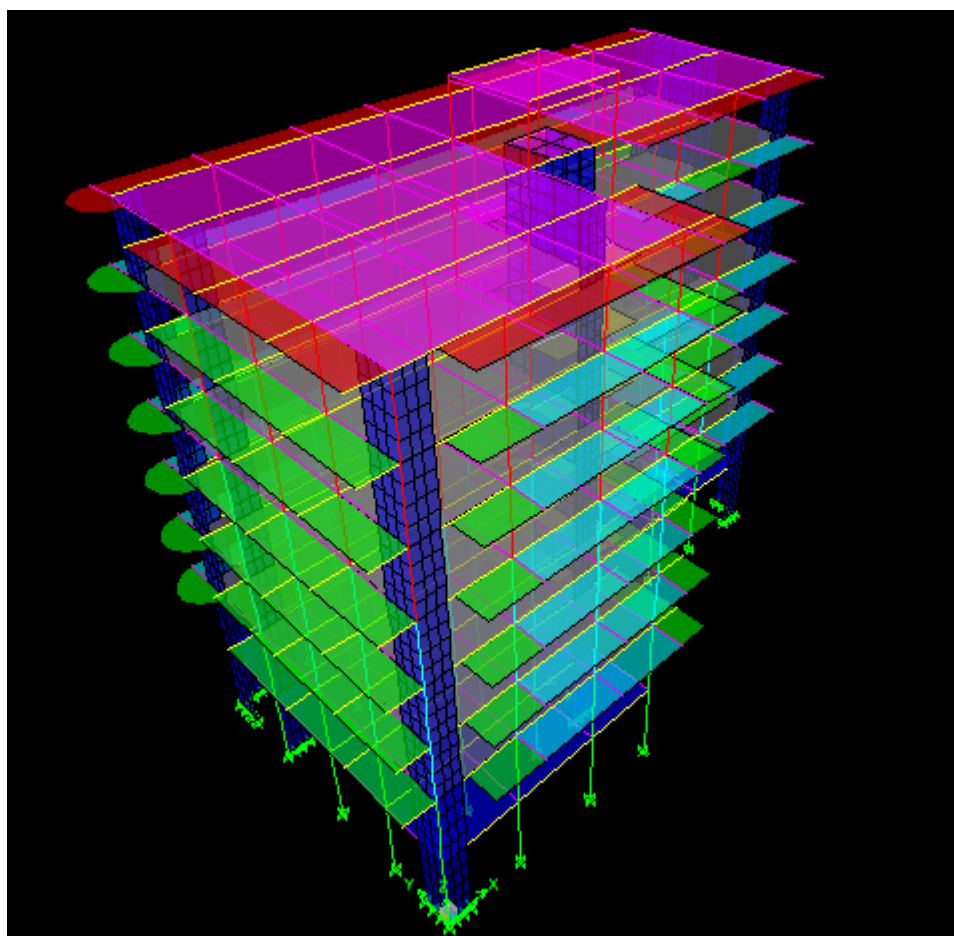


Figure IV.4-6-1 : Vue en 3D de la structure.

CHAPITRE V

Vérification selon RPA

V.1 Introduction :

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Ce chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

- Justification du système de contreventement.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Vérification de la période.
- L'excentricité.
- L'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étages.
- L'effet P-Delta.
- L'effort normal réduit.

V.2 Méthodes de calcul :

Le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**) propose trois méthodes de calcul des forces sismique dont les condition d'application différent st cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Dans notre cas , nous allons effectuer l'étude de notre bâtiment en utilisant la méthode **d'analyse modale spectrale** . Cette méthode est applicable dans tout les cas et en particulier , dans le cas ou la méthode statique n'est pas permise .

V.1 Vérification

V.1-1 Le pourcentage de participation de la masse modale :(Article 4.3.4 RPA 99 / 2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,706706	76,0799	0,0783	0,0000	76,0799	0,0783	0,0000	0,115
2	0,613822	0,1087	72,2627	0,0000	76,1886	72,3410	0,0000	97,661
3	0,506486	0,0240	0,5187	0,0000	76,2126	72,8596	0,0000	0,721
4	0,191115	15,6130	0,0084	0,0000	91,8256	72,8681	0,0000	0,000
5	0,145651	0,0182	17,0001	0,0000	91,8438	89,8682	0,0000	1,192
6	0,113547	0,0055	0,1471	0,0000	91,8492	90,0153	0,0000	0,015
7	0,112188	0,5853	0,0015	0,0000	92,4345	90,0168	0,0000	0,000
8	0,100844	0,0101	0,3681	0,0000	92,4446	90,3849	0,0000	0,024
9	0,099647	0,0162	0,4179	0,0000	92,4608	90,8029	0,0000	0,028
10	0,086849	3,4165	0,0083	0,0000	95,8773	90,8112	0,0000	0,000
11	0,060317	0,0056	4,6076	0,0000	95,8829	95,4187	0,0000	0,174
12	0,053334	1,8698	0,0018	0,0000	97,7527	95,4205	0,0000	0,000
13	0,047730	0,0001	0,1170	0,0000	97,7527	95,5375	0,0000	0,004
14	0,037280	1,3269	0,0001	0,0000	99,0796	95,5375	0,0000	0,000
15	0,035471	0,0005	2,1852	0,0000	99,0801	97,7228	0,0000	0,036
16	0,028834	0,0996	0,0536	0,0000	99,1797	97,7764	0,0000	0,000
17	0,028706	0,5907	0,0098	0,0000	99,7703	97,7862	0,0000	0,000
18	0,025000	0,0004	1,3740	0,0000	99,7707	99,1500	0,0000	0,017

Figure V.1-1-1 : le pourcentage de participation de la masse modale .

Dans la direction (X-X), on a atteint la masse participante au mode 4 (91.7784≥ 90%).

Dans la direction (Y-Y), on a atteint la masse participante au mode 6 (90.0128≥ 90%).

La condition du RPA est vérifiée.

V.1-2 Vérification de la période : (Article 4.2.4 RPA 99 / 2003)

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA99 version2003 (Formule 4.6).}$$

Avec :

C_T : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

h_N : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

RPA99 version2003 (Tableau 4.6).

Cas N°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.050

- Calcul de la période empirique

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 28.58^{3/4} = 0.634 \text{ s}$$

- Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0.634 + (0.3 \times 0.634) = 0.82 \text{ s}$$

- la période donne par le logiciel ETABS :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,706706	76,0799	0,0783	0,0000	76,0799	0,0783	0,0000	0,115
2	0,613822	0,1087	72,2627	0,0000	76,1886	72,3410	0,0000	97,661
3	0,506486	0,0240	0,5187	0,0000	76,2126	72,8596	0,0000	0,721
4	0,191115	15,6130	0,0084	0,0000	91,8256	72,8681	0,0000	0,000
5	0,145651	0,0182	17,0001	0,0000	91,8438	89,8682	0,0000	1,192
6	0,113547	0,0055	0,1471	0,0000	91,8492	90,0153	0,0000	0,015
7	0,112188	0,5853	0,0015	0,0000	92,4345	90,0168	0,0000	0,000
8	0,100844	0,0101	0,3681	0,0000	92,4446	90,3849	0,0000	0,024
9	0,099647	0,0162	0,4179	0,0000	92,4608	90,8029	0,0000	0,028
10	0,086849	3,4165	0,0083	0,0000	95,8773	90,8112	0,0000	0,000
11	0,060317	0,0056	4,6076	0,0000	95,8829	95,4187	0,0000	0,174
12	0,053334	1,8698	0,0018	0,0000	97,7527	95,4205	0,0000	0,000
13	0,047730	0,0001	0,1170	0,0000	97,7527	95,5375	0,0000	0,004
14	0,037280	1,3269	0,0001	0,0000	99,0796	95,5375	0,0000	0,000
15	0,035471	0,0005	2,1852	0,0000	99,0801	97,7228	0,0000	0,036
16	0,028834	0,0996	0,0536	0,0000	99,1797	97,7764	0,0000	0,000
17	0,028706	0,5907	0,0098	0,0000	99,7703	97,7862	0,0000	0,000
18	0,025000	0,0004	1,2740	0,0000	99,7707	99,1800	0,0000	0,017

- Comparaison des résultats

On a :

Lapériodecalculée : $T = 0,634 \text{ s}$

La période majorée $T_{\text{maj}} = 0,82 \text{ s}$

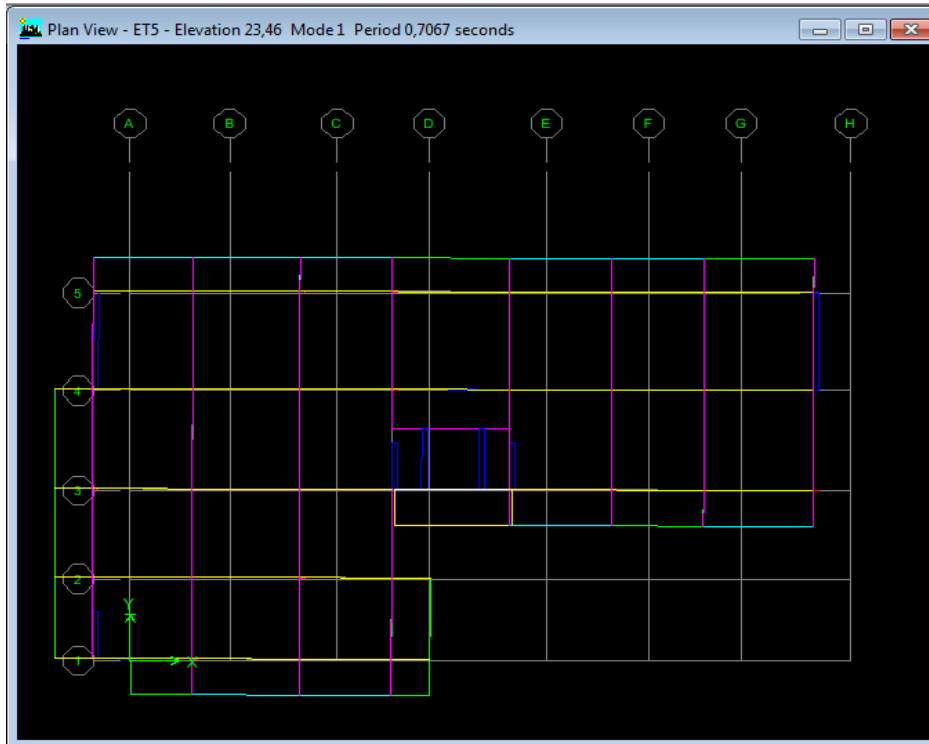
La période ETABS $T_{\text{etaps}} = 0,7069 \text{ s}$

On remarque que : $T < T_{\text{etaps}} < T_{\text{maj}}$

La condition du RPA est vérifiée.

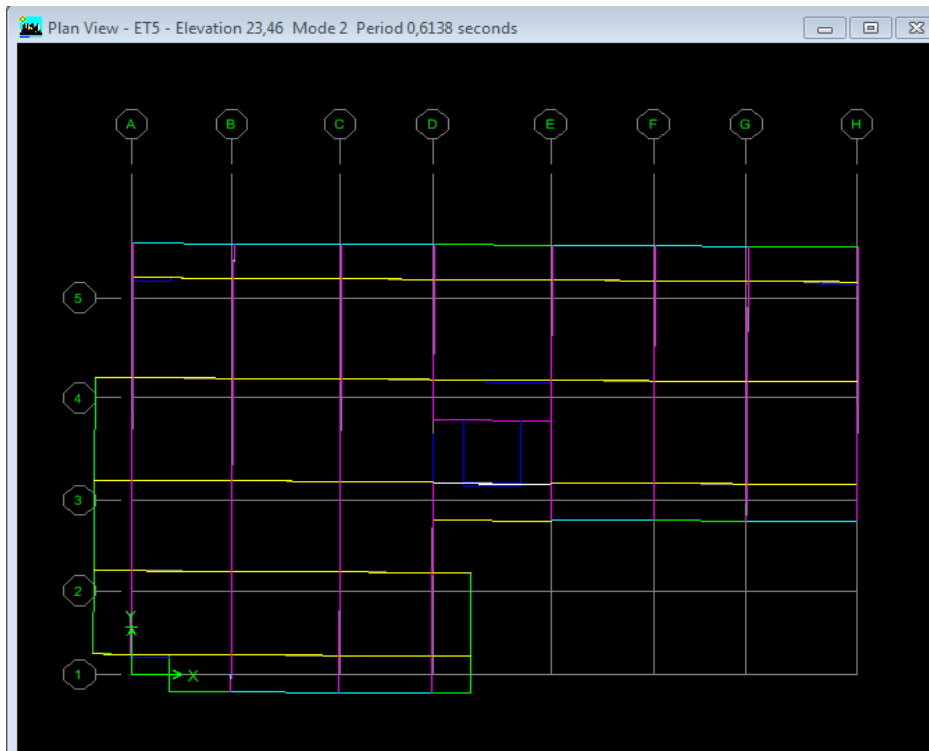
1^{er} mode de vibration

$T=0.7067s$ (Translation suivant OX).



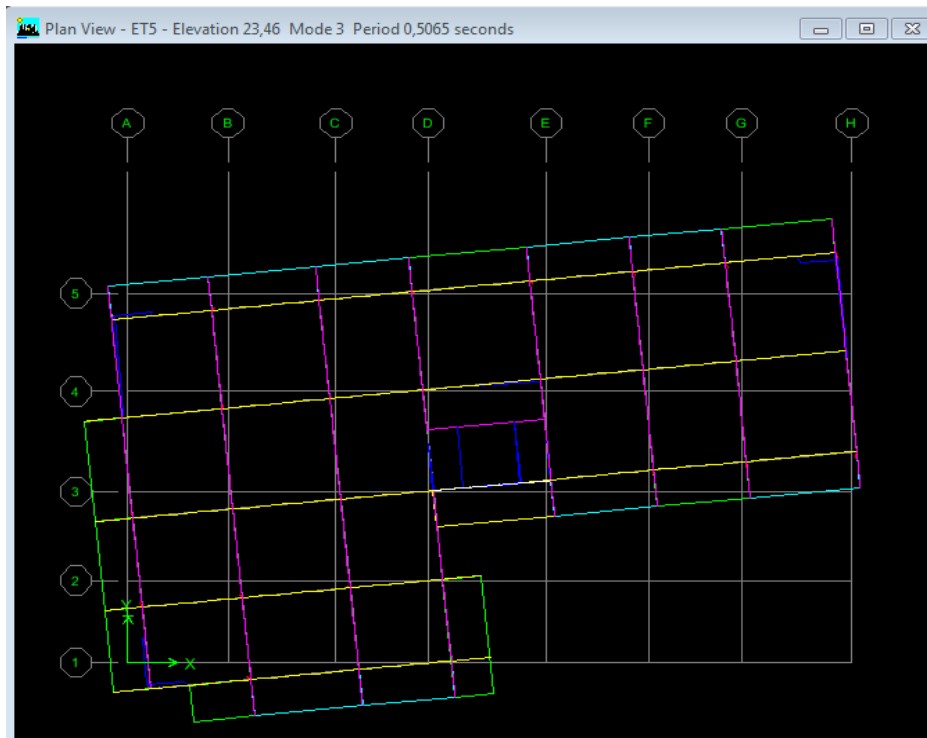
2^{eme} mode de vibration

$T=0,6138s$ (Translation suivant OY).



3^{eme} mode de vibration

$T=0,6138s$ (rotation suivant OZ).



V.1-3 Vérification de l'excentricité :(Article 4.3.7RPA 99 / 2003)

D'après l (Article 4.3.7 RPA 99 / 2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
	SSOL	SSOL	372,5781	372,5781	12,554	9,650	372,5781	372,5781	12,554
	RDC	RDC	420,3800	420,3800	12,535	9,485	420,3800	420,3800	12,535
	ET1	ET1	400,0421	400,0421	12,303	9,343	400,0421	400,0421	12,303
	ET2	ET2	400,0421	400,0421	12,303	9,343	400,0421	400,0421	12,303
	ET3	ET3	395,3692	395,3692	12,303	9,346	395,3692	395,3692	12,303
	ET4	ET4	391,5587	391,5587	12,303	9,348	391,5587	391,5587	12,303
	ET5	ET5	386,5563	386,5563	12,278	9,368	386,5563	386,5563	12,278
	TERRASSE	TERR	364,6749	364,6749	12,206	9,331	364,6749	364,6749	12,206
	TERRASSE-1	TERR1	18,4247	18,4247	14,350	9,450	18,4247	18,4247	14,350

OK

	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	372,5781	12,554	9,650	372,5781	372,5781	12,554	9,650	13,051	10,126
	420,3800	12,535	9,485	420,3800	420,3800	12,535	9,485	13,119	9,982
	400,0421	12,303	9,343	400,0421	400,0421	12,303	9,343	13,026	9,788
	400,0421	12,303	9,343	400,0421	400,0421	12,303	9,343	12,917	9,662
	395,3692	12,303	9,346	395,3692	395,3692	12,303	9,346	12,822	9,586
	391,5587	12,303	9,348	391,5587	391,5587	12,303	9,348	12,753	9,538
	386,5563	12,278	9,368	386,5563	386,5563	12,278	9,368	12,702	9,511
	364,6749	12,206	9,331	364,6749	364,6749	12,206	9,331	12,667	9,530
	18,4247	14,350	9,450	18,4247	18,4247	14,350	9,450	14,286	9,493

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu’il est montré sur le tableau suivant :

story	XCM	YCM	XCR	YCR	e_x	e_y
S-sol	12.554	9.650	13.051	10.128	0.497	0.478
RDC	12.535	9.485	13.119	9.982	0.584	0.497
ET1	12.303	9.343	13.028	9.788	0.725	0.445
ET2	12.303	9.343	12.917	9.662	0.614	0.319
ET3	12.303	9.346	12.822	9.586	0.519	0.24
ET4	12.303	9.348	12.753	9.538	0.45	0.19
ET5	12.278	9.368	12.702	9.511	0.424	0.143
TERRASSE	12.206	9.331	12.667	9.530	0.461	0.199
TERRASSE-1	14.350	9.450	14.288	9.493	0.062	0.043

Avec :

$$e_x = |XCM - XCR|$$

$$e_y = |YCM - YCR|$$

• **Comparaison des résultats :**

Sens longitudinal

$$5\%L_x \geq e_x \longrightarrow 0,05 \times 30 = 1,5 > 0,725 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Sens transversal

$$5\%L_y \geq e_y \longrightarrow 0,05 \times 14,543 = 0,727 > 0,497 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.1-4 Justification du système de contreventement.

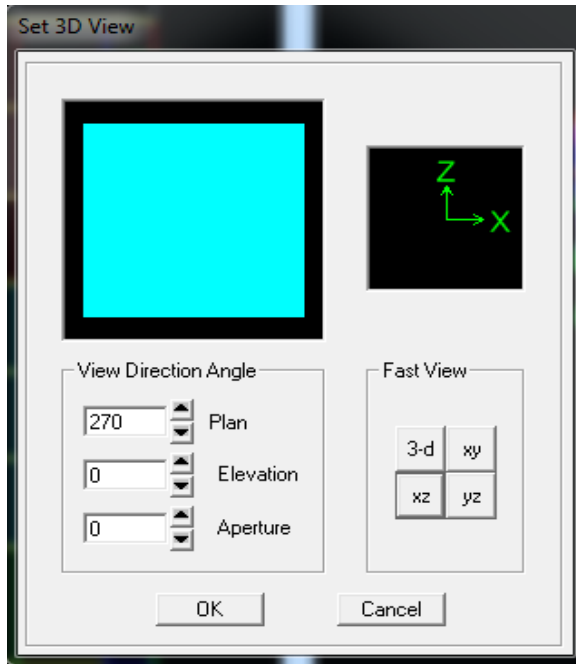
L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- **Sens X-X :**

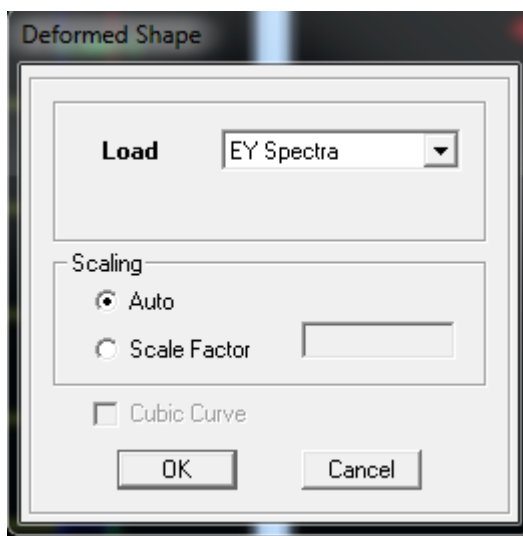
On choisit d'abord LE SET3D :

view → *set 3D*



Ensuite la combinaison en cliquant sur :

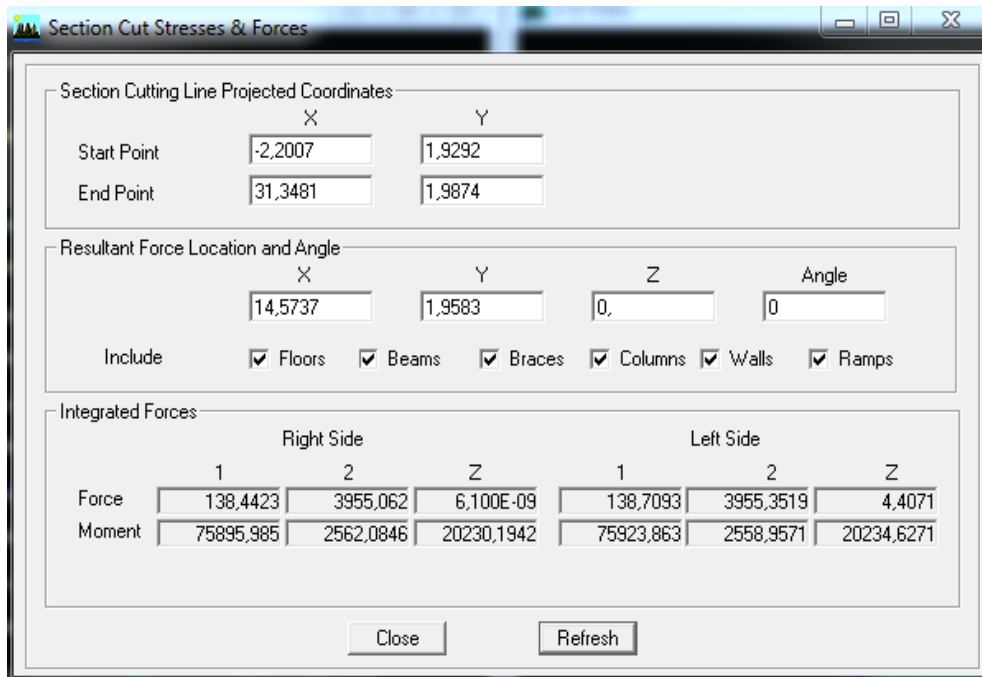
Display → *show Deformed shape* → *Load: Ex spectra*



On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

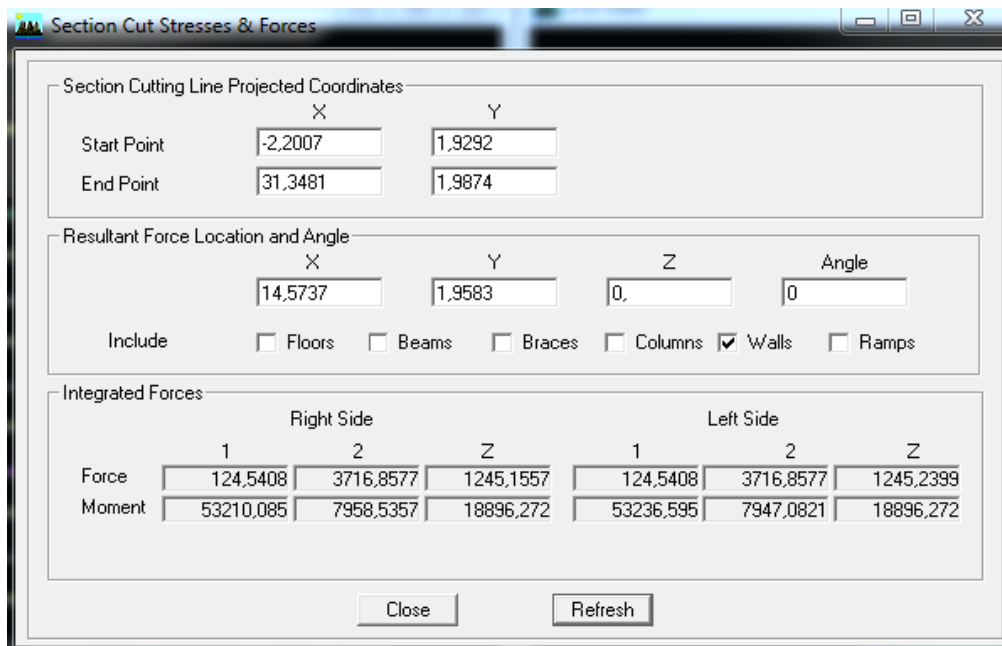
Draw → *Draw Section Cut*

-Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'imagesuivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramp** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

Remarque :

On procède de la même manière pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et relever les valeurs sur la case (**Force-2**). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison (**ELU**) puis on relève les valeurs sur la case (**Force-Z**).

Tableau V.1-4-1 :répartition des charge vertical

Etage	Chagres reprise par(KN)			Pourcentage(%)	
	totales	Voiles	portiques	voiles	portique
ET6	6269.7895	1970.2301	4299,5594	31,424	68,575
ET5	12549.8944	4061.0399	8488,8545	32,359	67,640
ET4	22074.6604	6756.7051	15317,9553	30,608	69,391
ET3	26617.9606	6756.7051	18293,5854	31,273	68,726
ET2	31709.426	9928.1286	21781,2974	31,309	68,690
ET1	44984.055	13405.002	26384,0134	30,763	69,236
RDC	45193.676	14908.3742	31788,6758	29,661	70,338
SSOL	51899.121	14908.3742	36990,7468	28,725	71,274
Moyenne	29302,6889	8884,60286	20418,086	30,765	69,234

Tableau V.1-4-2 :répartition des charge horizontales Vx

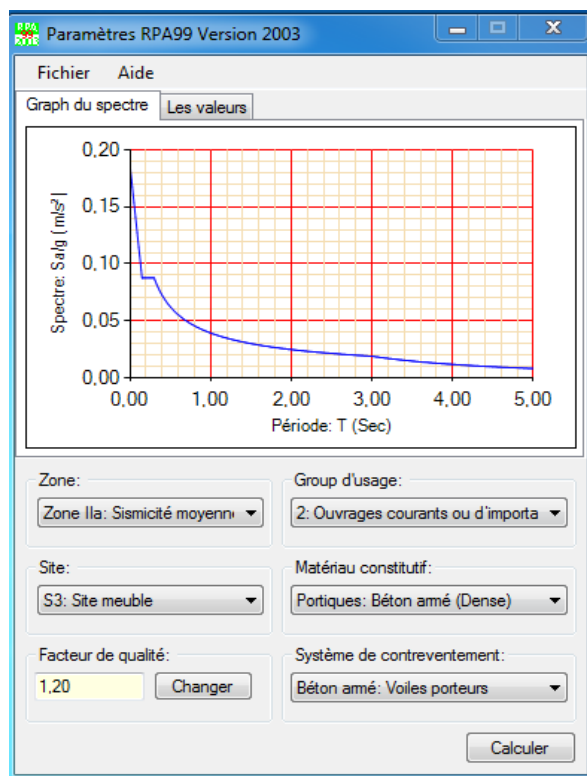
Etage	Chagres reprise par(KN)			Pourcentage(%)	
	totales	Voiles	portiques	voiles	portique
ET6	946.9183	362.545	584,3733	38,287	61,713
ET5	1653.3054	763.4793	889,8261	46,179	53,821
ET4	1945.1418	1251.0583	694,0835	64,317	35,683
ET3	2699.4156	1395.8842	1303,5314	51,710	48,289
ET2	3091.5003	1760.4648	1331,0355	56,945	43,055
ET1	2922.7923	1994.2141	928,5782	68,229	31,770
RDC	3540.3285	2396.753	1143,5755	67,699	32,301
SSOL	3761.9264	3339.7409	422,1855	88,777	11,223
Moyenne	2570,16608	1658,01745	912,148625	60,2680	39,732

Tableau V.1-4-3 :répartition des charge horizontales Vy

Etage	Chagres reprise par(KN)			Pourcentage(%)	
	totales	Voiles	portiques	voiles	portique
ET6	1034.3861	507.2853	527,10431	49,042	50,958
ET5	1798.523	1058.0567	740,4663	58,829	41,171
ET4	2407.5874	1609.6645	797,9229	66,858	33,142
ET3	2903.2945	1851.03	1052,2645	63,756	36,244
ET2	3027.8104	2318.7119	709,09921	76,580	23,419
ET1	3620.5048	2738.2175	881,7929	75,644	24,355
RDC	3827.3846	3311.9044	515,4802	86,531	13,468
SSOL	3955.062	3716.8577	238,2043	93,977	6,022
Moyenne	2821,81954	2139,02771	682,791828	71,402	28,597

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'(Article 3.4 du RPA 99) qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement $R=3,5$ ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS , puis refaire l'analyse.



V.1-5 Vérification de l'effort tranchant à la base : (Article 4.3.6RPA 99 / 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t \dots \dots \dots \text{RPA99 version 2003 (Formule 4.1).}$$

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique.
- R : coefficient de comportement global de la structure.
- Q : facteur de qualité.
- W : poids total de la structure.

- **Calcul de coefficient d'accélération de zone(A) :**
(Tableau 4.1 RPA99 version 2003).

A=0.15 (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

- **Calcul de facteur d'amplification dynamique(D) :**

Le facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

Il est donné par la (Article 4.2.3RPA 99 / 2003) formule 4.2

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

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le (tableau 4.7. RPA99 version 2003).

Site 3 : $\longrightarrow T_2 = 0,5 \text{ s}$

$T_{etaps} = 0,7069s$

Dans notre cas :

$$T_2 = 0.5s \leq T_{etaps} = 0,7069s \leq 3s \quad \longrightarrow \quad D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

Le facteur de correction d'amortissement(η) est donné par la formule :

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

ξ (%):est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le (tableau 4.2. RPA99 version 2003)

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie : $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$D'où : D = 2,5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.7069}\right)^{2/3}$$

$$D=1.51$$

- coefficient de comportement global de la structure(R) :(tableau 4.3. RPA99 version2003)

$$R=3.5$$

- poids total de la structure(W) :

$$W = 32145,95 \text{ KN (tiré du logiciel)}$$

- facteur de qualité(Q) : (tableau 4.4. RPA99 version2003)

$$Q=1+\sum P_k=1+0.2=1.2$$

D'où :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0.15 \times 1.51 \times 1.2}{3.5} \times 32145.95 = 2496.3626 \text{ KN}$$

- Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

display → *show tables* → *ANALYSIS RESULTS* → *modal Information* → *building modal information* → *response spectrum base reactions* → *Select cases/combos...* → *EX et EY* → *ok*

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EY	1	U2	-115,93	3,72	0,00	-77,685	-2277,069	1129,81
	EY	2	U2	146,32	3772,58	0,00	-75449,630	2783,632	45093,2
	EY	3	U2	-6,62	30,76	0,00	-623,901	-133,050	443,96
	EY	4	U2	21,68	0,50	0,00	-0,062	65,996	-197,91
	EY	5	U2	-33,48	1024,50	0,00	-4668,061	-236,084	12968,6
	EY	6	U2	-1,82	9,46	0,00	-52,538	-13,019	127,71
	EY	7	U2	-1,92	0,10	0,00	-0,498	-6,394	19,66
	EY	8	U2	4,02	24,27	0,00	-107,761	8,462	308,56
	EY	9	U2	-5,44	27,62	0,00	-124,736	-17,208	441,61
	EY	10	U2	11,40	0,56	0,00	-2,059	33,751	-102,71
	EY	11	U2	-11,42	328,82	0,00	-1099,230	-26,746	4224,3
	EY	12	U2	4,17	0,13	0,00	-0,277	7,567	-39,32
	EY	13	U2	-0,23	8,54	0,00	-27,261	-4,114	108,76
	EY	14	U2	0,64	0,00	0,00	0,001	1,168	-6,22
	EY	15	U2	-2,37	162,81	0,00	-363,908	-5,064	2114,4
	EY	16	U2	-5,51	4,04	0,00	-8,798	-9,011	105,96
	EY	17	U2	5,73	0,74	0,00	-1,562	8,892	-46,79
	EY	18	U2	1,60	104,17	0,00	300,455	1,513	1233,5

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x \text{ dyn}} = F_1 = 3761.93 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = F_2 = 3957.48 \text{ KN}$$

- **Comparaison des résultats**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Il est rappelé que : $0,8V = 0.8 \times 2496.3626 = 1997.09 \text{ KN}$

Sens longitudinal :

$V_{\text{dyn}} = 3761.93 \text{ KN} \geq 80\%V = 1997.09 \text{ KN}$ condition vérifiée

Sens transversal :

$V_{\text{dyn}} = 3957.48 \text{ KN} \geq 80\%V = 1997.09 \text{ KN}$ Condition vérifiée

V.1-6 Vérification des déplacements inter étages.(Article 4.4.3RPA 99 / 2003)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, n'ont pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "**K**" par rapport au niveau "**K-1**" est égal à :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques **Fi** (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « **i** » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « **i** » par rapport à la base de la structure.

$\Delta_{kx} = \delta_{kx(i)} - \delta_{kx(i-1)}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau «**K**» par rapport au niveau « **K-i** ».

$\Delta_{ky} = \delta_{ky(i)} - \delta_{ky(i-1)}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau «**K**» par rapport au niveau « **K-i** ».

- **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* → *Analysisn results* → *Displacement Data* → *table: Diaphragm CM displacement* → *Select cases/combos...* → *EX spectra* → *OK*

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE-1	TERR1	EX	0,0152	0,0007	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	TERRASSE	TERR	EX	0,0138	0,0005	0,0000	0,00000	0,00000	0,00011
	ET5	ET5	EX	0,0121	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
	ET4	ET4	EX	0,0103	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
	ET3	ET3	EX	0,0085	0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,00006
	ET2	ET2	EX	0,0066	0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,00005
	ET1	ET1	EX	0,0047	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00003
	RDC	RDC	EX	0,0030	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
	SSOL	SSOL	EX	0,0010	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

OK

- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE-1	TERR1	EY	0,0005	0,0129	0,0000	0,00000	0,00000	0,00025
	TERRASSE	TERR	EY	0,0004	0,0116	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
	ET5	ET5	EY	0,0004	0,0100	0,0000	0,00000	0,00000	0,00020
	ET4	ET4	EY	0,0003	0,0083	0,0000	0,00000	0,00000	0,00017
	ET3	ET3	EY	0,0003	0,0066	0,0000	0,00000	0,00000	0,00014
	ET2	ET2	EY	0,0002	0,0050	0,0000	0,00000	0,00000	0,00010
	ET1	ET1	EY	0,0002	0,0034	0,0000	0,00000	0,00000	0,00007
	RDC	RDC	EY	0,0001	0,0020	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
	SSOL	SSOL	EY	0,0000	0,0006	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001

OK

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions

Story	Sens X-X				Sens Y-Y			
	U_x	δ_{kx}	Δ_{kx}	1%h	U_y	δ_{ky}	Δ_{ky}	1%h
TERRASSE1	0.0152	0.0152	0.0014	0.0306	0.0129	0.0129	0.0013	0.0306
TERRASSE	0.0138	0.0138	0.0017	0.0306	0.0116	0.0116	0.0016	0.0306
ET1	0.0121	0.0121	0.0018	0.0306	0.0100	0.0100	0.0017	0.0306
ET2	0.0103	0.0103	0.0018	0.0306	0.0083	0.0083	0.0017	0.0306
ET3	0.0085	0.0085	0.0019	0.0306	0.0066	0.0066	0.0016	0.0306
ET4	0.0066	0.0066	0.0019	0.0306	0.0050	0.0050	0.0016	0.0306
ET5	0.0047	0.0047	0.0017	0.0306	0.0034	0.0034	0.0014	0.0306
RDC	0.0030	0.0030	0.002	0.0408	0.0020	0.0020	0.0014	0.0408
S-SOL	0.0010	0.0010	0.0010	0.0408	0.0006	0.0006	0.0006	0.0408

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

V.1-7L'effet P-Delta :(Article 5.9.RPA 99 / 2003)

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_k}$$

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** »

story	P _K	Sens (X-X)			Sens(Y-Y)		
		V _K	Δ _K	θ	V _K	Δ _K	θ
TERRASSE1	199,93	35,59	0.0014	0,00257	41,37	0.0013	0,00205
TERRASSE	4193,29	492,4	0.0017	0,00473	544,03	0.0016	0,00403
ET1	8110,34	853,41	0.0018	0,00559	930,02	0.0017	0,00484
ET2	12027,39	1149,03	0.0018	0,00615	1241,55	0.0017	0,00538
ET3	16036,25	1392,46	0.0019	0,00715	1498,09	0.0016	0,00559
ET4	20045,1	1594,84	0.0019	0,00780	1705,79	0.0016	0,00614
ET5	24053,95	1757,09	0.0017	0,00760	1865,08	0.0014	0,00590
RDC	28499	1886,16	0.002	0,00740	1989,1	0.0014	0,00491
S-SOL	32145,93	1942,11	0.0010	0,00405	2044,81	0.0006	0,00231

Conclusion :

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

V.1-8L'effort normal réduit :(Article 7.1.3.3.RPA 99 / 2003)

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d: Effort normal dans les poteaux

B_c: Section du poteau

- **Poteaux 45x45 :**

$$N_d = 1439.47 \text{KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{1439.47 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.284 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40x40 :**

$$N_d = 933.12 \text{KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{933.12 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.233 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35x35 :**

$$N_d = 456.8 \text{KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{456.8 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.149 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2 Conclusion :

Toutes les exigences du (**RPA 99 / 2003**) sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on conclue que toutes exigences du (**RPA 99 / 2003**) sont vérifiées, il y a lieu de considérer que la structure est stable vis-à-vis des charges statiques et dynamiques.

Donc nous allons passer au ferrailage des éléments structurants de notre bâtiment.

CHAPITRE VI

chapitre VI : Ferrailage des éléments

VI.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 élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont : les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VI.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Tableau VI.2-1-1 : caractéristiques mécaniques des matériaux

situation	Béton			acier		
	γ_b	f_{c28}	f_{bu}	γ_s	F_e	σ_s
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

- **Combinaisons des charges**

- Combinaisons de charges suivant le règlement (**BAEL91/modifiée99**)

D'après le règlement **BAEL91**, le ferrailage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

- **Combinaisons des charges suivant le règlement (RPA99/ Version 2003).**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\left[\begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

VI.2-1 Armatures longitudinales

VI.2.1.1 Recommandation du RPA(Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets aux extrémités.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton en zone IIa sont résumés dans le (**Tableau VI.2-1-1**)

Tableau VI.2-1-2 :Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

Section des poteaux (cm ²)	Section minimal	Section maximal	
	$A_{min}=0,8\% b h$ (cm ²)	Zone d'encastrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
(45x45)	16.2	121.5	81
(40x40)	12.8	96	64
(35x35)	9.8	73.5	49

- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm.
- Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\}.$$

$$l' = 2h .$$

Avec :

h_e : Hauteur de l'étage, elle est de 3,06m pour les étages courants, 4.08 pour le s-sol et le RDC

(b_1, h_1) : dimensions du poteau.

h : hauteur de la poutre.

- Poteaux (45×45) : $h' = 60 \text{ cm}$
- Poteaux (40×40) : $h' = 60 \text{ cm}$
- Poteaux (35×35) : $h' = 60 \text{ cm}$
- Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.
- Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

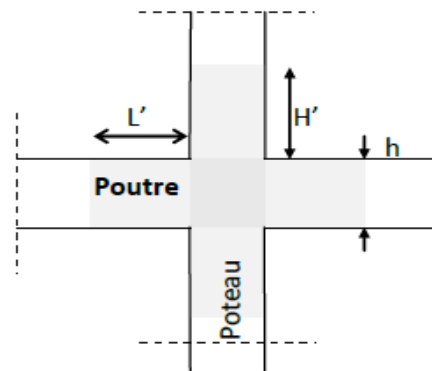


Figure VI.2-1-1 : zone nodale dans le poteau

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, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section entièrement tendue (SET).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

• Section entièrement tendue :

La section est dite entièrement tendue si :

- N : effort normal de traction.
- C : le centre de pression se trouve entre les armatures.
- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$ (Distance entre le centre de pression (C) et le centre de gravité (G)).

Les sections d'armatures sont :

$$\begin{cases} A_i = \frac{N_u \cdot g}{(d - c')(f_e / \gamma_s)} \text{ avec } g = \frac{h}{2} + c + e_u \\ A_s = \left(N_u \frac{\gamma_s}{f_e}\right) - A_i. \end{cases}$$

• Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est dite partiellement comprimée si :

- N (traction) et C est situé à l'extérieur de l'intervalle limité par les aciers A_i et A_s .
- N (compression) et C est situé à l'extérieur de l'intervalle limité par les aciers A_i et A_s .

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- N (compression) et C est compris entre les armatures théoriques A_i et A_s , avec la condition suivante : $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$ avec $M_f = N \cdot g$

Deux situations peuvent se présenter :

Situation 1 :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \geq \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SDA}$$

Les sections d'armatures sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{\Delta M_f}{(d - c')(f_e / \gamma_s)} \text{ avec } \Delta M_f = M_f - M_l \\ A_2 = \frac{M_l}{\beta d (f_e / \gamma_s)} \quad \text{avec } M_l = \mu_l b d^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

D'où la section réelle est :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_1 = \frac{\Delta M_f}{(d - c')(f_e / \gamma_s)} \\ A_i = A_1 \frac{N_u}{(f_e / \gamma_s)} \end{array} \right.$$

Situation 2 :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \leq \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

Les sections d'armatures sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta d (f_e / \gamma_s)} \\ A_2 = 0. \end{array} \right.$$

D'où la section réelle est :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_1 - \frac{N_u}{(f_e / \gamma_s)} \\ A_i = 0 \end{array} \right.$$

• **Section complètement comprimée (SC) :**

La section est dite complètement comprimée si :

- N : effort normal de compression.
- C : le centre de pression se trouve entre les armatures
- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$ avec $M_f = N \cdot g$

Deux situations peuvent se présenter :

Situation 1 :

$$(0.5h - c')bhf_{bc} \geq N_u(d - c') - M_f \longrightarrow \text{SDA}$$

Les sections d'armatures sont :

$$\begin{cases} A_s = \frac{M_f - (d - 0.5h)bhf_{bc}}{(d - c')\sigma_s} \\ A_i = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A_s \end{cases}$$

Situation 2 :

$$(0.5h - c')bhf_{bc} \leq N_u(d - c') - M_f \longrightarrow \text{SSA}$$

Les sections d'armatures sont :

$$\begin{cases} A_s = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \text{ avec } \psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - c'/h} \\ A_i = 0 \end{cases}$$

VI.2.1.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- **Les efforts internes dans les poteaux :**

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

Tableau VI.2-1-3 : Efforts internes dans les poteaux.

niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M[KN.m]
s-sol et RDC	45x45	$N_{max}; M_{corres}$	ELU	-1673.82	1.711
		$M_{max}; N_{corres}$	0.8G+E	10.42	68.191
		$N_{min}; M_{corsp}$	G+Q+E	182.43	52.924
Etage 1/3	40x40	$N_{max}; M_{corres}$	ELU	-1181.1	26.677
		$M_{max}; N_{corres}$	0.8G+E	-441.96	81.19
		$N_{min}; M_{corsp}$	G+Q+E	31.28	46.004
Etage 4/6	35x35	$N_{max}; M_{corres}$	ELU	-580.63	18.912
		$M_{max}; N_{corres}$	0.8G+E	-90.28	64.29
		$N_{min}; M_{corsp}$	G+Q+E	-26.07	6.768

- Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC.

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel

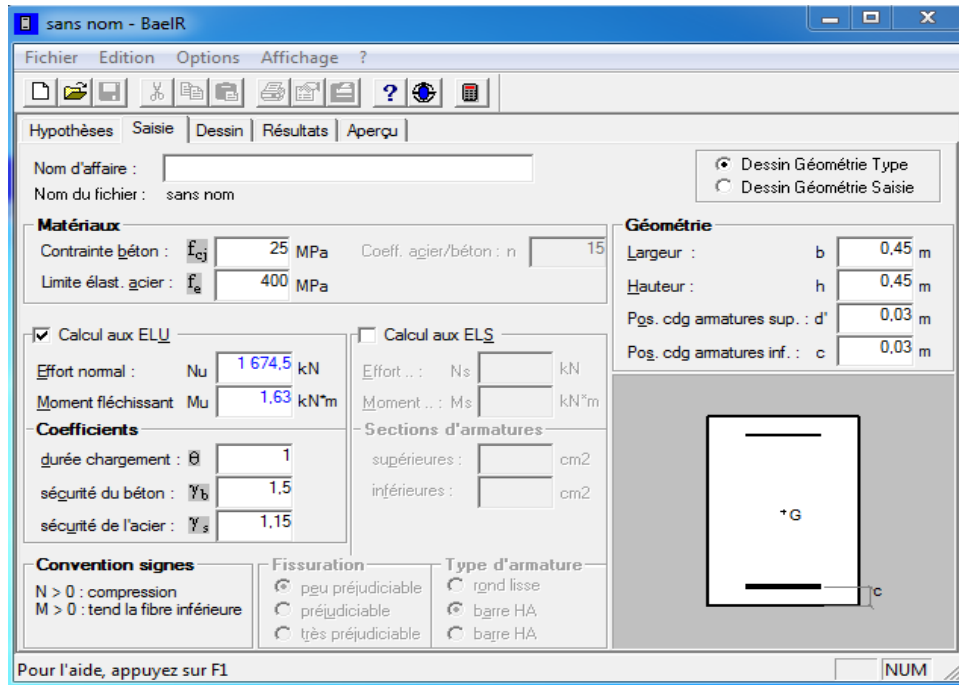


Figure VI.2-1-2 :Caractéristiques et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats, Puis la fenêtre suivante s'affiche

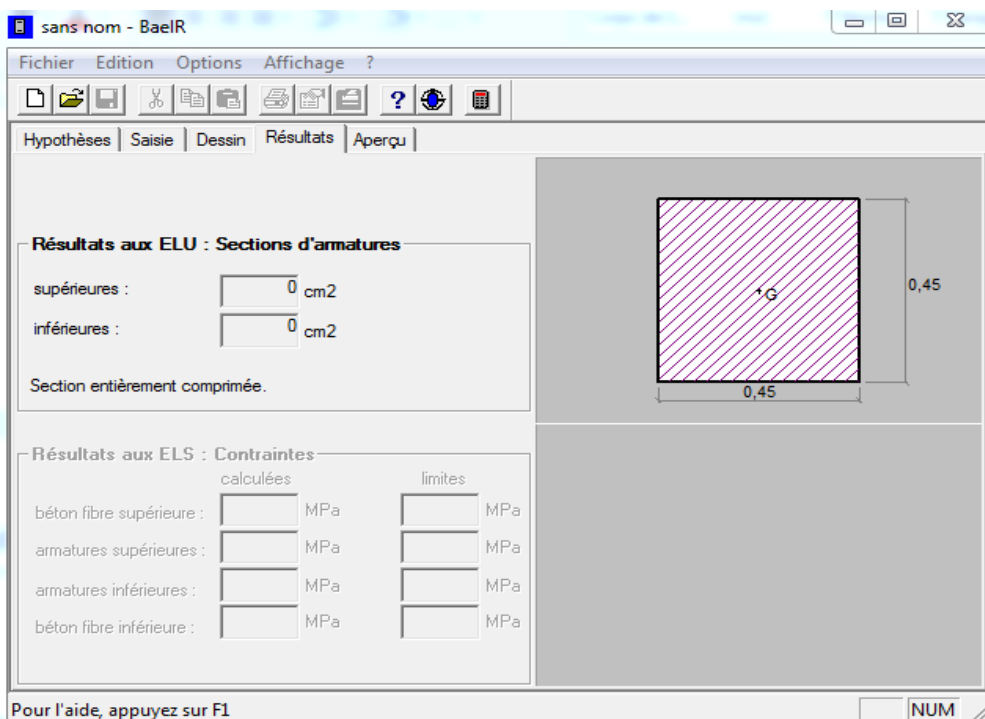


Tableau VI.2-1-4: Calcul des armatures pour les poteaux

niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M[KN.m]	Nature	A_i [cm ²]	A_s [cm ²]	A_{min} [cm ²]	ferrailage	$A_{adopté}$ [cm ²]
s-sol et RDC	45x45	$N_{max}; M_{corres}$	ELU	-1673.82	1.711	SEC	0	0	16.2	4HA20+4HA16	20.6
		$M_{max}; N_{corres}$	0.8G+E	10.42	68.191	SPC	4.29	0			
		$N_{min}; M_{corrsp}$	G+Q+E	182.43	52.924	SPC	0.88	0			
Etage 1/3	40x40	$N_{max}; M_{corres}$	ELU	-1181.1	26.677	SEC	0	0	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		$M_{max}; N_{corres}$	0.8G+E	-441.96	81.19	SPC	0.52	0			
		$N_{min}; M_{corrsp}$	G+Q+E	31.28	46.004	SPC	3.59	0			
Etage 4/6	35x35	$N_{max}; M_{corres}$	ELU	-580.63	18.912	SEC	0	0	9.8	4HA14+4HA12	10.67
		$M_{max}; N_{corres}$	0.8G+E	-90.28	64.29	SPC	4.2	0			
		$N_{min}; M_{corrsp}$	G+Q+E	-26.07	6.768	SPC	0.18	0			

VI.2-2 Armatures transversales

VI.2.2.1 Recommandation du RPA (Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003)

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 cisaillement.
- Empêcher le déplacement transversal du béton

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal, et leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [MPa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

Si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ $\rho = 2.50$

Si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$ $\rho = 3.75$

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons un cadres et deux étrier de section : $A_t = 3.01 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}8$.

- **Espacement:**

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 15\emptyset$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{soit } S_t = 15\text{cm}$$

Avec :

\emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 \quad A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b.$$

$$\text{Si : } \lambda_g \leq 3 \quad A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b.$$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs limites précédents.

Avec :

b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \quad \text{Et} \quad l_f = 0.7h$$

l_f : longueur de flambement.

h : longueur libre de poteau.

Tableau VI.2-2-1 : coefficients correcteurs " ρ " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " λ_g ".

Section des poteaux	hauteur libre du poteau (h)	$l_f = 0.7h$	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	ρ
45x45	4.08	2.856	6.346	2.5
40x40	3.06	2.142	5.355	2.5
35x35	3.06	2.142	6.12	2.5

Tableau VI.2-2-2 : Quantité minimale d'armatures transversales.

Section des poteaux	$A_t^{min} [cm^2] = 0.3\% S_t x b$		A_t adoptée [cm^2]	Observation	
	Zone nodale $S_t = 10cm$	Zone courante $S_t = 15cm$		zone nodale	Zone courante
45x45	1.35	2.025	3.01	CV	CNV
40x40	1.2	1.8	3.01	CV	CV
35x35	1.05	1.575	3.01	CV	CV

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux :

- Nous adopterons **2 cardes $\varnothing 8$, $A_t = 3.14 = 4HA8$**

VI.2-3 Vérification à L'ELU :**VI.2.3.1 Vérification des contraintes au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite $\overline{\tau_{bu}}$.

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Selon le RPA :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28} \text{ (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003)}$$

$$\left[\begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Selon le BAEL :

$$\overline{\tau_{bu}} = \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{(Art A.5.1.211 /BAEL91modifiée 99)}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2-3-1 : Vérification des contraintes tangentielles.

Section des poteaux	V_u	τ_{bu} [MPa]	ρ_d	$\overline{\tau}_{bu}$ [MPa] (RPA)	$\overline{\tau}_{bu}$ [MPa] (BAEL)	observation
45x45	100.61	0.532	0.075	1.875	3.33	CV
40x40	54.26	0.366	0.075	1.875	3.33	CV
35x35	43.39	0.387	0.075	1.875	3.33	CV

VI.2.3.2 Ancrage des armatures (Art A.6.1.211 /BAEL91modifiée 99)

Pour le $\emptyset 14 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 60$ cm

Pour le $\emptyset 12 \rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,2 = 50$ cm

VI.2-4 Vérification à L'ELS :

VI.2.4.1 Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \text{ Avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Tableau VI.2-4-1 : vérification de la condition de non fragilité.

niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	A_{min}	$A_{adoptée}$	observation
s-sol et RDC	45x45	$N_{max}; M_{corres}$	-1212.2	1.209	2.28	20.06	CV
		$M_{max}; N_{corres}$	-548.92	28.017			
		$N_{min}; M_{corresp}$	-548.92	28.017			
Etage 1/3	40x40	$N_{max}; M_{corres}$	-856.31	19.029	1.78	14.19	CV
		$M_{max}; N_{corres}$	-476.64	32.952			
		$N_{min}; M_{corresp}$	-213.19	3.112			
Etage 4/6	35x35	$N_{max}; M_{corres}$	-421.85	3.82	1.35	10.67	CV
		$M_{max}; N_{corres}$	-136.94	30.193			
		$N_{min}; M_{corresp}$	-51.66	6.708			

VI.2.4.2 État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu préjudiciable.

VI.2.4.3 Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Remarque :

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu préjudiciables).

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes du béton calculées en utilisant le logiciel [SOCOTEC]

niveau	Section	Sollicitation	N_s [KN]	M_s [KN.m]	e_s	Nature	$\sigma_{b\ sup}$ [MPa]	$\sigma_{b\ inf}$ [MPa]	$\overline{\sigma_{bc}}$ [MPa]	observation
s-sol et RDC	45x45	$N_{max}; M_{corres}$	-1212.2	1.209	0.001	SEC	4.75	4.65	15	CV
		$M_{max}; N_{corres}$	-548.92	28.017	0.051	SEC	3.24	0.99		CV
		$N_{min}; M_{corresp}$	-548.92	28.017	0.051	SPC	3.24	0.99		CV
Etage 1/3	40x40	$N_{max}; M_{corres}$	-856.31	19.029	0.022	SEC	5.27	3.06	15	CV
		$M_{max}; N_{corres}$	-476.64	32.952	0.069	SPC	4.23	0.41		CV
		$N_{min}; M_{corresp}$	-213.19	3.112	0.015	SEC	1.22	0.86		CV
Etage 4/6	35x35	$N_{max}; M_{corres}$	-421.85	3.82	0.009	SEC	2.9	2.27	15	CV
		$M_{max}; N_{corres}$	-136.94	30.193	0.220	SPC	3.69	0		CV
		$N_{min}; M_{corresp}$	-51.66	6.708	0.129	SPC	0.91	0		CV

VI.2-5 Schéma de ferrailage des poteaux :**Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20.6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $2HA8 = 1.00\text{cm}^2$

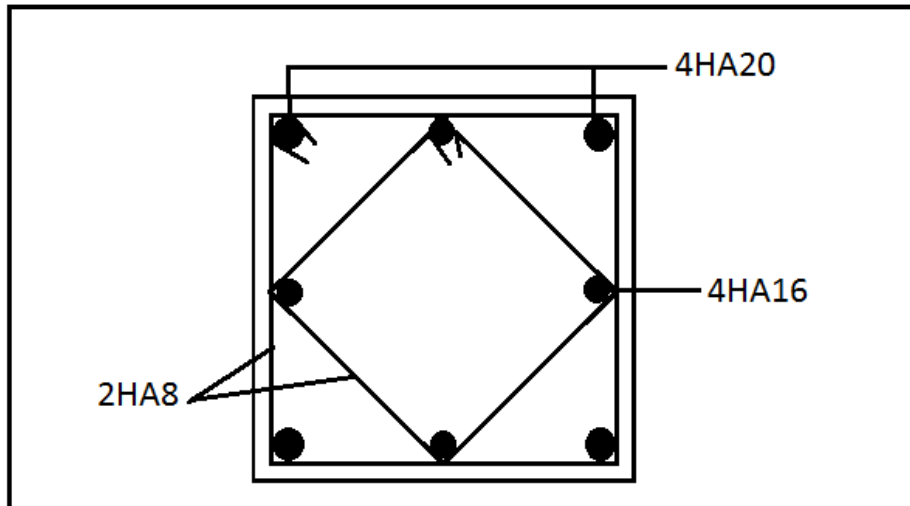


Figure VI.2-5-1 :Ferrailage Poteau 45x45

Poteaux (40×40) :

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = \text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $6HA8 = 3.01 \text{ cm}^2$

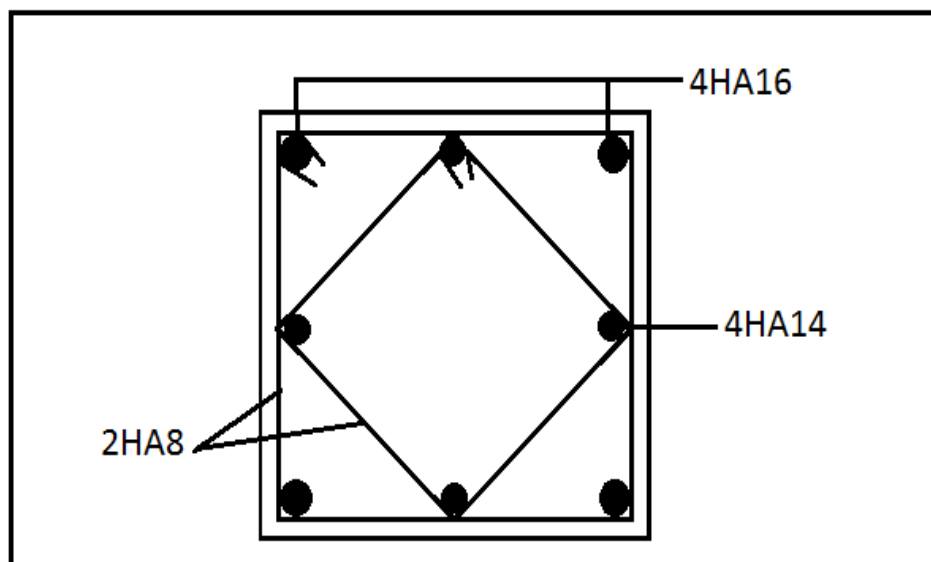


Figure VI.2-5-2 :Ferrailage Poteau 40x40

Poteaux (35×35) :

-Les armatures longitudinales : $4HA12 + 8HA12 = 13.57\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $6HA8 = 3.01\text{ cm}^2$

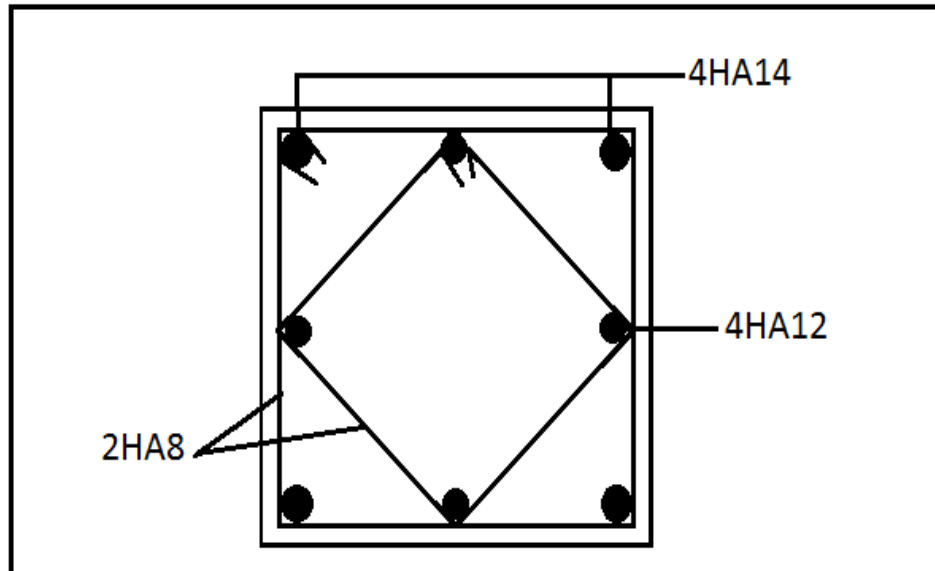


Figure VI.2-5-3 :Ferrailage Poteau 35x35

VI.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel **Etabs**.

VI.3-1 Armatures longitudinales :

VI.3.1.1 Recommandations du RPA (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003):

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

$$A_{min} = 0.5\%bh.$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 4\%bh \text{ en zone courante.}$$

$$A_{min} = 6\%bh \text{ en zone de recouvrement.}$$

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3-1-1 :Section des armatures longitudinales.

	$A_{min} = 0.5\%bh$	$A_{max} = 4\%bh$	$A_{max} = 6\%bh$
Poutres principales (30x40)	6	48	72
Poutres secondaires (30x35)	5.25	42	63

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ en zone II_a .
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle (90°).
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI.3.1.2 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

- **Poutre principale:**

En travées :

$$M_t = 57.47 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{54.47 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.16} = 0.09 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$$\mu = 0.09 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.953$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{57.47 \times 10^4}{0.953 \times 370 \times 348} = 4.68 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_a = 94.189 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{94.189 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18.48} = 0.124 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$$\mu = 0.124 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.934$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{94.189 \times 10^4}{0.934 \times 370 \times 400} = 6.81 \text{ cm}^2$$

- Poutre secondaires :

En travées :

$$M_t = 43.376 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{43.376 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18.49} = 0.08 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$$\mu = 0.08 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{43.376 \times 10^4}{0.958 \times 320 \times 400} = 3.54 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

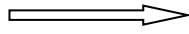
$$M_a = 55.26 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{55.26 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 18.49} = 0.098 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$\mu = 0.098$



$\beta = 0.948$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{55.26 \times 10^4}{0.948 \times 320 \times 400} = 4.55 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants :

- **Ferrailage des poutres principales:**

Tableau VI.3-1-2 : ferrailage des poutres principales.

	M_{max}	μ	obs	β	A_{st}	ferrailage	$A_{adopté}$
En travées	57.47	0.09	SSA	0.953	4.68	3HA14 (fil)+3HA12(chap)	8.01
Aux appuis	94.189	0.124	SSA	0.934	6.81	3HA14 (fil)+3HA12(chap)	8.01

- **Ferrailage des poutres secondaires :**

Tableau VI.3-1-3 : ferrailage des poutres secondaires.

	M_{max}	μ	obs	β	A_{st}	ferrailage	$A_{adopté}$
En travées	43.376	0.08	SSA	0.958	3.54	3HA14 (fil)+2HA12(chap)	6.88
Aux appuis	55.26	0.098	SSA	0.948	4.55	3HA14 (fil) +2HA12(chap)	6.88

VI.3-2 Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b.$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right).$$

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3-3 Vérifications des conditions du RPA :

VI.3.3.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

$$A_{min} = 0.5\% bh.$$

Tableau VI.3-3-1 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

		$A_{adopté}$	A_{min}	vérifications
poutres principales	En travées	8.01	6	CV
	Aux appuis	8.01		CV
poutres secondaires	En travées	6.88	5.25	CV
	Aux appuis	6.88		CV

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

VI.3.3.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003S_t b.$$

Calcul de l'espacement S_t :

Tableau VI.3-3-2 : Armatures transversales

	l'espacement S_t (cm)			A_t $= 0.003S_t$	ferrailage
poutres principales	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	$S_t \leq \min(10; 16.8)$	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20$	$S_t = 15$	1.35	
poutres secondaires	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi)$	$S_t \leq \min(8.75; 16.8)$	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$	$S_t = 15$	1.35	

VI.3-1 Vérification à L'ELU :

VI.3.1.1 Vérification de la contrainte de cisaillements (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec } T_u : \text{effort tranchant max}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

Tableau VI.3-1-1 : Vérification au cisaillement.

poutres	effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
Principales	T_{max}	129.27	30	37	1.165	3.33	CV
secondaires	T_{max}	33.11	30	32	0.345	3.33	CV

VI.3.1.2 Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

Influence sur le béton :

$$T_{max} \leq T_u = \frac{0.4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0.9db.$$

Tableau VI.3-1-2 :Influence de l'effort tranchant sur le béton.

poutres	effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	$f_{c28}(MPa)$	$T_u(MPa)$	observation
Principales	T_{max}	129.27	30	37	25	6660	CV
secondaires	T_{max}	33.11	30	32	25	5760	CV

VI.3.1.3 Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barre (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée 99) :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \Psi_s = 1.5$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Sommedes périmètres utiles des barres

Tableau VI.3-1-3 :Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barre

poutres	effort tranchant (KN)		d (cm)	$\sum U_i$	τ_{se}	$\overline{\tau_{se}}(MPa)$	observation
Principales	T_{max}	129.27	37	131.88	2.94	3.15	CV
secondaires	T_{max}	33.11	32	131.88	0.871	3.15	CV

VI.3.1.4 Ancrage des armateurs (langueur de scellement) (Art A.6.1.22 BAEL91 modifiée 99) :

$$L_S = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à : $L_a = 0.4L_S$

Tableau VI.3-1-4 : Ancrage des armateurs

poutres	\varnothing (cm)	f_e	τ_{su} (MPa)	L_s (cm)	L_a (cm)
Principales	1.4	400	2.835	50	20
secondaires	1.4	400	2.835	50	20

VI.3-2 Vérification à L'ELS :

VI.3.2.1 Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \text{ Avec } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3-2-1 : Condition de non fragilité

		$A_{adopté}$	A_{min}	vérifications
poutres principales	En travées	8.01	1.449	CV
	Aux appuis	8.01		CV
poutres secondaires	En travées	6.88	1.268	CV
	Aux appuis	6.88		CV

VI.3.2.1 État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu préjudiciable.

VI.3.2.2 Vérification des contraintes :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{adoptée} \cdot \beta_1 \cdot d} \text{ Avec } \rho = \frac{100 \times A_{adoptée}}{b \times d}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1}$$

Tableau VI.3-2-2 : Verification des contraintes

Poutres		Moment à l'ELS (KN.m)	$A_{adoptée}$	ρ	β_1	K_1	d(cm)	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
PP	En travées	40.469	8.01	0.661	0.881	27.02	37	154.99	400	CV	5.74	15	CV
	Aux appuis	61.566	8.01	0.661	0.881	27.02	37	235.79		CV	8.73		CV
PS	En travées	14.785	6.88	0.647	0.882	27.37	32	91.59	400	CV	3.35	15	CV
	Aux appuis	33.282	6.88	0.647	0.882	27.37	32	171.39		CV	6.26		CV

VI.3.2.3 Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu préjudiciable, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

VI.3.2.4 Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

La flèche développée au niveau de la poutre extraite à partir du logiciel **ETABS** doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire l'aspect et l'utilisation de la construction.

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

VI.3-3 Schéma de ferrailage des poteaux :

- **Poutres Principales :**

En travées :

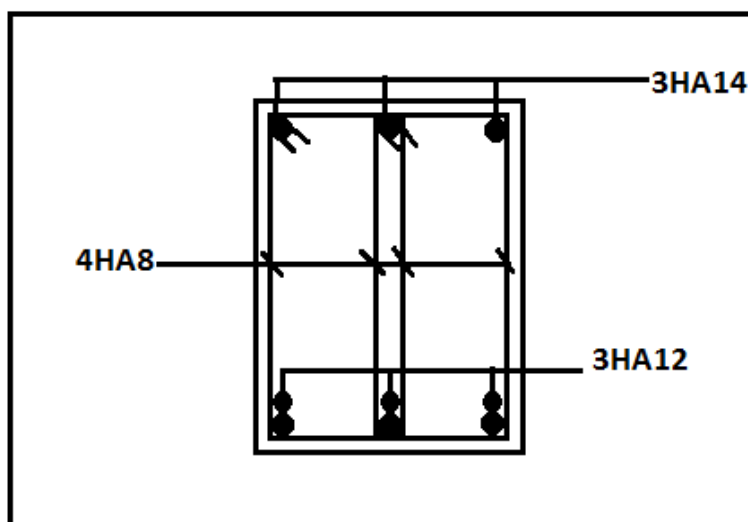


Figure VI.3-3-1 : Ferrailage en travée d'une poutre principale.

Aux appuis :

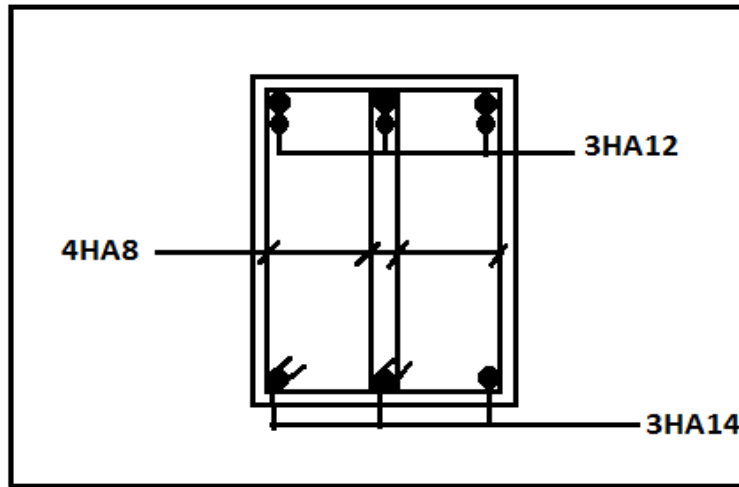


Figure VI.3-3-2 :Ferrailage aux appuit d'une poutre principale.

- Poutressecondaires :

En travées :

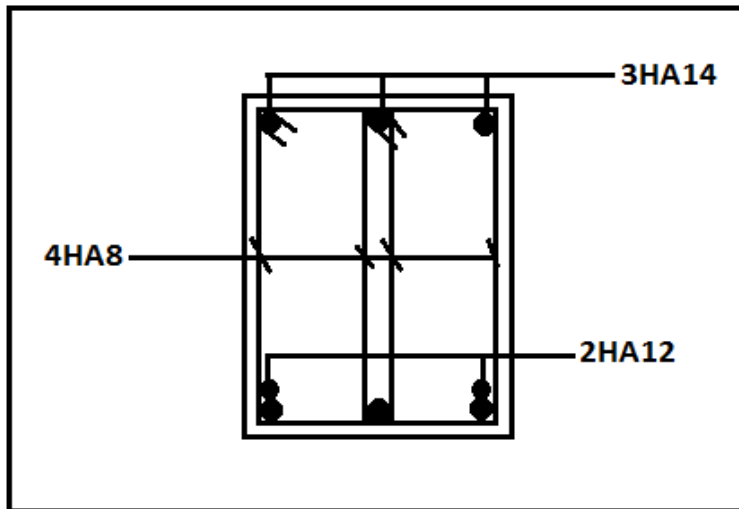


Figure VI.3-3-3 : Ferrailage en travée d'une poutre secondaires .

Aux appuis :

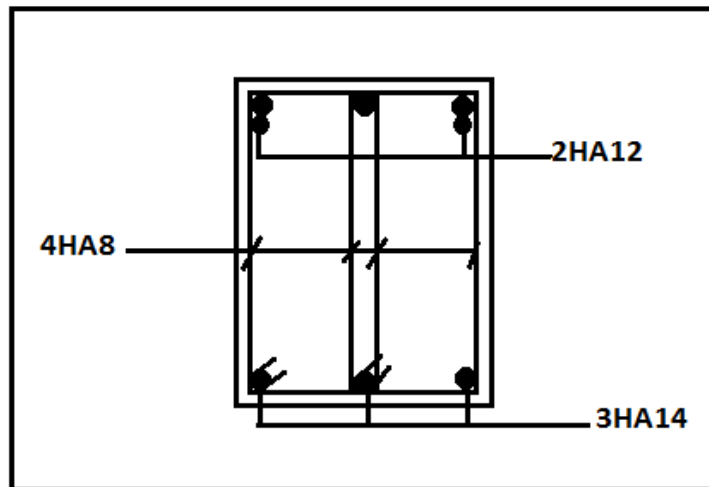


Figure VI.3-3-4 :Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaires .

VI.4 Ferrailage des voiles :

VI.4-1 Introduction :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003. Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles sont sollicités en flexion composée.

Pour que la structure résiste à ces sollicitations et reste fonctionnelle, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VI.4-2 Ferrailage des trumeaux

Les trumeaux sont sollicités en générale en flexion composée avec un effort tranchant, cependant l'application des règles classiques de béton armé n'est possible que si la structure considérée est contreventée par des voiles suivant deux directions orthogonales dans ce cas le calcul des trumeaux se fera suivant la direction de leur plan moyen. Ce qui est le cas dans notre ouvrage.

VI.4.2.1 Méthode de calcul :

L'effort normal N et le moment de flexion M seront tirés du logiciel ETABS.

- **Centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

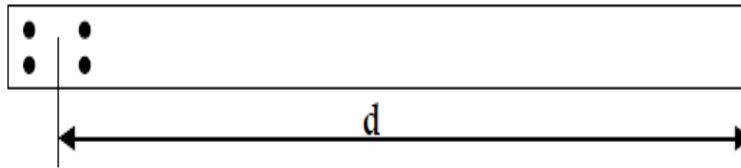
- **Calcul de la hauteur utile d :**

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour les armatures tendues calculées soient convenablement disposées.

Trois possibilités se présentent :

- **La première** consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres).

Déterminer la hauteur utile par-rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage.

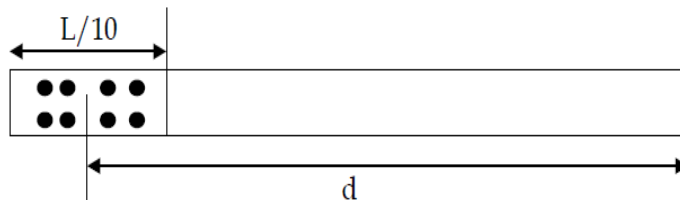


Remarque :

Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième possibilité.

- **La deuxième** consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$).

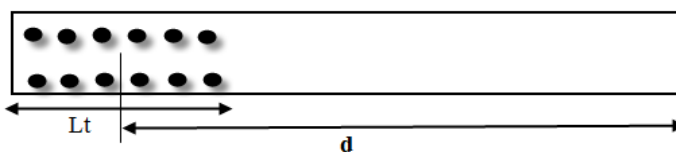
Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut Calculer les armatures liées à cette zone.



Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième possibilité.

- **La troisième** consiste à disposées toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur L_t).

Déterminer leur centre de gravité et calculer le Ferraillage correspondant.



- **La longueur de la zone tendue :**

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \times L.$$

Avec :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} y.$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} y.$$

B : section de béton.

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

y : bras de levier . $y = \frac{L}{2}$

- Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues :

$$M = M_u - N_u \left[d - \frac{L}{2} \right]$$

VI.4-3 Ferrailage :

VI.4.3.1 Armatures verticales :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$A_V = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} + \frac{N}{\sigma_S}$$

VI.4.3.2 Armatures horizontale :

- Exigence du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.4.1)

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ .

$$A_H \geq 0.15\% B$$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Exigence du BAEL91 (Art A.8.2.4)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

VI.4.3.3 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 verticales sous l'action de la compression d'après l' (article 7.7.4.3 du RPA99 version 2003) les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingle au mètre carré.

VI.4.3.4 Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dans la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \text{ avec } T = 1.4 T_u$$

T_u : Effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendu nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.4.3.5 Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile armé par des barres verticales dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

VI.4.3.6 Espacement (Art 7.7.4.3 RPA99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} S_t \leq 1.5aa \text{ : épaisseur de voile} \\ S_t \leq 30cm \end{array} \right.$$

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égales à **15 cm**.

VI.4.3.7 Longueur de recouvrement : (Art 7.7.4.3 RPA 99 version 2003)

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$: Pour les barres situés dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$: Pour les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.4-4 Vérifications :**VI.4.4.1 Exigence de RPA :**

- **Zone tendue : (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003)**

- Le pourcentage minimum des armatures verticale sur toute la zone tendue est de :

$$A_{min} \geq 0.2\%bL_t$$

- Globalement dans le trumeau : (Art 7.7.4.2 RPA 99 version 2003)

$$A_{min} \geq 0.2\%B_C$$

$$B_C = b \times L_C$$

B_C : la section de la zone courante.

- **Zone courante :**

On doit vérifier que : $A_c \geq 0.10\%B$

A_c : Section d'armature dans la zone courante.

VI.4.4.2 Exigence du BAEL :

- Exigence du BAEL :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

VI.4-5 Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec

N_s : effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : section du béton comprimé.

A : section d'armature adoptée.

VI.4.5.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA 99 version 2003 (Art 7.7.2) :

$$\tau_b < \overline{\tau_b} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b d} \text{ avec } T = 1.4T_u$$

b : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile .

h : hauteur de la section brute.

- D'après le BAEL91 (Art A.5.1.1) :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.20f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera comme pour celui des poteaux, par zone.

- **Zone I:** Sous-sol / RDC

- **Zone II:** ET₁ / ET₃

- **Zone III:** ET₄ / ET₆

VI.4-6 Calcul du ferrailage des voiles avec genicad2009.

Les résultats des ferrillages des voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

Le ferrailage des voiles est fait à l'aide de logiciel **genicad2009**

VI.4.6.1 Ferrailage des voiles longitudinaux :

Tableau VI.4-6-1 : ferrailage de voile VL1

		ZONE1	ZONE2	ZONE3	
	Voile	VL1			
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.5	1.5	1.5	
	b(m)	0.2	0.2	0.2	
	B(m ²)	0.3	0.3	0.3	
Sollicitations de calcul I	M(KN.m)	416.95	169.851	164.265	
	N(KN)	1289.93	526.9	116.43	
	T(KN)	166.96	121.32	39.23	
	σ_{\max} (KN/m ²)	1280	510	166	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-10050	-4100	-2790	
	L_t (m)	1.3301	1.33165	0.93998	
	L_C (m)	0.1699	0.16835	0.56002	
	d(m)	0.1132	0.1122	0.3733	
	σ_1 (KN/m ²)	820	590	190	
Ferrailage des voiles	$A_V/naps$ (cm ²)	5.44	2.2	2.18	
	$A_{min}/naps$ (cm ²)	5.33	5.33	5.33	
	A_1 adopt(cm ²)	5.44	5.33	5.33	
	Choix des barres	10HA10	10HA10	10HA10	
	A_V choisie (cm ²)/napp	7.87	7.87	7.87	
	Escapement (cm)	S_{t1}	10	10	10
		S_{t2}	15	15	15
	A_H /nappe(cm ²)	4.5	4.5	4.5	
	Choix des barres/nappe(cm ²)	8HA10	8HA10	8HA10	
	A_H choisie/nappe(cm ²)	6.28	6.28	6.28	
	Espacement (cm)	15	15	15	
Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	τ_b (MPa)	0.318	0.231	0.075	
	τ_u (MPa)	0.227	0.165	0.053	
	σ_s (MPa)	6.923	5.975	3.265	

Tableau VI.4-6-2 : ferrailage de voile VL2

		ZONE1	ZONE2	ZONE3	
	Voile	VL2			
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.3	2.3	2.3	
	b(m)	0.2	0.2	0.2	
	B(m ²)	0.46	0.46	0.46	
Sollicitations decalcul	M(KN.m)	1079.898	344.353	59.267	
	N(KN)	828.09	648.76	31.58	
	T(KN)	635.91	613.44	31.2	
	σ_{\max} (KN/m ²)	4400	550	270	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-8080	-3420	-410	
	L_t (m)	1.48804	1.9805	1.3849	
	L_c (m)	0.81196	0.31947	0.9151	
	d(m)	0.5413	0.2129	0.61	
	σ_1 (KN/m ²)	2010	1940	90	
Ferrailage des voiles	A_{V1}/nap	17.89	3.45	0.98	
	$A_{\min}/\text{nap}(\text{cm}^2)$	7.92	7.92	7.92	
	A_1 adopt (cm ²)	17.86	7.92	7.92	
	choixdesbarres	18HA12	18HA10	18 HA10	
	A_V choisie(cm2)/nappe	20.36	14.13	14.13	
	Escapement(cm)	S_{t1}	10	10	10
		S_{t2}	15	15	15
	A_H /nappe(cm2)	6.9	6.9	9.6	
	Choixdes barres/nappe(cm2)	8HA10	8HA10	8HA10	
	A_H choisie/nappe (cm2)	6.28	6.28	6.28	
	Espacement(cm)	15	15	15	
Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	τ_b (MPa)	1.61	1.56	0.08	
	τ_u (MPa)	1.15	1.11	0.06	
	σ_s (MPa)	2.81	5.13	2.63	

Tableau VI.4-6-3 : ferrailage de voile VL3

		ZONE1	ZONE2	ZONE3	
	Voile	VL3			
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.6	2.6	2.6	
	b(m)	0.2	0.2	0.2	
	B(m ²)	0.52	0.52	0.52	
Sollicitations de calcul	M(KN.m)	1652.973	445.868	59.267	
	N(KN)	709.7	797.81	31.58	
	T(KN)	424.18	184.92	31.2	
	σ_{\max} (KN/m ²)	6080	510	200	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-8870	-3520	-330	
	L_t (m)	1.54187	2.2701	1.60017	
	L_c (m)	1.05813	0.3299	0.99983	
	d(m)	0.7054	0.2199	0.6665	
	σ_1 (KN/m ²)	1180	510	80	
Ferrailage des voiles	A_V /nap	24.13	3.68	0.87	
	A_{\min} /nap(cm ²)	9.08	9.08	9.08	
	A_V adopt (cm ²)	24.13	9.08	9.08	
	Choix des barres	16HA14	16HA12	16HA12	
	A_V Choisie(cm2)/nap	24.59	18.09	18.09	
	Escapement (cm)	S_{t1}	10	10	10
		S_{t2}	15	15	15
	A_H /nappe(cm2)	7.8	7.8	7.8	
	Choix des barres/nappe(cm2)	8HA12	8HA12	8HA12	
	A_H choisie/nappe (cm2)	9.05	9.05	9.05	
	Espacement (cm)	15	15	15	
	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	τ_b (MPa)	1.08	0.47	0.07	
	τ_u (MPa)	0.77	0.33	0.06	
	σ_s (MPa)	5.15	6.81	4.03	

VI.4.6.1 Ferrillages des voiles transversaux :

Tableau VI.4-6-4 : ferrailage de voile VT1

		ZONE1	ZONE2	ZONE3	
	Voile	VT1			
Caractéristiques géométriques	L(m)	4.2	4.2	4.2	
	b(m)	0.2	0.2	0.20	
	B(m ²)	0.84	0.84	0.84	
Sollicitations calcul	M(KN.m)	3613.63	1959.999	601.518	
	N(KN)	688.41	660.34	296.3	
	T(KN)	291.96	790.33	473.94	
	σ_{\max} (KN/m ²)	5910	2440	460	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6620	-4350	-1610	
	L_t (m)	2.21877	2.69251	3.25823	
	L_c (m)	1.98123	1.50749	0.94177	
	d(m)	1.3208	1.0049	0.6278	
	σ_1 (KN/m ²)	1180	1130	500	
Ferrailage des voiles	A_V /nap	28.4	17.81	4.59	
	A_{\min} /nap(cm ²)	10.143	10.77	13.03	
	A_1 adopt(cm ²)	28.4	17.81	13.03	
	Choix des 3arres	26HA12	26HA10	26HA10	
	A_V choisie (cm2)/nappe	29.4	20.41	20.41	
	Escapement(cm)	S_{t1}	10	10	10
		S_{t2}	15	15	15
	A_H /nappe(cm2)/ml	11.00	11.00	11.00	
	Choixdesbarres/nappe(cm ²)	11.00	11.00	11.00	
	A_H choisie/nappe (cm2)	10HA12	10HA12	10HA12	
	Espacement(cm)	11.31	11.31	11.31	
	Armaturetransversal	4 Epingles HA8/m ²			
Vérificationdescontraintes	τ_b (MPa)	0.55	1.51	0.9	
	τ_u (MPa)	0.39	1.43	0.92	
	σ_s (MPa)	2.8	3.01	1.7	

Tableau VI.4-6-5 : ferrailage de voile VT2

		ZONE1	ZONE2	ZONE3	
	Voile	VT2			
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.00	2.00	2.00	
	b(m)	0.2	0.2	0.2	
	B(m ²)	0.4	0.4	0.4	
Sollicitations de calcul	M(KN.m)	549.691	309.428	178.953	
	N(KN)	1257.8	731.99	398.82	
	T(KN)	147.77	140.12	123.11	
	σ_{max} (KN/m ²)	980	500	350	
	σ_{min} (KN/m ²)	-7420	-4230	-2380	
	L_t (m)	1.76571	1.78855	1.74288	
	L_c (m)	0.23429	0.21145	0.25712	
	d(m)	0.1561	0.1409	0.1714	
	σ_1 (KN/m ²)	540	510	450	
Ferrailage des voiles	A_V /nappe	5.53	2.86	1.91	
	A_{min} /nappe(cm ²)	7.06	7.15	6.97	
	A_1 adopt(cm ²)	7.06	7.15	9.97	
	Choix des barres	14HA12	14HA12	14HA12	
	A_V choisie(cm ²)/nappe	15.83	15.83	15.83	
	Espacement(cm)	S_{t1}	10	10	10
		S_{t2}	15	15	15
	A_H /nappe(cm ²)	6	6	6	
	Choix des barres/nappe(cm ²)	8HA10	8HA10	8HA10	
	A_H choisie/nappe /ml (cm ²)	6.28	6.28	6.28	
	Espacement(cm)	15	15	15	
	Armature transversal	4 Epingles HA8/m ²			
Vérification des contraintes	τ_b (MPa)	0.38	0.36	0.31	
	τ_u (MPa)	0.2	0.25	0.22	
	σ_s (MPa)	2.94	3.13	1.71	

Tableau VI.4-6-6 ferrailage de voile VT3

		ZONE1	ZONE2	ZONE3	
	Voile	VT3			
Caractéristiques géométriques	L(m)	2.6	2.6	2.6	
	b(m)	0.2	0.2	0.2	
	B(m ²)	0.52	0.52	0.52	
Sollicitations de calcul	M(KN.m)	868.26	273.633	205.129	
	N(KN)	1287.35	96.76	394.05	
	T(KN)	186.05	362.51	118.29	
	σ_{\max} (KN/m ²)	1400	1420	150	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6450	-1040	-1700	
	L_t (m)	2.13525	1.1008	2.38216	
	L_c (m)	0.46475	1.4992	0.21784	
	d(m)	0.3098	0.9994	0.1452	
	σ_1 (KN/m ²)	520	910	330	
Ferrailage des voiles	A_V /nap	10.66	2.86	1.19	
	A_{\min} /nap(cm ²)	8.541	6.279	9.53	
	A_1 adopt(cm ²)	10.66	6.279	9.53	
	Choix des barres	17HA12	17HA12	17HA12	
	A_V choisie (cm ²)/nappe	12.23	12.23	12.23	
	Escapement(cm)	S_{t1}	10	10	10
		S_{t2}	15	15	15
	A_H /nappe(cm ²)	7.8	7.8	7.8	
	Choixdes barres/nappe/ml (cm ²)	10HA10	8HA10	8HA10	
	A_H choisie/nappe (cm ²)	7.85	7.85	7.85	
	Espacement(cm)	10	10	10	
Armaturetransversal	4 Epingles HA8/m ²				
Vérification des contraintes	τ_b (MPa)	0.74	0.92	0.3	
	τ_u (MPa)	0.25	0.66	0.21	
	σ_s (MPa)	2.34	2.45	1.26	

CHAPITRE VII

chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

VII.1.1 Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous poteaux ou sous murs.
- Semelles isolées.
- Les radiers.

VII.1.2 Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de 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.

VII.1.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- Le site: urbain, campagne ,montagne, bord demer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences, ...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

VII.1.4 Conclusion :

Il est vivement conseillé de faire réaliser une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondations elle peut préconiser le déplacement du bâtiment vers une zone plus saine du terrain.

Pour notre structure le choix du type de fondation se portera entre les semelles filantes et le radier, ce dernier type de fondation est recommandé pour les sols de faible résistance ou lorsque la somme des surfaces des fondations dépasse la moitié de la surface bâtie de l'ouvrage, à fin de faciliter les travaux.

Pour notre étude, n'ayant pas de connaissance de la nature de terrain et des caractéristiques du sol, la capacité portante a été prise égale à $\sigma_{sol}=2\text{bar}$

VII.2 Dimensionnement :

VII.2.1 Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol}$$

$$B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}}$$

B: La largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle.

G,Q: Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Tableau VII.2.1-1 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	N_s (KN)	L(m)	B(m)	S=B x L(m ²)
$V_{L1/01}$	567,02	1,5	1,89	2,83
$V_{L1/03}$	541,37	1,5	1,80	2,71
$V_{L1/05}$	501,81	1,5	1,67	2,51
V_{L2}	754,4	2,3	1,64	3,77
V_{L3}	1234,6	2,6	2,37	6,17
				18.00

Tableau VII.2.1-2 : Semelles filantes sous voiles(sens transversal)

Voiles	N_s (KN)	L(m)	B(m)	S=B x L(m ²)
$V_{T1/01}$	1404,96	4,2	1,67	7,02
$V_{T1/03}$	1487,94	4,2	1,77	7,44
$V_{T2/01}$	756,92	2	1,89	3,78
$V_{T2/03}$	814,56	2	2,04	4,07
$V_{T2/05}$	746,22	2	1,87	3,73
$V_{T3/01}$	865,49	2,6	1,66	4,33
$V_{T3/03}$	830,27	2,6	1,6	4,15
				34,53

$$S_V = \sum S_i = 34.53 + 18.00 = 52.53m^2.$$

S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles

VII.2.2 Semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèsedecalcul

Une semelle 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.

- Etapes de calcul

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i.$$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i}.$$

- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \longrightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right).$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right).$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right).$$

- Détermination de la largeur de la semelle.

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}.$$

L : distance entre nus des poteaux.

Tableau VII.2.2-1 : Résultante des charges sous poteaux.

Poteau	N_i	M_i	$e_i(m)$	$N_i \times e_i$
C_{10}	431,37	-9,787	-12.504	-5393,85048
C_{13}	1176,43	-2,287	-8.504	-10004,3607
C_{16}	1181,71	3,235	-4.204	-4967,90884
C_{19}	692,99	5,553	-0.504	-349,26696
C_{22}	595,15	4,938	4.196	2497,2494
C_{25}	1121,36	1,164	8.296	9302,80256
C_{28}	1156,97	-3,198	11.996	13879,0121
C_{31}	345,27	11,001	16.396	5661,04692
Somme	6701,25	10,619	/	10624,724

VII.2.2.1 Exemple de calcul:

- La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = 6701.25 \text{ KN}$$

- Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = \frac{(10624,724) + (10,619)}{6701,25} = 1.59m.$$

$$e = 1.59m \leq \frac{28,90}{6} = 4.8m \quad \longleftarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{6701,25}{28,9} \left(1 + \frac{6(1,59)}{28,9}\right) = 308,42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{6701,25}{28,9} \left(1 - \frac{6(1,59)}{28,9}\right) = 155,33 \text{ KN/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{6701,25}{28,9} \left(1 + \frac{3(1,59)}{28,9}\right) = 270,15 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{270.15}{200} = 1.35 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.5 \text{ m}$

On aura donc, $S = 1.5 \times 28.9 = 43.35 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = nS_p + S_v = 43.35 \times 3 + 1.5 \times 12.00 \times 2 + 52.53 = 218.58 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{218.58}{333.25} = 0.66\% > 50\% \text{ de la surface de l'assise.}$$

La surface totale des semelles représente 66% de la surface du bâtiment.

VII.2.3 Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, en ajoutant la surface du radier sous la cage d'ascenseur on obtient une surface largement supérieure à **50%**, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle 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 diminuées du poids propre du radier.

- **Caractéristiques du radier :**
 - Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
 - Facilité de coffrage.
 - Rapidité d'exécution.
 - Convenir mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.3 Pré-dimensionnement du radier :

VII.3.1 Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

VII.3.2 Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5} \text{ Avec } L_{max} = 4.70m$$

$$\frac{470}{8} = 58.75cm \leq h_r \leq \frac{470}{5} = 94cm . \quad \Longrightarrow \quad h_r = 90cm$$

h_r : hauteur de radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

- Sous poteaux :

- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de } 25cm$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5cm \quad \Longrightarrow \quad h_d = 40cm$$

- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}.$$

$$h_n \geq \frac{470}{10} = 47cm. \quad \Longrightarrow \quad h_n = 60cm$$

- Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}.$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \Longrightarrow \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée :

$$E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

L_{max} : Distance maximal entre deux nervures successives. ($L_{max} = 4.70m$).

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 4.7\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0.96m$$

$$h = 1.00m$$

- Largeur de la nervure :

$$b_n \geq b_0 = 45cm.$$

On prend : $b_n = 55 \text{ cm}$

VII.3.3 Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- Hauteur de la nervure : $h_n = 100cm$
- Hauteur dalle : $h_d = 40cm$
- Largeur de la nervure : $b_n = 55cm$

VII.4 Détermination des efforts :

$$G = 31170.39 \text{ KN}$$

$$Q = 6912.29 \text{ KN}$$

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

$$N_u = 1.35 \times 31170.39 + 1.5 \times 6912.29 = 52448.46 \text{ KN}$$

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

$$N_s = 31170.39 + 6912.29 = 38082.68 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\text{ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}}$$

$$S_{radier} \geq \frac{52448.46}{1.33 \times 200} = 197.17 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{radier} \geq \frac{52448.46}{200} = 262.24 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} \geq \max(S_1; S_2) = 262.24 \text{ m}^2$$

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 :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right).$$

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right).$$

Soit un débord de : $L_{deb} = 50\text{cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{deb}.$$

$$S_{radier} = 333.5 + 44.7.$$

$$S_{radier} = 378.2 \text{ m}^2.$$

VII.4.1 Détermination des efforts à la base du radier :

VII.4.1.1 Charges permanentes :

• Poids du radier :

p_{radie} = Poids de la dalle + poids de la nervure + Poids de T.V.O + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{dalle} \times \rho_b.$$

$$P_{dalle} = 378.2 \times 0.4 \times 25.$$

$$P_{dalle} = 3782 \text{ KN}$$

- Poids de la nervure :

$$P_{nervure} = b \times (h_{nervure} - h_{dalle}) \times (L \times n) \times \rho_b.$$

$$P_{nervure} = [0.55 \times (0.6 - 0.4) \times (28.9 \times 3 + 12 \times 2 + 15.80 \times 4 + 8.5 \times 4)] \times 25.$$

$$P_{nervure} = 570.63 \text{ KN}$$

- Poids de T.V.O:

$$P_{TVO} = [(S_{radier} - S_{nervur}) \times (h_{radier} - h_{nervur})] \times \rho_{TVO}.$$

Avec :

$$S_{nervur} = (28.9 \times 3) + (12 \times 2) + (15.80 \times 4) + (8.5 \times 4) = 207.9 \text{ KN}$$

$$P_{TVO} = [(378.2 - 207.9) \times (1 - 0.6)] \times 20.$$

$$P_{TVO} = 1362.4 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle flottante libre :

$$P_{df} = S_{radier} \times e_p \times \rho_b.$$

$$P_{df} = 378.2 \times 0.1 \times 25.$$

$$P_{df} = 945.5 \text{ KN}$$

- Poids totale du radier :

$$p_{radie} = 3782 + 570.63 + 1362.4 + 945.5 = 6660.53 \text{ KN}$$

- Poids total de la structure :

Charge permanente apportée sur le radier :

$$G_{total} = G_{bat} + G_{radie}$$

$$G_{total} = 31170.39 + 6660.53 = 37830.92 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation totale :

$$Q_{total} = Q_{bat} + Q_{radie}$$

$$Q_{total} = 6912.29 + (1.5 \times 378.2) = 7479.59 \text{ KN}$$

VII.5 Combinaison d'action :

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

$$N_u = 1.35 \times 37830.92 + 1.5 \times 7479.59 = 62291.127 \text{ KN}$$

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

$$N_s = 37830.92 + 7479.59 = 45310.51 \text{ KN}$$

VII.6 Vérifications :

VII.6.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.20f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{radier}} = \frac{62291.127 \times 1}{378.2} \times \frac{4.7}{2} = 387.05 \text{ KN}$$

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

$$d = 0.9h_d = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{387.05 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.075 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

VII.6.2 Vérification de la stabilité du radier :

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 5.38 \text{m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8.83 \text{m}$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum \left(\frac{bh^3}{12} + S_i X_i^2 \right) = 83513.905 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = \sum \left(\frac{hb^3}{12} + S_i Y_i^2 \right) = 104759.56 \text{m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h .$$

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} .$$

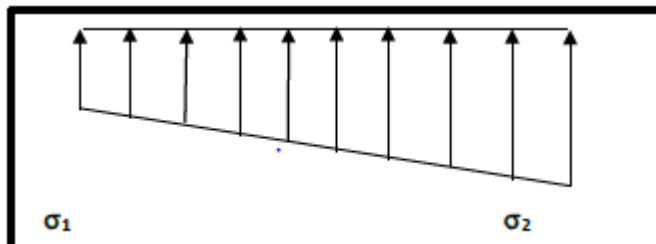
Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{A ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radie}} \pm \frac{M}{I} \times V.$$

V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier



- Effort normal :

$$N_u = 62291.127 \text{ KN}$$

$$N_s = 45310.51 \text{ KN}$$

- Calcul des moments :

$$M = M_0 + T_0 \times h.$$

$$M_x = 1870.541 + 21218.5 \times 1 = 23089.041 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1790.739 + 29139.456 \times 1 = 30930.195 \text{ KN.m}$$

- Sens longitudinal :

A ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radie}} + \frac{M_x}{I_{XX}} \times V = \frac{62291.127}{378.2} + \frac{23089.041}{83513.905} \times 8.83 = 167.145 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radie}} - \frac{M_x}{I_{XX}} \times V = \frac{62291.127}{378.2} - \frac{23089.041}{83513.905} \times 8.83 = 162.262 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 167.145 + 162.262}{4} = 165.92 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 165.92 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

A ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radie}} + \frac{M_x}{I_{xx}} xV = \frac{45310.51}{378.2} + \frac{23089.041}{83513.905} x8.83 = 122.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radie}} - \frac{M_x}{I_{xx}} xV = \frac{45310.51}{378.2} - \frac{23089.041}{83513.905} x8.83 = 117.36 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3x122.25 + 117.36}{4} = 124.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 124.03 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Sens transversal :

A ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radie}} + \frac{M_y}{I_{yy}} xV = \frac{62291.127}{378.2} + \frac{30930.195}{104759.56} x8.83 = 167.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radie}} - \frac{M_y}{I_{yy}} xV = \frac{62291.127}{378.2} - \frac{30930.195}{104759.56} x8.83 = 162.09 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3x167.31 + 162.09}{4} = 166.005 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 166.005 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

A ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radie}} + \frac{M_y}{I_{yy}} xV = \frac{45310.51}{378.2} + \frac{30930.195}{104759.56} x8.83 = 122.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radie}} - \frac{M_y}{I_{yy}} xV = \frac{45310.51}{378.2} - \frac{30930.195}{104759.56} x8.83 = 117.2 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3x122.41 + 117.2}{4} = 121.075 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 121.075 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.6.3 Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

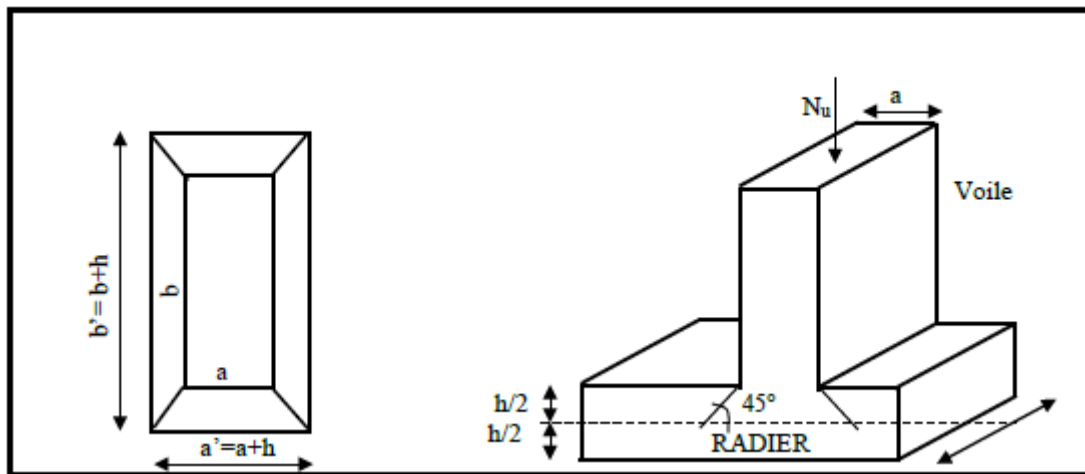


Figure VII.6.3-1 :Périmètre utile des voiles et des poteaux.

VII.6.3.1 Vérification de poteau le plus sollicité :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 1) \times 2 = 5.8\text{m}$$

$$N_u = 1176,43\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 5.8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4350 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

VII.6.3.2 Vérification pour le voile le plus sollicité :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4\text{m}$$

$$N_u = 1181,71\text{KN} \leq \frac{0.045 \times 6.4 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 4800\text{KN} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

VII.7 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91

- **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :**

On distingue deux cas :

1^{ere} si : $\rho < 0.4$ \implies La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0X} = q_u \frac{l_x^2}{8}$$

2^{eme} si : $0.4 < \rho < 1$ \implies Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0X} = q_u \mu_x l_x^2$.

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0X}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec } (l_x < l_y)$$

Remarque

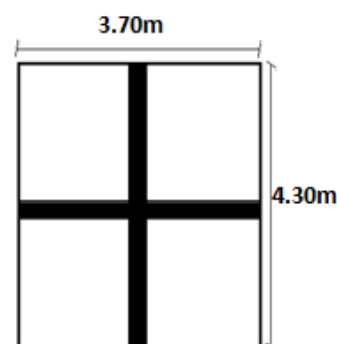
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Identification du panneau le plus sollicité :

$$l_x = 3.70\text{m}, l_y = 4.30\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86, 0.4 < \rho < 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{1.35 G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 166.005 - \frac{1.35 \times 6660.53}{378.2} = 142.23 \text{ KN}$$

$$\text{A ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} = 121.075 - \frac{6660.53}{378.2} = 103.46 \text{ KN}$$

VII.7.1.1 Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments : M_x ; M_y

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0569 \\ \mu_y = 0.791 \end{cases}$$

$$M_{0X} = q_u \mu_x l_x^2 = 142.23 \times 0.0569 \times 3.7^2 = 110.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.791 \times 142.23 = 112.50 \text{ KN.m}$$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0.75 M_{0X}$ ou $0.75 M_{0y}$.
- Moment sur appuis : $0.5 M_{0X}$ ou $0.5 M_{0y}$.

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0.75 M_{0X}$ ou $0.75 M_{0y}$.
- Moment sur appui de rive : $0.3 M_{0X}$ ou $0.3 M_{0y}$.
- Moment sur appui intermédiaire : $0.5 M_{0X}$ ou $0.5 M_{0y}$.

Donc :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m de largeur.

❖ Sens X-X

$$M_x^t = 0.75M_{0X} = 0.75 \times 110.79 = 83.09 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = -0.5M_{0X} = -0.5 \times 110.79 = -55.40 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{83.09 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

Tableau

$$\mu = 0.046 \implies \beta = 0.976$$

La section est simplement armée (SSA).

$$A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{83.09 \times 10^4}{0.976 \times 360 \times 384} = 6.15 \text{ cm}^2$$

Soit $A_x^t = 5\text{HA}14 = 7.62 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{55.40 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_l = 0.392$$

Tableau

$$\mu = 0.03 \implies \beta = 0.985$$

La section est simplement armée (SSA).

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{55.40 \times 10^4}{0.985 \times 360 \times 384} = 4.07 \text{ cm}^2$$

Soit $A_x^a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

❖ Sens Y-Y

$$M_y^t = 0.75M_{0Y} = 0.75 \times 112.5 = 84.36 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5M_{0Y} = 0.5 \times 112.5 = 56.25 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{84.36 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

Tableau

$$\mu=0.046 \implies \beta=0.976$$

La section est simplement armée (SSA).

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{84.36 \times 10^4}{0.976 \times 360 \times 384} = 6.25 \text{ cm}^2$$

Soit $A_y^t = 5\text{HA}14 = 7.62 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{56.25 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_l = 0.392$$

Tableau

$$\mu=0.03 \implies \beta=0.985$$

La section est simplement armée (SSA).

$$A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56.25 \times 10^4}{0.985 \times 360 \times 384} = 4.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_y^a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

VII.7.1.2 Vérification a ELU :

❖ Vérification à la condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL91 modifié 99)

$$\rho_x = \rho_0 b h \frac{(3 - \frac{L_x}{L_y})}{2} \quad \text{et} \quad \rho_y = \rho_0 b h$$

ρ_x et ρ_y : Pourcentage d'acier

ρ_0 : Taux des armatures (0.0008 pour les aciers HA FeE400).

❖ Sens x-x

$$A_{min} = \rho_0 b h \frac{(3 - \frac{L_x}{L_y})}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \quad (\text{FeE400})$$

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 36 \frac{(3 - \frac{370}{430})}{2} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3.08 \text{ cm}^2.$$

$$A_x^t = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$A_x^a = 5.65 \text{ cm}^2$$

$A_x > A_{min}$ condition vérifiée.

❖ Sens Y-Y

$$A_{min} = \rho_0 b h \frac{(3 - \frac{l_x}{l_y})}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0.0008 \quad (\text{FeE400})$$

$$A_{min} = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{aligned} A_{min} &= 3.08 \text{ cm}^2 \\ A_Y^t &= 7.62 \text{ cm}^2 \\ A_Y^a &= 5.65 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_x > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'espacement des barres :

$$S_{tx} = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$S_{ty} = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Diamètre minimal des barres : (Art A .7.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$\phi_{max} = 14 \text{ mm} \leq \frac{h}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.7.1.3 Vérification à ELS :

Evaluation des moments : M_x ; M_y

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.86 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0569 \\ \mu_y = 0.791 \end{cases}$$

$$M_{0X} = q_u \mu_x l_x^2 = 103.46 \times 0.0569 \times 3.7^2 = 80.59 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0X} = 0.791 \times 80.59 = 63.75 \text{ KN.m}$$

❖ Sans X-X

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 80.59 = 60.44 \text{ KN.m} \\ M_x^a &= -0.5 M_{0X} = -0.5 \times 63.75 = 31.875 \text{ KN.m} \end{aligned} \quad \text{et} \quad \begin{cases} A_x^t = 7.69 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 5.65 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Aux appuis :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{A_x^a \cdot \beta_1 \cdot d} \text{ Avec } \rho = \frac{100 \times A_x^a}{b \cdot x \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 36} = 0.157$$

Tableau

$$\rho=0.157 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1=0.935 \\ K_1=61.92 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{31.875 \times 10^3}{5.65 \times 0.935 \times 36} = 167.60 \text{MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st}=167.60 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st}=400 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{61.92} = 0.016$$

$$\sigma_{bc} = 0.016 \times 167.60 = 2.682 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc}=2.683 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travée :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{A_x^t \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_x^t}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 36} = 0.211$$

Tableau

$$\rho=0.211 \quad \Longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1=0.926 \\ K_1=52.57 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{60.44 \times 10^3}{7.69 \times 0.926 \times 36} = 235.77 \text{MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st}=235.77 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{st}=400 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{52.57} = 0.019$$

$$\sigma_{bc} = 0.019 \times 235.77 = 4.48 \text{MPa}$$

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

$$\sigma_{bc}=4.48 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Sans Y-Y**

$$M_y^t = 0.75 M_{0X} = 0.7 \times 63.75 = 44.63 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_x^t = 5.65 \text{cm}^2 \\ A_x^a = 3.65 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$M_y^a = -0.5 M_{0X} = 0.5 \times 63.75 = 31.88 \text{KN.m}$$

Aux appuis :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{A_x^a \cdot \beta_1 \cdot d} \text{ Avec } \rho = \frac{100 \times A_x^a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.65}{100 \times 36} = 0.100$$

Tableau

$$\rho = 0.100 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.947 \\ K_1 = 79.3 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{31.88 \times 10^3}{3.65 \times 0.947 \times 36} = 256.20 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 256.20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{79.3} = 0.013$$

$$\sigma_{bc} = 0.013 \times 256.20 = 3.33 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.33 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En travée :

Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{A_x^t \cdot \beta_1 \cdot d} \text{ Avec } \rho = \frac{100 \times A_x^t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 36} = 0.157$$

Tableau

$$\rho = 0.157 \implies \begin{cases} \beta_1 = 0.935 \\ K_1 = 61.92 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{44.63 \times 10^3}{5.65 \times 0.935 \times 36} = 234.67 \text{ MPa} \quad \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 234.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{61.92} = 0.016$$

$$\sigma_{bc} = 0.016 \times 234.67 = 3.75 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.8 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

❖ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchent :

À ELU

$$q_u = 148.39 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{148.39 \times 0.5^2}{2} = 18.55 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = q_u \times l = 148.39 \times 0.5 = 74.20 \text{ KN.}$$

À ELS

$$q_u = 103.46 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{103.46 \times 0.5^2}{2} = 12.93 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = q_u \times l = 103.46 \times 0.5 = 51.73 \text{ KN.}$$

VII.8.1 Ferrailage :

• Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.55 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

La section est simplement armée (SSA)

Tableaux

$$\mu = 0.010 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.55 \times 10^4}{0.995 \times 360 \times 348} = 1.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

• Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

VII.8.2 Vérification a ELU :

❖ Vérification à la condition de non fragilité du béton de la section minimale :

(Art A.4.2.1 BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400} = 4.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 4.35 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

VII.8.3 Vérification à ELS :

On a

$$M_u = 12.93 \text{ KN.m} \quad \text{Et A L'ELU} \quad \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \\ A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right] \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; \max \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right].$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Armatures principales :

$$\sigma_{st} = \frac{M_u}{A_s \beta_1 d} \text{ Avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 36} = 0.126$$

Tableau

$$\rho = 0.127 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.941 \\ K_1 = 69.75 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.93 \times 10^3}{4.52 \times 0.941 \times 36} = 84.44 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 84.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{69.75} = 0.014$$

$$\sigma_{bc} = 0.014 \times 84.44 = 1.18 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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 prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII.9 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

VII.9.1 Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m) et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

• Le Chargement simplifié

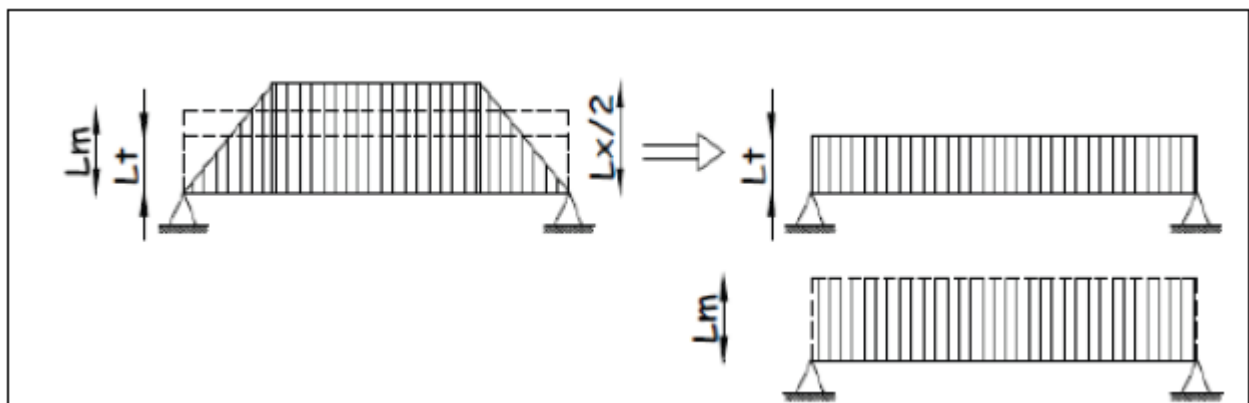


Figure VII.9.1-1 :Chargement simplifié

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

Moment fléchissant : $L_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$.

Effort tranchant : $L_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$.

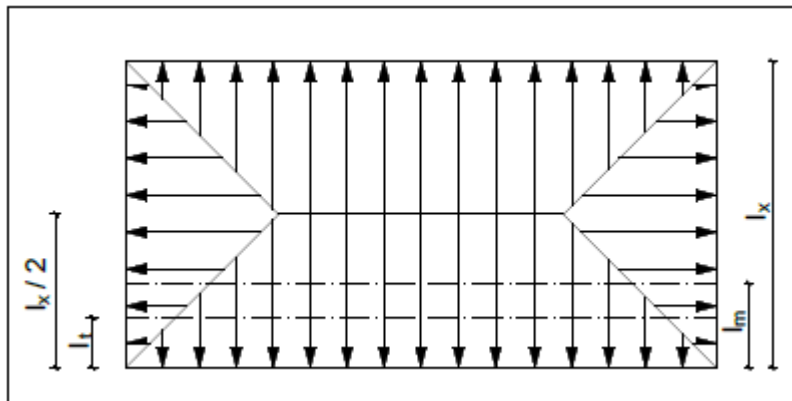


Figure VII.9.1-2 : charge trapézoïdal

- **Charge triangulaire :**

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 l_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 l_x$.

VII.9.2 Charges à considérer :

- **Pour les moments fléchissants :**

$$Q_{Mu} = q_u x L_m$$

$$Q_{Ms} = q_s x L_m$$

- **Pour les efforts tranchants**

$$Q_u = q_u x L_t$$

$$Q_s = q_s x L_t$$

VII.9.3 Détermination des charges :

Pour calculer, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

ELU :

$$q_u = 151.05 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens X-X**

Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 151.05 \times 1.39 = 209.96 \text{ KN.m}$$

Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \times L_t = 151.05 \times 1.16 = 175.218 \text{ KN}$$

- **Sens Y-Y**

Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 151.05 \times 1.43 = 216.00 \text{ KN.m}$$

Pour les efforts tranchants :

$$Q_u = q_u \times L_t = 151.05 \times 1.075 = 162.38 \text{ KN}$$

ELS :

$$q_s = 109.16 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens X-X**

Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 109.16 \times 1.39 = 151.73 \text{ KN.m}$$

Pour les efforts tranchants :

$$Q_s = q_s \times L_t = 109.16 \times 1.16 = 126.63 \text{ KN}$$

- **Sens Y-Y**

Pour les moments fléchissant :

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 109.16 \times 1.43 = 156.10 \text{ KN.m}$$

Pour les efforts tranchants :

$$Q_s = q_s \times L_t = 109.16 \times 1.075 = 117.45 \text{ KN}$$

Remarque :

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

ELU :

- **Sens longitudinal :**

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

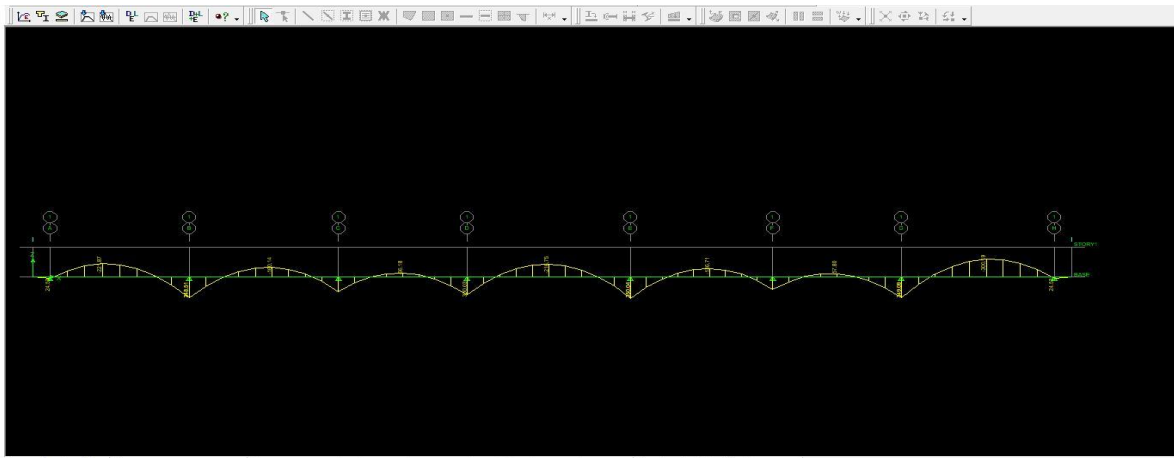


Figure VII.9.3-1 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

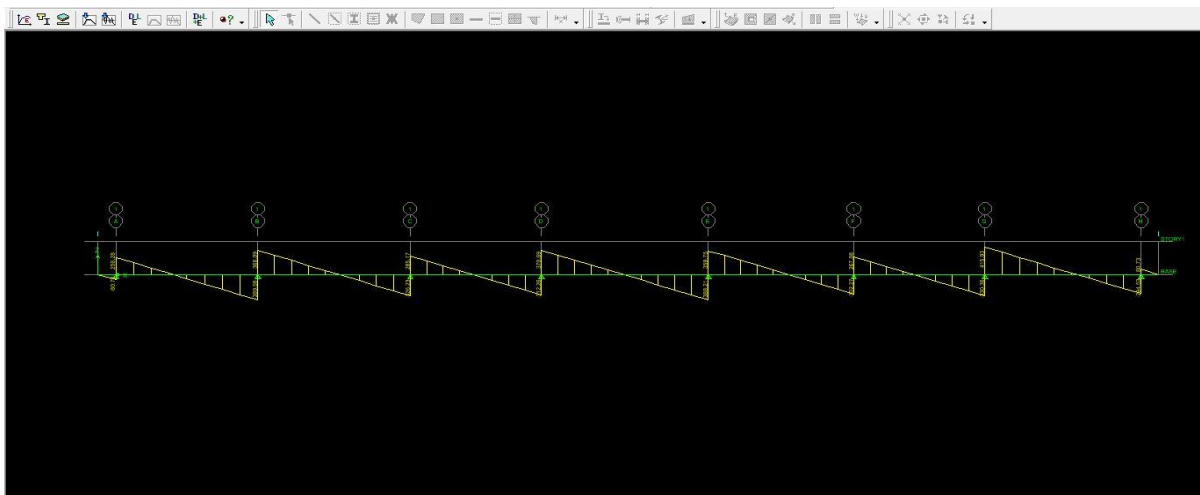


Figure VII.9.3-2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

ELS :

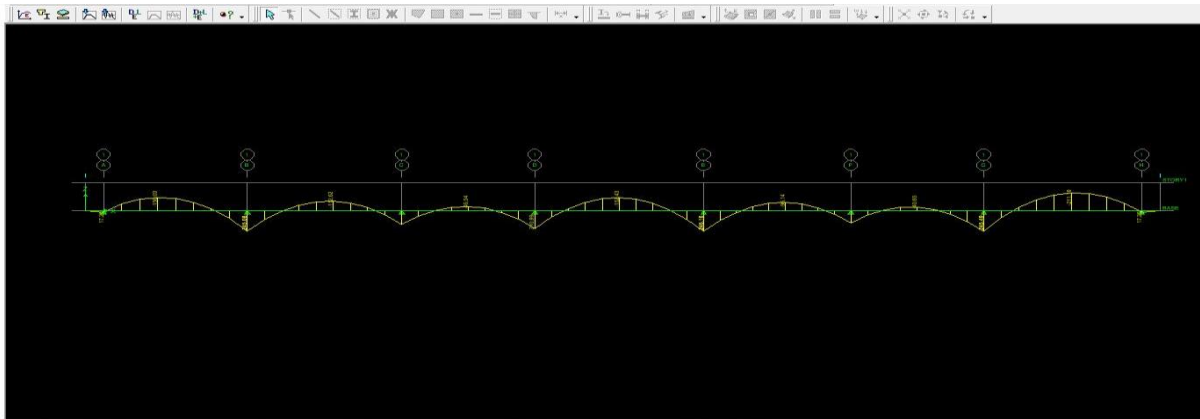


Figure VII.9.3-3: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

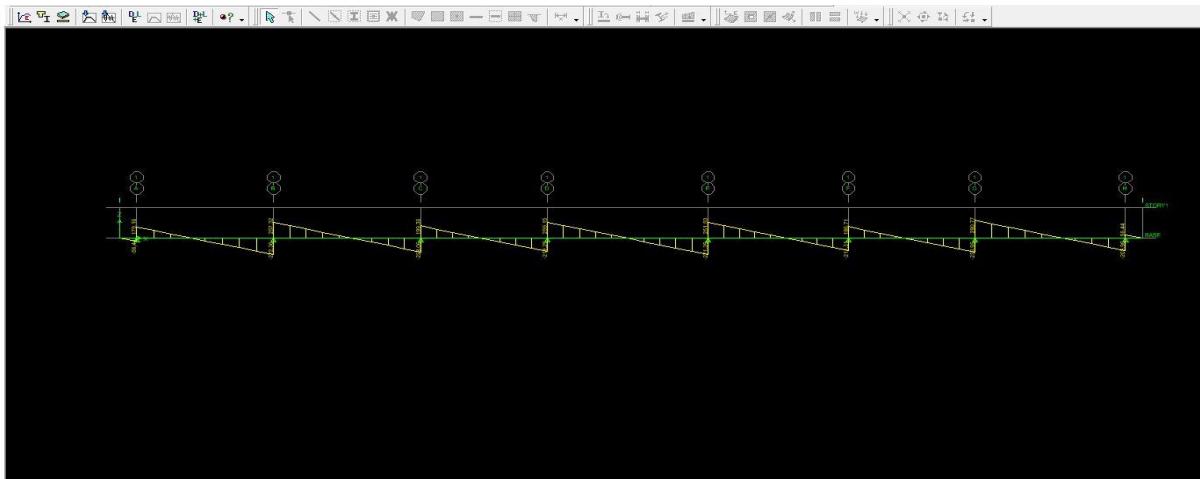


Figure VII.9.3-4: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- Sens transversal :

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

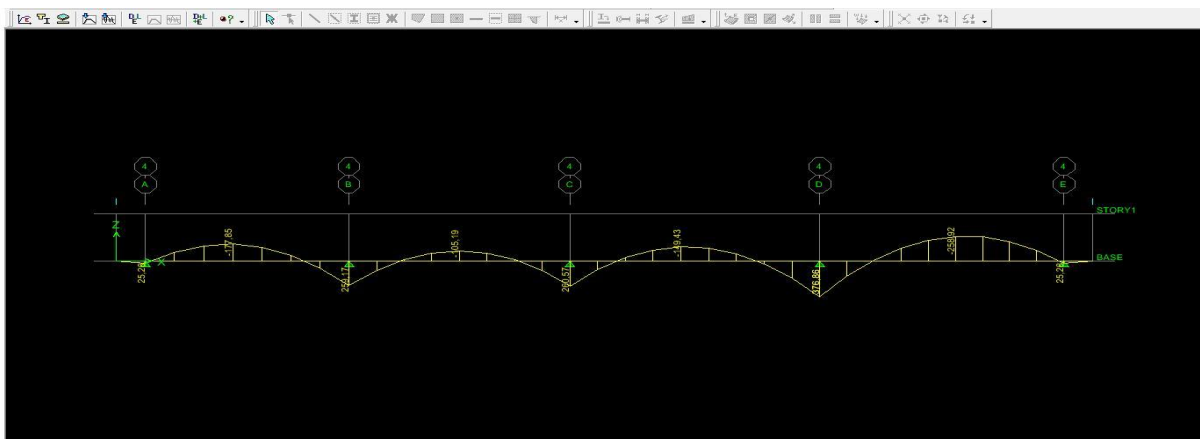


Figure VII.9.3-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

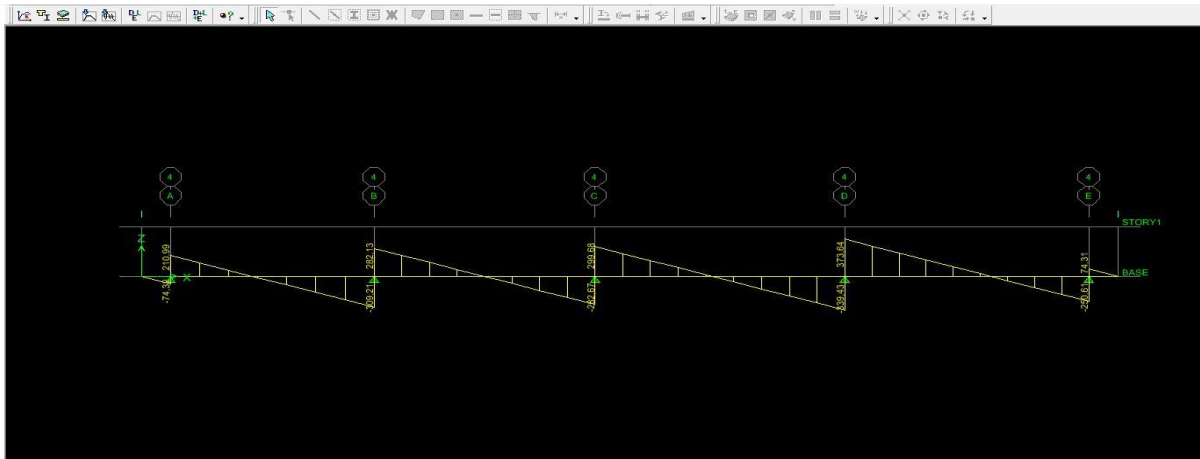


Figure VII.9.3-6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

ELS

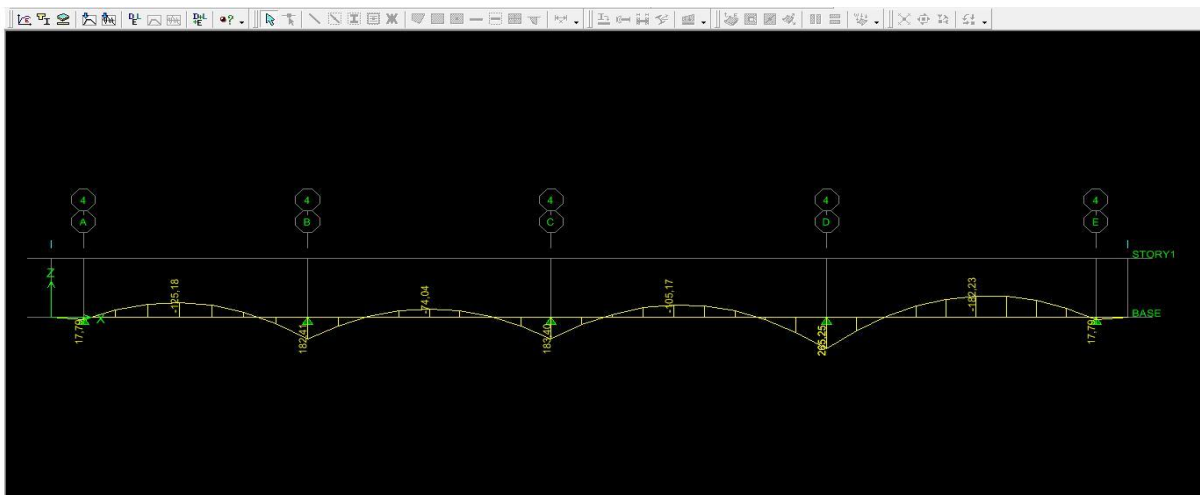


Figure VII.9.3-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

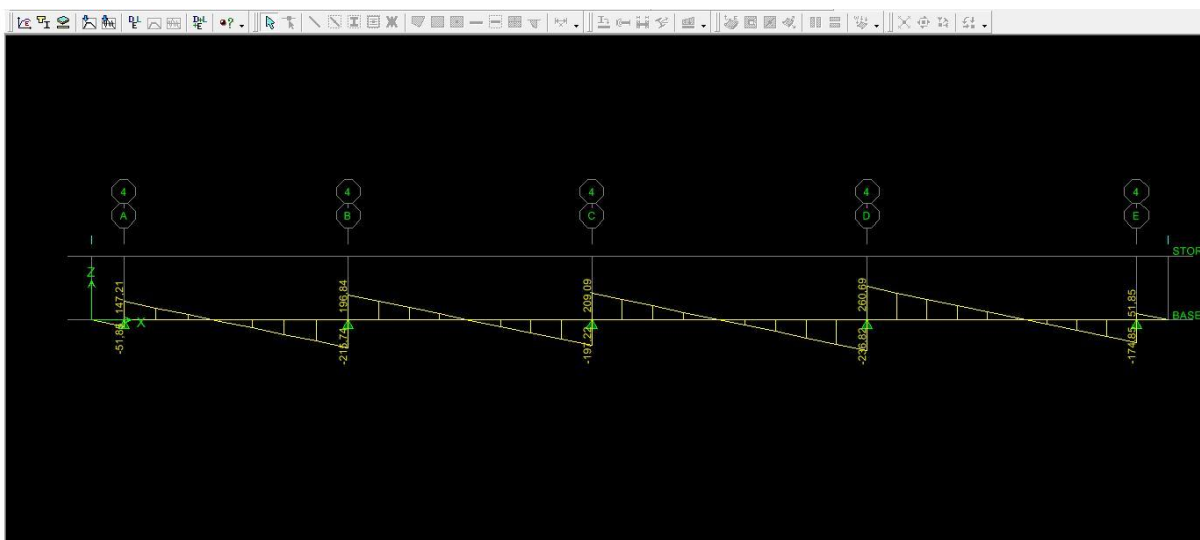


Figure VII.9.3-8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

VII.9.4 Ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments maximaux suivant les deux sens, dans notre cas les moments max sont les même dans les deux sens.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b=55 cm; h=100 cm; d=95 cm ; $f_{bu}=14,2$ MPa ; $\sigma_{st}=348$ MPa

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{max}^a (KN.m)	350.04	246.16	376.86	265.25
M_{max}^t (KN.m)	300.19	211.10	258.92	182.23
T_{max} (KN)	389.59	290.17	339.43	260.69

- Calcul des armatures :

VII.9.4.1 Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \cdot A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.9.4-1 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	β	Section	A_s (cm^2)	A_s adp (cm^2)
X-X	Appuis	350.04	0,050	0,974	SSA	9.46	4HA16(fil) + 4HA14(chap)=14.19
	travée	300.19	0,026	0,987	SSA	8.00	4HA16(fil) =8.04
Y-Y	Appuis	376.86	0,042	0,98	SSA	10.12	4HA16(fil) + 4HA14(chap)=14.19
	travée	258.92	0,020	0,99	SSA	6.88	4HA16(fil) =8.04

VII.9.4.2 Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{4} = 4 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right).$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(25; 19.2) = 19.2 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}.$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003):

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t b = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

VII.9.4.3 Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) 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 dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_p = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$.

VII.10 Vérification à l'ELU :

VII.10.1.1 Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivant :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

Tableau VII.9.4-1 Vérification condition de non fragilité

sens		$A_{adopté}$	A_{min}	vérifications
X-X	En travées	8.01	5.56	CV
	Aux appuis	14.19		CV
Y-Y	En travées	8.01	5.56	CV
	Aux appuis	14.19		CV

VII.10.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillements (Art A.5.1.211 BAEL91 modifiée99) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec } T_u : \text{effort tranchant max}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa}$$

Tableau VII.9.4-2 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Sens	effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
X-X	T_{max}	389.59	55	95	0.75	2.5	CV
Y-Y	T_{max}	339.43	55	95	0.65	2.5	CV

VII.11 Vérification à L'ELS :

VI.1.1.1 Vérification des contraintes :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{adoptée} \cdot \beta_1 \cdot d} \quad \text{Avec} \quad \rho = \frac{100 \times A_{adoptée}}{b \times d}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{Avec} \quad K = \frac{1}{K_1}$$

Tableau VII.9.4-1 : vérification des contraintes dans les aciers et le béton .

Sens		Moment à l'ELS (KN.m)	A_{ado}	ρ	β_1	K_1	d (cm)	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	En travées	211.10	8.01	0.152	0.936	63.12	95	296.39	400	CV	2.82	15	CV
	Aux appuis	246.16	14.19	0.275	0.917	45.24	95	199.13		CV	4.54		CV
Y-Y	En travées	182.23	8.01	0.152	0.936	63.12	95	255.85	400	CV	2.35	15	CV
	Aux appuis	265.25	14.19	0.275	0.917	45.24	95	214.58		CV	3.92		CV

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

Dans le domaine de génie civil. Tout ingénieur a pour rôle de concevoir et calculer les éléments de la structure afin qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

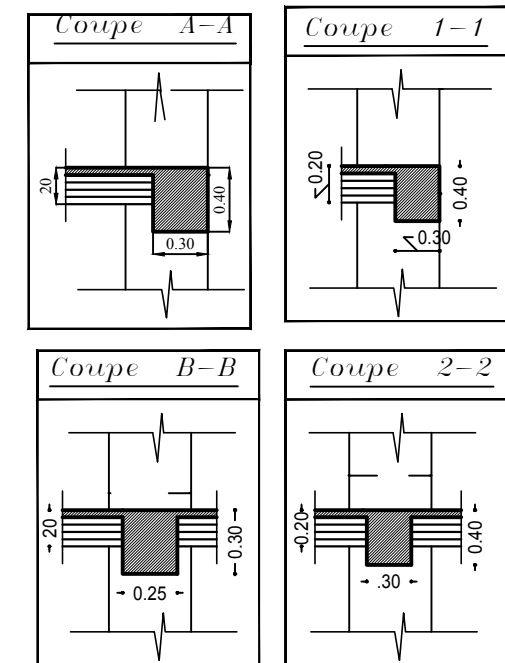
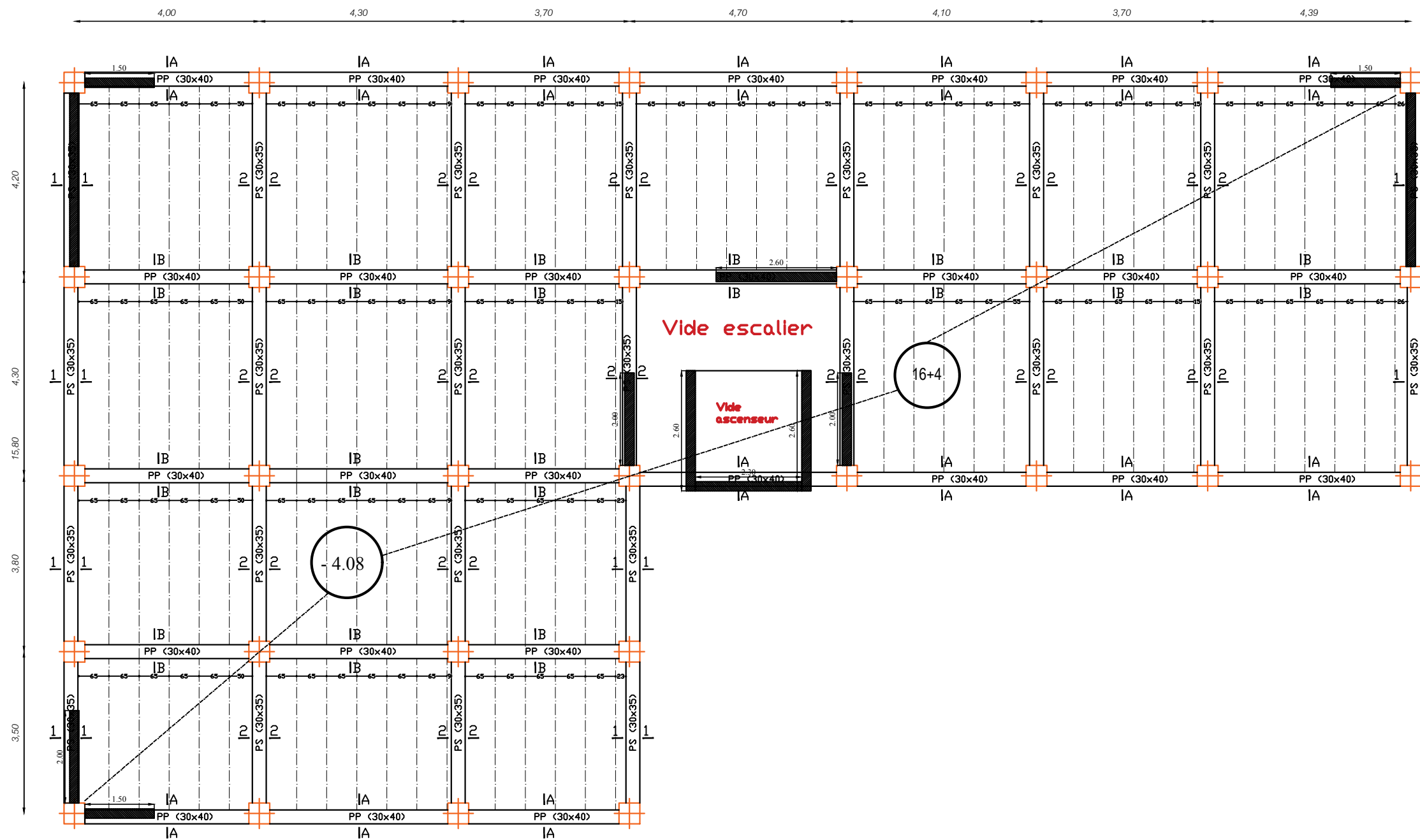
A ce titre, le projet de fin d'études qui nous a été confié, a permis de mettre à l'épreuve un aspect fondamental de notre profession d'ingénieur qui est purement technique de confronter l'apprentissage théorique avec une application dans la réalité.

Dans l'étude de ce projet, l'évaluation des sollicitations des éléments de la structure ont été effectués à l'aide du logiciel de calcul ETABS.

Tout au long de ce travail, nous avons essayé de consolider nos connaissances théoriques acquises pendant notre cursus, en utilisant des logiciels SOCOTEC et de nouvelles méthodes de calcul, de consulter des documents techniques et réglementaires concernant le calcul des structures.

Outre la conception parasismique, la vérification manuelle et calcul des différents éléments en béton armé, nous avons pu nous intéresser à des concepts assez particuliers et peu fréquents, et aussi découvrir leur grande utilité surtout dans des situations délicates. Donc il est nécessaire que la préoccupation parasismique soit intégrée dès les premières phases de la conception du projet, et qu'elle devienne un réflexe, de façon à réduire et contrôler les dommages probables, et même avoir une bonne exécution des travaux permettant aux bâtiments la résistance contre les séismes.

PLAN D'EXECUTION



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
M^{elle} MOUDER DJAMILA

Titre :

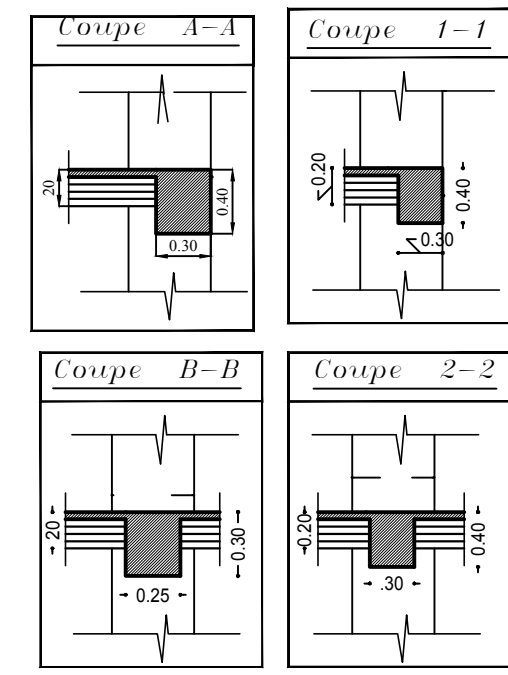
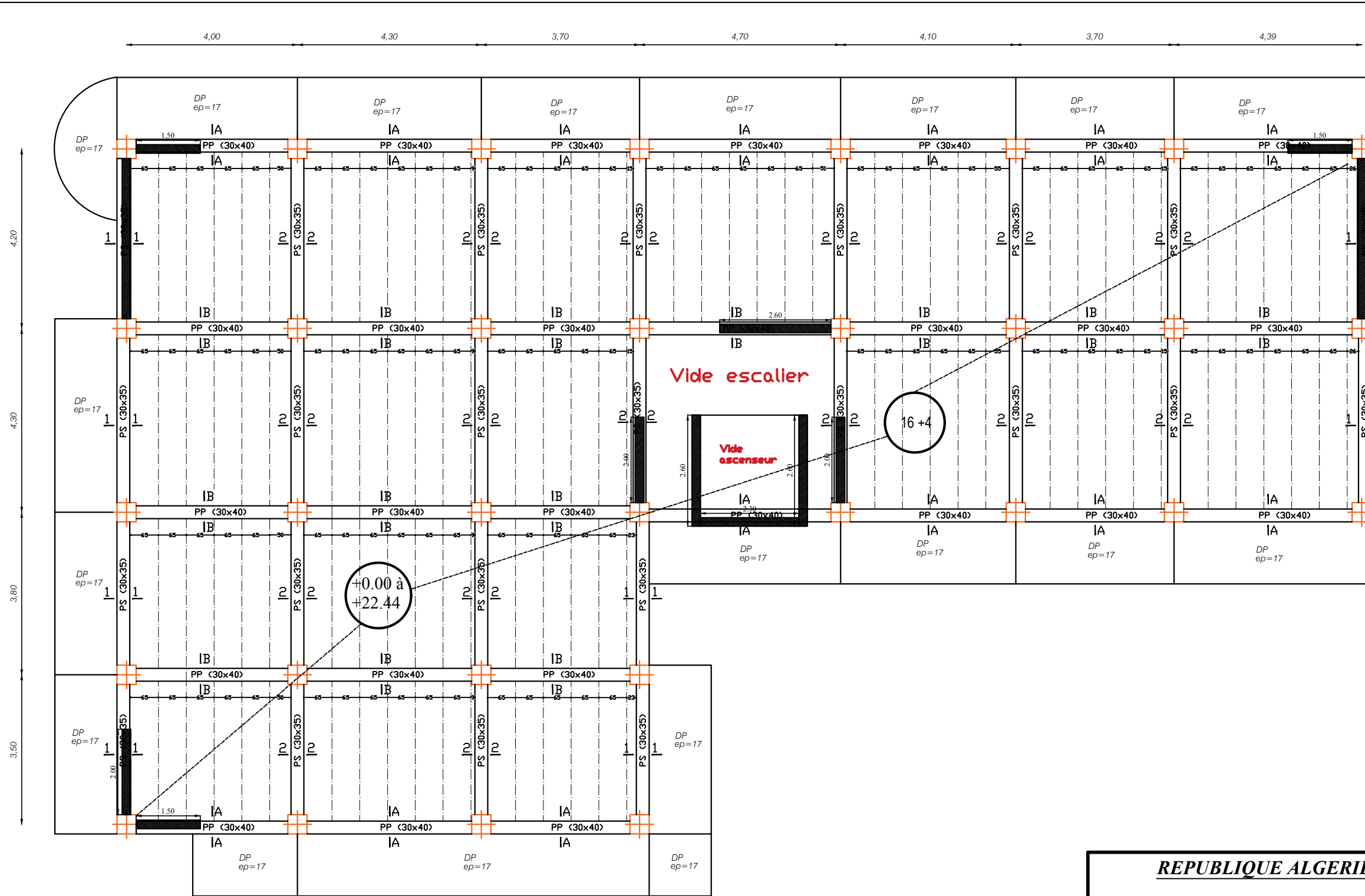
Echelle°: 1/50

Dirigé par :
M^{elle} BAIDI

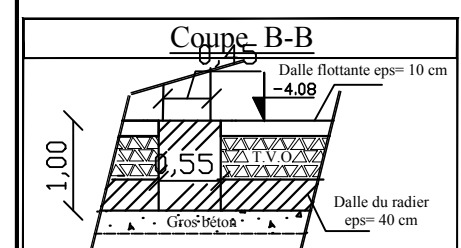
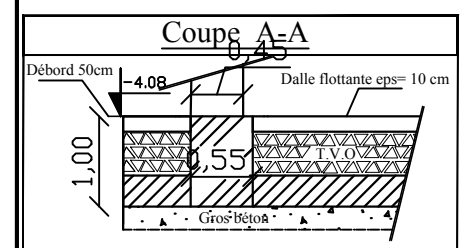
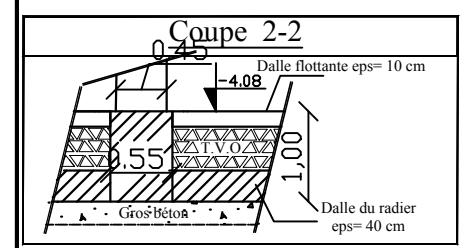
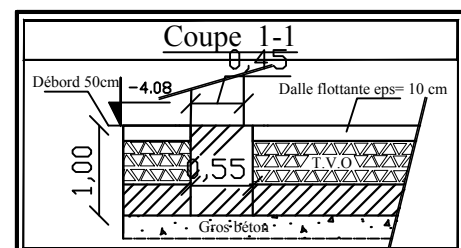
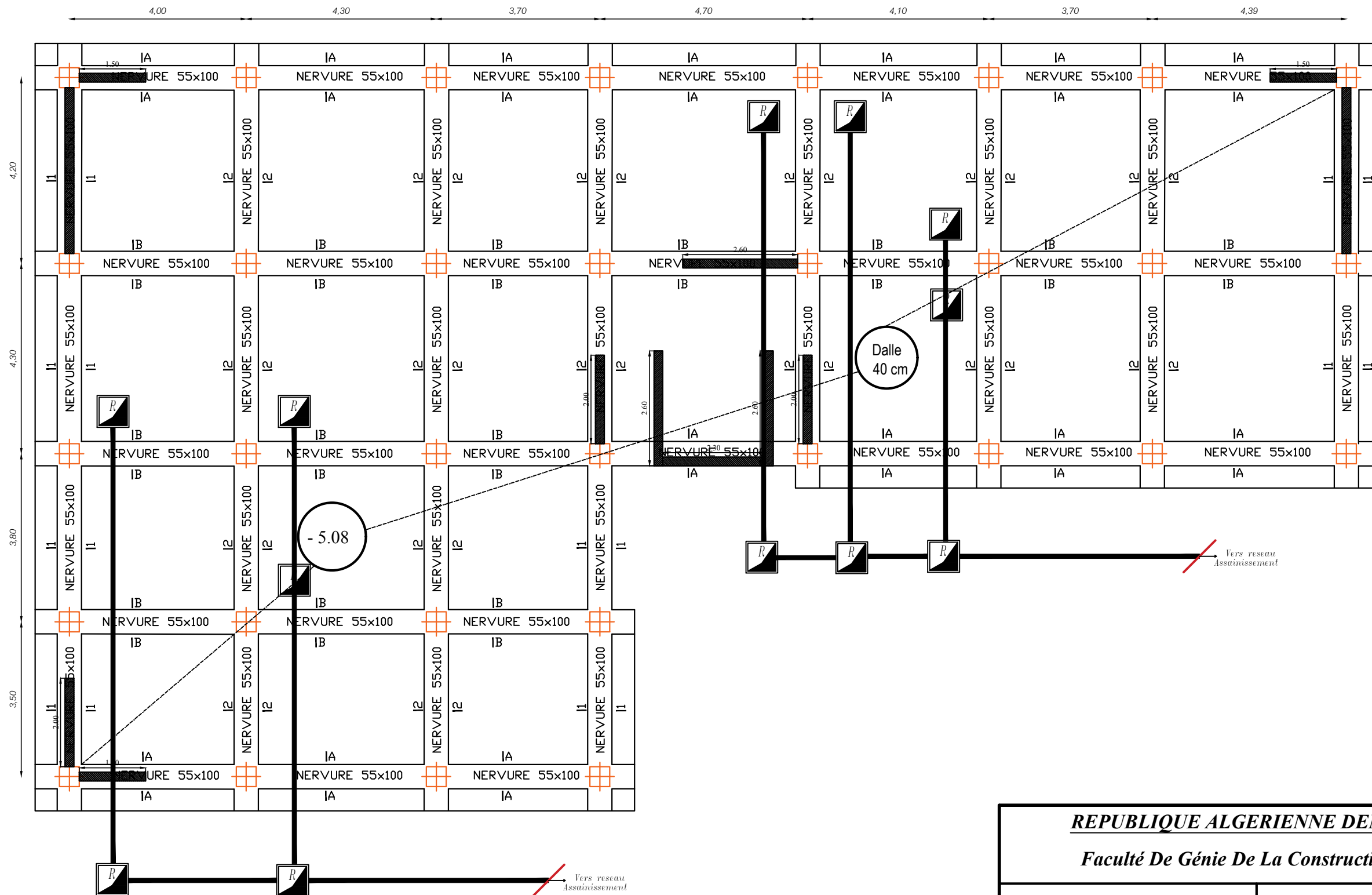
Coffrage du plancher
Sous sol Niv : -4.08

Plan N°: 03

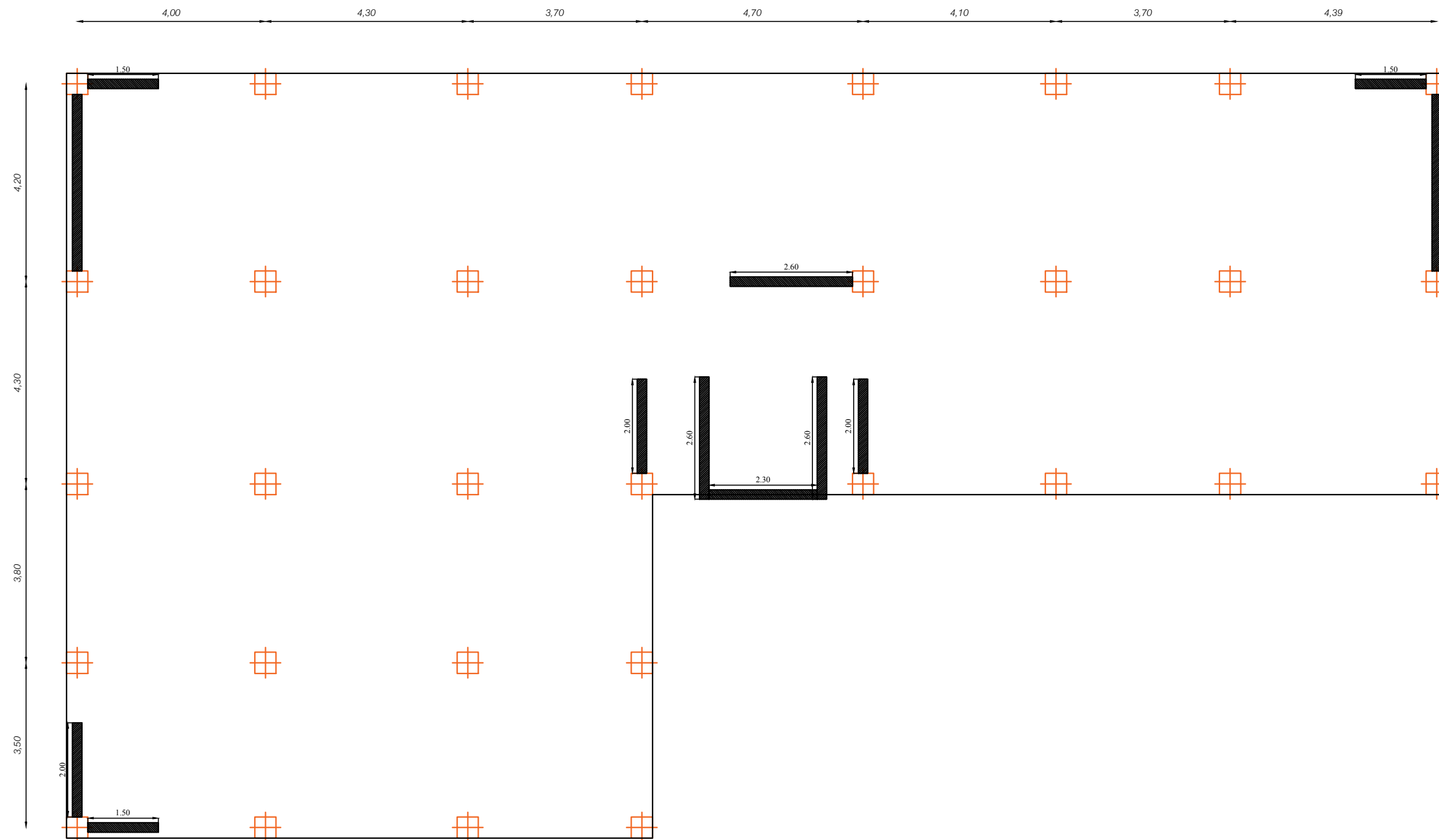
Promotion:
2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> M ^{elle} MOUDER DJAMILA	<i>Titre :</i> Coffrage planchers courants Niv : +0.00 à +22.44	<i>Echelle°:</i> 1/50
<i>Dirigé par :</i> M ^{elle} BAIDI		<i>Plan N°:</i> 04
		<i>Promotion:</i> 2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> M ^{elle} MOUDER DJAMILA	<i>Titre :</i> Plan des fondations Niv : -5.08	<i>Echelle°:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 02
<i>Dirigé par :</i> M ^{elle} BAIDI		<i>Promotion:</i> 2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{elle} MOUDER DJAMILA

Dirigé par :

M^{elle} BAIDI

Titre :

Disposition des voiles

Echelle^o: 1/50

Plan N^o: 01

*Promotion:
2020*

BIBLIOGRAPHIE

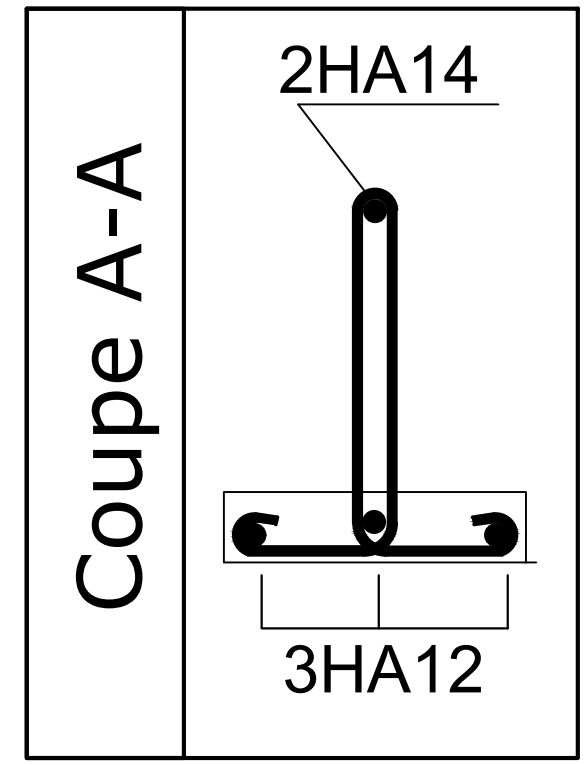
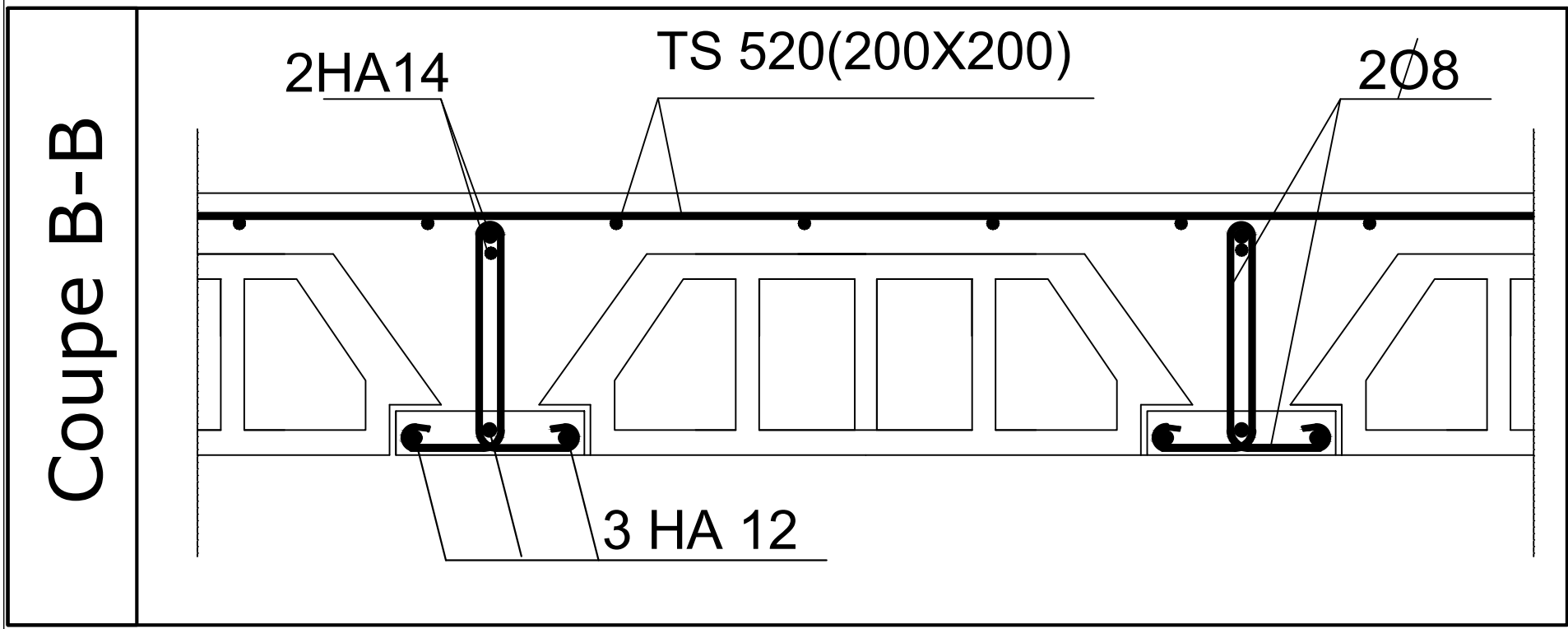
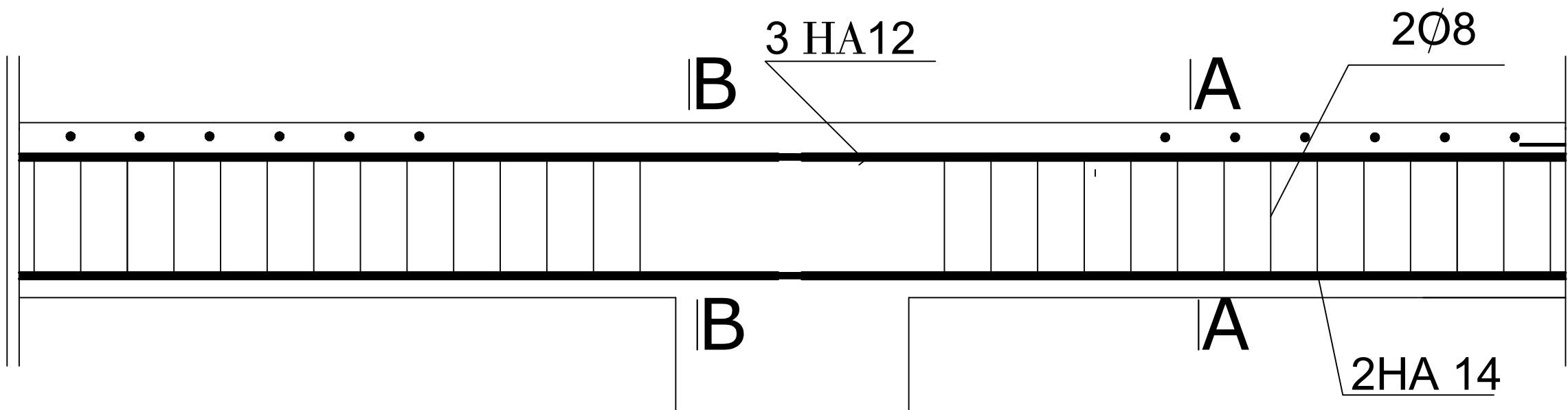
REGLEMENT

- Règles parasismique algériennes RPA99 / version 2003
- Règles de conception et de calcul des structures- béton armé CBA93
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL99
- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2

LIVRES

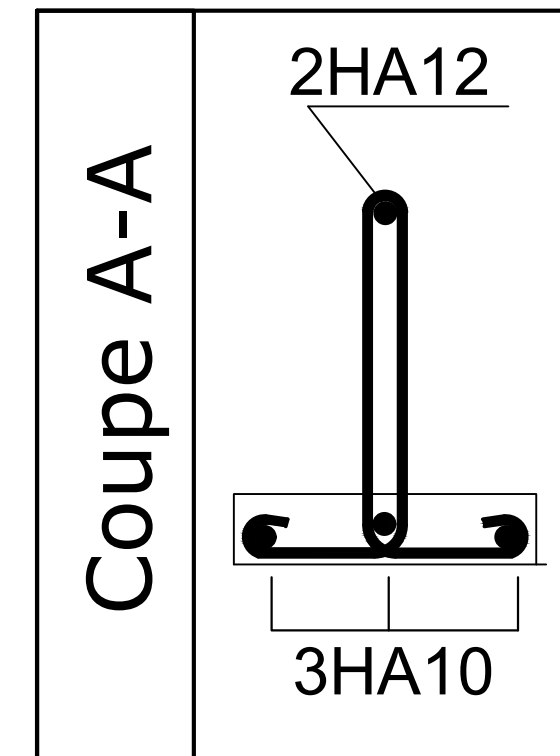
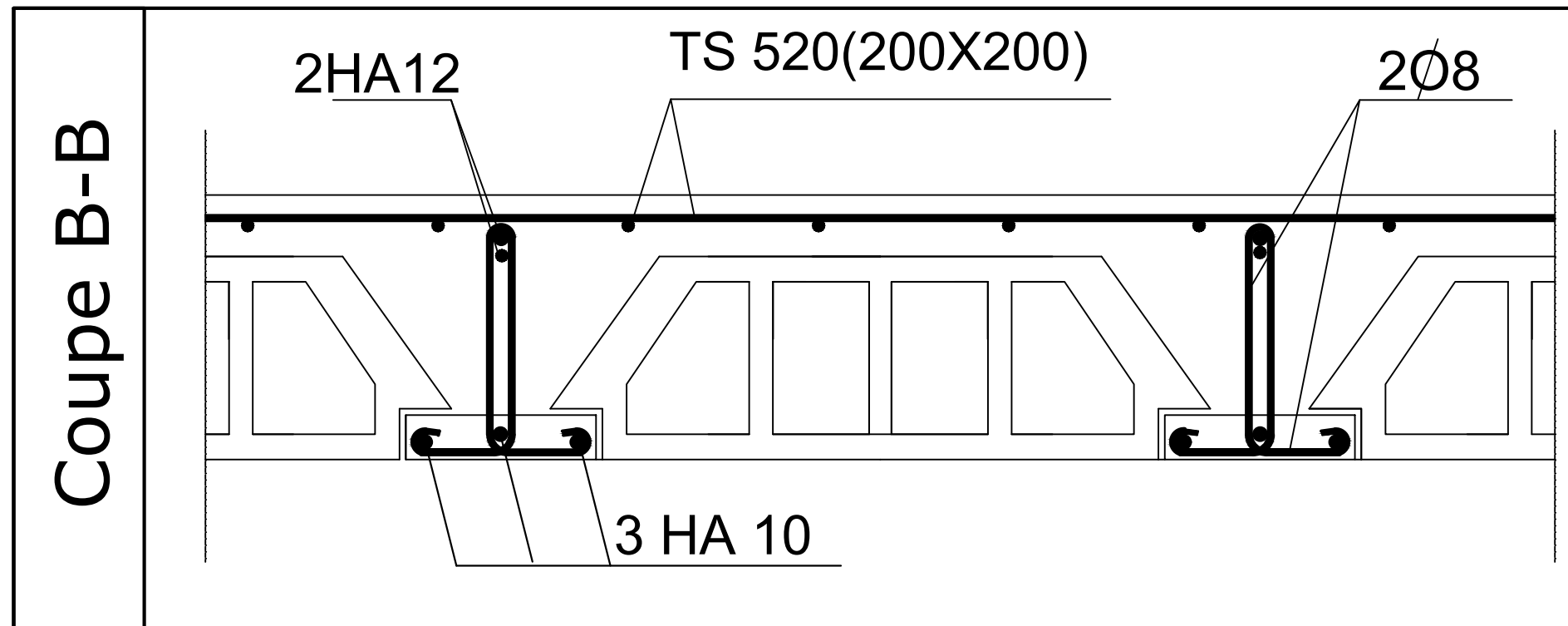
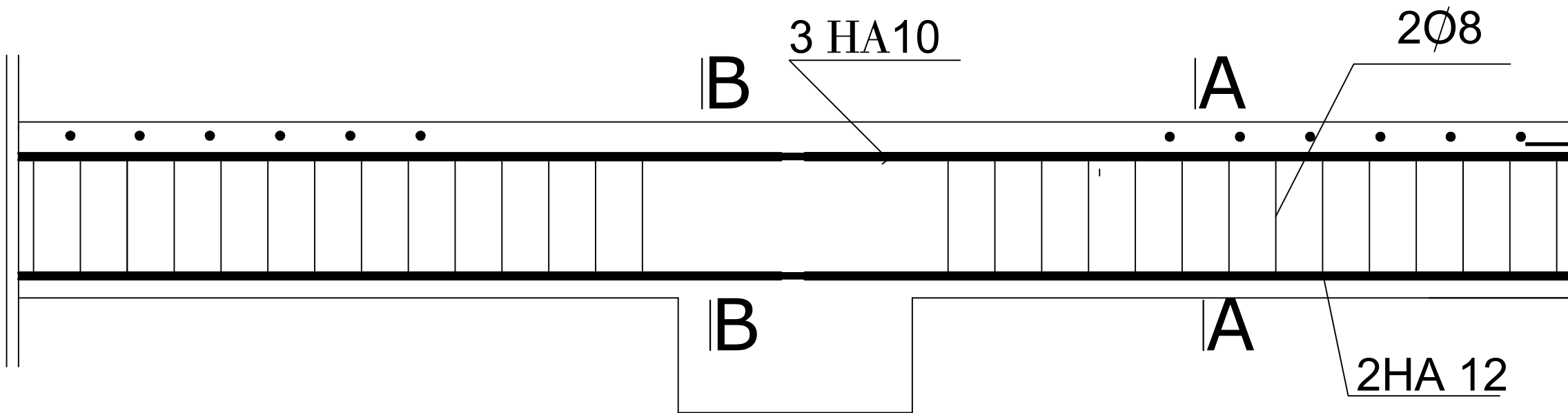
- Calcul des ouvrages en béton armé – M. BELAZOUGUI
- Construire parasismique – Milan ZACEK
- Conception et calcul des structures de bâtiment – Henry THONIER
- Aide-mémoire R.D.M – Edition « Dunod »

PLAN DE FERRAILLAGE



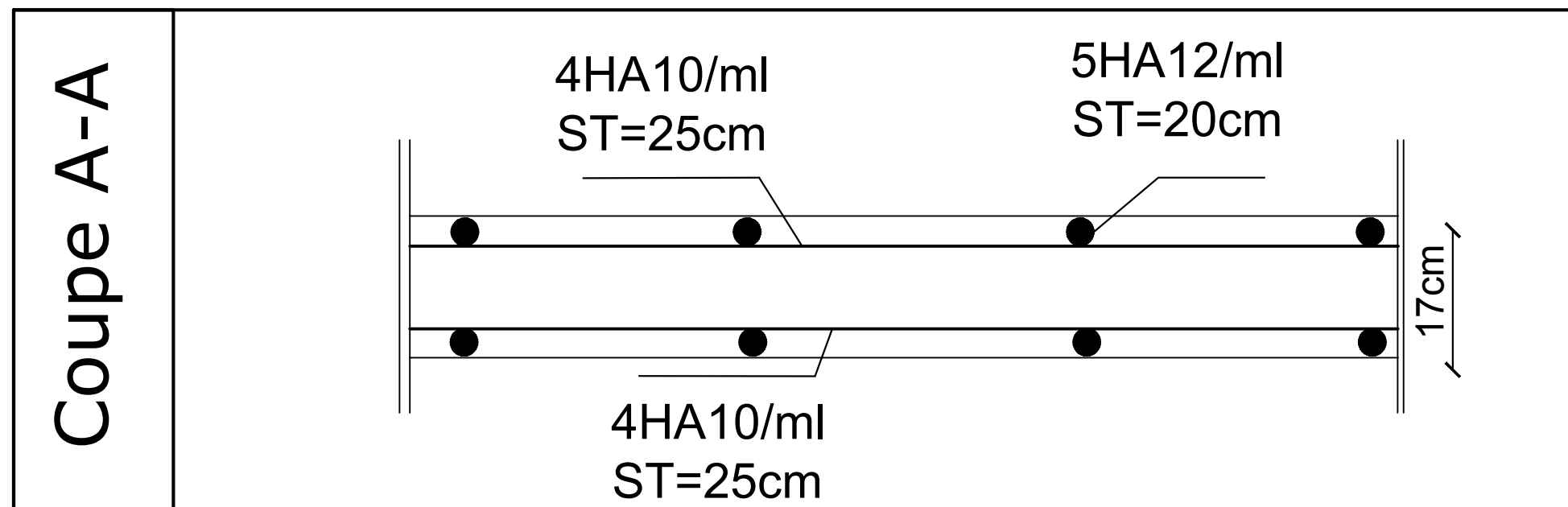
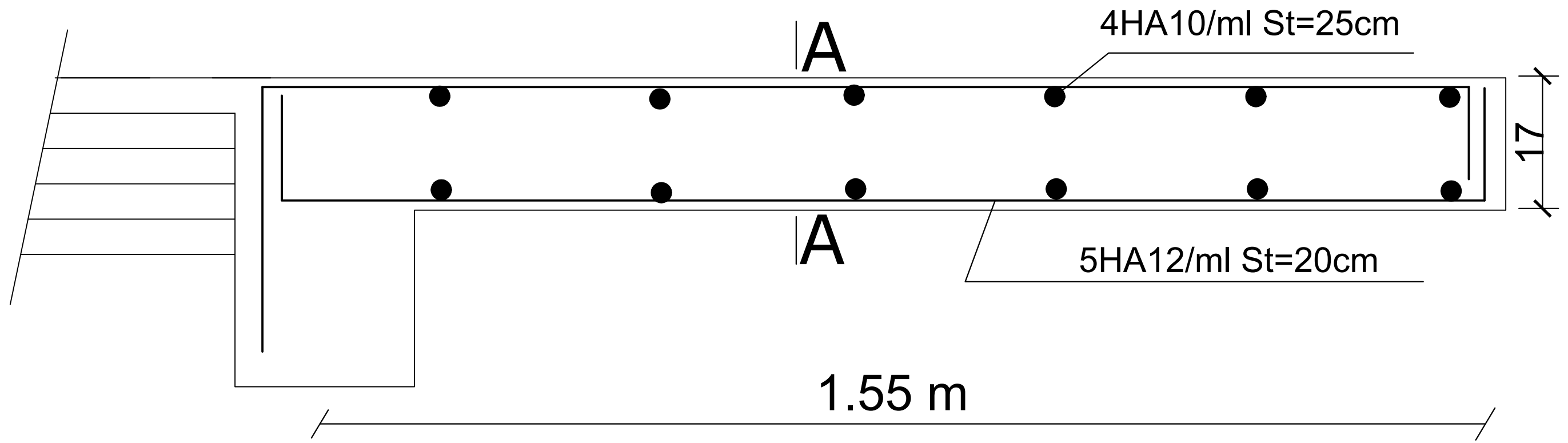
***Ferrailage du plancher
Sous-sol***

<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<u><i>Etudié par :</i></u> <i>M^{elle} MOUDER DJAMILA</i>	<u><i>Titre :</i></u> <i>Ferrailage du plancher</i>	<u><i>Echelle°:1/25</i></u>
<u><i>Dirigé par :</i></u> <i>M^{elle} BAIDI</i>		<u><i>Plan N°: 7</i></u>
		<u><i>Promotion:</i></u> <i>2020</i>



***Ferraillage du plancher
Etages courants***

<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> <i>M^{elle} MOUDER DJAMILA</i>	<i>Titre :</i> <i>Ferraillage du plancher</i>	<i>Echelle°:1/25</i>
<i>Dirigé par :</i> <i>M^{elle} BAIDI</i>		<i>Plan N°:8</i>
		<i>Promotion:</i> <i>2020</i>



Ferrailage du balcon

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{elle} MOUDER DJAMILA

Dirigé par :

M^{elle} BAIDI

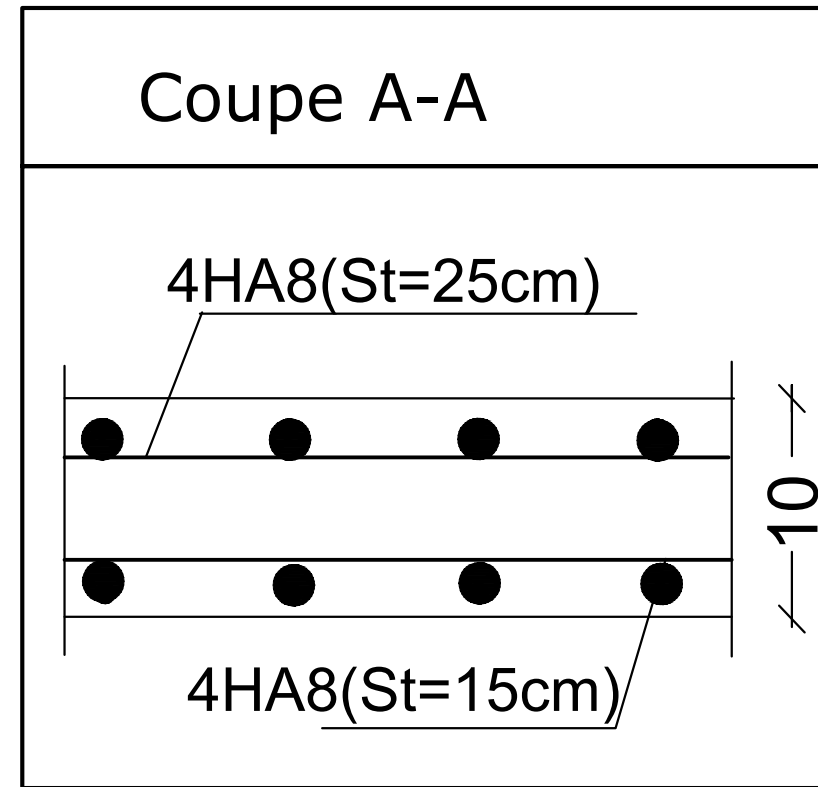
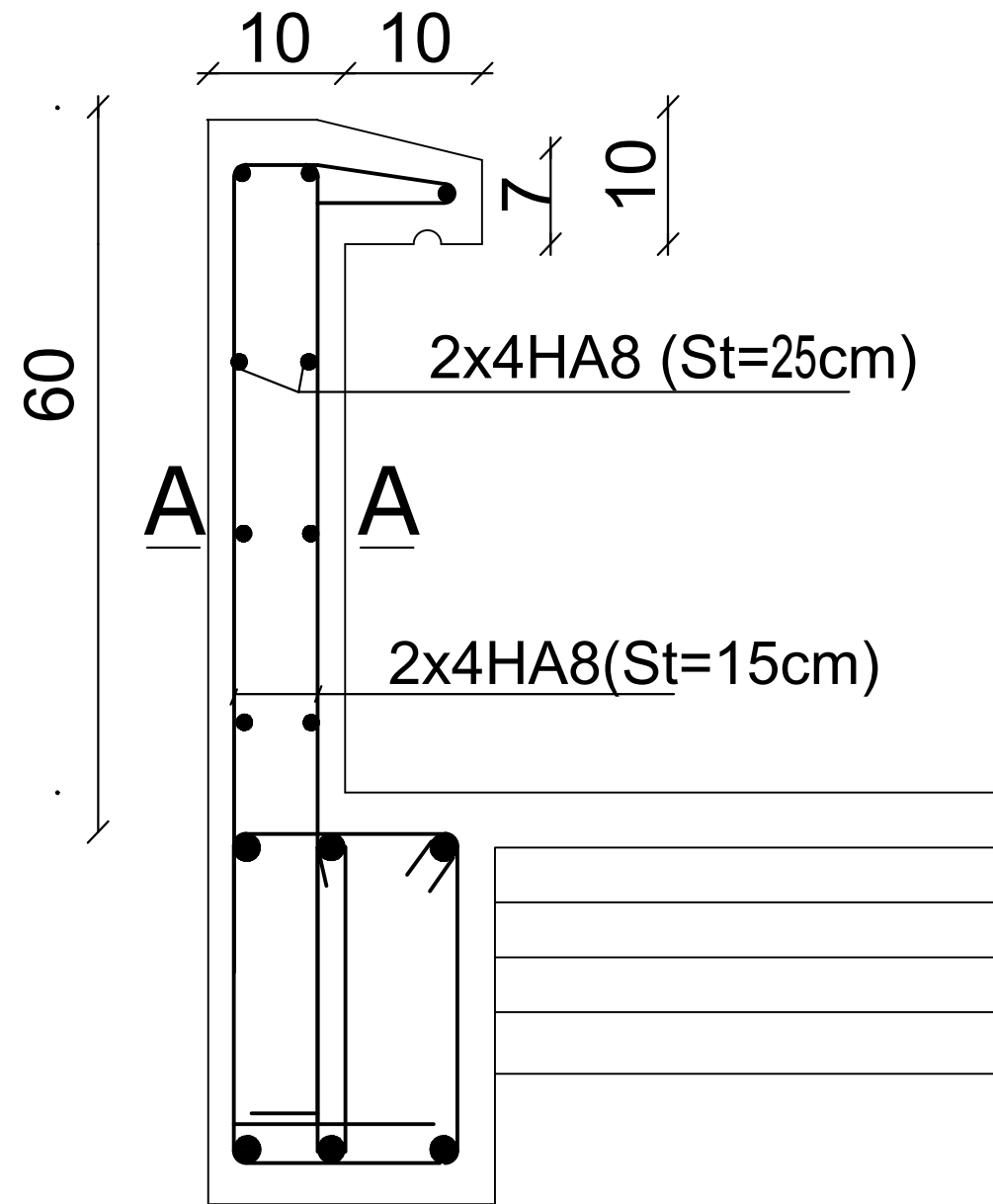
Titre :

Ferrailage du balcon

Echelle°:1/25

Plan N°:9

***Promotion:
2020***



Ferrailage de l'acrotère

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{elle} MOUDER DJAMILA

Dirigé par :

M^{elle} BAIDI

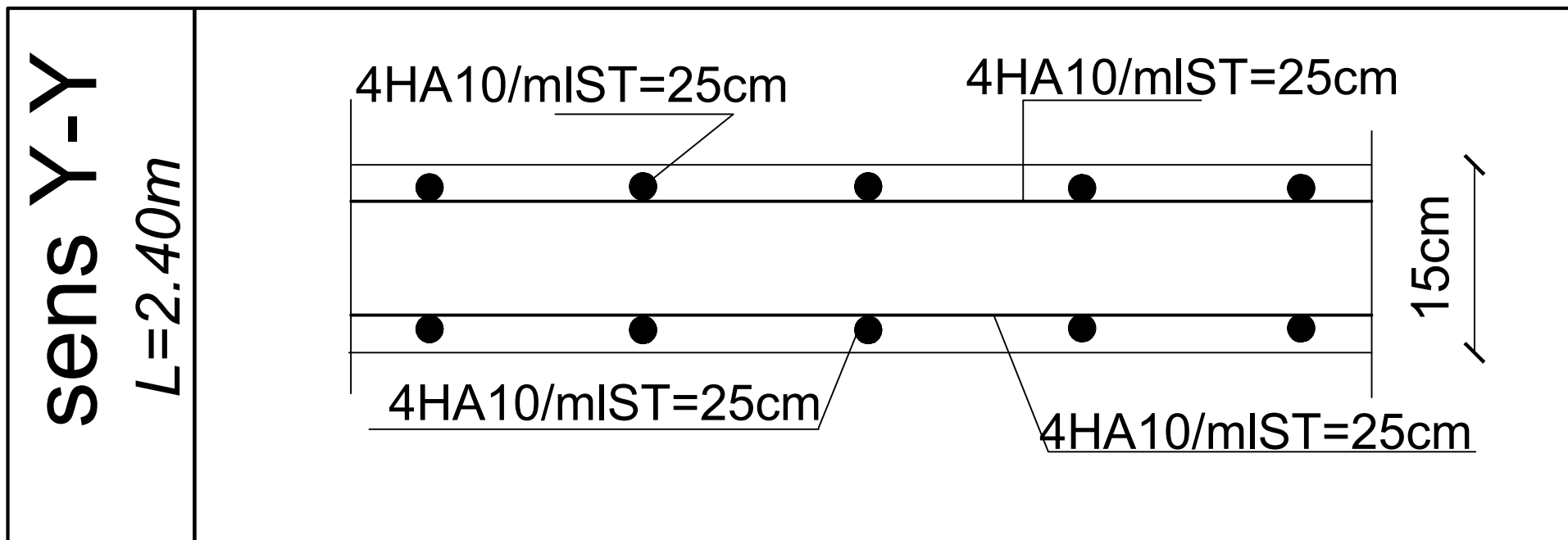
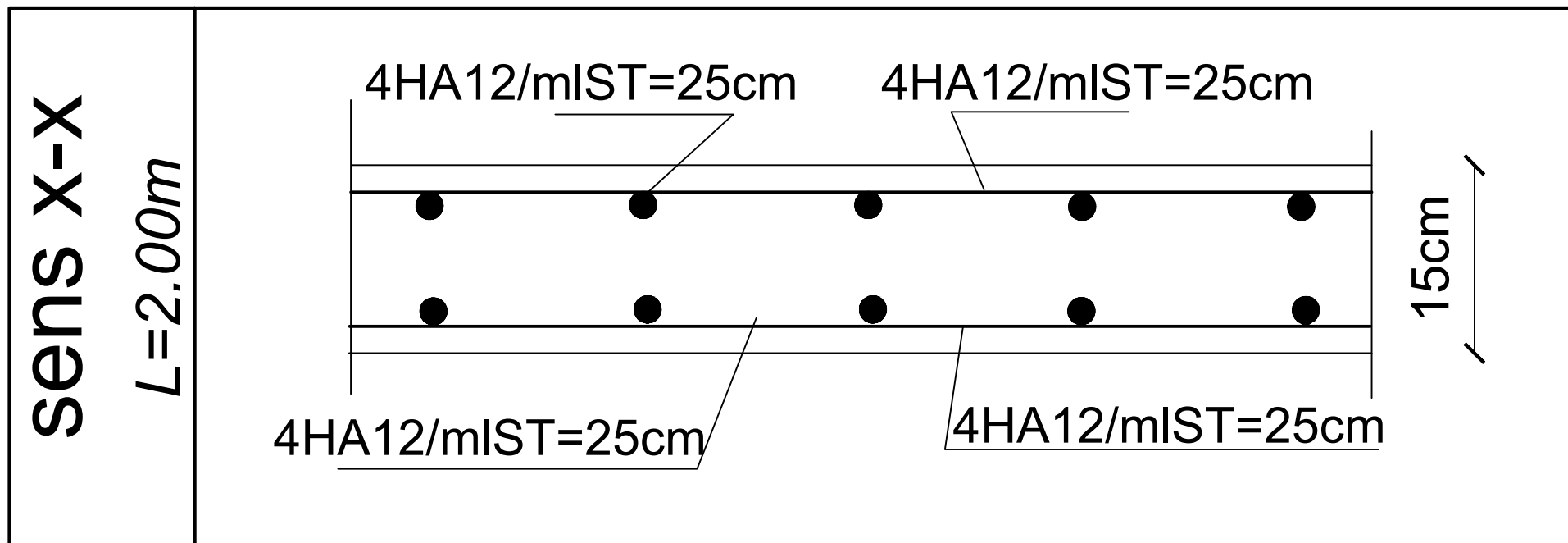
Titre :

Ferrailage de l'acrotère

Echelle°:1/25

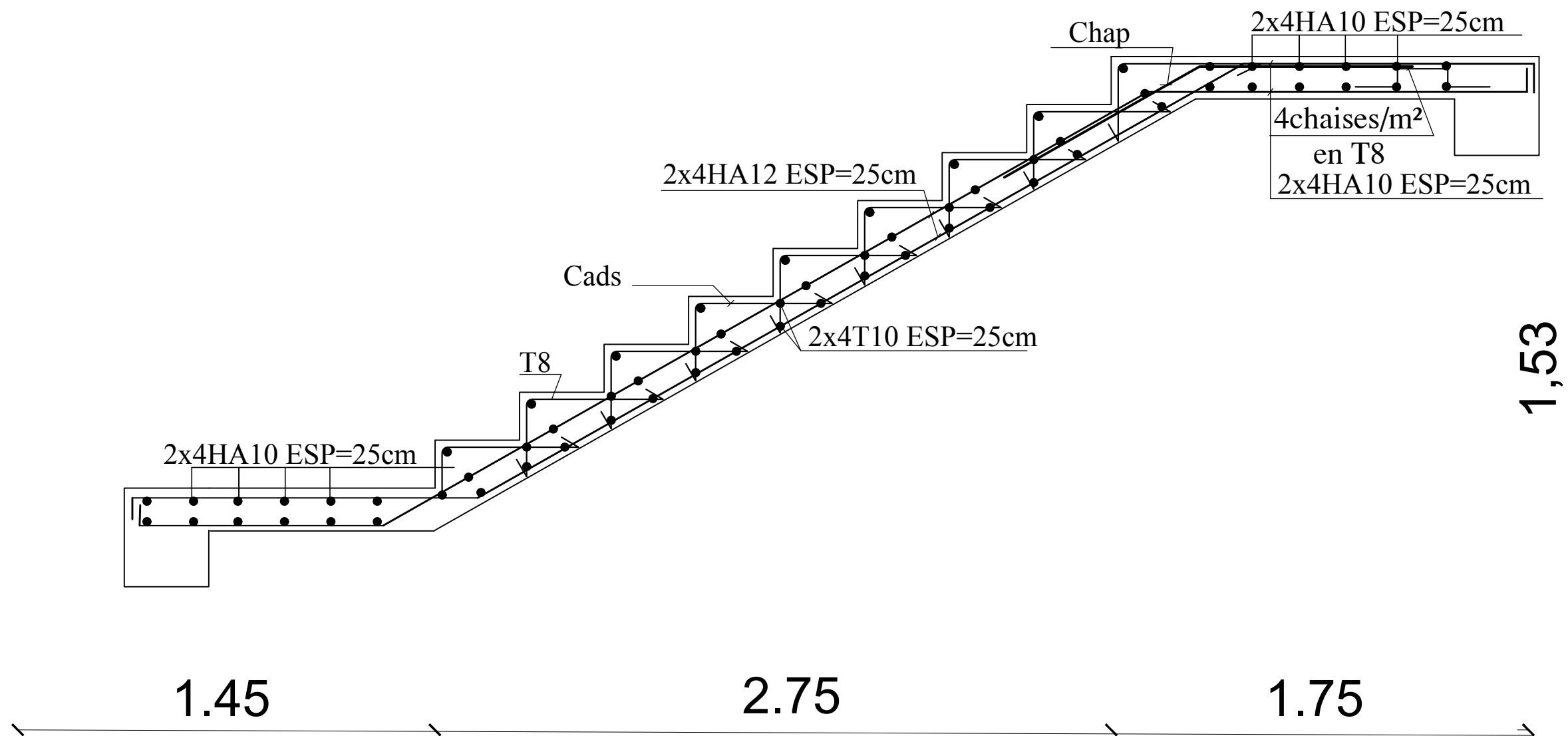
Plan N°:10

***Promotion:
2020***



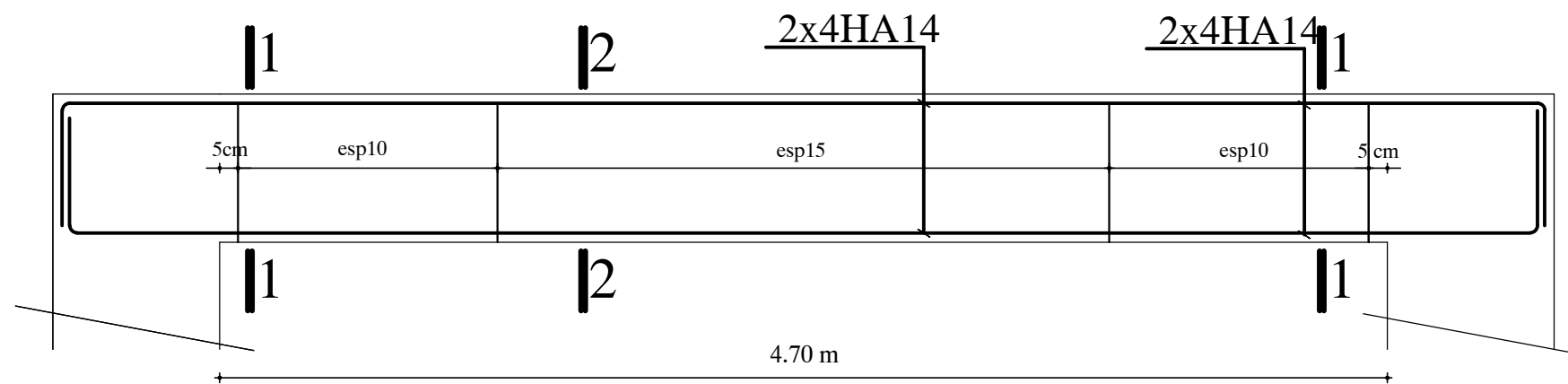
***Ferrailage de la dalle
salle machine***

<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> <i>M^{elle} MOUDER DJAMILA</i>	<i>Titre :</i> <i>Ferrailage de la dalle salle machine</i>	<i>Echelle°:1/25</i>
<i>Dirigé par :</i> <i>M^{elle} BAIDI</i>		<i>Plan N°:11</i>
		<i>Promotion:</i> <i>2020</i>

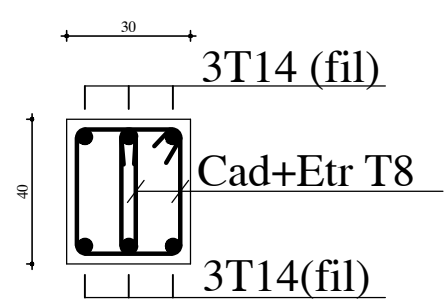


Ferrailage de l'escalier

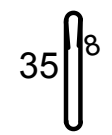
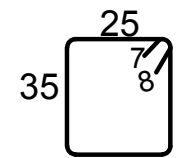
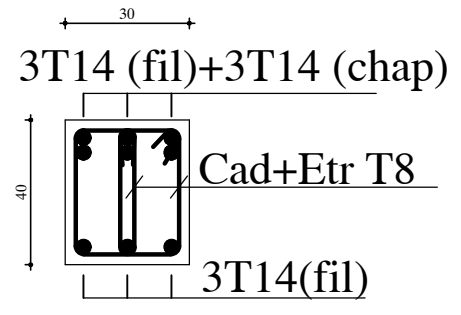
<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> <i>M^{elle} MOUDER DJAMILA</i>	<i>Titre :</i> <i>Ferrailage de l'escalier</i>	<i>Echelle°:1/25</i>
<i>Dirigé par :</i> <i>M^{elle} BAIDI</i>		<i>Plan N°:12</i>
		<i>Promotion:</i> <i>2020</i>



coupe 1-1

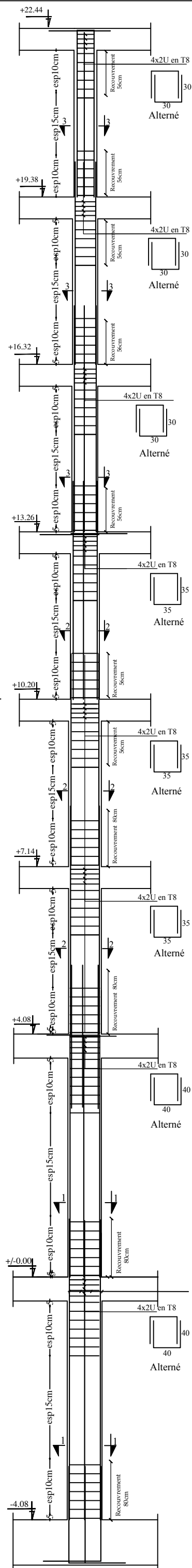


coupe 2-2



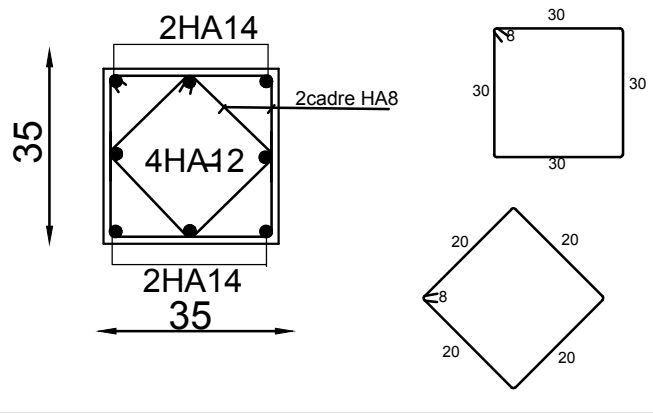
Ferrailage de la poutre palière

<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> <i>M^{elle} MOUDER DJAMILA</i>	<i>Titre :</i> <i>Ferrailage de la poutre palière</i>	<i>Echelle°:1/25</i>
<i>Dirigé par :</i> <i>M^{elle} BAIDI</i>		<i>Plan N°:13</i>
		<i>Promotion:</i> <i>2020</i>



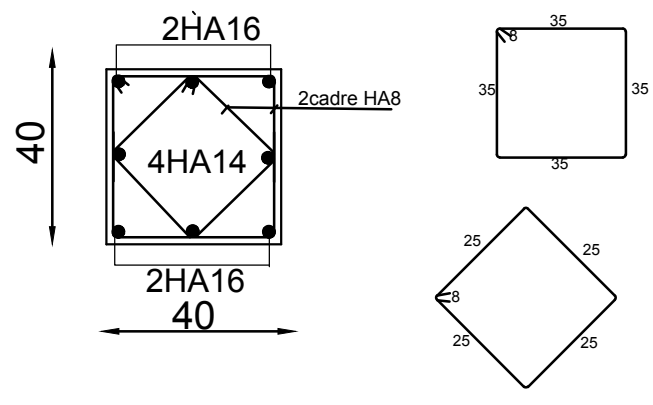
Coupe 3-3

ZONE(III)
Poteau (35x35)



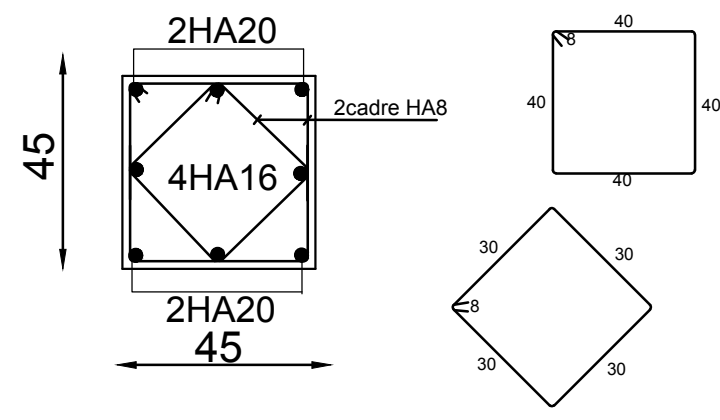
Coupe 2-2

ZONE(II)
Poteau (40x40)



Coupe 1-1

ZONE(I)
Poteau (45x45)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
M^{elle} MOUDER DJAMILA

Titre :
Ferrailage des poteaux

Echelle°: 1/50

Plan N°: 14

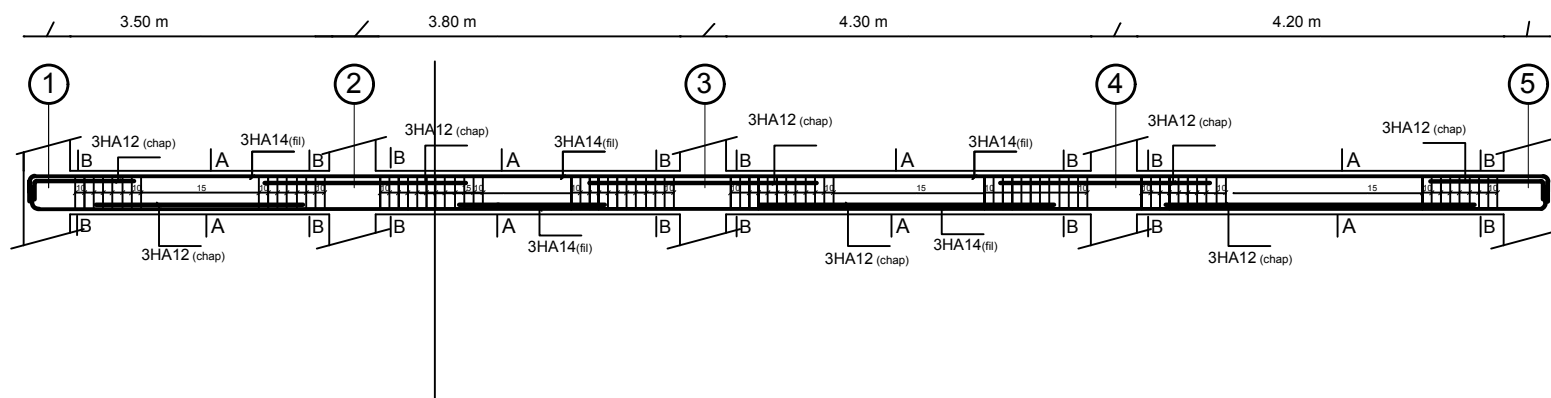
Dirigé par :
M^{elle} BAIDI

Promotion:
2020

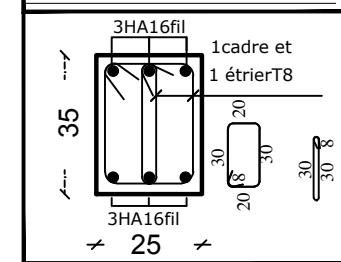
Ferrailage des poutres principales (30x40) cm²



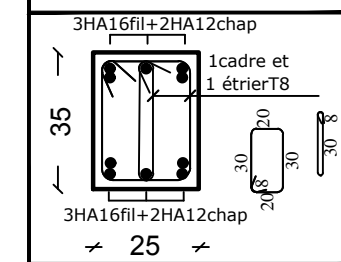
Ferrailage des poutres secondaires (30x35) cm²



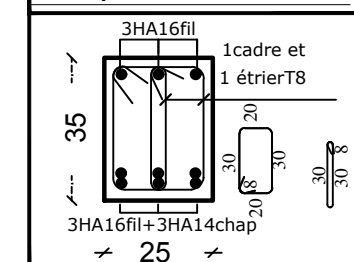
Coupe A-A/Travée



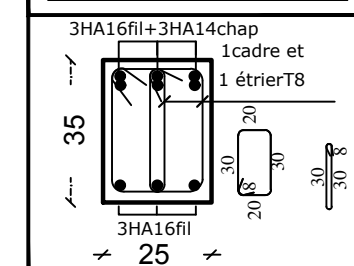
Coupe B-B/Appui



Coupe A-A/Travée



Coupe B-B/Appui



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{elle} MOUDER DJAMILA

Dirigé par :

M^{elle} BAIDI

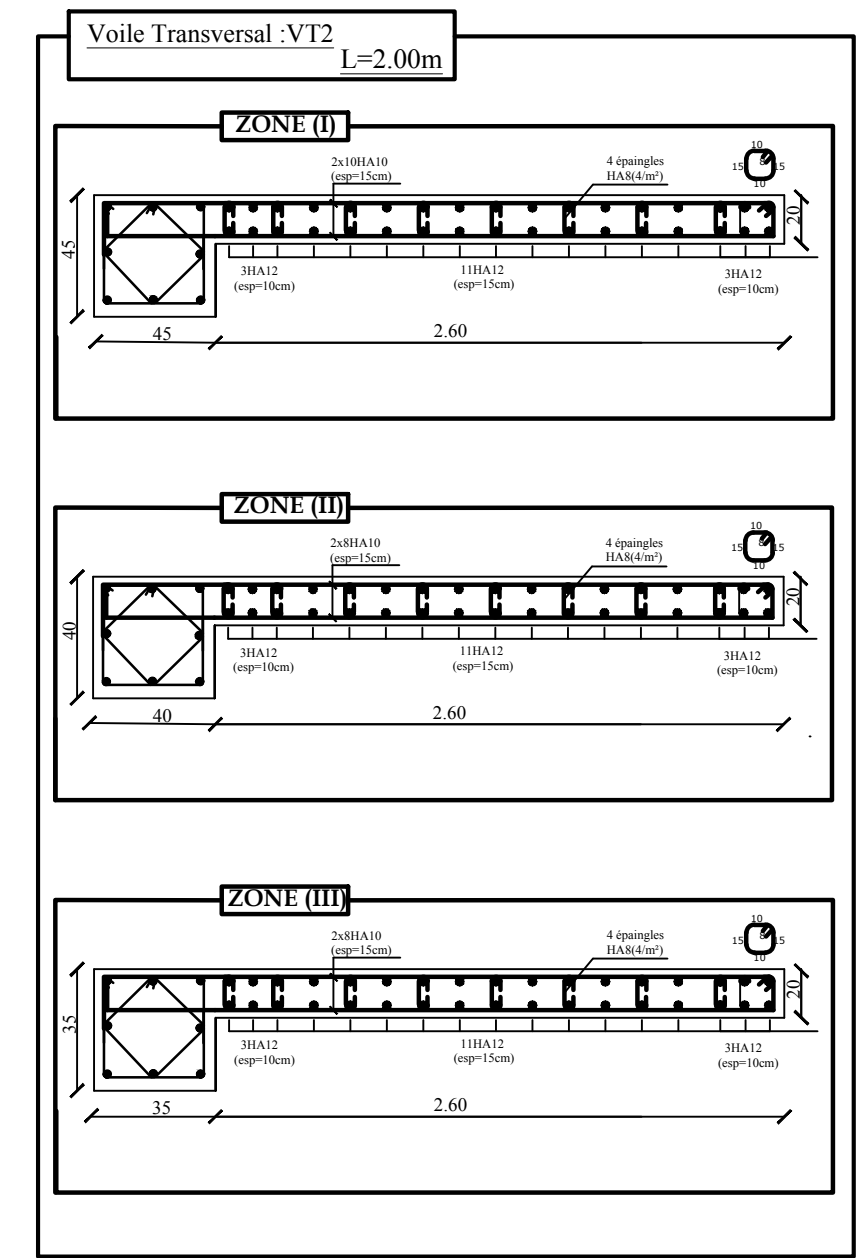
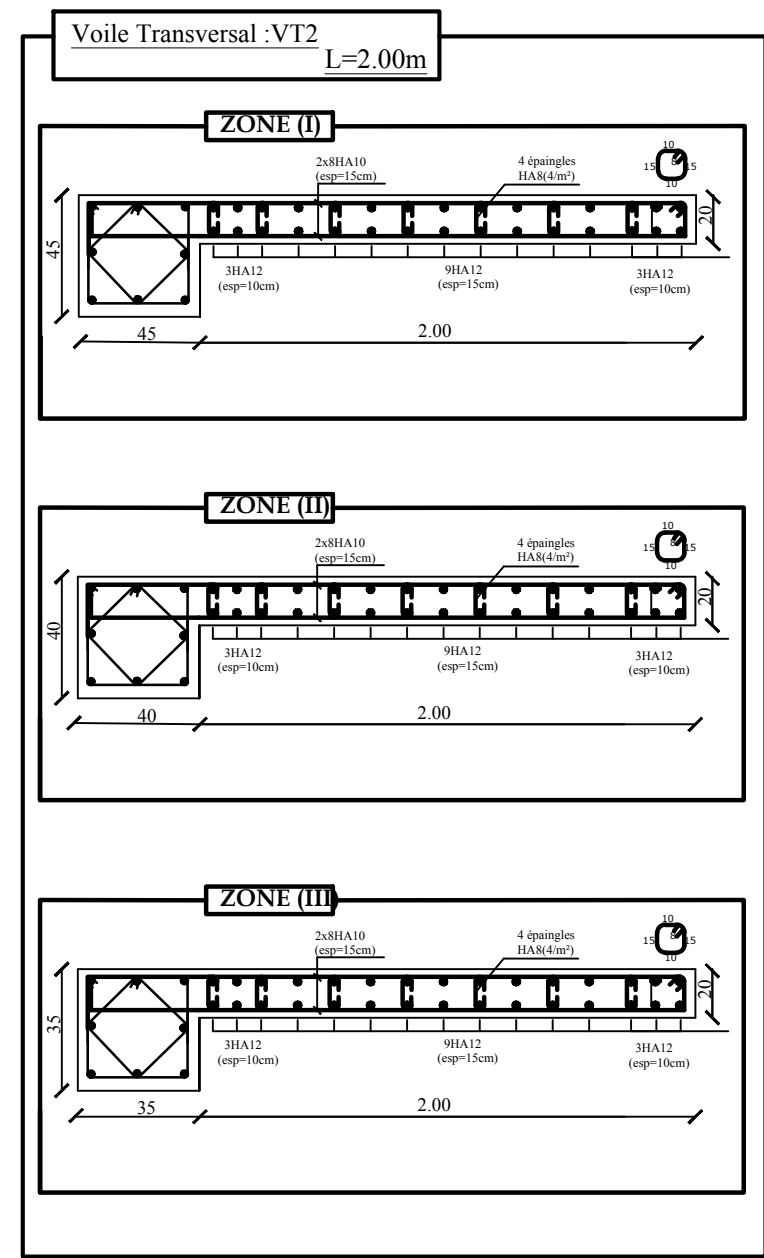
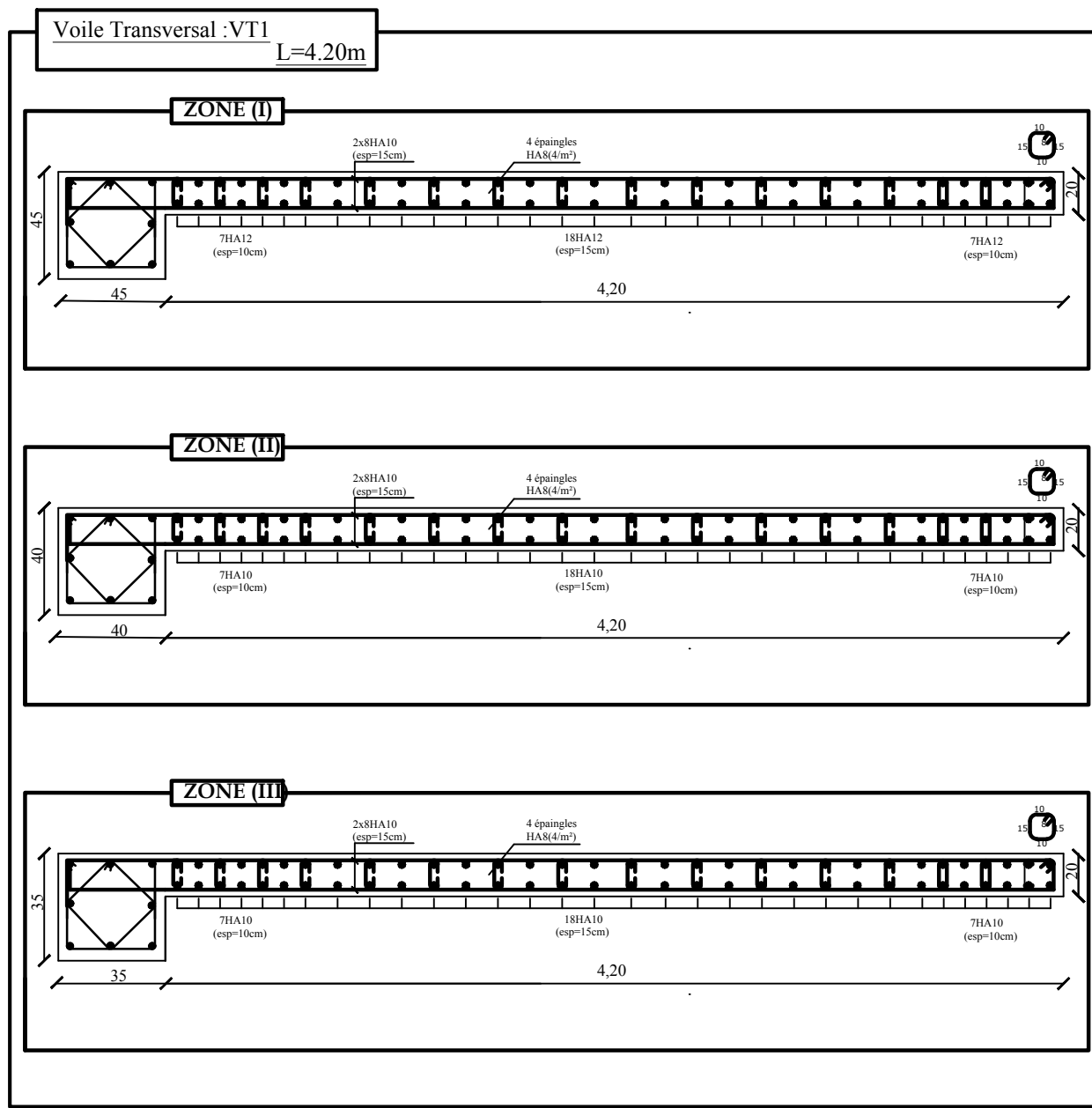
Titre :

Ferrailage des poutres

Echelle^o: 1/50

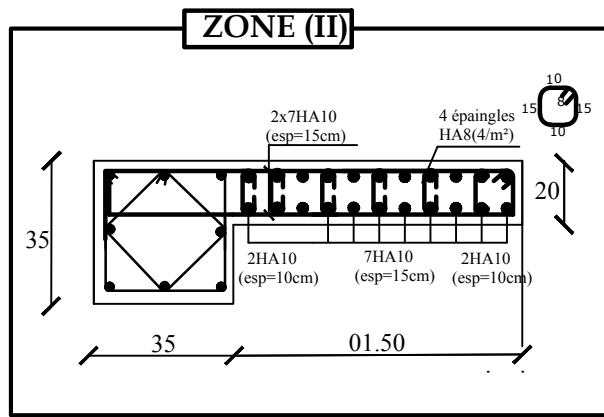
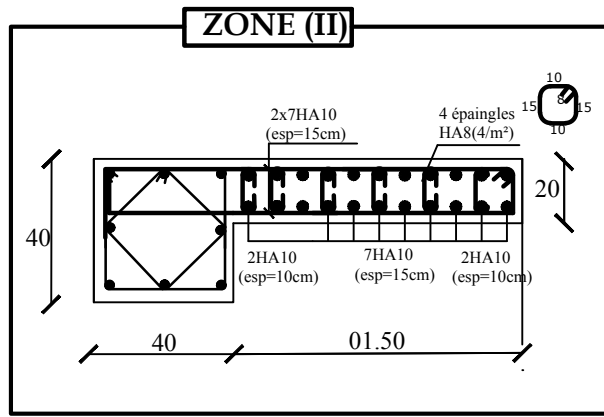
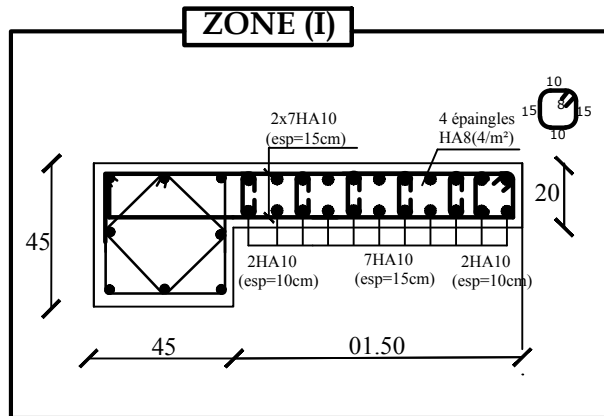
Plan N^o: 15

Promotion:
2020

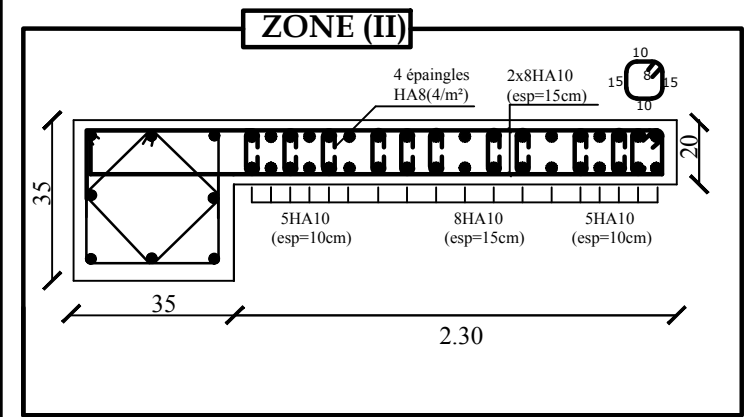
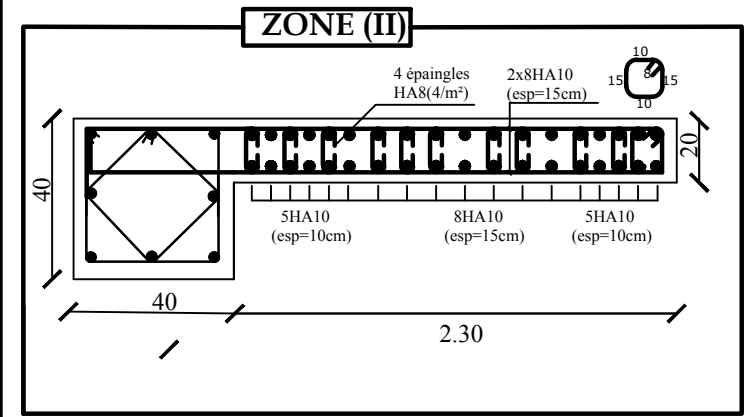
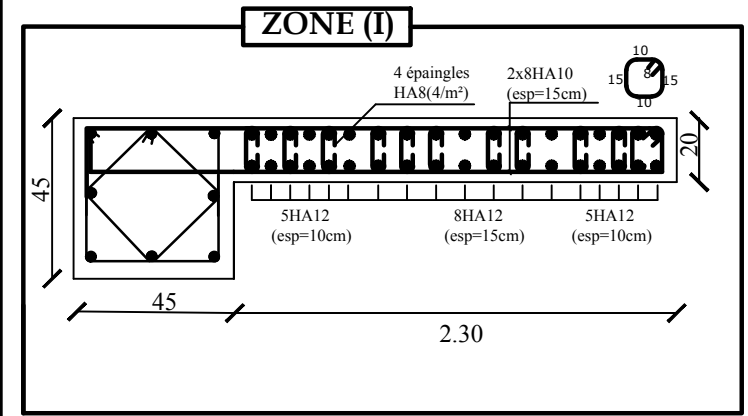


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<i>Etudié par :</i> M ^{lle} MOUDER DJAMILA	<i>Titre :</i> Ferrailage des voiles transversaux	<i>Echelle°:</i> 1/50
<i>Dirigé par :</i> M ^{lle} BAIDI		<i>Plan N°:</i> 17
		<i>Promotion:</i> 2020

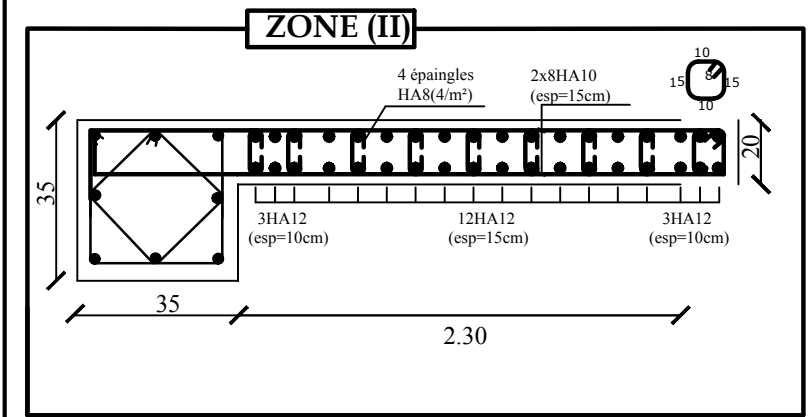
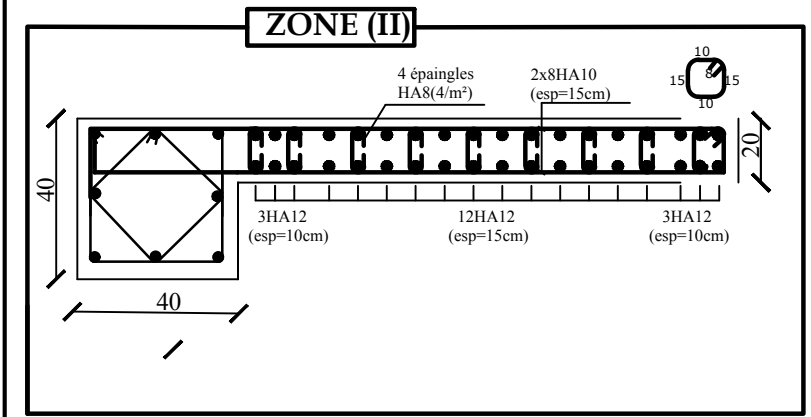
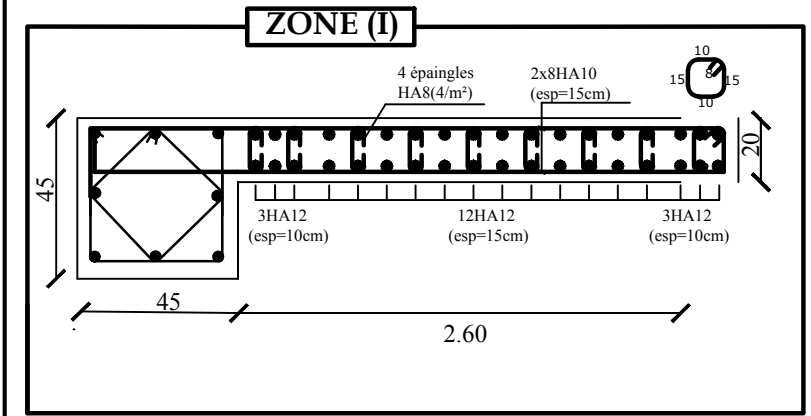
Voile Longitudinal: VL1
L=1.50m



Voile Longitudinal : VL2
L= 2.30m



Voile Longitudinal : VL3
L= 2.60m



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

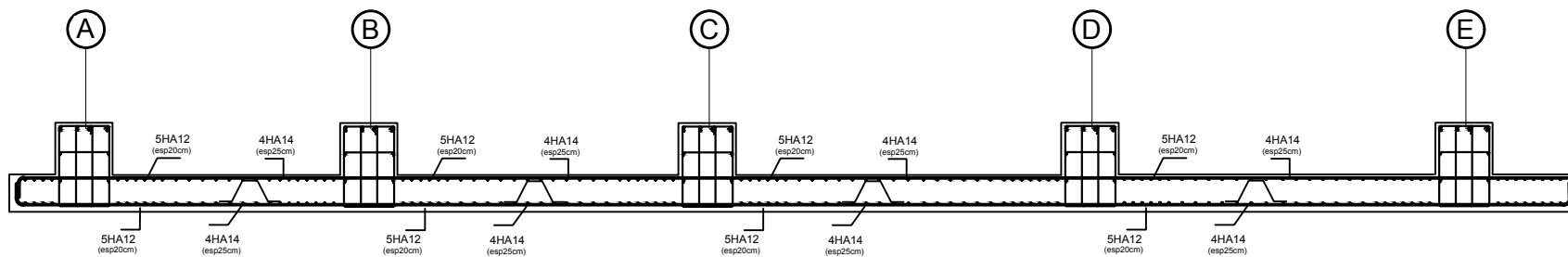
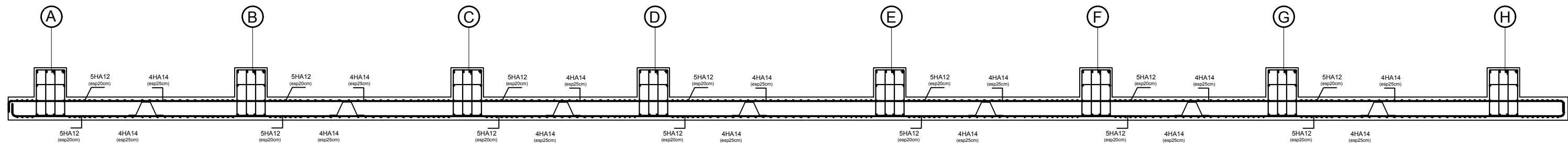
Etudié par :
M^{elle} MOUDER DJAMILA

Dirigé par :
M^{elle} BAIDI

Titre :
**Ferraillage des voiles
longitudinaux**

Echelle°: 1/50
Plan N°: 16
Promotion:
2020

- Ferrailage du radier



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{lle} MOUDER DJAMILA

Titre :

Ferrailage du radier

Echelle°: 1/50

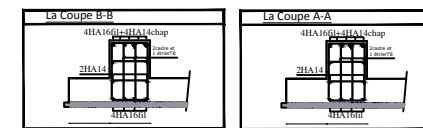
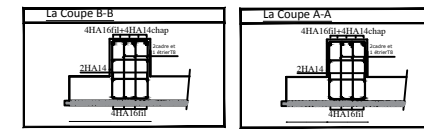
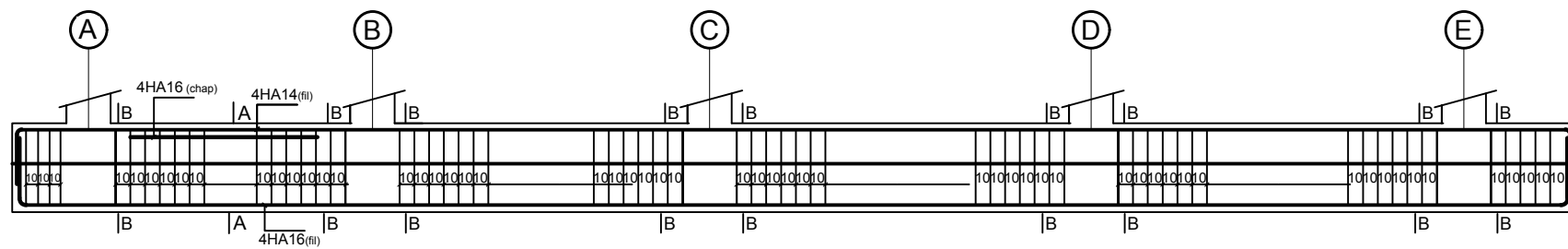
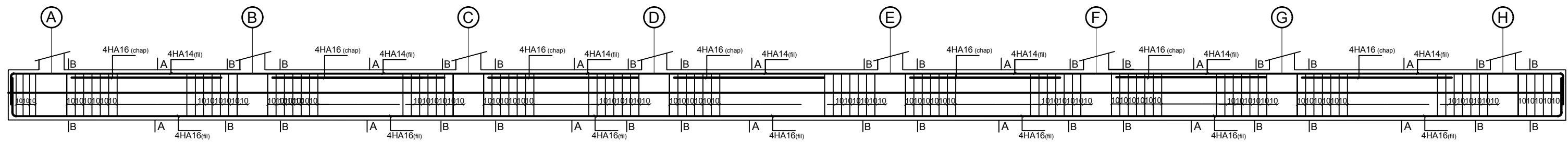
Dirigé par :

M^{lle} BAIDI

Promotion:

2020

- Ferrailage des nervures



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

M^{lle} MOUDER DJAMILA

Titre :

Ferrailage des nervures

Echelle°: 1/50

Dirigé par :

M^{lle} BAIDI

Promotion:

2020