

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master 2 en génie civil.

OPTION: Constructions civiles et industrielles

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8 étages+ sous-sols) à usage
d'habitation et commercial contreventé par voiles
porteurs avec l'application de Logiciel ETABS(9.7.0)*

Dirigé par : Mme LARABI .S

Etudié par: M^r AISSOU Abdelfateh

M^r ALMANSBA Karim

Promotion : 2018/2019

Remerciement

Nous tenons à remercier ALLAH, le tout puissant, pour nous avoir accordé la santé, le courage, la patience et la volonté jusqu'à l'aboutissement de nos études, et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

*A notre chère promotrice **Mme LARABI SONIA** pour sa disponibilité permanente, ses orientations, son savoir, son soutien et son guide durant toute la période de la réalisation de notre travail.*

*Nous adressons également nos plus vifs remerciement à l'équipe enseignante du département génie de la construction et spécialement **Mr MANSOURI** pour toutes les connaissances transmises au cours de notre formation théorique et que nous pouvons, au traves de stage, mettre à profit et conforter à la réalité de l'environnement professionnel.*

*A notre architecte **M^{LLE} HATTAB IMANE** pour son aide, ses orientations et nombreuses interventions qui ont permis l'aboutissement de ce travail.*

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

A tous ceux qui ont aidés de près ou de loin dans la réalisation de ce projet de fin d'étude.

Merci à tous



Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que

Je dédie ce modeste travail à :

A l'âme de la chère maman de notre promotrice.

A l'âme de mon oncle FERHAT

*A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé
de m'encouragé et de prier pour moi.*

*A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon
bien être.*

A mes très chers frères MEZIANE et BOUALEM

A ma chère sœur SAMIA

A tous mes amis et mes collègues spécialement (AMAR , REZKI,SLIMANE ET SALAH).

A mon très chère binôme KARIM

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

Fateh



Dédicaces

C'est avec les sentiments les plus profonds de mon cœur que

Je dédie ce modeste travail à :

A l'âme de la chère maman de notre promotrice.

*A ma très chère mère, ma source de tendresse et l'exemple de dévouement qui n'a pas cessé
de m'encouragé et de prier pour moi.*

*A mon père, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon
bien être.*

A mes très chers frères YAZID et AMINE

*A tous mes amis et mes collègues spécialement (AMAR , REZKI, YOUNES ,NACER ,AHMED,
FARID,BOUALEM , AYOUB et LYES).*

A mon très chère binôme FATEH

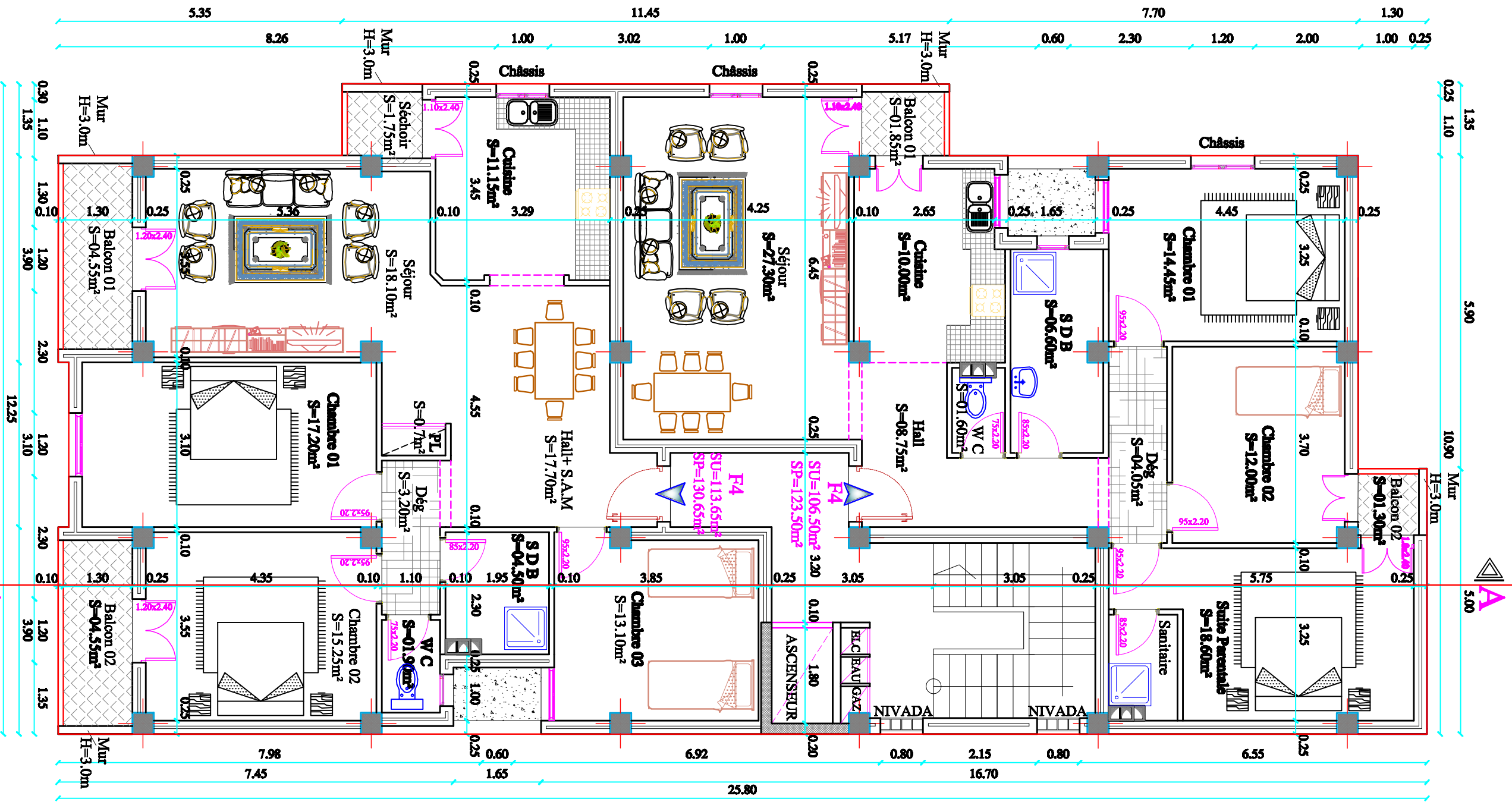
A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans la réussite de ce projet

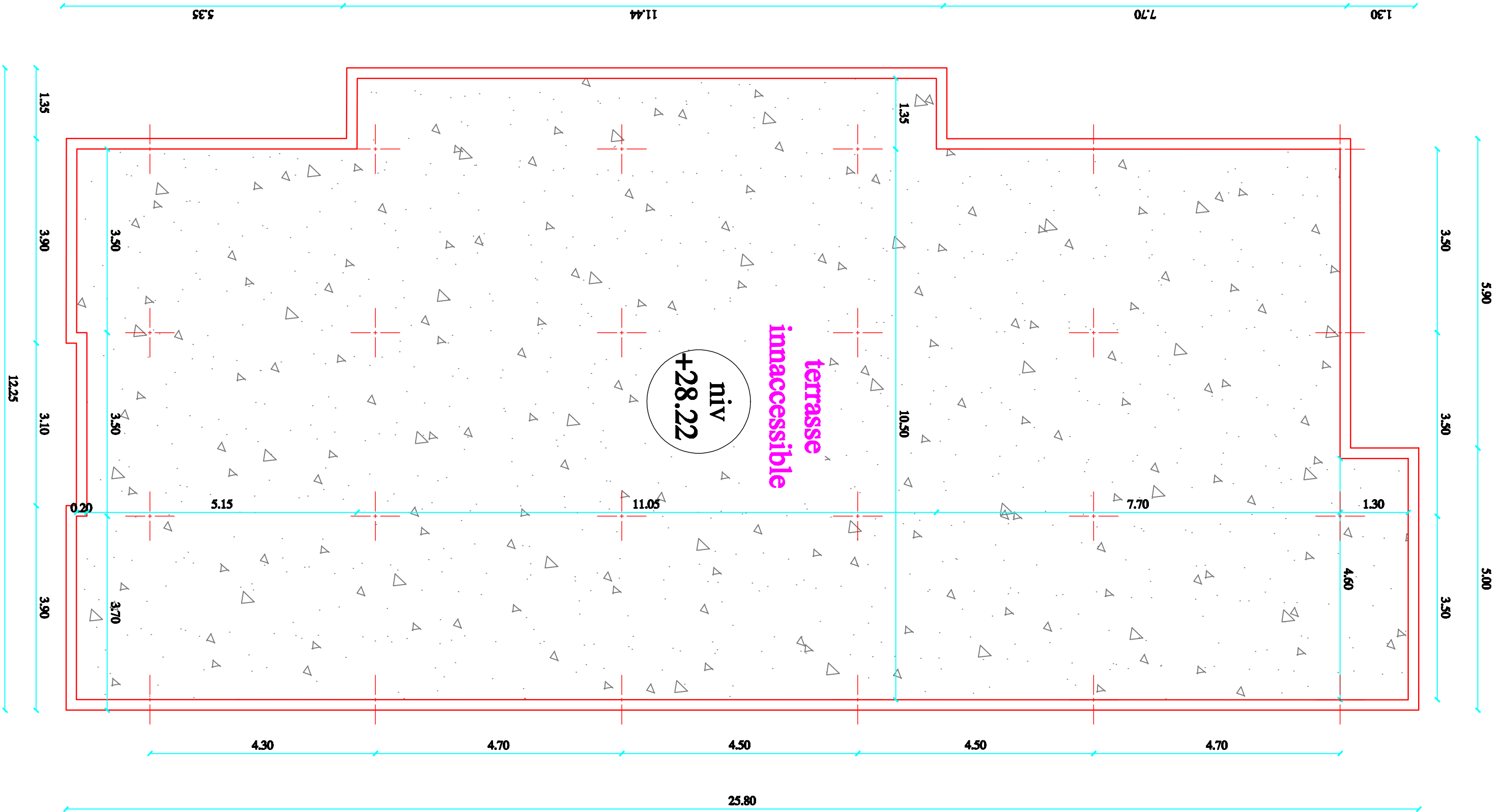
KARIM

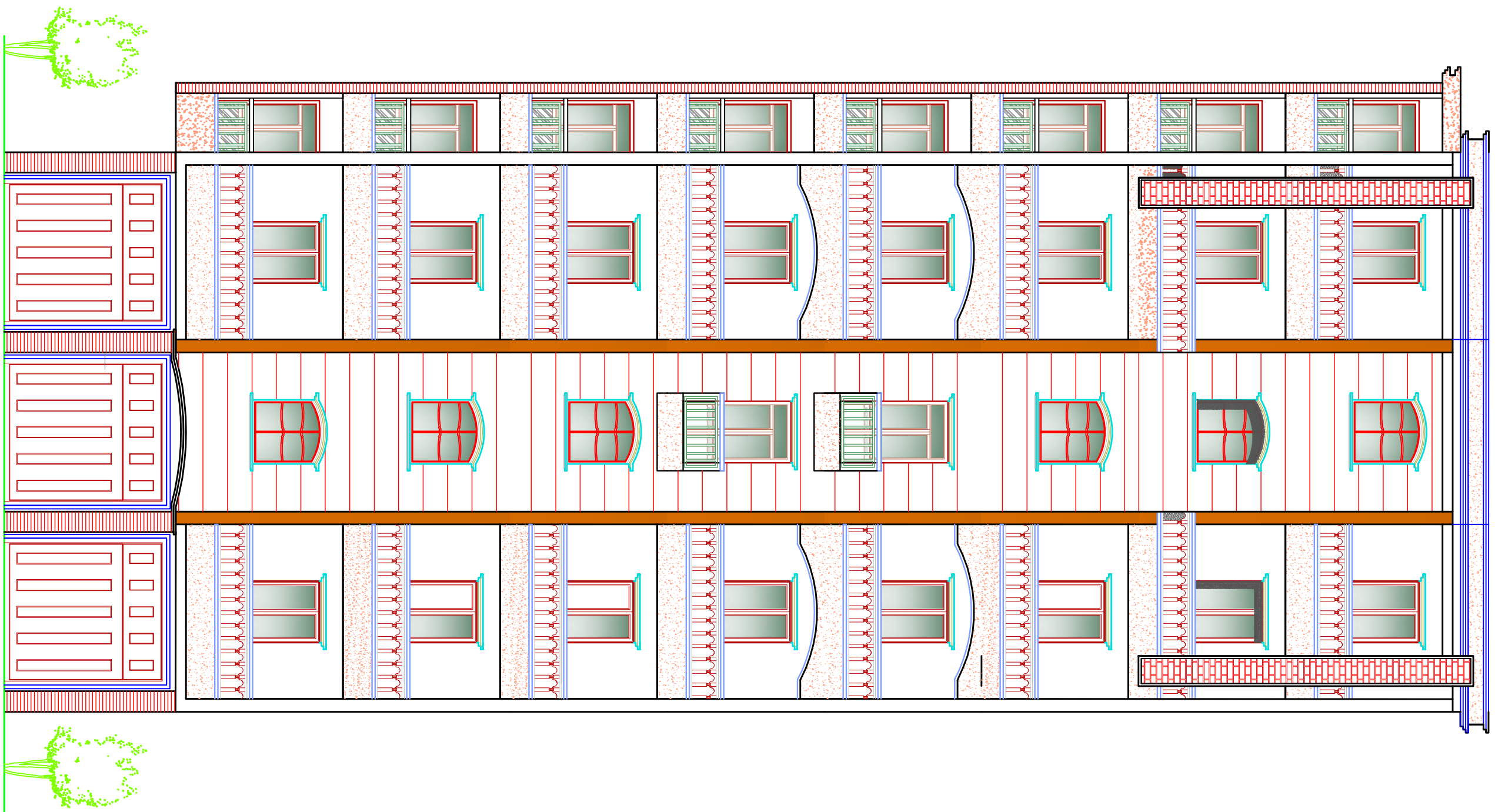


COUPE -AA- Ech 1/50

PLAN DU DÉTAGE COURANT







Façade Principale

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	page
Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA.....	13
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments	
Tableau II.2 : charge permanente de plancher terrasse.....	16
Tableau II.3 : charge permanente de plancher étage courant.....	17
Tableau II.5 : Surcharge d'exploitation	17
Tableau II.4 : charge permanente de mur extérieur.....	17
Tableau II.6 : coefficient des dégression des charges.....	19
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif de la descente de charge	21
Tableau II.8 : Vérification des sections selon RPA.....	21
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Tableau III.2.1 rapport des charges	39
Tableau-III-2.2 les efforts tranchants.....	46
Tableau-III-5.1 Poids des revêtements.....	70
Tableau-III-5.2 Poids du palier	71
Tableau-III-5.3 Poids de la volée	71
Chapitre IV : Modelisation et vérification des exigences du RPA	
Tab IV.1- Participation modale.....	119
Tableau IV.4- Effort tranchant et moments à la base de la structure.....	124
Tableau IV.5- effort tranchant et les moments à la base de la structure.....	124
Tab IV.6-Vérification de l'excentricité sens X-X	125
Tab IV.7-Vérification de l'excentricité sens Y-Y.....	126
Tab IV.8-Déplacements relatifs dans le Sens X-X.....	128
Tab IV.9-Déplacements relatifs dans le Sens Y-Y.....	128
Tab IV.10-justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens.....	129
Chapitre V : Ferrailage des poteaux	
Tableau V -1-1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	131
Tableau V.2: extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux.....	136
Tableau V.3 : extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux.....	137
Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal	140

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux dans le sens transversal.	140
Tableau V.6 : Détermination des armatures transversales.....	141
Tableau V.7 : Délimitation des zones nodales.....	142
Tableau V.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.	143
Tableau V.9 : Vérification de la condition de non fragilité.....	144
Tableau.V.10-verification de ferrailage a l'ELS.....	147
Tableau V.11 : Ferrailage des poteaux.....	148

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

Tableau VI-1 sollicitations dans les poutres principales solidaires des voiles	151
Tableau VI-2 sollicitations dans les poutres principales loins des voiles	151
Tableau VI-3 sollicitations dans les poutres secondaires solidaires des voiles	151
Tableau VI-4 sollicitations dans les poutres secondaires loins des voiles.....	15
Tableau VI-5 : caractéristique des situations des calculs	153
Tableau VI-6: ferrailage des poutres principales solidaires des voiles.....	155
Tableau VI-7: ferrailage des poutres principales loins des voiles	155
Tableau VI-8: ferrailage des poutres secondaires solidaires des voiles.....	156
Tableau VI-9: ferrailage des poutres secondaires loins des voiles	156
Tableau VI-10: Vérification des poutres solidaires des voiles à l'ELS.....	161
Tableau VI-10: Vérification des poutres loins des voiles à l'ELS	161
Tableau V-11: Récapitulatif de ferrailage des poutres solidaires des voiles	163
Tableau V-12 : Récapitulatif de ferrailage des poutres loins des voiles	163
Tableau V-13 : Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux	163
Tableau V-14 : ferrailage de la poutre de chaînage	163
Tableau VI-15: Vérification de la poutre de chaînage à l'ELS	166
Tableau V-16 : Récapitulatif de ferrailage des poutres de chaînage.....	167

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Tableau VII-1 : Ferrailage des voiles VL1.....	178
Tableau VII-2 : Ferrailage des voiles VL2.....	180
Tableau VII-3: ferrailage des voiles VT1.....	181
Tableau VII-4: ferrailage des voiles VT1.....	183

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.....	186
Tableau VIII-2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous voile dans les deux.....	187
Tableau VIII-3 : vérification de la contrainte.....	194
Tableau VIII-4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.....	199
Tableau VIII-5 : Vérification des contraintes dans le béton.....	200

Tableau VIII-8 : tableau des efforts tranchants.....	207
Tableau VIII-7 : Moment fléchissant en travée.....	207
Tableau VIII-6 : Moment fléchissant sur appuis.....	207
Tableau VIII-9 : Moment fléchissant sur appuis.....	207
Tableau VIII-10 : Moment fléchissant en travée.....	207
Tableau VIII-11 : tableau des efforts tranchants.....	208
Tableau VIII-12 : Ferrailage des nervures aux appuis dans le sens x-x.....	208
Tableau VIII-13 : Ferrailage des nervures en travée dans le sens x-x.....	208
Tableau VIII-14 : Ferrailage des nervures aux appuis dans le sens y-y.....	209
Tableau VIII-15 : Ferrailage des nervures en travée dans le sens y-y.....	209
Tableau VIII-16 : Vérification à l'ELS.....	211
Chapitre IX : Etude du mur plaque	
Tableau IX.3.1: Ferrailage du mur plaque.....	217
Tableau IX.3.2 : Vérification des contraintes a l'ELS.....	220

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	page
Fig.I.1 Plancher en béton armé	2
Fig.I.2 : Diagramme des contraintes déformations du béton	6
Fig I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).....	7
Fig-I-4 : Diagramme contrainte déformation	9
Fig-I-5 : Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers.....	10
FigII-1 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	12
Figure II.2 : Coupes de voiles en plan.....	14
FigII-3 : Surface d'influence.....	15
FigII-4 : Coupe verticale du plancher terrasse.....	15
FigII-5 : Coupe verticale du plancher courant.....	16
FigII-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur	17
Fig III.1.1 coupe transversal de l'acrotère	23
Fig III.1.2 Schéma statique.....	23
Fig III.1.3 Diagramme des efforts internes	24
Fig III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	25

Fig III.1.5 Ferrailage de l'acrotère	30
Fig-III-2.1 Treillis soudé.....	32
Fig-III-2.2 ; Schéma statique de la poutrelle.....	33
Fig- III-2.3 Schéma statique de la poutrelle (hyperstatique)	34
Fig III.2.4 Dimension de la section en Té	35
Fig-III-2.5 : schéma statique de la méthode forfaitaire.....	38
FigIII.2.6: diagramme des moments fléchissant à l'ELU	41
FigIII 2.7 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	42
FigIII 2.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	47
Fig -III-2.10 ferrailage des poutrelles	51
Figure III.3.1 : Coupe transversale d'un balcon	52
Fig III-3.2 Schéma statique du balcon	53
FigIII-3.3 Diagramme de moment à l'ELU	54
Fig-III-3.4 Diagramme de moment à l'ELS	55
Fig III-3-5 : ferrailage de la console	60
Fig. III.4.1 Diffusion de la charge dans le feuillet	61
Fig.III.4.2. schéma de ferrailage	67
Fig III-5.1 : schéma statique de l'escalier	68
Fig III-5-2 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU	74
Fig III-3 Diagramme des moments à l'ELU	74
Fig III-4 Diagramme des moments réduit à l'ELU	76
Fig III-2 : diagramme des efforts tranchants l' ELS.....	83
Fig III-5 Diagramme des moments à l'ELS	83
Fig III-5 Diagramme des moments réduits à l'ELS	83
Fig III.6.1 schéma statique de la poutre brisée	87
Fig III.6.2 Diagramme des efforts interne à l'ELU	91
Fig III.6.3 Diagramme des moments réduit à l'ELU	92
Fig III.6.4Diagramme des efforts interne à l'ELS	96
Fig III.6.5 Diagramme des moments réduit à l'ELS.....	97
Figure. III.7.1.Coupe verticale de la dalle pleine.....	107

FigIV.1-Géométrie de base.....	109
Fig IV.2-Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y	109
Fig IV.3-Introduction des propriétés mécaniques du béton.....	110
Fig IV.4-Dimensionnement des éléments.....	110
Fig IV.5-Dimensionnement de la dalle pleine.....	111
Fig IV.6-Dimensionnement des voiles.....	111
Fig IV.7-définition des charges G et Q.....	112
Fig IV.8-Spectre de réponse.....	112
Fig IV.9-Introduction de spectre réponse.....	113
Fig IV .10-Définition du chargement EX et EY.....	113
Fig IV.11-Introduction des charges.....	114
Fig IV.12-Introduction des combinaisons d'actions.....	114
Fig IV.13-Introduction de la masse source.....	115
Fig IV.14-Définition des diaphragmes.....	115
Fig IV.15-Encastresments des appuis.....	116
Fig IV.16-Introduction de nombre de mode.....	116
Fig IV.17 – Modèle de la structure en 3D.....	117
Fig IV.18 – Modèle de la structure en plan.....	117
Fig IV.18 – Modèle de la structure en plan.....	134
Fig.V.2- Section entièrement comprimée (S.E.C).....	135
Fig.V.3-caractéristique et sollicitation de la section.....	139
Fig.V.4-Affichage des résultats.....	139
Fig. V-5 -Délimitation de la zone nodale.....	142
Fig VI.1- section simplement armée.....	153
Fig VI.2- section simplement armée.....	153

Figure. VI-3 : Diagramme des moments de flexion.....	154
Figure. VI-4 Diagramme des efforts tranchants.....	158
Figure VI-5 : vérification de la flèche sens x-x.....	162
Figure VI-6 : vérification de la flèche sens y-y.....	162
Figure VI-7 : vérification de la flèche sens y-y.....	163
Fig VII-1) Disposition des voiles.....	168
Fig. VII-2): Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	173
Figure VIII.1 : schéma statique de la semelle isolée.....	185
Figure. VIII-2 : Diagramme des contraintes.....	192
Figure. VIII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	194
Figure : VIII.4 Schéma statique de débord.....	201
Figure VIII-5 : Répartition trapézoïdale.....	202
Figure VIII-6 : Présentation du chargement simplifié.....	203
Figure VIII-7: Répartition triangulaire.....	203
Figure VIII-8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.....	205
Figure VIII-9: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.....	205
Figure VIII-10: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.....	205
Figure VIII-11: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.....	206
Figure VIII-12: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.....	206
Figure VIII-13: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.....	206
Figure VIII-14: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.....	206

Figure VIII-15: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y.....	207
Figure IX.1 : Schéma statique du mur plaque.....	214
Fig IX-2: Diagramme des contraintes à l'ELU et a l'ELS.....	215
Figure IX-3 : Schéma statique du ferraillage de mur plaque.....	217

Sommaire

Introduction

Chapitre I : présentation de l'ouvrage1

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments13

Chapitre III : Calcul des éléments

• Acrotère23

• Plancher.....31

• balcon.....52

• salle machine.....61

• escaliers.....68

• poutre palière87

• plancher dalle pleine.....99

Chapitre IV : Modélisation et Vérification des exigence de l'RPA108

Chapitre V : Ferrailage des poteaux131

Chapitre VI : Ferrailage des poutres149

Chapitre VII : Ferrailage des voiles.....168

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.....184

Chapitre IV : Etude du mur plaque213

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+8étages+sous-sols) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte (voiles et portiques) en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers ,empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir...). Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de la terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

Dans notre projet la longueur de la structure dépasse le double de sa largeur, ce qui engendre une différence de rigidité d'un axe à autre ainsi que la présence des ouvertures en trois cotés de la structure sur les plans d'architecture nous mettra en difficulté afin de trouver une disposition optimale des voiles.

Compte tenu de toutes ces exigences de réglementations et respectant les plans d'architectures de la structure, les chapitres suivants montrent les procédures à suivre pour le calcul de chaque éléments de la structure ainsi les solutions adoptés face aux différentes difficultés.

I-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8+un sous sols) à usage d'habitation et commercial à ossature mixte (portiques et voiles en béton armé) Cet ouvrage sera implanté à Tizi-ouzou qui est classée par les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le présent ouvrage appartient au groupe d'usage 2 « Ouvrage d'importance moyenne »

Cette structure est composée :

- D'un (01) sous sols
- D'un (01) RDC à usage commercial.
- De huit (08) étages à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages sera assuré par une cage d'escalier et un ascenseur

I-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

- Longueur totale.....23.15 m.
- Largeur totale10.95m.
- Hauteur totale (y compris l'acrotère).....33.22m
- Hauteur du R.D.C3.74m.
- Hauteur d'étage courant3.06m.
- Hauteur de sous sols 2.50m
- Hauteur de l'acrotère 0.6m

I-3- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

I-1-3) L'ossature :

Notre bâtiment a une ossature mixte, voiles et portiques dans les deux sens, pour assurer la stabilité et résister aux sollicitations des charges verticales et horizontales. Cette ossature est

Composée de :

-**Portiques** : sont en béton armé transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.

-**Voiles** : des éléments rigide en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) ils sont destinés d'une part a reprendre les charges verticales et d'autre part les charges horizontales (séisme, vent,... etc.).

Ses deux éléments constituent un système de contreventement rigide, et assurent la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis les charges horizontales et les charges verticales

I-1-4) Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment, ils supportent leurs poids propres, les revêtements et les surcharges

Les planchers assurent deux fonctions principales :

Fonction de résistance mécanique : supporter le poids propres, les charges et surcharges ensuite les transmettre aux éléments porteurs de la structure.

Fonction d'isolation: Ils isolent thermiquement et acoustiquement les étages.
Dans notre cas on distingue deux cas de planchers :

a) Planchers en corps creux : Les planchers à corps creux sont constitués de :

Nervure appelées poutrelles : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de **65cm**.

Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

Une dalle de compression en béton : est une dalle en béton armée d'un cadre d'armatures ayant essentiellement une fonction de limiter le risque de fissuration et répartition des charges appliquées sur une surface réduite

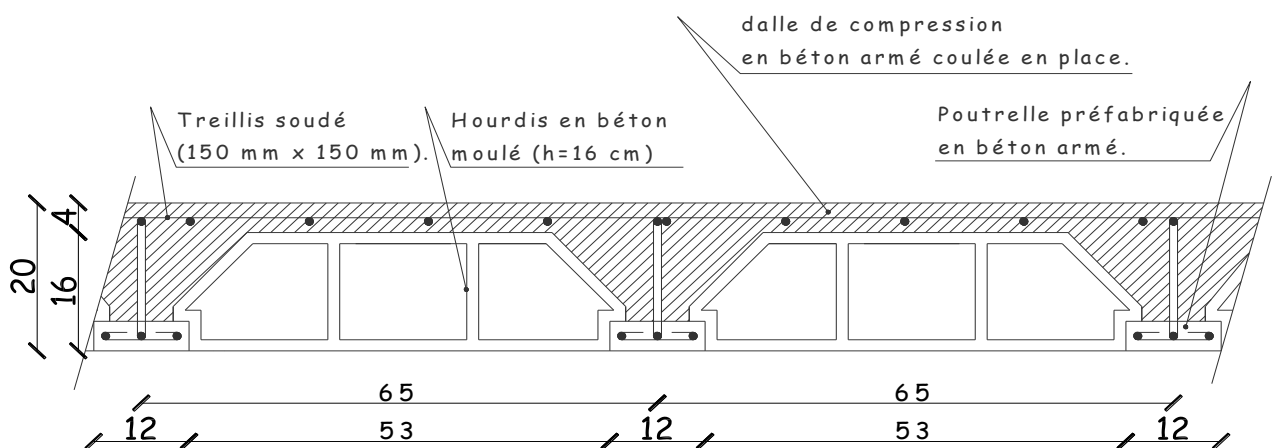


Fig.I.1. Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué)

b) - Dalle pleine: Les dalles pleines sont en béton armé coulées sur place, elles sont prévues pour les consoles et le plancher couvrant la cage d'ascenseur.

Le plancher terrasse est inaccessible et comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I-1-5- Les escaliers :

Notre bâtiment comporte deux (02) types d'escalier :

Type1 : escalier droit à trois volées ayant deux paliers de repos qui permet l'accès aux différents niveaux des étages courants

Type2 : escalier balancé à une volée sans palier de repos qui permet l'accès entre les locaux commerciaux du RDC et lesous sol.

I-1-6- La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulé sur place.

I-1-7-L'acrotère

L'étage terrasse sera entouré par un acrotère de 0.6 m de hauteur d'épaisseur de 10 cm L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place, il joue le rôle de sécurité et de garde corps

I-1-8-Le remplissage (maçonnerie) :

Les murs extérieurs et les murs des séparations entre deux logements seront réalisées en double cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur, les murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10cm d'épaisseur.

I-1-9-Les revêtements :

- Mortier de ciment d'épaisseur de 2 cm pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Enduit de Plâtre de 2cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les plancherscourants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

I-1-10- Les fondations :

La fondation est l'élément situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-2- Système de coffrage :

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour lesvoiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour lesportiques

I-3-Règlements utilisés

L'étude de cet ouvrage sera conforme a ces règles :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (*BAEL 91, modifié en 99*), pour présenter les méthodes pratiques du calcul des éléments simples et des structures de base d'un bâtiment en béton armé.
- LeRèglement parasismique algérien (*RPA 99, modifié en 2003*)
- Documentation technique règlementaire *DTR*

I-3-1. Principes des justifications : (ArtA1.2BAEL91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états 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-Les différents états limites :**a. 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) ;

b- Etats limites de service (ELS) :

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

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

I-3-CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :**I-3-1-Le béton :**

Le béton est un mélange équilibré composé de

- ✓ pate pure (ciment + eau)
- ✓ granulats (sable, graviers, gravillons)
- ✓ adjuvants

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau de gâchage
- L'âge du béton

Dans les cas courants le ciment utilisé est de classe 325 (CPA 325).le béton utilisé est dosé à 350kg/m^3 de ciment

Un- laboratoire spécialisé est chargé de fixer la composition du béton suite a des essais de résistance

La réalité pratique conduit vers le rapport Eau/Ciment = 0,5

À titre indicatif, le dosage courant pour 1m^3 de béton armé est :

- Granulats : Sable.....380 à 450 kg.
Gravillons.....750 à 850 kg.
- Ciment : 300 à 400 Kg.
- Eau : 150 à 200 l .

A-La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté (f_{c28}). Elle est obtenue par des essais de compression axiale sur des éprouvettes normalisées d'une hauteur double à son diamètre ($H = 32\text{cm}$, diamètre 16 cm)

* La résistance du béton augmente avec le temps :

- A 1 j le béton atteint 15 % de sa résistance
- A 3 j → 50%
- A 7 j → 70%
- A 14 j → 80%
- A 21 j → 90%
- A 28 j → 99%

Pour les chantiers faisant objet d'un contrôle régulier, le B.A.E.L 91 indique que cette résistance est évaluée comme suit (Art. A.2-1, 11 B.A.E.L91)

Pour $j < 28$ j

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 j} f_{c28} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour $j > 28$ j

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad f_{c28} < 40 \text{ MPa}$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPA et au plus égale à 45MPA. (Art.7.2.1 RPA99).

Pour notre projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}$

* La résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ avec } f_{cj} \leq 60 \text{ [MPa]} \quad (\text{Art. A.2-1, 12 B.A.E.L91})$$

$$\text{à 28 jours } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

* Les contraintes limites du béton :

- **E L U :**

La contrainte limite du béton en compression est donnée par la formule :

$$f_{bc} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art. A.4.3,41 BAEL 91})$$

Avec :

0.85: Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

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

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

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

0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton ; tel que

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 : \text{situation accidentelle ;} \\ 1.50 : \text{situation courante.} \end{cases}$$

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À j = 28 jours en situation courante ; $\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$

b-Diagrammes contraintes-déformations du béton : (Art A.4.3,41/BAEL 91 modifié99) :

-Le diagramme est composé :

*D'une partie pour $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ (c'est l'état élastique).

*D'une partie $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ (c'est l'état plastique).

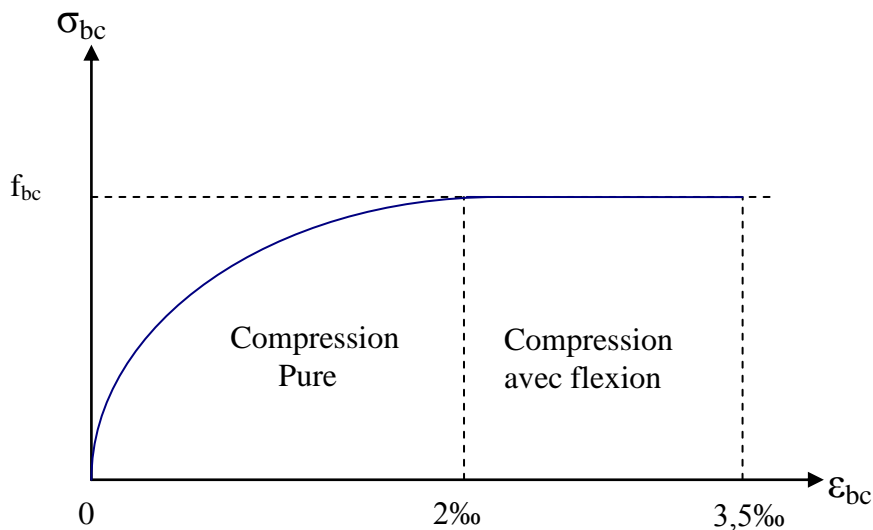


Fig.I.2 :Diagramme des contraintes déformations du béton(Compression pure)

- **ELS :**

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma} = 0.6 f_{cj}$$

Avec $\bar{\sigma}$: contrainte admissible à l'ELS

A $j = 28$ jour : $\bar{\sigma} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

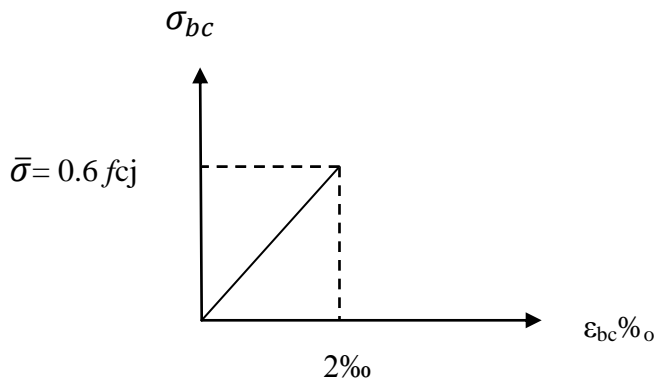


Fig I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

c-Contrainte tangente conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \text{ (Art : A.5.1 BAEL 91).}$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant.

b_0 : largeur de la section considérée.

d : la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Fissuration peu nuisible :

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

-Fissuration préjudiciable :

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

D-Module de déformation longitudinale : (Art : A-2-1-2 B.A.E.L.91)**1- Le module de déformation instantanée du béton**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art: A-2-1-21- B.A.E.L.91})$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

2- Le module de déformation différée du béton

Les déformations finales du béton sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{Art: A-2-1-22- B.A.E.L.91})$$

$$\text{Soit à } j = 28 \text{ jours : } E_{v_{28}} = 10818 \cdot 0,865 \text{ MPa}$$

3- le Module de Déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

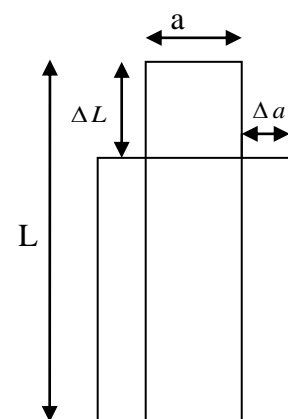
F-Le coefficient de poisson

Le coefficient est défini par le rapport entre la déformation relative transversale (allongement relatif du côté de la section) et la déformation relative longitudinale (raccourcissement) en valeurs absolues.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

Il est pris égal à :

$$\nu = \begin{cases} 0,2 & \text{à l'ELS} \\ 0 & \text{à l'ELU} \end{cases} \quad (\text{Art : A.2.18.B.A.E.L 91})$$

**I-3-2 Les aciers :**

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la

compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant

Type d'acier	nomination	symbole	Limite d'élasticité Fe [mpa]	Allongement relatif a la rupture (%)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	16	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	550	8	1.3	1

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

a-Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction qui consiste à solliciter une éprouvette en acier par un effort de traction jusqu'à la rupture.

Le diagramme « contraintes déformations » a l'allure suivante :

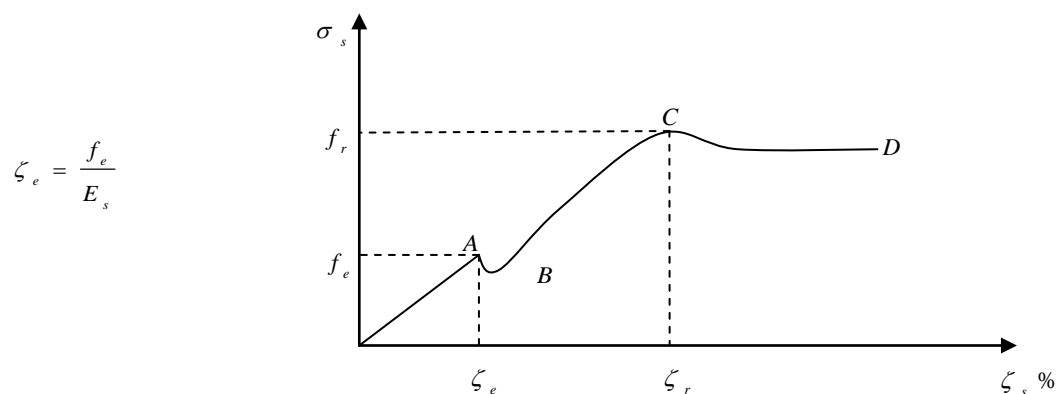


Fig-I-4 : Diagramme contrainte déformation :

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité garantie

ζ_e : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ζ_λ : Allongement à la rupture

Le diagramme ci-dessus met en exergues 4 partis différents dont la nomenclature est la suivante :

Zone OA : domaine élastique linéaire.

Zone AB : palier de ductilité. (Malléable qui peut être étiré, allongé et sans se rompre)

Zone BC : domaine de raffermissement.

Zone CD : domaine de striction. (Diminution de la section)

➤ Module d'élasticité longitudinale

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Art : A.2.21.B.A.E.L 91})$$

➤ Contraintes limites

- Contrainte limite de calcul

La contrainte limite ultime est égale à :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots (\text{Art : A.4.3.2.B.A.E.L 91})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \quad \text{Pour les situations durables (courantes).} \\ \gamma_s = 1.0 \quad \text{Pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

- Contraintemaximale des armatures tendues :

➤ ELS :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine « 0 ».

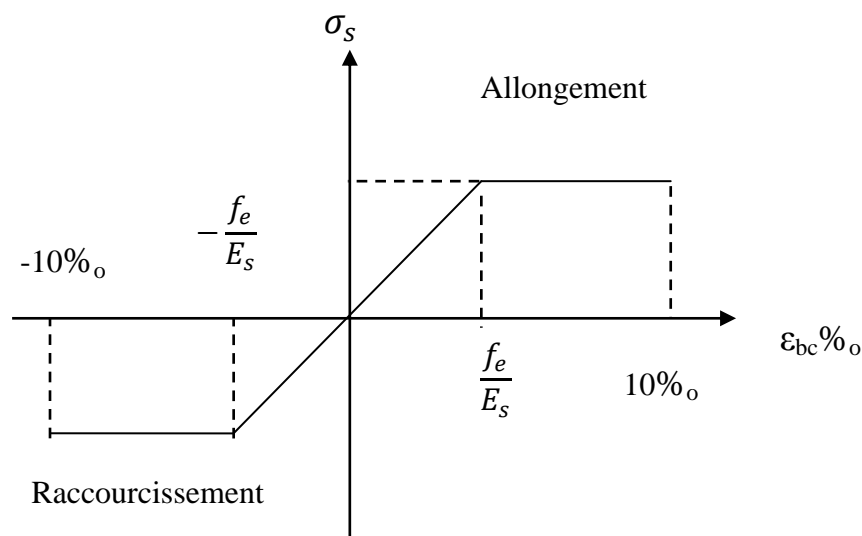


Fig-I-5 : Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers

Ce diagramme simplifié est adopté aussi vis-à-vis des justifications de contraintes des aciers et se fera à l'état limite d'ouverture des fissures :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ; aucune vérification à effectuer
- **Fissuration préjudiciable** : cas des éléments exposés aux intempéries ou à des condensations

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left(0.5 \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right\} \quad (\text{Art : A.45.33 BAEL 91})$$

- **Fissuration très préjudiciable**

Les éléments exposés à un milieu agressif ou range l'eau de mer ou l'atmosphère marine (brouillards salins), l'eau très pure, les gaz ou sols particulièrement corrosifs.

Dans ce cas, il impose de respecter :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \dots\dots (\text{Art : A .5, 34 BAEL .91})$$

$\eta = 1$ pour les ronds lisse

$\eta = 1.6$ pour $H . A \quad \Phi \geq 6 \text{ mm}$

$\eta = 1.3$ pour $H . A \quad \Phi \geq 6 \text{ mm}$

b-Protctions des armatures :

Dans le but de protéger les armatures contre la corrosion et d'assurer un bon bétonnage, il est indispensable de prévoir un enrobage qui est égal au moins à :

1 cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et non exposés aux condensateurs.

2cm : pour les parements non couverts susceptible d'être soumis aux condensations situées au contact d'un solide.

3cm : pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis des agressions

5cm : pour les ouvrages exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

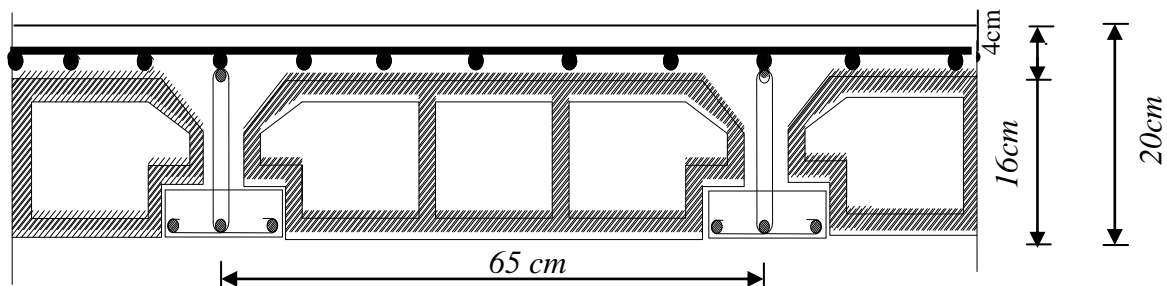
Introduction :

Après que nous avons présenté l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous passons au pré dimensionnement des éléments de notre projet, dans ce chapitre nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers.

II.1) Planchers :**II.1.1) Planchers en corps creux :**

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées disposées suivant la plus petite portée, et d'une dalle de compression.



FigII-1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur h_t du plancher en corps creux est donnée par :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B6.8.424/ BAEL91})$$

L_{max} : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

le RPA exige $\min(b, h) \geq 25$ cm en zone IIa on prend $\min = 25$ cm

Dans le présent projet, $L_{max} = 350 - 25 = 325$ cm

Par suite :

$$h_t = \frac{325}{22.5} = 14.44$$

Ainsi on optera pour un plancher de $h_t = 20$ cm (16+4), soit un plancher de 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour l'épaisseur la dalle de compression .

II.2) Poutres :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

Avec h : hauteur de la poutre,

b : largeur de la poutre,

L : portée maximum entre nus.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige des conditions telles que :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

II.2.1) Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

$$L = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$$

La hauteur (h) :

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \implies 29.66 \text{ cm} \leq h \leq 44.5 \text{ cm soit } h = 40\text{cm}$$

La largeur(b) :

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \implies 16 \leq b \leq 28 \text{ soit } b = 30 \text{ cm}$$

II.2.2) Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres porteuses

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \implies 21.66 \text{ cm} \leq h \leq 32.5 \text{ cm soit } h = 30\text{cm}$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \text{ soit } b = 25\text{cm}$$

Remarque :

On adopte la même section pour la poutre de chaînage (25x30).

II.2.3) Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25 cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.2	Vérifiée

Tableau II.1 : Vérification des dimensions des poutres conformément aux RPA

Enfin, on adopte les dimensions suivantes :

Poutres principales (**30x40**) cm².

Poutres secondaires (**25x30**) cm².

II.3) Voiles :

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'article 7.7.1 [2].

L'épaisseur (e) du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15cm.

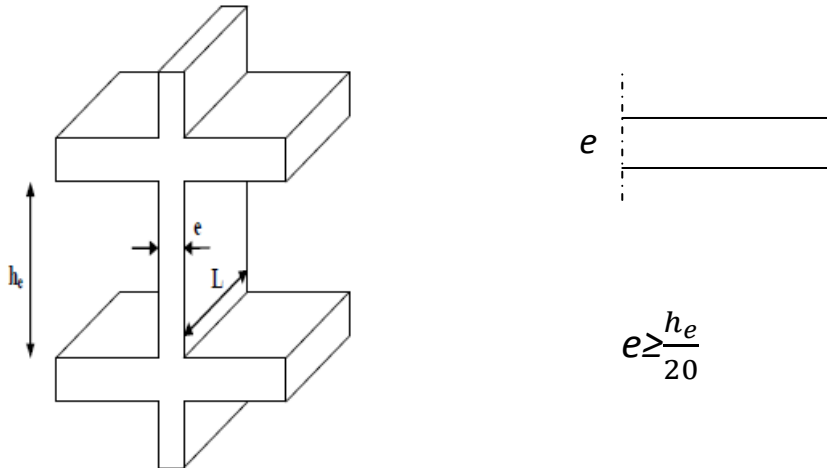


Figure II.2 : Coupes de voiles en plan

Dans notre cas :

Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm donc : $e \geq \frac{286}{20} = 14.3$ cm

Pour le RDC: $h_e = 374 - 20 = 354$ cm donc : $e \geq \frac{354}{20} = 17.7$ cm

Enfin on adopte une épaisseur de 20 cm pour tous les voiles.

Largeur minimale du voile :

La longueur minimale l_{\min} du voile devra satisfaire la condition $l_{\min} \geq 4e$.

$4e = 80$ cm soit $l_{\min} \geq 80$ cm.

II.4) Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison ($N_s = G + Q$) avec :

N_s : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité. On choisira le poteau « C5 ».

La section S est donnée par la formule suivante : $S = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

avec : $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

II.4.1) Descente de charge :

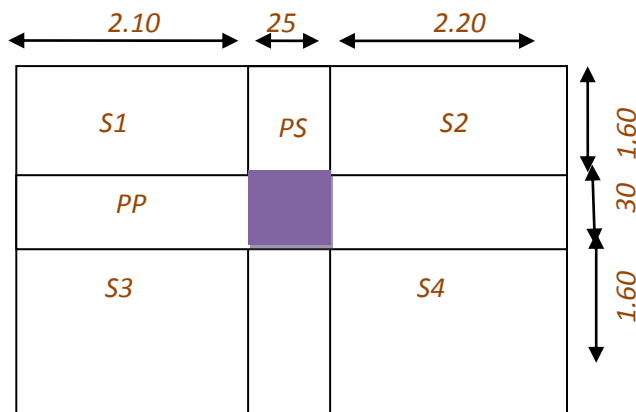
II.4.1.1) Surface d'influence :

- Surface du plancher revenant au poteau plus sollicité :

$$S_n = S1+S2+S3+S4$$

$$= (2.10 \times 1.60) + (2.20 \times 1.60) + (2.10 \times 1.60) + (2.20 \times 1.60)$$

$$S_n = 13.76 \text{ m}^2$$

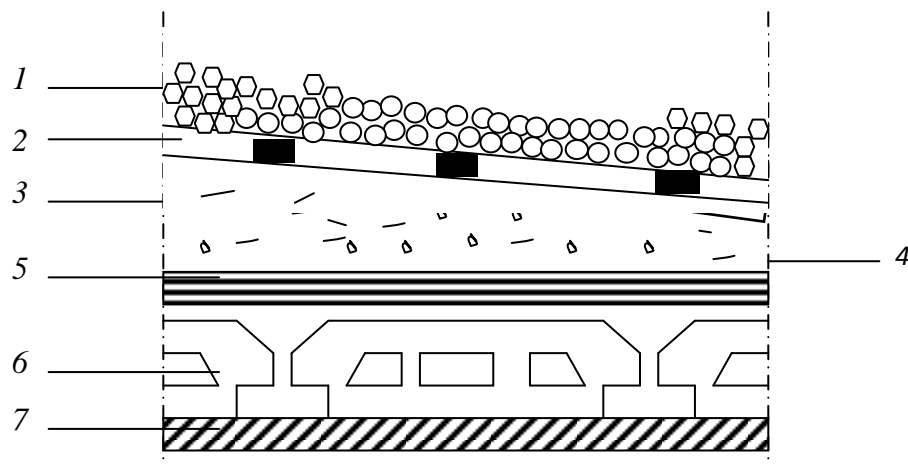


FigII-3 : Surface d'influence

II.4.1.2) Détermination des charges et surcharge :

- Charges permanentes :

- Plancher terrasse :

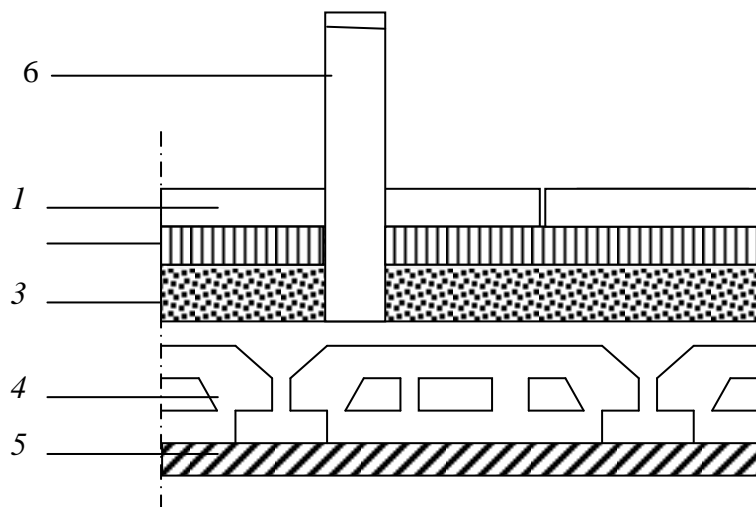


FigII-4 : Coupe verticale du plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.83

Tableau II.2 : charge permanente de plancher terrasse

– Plancher étage courant :



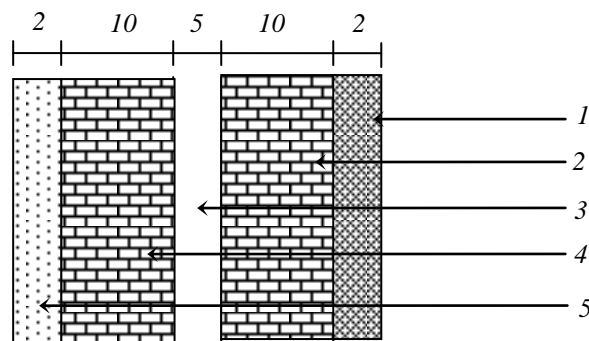
FigII-5 : Coupe verticale du plancher courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.03	18	0.54

4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale G_t				5.44

Tableau II.3 :charge permanente de plancher étage courant

– Murs extérieures :



FigII-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	0.00	0.00
4	Briques creuses	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				2.36

Tableau II.4 :charge permanente de mur extérieur

– Surcharge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (commercial)	2.5
balcon	3.5
escalier	2.5

Tableau II.5:Surcharge d'exploitation

II.4.1.3) Poids propre des éléments :**- Plancher terrasse :**

$$G_t = 13.76 \times 5.83 = 80.22 \text{ KN.}$$

- Plancher courant :

$$G_c = 13.76 \times 5.44 = 74.85 \text{ KN.}$$

- Poutres :**. Poutres porteuses :**

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 4.30) 25 = 12.9 \text{ KN.}$$

. Poutres secondaires :

$$G_{pc} = (0.25 \times 0.3 \times 3.2) 25 = 6 \text{ KN.}$$

$$G_p = G_{pp} + G_{pc} = 18.9 \text{ KN.}$$

Poids des poteaux :

- Etages courants : $(0.3 \times 0.3 \times 3.06) 25 = 6.89 \text{ KN}$
- RDC : $(0.3 \times 0.3 \times 3.74) 25 = 8.42 \text{ KN}$
- Sous Sols : $(0.3 \times 0.3 \times 2.5) 25 = 5.63 \text{ KN}$

II.4.1.4) Dégression vertical des surcharges d'exploitation :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

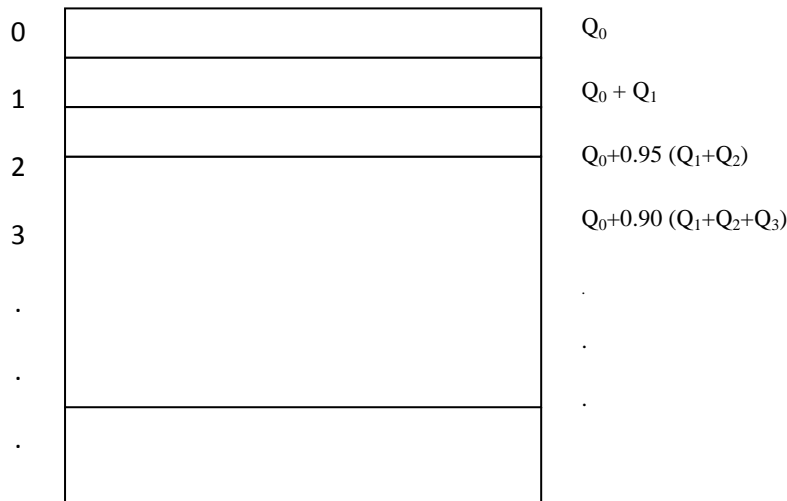
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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



Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688	0.66

Tableau II.6 : coefficient des dégression des charges

Avec : $Q_0 = 1 \times 13.76 = 13.76 \text{ KN}$.

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 13.76 = 20.64 \text{ KN}$.

$Q_{RDC} = 2.5 \times 13.76 = 34.4 \text{ KN}$.

On aura les surcharges Q_n suivantes :

$Q_0 = 13.76 \text{ KN}$

$Q_1 = 13.76 + 20.64 = 34.4 \text{ KN}$.

$Q_2 = 13.76 + 0.95 (20.64 \times 2) = 52.98 \text{ KN}$.

$Q_3 = 13.76 + 0.90 (20.64 \times 3) = 69.49 \text{ KN}$

$Q_4 = 13.76 + 0.85 (20.64 \times 4) = 83.93 \text{ KN}$

$Q_5 = 13.76 + 0.80 (20.64 \times 5) = 96.32 \text{ KN}$.

$Q_6 = 13.76 + 0.75 (20.64 \times 6) = 106.64 \text{ KN}$.

$Q_7 = 13.76 + 0.70 (20.64 \times 7) = 114.89 \text{ KN}$.

$Q_8 = 13.76 + 0.69 (20.64 \times 8) = 127.69 \text{ KN}$.

$Q_9 = 13.76 + 0.666 (20.64 \times 8 + 34.4) = 146.64 \text{ KN}$.

II.4.1.5) Tableau récapitulatif de la descente des charges :

Niveaux	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal $N=G_c+Q_c$ [KN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	G_{cumule}	Q_i	Q_n		Section rouverte	Section adoptée
8	80.22	18.9	00	99.12	99.12	13.76	13.76	112.88	75.25	30x30
7	74.85	18.9	6.89	100.64	199,76	20.64	34.4	234.16	156.29	30x30
6	74.85	18.9	6.89	100.64	300.4	20.64	54.04	354.44	236.27	30x30
5	74.85	18.9	6.89	100.64	401.04	20.64	75.86	476.8	317.86	35x35
4	74.85	18.9	6.89	100.64	501.68	20.64	96.32	598	398.66	35x35
3	74.85	18.9	6.89	100.64	602.32	20.64	116.96	719.28	479.52	35x35
2	74.85	18.9	6.89	100.64	702.96	20.64	137.6	804.56	536.37	35x35
1	74.85	18.9	6.89	100.64	805.13	20.64	158.24	963.37	642.24	40x40
RDC	74.85	18.9	8.42	102.17	907.3	20.64	178.88	1085.88	723.92	40x40
S.Sols	74.85	18.9	5.63	99.38	876.92	34.4	213.28	1090.2	726.8	40x40

Tableau II.7 :Tableau récapitulatif de la descente de charge

II.4.2) Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 18.7$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
35x35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.86$	Condition vérifiée
30x30	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.75$	Condition vérifiée

Tableau II.8 : Vérification des sections selon RPA

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

S.sol, RDC, Niv 1 \longrightarrow (40x40)
 Niveau 2, 3, 4, 5 \longrightarrow (35x35)
 Niveau 6, 7, 8 \longrightarrow (30x30)

II.4.3) Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50.$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

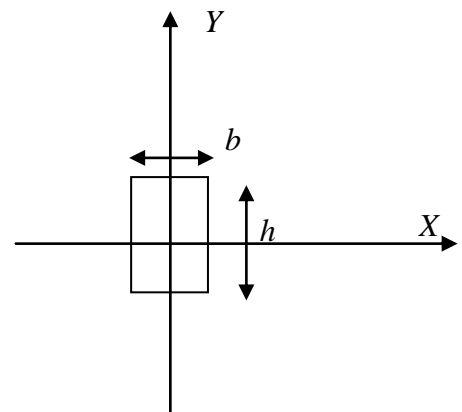
i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$)

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}.$$



- ◆ poteaux (40X40) : $L_0 = 3.74 \Rightarrow \lambda = 22.67 < 50$.
- ◆ poteaux (35x35) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 21.20 < 50$.
- ◆ poteaux (30x30) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 24.73 < 50$.

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

III.1) L'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante engendrant en un mouvement de renversons M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

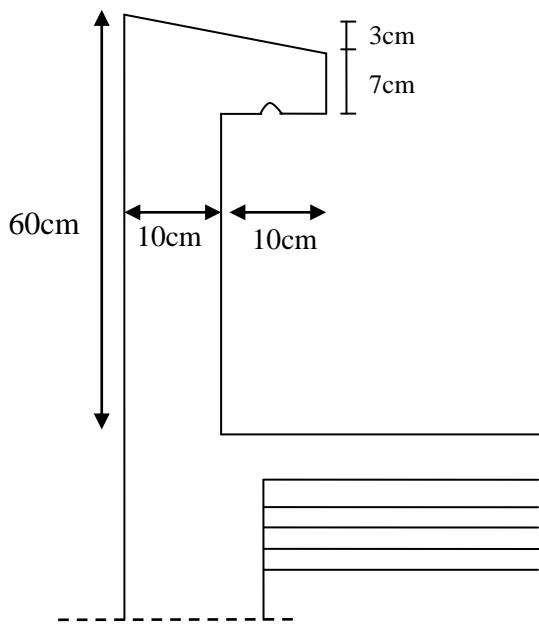


Fig III.1.1 coupe transversal de l'acrotère

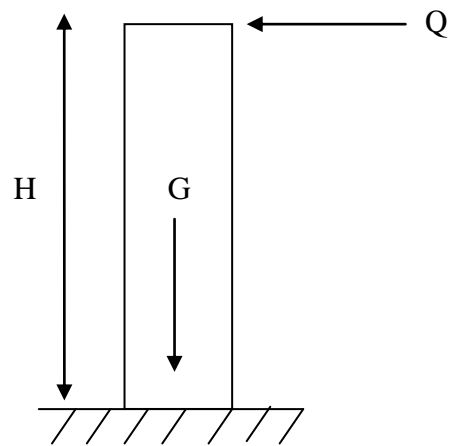


Fig III.1.2 Schéma statique

III.1.1) Calcul des sollicitations :

➤ Effort normal dû au poids propre G :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[0.5 \times 0.1 + 0.07 \times 0.2 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right]$$

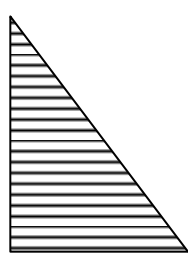
$$G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

➤ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ Effort normal du au poids propre (G) :
 $N = G \times 1ml = 1.675 \text{ KN}$

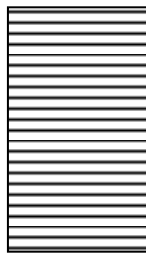
➤ Effort tranchant T du a la surcharge Q :
 $T = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$

➤ Moment fléchissant max du à la surcharge Q
 $M = Q \times 1ml \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$



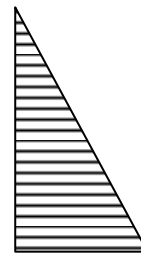
1.675 KN

Diagramme de l'effort normal N



1KN

Diagramme de l'effort tranchant T



0.6 KN.m

Diagramme de moment M

Fig III.1.3 Diagramme des efforts internes

III.1.2) Combinaison de charge :

➤ **A l'ELU :**

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

$$\begin{cases} N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN} & (N_Q = 0) \\ T_u = 1,35 T_N + 1,5T_Q = 1,5 \times 1 = 1,35 \text{ KN} & (T_N = 0) \\ M_u = 1,35 M_N + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m} & (M_N = 0) \end{cases}$$

➤ **A l'ELS :**

La combinaison de charge est : $G+Q$

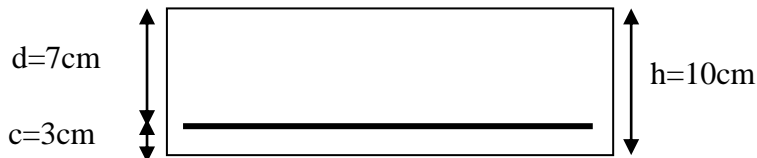
$$\begin{cases} N_s = N_G + N_Q = 1.675 \text{ KN} \\ T_s = T_Q = 1 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.1.3) Le Ferrailage:

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS

les résultats des sollicitations se résument à un effort normal « N » et un moment de flexion M .

Il est à l'étude d'une section rectangulaire d'une base **b=1m** et d'une hauteur **h=10cm** soumise à la flexion composée.



h : Epaisseur de la section.

c : Enrobage.

d = h – c : Hauteur utile

III.1.3.1) A l'ELU

1. Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.261} = 0.398 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$e_u = 39.8 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression « Cp » se trouve à l'extérieur de la section limitée l'effort normal (N) est un effort de compression neutre à l'intérieur → section partiellement comprimée

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f) puis se ramène à la flexion composée.

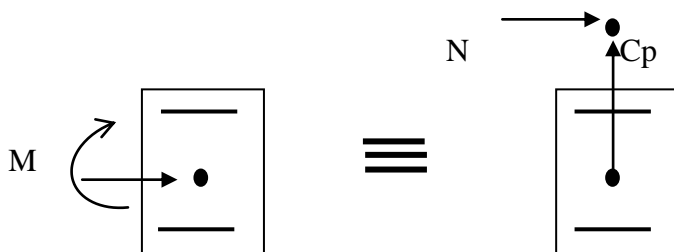


Fig III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

2. calcul d'armatures principales

❖ Armatures fictives

Moment fictif

$$M_f = N_u \cdot g$$

g : la distance entre le centre de pression (C_p) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39.8 + \frac{10}{2} - 3 = 41.8$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.261 \left(\frac{10}{2} - 0.03 \right) =$$

$$M_f = 2.261 \times 0.418 = 0.945 \text{ KN m}$$

Moment réduit:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14.2} = 0.013$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section simplement armée (SSP)}$$

$$\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

❖ Armatures réelles (en flexion composé)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.261 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

3. Vérification a l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité [Art A-4.2.1/BAEL 91]

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée → on adoptera la section minimale d'armatures (A_{\min})

$$\text{Soit : } A_{\text{adopté}} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$S = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA8} = 2.51 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration est **préjudiciable**, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{ct28} ; 4 \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} 25 ; 4 \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad ; \quad V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \quad V_u: \text{effort tranchant}$$

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{(100 \times 70) \times 10} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

On conclue que le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.5$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5}{0.9 \times 7 \times 10.5} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Espacement des barres

Armatures principale : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

Armatures de répartition $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

e) Ancrage des barres verticales [Art A.6.1.2 / BAEL 91]

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{(4 \times 2.84) \times 10} = 28.1 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_s = 30 \text{ cm}$$

III.3.2) Vérification a l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est préjudiciable, donc on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \qquad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : La contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible dans le béton comprimé

σ_{st} : La contrainte dans les aciers tendus

$\bar{\sigma}_{st}$: La contrainte admissible dans les aciers tendus

1. Vérification des contraintes dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\text{avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{(0.6) \times 10}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 46.6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{ 266.6 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1. Vérification des contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

$$\text{on a : } \rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.915 \rightarrow K = 43.82$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.6}{43.82} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

(pas de fissuration dans le béton)

❖ Conclusion

Les conditions sont vérifiées. Donc notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS

2. Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale sous la formule suivante

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A=0.15$ (zone II_a, groupe d'usage 2)

C_p: facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires
élément en console $\rightarrow C_p=0.3$

W_p: poids de l'acrotère, W_p=1.675 KN/ml

$$F = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (Q) supérieur à l'effort sismique (F_p). Donc le ferrailage adopté précédemment conviendra

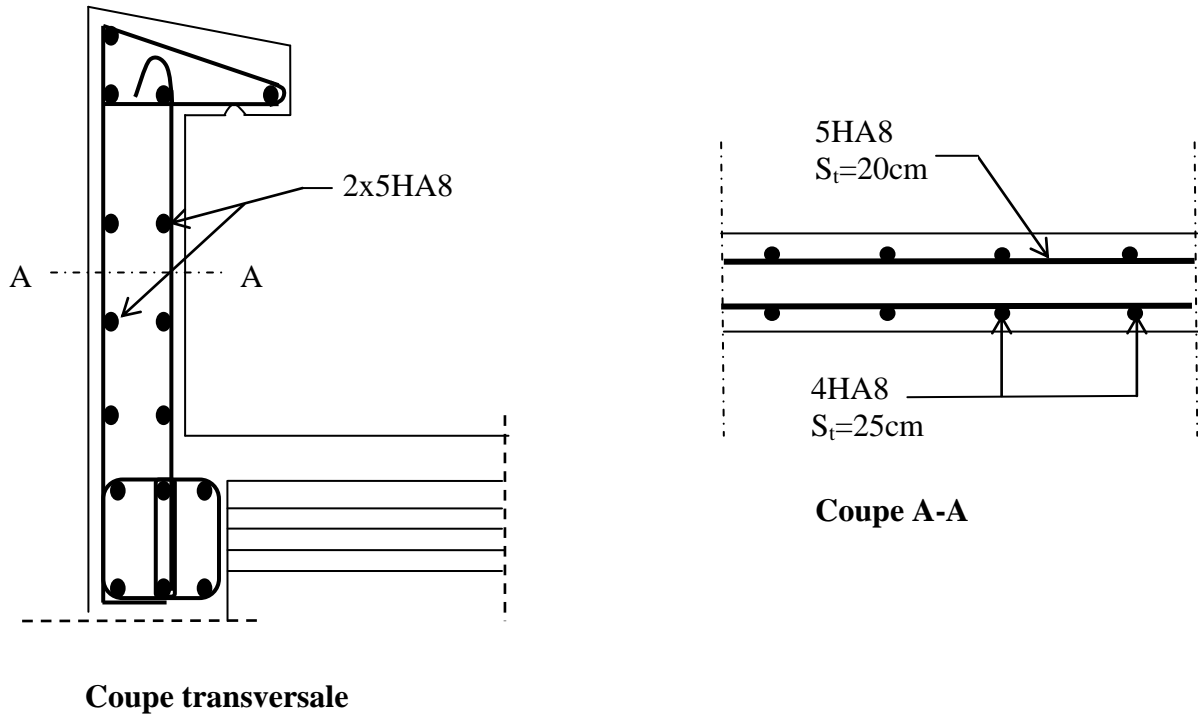


Fig III.1.5 Ferrailage de l'acrotère

III.2) Calcul des planchers :

Introduction : Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm. Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures : appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

Limiter les risques de fissuration dus au retrait.

Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites

. Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

III.2.1) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles doivent satisfaire les conditions suivantes « : BAEL91 B.6.8, 423 » :

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

1) armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/ml$$

l : entraxe des poutrelles

On optera pour 5T5=0.98 cm² avec un espacement S_t = 20 cm

2) armatures parallèles des poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $5T5=0.98 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t=20 \text{ cm}$

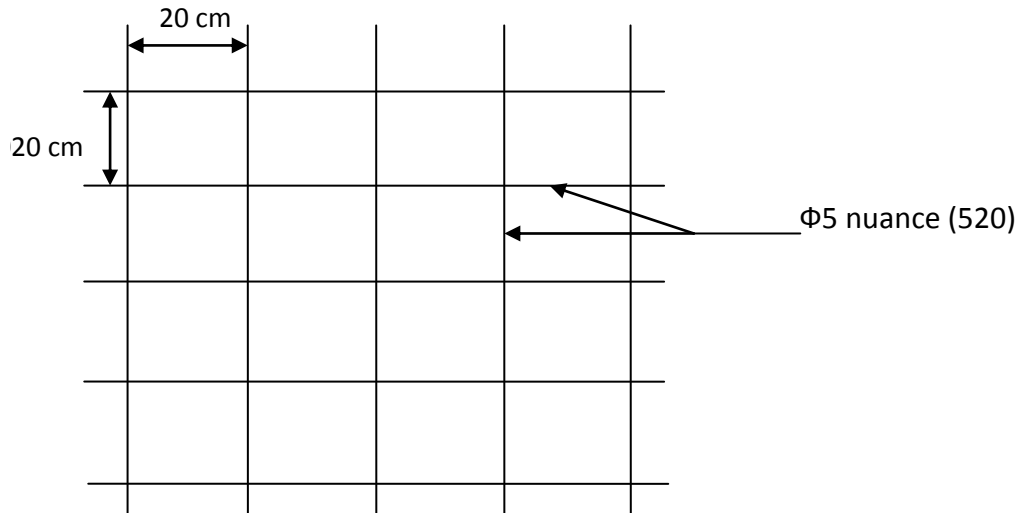


Fig-III-2.1 Treillis soudé

III.2.2) Etude de la poutrelle

Le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable (plancher RDC) c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Le calcul est généralement fait en deux étapes :

1. Avant le coulage de la dalle de compression :

dans ce cas, la poutrelle est considérée comme poutre appuyée sur deux extrémités, elle travail en flexion et supporte son poids propre , le poids de corps creux et le poids propre de l'ouvrier

Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

- Poids total :

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

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

Calculs a l'ELU :

le calcul se fera pour la travée la plus défavorable :

Combinaison de charges :

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

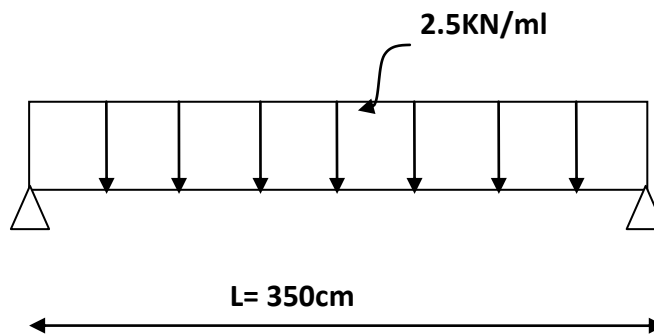


Fig-III-2.2 ; Schéma statique de la poutre

- **calcul du moment en travée**

$$M_u = q_u L^2 / 8 = 2.5 \times 3.5^2 / 8 = 3.83 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T_u = q_u L / 2 = 2.5 \times 3.5 / 2 = 4.38 \text{ KN}$$

- **Ferraillage**

$$b = 12 \text{ cm}, h = 4 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } c = 2 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{la hauteur utile } d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.83 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14.2} = 5.61$$

$$\mu = 5.61 > \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{la section est doublement armée}$$

Vu la faible hauteur de la poutrelle il est impossible de placer les armatures de compression, on prévoit alors des étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de manière que les armatures de comprimées ne lui seront pas utiles. La distance entre les étais est généralement entre 80cm et 120 cm

2. Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en section T reposée sur plusieurs appuis, encadrée partiellement sur ses deux extrémités. Sollicitée par une charge uniformément répartie. Elle supporte son poids propre, le poids de corp creux et la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher

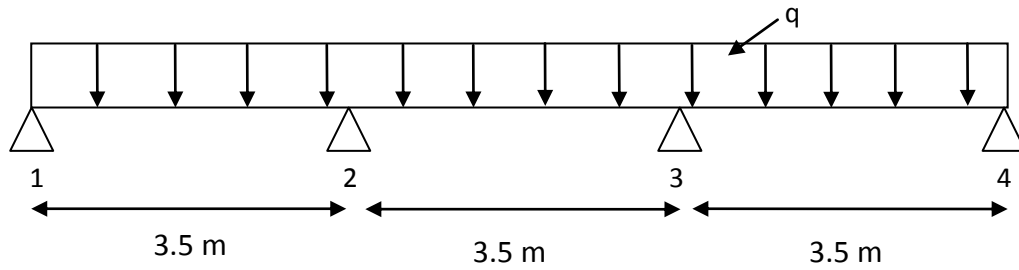


Fig- III-2.3 Schéma statique de la poutrelle (hyperstatique)

a) Dimensionnement de la poutrelle :

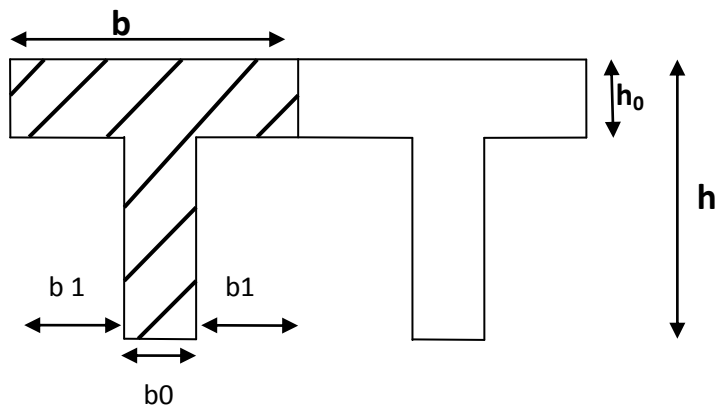


Fig III.2.4 Dimension de la section en T

h : hauteur de la poutrelle (16+4)

h_0 : hauteur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm)

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm)

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l}{10}; \frac{l_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

L : la portée libre entre nus d'appuis (350 cm)

L_0 : distance libre entre deux poutrelles ($65-12=53$ cm)

D'où :

$$b_1 \text{ min} = \{35 ; 26.5 ; 40\} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5 + 12) = 65 \text{ cm}$$

b) chargement : charges et surcharges :

Le calcul se fait pour le plancher qui représente le cas le plus défavorable dans notre cas c'est le plancher RDC

Avec : charge permanente : $G = 0.65 \times 5.44 = 3.54 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.63 \text{ KN/ml}$

a) combinaison de charge❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.54) + 1.5 (1.63) = 7.22 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = G + Q = 3.54 + 1.63 = 5.1 \text{ KN/ml}$$

c) choix de la méthode de calcul :

L'étude s'effectue à l'aide de l'une des méthodes suivantes

- méthode forfaitaire
- méthode de Caquot
- méthode des trois moments

❖ **vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Conditions d'applications (Art B.6.2, 210 BAEL91 mod99):

- 1) La valeur de la charge d'exploitation doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/ml :

$$Q \leq \min \{2G ; 5\text{KN/ml}\}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$2G = 2 \times 3.54 = 7.08 \text{ KN/ml}$$

$$Q \leq \min \{7.08 ; 5\}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml} < 5 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- 2) la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable \rightarrow **condition vérifiée**
- 3) le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les travées considérées \rightarrow **condition vérifiée**
- 4) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

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

Dans notre cas tout la travée sont de même longueur $l_i=l_{i+1}= 3.5\text{m}$

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{350}{350} = 1$$

$0.8 \leq 1 \leq 1.25 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

Principe de la méthode :

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

le rapport α est défini comme suit :

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

M_0 = la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée et soumise au même chargement (moment isostatique)

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

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

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

M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

$$M_t \geq \max \{1.05 ; (1 + 0.3\alpha)\} M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans une travée de rive}$$

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

0.6M₀ pour une poutre de deux travées

0.5 M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées

0.4 M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

0.3 M₀ pour les appuis de rives semi encastrés

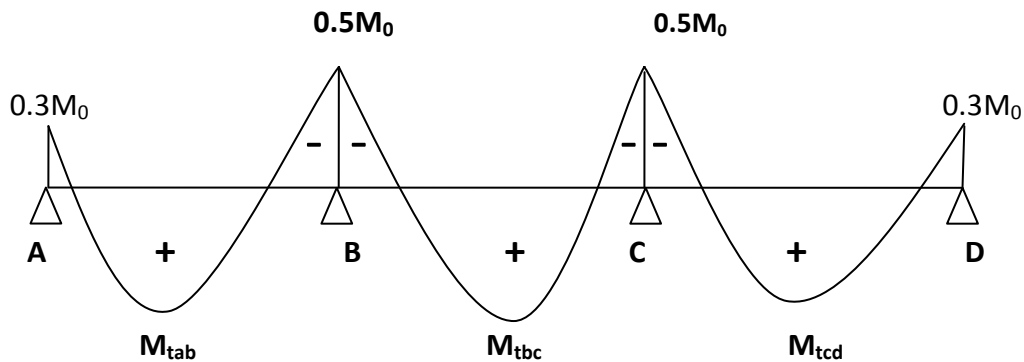


Fig-III-2.5 : schéma statique de la méthode forfaitaire

➤ **Effort tranchant :**

L'effort tranchant en tout point de la poutre est :

$$T(\theta) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Les moments M_i et M_{i+1} sont des moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement de la travée considérée. Leurs valeurs doivent être prises avec leurs signes (valeur algébrique).

$\Theta(x)$: l'effort tranchant de la travée isostatique

$$T(i) = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \qquad T(i + 1) = \frac{-q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

-Application de la méthode

on a : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (3.54) + 1.5 (1.63) = 7.22 \text{ KN/ml}$

-Calcul du rapport de charges

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.63}{1.63 + 3.54} = 0.315$$

α	$1+0.3 \alpha$	$\frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2}$	$\frac{1 + 0.3 \alpha}{2}$
0.315	1.094	0.647	0.547

- **Calcul de moment isostatique :**

Dans notre cas nous avons des travées de même longueur ($L=3.5m$) et même chargement sur toute la poutre :

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = \frac{q_u l^2}{8} = 7.22 \frac{3.5^2}{8} = 11.05 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3M_{0AB} = 0.3 \times 11.05 = 3.32 \text{ KN m}$$

$$M_B = 0.5 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = 0.5 \times 11.05 = 5.53 \text{ KN m}$$

$$M_C = 0.5 \max(M_{0BC}; M_{0CD}) = 0.5 \times 11.05 = 5.53 \text{ KN m}$$

$$M_D = 0.3M_{0CD} = 0.3 \times 11.05 = 3.32 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

- ✓ **Travées de rives (AB et CD):**

Dans notre cas le diagramme des moments présente une symétrie ➔ $M_{tAB} = M_{tCD}$

$$M_{tAB} \geq \max \{1.05 M_{0AB}; (1 + 0.3\alpha)M_{0AB}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

avec $(1+0.3\alpha)=1.094 > 1.05$ donc on prend :

$$M_{tAB} \geq \{1 + 0.3\alpha\}M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 1.094 \times 11.05 - \frac{3.32 + 5.53}{2} = 7.66 \text{KN.m}$$

Et :

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.641 \times 11.05 = 7.08 \text{KN.m}$$

Donc on prend $M_{tAB} = M_{tCD} = 7.66 \text{ KN.m}$

✓ Travée intermédiaire BC

$$M_{tBC} \geq \max \{1.05 M_{0BC}; (1 + 0.3\alpha)M_{0BC}\} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

avec $(1+0.3\alpha)=1.094 > 1.05$ donc on prend :

$$M_{tBC} \geq \{1 + 0.3\alpha\}M_0 - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 1.094 \times 11.05 - \frac{5.53 + 5.53}{2} = 6.56 \text{KN.m}$$

Et :

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 0.641 \times 11.05 = 7.08 \text{KN.m}$$

Donc on prend $M_{tBC} = 7.08 \text{ KN m}$

➤ calcul de l'effort tranchant

✓ travée AB

$$T_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{7.22 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.53) - (-3.32)}{3.5} = 12 \text{KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{7.22 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.53) - (-3.32)}{3.5} = -13.27 \text{KN}$$

✓ Travée BC

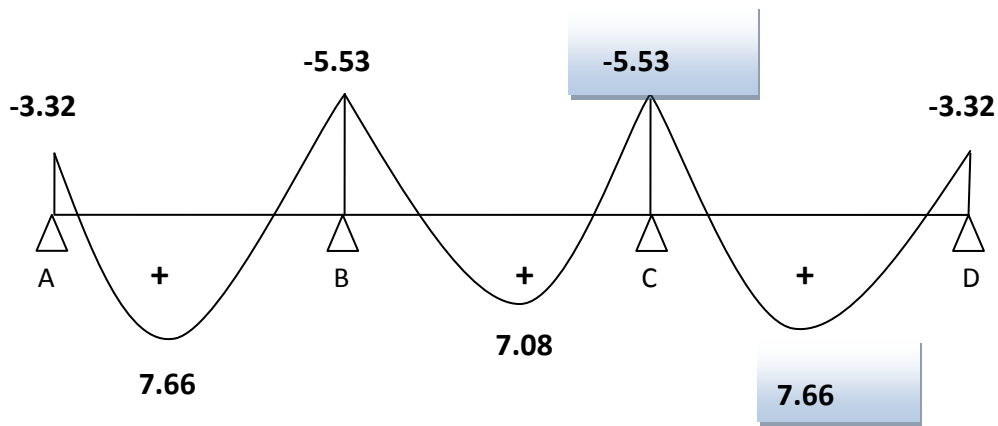
$$T_B = \frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{7.22 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.53) - (-5.53)}{3.5} = 12.64 \text{KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \cdot L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{7.22 \times 3.5}{2} + \frac{(-5.53) - (-5.53)}{3.5} = -12.64 \text{KN}$$

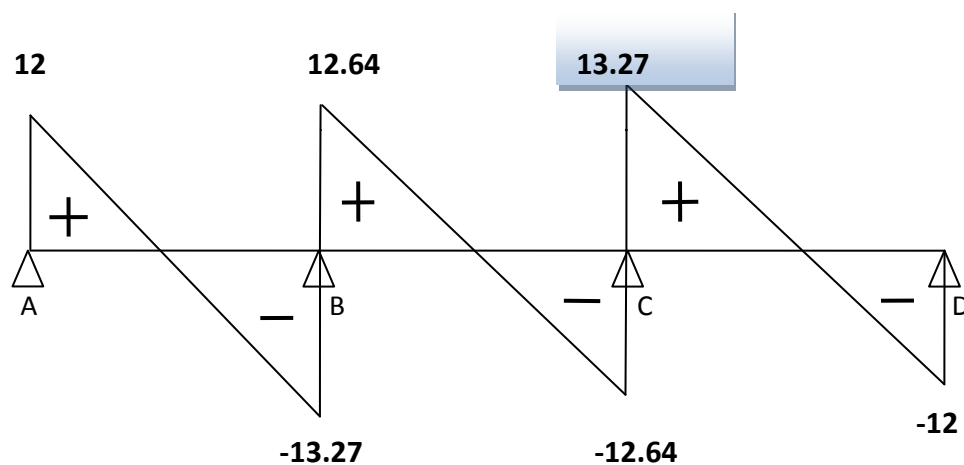
✓ Travée CD

$$T_C = \frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{AB}} = \frac{7.22 \times 3.5}{2} + \frac{(-3.32) - (-5.53)}{3.5} = 13.27 \text{KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \cdot L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{7.22 \times 3.5}{2} + \frac{(-3.32) - (-5.52)}{3.5} = -12 \text{KN}$$



FigIII.2.6: diagramme des moments fléchissant à l'ELU



FigIII 2.7 : diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

Conclusion

Moment max en travée : $M_{t \max} = 7.66 \text{ KN.m}$

Moment max en appuis : $M_{a \max} = 5.53 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max : $V_{u \max} = 13.27 \text{ KN}$

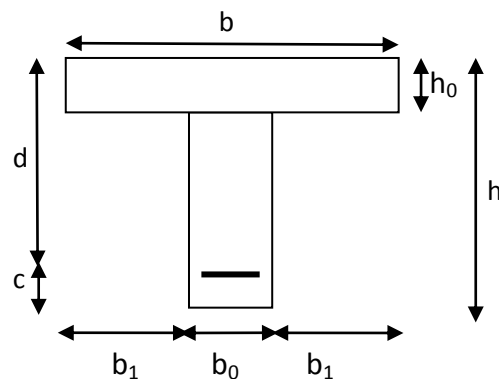
d) Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait avec le moment max en travée et sur appuis

1. Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section Té dont les caractéristiques géométriques sont :

$h=20 \text{ cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$

**✓ En travée:**

Moment max en travée : $M_{t \max} = 7.66 \text{ KN m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{avec} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 59.072 \text{ KN m} > M_{t \max} = 7.66 \text{ KN m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression

D'où le calcul se fera comme pour une section rectangulaire $b \times h$ ($65 \times 20 \text{ cm}^2$)

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.66 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.026$$

$\mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$

$$A_{st} = \frac{M_{t \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.66 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.24 \text{ cm}^2$$

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

✓ Aux appuis

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{a \max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.53 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.10$$

$\mu = 0.10 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0.10 \rightarrow \beta = 0.947$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.53 \times 10^3}{0.947 \times 18 \times 348} = 0.932 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$

2. Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le (BAEL91, ART.A.7.2.12) :

$$\phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1.12 \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

Φ_t : diamètre des armatures transversales

h : hauteur des planchers

b_0 : largeur de l'âme

Φ_{\max} : diamètre maximale des armatures longitudinales

Soit $A^t = \Phi 6$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de ($\Phi 6$)

3. Espacement entre les armatures transversales (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm})$

$St \leq \min (0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 19.2 \text{ cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

e) Vérification à l'ELU:

1. Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « b » armée d'une section « A_s » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

Aux appuis : $A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

2. Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } V_{u\max} = 13.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13.27 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.614 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL } \frac{91}{\text{Art}} \text{ A.5.2.1,211})$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.614 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3. Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{umax}}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

En travée :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 1.2 = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.27 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113} = 0.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.72 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

En appuis :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times \pi \times 1.2 = 3.77 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.27 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.7} = 2.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

4. -Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad ; \quad \Phi = 12 \text{ mm}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}$$

5. La longueur d’ancrage : d’après l’article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

Lc = 0.4ls → lc = 0.4×40 = 16cm.

Avec :

ls : longueur de scellement droit.

Lc : longueur d’ancrage.

f) Calcul à l’ELS :

$q_s = G+Q = 3.54+1.63 = 5.1 \text{ KN/ml}$

1. Les efforts internes :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, pour obtenir les Résultats de calcul à l’ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l’ELU par le coefficient q_s/q_u .

$q_u=7.22 \text{ KN.m}$ $q_s/q_u=0.706$

2. calcul le moment fléchissant

sur appuis :

$M_A=M_D= 0.706 \times 3.32=2.34 \text{ KN.m}$

$M_b=M_c=0.706 \times 5.53=3.90 \text{ KN.m}$

En travée :

$M_{iAB}=M_{iCD}= 0.706 \times 7.66=5.40 \text{ KN.m}$

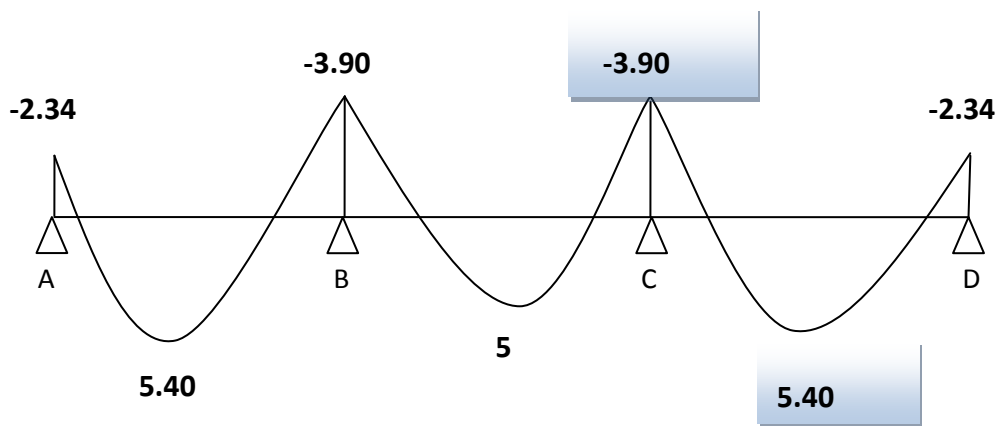
$M_{iBC}=0.706 \times 7.08= 5 \text{ KN.m}$

3. Calcul des efforts tranchants :

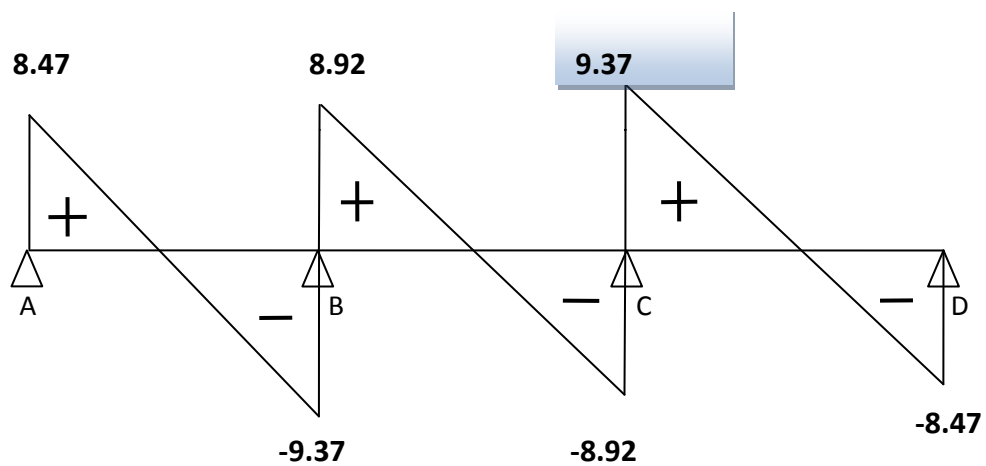
Vs = 0.706 Vu

Travée	[AB]	[BC]	[CD]
T_i [KN]	8.47	8.92	9.37
T_{i+1}[KN]	9.37	8.92	8.47

Tableau-III-2.1 les efforts tranchants



FigIII 2.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



FigIII 2.9: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

Moment max en travée : $M_{t \max} = 5.40 \text{ KN m}$

Moment max en appuis : $M_{a \max} = 3.90 \text{ KN m}$

Effort tranchant max : $V_{s \max} = 9.37 \text{ KN}$

g) Vérification à l'ELS :

▪ **Etat limite de la résistance de béton à la compression**

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} : \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

$$\rho = 0.523 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.8915 \quad \rightarrow \quad K_1 = 31.05 \quad \rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0.032$$

$$\sigma_{st} = \frac{(3.90) \times 10^3}{0.8915 \times 18 \times 1.13} = 215.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.032 \times 215.07 = 6.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **En travées**

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \quad \text{avec} : \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.569$$

$$\rho = 1.569 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.837 \quad \rightarrow \quad K_1 = 15.67 \quad \rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0.064$$

$$\sigma_{st} = \frac{(5.40) \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 101.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.064 \times 101.37 = 6.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est effectuée.

❖ **La Flèche :**

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

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{22.5} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M_t : moment maximum en travée.

M₀ : moment maximum isostatique

b₀ : largeur de nervure

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{315} = 0.06 \geq \frac{1}{22.5} = 0.04 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{condition n'est pas vérifiée}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

▪ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$f = \frac{M_t^S L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{315}{500} = 0.63 \text{ cm}$$

L=350-35=315cm (portée libre)

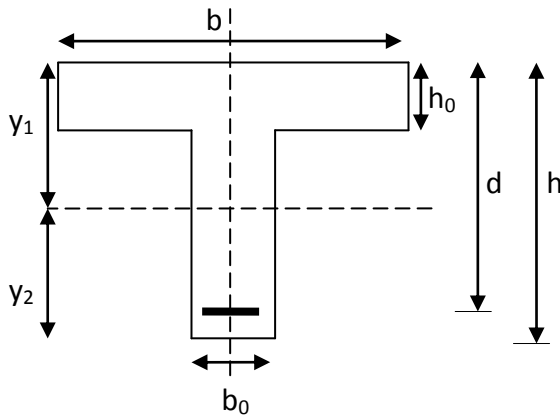
\bar{f} : La flèche admissible

E_v : module de déformation différé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_{fv} : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : moment d'inertie homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité



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

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0)h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 5 + 15 \times 3.39} = \frac{3739.3}{555.85} = 6.727 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6.846 = 13.273 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12(6.727^3 + 13.273^3)}{3} + (65 - 12)20 \left[\frac{20^2}{12} + \left(6.727 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39(13.273 - 2)^2$$

$$I_0 = 22077.005 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.015 \implies \beta = 0.978$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.015} = 1.096$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.51 ; 0 \} = 0.51$$

avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5.4}{0.978 \times 18 \times 3.39} = 90.48 \text{ MPa}$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 22077.005}{1 + 0.65 \times 1.096} = 14181.678 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{M_t^S L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5.4 \times 10^6 \times 3150^2}{10 \times 10818.87 \times 14181.678 \times 10^4} = 3.49 \text{ mm}$$

$f = 0.35 \text{ cm} > \bar{f} = 0.63 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

Après toutes les vérifications nous avons adopté les sections suivantes

Armatures en travée : **3HA12=3.39cm²**

Armatures en appuis : **1HA12=1.13cm²**

Armatures transversales : **2Φ6**

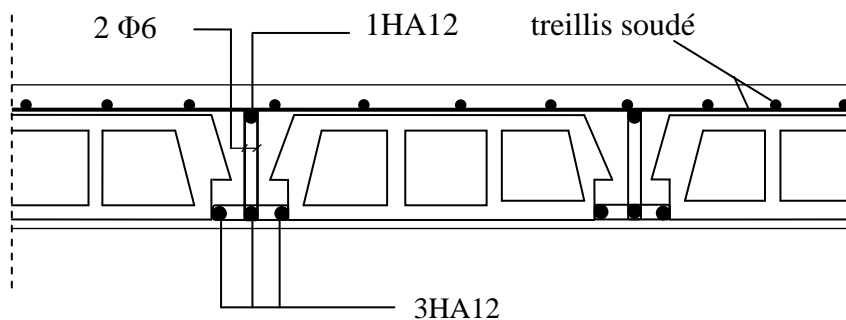


Fig –III-2.10 ferrailage des poutrelles

III.3) les balcons

Le balcon est en dalle pleine faisant suite à la dalle plancher. Il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, et libre de l'autre extrémité. Il est soumis à son poids propre, au poids du revêtement et au poids du garde corps (en brique creuse de 10 cm d'épaisseur). Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

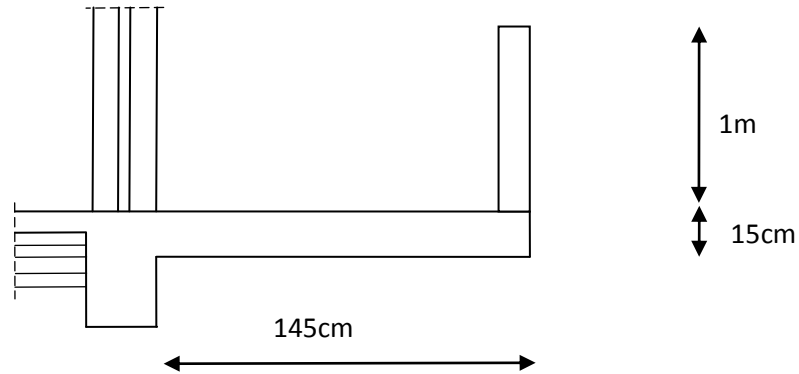


Figure III.3.1 : Coupe transversale d'un balcon

III.3.1) Dimensionnement

L'épaisseur des balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{145}{10} = 14,5$$

On adopte **e=15cm**

III.3.1.1 Détermination des charges :

a) Charges permanentes

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G₁=5,35

Tableau III-3.1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

b) Charge concentrée (garde corps) :

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			G2= 1,62

Tableau III 3.2 : Les charges concentrées revenant au balcon.

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie

Charges d'exploitation Q :

$$Q=3,5 \times 1=3,5 \text{ KN/ml.}$$

III.3.1.2 Combinaison des charges :

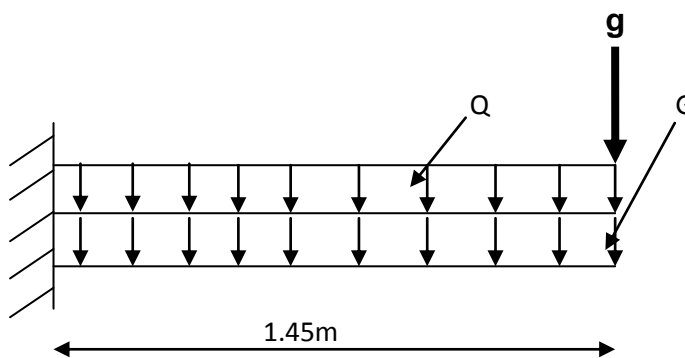


Fig III-3.2 Schéma statique du balcon

▪ **A l'ELU :**

La dalle pleine :

$$q_{u1} = 1,35G + 1,5Q \times 1 \text{ ml} = 1,35(5,35) + 1,5(3,5) = 12,47 \text{ KN/ml}$$

Garde Corp :

$$q_{u2} = 1,35g = 1,35(1,62) \times 1 \text{ ml} = 2,187 \text{ KN/ml}$$

▪ **ELS :**

$$q_{s1} = G + Q = (5,35 + 3,5) \times 1 \text{ ml} = 8,85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = g = 1,62 \times 1 \text{ ml} = 1,62 \text{ KN/ml}$$

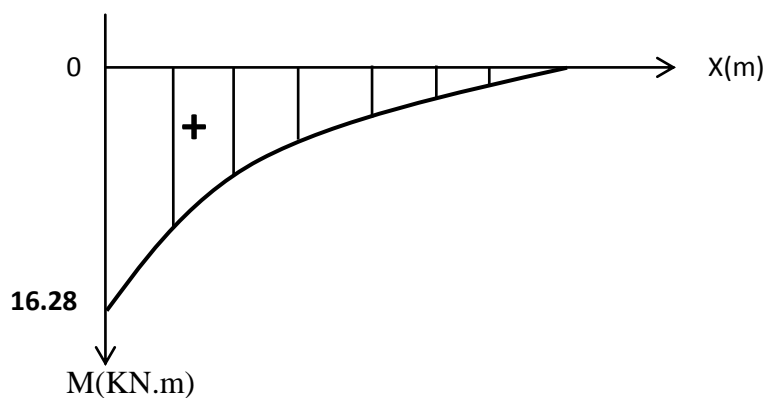
a) Calcul des moments fléchissant :

1) a l'ELU :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, le moment agissant à ce niveau est :

$$M_U = \frac{q_{u1}L^2}{2} + q_{u2}xl$$

$$M_u = \frac{12,47 \times 1,45^2}{2} + 2,187 \times 1,45 = 16,28 \text{ KN.m}$$



FigIII-3.3 Diagramme de moment à l'ELU

2) A l'ELS

$$M_s = \frac{q_{s1}L^2}{2} + q_{s2}xl$$

$$M_s = \frac{8.87 \times 1.45^2}{2} + 1.62 \times 1.45 = 11.67 \text{ KN.m}$$

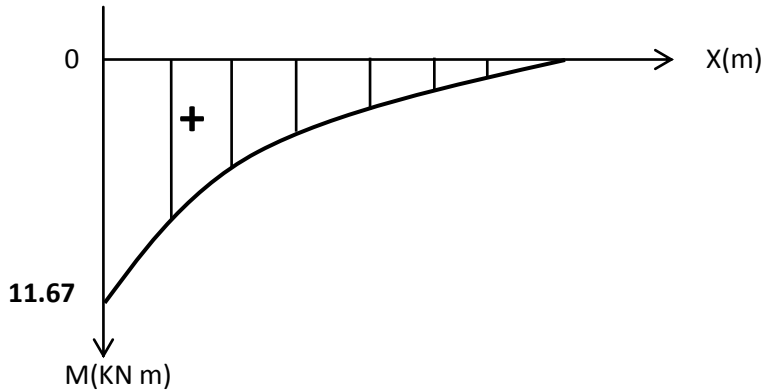


Fig-III-3.4 Diagramme de moment à l'ELS

III.3.1.3 Ferrailage:

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.28 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.067$$

$\mu = 0.067 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0.067 \rightarrow \beta = 0.965$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.28 \times 10^3}{0.965 \times 13 \times 348} = 3.73 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.1.4 Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3.73 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

b) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9 d \sum u_i}$$

$$V_{u\max} = q_u \times l + g$$

$$V_{u\max} = (12.47 \times 1.45) + 2.187 = 20.268 \text{ KN}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.79 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.268 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.79} = 1.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

c) Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } V_{u\max} = 20.268 \text{ KN}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91 Art . A. 5.2.1,211})$$

$$\tau_u = \frac{20.268 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.156 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.156 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad ; \quad \Phi = 12 \text{ mm}$$

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

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

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

. \rightarrow Soit des crochets de longueur $La = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ [cm]}$. (Art A.6.1, 253 BAEL 91)
Soit $La = 18 \text{ [cm]}$.

e) Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

▪ **Armature principale**

$$S_{t1} = 25 \text{ cm} < \min [3h, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

▪ **Armature secondaires**

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min [4h, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.1.5 Vérification à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a) Vérification des contraintes dans le béton :

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

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

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

Pour une section rectangulaire $b = 100$ cm ; $e = 20$ cm, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α :

$$\gamma = \frac{16.28}{11.67} = 1.397$$

$$\mu = 0.067 \quad \alpha = 0.0867 < \frac{1.397 - 1}{2} + \frac{25}{100} \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

b) Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec $\eta = 1.6$ pour les barres HA

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.43$$

$$\rho = 0.43 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.859$$

$$\sigma_{st} = \frac{11.67 \times 10^6}{0.859 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 184.69 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 184.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

c) vérification de la flèche :

Pour dispenser du calcul de la flèche on doit vérifier ces trois conditions :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{15}{145} = 0.103 > 0.062 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{fe} \implies \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.015 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \implies 0.103 > \frac{16.28}{10 \times 16.28} = 0.1 \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Résultat :

Après toute vérification nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales :**

$$A_{st} = 4HA12 = 4.52\text{cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t=25\text{cm}$$

- **Armatures de répartitions**

$$A_r = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2 \quad \text{avec un espacement } S_t=25\text{cm}$$

1. Vérification du balcon au séisme (Art 6.2.3 RPA99)

Le balcon est calculé sous l'action horizontale sous la formule suivante

$$F_p = 4.A.C_p.W_b$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A=0.15$ (zonée II_a, groupe d'usage 2)

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires
élément en console → C_p=0.3

W_p : poids de Le balcon, W_b=5.44 KN/ml

$$F = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 5.44 = 0.97 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Le balcon est calculé avec un effort horizontale(Q) supérieur à l'effort sismique (F_p) . Donc le ferrailage adopté précédemment conviendra

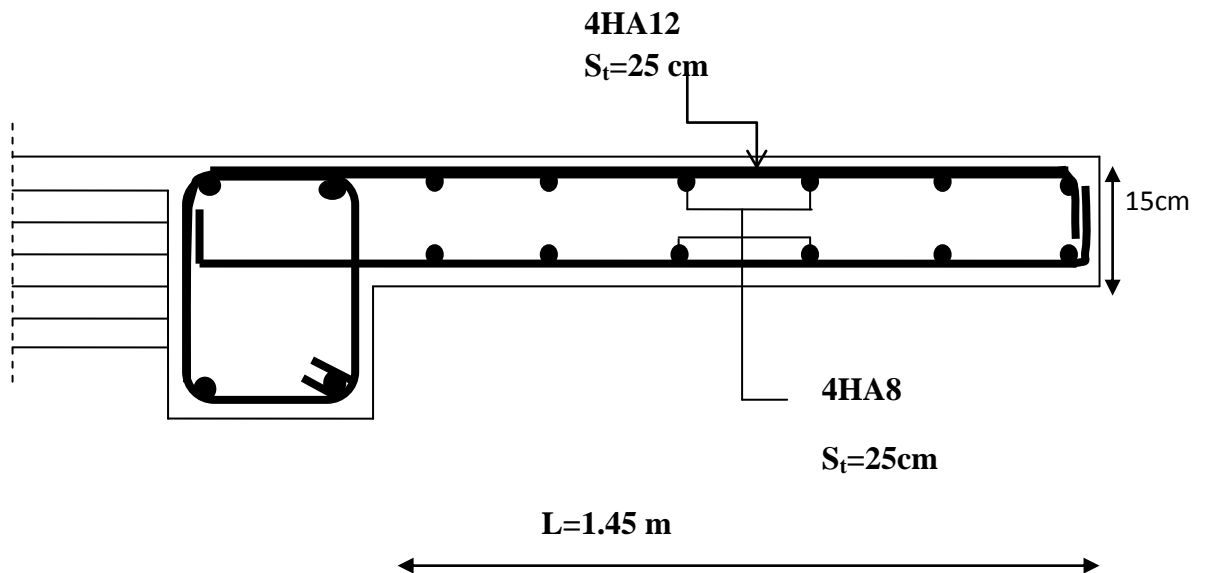


Fig III-3-5 : ferrailage de la console

III .4.1 Définition :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès aux personnes, se déplaçant le long de guide verticaux.

Notre immeuble comporte une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V= (1\text{m/s})$

la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

La cage d'ascenseur est composée d'une dalle pleine de dimensions $(1.55 \times 2.10) \text{ m}^2$. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 90kN.

III .4.2-Pré-dimensionnement :

- **Hauteur de la dalle :**

$$ht = \frac{lx}{30} = \frac{155}{30} = 5.16 \text{ cm}$$

ht : doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

On optera pour une hauteur : $ht = 15\text{cm}$

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

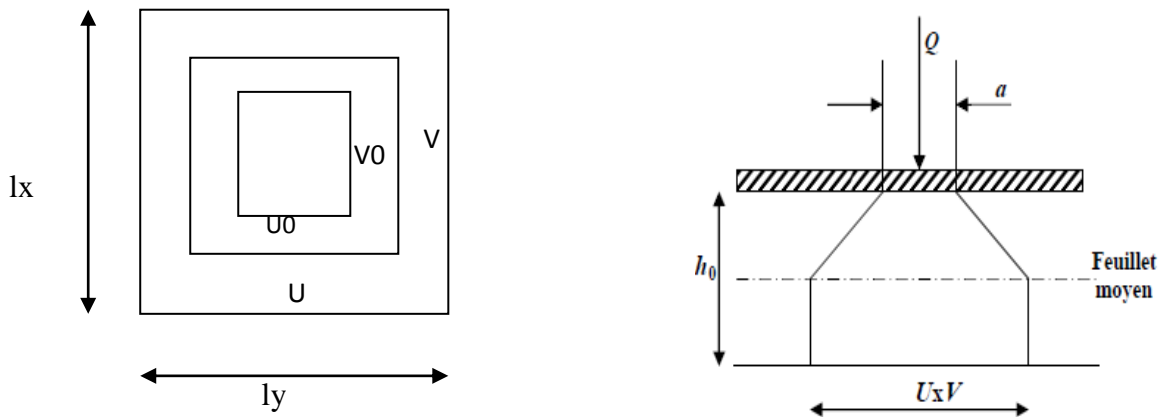


Fig. III.4.1 Diffusion de la charge dans le feuillet

- **Calcul de U et V:**

On a: $U = U_0 + e.K + ht$

$V = U_0 + e.K + ht$

Avec :

ht : épaisseur de la dalle ($ht = 15\text{cm}$)

e : épaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton (coefficient donné par les abaques de PIGEAUD K=2).

$U_0 = V_0 = 80$ cm (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III .4.3-Calcul des moments

- **Les moments M_{x1}, M_{y1} engendrée par le système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q \cdot (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q \cdot (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

v: Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à : l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à : l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{U}{l_x} ; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,55}{2,10} = 0,74 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens. Le calcul se fera en flexion en considérant deux bandes de 1m de longueur au milieu de chaque portée.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = 0,74 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{155} = 0,67 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{210} = 0,5 \end{aligned} \right\} M_1=0,091 \text{ et } M_2=0,058$$

- **Calcul à l'ELU:**

$$M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,091 = 11,05 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,058 = 7,05 \text{ KN/m}$$

- **Les moments M_{x2}, M_{y2} engendrée par le poids propre de la dalle**

$\rho = 0,74 > 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,74 \quad \mu_x = 0,0634 \quad ; \quad \mu_y = 0,494$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

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

Avec:

$$G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml et } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0634 \times 6,563 \times (1,55)^2 = 0,999 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,494 \times 0,999 = 0,493 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,05 + 0,999 = 12,499 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,05 + 0,493 = 7,543 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis :

❖ **Moments en travée :**

$$M_{xt} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12,499 = 10,624 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7,543 = 6,411 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_{xa} = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 12,499 = -3,749 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 7,543 = -2,263 \text{ KN.m}$$

Calcul à l'ELS

- **Les moments M_{x1} , M_{y1} engendrée par le système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = q \cdot (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q \cdot (M_2 + \nu M_1) \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson $\nu = 0,2$ à l'ELS

$$q_s = p$$

$$M_{x1} = 90 \cdot (0,091 + 0,2 \times 0,058) = 9,234 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 \cdot (0,058 + 0,2 \times 0,091) = 6,858 \text{ KN.m}$$

- **Les moments M_{x2} , M_{y2} engendrée par le poids propre de la dalle**

$$\rho = 0,74 \quad \mu_x = 0,0696 \quad ; \quad \mu_y = 0,632$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0696 \times 4,75 \times (1,55)^2 = 0,794 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,632 \times 0,794 = 0,501 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.234 + 0,794 = 10.028 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.858 + 0,501 = 7.359 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis :

- ❖ Moments en travée :

$$M_{xt} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10.028 = 8.523 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 7.359 = 6.255 \text{ KN.m}$$

- ❖ Moments aux appuis :

$$M_{xa} = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 10.028 = -3.008 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 7.359 = -2.207 \text{ KN.m}$$

III .4.3-Le ferrailage:

- Dans le sens x-x

- **Aux appuis:** $M_{xa} = 3.008 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.008 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,012 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,012 \quad ; \quad \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{3.008 \times 10^5}{0,994 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,669 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²** Avec : St=25cm

- **En travée :** $M_{xt} = 8,523 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,523 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,035 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,035 \quad ; \quad \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{8,523 \times 10^5}{0,982 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1.918 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA10 = 3,14 cm²** Avec : St=25cm

- Dans le sens y-y

- **Aux appuis:** $M_{ya} = 2,207 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,207 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,009 < \mu l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A) :

$$\mu = 0,009 \quad ; \quad \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{2,207 \times 10^5}{0,995 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 0,490 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8 = 2,01 cm²** Avec : St=25cm

➤ **En travée :** $M_{yt} = 6.255 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.255 \times 10^5}{100 \times (13^2) \times 14.2 \times 10^2} = 0,026 < u_l = 0.392$$

La Section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,026 \quad ; \quad \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta X d \times \sigma_{st}} = \frac{6.255 \times 10^5}{0,987 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,40 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA10 = 3,14 cm²** Avec : St=25cm

III .4.4-Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

$$A_{st} \geq \rho_0 b h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

ρ_0 : taux d'armatures dans chaque direction.

ρ_0 : 0.8‰ : Pour les HA (FeE400 et FeE500).

$$A_a = 2,01 > 0,0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.74}{2} \right) = 1,356 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t = 3,14 > 0,0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.74}{2} \right) = 1,356 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\varnothing_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$\varnothing = 10 \text{ mm} < \varnothing_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: St=25cm $\leq \min (3h ; 33) \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- Armatures $A_y // L_y$: St=25cm $\leq \min (4h ; 45) \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification au cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

La fissuration est peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPa \right\}$$

$$\min \left(\frac{0.07 \times 25}{1.5} ; 5MPa \right) = 1,16 MPa$$

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{2V \times U} = \frac{90}{2 \times 1,05 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{p}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.219 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,219 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

III .4.5-Vérification à l'ELS

Sens x-x

1. Etat limite d'ouverture des fissures : La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2. Etat limite de résistance du béton à la compression :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} ; K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,1546 \rightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow \alpha = 0,195 \rightarrow K = 0,016$$

$$M_a = 3.749 \text{ KN.m} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{3.749 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 153.45 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st} = 0.016 \times 153.45 = 2.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.832$$

$$\rho = 0.832 \rightarrow \beta_1 = 0,921 \rightarrow \alpha = 0,237 \rightarrow K = 0,021$$

$$M_t = 10.624 \text{ KN.m} \quad \rightarrow \quad \sigma_{st} = \frac{10.624 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 282.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,021 \times 282.59 = 5.934 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

3. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{155} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{155} = 0,096 > \frac{1}{20} \times \frac{7,36}{8,65} = 0,0425 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3,14}{100.13} = 0,0024 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III .4.6-Schéma de ferrailage :

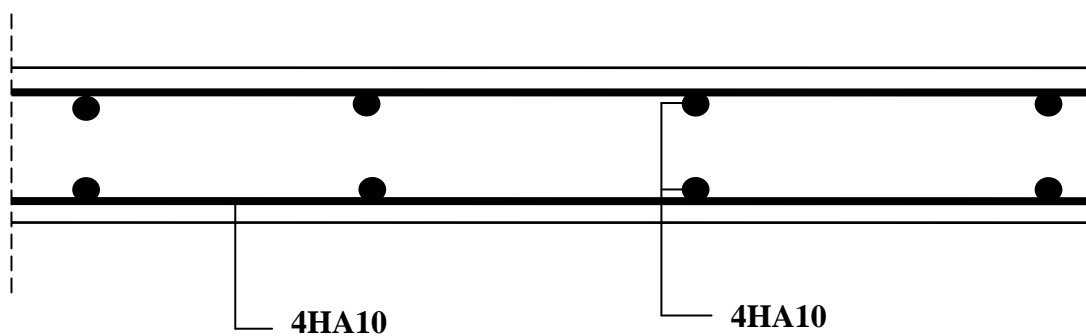


Fig.III.4.2. schéma de ferrailage

III.5. Calcul des escaliers

III.5.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

Dans notre cas, il est conçu en béton armé coulé sur place et il est partagé en deux 2 types :

- 1) Escalier droits a trois volées
- 2) Escalier balancés

III.5.2 Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h),
- le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

Dans notre cas on s'intéresse au calcul d'escalier Type 1 : **Escaliers droits a trois volées**

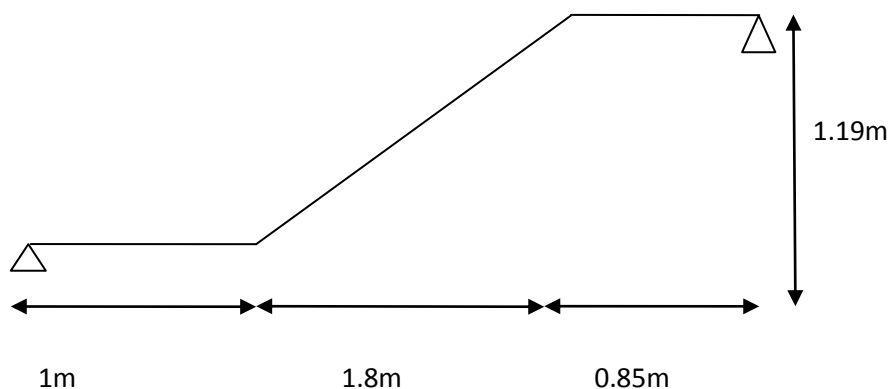


Fig III-5.1 : schéma statique de l'escalier

III.5.2.1 Calcul n,h et g :

En tenant compte des dimensions sur les plans, les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule de BRONDEL :

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

Pour un un bâtiment à usage d'habitation :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g \leq 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marche : $n=H/h$.

Le nombre de marche : $m=n-1$.

Raideur d'escalier : $r=h/g$.

En habitation collective l'emmarchement doit être $\geq 120\text{cm}$

La profondeur $L1 \geq 3g$ ou $L1 \geq 110\text{cm}$.

- **Application :**

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

Nombre de marches $n = \frac{119}{17} = 7$ contre marches sur deux volées

On a $g + 2h \leq 66\text{ cm}$ donc $g \leq 66 - (2 \times 17) = 32\text{cm}$

On prend $g = 30\text{cm}$

Vérification des lois de BLONDEL :

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

$$2h+g = 2 \times (17) + 30 = 64\text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.2.2 Dimensionnement de la paillasse :

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

Avec L : la longueur réelle de la paillasse et du paliers

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \implies \alpha = 29.53^\circ$$

La longueur de la paillasse est :

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos (29.53)} = 206.90 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + 1 + 1.1 = 206.90 + 100 + 85 = 391.9 \text{ cm on prend } L = 392 \text{ cm}$$

$$\frac{392}{30} \leq e_p \leq \frac{392}{20}$$

$$13.06 \leq e_p \leq 19.6$$

On opte pour une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$ pour le paillasse et le palier

III.5.2.3 Détermination des charges et surcharges

1. Charge permanente

✓ **Poids des revêtements**

ELEMENTS	POIDS(KN/m ²)
Revêtement de carrelage (2cm)	22 x 0.02=0.44
Mortier de pose (2cm)	22x0.02=0.44
Couche de sable (2cm)	18x0.20=0.36
Enduit de ciment (1.5cm)	22x0.015=0.33
Poids propre de garde corps	0.2
Charge totale	G_r=1.77

✓ Le palier

ELEMENTS	POIDS(KN/m ²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	25x0.15=3.75
Poids des revêtements	1.77
Charge totale	G₁= 5.52

✓ La volée

ELEMENTS	POIDS(KN/m ²)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.15}{\cos\alpha} = 4.31$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.13$
Poids des revêtements	1.77
Charge totale	G₂=8.03

a) Surcharge d'exploitation

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

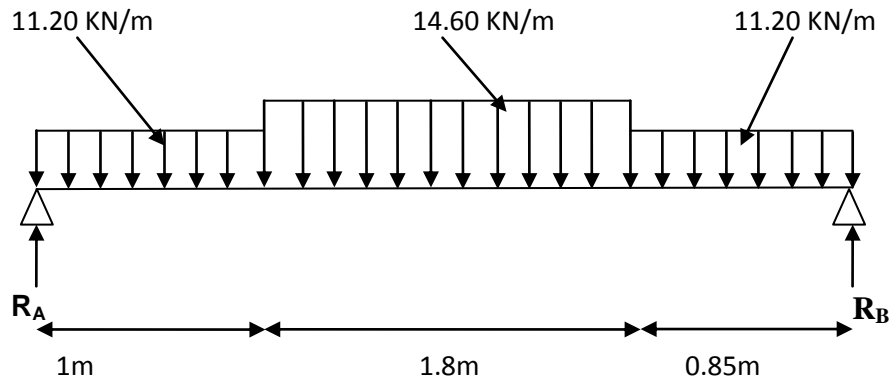
b) Combinaison des charges à l'ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{Palier : } q_u = 1.35(5.52) + 1.5(2.5) \times 1 \text{ ml} = 11.20 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_u = 1.35(8.03) + 1.5(2.5) \times 1 \text{ ml} = 14.60 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des efforts internes :



• Réactions d'appuis :

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A = 23.38KN$$

$$R_B = 23.62KN$$

• Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :

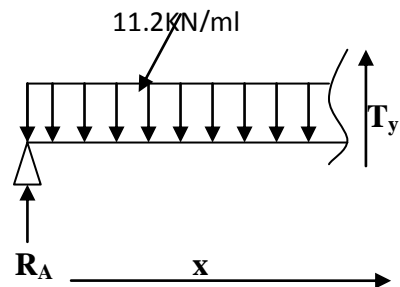
✓ Effort tranchant :

1 er tronçon_ $0 \leq x \leq 1m$

$$\sum F = 0 ; T_y = 11.2x - 23.38$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = -23.38KN$$

$$X= 1m \rightarrow T(1m) = -12.18KN$$

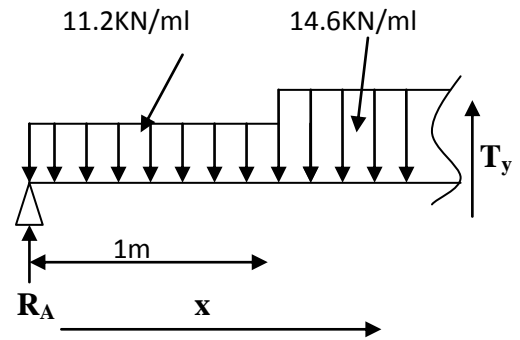


2^{er} tronçon $1 \leq x \leq 2.8m$

$$\sum F = 0 ; T_y = 14.6x - 26.78$$

$$X=1 \rightarrow T(1) = -12.18KN$$

$$X= 2.8 \rightarrow T(2.8m) = 14.1KN$$

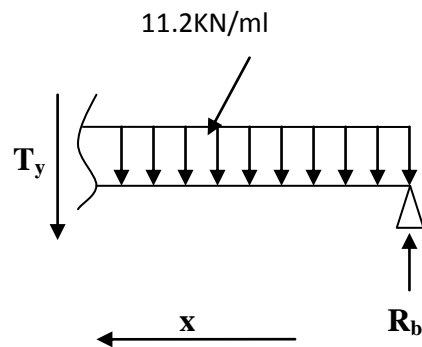


3^{er} tronçon $0 \leq x \leq 0.85m$

$$\sum F = 0 ; T_y = -11.2x + 23.62$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = 23.62KN$$

$$X= 0.85m \rightarrow T(0.85m) = 14.1KN$$



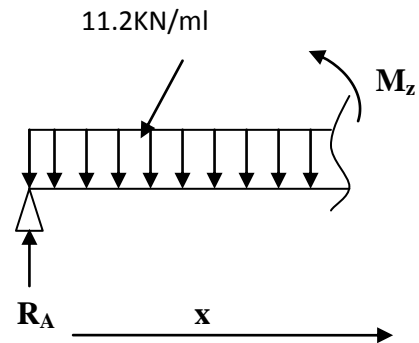
✓ **Moment fléchissant :**

1^{er} tronçon $0 \leq x \leq 1m$

$$\sum M = 0 ; M_z = 23.38x - 11.2 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \rightarrow M(0) = 0KN.m$$

$$X= 1m \rightarrow M(1m) = 17.78KN.m$$

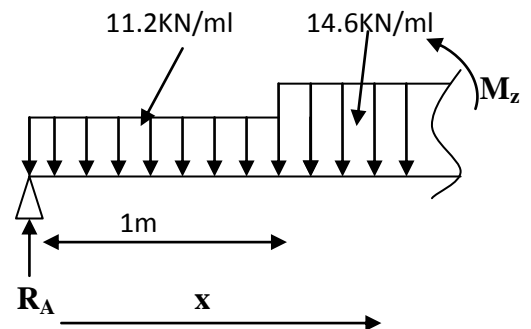


2^{er} tronçon $1 \leq x \leq 2.8m$

$$\sum M/A = 0 ; M_z = -7.3 x^2 + 26.78x - 1.7$$

$$X=1 \rightarrow M(1m) = 17.78KN$$

$$X= 0.85 \rightarrow M(2.8m) = 16.05KN$$

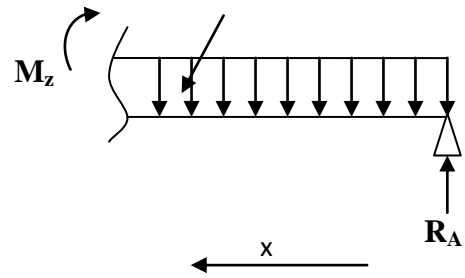


3^{er} tronçon $0 \leq x \leq 0.85\text{m}$

$$\sum M = 0 ; M_z = 23.62x - 11.2 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \rightarrow M(0) = 0\text{KN}$$

$$X= 0.85 \rightarrow M(0.85\text{m}) = 16.03\text{KN}$$



Après avoir résoudre l'équation $T_y = 0$ on aura la valeur du moment max à $X = 1.834\text{m}$

et $M_{\text{max}} = 22.86 \text{ KN.m}$

✓ Diagramme récapitulatif :

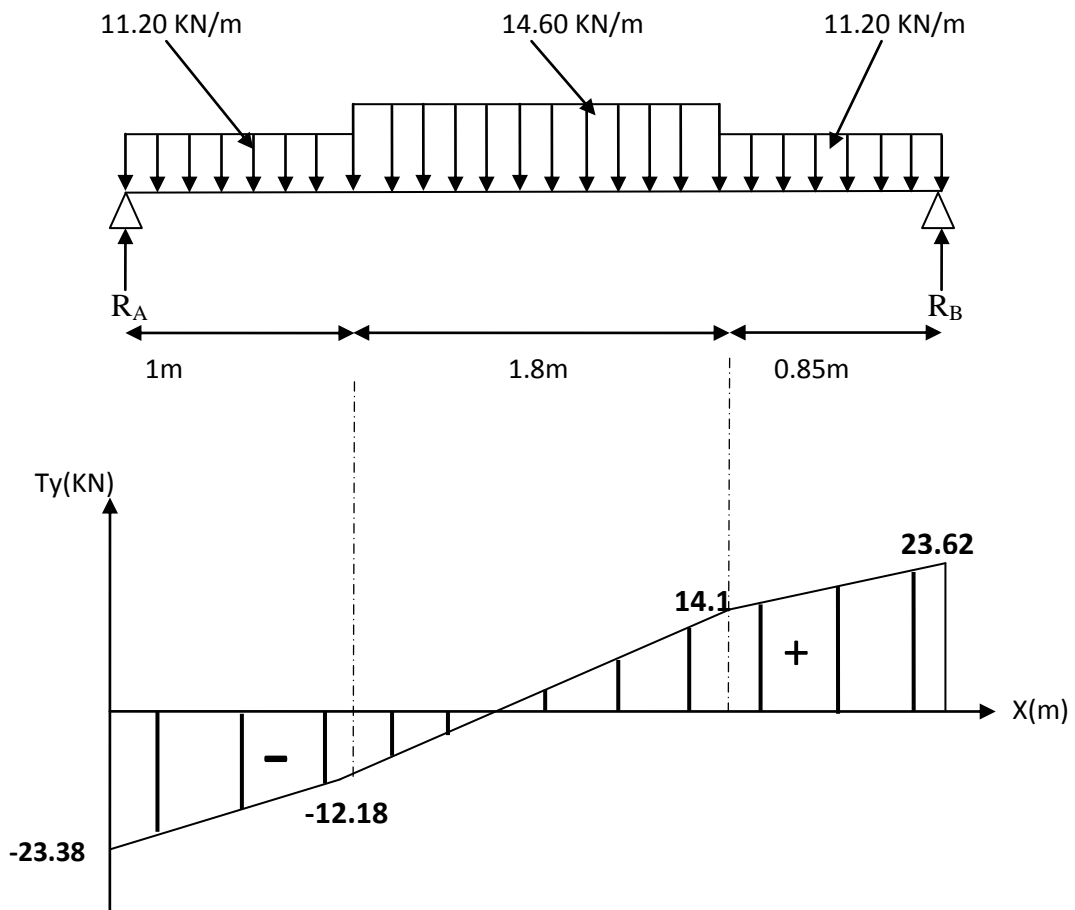


Fig III-2 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU

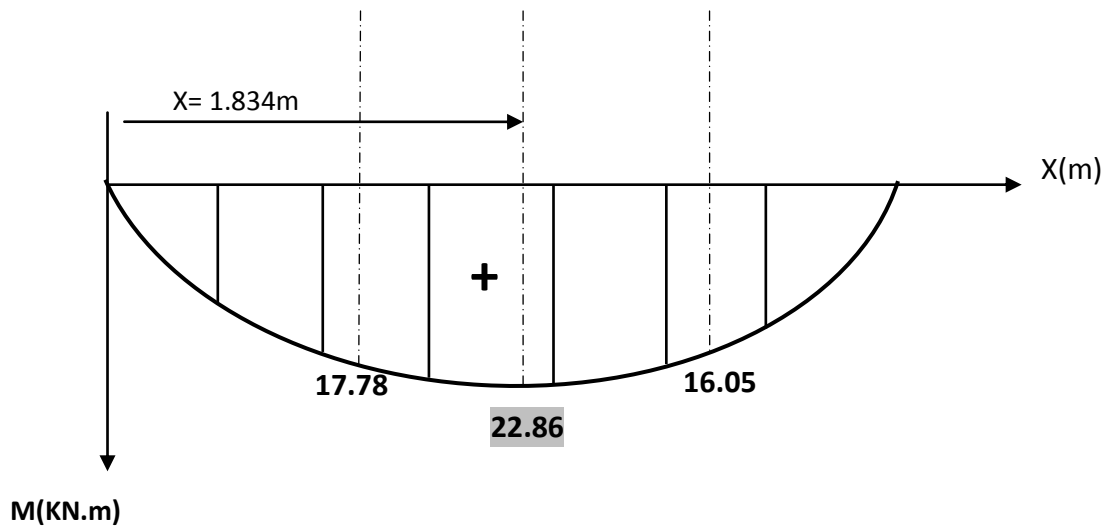


Fig III-3 Diagramme des moments à l'ELU

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

✓ **Le moment aux appuis :**

$$M_a = 0.3 M_{\max} = 0.3 \times 22.85 = 6.75 \text{ KN.m}$$

✓ **Le moment en travée :**

$$M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 22.85 = 19.42 \text{ KN.m}$$

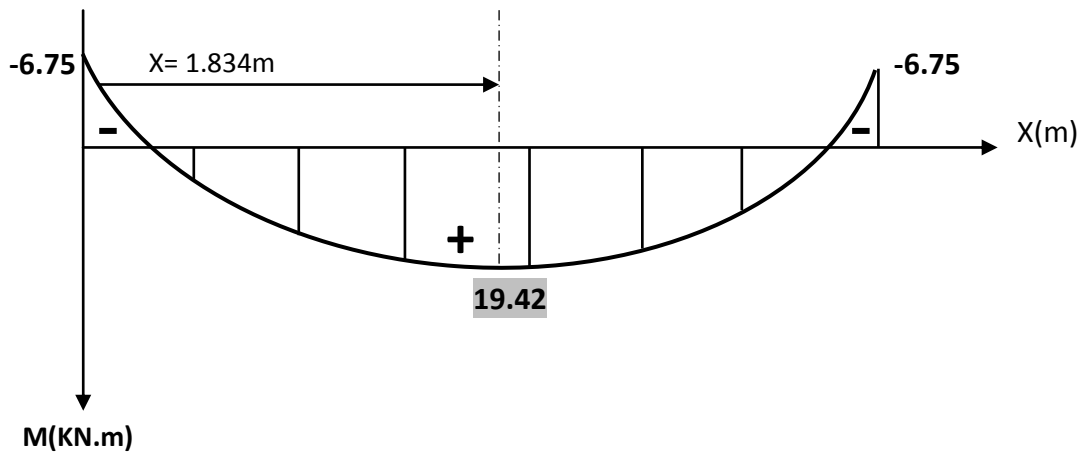
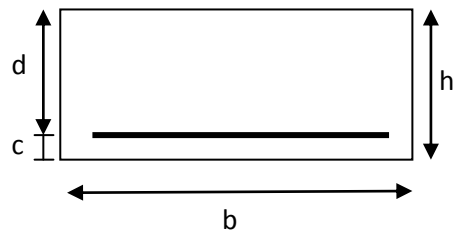


Fig III-4 Diagramme des moments réduit à l'ELU

III.5.2.4 Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire dont les caractéristiques géométrique sont :

b=100 cm; h=15 cm; c=2cm ; d=13cm



a) En travée:

$$M_u^t = 19.42 \text{ KN.m}$$

Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19.42 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.080$$

$\mu = 0.080 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0.080 \rightarrow \beta = 0.958$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.42 \times 10^3}{0.958 \times 13 \times 348} = 4.48 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5 \text{ HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

b) En appuis :

$$M_u^a = 6.75 \text{ KN.m}$$

Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.75 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.028$$

$\mu = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.75 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

1) Vérification à l'ELU:**a) Condition de non fragilité (BAEL 91, A 4.2.1)**

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.57 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } V_{u\max} = 23.62\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{23.62 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.18\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91 Art . A. 5.2.1,211})$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{MPa} ; 5\text{MPa} \} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.18\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :
(BEAL91/Art a.5.1,313)

On doit vérifier :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1}{1.5} = 780\text{KN}$$

$$V_u = 23.62\text{KN} \leq \bar{V}_u = 780\text{KN} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellment} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

- **En travée :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188.49 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.62 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.49} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

- **En appuis :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 10 = 157.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.62 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 157.07} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

- e) **Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; \Phi = 10 \text{ mm}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 40 \text{ cm}$

- f) **La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).**

$$l_c = 0.4l_s \quad \rightarrow \quad l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

Avec :

l_s : longueur de scellement droit.

l_c : longueur d'ancrage.

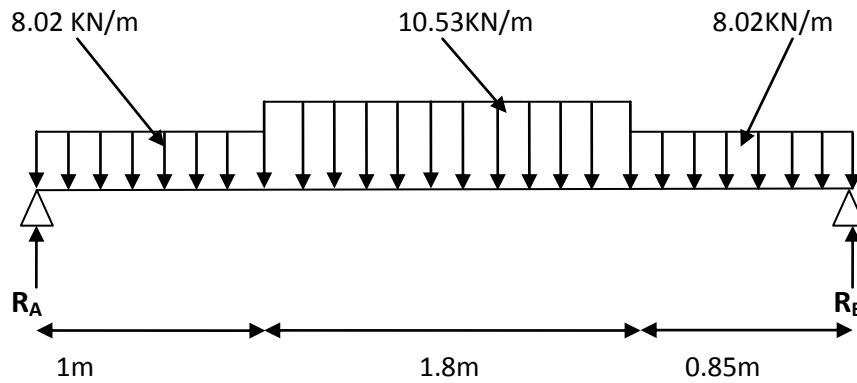
- 2) **Combinaison des charges à l'ELS**

$$q_s = G + Q$$

$$\text{Palier : } q_s = 5.52 + 2.5 \times 1 \text{ ml} = 8.02 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Volée : } q_s = 8.03 + 2.5 \times 1 \text{ ml} = 10.53 \text{ KN/ml}$$

Calcul des efforts internes :



Réactions d'appuis :

D'après les lois de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A = 16.80 \text{ kN}$$

$$R_B = 17 \text{ kN}$$

Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :

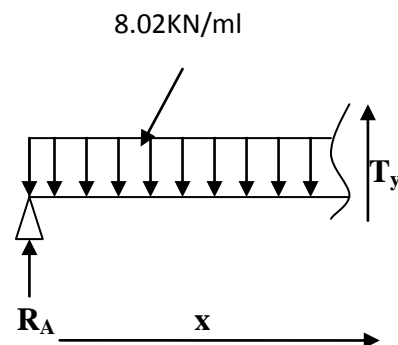
✓ Effort tranchant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 8.02x - 16.80 +$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = -16.80 \text{ kN}$$

$$X=1 \text{ m} \rightarrow T(1 \text{ m}) = -8.78 \text{ kN}$$

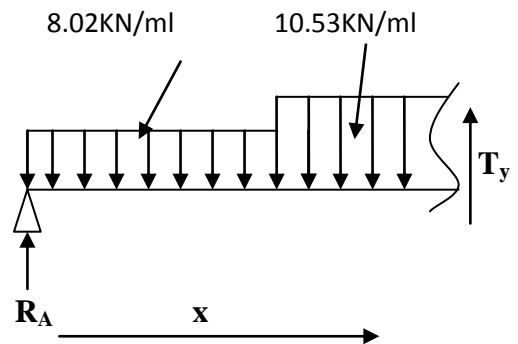


2^{er} tronçon : $1 \leq x \leq 2.8\text{m}$

$$\sum F = 0 ; T_y = 10.53x - 19.31$$

$$X=1 \rightarrow T(1) = -8.78\text{KN}$$

$$X= 2.8 \rightarrow T(2.8\text{m}) = 10.17\text{KN}$$

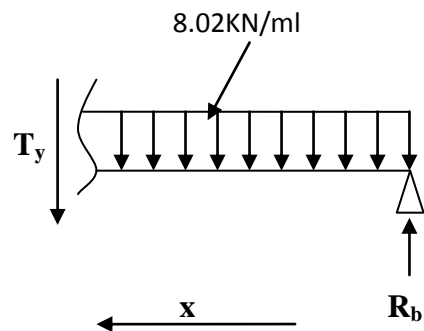


3^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.85\text{m}$

$$\sum F = 0 ; T_y = -8.02x + 17$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = 17\text{KN}$$

$$X= 0.85\text{m} \rightarrow T(0.85\text{m}) = 10.18\text{KN}$$



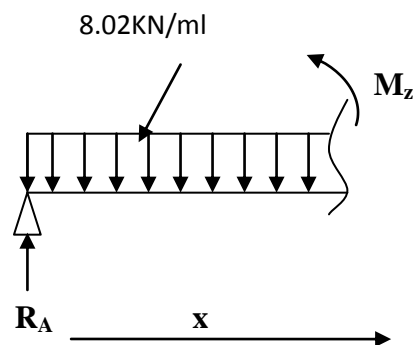
✓ **Moment fléchissant :**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1\text{m}$

$$\sum M = 0 ; M_z = 16.8x - 8.02 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \rightarrow M(0) = 0\text{KN.m}$$

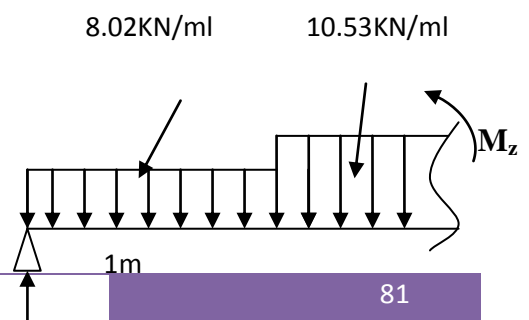
$$X= 1\text{m} \rightarrow M(1\text{m}) = 12.79\text{KN.m}$$



2^{er} tronçon : $1 \leq x \leq 2.8\text{m}$

$$\sum M/A = 0 ; M_z = -5.265x^2 + 19.31x - 1.255$$

$$X=1 \rightarrow M(1\text{m}) = 12.79\text{KN}$$



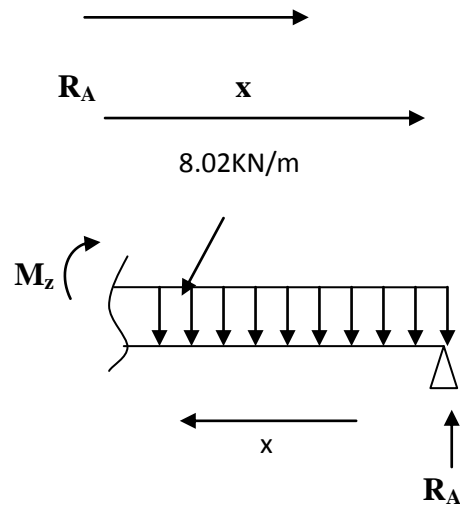
$X = 0.85 \rightarrow M(2.8m) = 11.55KN$

3 er tronçon : $0 \leq x \leq 0.85m$

$\sum M = 0 ; M_z = 17x - 8.02 \frac{x^2}{2}$

$X = 0 \rightarrow M(0) = 0KN$

$X = 0.85 \rightarrow M(0.85m) = 11.55KN$



$M_{max} = 16.45KN.m$ à $X = 1.834m$

Diagramme récapitulatif :

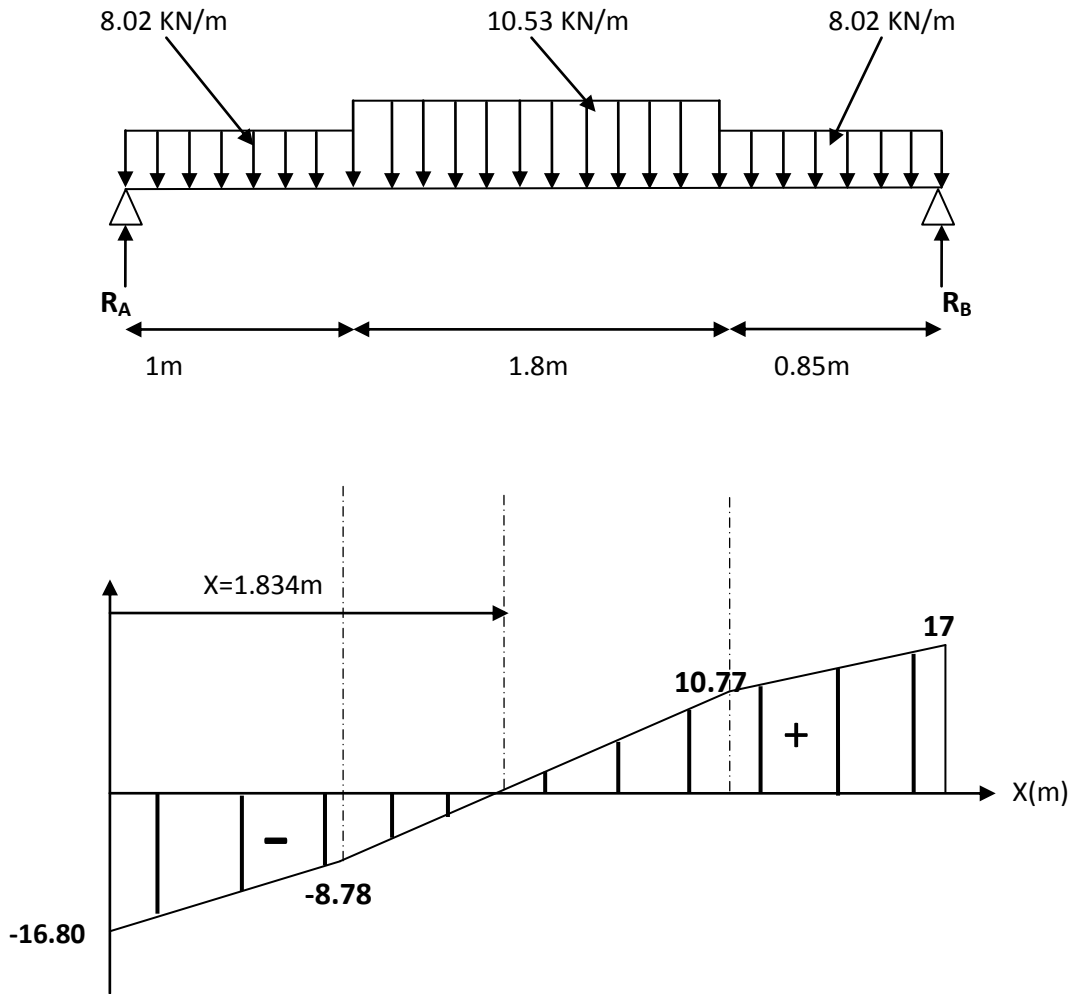


Fig III-2 : diagramme des efforts tranchants à l'ELS

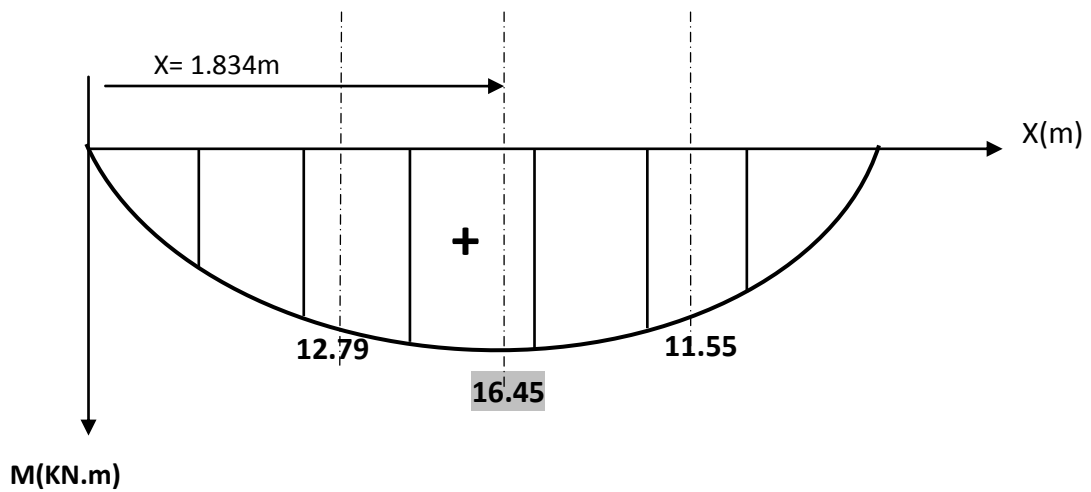


Fig III-5 Diagramme des moments à l'ELS

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux appuis :

$$M_a = 0.3 M_{max} = 0.3 \times 16.45 = 4.94 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 16.45 = 13.98 \text{ KN.m}$$

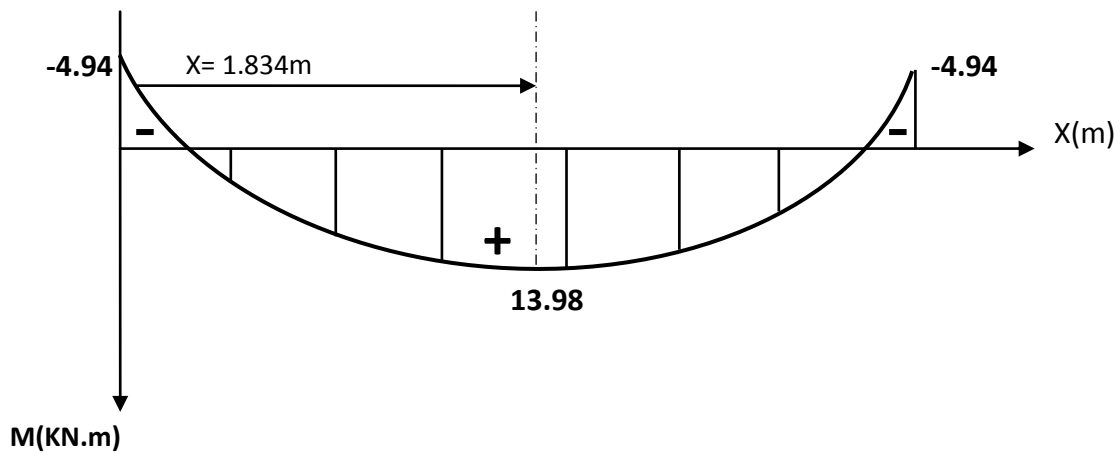


Fig III-5 Diagramme des moments réduits à l'ELS

Etat limite de la résistance de béton à la compression

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho = 0.174 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.921 \quad \rightarrow \quad K_1 = 48.695 \quad \rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0.020$$

$$\sigma_{st} = \frac{(4.94) \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 131.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.020 \times 48.695 = 2.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travéesCalcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho = 0.302 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.913 \quad \rightarrow \quad K_1 = 42.88 \quad \rightarrow \quad K = 1/K_1 = 0.023$$

$$\sigma_{st} = \frac{(13.98) \times 10^3}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 299.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0.023 \times 299.70 = 6.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- La flèche :

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

 M_t : moment maximum en travée. M_0 : moment maximum isostatique

b : largeur de la section

d : la hauteur utile

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{365} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{condition n'est pas vérifiée}$$

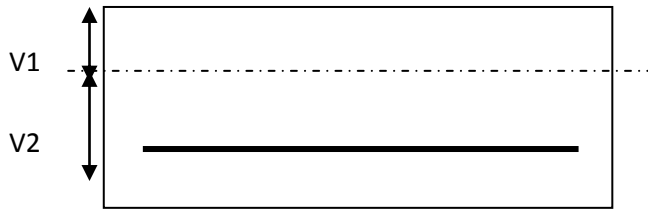
Le calcul de la flèche est nécessaire

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v \times I}$$

L=365cm (portée libre)

 \bar{f} : La flèche admissible E_v : module de déformation déformé $E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie totale de la section homogène



$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 - V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.80 = 7.20 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène est :

$$I = \frac{100}{3}(7.80^3 + 7.20^3) + 15 \times 5.65(7.20 - 2)^2$$

$$I = 32551.64 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.53 \times 3650^4}{10818.87 \times 32551.64 \times 10^4} = 6.91 \text{ mm}$$

$$f = 6.91 < \bar{f} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.6. Etude de la poutre palière du l'étage courant (brisé) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portee est de 3.2m (entre nu d'appuis).

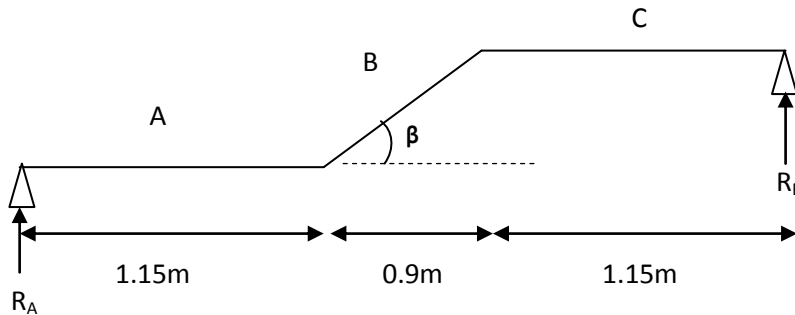


Fig III.6.1 schéma statique de la poutre brisée

Calcule de la longueur réelle :

$$\beta = 29.53^\circ$$

$$L' = 1.15 + 1.15 + 0.90 / \cos(29.53) = 3.33 \text{ m}$$

III.6.1-Pré dimensionnement :

➤ La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

h : Hauteur de la poutre.

L : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{max} = 3,33 \text{ m} \rightarrow \frac{333}{15} \leq h \leq \frac{333}{10} \rightarrow 22.2 \leq ht \leq 33.3$$

Soit : **ht = 35 cm.**

➤ La largeur de la poutre est donnée par suivante :

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \text{ d'où } 14 \leq b \leq 24,5$$

Soit **b = 25cm.**

- Vérifications des conditions du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99) :

- $b \geq 20$ cm $25 \geq 20$ cm **condition vérifiée.**
- $ht \geq 30$ cm..... $35 \geq 30$ cm **condition vérifiée.**
- $ht / b \leq 4$ $35/25 = 1,4 \leq 4$ **condition vérifiée.**

III.6.2-charges revenants à la poutre

Charge supportée par la poutre:

- Poids propre :

Partie A et C : $G1 = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,19$ KN/ml

Partie B : $G2 = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times \frac{1}{\cos(29.54)} = 2,51$ KN/ml

Poids propre de mur :

Partie A et B :

$$q_m^1 = 2.4 \times 1.57 = 3.77 \text{KN/m}$$

Partie C :

$$q_m^1 = 2.4 \times 0.89 = 2.14 \text{KN/m}$$

- Réaction du palier et la pailleasse sur la poutre : $R_u^b = 23.62$ KN ; $R_s^b = 17$ KN

Combinaison de charges à ELU:

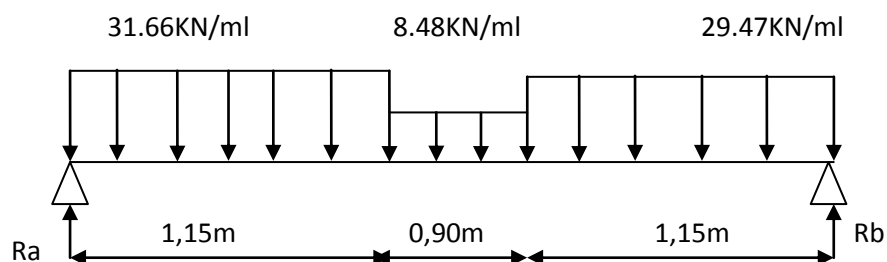
$$qu_A = 1.35 (G1 + q_m^1) + R_u^b = 1,35 \times (2.19 + 3.77) + 23.62 = 31.66 \text{KN/ml}$$

$$qu_B = 1.35(G2 + q_m^1) = 1,35 \times (2.51 + 3.77) = 8.48 \text{KN/ml}$$

$$qu_C = 1.35 (G1 + q_m^2) + R_u^b = 1,35 \times (2.19 + 2.14) + 23.62 = 29.47 \text{KN/ml}$$

III.6.3-Détermination des efforts internes :

- Calcul les réactions d'appuis



D'après les lois de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A = 39.77KN$$

$$R_B = 38.16KN$$

▪ **Calculs des efforts tranchants et moments fléchissant :**

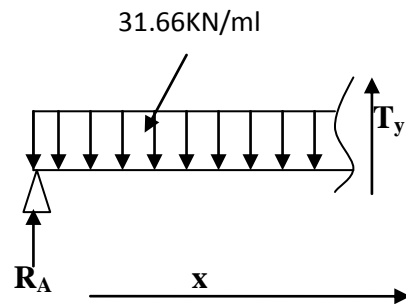
✓ Effort tranchant :

1 er tronçon : $0 \leq x \leq 1.15m$

$$\sum F = 0 ; T_y = 31.66x - 39.77$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = -39.77KN$$

$$X= 1m \rightarrow T(1m) = -3.36KN$$

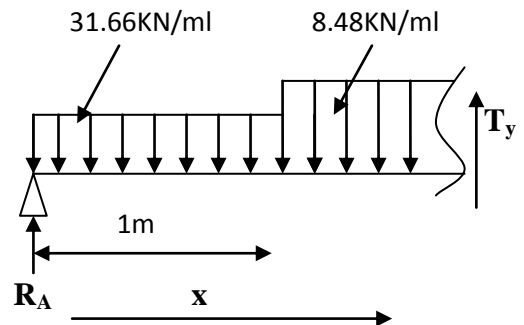


2 ém tronçon : $1.15 \leq x \leq 2.05m$

$$\sum F = 0 ; T_y = 8.48x - 13.11$$

$$X=1.15 \rightarrow T(1.15) = -3.36KN$$

$$X= 2.05 \rightarrow T(2.05m) = 4.27KN$$

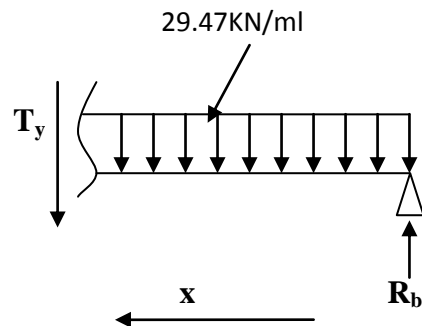


3 em tronçon : $0 \leq x \leq 1.15m$

$$\sum F = 0 ; T_y = -29.47x + 38.16$$

$$X=0 \rightarrow T(0) = 38.16KN$$

$$X= 1.15m \rightarrow T(1.15m) = 4.27KN$$



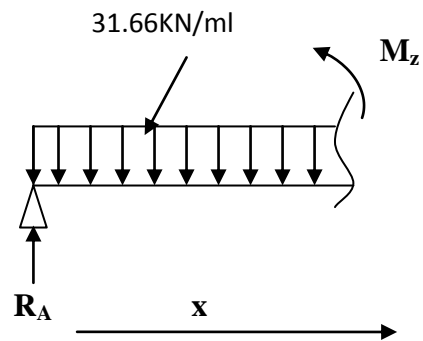
✓ **Moment fléchissant :**

1 er tronçon : $0 \leq x \leq 1.15m$

$$\sum M = 0 ; M_z = 39.77x - 31.66 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1.15m \rightarrow M(1.15m) = 24.80 \text{ KN.m}$$

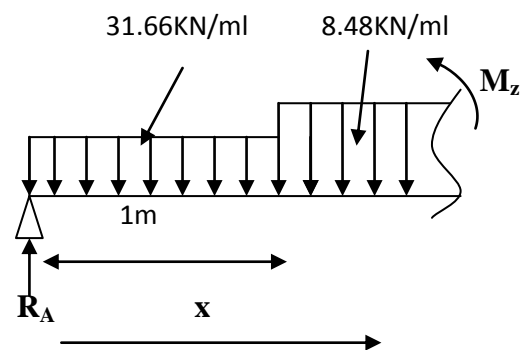


2 em tronçon $1.15 \leq x \leq 2.05m$

$$\sum M/A = 0 ; M_z = -4.24 x^2 + 13.11x + 15.33$$

$$X=1 \rightarrow M(1m) = 24.80 \text{ KN}$$

$$X = 0.85 \rightarrow M(2.8m) = 24.40 \text{ KN}$$

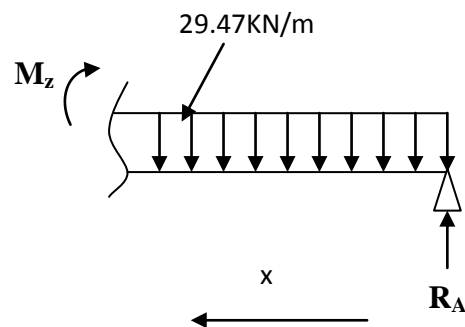


3 em tronçon : $0 \leq x \leq 1.15m$

$$\sum M = 0 ; M_z = 38.16x - 29.47 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \rightarrow M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$X = 0.85 \rightarrow M(0.85m) = 24.04 \text{ KN}$$



Après avoir résoudre l'équation $T_y = 0$ on aura la valeur du moment max à **$X = 1.546m$**

et **$M_{max} = 25.47 \text{ KN.m}$**

III.6.4-Diagramme des efforts internes

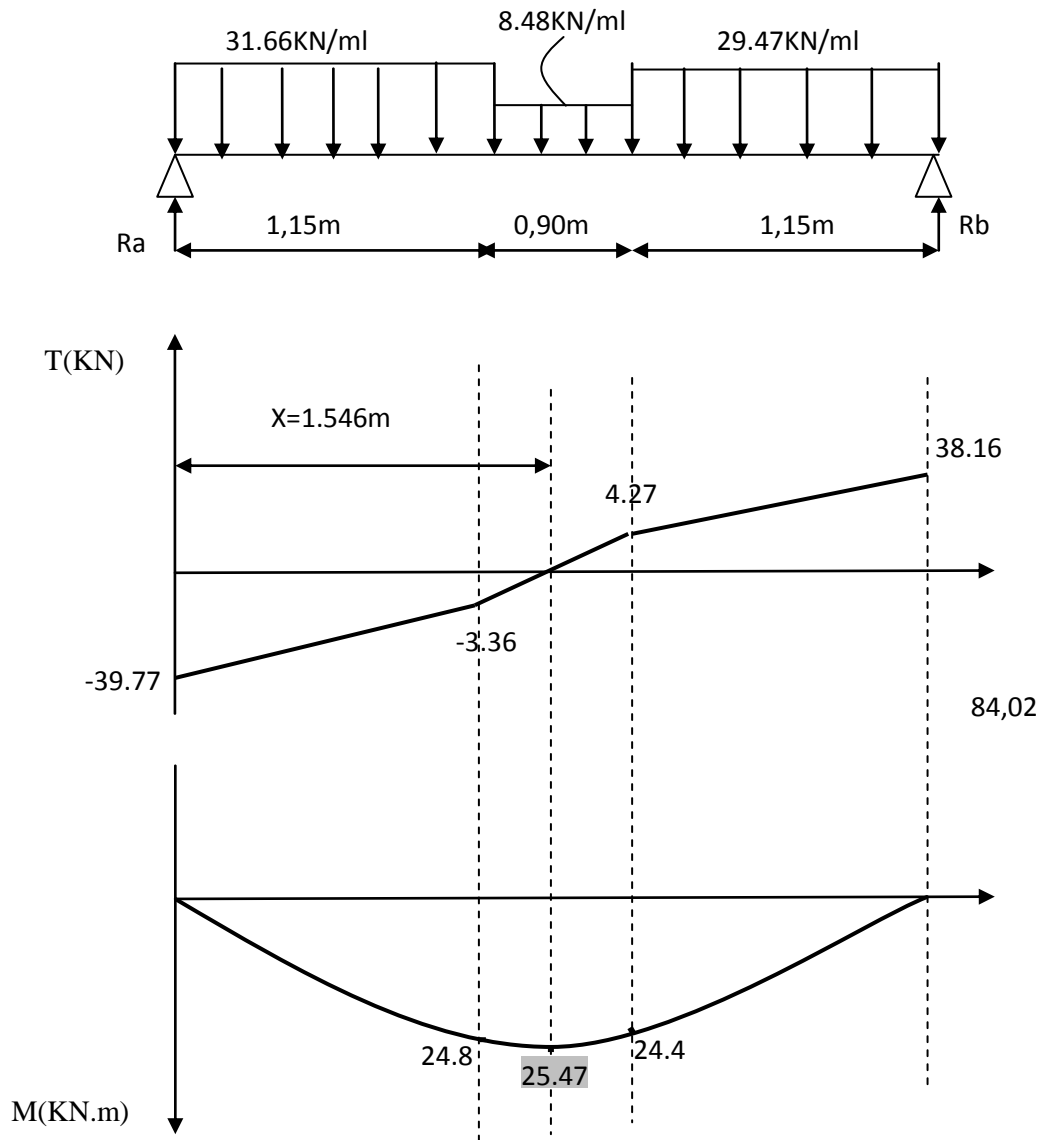


Fig III.6.2 Diagramme des efforts interne à l'ELU

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux apuis :

$$M_a = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 25.47 = -7.64 \text{ KN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 25.47 = 21.65 \text{ KN.m}$$

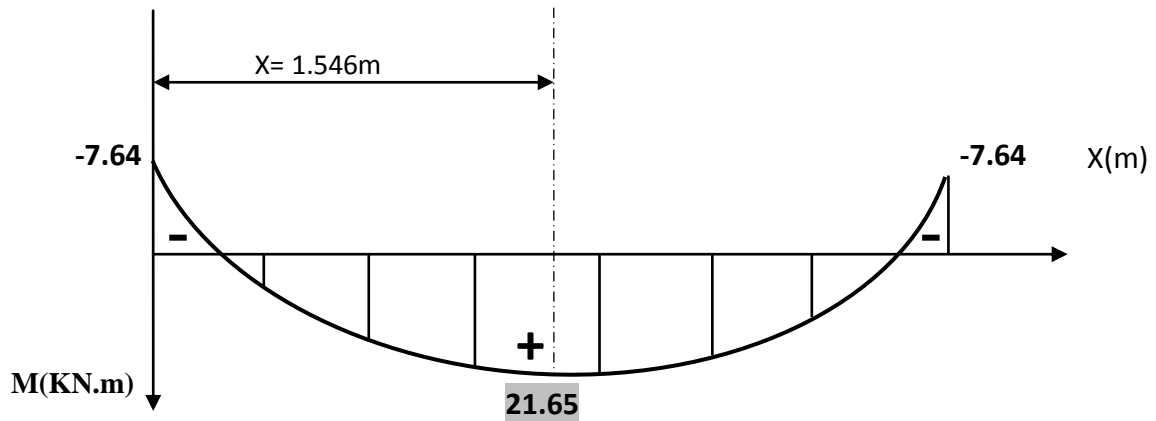
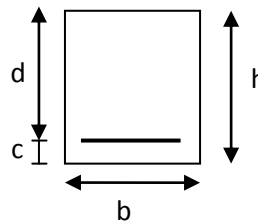


Fig III.6.3 Diagramme des moments réduit à l'ELU

III.6.5. Calcul des armatures à l'ELU:

(h =35 cm, b=25cm ,c=3 cm ,d=32 cm)



1) En travée

$$M_u^t = 21.65 \text{ KN.m}$$

Armatures principales:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.65 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.059$$

$\mu = 0.059 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu = 0.059 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.65 \times 10^3}{0.969 \times 32 \times 348} = 2.00 \text{ cm}^2$$

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

1) Aux appuis

$$M_u^a = 7.64 \text{KN.m}$$

Armatures principaux:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.64 \times 10^3}{25 \times (32)^2 \times 14.2} = 0.021$$

$\mu = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu = 0.021 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.64 \times 10^3}{0.998 \times 32 \times 348} = 0.693 \text{ cm}^2$$

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

III.6.6-Vérification à l'ELU

- **Vérification de la section d'armature [Article 7.5.2.1 RPA] :**

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux le long de la poutre est de 0.5 % en toute section :

$$A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 35 = 4.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 3.39 + 3.39 = 6.78 \text{ cm}^2 > 4.48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec } V_{u\max} = 39.77 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.77 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.49 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{MPa} \right\} \quad (\text{BAEL91 Art . A. 5.2.1,211})$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa} \} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.49 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

$$\Psi_s : \text{coefficient de scellement} \quad ; \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{umax}}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times \pi \times 12 = 113.10 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39.77 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 113.10} = 1.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres

-Longueur de scellement droit : (Art .A.6.1.221.BAEL91 mod99).

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} ; \Phi = 12 \text{ mm}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur d'ancrage : d'après l'article (Art A.6.1.253 BAEL91 mod99).

$$L_c = 0.4l_s \rightarrow l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

On prend $l_c = 20 \text{ cm}$

Avec : l_s : longueur de scellement droit.

L_c : longueur d'ancrage.

III.6.7- Calcul des armatures transversales et les vérifications :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset l; \frac{b}{10} \right\} \leq \min \{ 10; 12; 25 \}$$

Les armatures transversales seront réalisées par 1cadre + 1étrier de HA8.

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

- **Espacement des barres :** [Article 7.5.2.2 RPA 99]

a) **En zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset; 30 \right\} \leq \min \{ 8,75; 16,8; 30 \} \longrightarrow St = 8 \text{ cm}$$

b) **En zone courante:**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifier :

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{t_{\min}} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.6.8-Vérification à l'ELS :

ELS:

$$qs_A = (G_1 + q_m^1) + R_s^b = (2.19 + 3.77) + 17 = 29.58 \text{ KN/ml}$$

$$qs_B = (G_2 + q_m^1) = (2.51 + 3.77) = 5,96 \text{ KN/ml}$$

$$qs_C = (G_1 + q_m^2) + R_s^b = (2.19 + 2.14) + 17 = 21.33 \text{ KN/ml}$$

De la même manière que l'ELU Après tous les calculs on trouve les réactions suivantes :

$$R_A = 17 \text{ KN}$$

$$R_B = 17 \text{ KN}$$

III.6.9-Diagramme des efforts internes

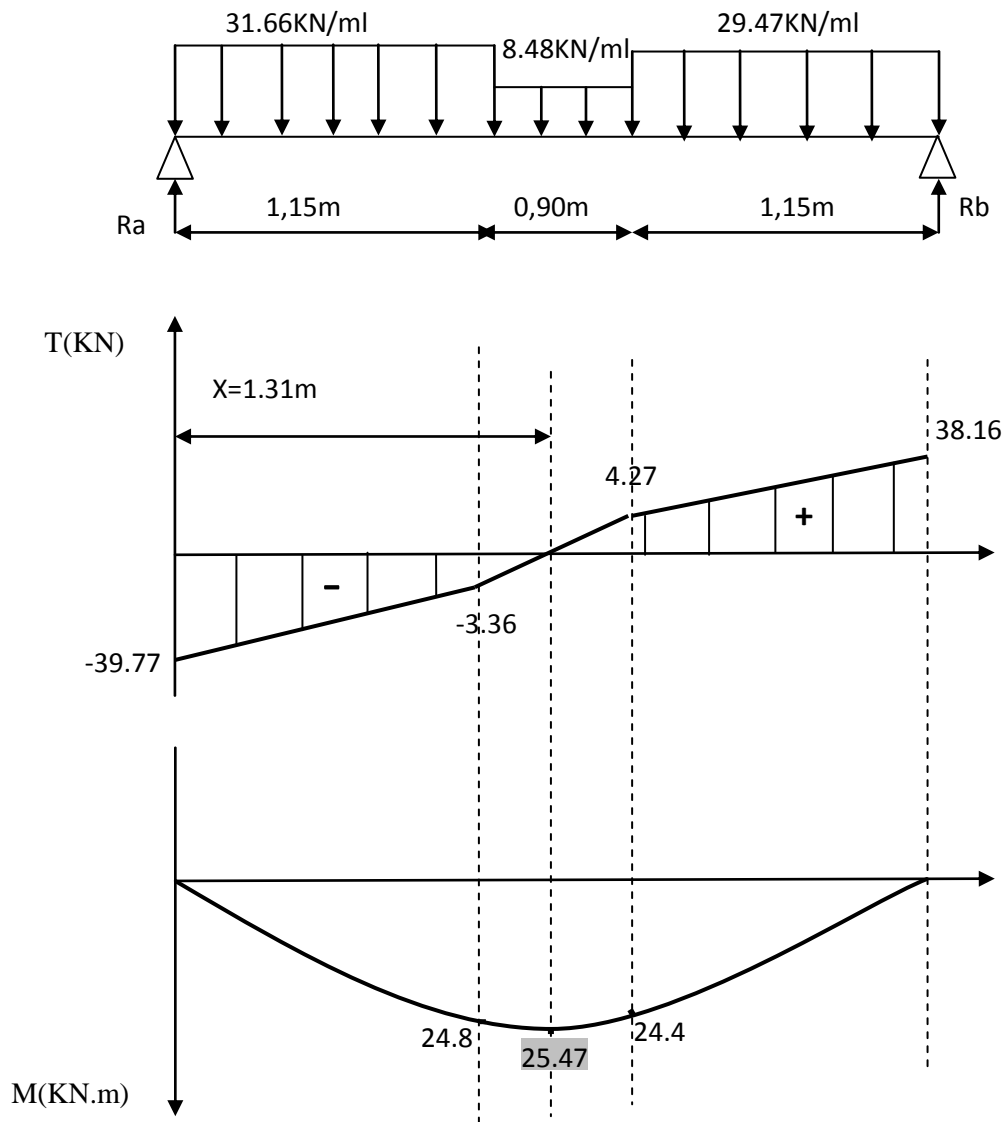


Fig III.6.4 Diagramme des efforts interne à l'ELS

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des Coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

Le moment aux apuis :

$$M_a = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 20.76 = -6.23 \text{ kN.m}$$

Le moment en travée :

$$M_t = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 20.76 = 17.65 \text{ kN.m}$$

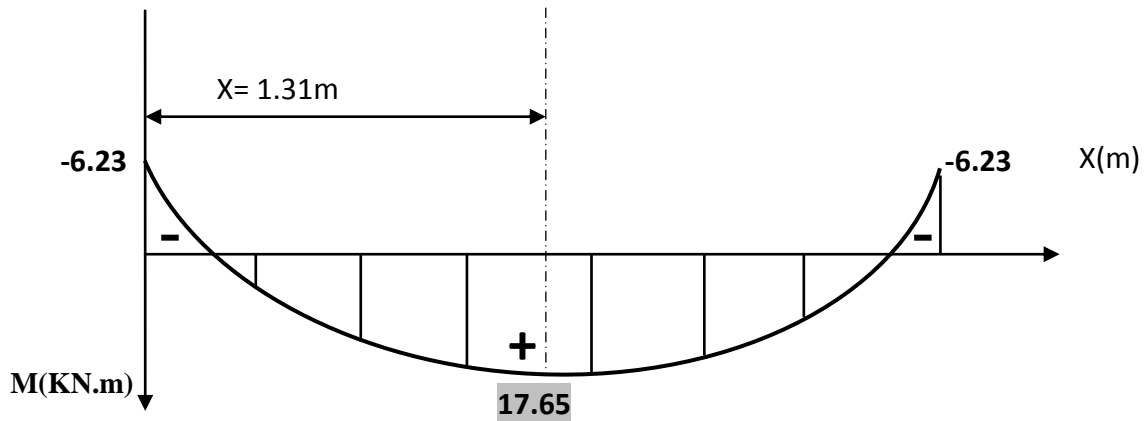


Fig III.6.5 Diagramme des moments réduit à l'ELS

Etat limite de la résistance de béton à la compression

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

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \text{ et } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Aux appuis :

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$\rho = 0.423 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1=35 \rightarrow K=1/K_1=0.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{(6.23) \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.39} = 63.81\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.02 \times 63.81 = 1.78\text{Pa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travées

Calcul de β_1

$$\text{Calcul de } \beta_1 \text{ avec : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 32} = 0.423$$

$$\rho = 0.423 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow K_1=35 \rightarrow K=1/K_1=0.028$$

$$\sigma_{st} = \frac{(17.65) \times 10^3}{0.900 \times 32 \times 3.93} = 180.78 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.028 \times 180.78 = 5.06 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

1. Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \leq \frac{M_s^t}{10M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{330} = 0,109 > \frac{1}{16} = 0,063 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{320} = 0,109 > \frac{17.65}{10 \times 20.76} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.39 \cdot 10^2}{250.320} = 0,0042 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.7.1.Introduction

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine, d'épaisseurs de 20 cm.

III.7.2 Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

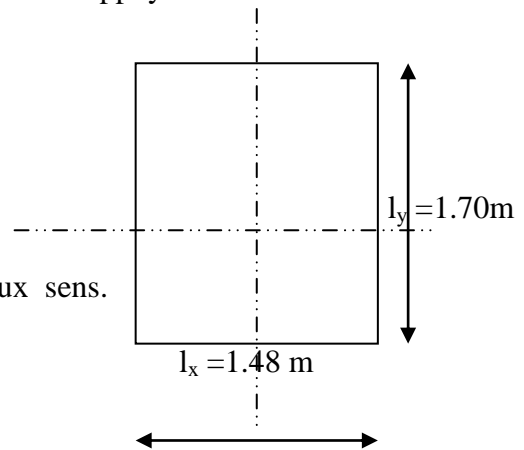
Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{Avec : } l_x < l_y$$

$$\rho = \frac{1.48}{1.70} = 0.87$$

$$\pi \rho \pi 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.



III.7.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU)

$$\begin{cases} \rho = 0.87 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0488 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.721$$

Poids de la dalle : **G = 7.3 KN/ml.**

Charge d'exploitation : **Q = 1.5KN/ml.**

III.7.4. Combinaison de charges

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.3 + 1.5 \times 1.5 = 12.11 \text{ KN/ml}$$

III.7.5. Moments dus au poids propre

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \end{cases} \quad \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$\begin{cases} M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \quad \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson ν .

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

AN:

$$M_x = 0.0488 \times 12.11 \times (1.48)^2 = 1.294 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.721 \times 3.5 = 0.933 \text{ KN.m}$$

III.7.6. Correction des moments

➤ En travées

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.294 = 1.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.933 = 0.793 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis

$$M_{xa} = -0.3 M_x = -0.3 \times 1.294 = -0.388 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.5 M_x = -0.5 \times 1.294 = -0.647 \text{ KN.m}$$

III.7.7. Ferrailage

➤ En travée

Selon x-x

$$M_{xt} = 1.10 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_{xt}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{1.10 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.004$$

$$\mu_t = 0.004 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.998 \quad \alpha = 0.005$$

$$A_{tx} = \frac{M_{xt}}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{1.10 \times 10^3}{0.998 \times 17 \times 348} = 0.20 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Selon y-y

$$M_{yt} = 0.793 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_{yt}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{0.793 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.002$$

$$\mu_t = 0.002 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.999 \quad \alpha = 0.0025$$

$$A_{ty} = \frac{M_{yt}}{\beta \times d_y \times \sigma_{st}} = \frac{0.793 \times 10^3}{0.999 \times 16 \times 348} = 0.14 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**

Aux appuis

Selon x-x

$M_{xa} = -0.388 \text{ KN.m.}$

$$\mu_t = \frac{M_{xa}}{b d_x^2 f_{bu}} = \frac{0.388 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.001$$

$\mu_t = 0.001 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$

$\beta = 0.999 \quad \alpha = 0.0012$

$$A_{ax} = \frac{M_{xa}}{\beta \times d_x \times \sigma_{st}} = \frac{0.388 \times 10^3}{0.999 \times 17 \times 348} = 0.065 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Selon y-y

$M_{ya} = -0.647 \text{ KN.m.}$

$$\mu_t = \frac{M_{ya}}{b d_y^2 f_{bu}} = \frac{0.647 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.002$$

$\mu_t = 0.002 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$

$\beta = 0.999 \quad \alpha = 0.0025$

$$A_{ty} = \frac{M_{yt}}{\beta \times d_y \times \sigma_{st}} = \frac{0.647 \times 10^3}{0.999 \times 16 \times 348} = 0.14 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**

III.7.8. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité

(BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4).

1/ Section minimale suivant Lx

$$W_x = \frac{A_{min}}{b \cdot h} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour F_e E400.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x \min} \geq W_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] bh$$

$$A_{x \min} \geq 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.87] 100 \times 20 = 1.704 \text{ cm}^2$$

$$A_{x \min} = 1.704 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x \min} = 1.704 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Section minimale suivant Ly

$$W_y \geq W_0 \rightarrow A_{y \min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacements des armatures (BAEL91 modifié 99/Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

1. Armatures en travées

a / Sens lx $St \leq \min \{3h; 33\text{cm} \}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b / Sens ly $St \leq \min \{4h; 45\text{cm} \}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Armatures aux appuis

a / Sens lx $St \leq \min \{3h; 33\text{cm} \}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{60\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b / Sens ly $St \leq \min \{4h; 45\text{cm} \}$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{80\text{cm}, 45\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c. Diamètre maximal des armatures (BAEL91 modifié 99/Art A.7.21).

On doit vérifier que :

$$\phi \leq \phi_{\max} = h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91 modifié 99/Art A.5.2.2)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$b = 1\text{m}$; $d = 0.9 h_t = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

Au milieu de L_y

$$T_u^1 = P / (2L_x + L_y).$$

Avec $P = q l_x l_y = 12.11 \times 1.48 \times 1.70 = 30.47 \text{ KN}$

$$T_u^1 = \frac{30.47}{2 \times 1.48 + 1.70} = 6.54 \text{ KN}.$$

Au milieu de L_x

$$T_u^2 = P / 3 L_y$$

$$T_u^2 = \frac{30.47}{3 \times 1.70} = 5.97 \text{ KN}.$$

Donc : $T_u = \max (T_u^1 , T_u^2) = 6.54 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{6.54 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.036 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.036 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barre BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A

$\Psi_s = 1$ pour les R.L

$\overline{\tau_{se}}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \pi \phi$$

n : nombre des barres

Remarque : Puisqu'on a opté le même ferrailage en travée et aux appuis donc la vérification et la même.

Dans le sens x-x

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{5.97 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 125.6} = 0.31 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.31 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

Dans le sens y-y

$$\sum u_i = n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{6.54 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 125.6} = 0.34 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.34 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

f. Longueur du scellement droit

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.22).

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

$$L_S = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_S : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_S = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_S = 40 \text{ cm}$$

Vu que L_S dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est:

$$L_C = 0.4 L_S = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

III.7.9. Vérification à l'ELS

Combinaison de charges à l'ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 7.3 + 1.5 = 8.8 \text{ KN/ml}$$

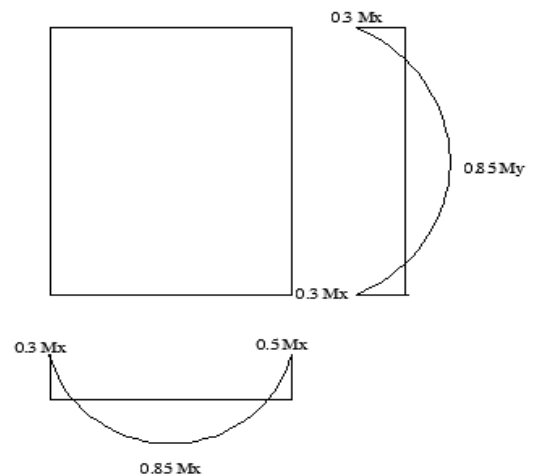
Moments fléchissant

$$\begin{cases} \rho = 0.87 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{cases} \quad \mu_x = 0.0559 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.804$$

AN:

$$M_x = 0.0559 \times 8.8 \times (1.48^2) = 1.078 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.804 \times 1.078 = 0.866 \text{ KN.m}$$



III.7.6. Correction des moments

$$M_{xt} = 0.85 M_x = 0.85 \times 1.078 = 0.916 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.85 M_y = 0.85 \times 0.866 = 0.736 \text{ KN.m}$$

**a. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures
BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression de béton BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).

Dans le sens x-x

✓ **Contrainte dans l'acier**

On doit s'assurer que $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.185$$

$$\rho_1 = 0.185 \implies K = 53.25 \implies \beta = 0.931$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.916 \times 10^6}{314 \times 0.931 \times 170} = 18.43 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{18.43}{53.25} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.35 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Dans le sens y-y

✓ **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17} = 0.185$$

$$\rho_1 = 0.185 \implies K = 53.25 \implies \beta = 0.931$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^t}{A_{st} \times \beta \times d} = \frac{0.736 \times 10^6}{314 \times 0.931 \times 170} = 14.81 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 18.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

✓ **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{14.81}{53.25} = 0.28 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.28 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

c. Vérification de la flèche (BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2)).

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \implies \frac{20}{148} = 0.135 > \frac{0.916}{20(1.078)} = 0.042 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{3.14}{100 \times 17} = 0.0018 < \frac{2}{400} = 0.005 \text{ Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion : La dalle pleine sera ferrillée comme suit

➤ **En travées**

4HA10 (sens x-x) **S_t=25cm**

4HA10 (sens y-y) **S_t=25cm**

➤ **En appuis**

4HA10 (sens x-x) **S_t=25cm**

4HA10 (sens y-y) **S_t=25cm**

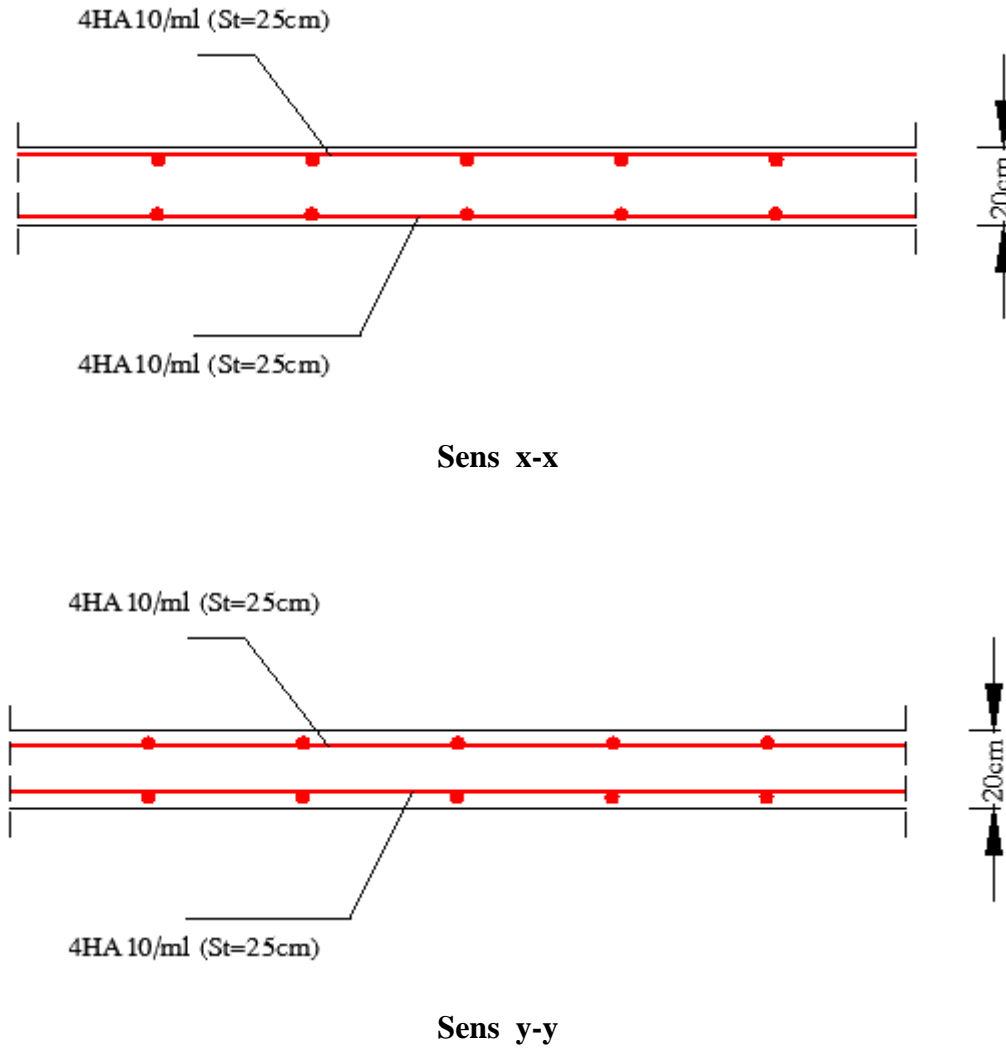


Figure. III.7.1.Coupe verticale de la dalle pleine.

Introduction

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit.

IV.1-Principes de la MEF:

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2 Présentation du logiciel ETABS :

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration... Etc.

IV.3-Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.7.0
Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS



1. Etapes de modélisations :

a- Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

-Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

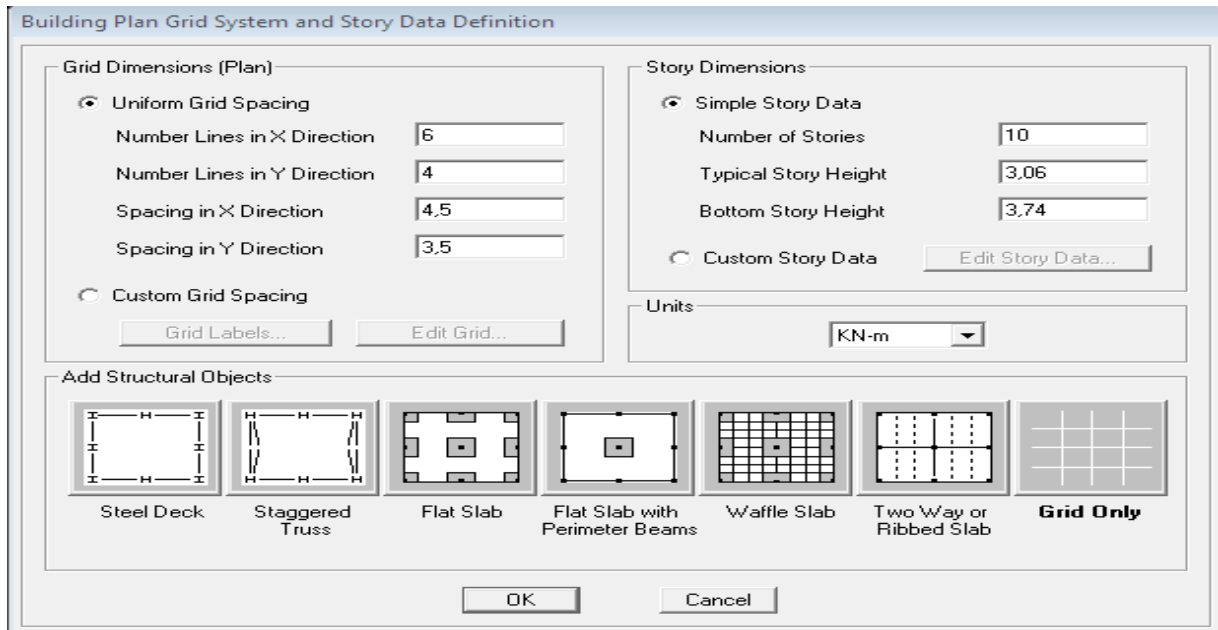


-Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File New model Default.edb.**

Cette option permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 7 lignes suivant x-x)
- ✓ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 4 lignes suivant y-y)
- ✓ Le nombre des étages, (10 niveaux : un sous-sol, R+8)



FigIV.1-Géométrie de base.

-Modification de géométrie de base :

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**

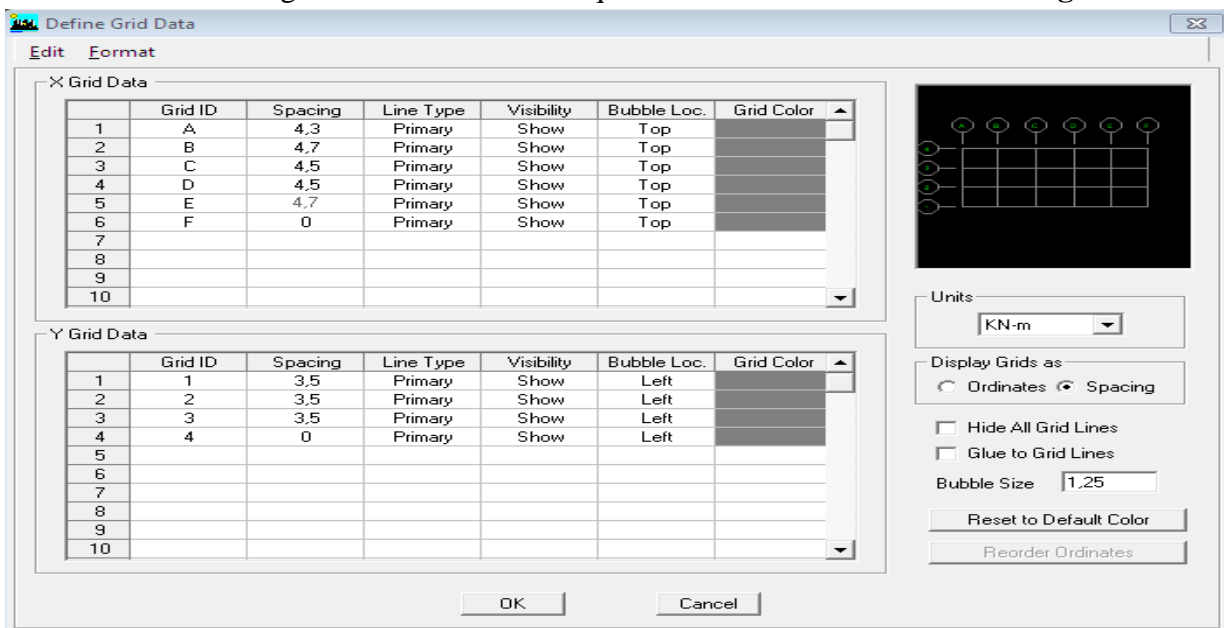


Fig IV.2-Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

b- Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** → **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit **BETON** dans la case **Material name**.

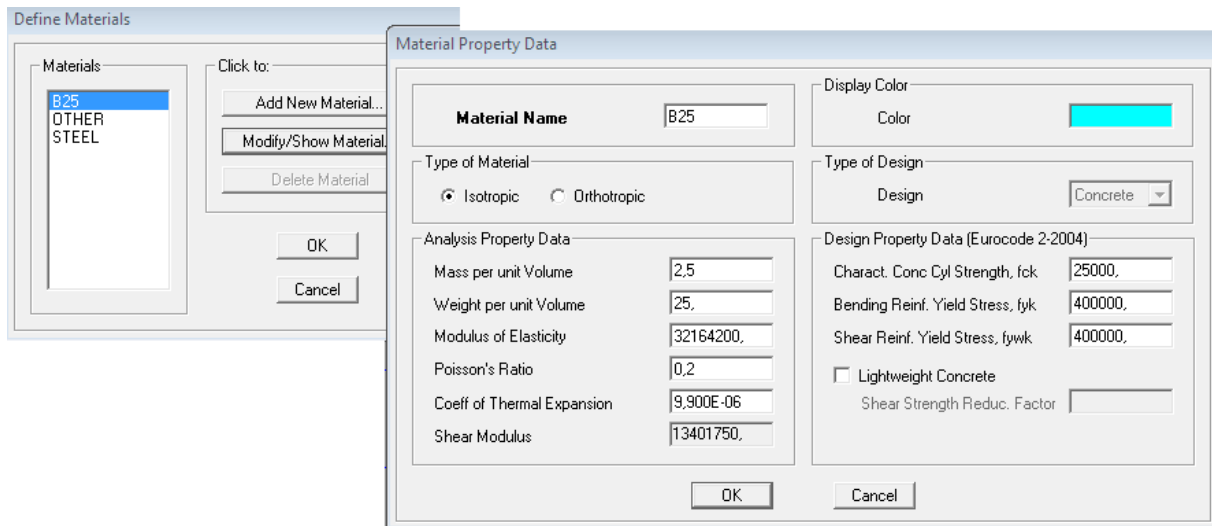



Fig IV.3-Introduction des propriétés mécaniques du béton.

c- Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des *propriétés géométriques* des éléments (poutre, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** → **Frame sections** (), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires)

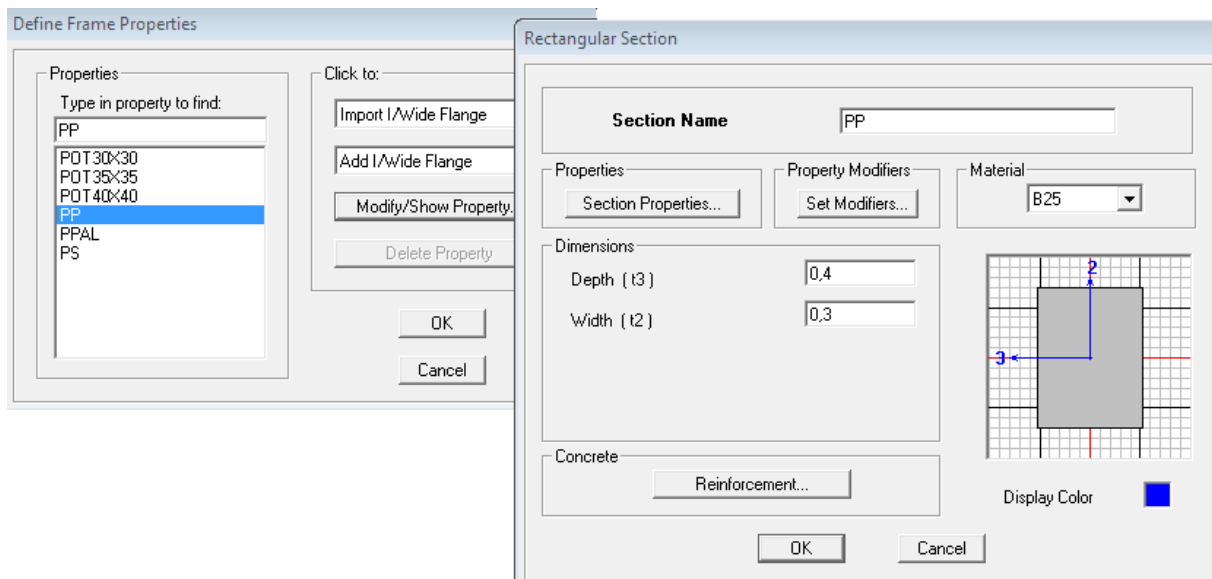


Fig IV.4-Dimensionnement des éléments.

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, planché, palier,..)

On choisit le menu :

Define \implies **wall/slab/deck section** \implies **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

Define \implies **wall/slab/deck section** \implies **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher

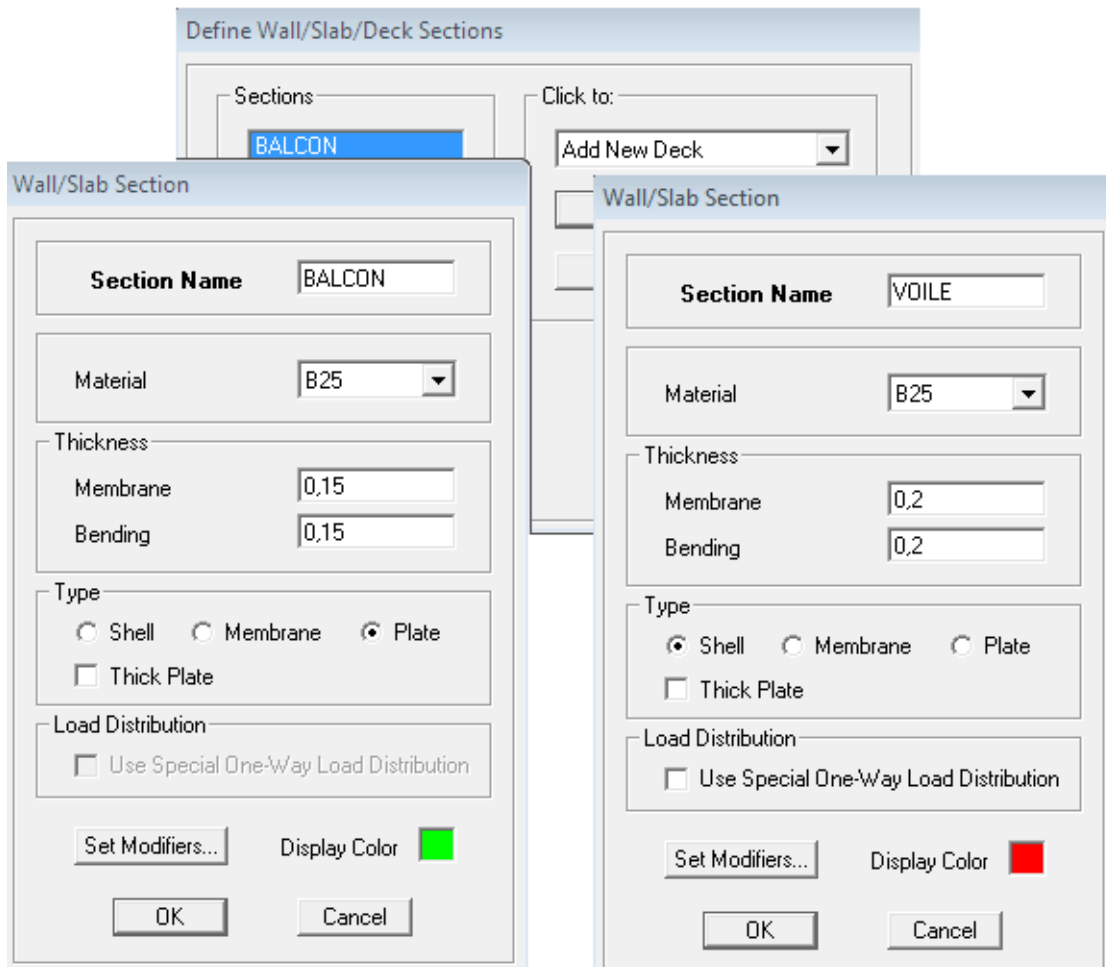


Fig IV.5-Dimensionnement de la dalle pleine.

Fig IV.6-Dimensionnement des voiles.

d- Quatrième étape :

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

Charges statiques (G et Q):

La structure est soumise à :

Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** \implies **Static Load Cases**, Ou bien l'icône :



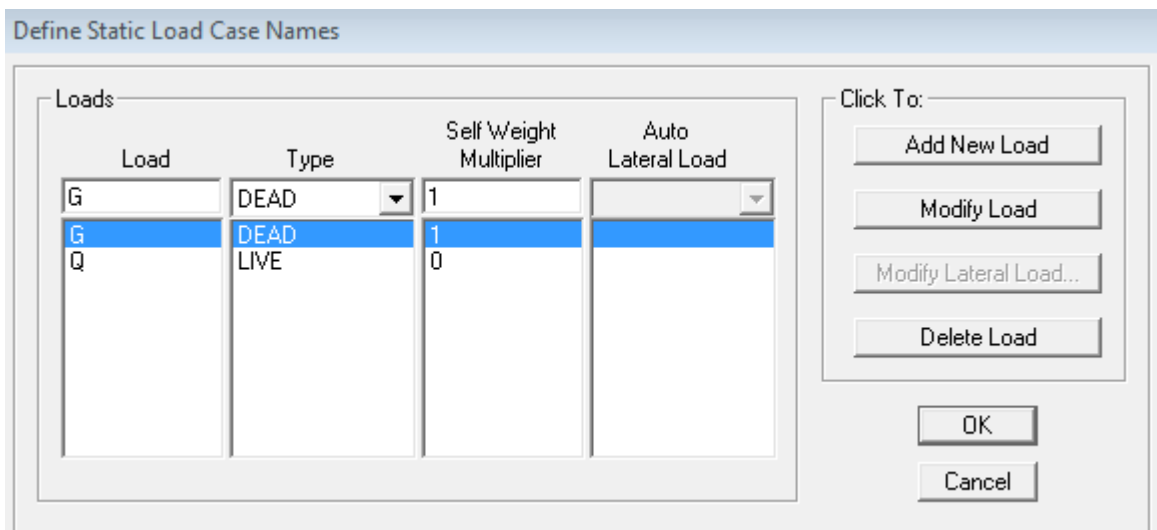


Fig IV.7-définition des charges G et Q.

Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

Coefficient de comportement : $A=5$ (contreventement mixte)

Remplissage : Danse

Site : S3 (site meuble)

Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum q$; $Q=1,20$

Coeff. D'amortissement : $\xi = 8\%$

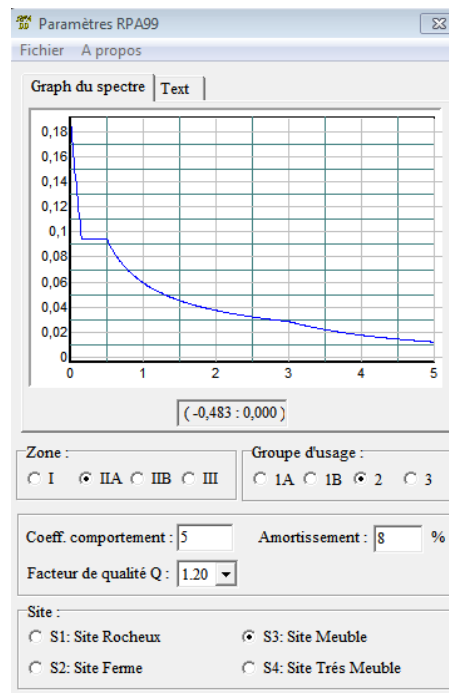


Fig IV.8-Spectre de réponse.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Texte** et on enregistre. Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

Define \implies **Response Spectrum Functions** (ou ) **Add Spectrum from file.**

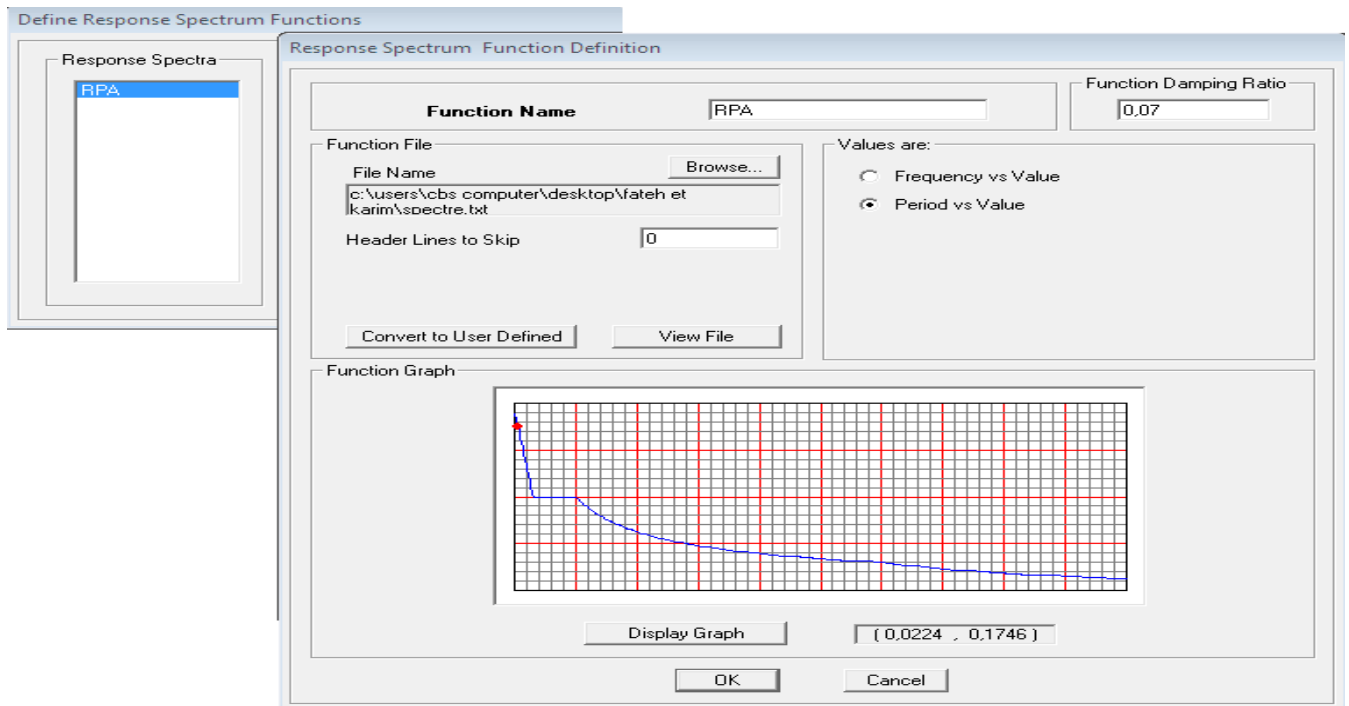


Fig IV.9-Introduction de spectre réponse.

Après l'introduction du spectre, la prochaine étape consiste en la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define \implies **Reponses spectrum cases** \implies **Add New Spectrum.**

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **X(U1)** et **Y(U2)**.

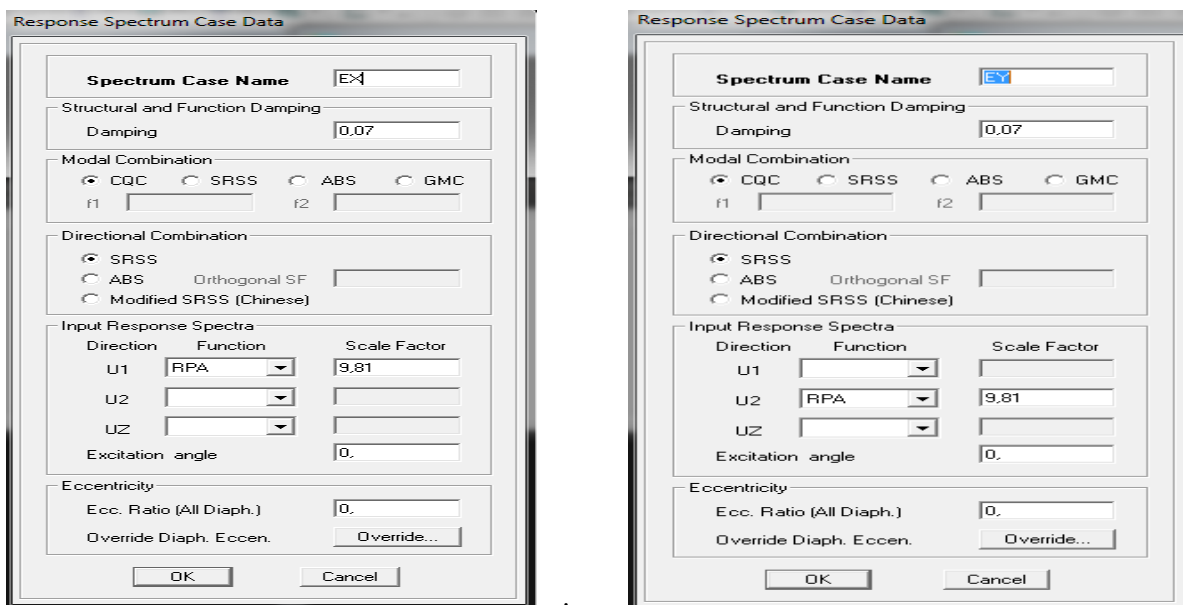


Fig IV .10-Définition du chargement EX et EY.

e- Cinquième étape : Chargement du plancher

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign \implies **Shell/Area loads** \implies **Uniform**

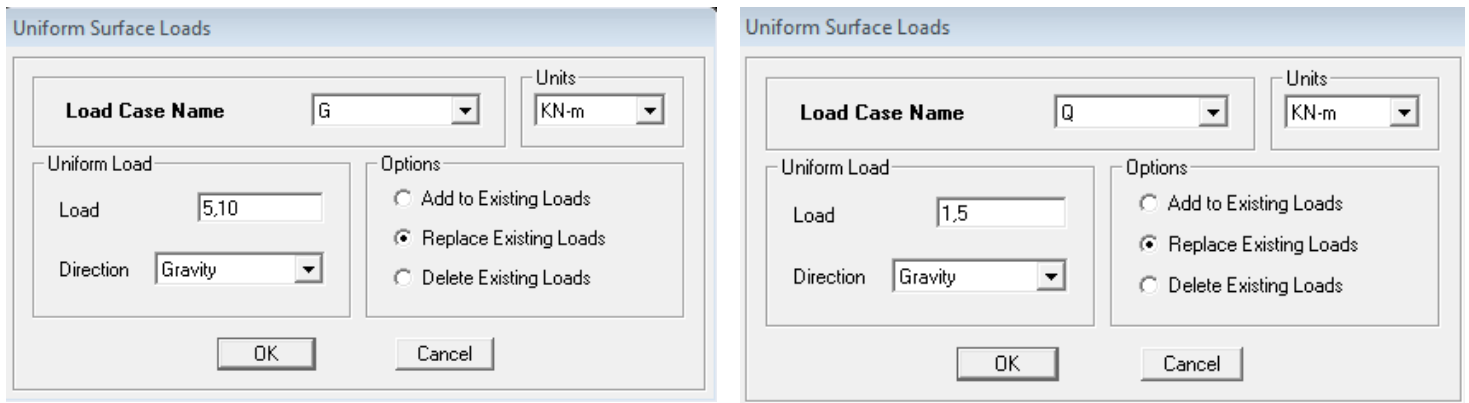


Fig IV.11-Introduction des charges.

f- Sixième étape : Introduction des combinaisons d’actions

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

GQEx : $G+Q\pm Ex$

GQEy: $G+Q\pm Ey$

0,8GEx : $0,8G\pm Ex$

0,8GEy : $0,8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define \implies **load Combinations** \implies **Add New Combo**

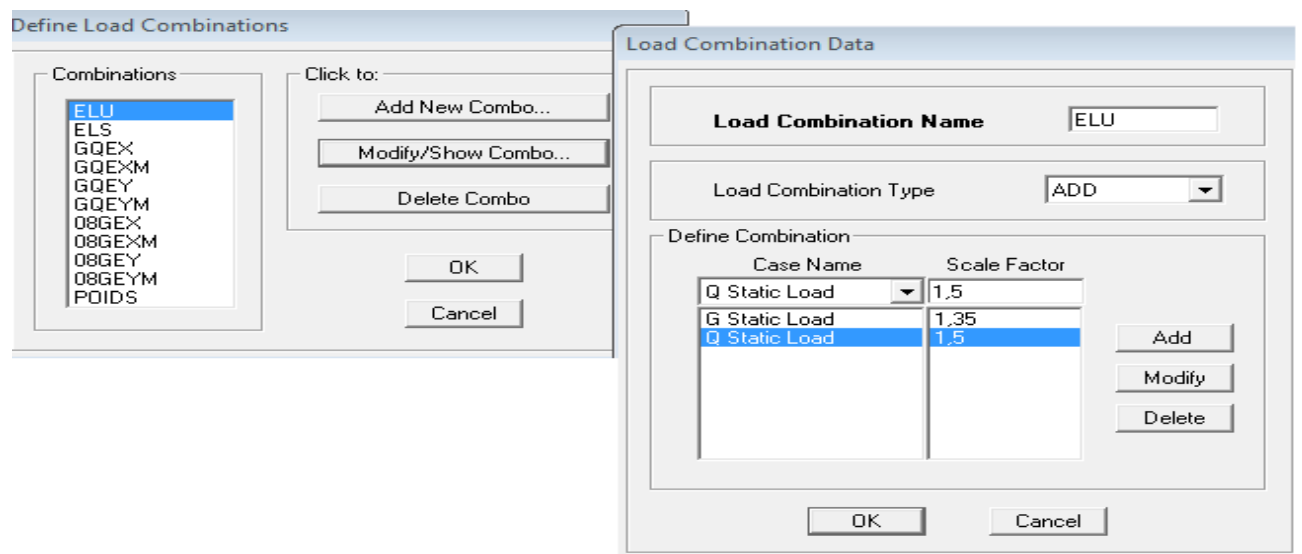


Fig IV.12-Introduction des combinaisons d’actions.


g- Septième étape :

Mass- Source :

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur de β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés).

Introduire la masse sismique **G+0,2Q** par :

Define \Rightarrow **Mass source** (ou 

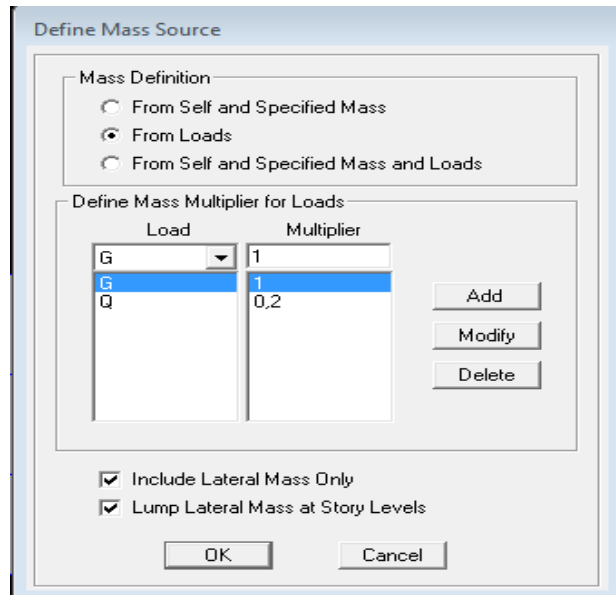


Fig IV.13-Introduction de la masse source.

-Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un 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 le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign \Rightarrow **Joint/point** \Rightarrow **Diaphragme** \Rightarrow **Add New Diaphragme**

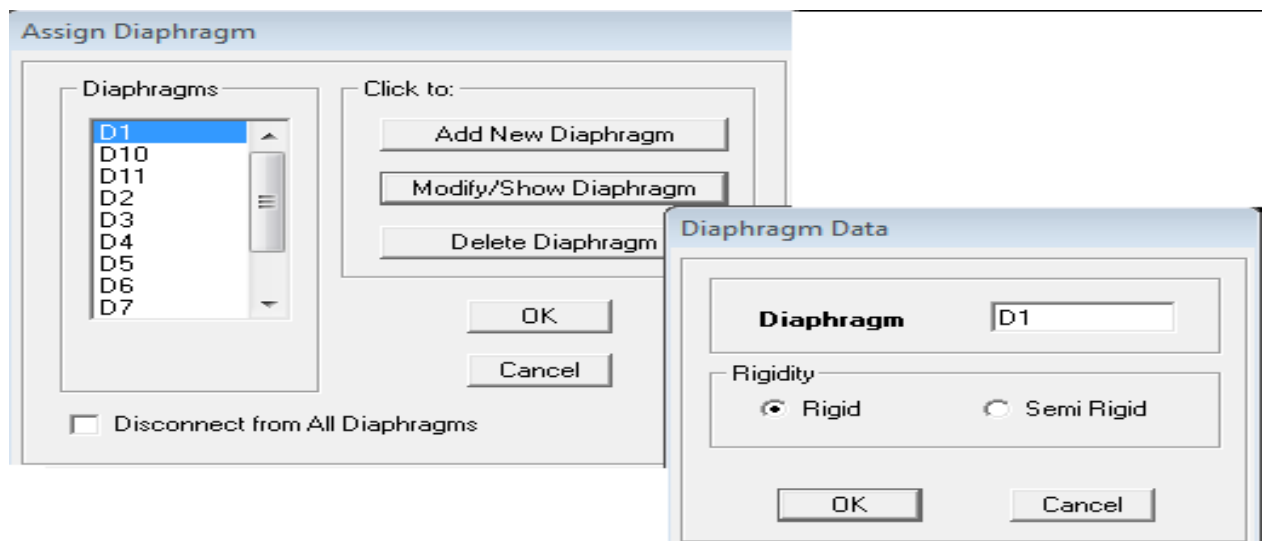


Fig IV.14-Définition des diaphragmes.

Appuis :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign \longrightarrow **Joint/point** \longrightarrow **Restraints**

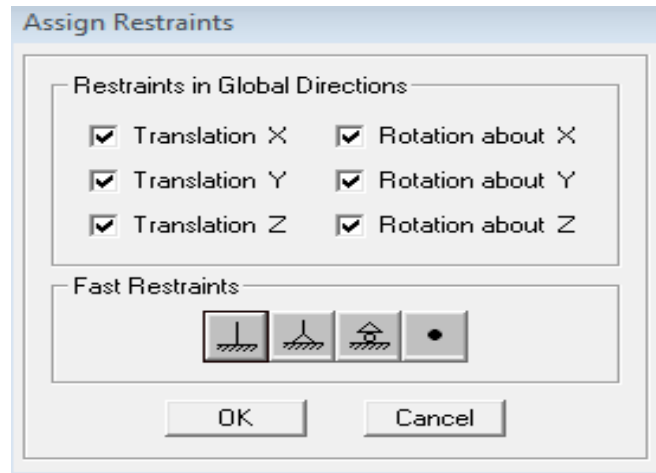


Fig IV.15-Encastrements des appuis.

h- Huitième étape : consiste à démarrer l'exécution du programme d'analyse en spécifiant le nombre de modes propres à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration: **Analyzer /Set Analyzer Options /Cocher Dynamique Analysais**

Cliquer sur **Set Dynamique Paramètre**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit « Humber of Modes » et on valide avec « OK », valider une autre fois dans la fenêtre de « Analysais option »

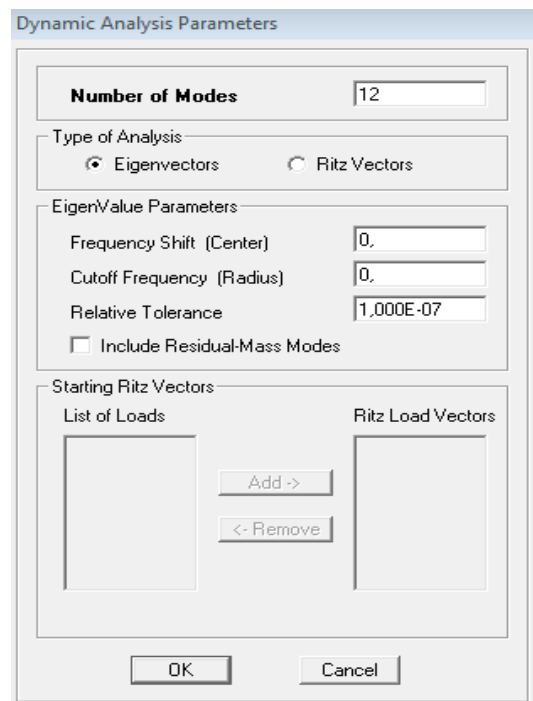
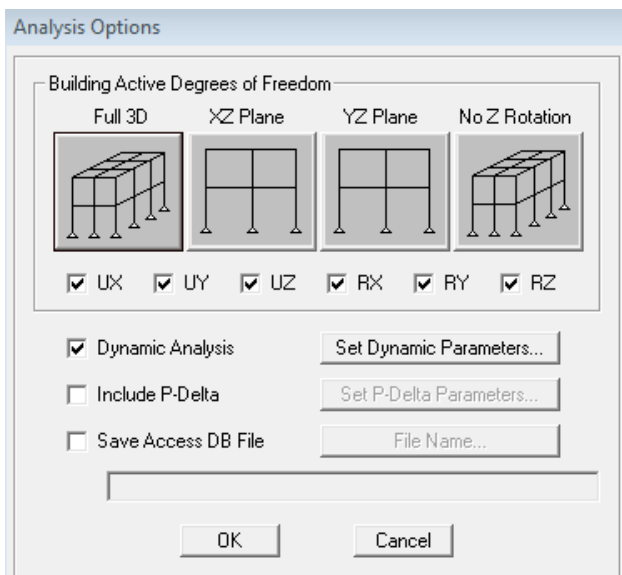


Fig IV.16-Introduction de nombre de mode.

Pour le lancement d'analyse : **Analyse** \Rightarrow **Run Analyse**

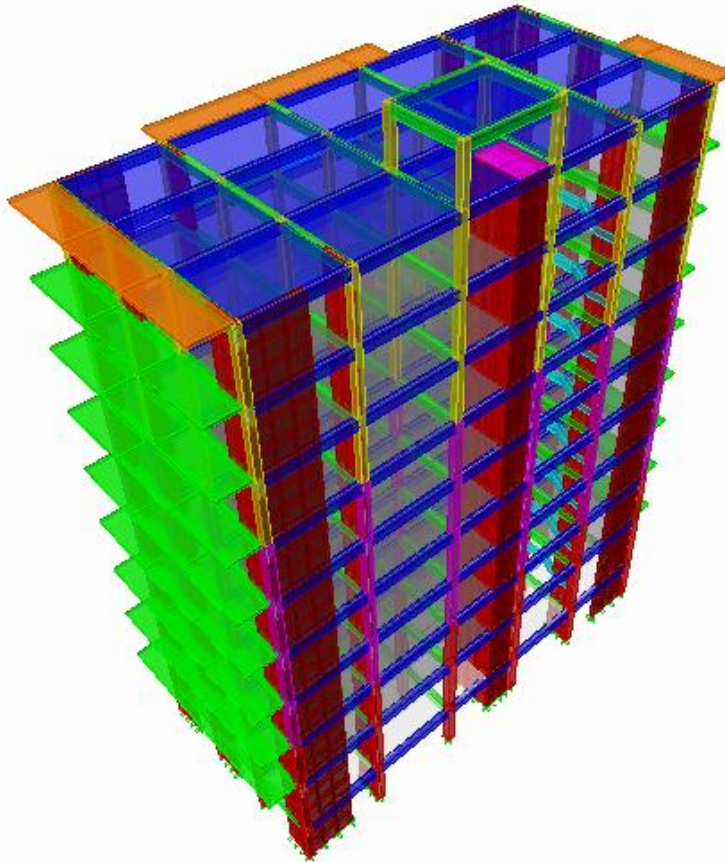


Fig IV.17 – Modèle de la structure en 3D.

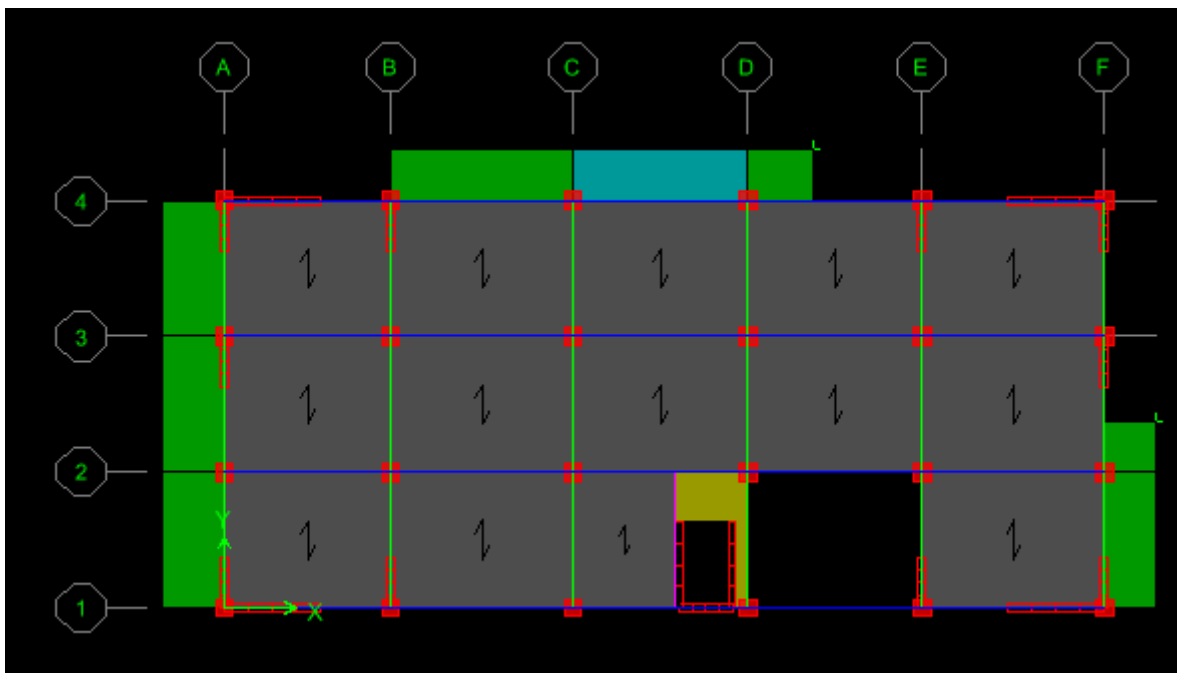


Fig IV.18 – Modèle de la structure en plan.

2. Méthode de calcul (Art 4.1.1 RPA99/mod2003):

On distingue deux cas de calcul :

-**Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges Verticales (**G et Q**).

-**Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (**E**).

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99 / version 2003**).

La méthode statique équivalente :

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

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. (**RPA99/mod2003 Art 4.1.3**)

Méthode d'Analyse Dynamique par Accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (**RPA99/mod2003 Art 4.1.3**)

-Notre structure répond aux conditions exigées par le RPA99/version 2003. donc on utilise **la méthode statique équivalente**.

3. Vérification des conditions du RPA99 version 2003

Introduction : Après avoir essayé plusieurs fois des essais de disposition des voiles et vu la faible rigidité de la structure selon l'axe y-y. il était préférable d'augmenter la section des poutres secondaire a fin de rigidifier la structure dans les deux sens.

La modalisation finale a été faite avec les sections des poutres suivantes :

Poutre principale : 30x40

Poutre principale : 30x40

- Etude dynamique :

a- Participation modale :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,857954	68,9549	1,2218	0,0000	68,9549	1,2218
2	0,845375	1,1503	71,2557	0,0000	70,1051	72,4775
3	0,624375	0,0087	0,0159	0,0000	70,1139	72,4934
4	0,248037	0,0409	13,3986	0,0000	70,1548	85,8921
5	0,229630	15,4317	0,0452	0,0000	85,5864	85,9373
6	0,180729	0,0515	0,0013	0,0000	85,6379	85,9386
7	0,124337	0,0052	2,5379	0,0000	85,6431	88,4765
8	0,120934	0,7890	0,0137	0,0000	86,4321	88,4901
9	0,112586	0,0015	0,1366	0,0000	86,4336	88,6267
10	0,109629	0,0248	2,6193	0,0000	86,4584	91,2460
11	0,099982	4,9473	0,0242	0,0000	91,4057	91,2702
12	0,084507	0,1776	0,0043	0,0000	91,5833	91,2745

Tab IV.1- Participation modale.

-Le premier mode de vibration est une **Translation suivant xx**, il mobilise plus de **68,95 %** de la mase

-Le deuxième mode de vibration est une **Translation suivant yy**, il mobilise plus de **71,25 %** de la masse

-Le troisième mode de vibration est une **Rotation.**

b- Nombre de mode propre : (Art 4.3.4 RPA99/2003)

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitations, doit être tel que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique :

Mode : **11** Sens x-x : **91,40 %**
 Sens y-y : **91,27 %**

IV.4- Détermination de système de contreventement

Les charges verticales revenantes aux portiques et aux voiles sont :

*Charges verticales reprise par les portiques : **17508,03 KN (63,62 %)**

*Charges verticales reprise par les voiles: **10013,59 KN (36,38 %)**

A partir du logiciel (ETABS) à l'aide de l'option **Section Cut**, on tire l'effort repris par les portiques et par les voiles

- Charges sismique reprise par les portiques :

Sens xx : **29,85 %**

Sens y-y : **28,88 %**

- Charges sismique reprise par les voiles :

Sens x-x : **70,15 %**

Sens y-y : **71,12 %**

D'après les résultats ci-dessus → la structure a un système de contreventement constitué par des **voiles porteurs**

Le coefficient de comportement **R=3.5**

IV.5-Vérification de l'effort tranchant à la base :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99 / version 2003})$$

W : poids de la structure. • W= 27521.62 KN

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles du RPA en fonction de la zone Sismique et du groupe d'usage.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
GRUPE	I	Ia	Iib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

A = 0,15 (Zone IIa , Groupe d'usage 2)

R= 3,5 (voiles porteurs)

T₂: la période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le RPA.

	S1	S2	S3	S4
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0.30	0.40	0.50	0.70

T₁=0,15 et T₂=0,50 (Site meuble S3)

D : (facteur d'amplification dynamique)

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

1) Régularité en plan :

-Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses **condition non vérifier. .**

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction **condition vérifié.**

-les excentricités :

$$e_x = 0,709\text{m} < 0,15 L_x = 3,405\text{ m}$$

$$e_y = 1,019\text{ m} < 0,15 L_y = 1,575\text{ m}$$

$$-S_0 = 18,585\text{ m}^2 < 0,15 S_t = 35,752\text{ m}^2$$

La régularité en plan : $P_{1x} = 0$

$$P_{1y} = 0$$

2) Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation **condition vérifier.**

-Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

$$WN_{3,06} = 22587,49\text{ KN}$$

$$WN_{6,12} = 19714,31\text{ KN}$$

La variation de la masse est : 2873,18 KN.

- Décrochement en élévation :

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%** dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

-Pas de décrochement en élévation.....**Condition vérifiée.**

La régularité en élévation : $P_{2x} = 0$

$$P_{2y} = 0$$

3) Conditions minimales sur les files de contreventement :

- Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

- Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

Suivant x-x : **condition vérifiée. P3x = 0**

Suivant y-y : **condition vérifiée. P3y = 0**

4) Redondance en plan :

- Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Dans notre cas : 5 files suivant X-X**condition vérifiée.**

3 files suivant Y-Y**condition non vérifiée.**

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\frac{4,70}{4,50}=1,04 ; \frac{4,50}{4,50}=1 ; \frac{4,50}{4,70}=0,96 ; \frac{4,70}{4,30}=1,09 \quad \text{suivant X-X....condition vérifier}$$

$$\frac{3,50}{3,50}=1 ; \frac{3,50}{3,50}=1 \quad \text{suivant Y-Y....condition vérifier}$$

La régularité en redondance : $P_{4x}= 0$
 $P_{4y}= 0.05$

5) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis **le séisme de 2003**

$$P5x = P5y= P6x =P6y = 0.05$$

Conclusion : $Q_x = 1.1$

$Q_y = 1.15$

On doit calculer le facteur d'amplification dynamique (**D**), et pour cela il faut d'abord calculer la période fondamentale qui correspond à la plus petite des valeurs obtenue par les formules 4-6 et 4-7 (article 4.24 du RPA99version2003).

$$T_{empirique} = \min (C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D}})$$

$$T_{empirique} = \min (0,05 \times (33,22)^{3/4} ; (0,09 \times 33, 22) / \sqrt{22,70} ; (0,09 \times 33, 22) / \sqrt{10,50}$$

$$T_{empirique} = \min (0,69 ; 0,63 ; 0,92)$$

$$T_{empirique} = 0, 69 \text{ s}$$

$$T_{analytique} = 0,857 \text{ s}$$

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3 T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

On a :

$$T_{analytique} = 0,857 \text{ s} < 1,3 T_{empirique} = 0,897 \text{ s}$$

T=0,897s

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 0,3s \end{cases} \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99/ version 2003})$$

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

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

ξ (%): le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance du remplissage

Remplissage	Portique		Voiles ou mur
	Béton armé	acier	Béton armé /maçonnerie
Leger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un contreventement par voiles porteurs, donc on prend, $\xi = 10 \%$.

D'où $\eta = 0,763 > 0,7$

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2,5 \times 0,763 (0,5/0,857)^{2/3} = 1,33$$

Calcul de l'effort tranchant à la base : (Analytiquement)

Sens x-x :

$$V_{x \text{ analytique}} = \frac{A.D.Q_x}{R} W = \frac{0,15 \times 1,33 \times 1,1}{3,5} \times 27521,62 = 1725.60 \text{ KN}$$

Sens y-y :

$$V_y \text{ analytique} = \frac{A.D.Q_y}{R} W = \frac{0,15 \times 1,33 \times 1,15}{3,5} \times 27521,62 = 1804,04 \text{ KN}$$

$$V_x \text{ analytique} = 1568,732 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_y \text{ analytique} = 1568,732 \text{ KN}$$

L’effort tranchant et les moments à la base :(Déterminé du logiciel ETABS)

Spectre	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x (KN m)	M_y (KN m)
Ex	1282.47	30.31	565.66	29454.82
Ey	30.30	1319.60	30309.68	576.97

Tableau IV.4- Effort tranchant et moments à la base de la structure.

$V_{XMSM} = 1282.47 \text{ kN} < 80\% \quad V_{XMSE} = 1380.48 \text{ kN}$ **condition n’est pas vérifiée**
 $V_{YMSM} = 1319.60 \text{ kN} < 80\% \quad V_{YMSE} = 1443.23 \text{ kN}$ **condition n’est pas vérifiée**

D’après l’article 4.3.6 RPA99/2003 (page 46) :

Si $V_t < 0.8V$, il faudra augmenter tous les parametres de la réponse (force, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

Selon xx : $0.8 V/V_t = 1.077$

Selon yy : $0.8 V/V_t = 1.094$

Après avoir injecter ces rapport dans le spectre de reponse sur le logiciel on aura :

Spectre	V_x (KN)	V_y (KN)	M_x (KN m)	M_y (KN m)
Ex	1382.55	32.63	608.816	34913.295
Ey	31.20	1445.23	34829.349	631.077

Tableau IV.5- effort tranchant et les moments à la base de la structure.

$V_{XMSM} = 1382.55 > 80\% \quad V_{XMSE} = 1380.48 \text{ kN}$ **condition vérifiée**
 $V_{YMSM} = 1445.23 \text{ kN} > 80\% \quad V_{YMSE} = 1443.23 \text{ kN}$ **condition vérifiée**

Conclusion :

La résultante des forces sismiques a la base V_T obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure a **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V**.

Excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)

Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

➤ **Les excentricités :** il faut que :

$$e_x \leq 5\% \max(L_x; L_y)$$

$$e_y \leq 5\% \max(L_x; L_y)$$

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\%L_x = 1,135 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\%L_y = 1,135 \text{ m}$$

Avec:

CM : centre de masse et **CR** centre de torsion.

On doit vérifier que : $X_{CM} - X_{CR} \leq 5\%L_x$

Etages	diaphragme	XCM	XCR	XCM-XCR	5%Lx	Condition
S-SOL	D1	11.432	11.571	0,139	1.135	Vérifiée
RDC	D2	11.203	11.541	0,338	1.135	Vérifiée
ET1	D3	11.187	11.442	0,255	1.135	Vérifiée
ET2	D4	11.177	11.357	0,180	1.135	Vérifiée
ET3	D5	11.177	11.285	0,108	1.135	Vérifiée
ET4	D6	11.177	11.223	0,046	1.135	Vérifiée
ET5	D7	11.176	11.167	0,009	1.135	Vérifiée
ET6	D8	11.176	11.117	0,059	1.135	Vérifiée
ET7	D9	11.080	11.068	0,012	1.135	Vérifiée
ET8	D10	11.152	11.016	0,136	1.135	Vérifiée

Tab IV.6-Vérification de l'excentricité sens X-X

On doit vérifier que : $YCM - YCR \leq 5\%LY$

Etages	diaphragme	YCM	YCR	YCM-YCR	5%L _x	Condition
S-SOL	D1	5.118	4.663	0.455	1.135	Vérifiée
RDC	D2	5.187	4.605	0.582	1.135	Vérifiée
ET1	D3	5.208	4.634	0.574	1.135	Vérifiée
ET2	D4	5.208	4.689	0.519	1.135	Vérifiée
ET3	D5	5.208	4.754	0.454	1.135	Vérifiée
ET4	D6	5.208	4.822	0.386	1.135	Vérifiée
ET5	D7	5.207	4.891	0.316	1.135	Vérifiée
ET6	D8	5.207	4.960	0.247	1.135	Vérifiée
ET7	D9	5.261	5.028	0.233	1.135	Vérifiée
ET8	D10	5.137	5.082	0.055	1.135	Vérifiée

Tab IV.7-Vérification de l'excentricité sens Y-Y

VI.6- Vérification de l'effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99/version 2003, Art .7.4.3})$$

Effort normal : N_d (kN) =17767.515 KN

Dimension : a (cm) =40 cm Et b(cm)=40 cm

Resistance caractéristique du béton : f_{c28} (MPa)=25MPa

$$\text{Effort normal réduit : } v = \frac{1410.84 \times 10^3}{0.16 \times 10^6 \times 25} = 0.35$$

$v = 0.35KN > 0.3 \implies$ CONDITION n'est pas vérifiée

Remarque : la section des poteaux à la base doit être augmentée de 5cm. et pour des raisons pratiques on augmente tout les poteaux de 5 cm aussi.

On aura :

S.sol, RDC, Niv 1	→	(45x45)
Niveau 2, 3,4,5	→	(40x40)
Niveau 6, 7, 8	→	(35x35)

Après avoir refaire l'analyse dynamique l'effort normal est devenu :

$N_d = 1480.67 \text{ KN}$

Dimension : a (cm) = 45 cm Et b(cm) = 45 cm

Resistance caractéristique du béton : $f_{c28} \text{ (MPa)} = 25 \text{ MPa}$

$$\text{Effort normal réduit : } v = \frac{1480.67 \times 10^3}{(0.45 \times 0.45) \times 10^6 \times 25} = 0.29$$

$v = 0.29 \text{ KN} < 0.3 \implies \text{CONDITION vérifiée}$

IV.7-Vérification des déplacements latéraux inters étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003 concerne le déplacement latéral inters-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'intégrité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} \leq \bar{\Delta}_k \quad (\text{RPA99/ Version 2003, Art 5.10})$$

$$\Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1} \quad (\text{RPA99/ Version 2003, Art 4.43})$$

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \quad (\text{RPA99/ Version 2003, Art 4.43})$$

$$\bar{\Delta}_1 = h/100$$

Avec :

δ_{ex}^k : Déplacement absolu selon x (déterminé de l'ETABS sous la combinaison accidentelle)

δ_{ey}^k : Déplacement absolu selon y (déterminé de l'ETABS sous la combinaison accidentelle)

R : Coefficient de comportement de la structure.

Δ_{kx} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

Δ_{ky} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y

$\bar{\Delta}_k$: Le déplacement relatif admissible du niveau k.

ETAGES	$\delta_{ex}^k \text{ (cm)}$	$\Delta_{ex}^k \text{ (cm)}$	R	$\bar{\Delta} \text{ (cm)}$	$\Delta_x^k \text{ (cm)}$	CONDITION
9	2.20	0.08	3.5	2.5	0.280	Vérifiée
8	2.12	0.21	3.5	3.06	0.735	Vérifiée
7	1.91	0.24	3.5	3.06	0.840	Vérifiée
6	1.67	0.24	3.5	3.06	0.840	Vérifiée
5	1.43	0.25	3.5	3.06	0.875	Vérifiée
4	1.18	0.26	3.5	3.06	0.910	Vérifiée
3	0.92	0.25	3.5	3.06	0.875	Vérifiée
2	0.67	0.24	3.5	3.06	0.840	Vérifiée
1	0.43	0.20	3.5	3.06	0.700	Vérifiée
RDC	0.23	0.18	3.5	3.74	0.630	Vérifiée
SSOL	0.05	0.05	3.5	2.5	0.175	Vérifiée

Tab IV.8-Déplacements relatifs dans le Sens X-X

ETAGES	$\delta_{ey}^k (cm)$	$\Delta_{ey}^K (cm)$	R	$\bar{\Delta} (cm)$	$\Delta_y^K (cm)$	CONDITION
9	2.09	0.10	3.5	2.5	0.350	Vérifiée
8	1.99	0.17	3.5	3.06	0.595	Vérifiée
7	1.82	0.19	3.5	3.06	0.665	Vérifiée
6	1.63	0.21	3.5	3.06	0.735	Vérifiée
5	1.42	0.23	3.5	3.06	0.805	Vérifiée
4	1.19	0.24	3.5	3.06	0.840	Vérifiée
3	0.95	0.24	3.5	3.06	0.840	Vérifiée
2	0.71	0.24	3.5	3.06	0.840	Vérifiée
1	0.47	0.22	3.5	3.06	0.770	Vérifiée
RDC	0.25	0.20	3.5	3.74	0.700	Vérifiée
SSOL	0.05	0.05	3.5	2.5	0.175	Vérifiée

• Tab IV.9-Déplacements relatifs dans le Sens Y-Y

IV.8-Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :

L’effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou des éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l’effet P-delta répond de :

- ✓ La valeur de la force axiale appliquée
- ✓ La rigidité ou la souplesse de la structure globale
- ✓ La souples des éléments de la structure

En contrôlant la souplesse, la valeur de l’effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Le RPA99 version 2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

- $\Theta_k < 0,10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0,10 < \Theta_k < 0,20$: il faut augmenter les effets de l’action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{1-\Theta_k}$
- $\Theta_k > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée .

$$\Theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k H_k}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au dessous 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'.

Niv	Sens x-x				Sens y-y				
	P(kN)	Δ_K (m) $\times 10^{-2}$	$V_K H_K$	$P_k \Delta_k$	Θ_X	Δ_K	$V_K H_K$	$P_K \Delta_K$	Θ_Y
ET-SM	165.47	0.280	82.55	0.463	0.005	0.350	91.55	0.579	0.006
8	3013.31	0.735	1169.042	22.147	0.020	0.595	1105.302	17.929	0.016
7	5679.94	0.840	2016.172	47.712	0.023	0.665	1939.856	37.771	0.019
6	8346.57	0.840	2671.257	70.111	0.026	0.735	2616.116	61.347	0.023
5	11072.87	0.875	3227.902	96.887	0.030	0.805	3195.833	89.136	0.027
4	13799.17	0.910	3719.889	125.572	0.034	0.840	3704.680	115.913	0.031
3	16525.47	0.875	4129.776	144.598	0.035	0.840	4131.550	138.813	0.033
2	19251.77	0.840	4464.754	161.714	0.036	0.840	4481.002	161.714	0.036
1	22046.93	0.700	4742.816	154.328	0.032	0.770	4761.451	169.761	0.035
RDC	25015.61	0.630	6048.664	157.598	0.026	0.700	6059.398	175.109	0.029
SSOL	27521.62	0.175	4086.825	48.162	0.012	0.175	4088.05	48.162	0.012

Tab IV.10-justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens.

IV.9-Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivant :

$$M_s \geq 1,5 M_r \quad (\text{RPA99/version 2003}), \text{ART 4.4.1})$$

M_r : Moment renversant obtenu depuis les résultants d'analyse par logiciel ETABS

$$M_s : \text{moment stabilisant} : M_s = W \frac{L}{2}$$

W : poids total du bâtiment.

$$\text{Moment stabilisant dans le sens X-X} : M_{sx} = W \frac{L_x}{2} = 27521.61 \frac{22.70}{2} = 312370.273 \text{ KN m}$$

$$\text{Moment stabilisant dans le sens Y-Y} : M_{sy} = W \frac{L_y}{2} = 27521.61 \frac{10.50}{2} = 144488.505 \text{ KN m}$$

$$\text{Moment renversant dans le sens X-X} : M_{rx} = 34829.349 \text{ KN m}$$

$$\text{Moment renversant dans le sens Y-Y} : M_{ry} = 34913.295 \text{ KN m}$$

$$M_{sx} = 312370.273 \text{ KN m} > 1.5 * M_{rx} = 52244.023 \text{ KN m} \Rightarrow \text{CONDITION vérifiée}$$

$$M_{sy} = 144488.505 \text{ KN m} > 1.5 * M_{ry} = 52369.942 \text{ KN m} \Rightarrow \text{CONDITION vérifiée}$$

Conclusion :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs sont vérifiés.
- l'effet $P-\Delta$: est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

V-1) Ferrailage des poteaux :
V-1-1) Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à L'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G+Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Charge d'exploitation.

E: Action du séisme.

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	384
Situation accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau V -1-1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

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 deux cas:

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)

VI-1-2) Recommandations et exigences du RPA :
a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

* Le pourcentage minimal d'armatures est de 0,8% x b x h en zone II.

$$\text{-Poteaux (45 x 45) } A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

-Poteaux (40 x 40) $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35 x 35) $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

*Le pourcentage maximal dans la zone courante est de 4% x b x h en zone II.

-Poteaux (45 x 45) $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40 x 40) $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35 x 35) $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

*Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de 6% x b x h en zone II.

-Poteaux (45 x 45) $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

-Poteaux (40 x 40) $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

-Poteaux (35 x 35) $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

* Le diamètre minimum est de 12 mm.

* La longueur minimale des recouvrements est de: 40 \emptyset en zone II.

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II

* Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales. Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Tu: Effort tranchant de calcul.

h1: Hauteur totale de la section brute.

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : Élançement géométrique de poteau : $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : Longueur libre du poteau.

St: Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

*Dans la zone nodale $St \leq \min(10 \varnothing ; 15 \text{ cm})$ en zone II.

*Dans la zone courante $St \leq (15\varnothing)$ en zone II.

\varnothing : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \varnothing minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\varnothing cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

V-1-3) Calcul des Armatures longitudinales à l'ELU :

- **Exposé de la méthode de calcul :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

- Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.
 - Section partiellement comprimée (SPC).
 - Section entièrement comprimée (SEC)
 - Section entièrement tendue (SET).

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

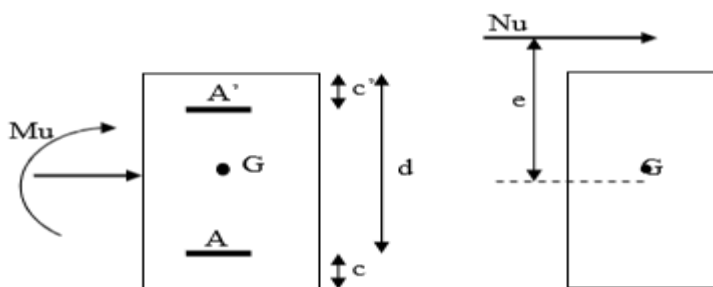


Fig. V.1-section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est partiellement comprimée si :

✓ **1^{er} cas :**

C: Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment : $e = \frac{M_U}{N_U} \geq (\frac{h}{2} - c')$

N: Effort de compression ou de traction.

✓ **2^{ème} cas :**

C: Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment : $e = \frac{M_U}{N_U} < (\frac{h}{2} - c')$

N: Effort de compression. Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante

$$N(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_U \times g = N_U (\frac{h}{2} - c' + e)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_U}{\sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad N_U: \text{Effort de compression.}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_U}{\sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad N_U: \text{Effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

✓ **1^{er} cas :** Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_f = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

✓ **2^{ème} cas :** Section doublement armée :

Si $\mu > \mu_f = 0.392$ La section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_{st}}$$

Avec :

M_1 : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} M_1 = \mu_l \times b d^2 \times f_{bu} \\ \Delta M = M_f - M_1 \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A_s = A \\ A_s = A_t - \frac{N_U}{\sigma_s} \end{cases}$$

1) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

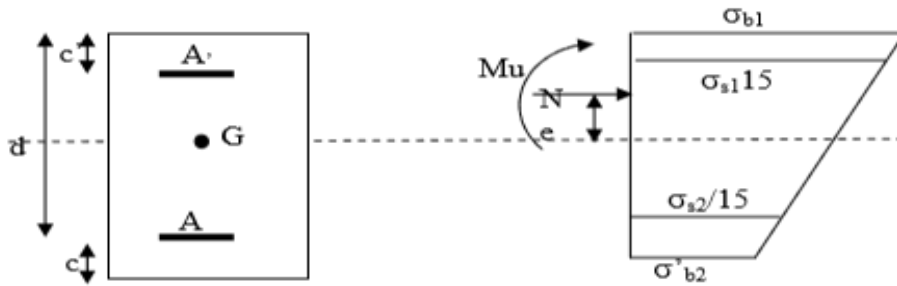


Fig.V.2- Section entièrement comprimée (S.E.C).

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u < \frac{M_U}{N_U} \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

C: Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N: Effort de compression. Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante

$$N (d - c) - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

✓ **1er cas :**

$$N (d - c) - M_f \geq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$Asc_1 = \frac{M - (d - 0.5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$Asc_2 = \frac{N - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} - Asc_1$$

✓ **2^{ème} cas :**

$$(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N (d - c) - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$Asc_1 = \frac{(N - \Psi) \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; Asc_1 = 0$$

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N (d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}}$$

2) Section entièrement tendue (S.E.T) :

C: Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N: Effort de traction.

$$\begin{cases} Ast_1 = N_u \frac{\frac{h}{2} - c - eu}{(d-c) \times \sigma_{sc}} \\ Ast_2 = \frac{N_u}{\sigma_{sc}} - Ast_1 \end{cases}$$

Avec :

$$\sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

V-1-4) Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

Poteaux du sous-sol, RDC et le étage1 :

$$b = 45 \text{ cm } h = 45 \text{ cm}$$

$$d = 43 \text{ cm } c = c' = 3 \text{ cm}$$

Poteaux du 2ere au 5eme étage :

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

$$d = 38 \text{ cm } c = c' = 3 \text{ cm}$$

Poteaux du 6eme au dernier étage :

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

$$d = 33 \text{ cm } c = c' = 3 \text{ cm}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Sens longitudinal					
Niveaux	Section	Sollicitations	N (KN)	My (KN m)	Combinaisons
6 ; 7 ; 8	35X35	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-568.95	-12.205	ELU
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	91,55	10,806	0.8G+Ex
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-314,13	-55,705	G+Q+Ey
2 ; 3 ; 4 ; 5	40X40	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-1329.14	5.369	ELU
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	51.22	1.381	0.8G+Ex
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-389,33	-93,086	G+Q+Ey
S-SOL 1	45X45	$N_{\max} - M_{\text{corr}}$	-1986.49	1.059	ELU
		$N_{\min} - M_{\text{corr}}$	431.85	2.278	0.8G+Ex
		$N_{\text{corr}} - M_{\max}$	-563,17	-109,755	G+Q+Ex

Tableau V.2: extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux.

❖ Sens transversal :

Sens transversal					
Niveaux	Section	Sollicitations	N (KN)	Mz (KN m)	Combinaisons
6 ; 7 ; 8	35X35	$N_{max} - M_{corr}$	-568.95	-1.765	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	91,55	-6,368	0.8G+Ex
		$N_{corr} - M_{max}$	-51,30	-60,449	G+Q+Ex
2 ; 3 ; 4 ; 5	40X40	$N_{max} - M_{corr}$	-1329.14	-1.711	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	51.22	3.578	0.8G+Ex
		$N_{corr} - M_{max}$	-274,59	-83,922	G+Q+Ex
S-SOL 1	45X45	$N_{max} - M_{corr}$	-1986.49	0.818	ELU
		$N_{min} - M_{corr}$	431.85	9.116	0.8G+Ex
		$N_{corr} - M_{max}$	-719,85	-90,888	G+Q+Ex

Tableau V.3 : extrêmes globaux des efforts internes dans les poteaux.
V-1-5) Ferrailage des poteaux :
Remarque :

Le ferrailage des poteaux et leurs vérifications à l'ELS se feront à l'aide de SOCOTEC.

a - Exemple d'application manuelle :

Situation courante $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ et $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ $N_u = 1907.24 \text{ KN}$; $M_u = -2.233 \text{ KN m}$

Poteaux 45x45 :(Sens longitudinal)

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{2.233 \times 10}{1907.24} = 0.117 \text{ cm} \quad ; \quad \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \left(\frac{45}{2} - 3\right) = 19.5 \text{ cm}$$

$$e = \frac{M_U}{N_U} < \left(\frac{h}{2} - c'\right) \Rightarrow \text{ Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :}$$

$$N(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c' + e\right) = 1907.24 \left(\frac{0.45}{2} - 0.03 + 0.00117\right) = 374.14 \text{ KN.m}$$

$$N(d - c) - M_f = 369.68 > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu} = 366.19 \text{ KN.m}$$

D'où la Section est entièrement comprimée (S.E.C)

Donc les sections d'armatures sont :

$$A_{S^*} = \frac{M_f - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c) \sigma_s}$$

$$A_S = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{S^*}$$

$$A_{S^*} = \frac{374.14 - (0.42 - 0.5 \times 0.45) \cdot 0.45 \times 14.2 \times 10^3}{(0.42 - 0.03) \cdot 348 \times 10^3} = -0.0013 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{S^*} = 0$$

$$A_S = \frac{1907.24 - 0.45 \times 0.45 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3} - A_{S^*} = -0.0027 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_S = 0$$

On adopte la section minimale : $A_{min} = 16.2 \text{ cm}^2$
 Selon les tableaux on adopte : $A_s = 4HA20+4HA16 = 20.6\text{cm}^2$

b- Exemple de calcul avec Socotec :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.

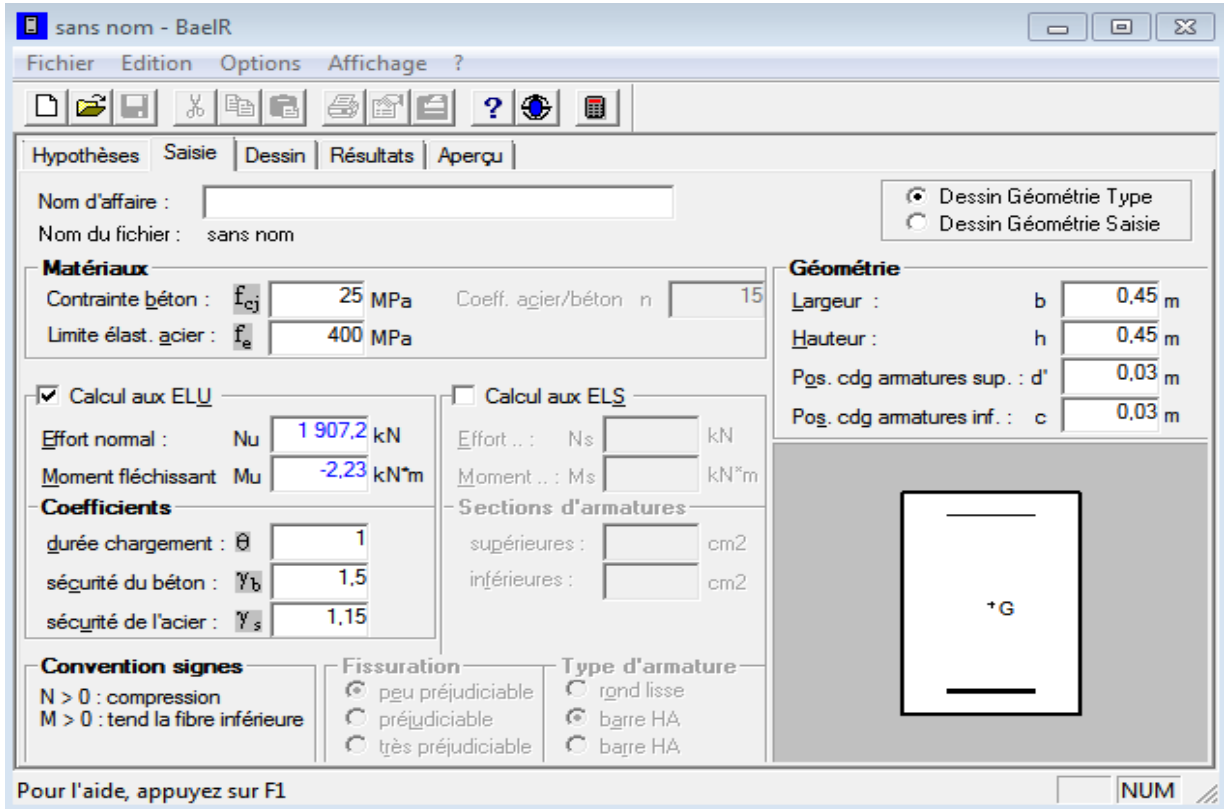


Fig.V.3-caractéristique et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extrait nos résultats Résultats

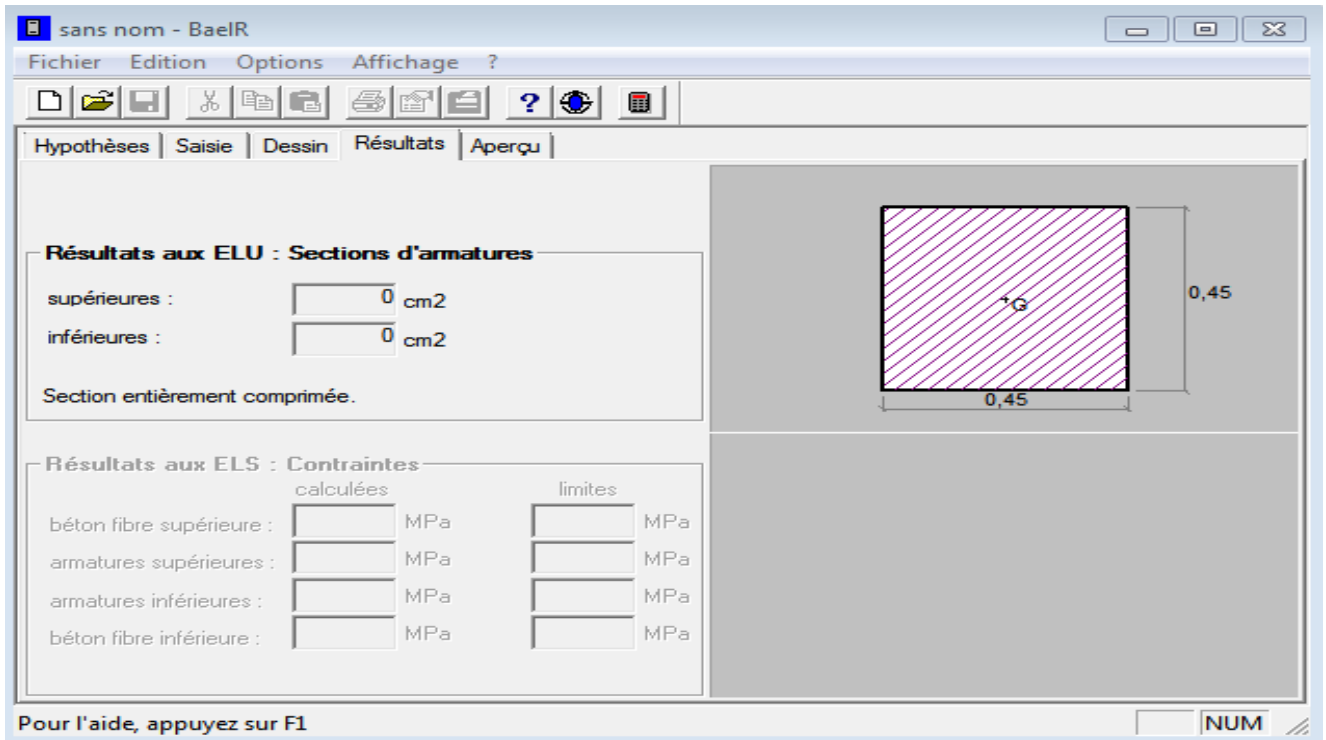


Fig.V.4-Affichage des résultats.

Conclusion :

On a fait un calcul manuel et après consultation de logiciel socotec, on a trouvé les mêmes résultats.

❖ **Sens longitudinal :**

Sens longitudinal										
Niv	Section	Sollicitations	N (KN)	M (KN m)	Nat	A _{min} (cm ²)	As' (cm ²)	As (cm ²)	Ferrailage	S _{adopté} (cm ²)
6 ; 7 ; 8	35X35	N _{max} - M _{corr}	-568.95	-12.205	SEC	9.8	0	0	8HA14	12.32
		N _{min} - M _{corr}	91,55	10,806	SEC		0	0		
		N _{corr} - M _{max}	-314,13	-55,705	SEC		0	0,68		
2 ; 3 4 ; 5	40X40	N _{max} - M _{corr}	-1329.14	5.369	SEC	12.8	0	0	4HA16 + 4HA14	14.19
		N _{min} - M _{corr}	51.22	1.381	SEC		0	0		
		N _{corr} - M _{max}	-389,33	-93,086	SEC		0	1,92		
Sous SOL 1	45X45	N _{max} - M _{corr}	-1986.49	1.059	SEC	16.2	0	0	4HA20 + 4HA16	20.61
		N _{min} - M _{corr}	431.85	2.278	SEC		0	0		
		N _{corr} - M _{max}	-563,17	-109,75	SEC		0	0		

Tableau V.4 : Ferrailage des poteaux dans le sens longitudinal

❖ Sens transversal :

Sens transversal										
Niv	Section	Sollicitations	N (KN)	M (KN m)	Nat	A _{min} (cm ²)	As' (cm ²)	As (cm ²)	Ferraillage	S _{adopté} (cm ²)
6 ; 7 ; 8	35X35	N _{max} – M _{corr}	-568.95	-1.765	SEC	9.8	0	0	8HA14	12.32
		N _{min} – M _{corr}	91,55	-6,368	SEC		0	0		
		N _{corr} – M _{max}	-51,30	-60,449	SEC		0	4,36		
2 ; 3 4 ; 5	40X40	N _{max} – M _{corr}	-1329.14	-1.711	SEC	12.8	0	0	4HA16	14.19
		N _{min} – M _{corr}	51.22	3.578	SEC		0	0	+	
		N _{corr} – M _{max}	-274,59	-83,922	SEC		0	2,56	4HA14	
Sous SOL 1	45X45	N _{max} – M _{corr}	-1986.49	0.818	SEC	16.2	0	0	4HA20	20.61
		N _{min} – M _{corr}	431.85	9.116	SEC		0	0	+	
		N _{corr} – M _{max}	-719,85	-90,888	SEC		0	0	4HA16	

Tableau V.5 : Ferrailage des poteaux dans le sens transversal.
V-1-6) Vérification à L'ELU :
1) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40∅ zone II.
 - * Poteaux (45x 45) : L_r = 40× 2.0 = 80 cm
 - * Poteaux (40x 40) : L_r = 40× 1,6 = 64 cm
 - * Poteaux (35 x 35) : L_r = 40× 1,4 = 56 cm
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤25cm

2) Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

a) Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 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.

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_1^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \quad \text{Soit} \quad \emptyset_t = 8\text{mm}$$

\emptyset_1^{\max} : Diamètre max des armatures longitudinales.

. b) Espacement des armatures transversales :
Dans la zone nodale : $St \leq \min(10 \varnothing ; 15 \text{ cm})$
 $St \leq \min(10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15 \text{ cm})$ Soit **St = 10 cm**
Dans la zone courante : $St \leq (15\varnothing)$
 $St \leq (15\varnothing) = St \leq (15 \times 1.2) = 18$ soit **St = 15 cm**
 \varnothing : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Section Des poteaux	Neveux	Tu (KN)	b (cm)	h1 (cm)	Lf (cm)	St zone nodale (cm)	St zone courante (cm)	λg	ρ	Amin zone nodale (cm ²)	Amin zone courante (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
45X45	S-SOL	-157,29	45	45	147	10	15	3.26	3.75	1.8	2.7	3.14
	RDC		45	45	233.8	10	15	5.20	2.5	1.35	2.025	3.14
	1		45	45	186.2	10	15	4.14	3.75	1.8	2.7	3.14
40X40	2+3+4+5	-145,79	40	40	186.2	10	15	4.65	3.75	1.6	2.4	3.14
35X35	6+7+8	-99,02	35	35	186.2	10	15	5.32	2.5	1.05	1.575	2.1

Tableau V.6 : Détermination des armatures transversales.
Récapitulatif :

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de HA10 de sections transversales :

Poteaux (40 x 40) ; (35 x 35) : 1 cadres et 1 losange.

et des étriers en losange de HA8 de sections transversales :

Poteaux (35X35) : 1 cadre et 1 losange.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $\varnothing = 8 \text{ cm}$.

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable

3) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221).

- Pour le $\varnothing 20 \rightarrow L_s = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$
- Pour le $\varnothing 16 \rightarrow L_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour le $\varnothing 14 \rightarrow L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour le $\varnothing 12 \rightarrow L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- ❖ Délimitation de la zone nodale :

Poteaux	$h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$	
45x45	$h' = \max(55.67 ; 45 ; 45 ; 60)$	$h' = 60 \text{ cm}$
40x40	$h' = \max(44.33 ; 40 ; 40 ; 60)$	$h' = 60 \text{ cm}$
35x35	$h' = \max(44,33 ; 35 ; 35 ; 60)$	$h' = 60 \text{ cm}$

Tableau V.7 : Délimitation des zones nodales.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poutres

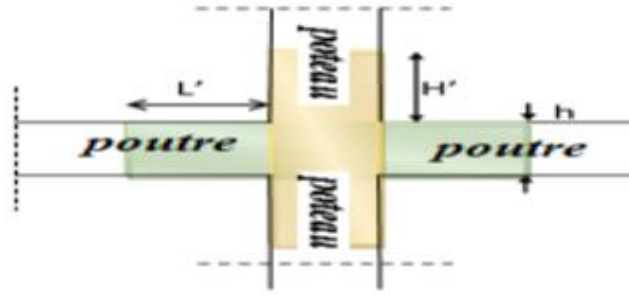


Fig. V-5 -Délimitation de la zone nodale.

Remarque :

Le cadre d’armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nu d’appui.

3) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Section des poteaux	Niveaux	Tu (KN)	b (cm)	D (cm)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
45X45	S-SOL	-157,29	45	43	3,26	0,04	0,81	1,00	CV
	+ RDC				5,20	0,075	0,81	1,875	CV
	+ 1				4,14	0,04	0,81	1,00	CV
40X40	2+3+4+5	-145,79	40	37	4,65	0,04	0,98	1,00	CV
35X35	6+7+8	-99,02	35	32	5,32	0,75	0,88	1,875	CV

Tableau V.8 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

4) Encrenage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi$

Avec : $\tau_s = 0.6 \times \Psi s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$ tel que : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s}$$

- Pour le Ø20 → $L_s = 70.42$ cm
- Pour le Ø16 → $L_s = 56.34$ cm
- Pour le Ø14 → $L_s = 49.30$ cm
- Pour le Ø12 → $L_s = 42.25$ cm

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$ pour les aciers HA.

- Pour les Ø20 = 28.17 cm
- Pour les Ø16 = 22.54 cm
- Pour les Ø14 = 19.72 cm
- Pour les Ø12 = 16.90 cm

VI-1-7) Vérifications à l'ELS :

1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s\ ad} \geq A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \times b \times d$$

niveau	Pote	Effort Normal (KN)		Moment (KN m)		es (m)	Amin (cm ²)	Aad (cm ²)	obse
S-SOL + RDC + 1	45x45	N_{max}	-1443.06	M_y^{cor}	0.767	0.0005	5.534	20.61	CV
				M_z^{cor}	0.577	0.0004	5.630		
		N_{min}	-244.36	M_y^{cor}	0.648	0.0026	5.728		
				M_z^{cor}	0.215	0.0009	5.652		
		N_{cor}	-273.98	M_y^{max}	-19.687	0.0718	7.314		
N_{cor}	-570	M_z^{max}	24.609	0.0431	9.760				
2+3+4+5	40x40	N_{max}	-967.57	M_y^{cor}	3.924	0.0041	4.560	14.19	CV
				M_z^{cor}	-1.232	0.0013	4.446		
		N_{min}	-92.98	M_y^{cor}	0.222	0.0024	4.491		
				M_z^{cor}	-0.054	0.0006	4.418		
		N_{cor}	-352.72	M_y^{max}	-29.565	0.0838	-9.840		
N_{cor}	-215.78	M_z^{max}	-26.673	0.1236	-1.450				
6+7+8	35x35	N_{max}	-415.28	M_y^{cor}	-8.87	0.0213	-2.610	12.32	CV
				M_z^{cor}	-1.319	0.0032	3.439		
		N_{min}	1.66	M_y^{cor}	0.127	0.0765	-5.402		
				M_z^{cor}	-0.43	0.2590	0.767		
		N_{cor}	-193.32	M_y^{max}	-30.75	0.1590	0.182		
N_{cor}	-45.73	M_z^{max}	-25.707	0.5622	1.120				

Tableau V.9 : Vérification de la condition de non fragilité.

2) État limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s=384\text{MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b=15\text{MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

a) Vérification d'une section entièrement comprimée :

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \times h + 15 (A'_s + A_s)$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = \frac{15A'_s(0.5h-d) - A_s(d-0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b h \times X_G^2 + [A'_s(0.5-d-X_G)^2 - A_s(0.5-d-X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton :

$$* \sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$* \sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

❖ Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

b) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$Y_1 = Y_2 + L_c$$

Avec :

Y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

Y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $Y_2^3 + (P \times Y_2) + q$

$$\begin{cases} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3 L_c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - C') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \\ q = -2 L_c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (L_c - C') + \frac{90 A_s}{b} (d - L_c) \end{cases}$$

On calcule l'inertie de la section :

$$I = \frac{b Y_1^3}{3} + 15[A_s (d - Y_1)^2 + A'_s (Y_1 - c')^2]$$

La contrainte de pression dans le béton est : $\sigma_{bs} = \frac{Y_2 N_s}{I} Y_1$

σ_{ss} : Contrainte maximale dans la fibre supérieure du béton.

σ_{bc} : Contrainte maximale dans les aciers supérieurs.

σ_{bi} : Contrainte maximale dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte maximale dans les aciers inférieurs.

CHAPITRE 5 FERRAILLAGE DES POTEAUX

Niveau	Poteau	Effort Normal (KN)		Moment (KN m)		e_s (m)	h/6 (cm)	nature	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_b^{adm} (MPa)	σ_{as} (MPa)	σ_{ai} (MPa)	σ_a^{adm} (MPa)	Obs
		N_{max}	N_{min}	M_y^{cor}	M_z^{cor}										
S-SOL RDC 1	45x45	N_{max}	-1443.06	M_y^{cor}	0.767	-0.0005	7.5	SEC	5.49	5.43	15	82.3	81.5	348	CV
				M_z^{cor}	0.577	-0.0004		SEC	5.48	5.44		82.2	81.6		
		N_{min}	-244.36	M_y^{cor}	0.648	-0.0026		SEC	0.95	0.90		14.2	13.5		
				M_z^{cor}	0.215	-0.0009		SEC	0.93	0.92		14	13.8		
		N_{cor}	-273.98	M_y^{max}	-19.687	0.0718		SEC	0.27	1.8		5.56	25.5		
		N_{cor}	-570	M_z^{max}	24.609	-0.0431		SEC	3.12	1.2		44.8	19.9		
2+3+4 +5	40x40	N_{max}	-967.57	M_y^{cor}	3.924	-0.0041	6.67	SEC	5.01	4.54	15	74.6	68.7	348	CV
				M_z^{cor}	-1.232	0.0013		SEC	4.7	4.85		70.7	72.6		
		N_{min}	-92.98	M_y^{cor}	0.222	-0.0024		SEC	0.47	0.45		7.05	6.72		
				M_z^{cor}	-0.054	0.0006		SEC	0.46	0.46		6.84	6.93		
		N_{cor}	-352.72	M_y^{max}	-29.565	0.0838		SPC	0	3.5		3.7	48.5		
		N_{cor}	-215.78	M_z^{max}	-26.673	0.1236		SPC	0	2.71		-6.55	36.8		
6+7+8	35x35	N_{max}	-415.28	M_y^{cor}	-8.87	0.0213	5.83	SEC	1.88	3.49	15	30.3	50.3	348	CV
				M_z^{cor}	-1.319	0.0032		SEC	2.57	2.81		38.8	41.8		
		N_{min}	1.66	M_y^{cor}	0.127	0.0765		SPC	0	0		-0.37	-1.19		
				M_z^{cor}	-0.43	-0.2590		SPC	0	0.03		-2.16	0.26		
		N_{cor}	-193.32	M_y^{max}	-30.75	0.1590		SPC	0	4.39		-31.5	56.7		
		N_{cor}	-45.73	M_z^{max}	-25.707	0.5622		SPC	0	3.19		-65.3	37.3		

Tableau. V.10-vérification de ferrailage a l'ELS.

❖ Conclusions :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « **RPA 99/Version 2003** » en zone II.

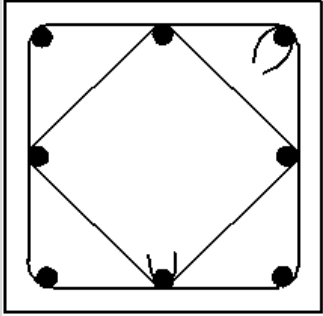
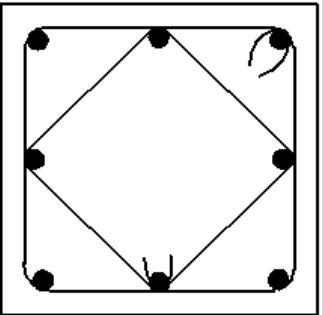
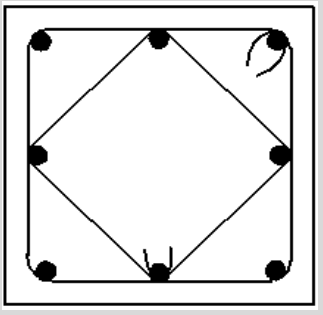
Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
S-SOL + RDC + 1	45x45	4HA20+4HA16	1 cadre et 1 losange (HA10)	
2+3+4 +5	40x40	4HA16 + 4HA14	1 cadre et 1 losange (HA10)	
6+7+8	35x35	8HA14	1 cadre et 1 losange (HA8)	

Tableau V.11 : Ferrailage des poteaux.

VI-1) Introduction :

Les Poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par ETABS qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à L'ELU} \\ G + Q \text{ à L'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

VI-2) Recommandation du RPA Pour le ferrailage des poutres :

a) **Armatures longitudinales :** (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

- ✓ Poutres Principales : (30 x 40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutres Secondaires : 30 x 40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4 % en zone courante.
- ✓ 6 % en zone de recouvre

- **Poutres Principales : (30 x 40) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- **Poutres Secondaire : (30 x 40) :**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

- ✓ La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left[\frac{h}{4} ; 12\Phi \right] \dots\dots\dots \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).}$$

Avec :

- ✓ Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- ✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓ $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII-3) Sollicitations dans les poutres :

Nous avons :

Zone I : Du 1^{er} au 2^{ème}

Zone II : Du 3^{ème} au 5^{ème}

Zone III : Du 6^{ème} au 8^{ème}

❖ **Poutres principales :**

zone	effort	ELU	GQE	0.8GE	ELS
I	Mt max (KN.m)	46.375	100.198	106.777	33.027
	Ma max (KN.m)	66.261	138.176	130.744	47.162
	V (KN)	104.52	193.830	180.120	74.440
II	Mt max (KN.m)	37.541	100.581	106.926	27.242
	Ma max (KN.m)	63.493	137.927	137.168	46.038
	V (KN)	92.480	161.71	148.170	68.050
III	Mt max (KN.m)	39.334	73.67	70.448	28.705
	Ma max (KN.m)	66.083	120.204	110.728	47.922
	V (KN)	128.29	131.71	110.27	94.26

Tableau VI-1 sollicitations dans les poutres principales solidaires des voiles

zone	effort	ELU	GQE	0.8GE	ELS
I	Mt max (KN.m)	46.375	35.808	34.807	33.027
	Ma max (KN.m)	66.261	71.477	56.974	47.162
	V (KN)	104.52	81.11	53.32	74.44
II	Mt max (KN.m)	37.541	46.384	44.188	27.242
	Ma max (KN.m)	63.493	80.376	64.291	46.038
	V (KN)	86.79	78.73	56.57	62.94
III	Mt max (KN.m)	39.334	40.674	38.163	28.705
	Ma max (KN.m)	66.083	75.547	58.833	47.922
	V (KN)	88.15	76.3	53.8	63.930

Tableau VI-2 sollicitations dans les poutres principales loins des voiles

❖ **Poutres secondaires**

zone	effort	ELU	GQE	0.8GE	ELS
I	Mt max (KN.m)	32.49	106.32	101.33	23.542
	Ma max (KN.m)	45.139	129.342	122.996	32.759
	V (KN)	43.31	122.29	115.95	31.47
II	Mt max (KN.m)	57.678	105.704	101.059	41.858
	Ma max (KN.m)	80.984	135.314	130.247	58.858
	V (KN)	73.38	130.51	122.55	53.35
III	Mt max (KN.m)	64.288	96.175	86.705	46.686
	Ma max (KN.m)	90.07	112.146	100.981	65.483
	V (KN)	80.33	105.91	95.11	58.43

Tableau VI-3 sollicitations dans les poutres secondaires solidaires des voiles

	effort	ELU	GQE	0.8GE	ELS
I	Mt max (KN.m)	34.737	47.769	57.773	23.542
	Ma max (KN.m)	54.894	66.654	48.333	32.759
	V (KN)	77.98	72.52	60.1	59.56
II	Mt max (KN.m)	35.006	53.271	53.882	25.578
	Ma max (KN.m)	71.138	81.188	67.406	52.166
	V (KN)	73.38	81.29	66.37	64.31
III	Mt max (KN.m)	41.071	46.496	43.586	30.002
	Ma max (KN.m)	78.683	76.999	61.398	57.679
	V (KN)	92.25	78.68	62.41	67.96

Tableau VI-4 sollicitations dans les poutres secondaires loins des voiles

VII-4) Étapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- ✓ Ast : La section d'armatures tendues.
- ✓ Asc : La section d'armatures comprimées

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

d : hauteur utile (d = h-c).

c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

➤ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec : Mu : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 18.47 \text{ Mpa}$$

➤ **Calcul du moment réduit limite μ_l :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b=1.15 \\ \text{FeE400} \end{array} \right\} \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{RPA99V2003.}$$

En comparaison entre la valeur de μ_l et celle de μ nous mène à deux cas qui sont à étudier :

✓ **1^{ère} cas**

$\mu_b \leq \mu_l$ Section simplement armée. \Rightarrow Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\Rightarrow A_{ac}=0$.

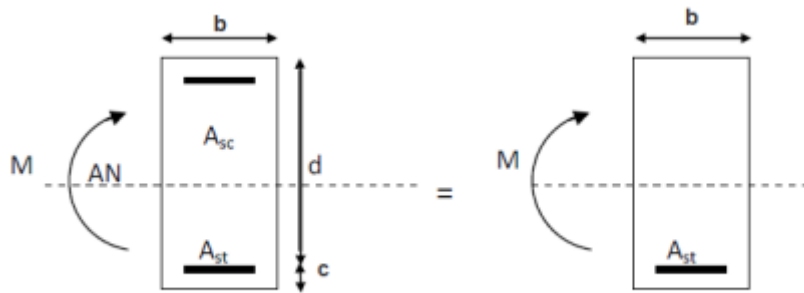


Fig VI.1- section simplement armée

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \quad \text{tel que } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ 2^{eme} cas

$\mu_b \geq \mu_l \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA).

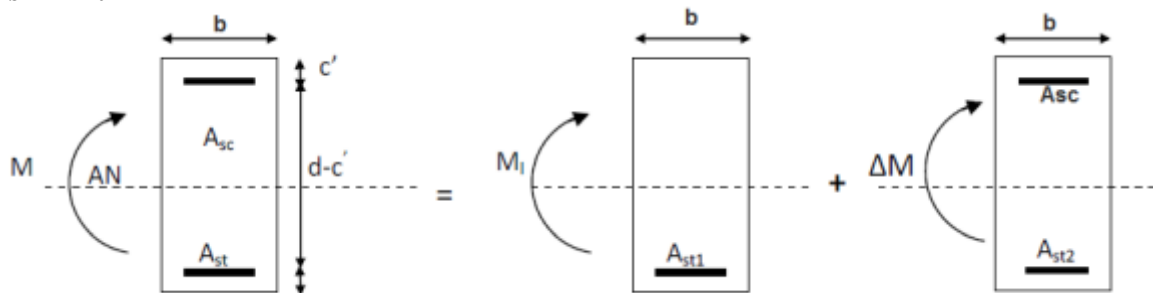


Fig VI.2- section simplement armée

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$\Delta M = M - M_1 \quad \text{et} \quad M_1 = \mu \times b \times d \times f_{bu}$$

Avec :

M_1 : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{DM}{(d-c)\sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{DM}{(d-c)\sigma_s} \end{cases}$$

Remarque :

On opte même ferrailage pour les poutres principales et secondaires et les poutres de palier pour tout les niveaux.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{bc} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI-5 : caractéristique des situations des calculs

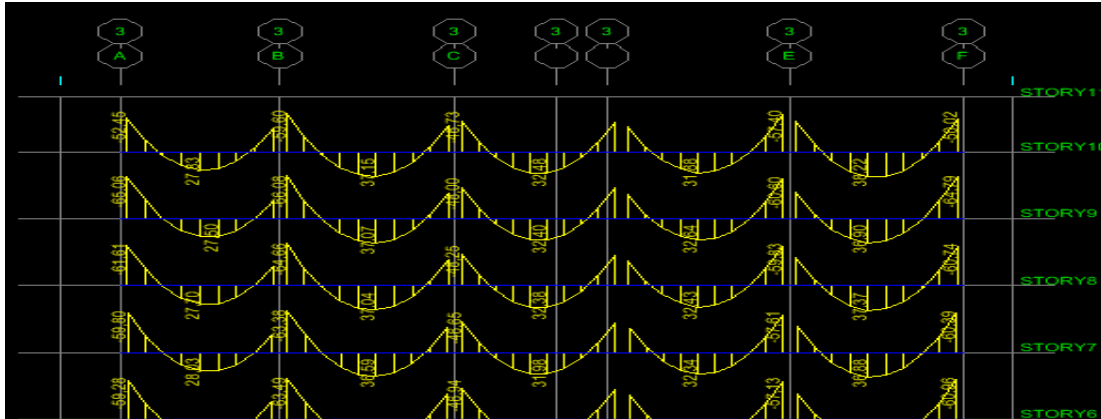


Figure. VI-3 : Diagramme des moments de flexion

VII-5) Exemple de calcul :(Poutre principale)

a) En travée

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{106.777 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18.48} = 0.140 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc}=0 \rightarrow \beta = 0.924$$

➤ Calcule la section

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{106.777 \times 10^3}{0.924 \times 37 \times 400} = 7.80 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 + 3HA12 = 8.01 cm²**

b) en appuis

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{138.176 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 18.48} = 0.182 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc}=0 \rightarrow \beta = 0.899$$

➤ Calcule la section

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{138.176 \times 10^3}{0.899 \times 37 \times 400} = 10.38 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA14 + 3HA16 = 10.65 cm²**

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

- ❖ Ferrailage des poutres principales :
 - Poutres principales solidaires des voiles :

	Travée/ appuis	M (KN.m)	comb	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt}	ferrailage
I	Travée	106.777	0.8GE	0.140	SSA	0.924	7.80	6	8.01	3HA14FILL +3HA12CHAP
	Appuis	138.176	GQE	0.182	SSA	0.899	10.38	6	10.65	3HA14FILL +3HA16 CHAP
II	Travée	106.927	0.8GE	0.140	SSA	0.924	7.82	6	8.01	3HA14FILL +3HA12CHAP
	Appuis	137.927	GQE	0.182	SSA	0.899	10.38	6	10.65	3HA14FILL +3HA16
III	Travée	73.670	GQE	0.097	SSA	0.949	5.25	6	8.01	3HA14FILL +3HA12CHAP
	Appuis	120.204	GQE	0.158	SSA	0.914	8.89	6	10.65	3HA14FILL +3HA16

Tableau VI-6: ferrailage des poutres principales solidaires des voiles

- Poutres principales loins des voiles :

zones	Travée/ appuis	M (KN.m)	comb	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt}	ferrailage
I	Travée	46.375	ELU	0.079	SSA	0.959	3.76	6	4.62	3HA14FILL
	Appuis	71.477	GQE	0.094	SSA	0.951	5.07		6.88	3HA14FILL+2HA12
II	Travée	46.384	GQE	0.061	SSA	0.969	3.23	6	4.62	3HA14FILL
	Appuis	80.376	GQE	0.106	SSA	0.944	5.75		6.88	3HA14FILL+2HA12
III	Travée	40.674	GQE	0.053	SSA	0.972	2.81	6	4.62	3HA14FILL
	Appuis	75.547	GQE	0.099	SSA	0.948	5.38		6.88	3HA14FILL+2HA12

Tableau VI-7: ferrailage des poutres principales loins des voiles

- ❖ Ferrailage des poutres secondaires :
 - Poutre secondaires solidaires des voiles

zone	Travée/ appuis	M (KN.m)	comb	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} t	ferrailage
I	Travée	106.320	GQE	0.140	SSA	0.924	7.77	6	8.01	3HA14FILL +3HA12CHAP
	Appuis	129.342	GQE	0.170	SSA	0.906	9.64	6	10.6 5	3HA14FILL +3HA16
II	Travée	105.704	GQE	0.135	SSA	0.913	7.63	6	8.01	3HA14FILL +3HA12CHAP
	Appuis	135.314	GQE	0.178	SSA	0.901	10.14	6	10.6 5	3HA14FILL +3HA16
III	Travée	96.175	GQE	0.126	SSA	0.932	6.97	6	8.01	3HA14FILL +3HA12CHAP
	Appuis	112.146	GQE	0.148	SSA	0.919	8.25	6	10.6 5	3HA14FILL +3HA16

Tableau VI-8: ferrailage des poutres secondaires solidaires des voiles

- Poutres secondaires loins des voiles

	Travée/ appuis	M (KN.m)	comb	μ	obs	β	A_{st} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt}	ferrailage
I	Travée	57.773	0.8GE	0.076	SSA	0.960	4.06	6	4.62	3HA14FILL
	Appuis	66.654	GQE	0.087	SSA	0.954	4.72		6.88	3HA14FILL+2HA12
II	Travée	53.882	0.8GE	0.070	SSA	0.964	3.77	6	4.62	3HA14FILL
	Appuis	81.188	GQE	0.106	SSA	0.944	5.81		6.88	3HA14FILL+2HA12
III	Travée	46.496	GQE	0.061	SSA	0.968	3.25	6	4.62	3HA14FILL
	Appuis	78.683	ELU	0.134	SSA	0.928	6.58		6.88	3HA14FILL+2HA12

Tableau VI-9: ferrailage des poutres secondaires loins des voiles

VI-6) Vérifications des conditions du RPA :✓ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$$

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

✓ **Armatures transversales :**

- Diamètre minimale : $\min \left[\frac{h}{35} ; \varnothing_1 ; \frac{b}{10} \right] = \min [1.14 ; 1.2 ; 3]$

Soit $\varnothing_t = 8\text{mm}$ on choisi un cadre + un étrier

• **Poutres principales :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\varnothing) = \min (10 ; 14.4) \text{ soit } S_t = \mathbf{8\text{cm}} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = \mathbf{15\text{cm}} \quad \text{en zone courante}$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires :**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\varnothing) = \min (10 ; 14.4) \text{ soit } S_t = \mathbf{8\text{cm}} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = \mathbf{15\text{cm}} \quad \text{en zone courante}$$

On aura :

- $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,72 \text{ cm}^2$ en zone nodale

- $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,35 \text{ cm}^2$ en zone courante

$$\text{Soit : } A_t = \mathbf{4\text{HA}8} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \cdot h$$

avec :

h : la hauteur de la poutre

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm, pour les poutres principales.}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm, pour les poutres secondaires.}$$

VI-7) Vérifications des poutres à l'ELU :✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

• Poutre principales :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

• Poutre secondaire :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$ condition vérifier.

✓ Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(Art A.5.1 /BAEL91modifiées99) :

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ .

Donc soit à vérifier que : $\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 4.35 \text{ Mpa} \quad (\text{Pour la fissuration non préjudiciable})$$

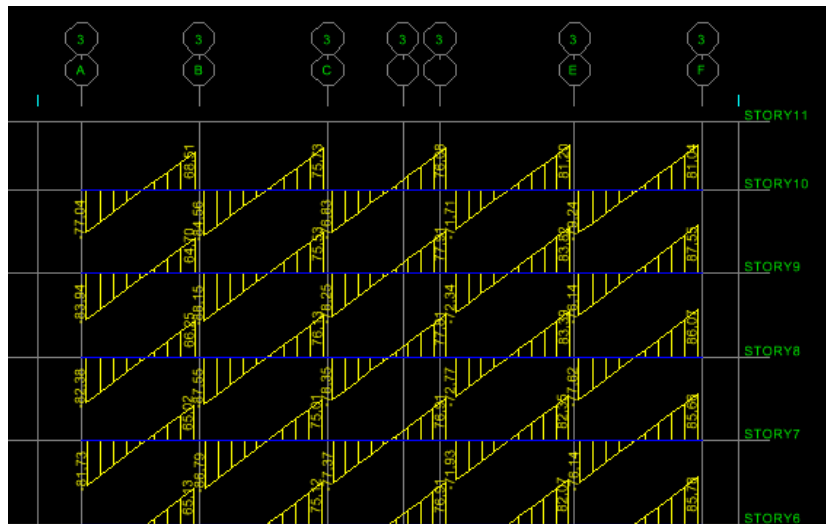


Figure. VI-4 Diagramme des efforts tranchants

• Poutres principales :

$$T_u^{max} = 193.830 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{193.830 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37} = 1.75 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

• Poutres secondaire :

$$T_u^{max} = 130.51 \text{ KN}$$

$$\tau = \tau = \frac{130.51 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.37} = 1.175 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

➤ Influence de sur le béton :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{(Art A.5.1,32/BAEL91 modifiées99).}$$

• Poutres principales :

$$T_u^{max} = 193.830 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 867 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 193.830 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 867 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

• Poutres secondaire :

$$T_u^{max} = 130.51 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_u^{max} = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.15} = 867 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = 130.51 \text{ KN} < \bar{T}_u^{max} = 867 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

➤ Influence sur les armatures longitudinales : (BAEL91 modifiées 99 Art A5.1.32) :

$$\left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

D'ou:

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right]$$

• Poutres principales :

$$193.830 - \frac{138.176}{0.9 \times 0.37} = -212.12 < 0$$

• Poutres secondaire :

$$130.51 - \frac{135.314}{0.9 \times 0.37} = -275.83 < 0$$

⇒ Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3) :

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour l'acier HA

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec :

ΣU_i = Périmètre utile de l'acier.

• Poutres principales :

$$\Sigma U_i = n\phi\pi = (3 \times 1.4 \times 3.14) + (3 \times 1.6 \times 3.14) = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{117.209 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 263.76} = 1.33 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

• Poutres secondaire :

$$\Sigma U_i = \phi\pi = 3 \times 1.4 \times 3.14 + 3 \times 1.2 \times 3.14 = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{84.782 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 244.92} = 1.04 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec:

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

Pour : $\phi = 16$: $L_S = 56.44 \text{ cm}$

$\phi = 14$: $L_S = 49.38 \text{ cm}$

$\phi = 12$: $L_S = 42.33 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la longueur d'ancrage : (Art A6.1 BAEL99) ;**

La règle du BAEL99 Art A6.1 admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

Pour $\phi = 16$ $L_S = 0.4 \times 56.44 = 22.576 \text{ cm}$

$\phi = 14$ $L_S = 0.4 \times 49.38 = 19.752 \text{ cm}$

$\phi = 12$ $L_S = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm}$

VI-8) Vérifications à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte de traction dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Avec :

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ **Poutres solidaires des voiles :**

Niveau		M_s (KN m)	A_s (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
PP (40×30)	Travée	33.027	8.01	0.720	0.877	25.65	127.07	4.95	15	OK
	Appui	47.162	10.65	0.959	0.863	21.42	138.68	6.47	15	OK
PS (40×30)	Travée	46.686	8.01	0.720	0.877	25.65	179.62	7.00	15	OK
	Appui	65.483	10.65	0.959	0.863	21.42	192.56	8.99	15	OK

Tableau VI-10: Vérification des poutres solidaires des voiles à l'ELS

➤ **Poutres loins des voiles :**

Niveau		M_s (KN m)	A_s (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
PP (40×30)	Travée	47.922	4.62	0.416	0.901	35.50	311.15	8.76	15	OK
	Appui	33.027	6.88	0.619	0.884	28.10	30.57	1.08	15	OK
PS (40×30)	Travée	30.002	4.62	0.416	0.901	35.50	194.80	5.48	15	OK
	Appui	57.679	6.88	0.416	0.884	28.10	256.31	9.12	15	OK

Tableau VI-10: Vérification des poutres loins des voiles à l'ELS

❖ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

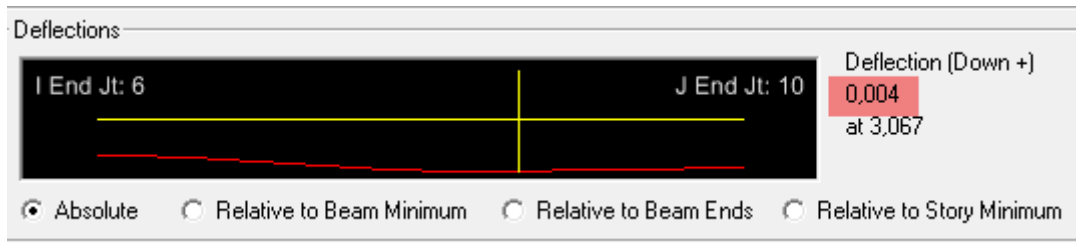
▪ **Calcul de la flèche :**▪ **Sens (xx) :**

Figure VI-5 : vérification de la flèche sens x-x

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $\Rightarrow f = 0.004 \text{ m}$

$$f = 0.004 \text{ m} < \frac{4.70}{500} = 0.0094 \text{ cm}$$

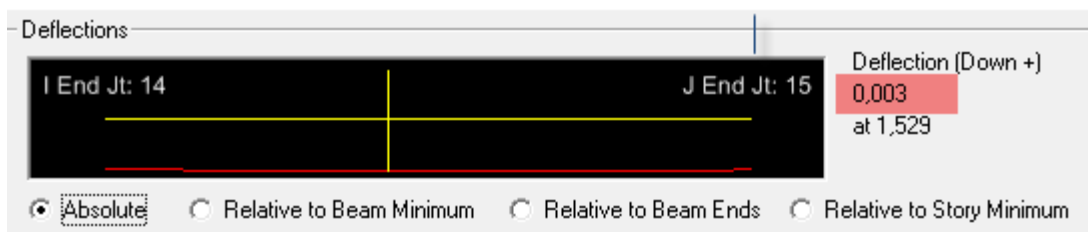
▪ **Sens (yy) :**

Figure VI-6 : vérification de la flèche sens y-y

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS $\Rightarrow f = 0.003 \text{ m}$

$$f = 0.003 < \frac{350}{500} = 0.007 \text{ cm}$$

Conclusion:

La flèche est vérifiée dans les deux sens .

➤ Le ferrailage des poutres solidaires des voiles récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Appui	Travée	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales (30 × 40)	3HA14Fill + 3HA16Chap	3HA14Fill + 3HA12Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm
Poutre secondaires (30×40)	3HA14Fill + 3HA16Chap	3HA14Fill + 3HA12Chap	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm

Tableau V-11: Récapitulatif de ferrailage des poutres solidaires des voiles

➤ Le ferrailage des poutres loins des voiles récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Appui	Travée	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales (30 × 40)	3HA14Fill +2HA12Chap	3HA14Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e= 8cm
Poutre secondaires (30×40)	3HA14Fill +2HA12 Chap	3HA14Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e= 8cm

Tableau V-12 : Récapitulatif de ferrailage des poutres loins des voiles

VI-9) Ferrailage de la poutres de chaînage :

Dimension de la poutre [cm ²]	A _{min} [cm ²] (0.5% de la section)	A _{maximal} [cm ²]	
		Zone courante	Zone de recouvrement
PCH 25x30	3.75	30	45

Tableau V-13 : Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux

	Travée/ appuis	M (KN.m)	comb	μ	obs	β	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt}	ferrailage
	Travée	11.694	ELU	0.046	SSA	0.976	1.27	3.75	3.39	3HA12
	Appuis	22.413	ELU	0.086	SSA	0.955	2.50		3.39	3HA12

Tableau V-14 : ferrailage de la poutre de chaînage

✓ **Armatures transversales :**

- Diamètre minimale : $\min \left[\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right] = \min [1.14 ; 1.2 ; 3]$
 Soit $\phi_t = 8\text{mm}$ on choisi un cadre + un étrier

$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (30/4 ; 12 \times 1.4)$ soit $S_t = 8\text{cm}$ en zone nodale

$S_t \leq h/2 = 30/2 = 15\text{ cm}$ soit $S_t = 15\text{cm}$ en zone courante

On aura :

- $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,6\text{ cm}^2$ en zone nodale

- $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,125\text{ cm}^2$ en zone courante

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{ cm}^2/\text{ml}$ (2 cadres de $\phi 8$)

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2 \cdot h$

avec :

h : la hauteur de la poutre

$L' = 2 \cdot h = 2 \times 30 = 60\text{ cm}$, pour les poutres de chaînage

VI-9-1) Vérifications des poutres à l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91) :**

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1\text{ Mpa}$

$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.83\text{cm}^2$

$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.83\text{ cm}^2$ condition vérifier.

Toutes les sections adoptées sont supérieures a A_{min} donc , la condition est vérifiée.

✓ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(Art A.5.1 /BAEL91modifiées99) :**

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ .

Donc soit à vérifier que : $\tau = \frac{T_U^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.73 \text{ Mpa} \quad (\text{Pour la fissuration non préjudiciable})$$

$$T_u^{max} = 10.41 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{10.41 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 0.15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.73 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement

.

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier -béton (BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3) :**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec : $\psi_s = 1.5$ pour l'acier HA

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec :

ΣU_i = Périmètre utile de l'acier.

$$\Sigma U_i = n \phi \pi = (3 \times 14 \times 3.14) = 131.88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.41 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 131.88} = 0.32 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

.

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

Avec:

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

Pour $\phi = 14$: $L_S = 43.75 \text{ cm}$

✓ **Calcul de la longueur d'ancrage : (Art A6.1 BAEL99) ;**

La règle du BAEL99 Art A6.1 admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à 0,4ls pour les aciers HA.

Pour $\phi = 14$ $L_S = 0.4 \times 43.75 = 17.50 \text{ cm}$

VI-9-2) Vérifications à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte de traction dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec :

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau		M _s (KN m)	A _s (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Obs
PCH (25×30)	Travée	8.55	3.39	0.5	0.893	31.73	104.60	3.30	15	OK
	Appui	16.42	3.39	0.5	0.893	31.73	200.90	6.33	15	OK

Tableau VI-15: Vérification de la poutre de chaînage à l'ELS

Etat limite de déformation :

f : la flèche maximale de poutres de chaînage est déduite de logiciel ETABS.

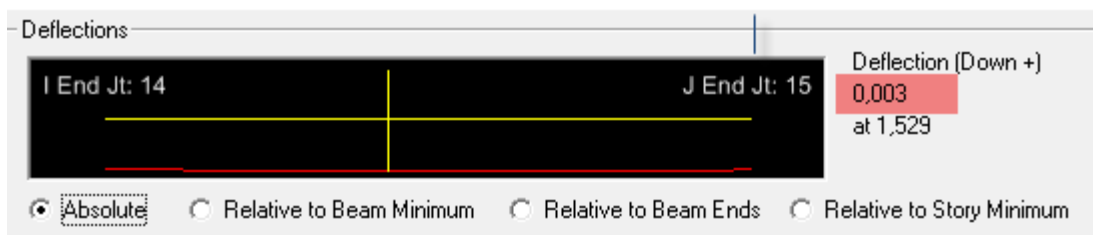


Figure VI-7 : vérification de la flèche sens y-y

Dans notre cas la flèche est donnée par ETABS ➡ f=0.003 m

$$f = 0.003 < \frac{350}{500} = 0.007 \text{ m}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

➤ Le ferrailage de la poutres de chainage est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	Appui	Travée	Zone courante	Zone nodale
PCH (25 × 30)	3HA12Fill	3HA12Fill	Cadres(4HA8 + étrier T8)e=15cm	Cadres(4HA8 + étrier T8) e=8cm

Tableau V-16 : Récapitulatif de ferrailage des poutres de chainage .

VII-1) Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N, un effort tranchant V, et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, Ils seront ferrillés en flexion composée de 3 types d'armatures :

- ✓ Armatures horizontales
- ✓ Armatures verticales
- ✓ Armatures transversales

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$1,35G+1,5Q$ à L'ELU $G+Q$ à L'ELS	}	BAEL 91
$G + Q \pm E$ $0,8 G \pm E$	}	RPA99/ Version 2003

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

-Zone I : Du RDC au 2eme étage.

-Zone II : Du 3eme au 5ème.

-Zone III : 6ème au 8ème.

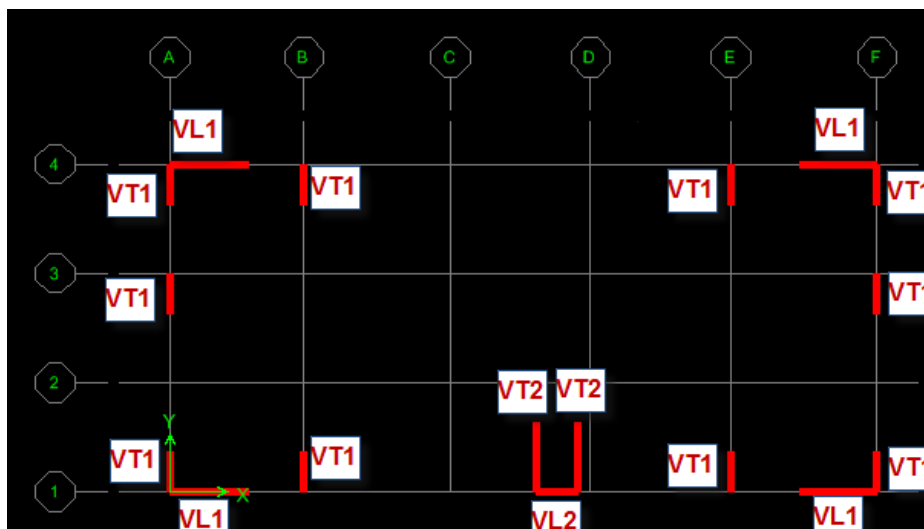


Fig VII-1) Disposition des voiles

a) Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1.5$

b) Exposition de la méthode :

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante :

La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

VII-2) Armatures verticales :

On détermine le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec : $B = L \cdot e$

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

-Le calcul se sera pour des bandes de longueur « d », tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_2}{2}; \frac{2lc}{3}\right)$$

Lc : Longueur de la zone comprimée.

Lt : Longueur de la zone tendue.

he : hauteur d'étage

Avec : $Lt = L - Lc$

$$Et : Lc = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\max}} \times L$$

On détermine les efforts agissant dans chaque bande « d » selon les cas suivants :

➤ **1^{er} Cas : Section partiellement comprimée (SPC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d \cdot e$$

e : épaisseur du voile.

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

Avec :

A_{v1} , A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

➤ **2^{ème} Cas : Section entièrement comprimée (SEC) :**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d \cdot e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B f_{bc}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

A_{v1} , A_{v2} : Sections d'armatures verticales.

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.74MPa$$

➤ **3ème Cas : Section entièrement tendue (SET) :**

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

VII-3) Sections d'armatures minimales :

La section d'armature verticale doit respecter les conditions suivantes :

a) Compression simple :

$A_{min} \geq 4cm^2$ par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$2\% \leq A_{min} \leq 5\%B$; B : section de béton comprimée .

b) Traction simple :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

le pourcentage minimales des armatures verticales de la zone tendue doit etre au moins égale à 2% de la section horizontale de la section de béton tendue.

VII-4) Armatures horizontales :

La section d'armature horizontale est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \text{ (BAEL)}$$

$$A_H \geq 0.15\%B \text{ (RPA99/version2003)}$$

$$A_H \geq \left(\frac{A_V}{4}; 0.15\%B \right) \dots \text{en zone totale}$$

$$A_h \geq 10 \% B \dots \dots \dots \text{En zone courante}$$

Av : section d'armatures verticales adoptée

B : section du béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets de 135° ayant une longueur de $10\emptyset$, et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

VII-5) Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII-6) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

VII-7) Les potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10.

VII-8) Dispositions constructives :

-L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur ou égal à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min (1.5 e ; 30\text{cm}) \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

e : épaisseur de voile

- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit de moitié sur une longueur égale à 1/10 de la longueur du voile et ne doit pas dépasser une longueur de 15cm.
- ✓ Le diamètre des armatures verticales et horizontales respectivement ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur (e) du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

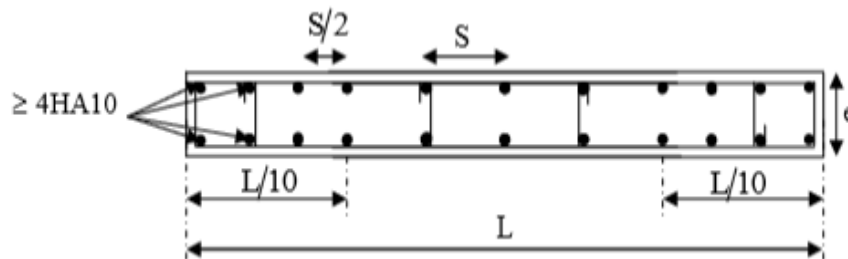


Fig. VII-8):Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII -9) Vérification à L'ELS :

a) La contrainte dans le béton

On doit vérifier que la contrainte de compression de béton soit inférieure de 15MPa. Pour cet état, on considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

N_s : effort normal appliqué

B : section de béton

A : section d'armatures adoptée

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0d}$$

$$V = 1.4 T$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec

τ_u : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 MPa$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 MPa$$

VII-10) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone(I) une :

➤ **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2.5m, e = 20 cm, B = 0.5m^2$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

$$\sigma_{\max} = 6325,020 MPa$$

$$\sigma_{\min} = -9725,600 MPa$$

La section est partiellement comprimée

➤ **Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{6325.02}{6325.02 + 9725.6} = 0.99$$

➤ **Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 1,51 m$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2lc}{3}\right) = 0.66m$$

$$d_2 = L_t - d = 1.51 - 0.66 = 0.85m$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} d_2 = \frac{-9725,600}{1.51} 0.85 = -5508.92$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{9725.6 + 5508.92}{2} 0.66 \times 0.2 = 1000.57KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} d \cdot e = \frac{5508.92 - 0}{2} 0.66 \times 0.2 = 472.7 KN$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max\left\{0.002B; \frac{Bf_{t28}}{f_e}\right\} \quad \text{avec } B = d \cdot e$$

$$A_{\min} = \max\{2.64; 6.90\}$$

$$A_{\min} = 6.90 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{1000.57}{400} = 25.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{472.7}{400} = 11.82$$

$$\text{Situation accidentelle : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa$$

➤ **Les armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} = 1.1 \frac{T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1676.766}{400} = 46.11 \text{ cm}^2.$$

Alors :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 25.01 + \frac{46.11}{4} = 36.54 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.82 + \frac{46.11}{4} = 23.35 \text{ cm}^2$$

Soit :

Bande 1 : 2x 6HA20=37,70cm² avec un espacement de 13 cm.

Bande 2 : 2x 6HA16= 24,12cm² avec un espacement de 17 cm.

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \left(\frac{A_V}{4}; 0.15\%B; 0.10B \right) \text{ avec } B = L_{voile} \times e$$

$$\frac{A_V}{4} = \frac{18.84}{4} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Avec :

- $A_h \geq 0.15\%B = (0.0015 \times 250 \times 20)/2 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ → dans la section générale du voile.
- $A_h \geq 0.1\%B' = 0.001 \times 250 \times 20)/2 = 2.5 \text{ cm}^2/\text{nappe}$ → dans la zone courante.

On prend $A_h = 4.71 \text{ cm}^2$

soit donc 6HA12 = 6.78cm² avec un espacement de 20cm

➤ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré

Soit : 4HA8= 2.01 cm²

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min (1.5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$ → condition vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **BAEL 91 :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.4 \times 1197.69}{0.2 (0.9 \times 2.5)} = 3.72 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.72MPa \leq \bar{\tau}_b = 5MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{1197.69}{0.2 \times 0.9 \times 2.5} = 2.66MPa$$

$$\tau_u = 2.66MPa \leq \bar{\tau}_b = 3.26 MPa = 5MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte du béton

Il faut vérifier que : $\sigma_{st} < 0.6 f_{c28}$

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} = \frac{3870.26}{0.5 + 15 \times 18.84} = 7.33 \leq 15MPa$$

Condition vérifiée

Le ferrailage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

➤ **Ferrailage des voiles Longitudinaux : Voile VL1**

Zone	I	II	III
h poutre(m)	0,40	0,40	0,40
hauteur etage (m)	3,74	3,06	3,06
L (m)	2,50	2,50	2,50
e (m)	0,20	0,20	0,20
B (m²)	0,5	0,5	0,5
He	3,740	3,060	3,060
h	3,34	2,66	2,66
T(kN)	1197,690	895,440	479,190
N_{ser} (kN)	3780,26	2825,37	1292,04
Vu (kN)	1676,766	1253,616	670,866
σ_{max} (kN/m²)	6325,020	2043,800	1559,980
σ_{min} (kN/m²)	-9725,600	-4116,910	-3332,160
σs (kN/m²)	400,00	400,00	400,00
L_c	0,99	0,83	0,80
L_t	1,51	1,67	1,70
d	0,66	0,55	0,53
d2 = L_t -d adopté	0,86	1,12	1,17
σ₁	5508,920	2754,377	2292,173
N₁	1000,57	379,92	298,91

N ₂		472,70	307,86	268,49
A _{v1} /bande (cm ²)		25,01	9,50	7,47
A _{v2} /bande (cm ²)		11,82	7,70	6,71
A _{vj} (cm ²)		46,11	34,47	18,45
A'v1/bande		36,54	18,12	12,08
A'v2/bande		23,35	16,32	11,32
A _{min} /bande (cm ²)		6,90	5,81	5,58
A'v1 adopté / nappe (cm ²)		18.84	9,23	6.78
A'v2 adopté/ nappe (cm ²)		12.06	2.23	6.78
Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x 6HA20	2x 6HA14	2x 6HA12
Choix de A (cm ²)	Bande 2	2 X 6HA16	2x 6HA14	2x 6HA12
ST		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	13	11	10
	Bande 2	17	22	23
AH /nappe/ml (cm2)		4.71	2.3	1.7
AH adopté /nappe (cm2)		6.78	6.78	4.71
choix de la section		6HA12	6HA12	6HA10
Espacement st(cm)		20	20	20
At adoptées		4HA8		
$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	3,726	2,786	1,491
$\bar{\tau}_u = 3.26MPa$	τ_u	2,662	1,990	1,065
$\bar{\sigma}_b = 15MPa$	σ_{bc}	6.793	5.354	2.483

Tableau VII-1 : Ferrailage des voiles VL1

➤ **Ferrailage des voiles Longitudinaux : Voile VL2**

Zone	I	II	III
hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40
hauteur etage (m)	3,74	3,06	3,06
L (m)	1,35	1,35	1,35
e (m)	0,20	0,20	0,20
B (m ²)	0,22	0,22	0,22

He		3,740	3,060	3,060
h		3,34	2,66	2,66
T(kN)		415,750	168,000	161,640
N _{ser} (kN)		1590,31	1202,62	573,82
Vu (kN)		582,050	235,200	226,296
σ_{max} (kN/m ²)		5938,500	2062,210	1796,850
σ_{min} (kN/m ²)		-9455,570	-3857,450	-3390,340
σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
L _c		0,52	0,47	0,47
L _t		0,83	0,88	0,88
d		0,35	0,31	0,31
d2 = L _t - d _{adopté}		0,48	0,57	0,57
σ_1		5496,570	2482,643	2192,440
N ₁		422,99	161,97	141,82
N ₂		215,89	114,53	101,93
A _{v1} /bande (cm ²)		12,98	4,97	4,35
A _{v2} /bande (cm ²)		6,62	3,51	3,13
A _{vj} (cm ²)		16,01	6,47	6,22
A'v1/bande/nappe		8.49	3.30	2.98
A'v2/bande/nappe		2.32	2.56	2.34
A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,97	2,68	2,67
A'v1 adopté (cm ²)		10,05	4.62	3.39
A'v2 adopté (cm ²)		4.62	3.39	3.39
Choix de A (cm ²)	Bande 1	5HA16	3HA14	3HA12
Choix de A (cm ²)	Bande 2	3HA14	3HA12	3HA12
ST		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	7	10	10
	Bande 2	15	17	17
AH /nappe (cm ²)		2.51	2.31	2.01
AH adopté (cm ²)		3.14	3.14	3.14
choix de la section		4HA10	4HA10	4HA10

Espacement st(cm)		25	25	25
At adoptées		4HA8		
$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	2,395	0,968	0,931
$\bar{\tau}_u = 3.26MPa$	τ_u	1,711	0,691	0,665
$\bar{\sigma}_b = 15MPa$	σ_{bc}	5,407	4,237	2,048

Tableau VII-2 : Ferrailage des voiles VL2

➤ **Ferrailage des voiles transversaux : Voile VT1**

Zone	I	II	III
hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40
hauteur etage (m)	3,74	3,06	3,06
L (m)	1,30	1,30	1,30
e (m)	0,20	0,20	0,20
B (m ²)	0,26	0,26	0,26
He	3,740	3,060	3,060
h	3,34	2,66	2,66
T(kN)	748,650	693,100	620,140
N _{ser} (kN)	5194,43	4530,28	2189,33
Vu (kN)	1048.110	970.340	868,196
σ_{max} (kN/m ²)	4041,160	4351,660	6284,120
σ_{min} (kN/m ²)	-8972,060	-6197,640	-6292,250
σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
L _c	0,40	0,54	0,65
L _t	0,90	0,76	0,65
d	0,27	0,36	0,33
d2 = L _t - d adopté	0,63	0,41	0,33
σ_1	6277,953	3296,533	3146,125
N ₁	410,43	339,42	306,95
N ₂	393,73	133,92	102,32
A _{v1} /bande (cm ²)	10,26	8,49	7,67

$A_{v2}/\text{bande (cm}^2)$		9,84	3,35	2,56
$A_{vj} \text{ (cm}^2)$		36,52	38,23	23,88
$A'v1/\text{bande/nappe}$		9.70	9.02	6.82
$A'v2/\text{bande/nappe}$		9.49	6.25	4.27
$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2)$		2,83	3,75	4,55
$A'v1 \text{ adopté (cm}^2)$		15.70	10.05	7.69
$A'v2 \text{ adopté (cm}^2)$		15.70	10.05	5.65
Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x 5HA20	2x 5HA16	2x 5HA14
Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x 5HA20	2x 5HA16	2x 5HA14
ST		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	6.5	9	8
	Bande 2	15	10	8
AH /nappe (cm ²)		2.52	2.52	1.93
AH adopté/nappe (cm ²)		3.14	3.14	3.14
choix de la section		2x4HA10	2x4HA10	2x4HA10
Espacement st(cm)		25	25	25
At adoptées		4HA8		
$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	4.479	4.147	3,710
$\bar{\tau}_u = 3.26MPa$	τ_u	3.199	2.962	2,650
$\bar{\sigma}_b = 15MPa$	σ_{bc}	14.665	14,144	7.13

Tableau VII-3: ferrailage des voiles VT1

***Remarque :** pour les zones I et II nous avons augmenté le ferrailage pour que la contrainte de béton soit vérifiée

➤ **Ferraillage des voiles transversaux : VT2**

Zone		I	II	III
hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
hauteur etage (m)		3,74	3,06	3,06
L (m)		2,10	2,10	2,10
e (m)		0,20	0,20	0,20
B (m ²)		0,44	0,44	0,44
He		3,740	3,060	3,060
h		3,34	2,66	2,66
T(kN)		184,450	146,130	67,810
N _{ser} (kN)		448,99	354,14	190,95
Vu (kN)		258,230	204,582	94,934
σ _{max} (kN/m ²)		3766,360	711,230	667,260
σ _{min} (kN/m ²)		-7334,050	-2825,120	1917,120
σs (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
L _c		0,65	0,34	0,47
L _t		1,45	1,76	1,63
d		0,50	0,29	0,38
d2 = L _t -d adopté		0,96	1,46	1,25
σ ₁		4823,143	2350,967	1472,280
N ₁		604,99	152,68	128,35
N ₂		461,05	343,84	184,52
A _{v1} /bande (cm ²)		15,12	3,82	3,21
A _{v2} /bande (cm ²)		11,53	8,60	4,61
A _{vj} (cm ²)		7,10	5,63	2,61
A'v1/bande/nappe		8.45	2.61	1.93
A'v2/bande/nappe		6.65	5.00	2.64
A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5,23	3,10	3,98
A'v1 adopté (cm ²)		10.05	4.62	3.39
A'v2 adopté (cm ²)		7.69	7.92	7.92
Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x 5HA16	2x 3HA14	2x 3HA12
Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x 5HA14	2x 7HA12	2x 7HA12
ST		30	30	30
Espacement (cm)	Bande 1	12	14	19
	Bande 2	24	24	20

AH /nappe (cm ²)		1.92	1.42	0.85
AH adopté (cm ²)		3.14	3.14	3.14
choix de la section		2x 4HA10	2x 4HA10	2x 4HA10
Espacement st(cm)		25	25	25
At adoptées		4HA8		
$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	0,652	0,517	0,240
$\bar{\tau}_u = 3.26MPa$	τ_u	0,466	0,369	0,171
$\bar{\sigma}_b = 15MPa$	σ_{bc}	0,955	0,775	0,393

Tableau VII-4: ferrailage des voiles VT2

VIII.1) Introduction :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

VIII.2) Type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

VIII.2.1) Les fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les 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 mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

VIII.2.2) Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VIII.3) Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.00$ bars, situé à une profondeur de 2 m (Site meuble). On l'absence d'une nappe phréatique il y'aura pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3.1) Semelles isolée :

Pour le dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal " N_{sol} " qui est obtenu à la base de tous les poteaux du S-SOL.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A=B \text{ (Poteau carré).}$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

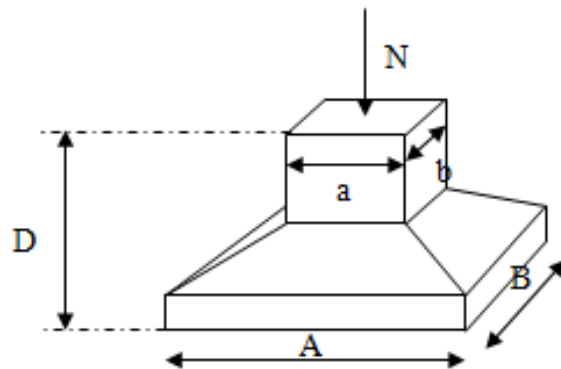


Figure VIII.1 : schéma statique de la semelle isolée.

Application numérique : $N_{ser} = 144,06 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

$$B \geq \sqrt{\frac{1443,06}{200}} = 2,68 \text{ m}$$

On opte pour : $A=B= 2,7 \text{ m}$

❖ **Remarque :**

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

VIII.3.2) Semelles filantes :

❖ **Semelles sous poteaux :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

1) Etape de calcul :

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

e : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6xe}{L}\right) \\ q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6xe}{L}\right) \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3xe}{L}\right) \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

2) Détermination de la résultante des charges :

On fera le calcul pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	$N_i = G + Q$ (KN)	M_i (KN m)	e_i (m)	$N_i \times e_i$ (KN m)
1	698.26	12.342	-11.35	-7925.251
2	1106.85	2.163	-7.05	-7803.292
3	1395.82	-1.395	-2.35	-3280.177
4	1331.11	2.173	2.15	2892.502
5	1071.74	-2.282	6.65	7127.071
6	659.95	-13.66	11.35	7490.432
somme	6263.73	-0.659	/	-1498.715

Tableau VIII-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1498.715 + (-0.659)}{6263.73} = -0.240 \text{ m}$$

$$e = -0.240 < \frac{L}{6} = 3.783 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\begin{cases} q^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6xe}{L}\right) = \frac{6263.73}{22.7} \left(1 + \frac{6x(-0.24)}{22.7}\right) = 258.431 \text{ KN/ml} \\ q^{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6xe}{L}\right) = \frac{6263.73}{22.7} \left(1 - \frac{6x(-0.24)}{22.7}\right) = 293.439 \text{ KN/ml} \\ q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3xe}{L}\right) = \frac{6263.73}{22.7} \left(1 + \frac{3x(-0.24)}{22.7}\right) = 267.183 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{267.183}{200} = 1.336 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.40 \text{ m}$

La surface de la semelle filante sous poteau : $Sp_1 = B \times L = 1,40 \times 10,95 = 15,33 \text{ m}^2$

$$Sp_2 = B \times L = 1,40 \times 23,15 = 32,41 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux : $S_p^{\text{tot}} = Sp_1 \times n_1 + Sp_2 \times n_2$

Avec :

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$S_p^{\text{tot}} = 15,33 \times 3 + 32,41 \times 5 = 208,04 \text{ m}^2$$

❖ **Semelles sous Voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \implies B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol 200 KN/m²

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile,

G : charge permanente revenant aux voiles,

Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Voile	L (m)	e (m)	Ns (KN)	B (m)	S (m ²)	St (m ²)	ΣSt (m ²)
Longitudinal	VL1	2.50	0.2	324.41	0.648	1,620	6.48	24,32
	VL2	1.35	0.2	215.89	0.800	1.080	1,080	
Transversal	VT1	1.30	0.2	282.05	1.085	1.410	14,10	
	VT2	2.20	0.2	266.87	0.606	1.333	2,666	

Tableau VIII-2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous voile dans les deux.

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est : $\sum St = 24.326 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes est $S_{semelle}^{tot} = S_p^{tot} + S_p^{tot} = 208,04 + 24.32 = 232,36 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure est : $S_{structure}^{tot} = 23,15 \times 10,95 = 253,50 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{semelle}^{tot}}{S_{structure}^{tot}} = \frac{232,36}{253,50} = 0,916$$

➡ La surface des semelles représente 91,6 % de la surface totale.

❖ **Remarque**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier général.

VIII.3.3) Calcul d'un 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.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII.3.3.1) Pré-dimensionnement du radier :**a) Selon la condition d'épaisseur minimale:**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{min} > 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire:**❖ Sous voiles:**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h: épaisseur du radier

L_{max} : portée maximale

$$L_{max} = 4.70m \implies \frac{4.70}{8} \leq h \leq \frac{4.70}{5} \implies 0.58 \leq h \leq 0.94$$

On prend: $h = 70$ cm

❖ Sous poteaux:**➤ La dalle:**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes : $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{4.70}{20} = 23.5cm$$

Soit : $h_d = 30$ cm

➤ La nervure:

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale a: $h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$h_n \geq \frac{4.70}{10} = 47$$
 cm

Soit : $h_n = 50$ cm

c) Condition de la longueur d'élasticité:

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Ce qui conduit à: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique;

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ MPa pour un sol moyen; I:

L'inertie de la section du radier (bande de 1 m);

E: Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où: h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,70}{\pi}\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,96 \text{ m} = 96 \text{ cm}$$

On prend: $h_n = 100$ cm

La largeur de la nervure:

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 100 \leq b_n \leq 0,7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70$$

On prend $b_n = 60$ cm

❖ Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100$ cmHauteur de la nervure.

$h_d = 30$ cmHauteur de la dalle.

$b_n = 60$ cmLargeur de la nervure.

VIII-3-3-2) Détermination des efforts:

Charge permanente $G_{bat} = 27311,70$ KN

Charge d'exploitation $Q_{bat} = 4548,00$ KN

✚ Combinaison d'actions:

ELU: $N_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 27311,70) + (1,5 \times 4548,00) = 43692,795$ KN

ELS: $N_s = G + Q = 27311,70 + 4548,00 = 31859,70$ KN

VIII-3-3-3) Détermination de la surface nécessaire du radier:

$$\text{ELU: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{43692,795}{1,33 \times 200} = 164,258 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{Radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{31859,70}{200} = 159,298 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 164,258 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Batiment}} = 253,50 \text{ m}^2 > \max (S_{\text{Radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{Radier}}^{\text{ELS}}) = 164,258 \text{ m}^2$$

❖ 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 de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \left(\frac{h_n}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

On opte pour un radier de $L_{\text{déb}} = 50\text{cm}$ dans les 4 sens.

$$S_{\text{Radier}} = S_{\text{Batiment}} + S_{\text{débord}}$$

$$S_{\text{débord}} = 0,5 \times 2 \times (23,70 + 10,50) = 34,20 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 253,50 + 34,20 = 287,70 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale: $S_{\text{Radier}} = 287,70 \text{ m}^2$

III-3-3-4) Calcul des sollicitations à la base du radier:

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

Poids de la dalle:

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 287,70 \times 0,3 \times 25 = 2157,75 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = \{ [(0,60 \times (1 - 0,3) \times 23,65 \times 4)] + [(0,6 \times (1 - 0,3) \times 10,95 \times 3)] + [(0,60 \times (1 - 0,3) \times 11,45 \times 2)] + [(0,6 \times (1 - 0,3) \times 11,95 \times 1)] \} \times 25$$

$$P_{\text{nerv}} = 1704,15 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{Rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_n - e_{\text{df}}) \times \rho$$

Avec:

$$S_{\text{nerv}} = (0,6 \times 23,65 \times 4) + (0,6 \times 10,95 \times 3) + (0,6 \times 11,45 \times 2) + (0,6 + 11,95 \times 1) = 97,38 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(287,70 - 97,38) \times (1 - 0, 1)] \times 17 = 2911,896 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante:

$$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = (287,70 - 97,38) \times 0,1 \times 25 = 475,8 \text{ KN} \quad (e_p = 10 \text{ cm}).$$

Poids de radier:

$$G_{rad} = 2157,75 + 1704,15 + 2911,896 + 475,8 = 7249,60 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation:

$$Q_{rad} = S \times 5 = 287,70 \times 5 = 1438,5 \text{ KN}$$

Poids total de la structure:

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 27311,70 + 7249,60 = \mathbf{34561,30 \text{ KN}}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 4548 + 1438,5 = \mathbf{5986,5 \text{ KN}}$$

Combinaison d'action:

$$N_u = 1,35 G_{tot} + 1,5 Q_{tot} = (1,35 \times 34561,30) + (1,5 \times 5986,5) = \mathbf{55637,505 \text{ KN}}$$

$$N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 34561,30 + 5986,5 = \mathbf{40547,80 \text{ KN}}$$

VIII-4) Vérification:

VIII-4-1) Vérification à la contrainte de cisaillement:

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{tel que : } \gamma_b = 1,5$$

Avec: $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$.

$$T_u^{max} = \frac{N_u \times b}{S_{Radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{55637,505 \times 1 \times 4,70}{287,70 \times 2} = 454,460 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{454,460 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-2) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à vérifier les 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.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} h$$

Avec :

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

I_{xx} ; I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

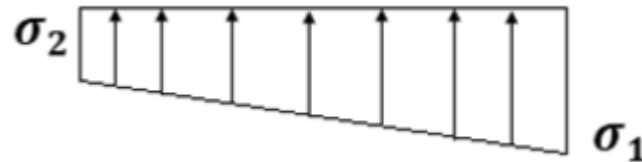


Figure. VIII-2 : Diagramme des contraintes.

Ainsi on doit vérifier que :

A L'ELU : $\sigma_m \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m \leq 1.33 \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{et} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} v$$

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,075 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 5,975 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier :**

• $I_{xx} = \frac{b h^3}{12} = \frac{24,15 \times 11,95^3}{12} = 3434,310 \text{ m}^4$

• $I_{yy} = \frac{h b^3}{12} = \frac{11,95 \times 24,15^3}{12} = 14026,136 \text{ m}^4$

• **Moment de renversement du radier :**

$$M_x = M_0^x + (T_0^y \times h) = 36996,746 + (1734,15 \times 1) = 38730,896 \text{ KN m}$$

$$M_y = M_0^y + (T_0^x \times h) = 36678,767 + (1719,35 \times 1) = 38398,117 \text{ KN m}$$

❖ **Sens longitudinal :**

➤ **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{55637,505}{287,70} + \left(\frac{38730,896}{14026,136} \times 12,075 \right) = 0,226730 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{55637,505}{287,70} - \left(\frac{38730,896}{14026,136} \times 12,075 \right) = 0,160044 \text{ MPa} \\ \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,226730 + 0,160044}{4} = 0,210 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 0,2 = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,210 \text{ MPa} < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 0,266 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{40547,80}{287,70} + \left(\frac{38730,896}{14026,136} \times 12,075 \right) = 0,174281 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times v \right) = \frac{40547,80}{287,70} - \left(\frac{38730,896}{14026,136} \times 12,075 \right) = 0,107594 \text{ MPa} \\ \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,174281 + 0,107594}{4} = 0,157609 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,157609 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversale :**

- **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{55637,505}{287,70} + \left(\frac{38398,117}{3434,310} \times 5,975 \right) = 0,260192 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{55637,505}{287,70} - \left(\frac{38398,117}{3434,310} \times 5,975 \right) = 0,126582 \text{ MPa} \\ \sigma_m = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,260192 + 0,126582}{4} = 0,226790 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 1,33 \times 0,2 = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,226790 \text{ MPa} < 1,33 \bar{\sigma}_{sol} = 0,266 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- ELS :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{40547,80}{287,70} + \left(\frac{38398,117}{3434,310} \times 5,975 \right) = 0,207742 \text{ MPa} \\ \sigma_2 &= \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times v \right) = \frac{40547,80}{287,70} - \left(\frac{38398,117}{3434,310} \times 5,975 \right) = 0,074132 \text{ MPa} \\ \sigma_m &= \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,207742 + 0,074132}{4} = 0,174340 \text{ MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$\sigma_m = 0,174340 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$ \Rightarrow Condition vérifiée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	0,226730	0,160044	0,21000	0,260192	0,126582	0,157609	OK
Y-Y	0,174281	0,107594	0,226790	0,207742	0,074132	0,174340	OK

Tableau VIII-3 : vérification de la contrainte.

VIII-4-3) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.42 BAEL91modifiées 99)

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

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 1 m).

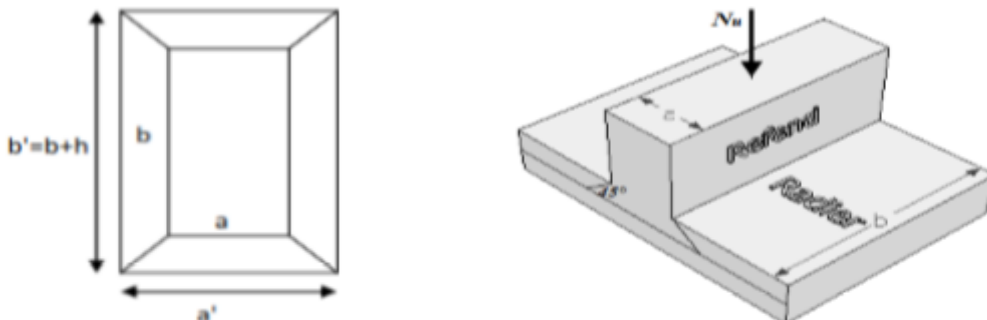


Figure. VIII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

a) Vérification pour les poteaux

Calcul du périmètre utile :

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 5,8 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4350 \text{ KN}$$

$$N_u = 1986,49 \text{ KN}$$

$$N_u = 1986,49 \text{ KN} < N'_u = 4200 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification pour les voiles

Calcul du périmètre utile :

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.2 + 2,5 + 2 \times 1) = 13$$

$$N'_u = \frac{0.045 \times 13 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 14625 \text{ KN}$$

$$N_u = 445,33 \text{ KN}$$

$$N_u = 445,33 \text{ KN} < N'_u = 14625 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

VIII-4-4) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

On doit vérifier que : $P > P'$

Avec : $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{rad} \times Z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement. $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 \text{ m}$).

$$P' = 1,5 \times 10 \times 287,70 \times 1 = 4315,5 \text{ KN}$$

$$P = 30149.73 \text{ KN} > 4315,5 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure

VIII-4-5) Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{38730,896}{39828,55} = 0,97 \text{ m} < \frac{22,70}{4} = 5,68 \text{ m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{38398,117}{39828,55} = 0,96 \text{ m} < \frac{10,50}{4} = 2,63 \text{ m} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII-5) Ferrailage du radier :

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 B.E.A.L 91 modifié 99.

VIII-5-1) Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\rho < 0.4 \rightarrow$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ 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 plus petite portée $L_x : M_0^x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_0^y = \mu_y M_0^x$

Les coefficients $\mu_x ; \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ 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 œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs de panneau le plus sollicité.

❖ Identification du panneau le plus sollicité:

$$L_x = 3,50 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,70 \text{ m} \quad ; \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{4,70} = 0,74$$

$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du Ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A L'ELU : } q_u^m = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{Rad}}}{S_{\text{Rad}}} = 226,790 - \frac{7249,66}{287,70} = 201,591 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A L'ELS : } q_s^m = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{Rad}}}{S_{\text{Rad}}} = 174,340 - \frac{7249,66}{287,70} = 149,141 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul à l'ELU:

1) Evaluation des moments M_x ; M_y :

On obtient :

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0634 \times 201,591 \times (3,50)^2 = 156,565 \text{ KN m} \\ M_0^y = 0,494 \times 156,565 = 77,343 \text{ KN m} \end{cases}$$

❖ Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

$$\text{Moment aux appuis : } \begin{cases} M_x^a = -0,5 \times 156,565 = -78,282 \text{ KN m} \\ M_y^a = -0,5 \times 77,343 = -38,671 \text{ KN m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travées : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 156,565 = 133,080 \text{ KN m} \\ M_y^t = 0,85 \times 77,343 = 65,741 \text{ KN m} \end{cases}$$

2) Ferrailage à ELU :

❖ Sens longitudinale :

- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_{ux}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{78,282 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.076 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0,076 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,960$$

$$A_X^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{78,282 \times 10^3}{0,960 \times 27 \times 348} = 8,678 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA16** $\Rightarrow A_X^a$ (adopté) = 10,06 cm² / ml avec un espacement : St = 20 cm

- **En travée :**

$$\mu_a = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{133,080 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,128 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0,128 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,931$$

$$A_X^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{133,080 \times 10^3}{0,931 \times 27 \times 348} = 15,213 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA20** $\Rightarrow A_X^t$ (adopté) = 15,72 cm² / ml avec un espacement : St = 20 cm

❖ **Sens transversale :**

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_{uy}^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{38,671 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_X^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38,671 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 4,20 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA14** $\Rightarrow A_X^a$ (adopté) = 7,70 cm² / ml avec un espacement : St = 20 cm

- **En travée :**

$$\mu_a = \frac{M_{uy}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{65,741 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0,064 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,983$$

$$A_x^t = \frac{M_{uy}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65,741 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 7,23 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA14** $\Rightarrow A_x^t \text{ (adopté)} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	Ferrailage	Section (cm ²)	St (cm)
longitudinale	Aux appuis	78,282	0,076	0,960	5HA16	10,06	20
	En travée	38,671	0,128	0,931	5HA20	15,72	20
transversale	Aux appuis	133,080	0,038	0,981	5HA14	7,70	20
	En travée	65,741	0,064	0,983	5HA14	7,70	20

Tableau VIII-4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

3) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

$$A_{min} \geq \omega_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,74}{2} = 2,8 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{ad}^x = 10,06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 15,72 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_{ad}^x = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Sens longitudinal :**

$$St \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (90 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t^{\text{adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t^{\text{min}} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversale :**

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = \min (120 ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t^{\text{adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t^{\text{min}} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4) Vérification à l'ELS :

❖ **Evaluation des moments**

- **Sens longitudinal :**

On obtient :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0,0696 \times 149,141 \times (3,50)^2 = 127,157 \text{ KNm} \\ M_0^y = 0,632 \times 125,02 = 80,363 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moment aux appuis :

$$\begin{cases} M_x^a = - 0,5 \times 127,157 = -63,578 \text{ KNm} \\ M_y^a = - 0,5 \times 80,363 = - 40,181 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moment en travées :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 127,157 = 108,083 \text{ KN m} \\ M_y^t = 0,85 \times 80,363 = 68,308 \text{ KN m} \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On vérifie la condition suivante :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	μ	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	appuis	78,282	63,578	0,076	1,231	0,0989	0,3655	CV
	travée	38,671	40,181	0,128	0,962	0,1719	0,2310	CV
Y-Y	appuis	133,080	108,083	0,038	1,231	0,0485	0,3655	CV
	travée	65,741	68,308	0,064	0,962	0,0828	0,2310	CV

Tableau VIII-5 : Vérification des contraintes dans le béton.

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

VIII-6) Ferrailage des débords :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

1. Sollicitations de calcul:

A L'ELU :

$$q_u = 201,591 \text{ KN/ml}$$

$$M_U = \frac{-P_u \times L^2}{2} = \frac{-201,591 \times (0.5)^2}{2} = -25,20 \text{ KN m}$$

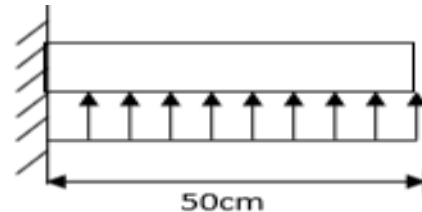


Figure : VIII.4 Schéma statique de débord

A L'ELS :

$$q_s = 149,141 \text{ KN/ml}$$

$$M_S = \frac{-P_S \times L^2}{2} = \frac{-149,141 \times (0.5)^2}{2} = 18,64 \text{ KN m}$$

2. Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bc}} = \frac{25,20 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_a = 0.024 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.988$$

$$A = \frac{M_U}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25,20 \times 10^3}{0.988 \times 27 \times 348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

3. Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte 4 HA12= 4,52cm²/ml avec st=25

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : Ar = 4HA10 = 3,14 cm² avec un espacement de 25 cm/ml

4. Vérification à l'ELS:

On vérifie la condition suivante :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25,20}{18,64} = 1,35$; $\mu = 0,024$; $\alpha = 0,0304$

$$\alpha = 0,0304 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425 \quad \Longrightarrow \quad CV$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

❖ Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord $A_{radier} > A_{débord}$, alors le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII-7) Ferrailage des nervures :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

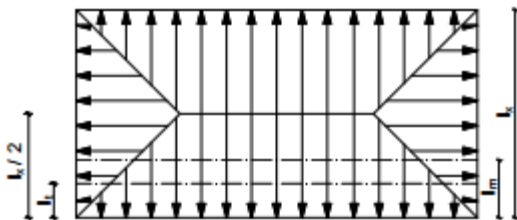


Figure VIII-5 : Répartition trapézoïdale.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3,5 \left(0,5 - \frac{0,74}{4} \right) = 1,102 \text{ m}$$

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3,5 \left(0,5 - \frac{0,74^2}{4} \right) = 1,271 \text{ m}$$

Le chargement simplifié :

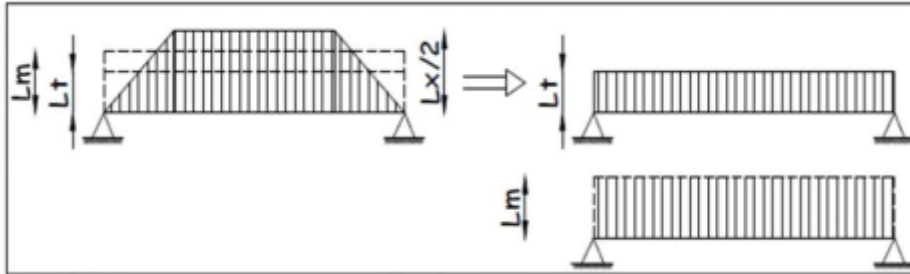


Figure VIII-6 : Présentation du chargement simplifié

Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = L_x \implies p_x = 1$$

$$L_t = 0.250 L_x = 0,250 \times 3,5 = 0,875 \text{ m}$$

$$L_m = 0.333 L_x = 0,333 \times 3,5 = 1,165 \text{ m}$$

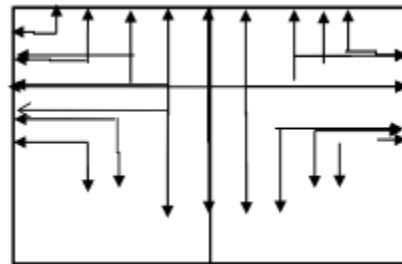


Figure VIII-7: Répartition triangulaire.

Charges à considérés :

- $q_{Mu} = q_u \times L_m$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m$ } Pour les moments fléchissant

- $q_{Tu} = q_u \times L_t$
- $q_{Ts} = q_s \times L_t$ } Pour les efforts tranchants

- **Determination des charges:**

• **ELU:**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\implies q_u = \left(226,790 - \frac{7249,66}{287,70} - \frac{1704,15}{97,38} \right) = 184,091 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\implies q_s = \left(174,340 - \frac{7249,66}{287,70} - \frac{1704,15}{97,38} \right) = 131,641 \text{ KN/m}^2$$

- **Sens longitudinal :**

- $q_{Mu} = q_u \times L_m = 184,091 \times 1,271 = 234,000 \text{ KN/m}$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m = 131,641 \times 1,271 = 167,316 \text{ KN/m}$
- $q_{Tu} = q_u \times L_t = 184,091 \times 1,102 = 202,868 \text{ KN/m}$
- $q_{Ts} = q_s \times L_t = 131,641 \times 1,102 = 145,068 \text{ KN/m}$

- **Sens transversal:**

- $q_{Mu} = q_u \times L_m = 184,091 \times 1,165 = 214,466 \text{ KN/m}$
- $q_{Ms} = q_s \times L_m = 131,641 \times 1,165 = 153,362 \text{ KN/m}$
- $q_{Tu} = q_u \times L_t = 184,091 \times 0,875 = 161,080 \text{ KN/m}$
- $q_{Ts} = q_s \times L_t = 131,641 \times 0,875 = 115,186 \text{ KN/m}$

1) Détermination des efforts:

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel « **ETABS V9.6** »

2) Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

VIII-7-1) Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « ETABS » sont les suivant :

❖ Sens longitudinale « X-X » :

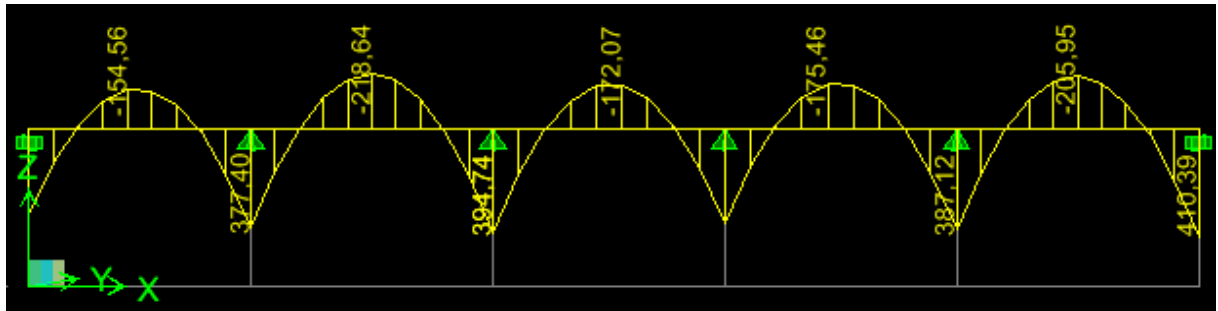


Figure VIII-8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens x-x.

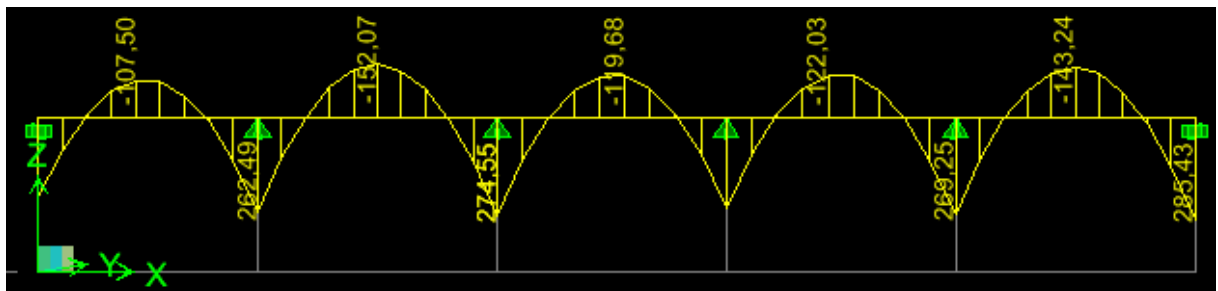


Figure VIII-9: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens x-x.

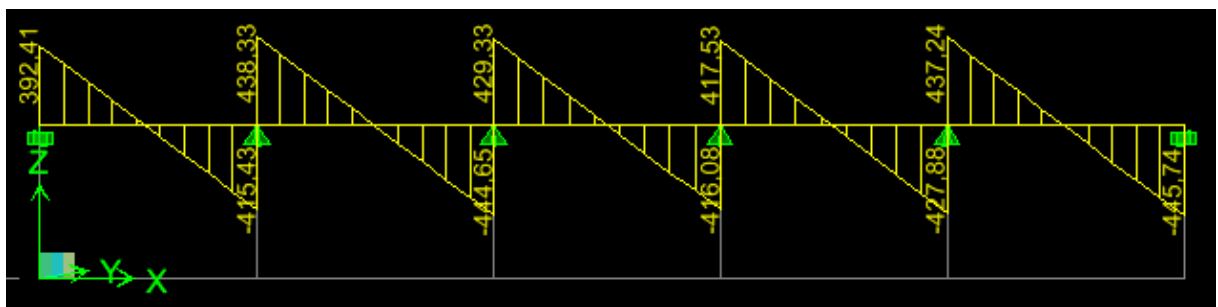


Figure VIII-10: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens x-x.

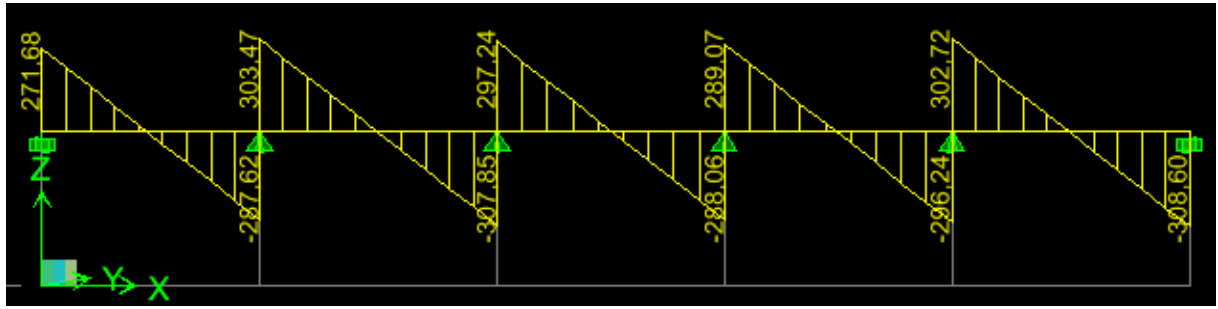


Figure VIII-11: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens x-x.

❖ Sens transversales « Y-Y » :

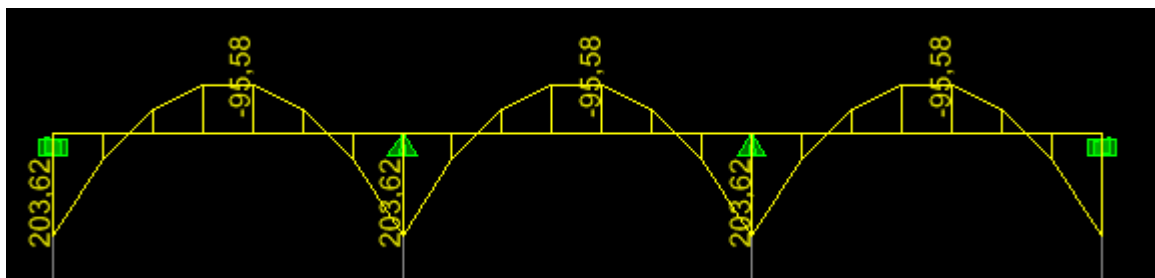


Figure VIII-12: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens y-y.

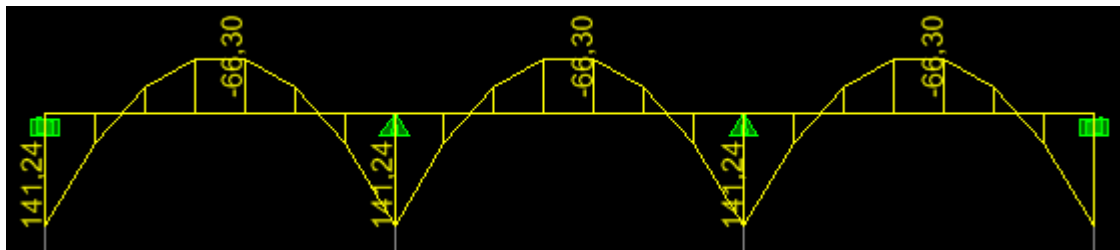


Figure VIII-13: Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens y-y.

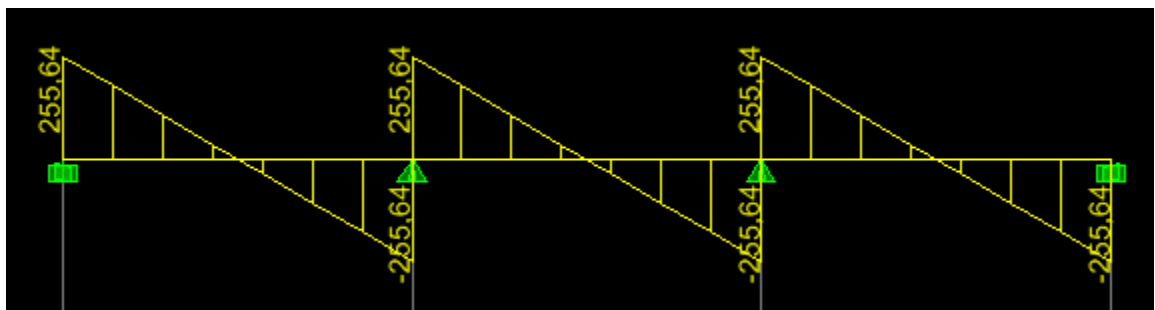


Figure VIII-14: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens y-y.

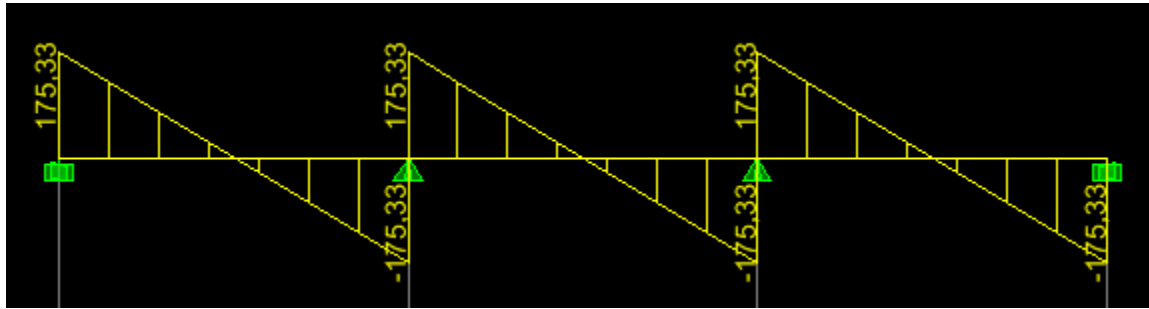


Figure VIII-15: Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens y-y.

N.B : les diagrammes des moments sont renversés M_t en fibres supérieure et M_a en fibre inférieure.

VIII-7-2) Récapitulation des résultats :

❖ Sens longitudinales « X-X » :

➤ Moments sur appuis :

	ELU	ELS
M_{app} (KNm)	410,39	283,43

Tableau VIII-6 : Moment fléchissant sur appuis.

➤ Moments en travées :

	ELU	ELS
M_{tra} (KNm)	218,64	152,07

Tableau VIII-7 : Moment fléchissant en travée.

➤ Efforts tranchants :

	ELU	ELS
T_{SUP} (KN)	438,33	303,47
T_{INF} (KN)	445,74	308,60

Tableau VIII-8 : tableau des efforts tranchants.

❖ Sens transversales « Y-Y » :

➤ Moments sur appuis :

	ELU	ELS
M_{app} (KNm)	203,62	141,24

Tableau VIII-9 : Moment fléchissant sur appuis.

➤ Moments en travées :

	ELU	ELS
$M_{tra}(KNm)$	95,58	66,30

Tableau VIII-10 : Moment fléchissant en travée.

➤ Efforts tranchants :

	ELU	ELS
$T_{SUP} (KN)$	255,64	175,33
$T_{INF} (KN)$	255,64	175,33

Tableau VIII-11 : tableau des efforts tranchants.

VIII-7-3) Calcul des armatures(Le ferrailage a L'ELU) :

❖ Sens longitudinales « X-X » :

- $M_a^{max} = 410,39 \text{ KN m}$
- $M_t^{max} = 218,64 \text{ KN m}$

$b = 60 \text{ cm}$; $d = 97 \text{ cm}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

	Mu (KNm)	μ	Obs	β	Ast (cm^2)	Fil	Chap	Aado (cm^2)
Appuis	410,39	0.050	SSA	0.974	12,48	4HA16	4HA14	14,20

Tableau VIII-12 : Ferrailage des nervures aux appuis dans le sens x-x.

	Mu (KNm)	μ	Obs	β	Ast (cm^2)	Fil	Aado (cm^2)
Travée	218,64	0.028	SSA	0,986	6,70	4HA16	8,04

Tableau VIII-13 : Ferrailage des nervures en travée dans le sens x-x.

❖ Sens transversales « Y-Y » :

- $M_a^{max} = 203,62 \text{ KN m}$
- $M_t^{max} = 95,58 \text{ KN m}$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Appuis	Mu (KNm)	μ	Obs	β	Ast (cm ²)	Fil	Chap	Aado (cm ²)
	203,62	0.026	SSA	0.987	6.12	4HA14	4HA12	10,69

Tableau VIII-14 : Ferrailage des nervures aux appuis dans le sens y-y.

Travée	Mu (KNm)	μ	Obs	β	A _{st} (cm ²)	Fil	A _{ado} (cm ²)
	95,58	0.012	SSA	0,994	2.85	4HA16	8,04

Tableau VIII-15 : Ferrailage des nervures en travée dans le sens y-y.

❖ Remarque :

Conformément à l'article « **A.8.3 du BAEL 91 modifiées 99** », et pour éviter les fissurations en dehors des zones efficacement armée, des armatures dénommées « **armatures de peau** » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm.

Soit : = 2HA14 = 3,078cm² soit : 1HA14 par parois

VIII-7-4) Vérification à l'ELU :

A. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91 modifiée 99 Art B.4.2.1).

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_s \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 60 \times 97 \times 2.1}{400} = 7.03 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinales « X-X » :

Aux appuis : $A_{\text{adopté}} = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{\text{st}}^{\text{min}} = 7.03 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_{\text{adopté}} = 8,04 \text{ cm}^2 > A_{\text{st}}^{\text{min}} = 7.03 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Sens transversales « Y-Y » :

Aux appuis : $A_{\text{adopté}} = 10,69 > A_{\text{st}}^{\text{min}} = 7.03 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

En travée : $A_{\text{adopté}} = 8,04 > A_{\text{st}}^{\text{min}} = 7.03 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

B. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec:

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

Sens longitudinales « X-X » :

$$\tau_u = \frac{445,74 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversales « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{255,64 \times 10^3}{600 \times 970} = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

C. Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit : $\emptyset_t = 16 \text{ mm}$

Avec :

\emptyset_1 : Le diamètre maximal des armatures longitudinales.

On prend : 2 cadres de $\emptyset 8 \implies A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

D. Condition d'espacement des barres : (Art A.5.1, 22 BAEL91/ modifiées99) :

$$St \leq \min (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \min (90 ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t \geq 0.003 \times St \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ **Dans la zone nodale :** $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing \right) = \min \left(\frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right) = \min (25 ; 19.2)$

Soit : $St = 10 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

➤ **zone carante :** $St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Donc on optera pour deux cadres soit : **4HA10** = 3.14 cm²

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Délimitation de la zone nodale Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003**

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ l' = 2 \times 100 = 2\text{m} \end{cases}$$

VIII-7-5) Vérification à l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Sens	Zone	Mu	Ms	μ	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	appuis	410,39	285,43	0.050	1.44	0.0641	0.47	CV
	travée	218,64	152,07	0.028	1.44	0.0355	0.47	CV
Y-Y	appuis	203,62	141,24	0.026	1.44	0.0333	0.47	CV
	travée	95,58	66,30	0.012	1.44	0.0151	0.47	CV

Tableau VIII-16 : Vérification à l'ELS.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

❖ **Dispositions constructives :**

Conformément au **CBA 93 annexe E3**, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égal :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée et prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

IX -1) Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

❖ Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de **20cm**.

IX -2) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encasté au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher de RDC, pour une bande de largeur de 1m .

IX -2-1) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v$$

Avec :

$$K_0: \text{Coefficient des poussées de terre au repos } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

φ : angle de frottement intern

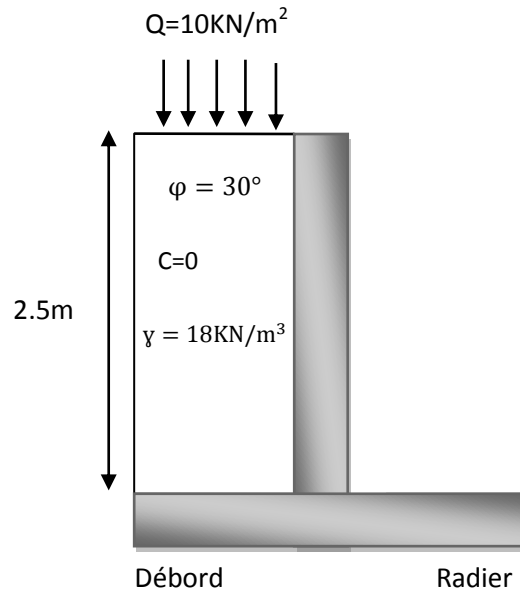


Figure IX.1 : Schéma statique du mur plaque.

IX -2-2) Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q= 10 \text{ KN/m}^2$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Poids volumique des terres : $\gamma=18 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion : $C=0$

IX -2-3) Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{\cos 30^\circ} = 0.58$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \quad 0 < h < 2.5$$

ELU

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\text{Pour } H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 1.5 \times 10 \times 0.58 = 8.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H=2.5 \rightarrow \sigma_{h2} = (1.35 \times 18 \times 2.5 + 1.5 \times 10)0.58 = 43.935 \text{ KN/m}^2$$

ELS

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$H=0 \rightarrow \sigma_{h1} = 10 \times 0.58 = 5.8 \text{ KN/m}^2$$

$$H=2.5 \rightarrow \sigma_{h2} = (18 \times 2.5 + 10)0.58 = 30.25 \text{ KN/m}^2$$

IX -2-4)Diagramme des contraintes :

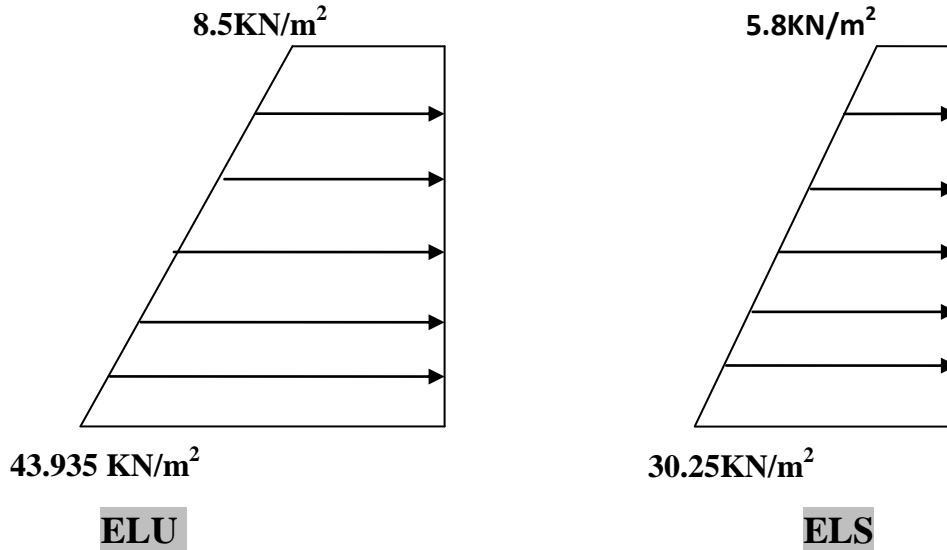


Fig IX-2: Diagramme des contraintes à l'ELU et a l'ELS

IX -2-5)Charges moyennes :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

A l'ELU: $q_u = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1m = \frac{3 \times 43.935 + 8.5}{4} \times 1 = 35.07 \text{ KN/m}$

A l'ELS: $q_s = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} \times 1m = \frac{3 \times 30.25 + 5.8}{4} \times 1 = 24.14 \text{ KN/m}$

IX -3): Ferrailage du mur plaque :

IX -3-1) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

IX -3-2) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- ✓ Moment en travée $0,75M_x$ et $0,75M_y$.
- ✓ Moment d'encastrement sur les grands coté :

- 0,3 (appuis de rive)


- 0,5 (autres appuis).

IX -3-3) Identification des panneaux :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$L_x = 2.5\text{m} \quad ; \quad L_y = 4.70\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.5}{4.7} = 0.53$$

$0.4 < \rho < 1$  la dalle travaille dans les deux sens

$$\rho = 0.53 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0905 \\ \mu_y = 0.250 \end{array} \right.$$

On aura donc :

$$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0905 \times 35.07 \times (3.50)^2 = 19.84 \text{ KN m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.25 \times 19.84 = 4.96 \text{ KN m}$$

IX -3-4) Correction des moments :

- Sens x-x

$$M_a = 0.5 \times 19.84 = 9.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 19.84 = 14.88 \text{ KN.m}$$

- Sens y-y

$$M_a = 0.5 \times 4.96 = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 4.96 = 3.72 \text{ KN.m}$$

IX -3-5) Ferrailage :

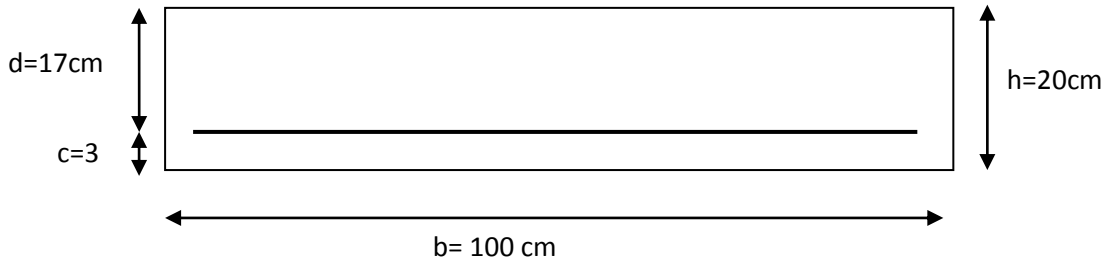


Figure IX-3 : Schéma statique du ferrailage de mur plaque

On a :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} ; f_{bu} = 14.2\text{Mpa}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} ; \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

$$A_{min}^x = W_0 \left(\frac{1}{2}\right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y}\right] bh$$

$W_0 = 0.0008$ pour Fe 400

$$A_{min}^y = W_0 bh$$

Sens	Zone	M (KN m)	μ	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (cm ²)	A _{doptée}	A _{doptée} (cm ²)	St
X-X	Appuis	9.92	0.024	0.988	1.70	2	4HA12/ml	4.52	25
	Travée	14.88	0.036	0.982	2.56	2	4HA12/ml	4.52	25
Y-Y	Appuis	2.48	0.006	0.997	0.42	2	4HA12/ml	4.52	25
	Travée	3.72	0.009	0.995	0.63	2	4HA12/ml	4.52	25

Tableau IX.3.1: Ferrailage du mur plaque.

IX -3-5) Recommandations du RPA 99(Art 10.1.2)

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Les deux nappes sont reliées par 4 épingles par m² de HA8 (4HA8=2.01cm²)

IX -3-5) vérification à l'ELU**a/ Espacements des armatures :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales

$$\text{Sens(X-X)} : St < \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$\text{Sens(Y-Y)} : St < \min(4h ; 45\text{cm})$$

$$\text{SensXX} : \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\text{SensYY} : \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b / Calcul de la longueur de scellement des barres

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \varnothing \quad \text{avec} \quad L_s : \text{Longueur de scellement droit}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

Pour $\varnothing = 1.2\text{cm}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \quad \text{soit} \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0.4 L_s » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiée 99 (Art A.6.1,21) => pour $\varnothing 12$: L_a=16.9cm .

On prend **L_a= 17cm**

IX -3-6) Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0.53 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0945 \\ \mu_y = 0.400 \end{array} \right.$$

On aura donc : $M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot Lx = 0.0945 \times 24.14 \times (2.5)^2 = 14.26 \text{ KN m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.400 \times 14.26 = 5.70 \text{ KN m}$

IX -3-7) Correction des moments :➤ **Sens x-x**

$Ma = 0.5 \times 14.26 = 7.87 \text{ KN.m}$

$Mt = 0.75 \times 14.26 = 10.69 \text{ KN.m}$

➤ **Sens y-y**

$Ma = 0.5 \times 5.70 = 2.85 \text{ KN.m}$

$Mt = 0.75 \times 5.70 = 4.28 \text{ KN.m}$

IX -3-8) Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \{ 266.67 ; 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

➤ Dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{st} : les contraintes dans les aciers.

σ_{bc} : les contraintes dans le béton.

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant

Sens	zone	As (cm ²)	Ms (KNm)	ρ_1	β_1	k	σ_{st} MPa	$\overline{\sigma_{st}}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Obs
X-X	Appuis	4.52	7.87	0.265	0.919	46.73	111.45	201.63	2.38	15	CV
	Travée	4.52	10.69	0.265	0.919	46.73	151.38	201.63	3.24	15	CV
Y-Y	Appuis	4.52	2.85	0.265	0.919	46.73	40.36	201.63	0.86	15	CV
	Travée	4.52	4.28	0.265	0.919	46.73	60.61	201.63	1.29	15	CV

Tableau IX.3.2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

❖ Résultats:

L'épaisseur du voile périphérique de soutènement est de 20cm.

Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

➤ Sens x-x :

-En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

-Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25cm**.

➤ Sens y-y :

-En travée : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

-Aux appuis : **4HA12/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Conclusion

Généralement l'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste. Ce travail nous a également fait découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien, du BAEL, des divers documents techniques réglementaires et des logiciels de calculs des structures.

Les conclusions particulières émanées de ce présent travail on peut citer entre autres :

Le séisme au tant que chargement dynamique reste l'un des plus importants et plus dangereux phénomènes à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.

Cette étude nous a permis de comprendre certains phénomènes et comportements, par conséquent donner une interprétation approchée pour le résultat d'analyse dynamique.

L'augmentation de la section des poutres secondaires qui suivent la petite portée nous a permis d'éviter une période fondamentale élevée en rigidifiant la structure. Il demeure, dans le domaine du génie parasismique il est conseillé de construire une structure rigide sur un sol mou comme dans notre cas d'étude. De plus le phénomène de torsion peut être évité.

La non vérification de l'effort tranchant à la base en premier temps, mène à l'augmentation de l'effort interne dans les éléments résistants de la structure ce qui provoque par la suite une augmentation de section de ferrailage ou celle du béton.

la vérification de l'effort normal réduit assure la résistance des poteaux vis-à-vis les charges verticales.

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voir mieux, comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre et surtout d'avoir un regard sur les responsabilités de l'ingénieur. Comme il nous a appris à avoir l'esprit du travail en équipe, à avoir le sens de la responsabilité et de la recherche.

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de notre projet de fin d'étude, les documents suivants nous ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que nous avons rencontrées au cours de notre projet.

Règlements

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

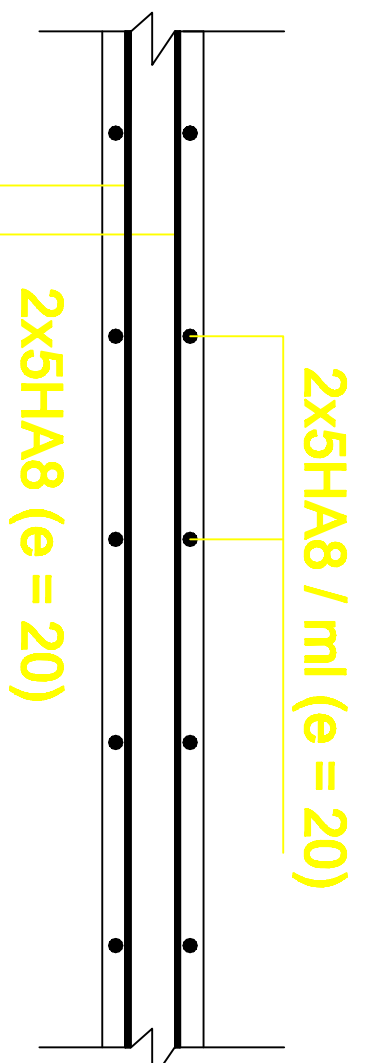
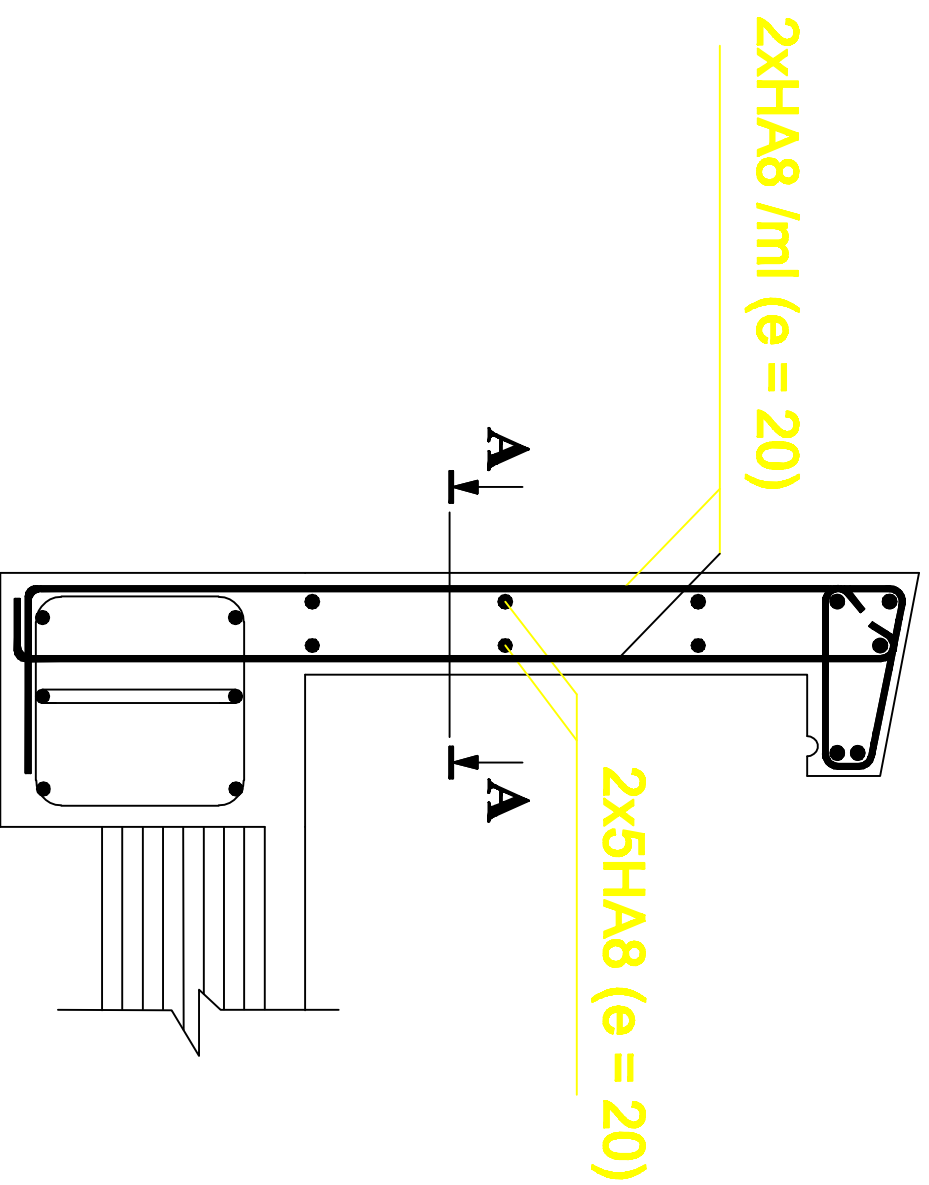
Cours

- ✓ Résistance des matériaux.
- ✓ Béton armé.
- ✓ Dynamique des structures.
- ✓ Cours de bâtiment

Logiciels et Programmes

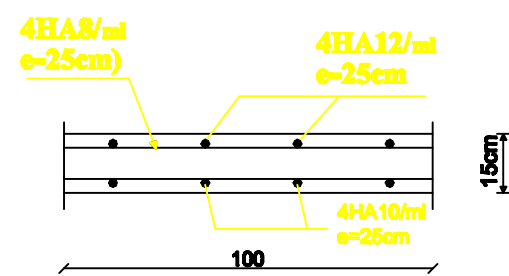
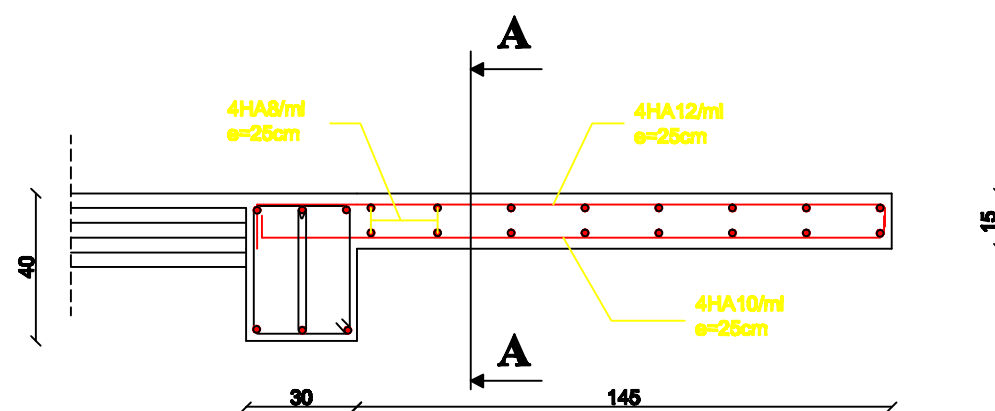
- ✓ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.0
- ✓ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ✓ EXCEL
- ✓ WORD
- ✓ POWERPOINT
- ✓ Paint
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2010

fig 1



Coupe A-A

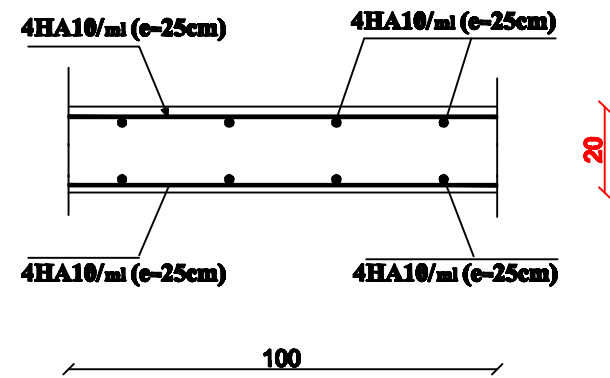
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr AISSOU Abdelfateh Mr ALMANISBA KARIM	Plan de Ferrailage de l'acrotère	Echelle
Dirigé par	Mm LARABI Sonia	2018/2019



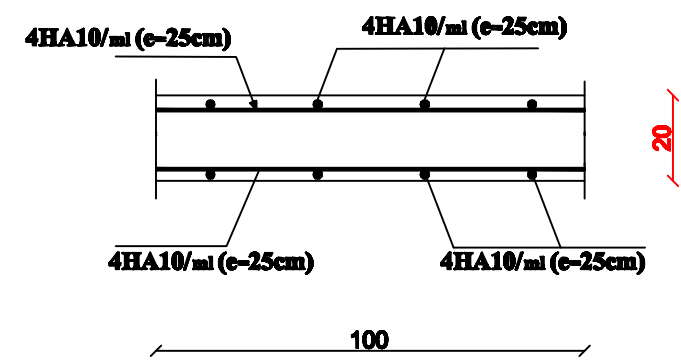
Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr AISSOU Abdelfateh Mr ALMANSBA KARIM	Plan de Ferrailage du balcon	Echelle:
Dirigé par	Mm LARABI Sonia	2018/2019

sens X-X



sens y-y



République algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de T.O
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

Etudié par
Mr AISSOU Abdelfateh
Mr ALMANSBA KARIM

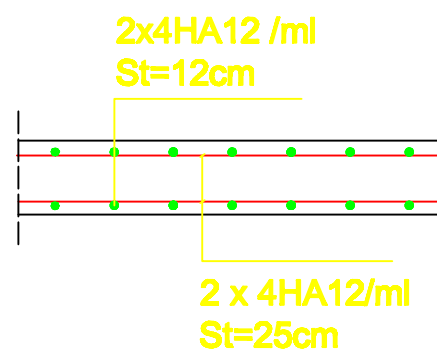
Plan de Ferrailage
de la dalle pleine

Echelle:

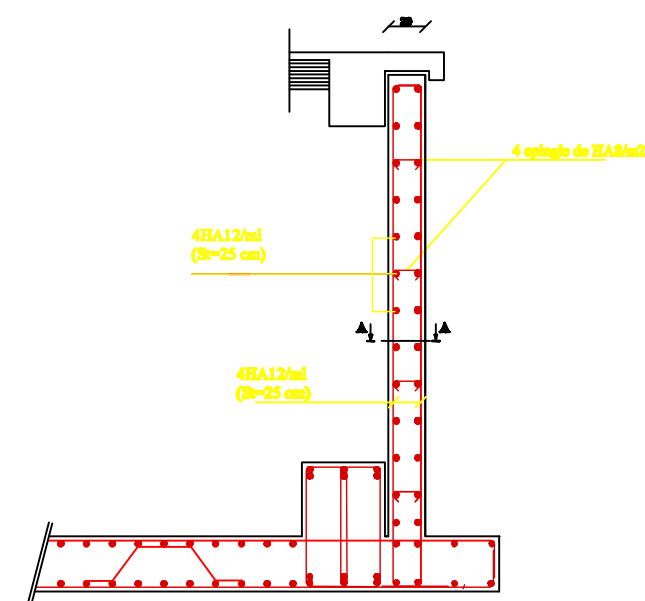
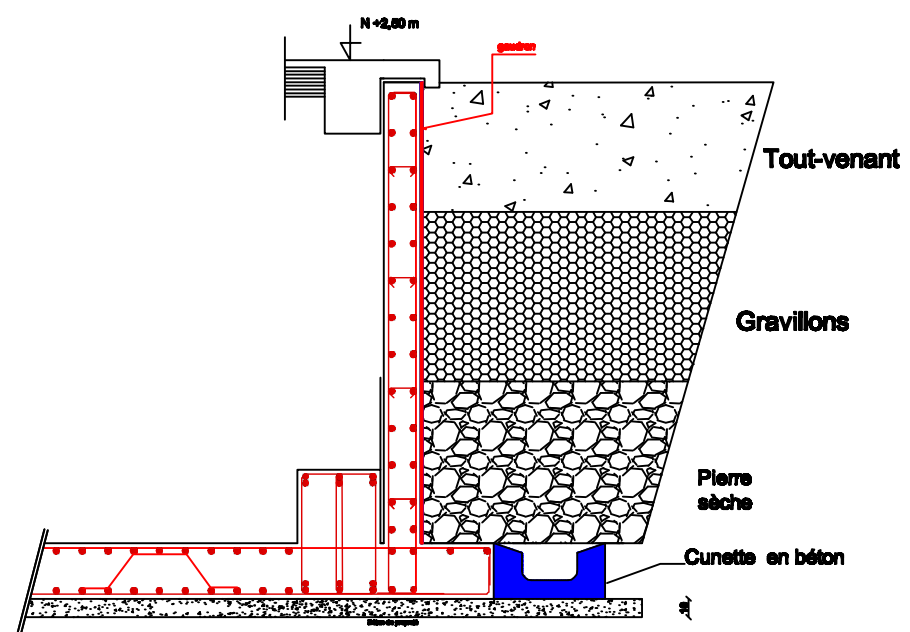
Dirigé par

Mm LARABI Sonia

2018/2019

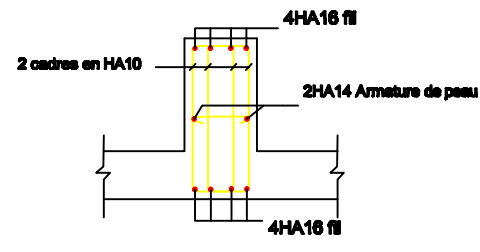
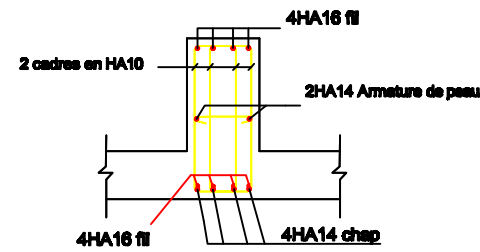
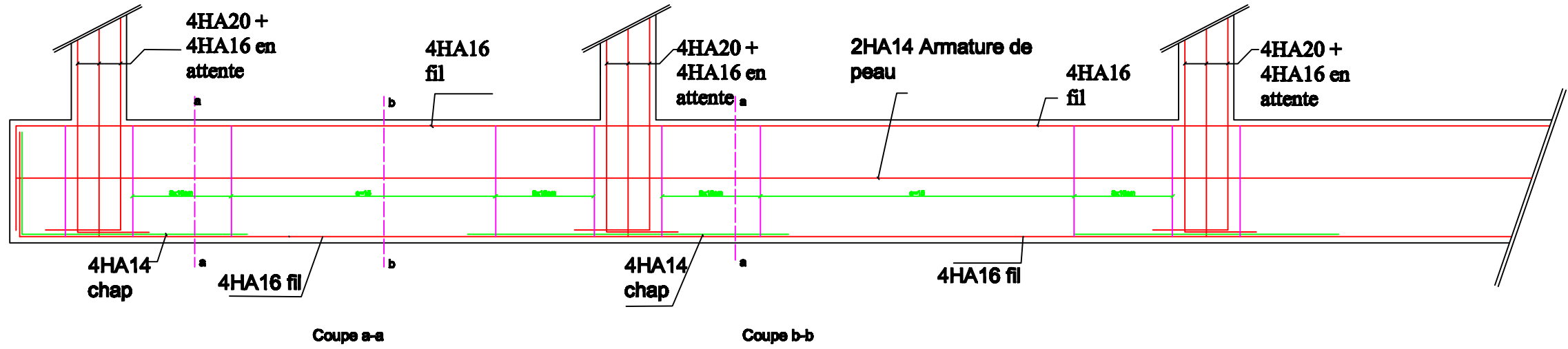


coupe A-A

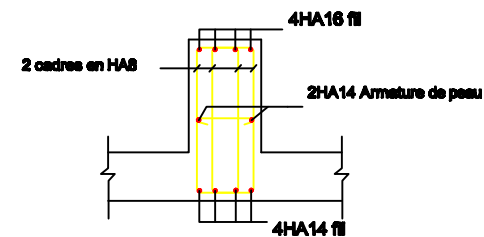
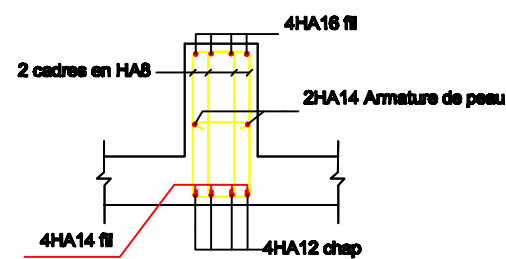
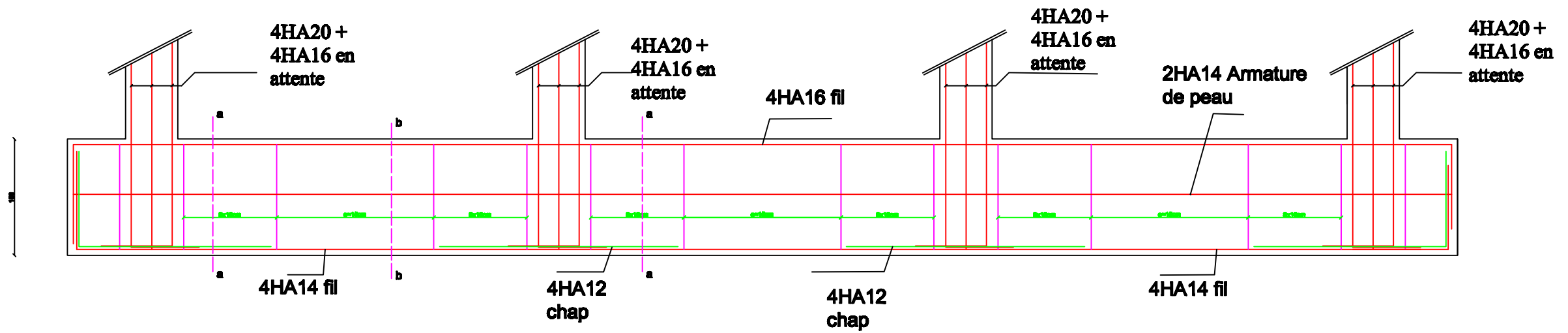


<small> République Algérienne Démocratique et Populaire Université Houari Boumediène de T.O Faculté de Génie de la Construction Département de Génie civil </small>		
Etudié par Mr ABBOU Abdelhak Mr ALMANEBA KARIM	Plan du Mur Plaque	Echelle
Dirigé par	Mme LARABI Sonia	2018/2019

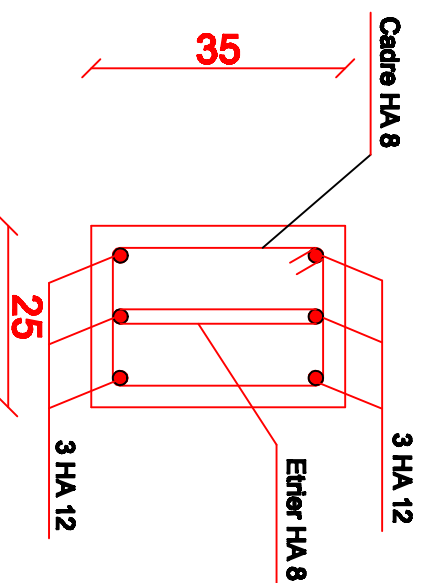
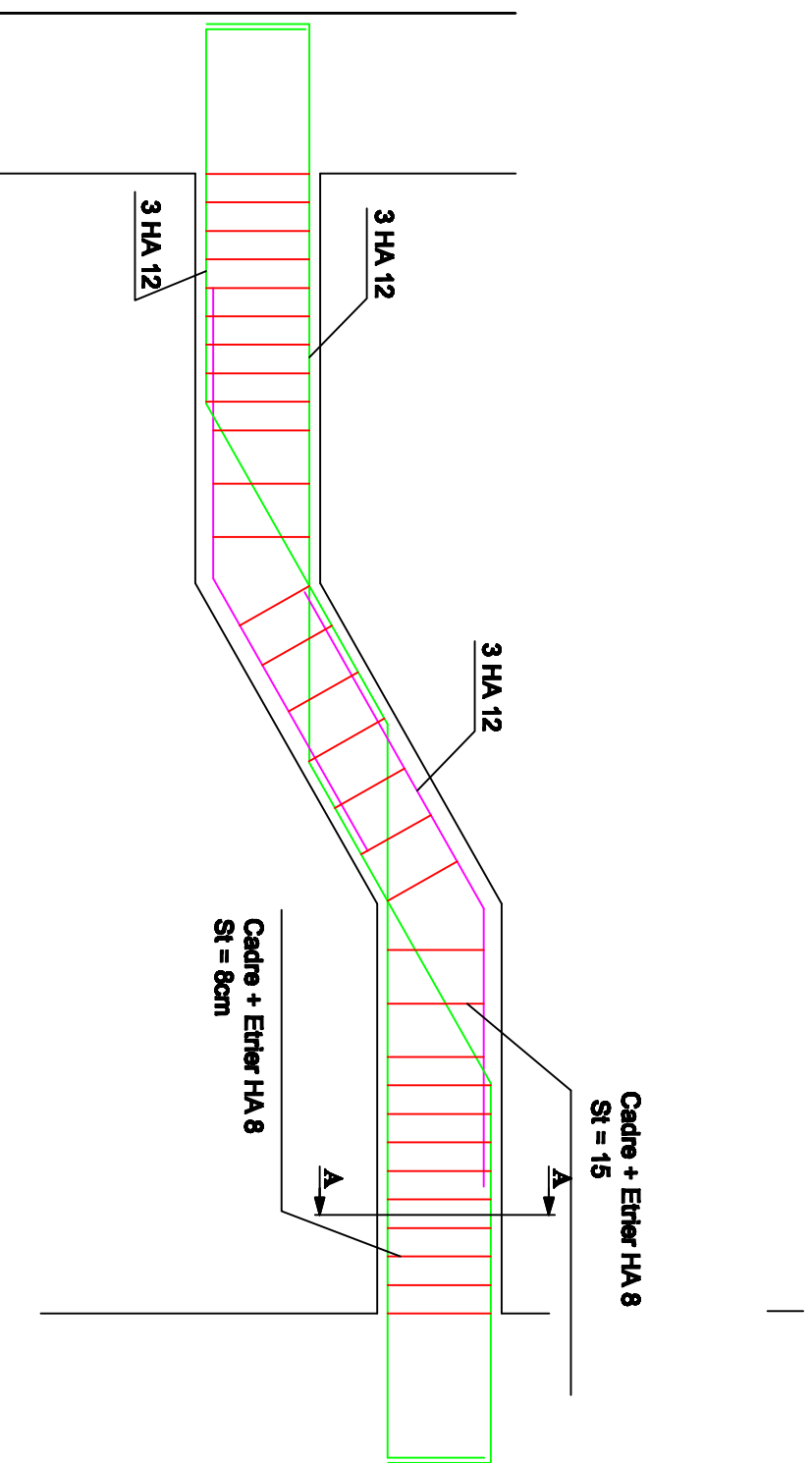
Ferrillage de la nervure sens X-X



Ferrillage de la nervure sens Y-Y

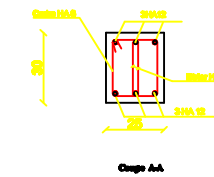
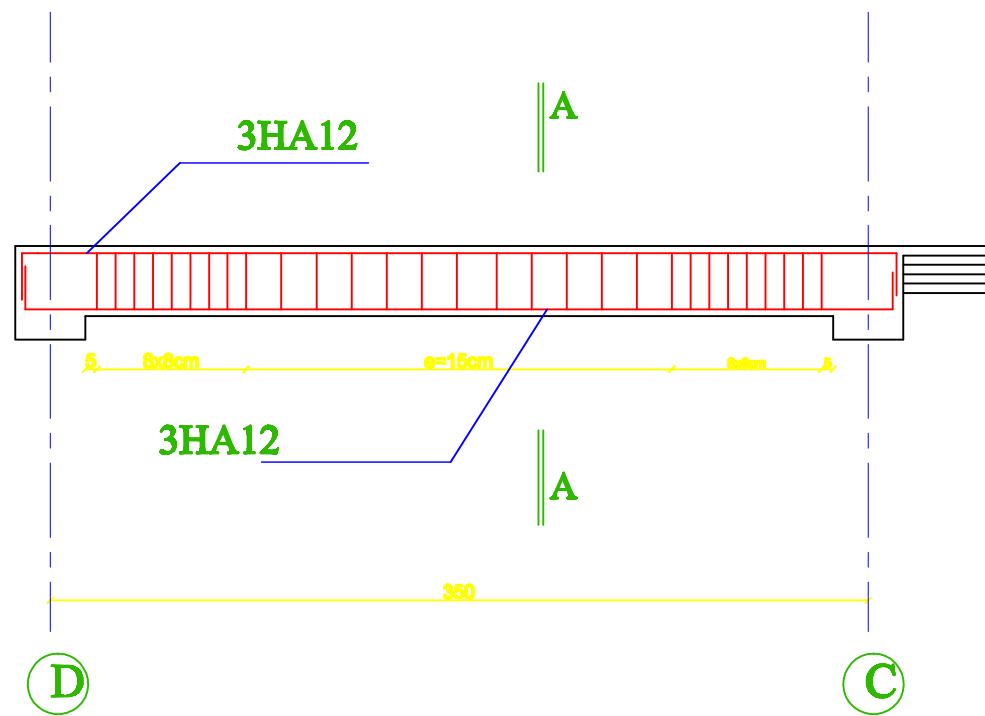


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr AISBOU Abdelfatah Mr ALMANSBA Karim	TITRE FERRAILLAGE DE LA NERVURE
DIRIGE PAR: Mme LARABI Soris	ECHELLE : 1/100 - 1/50



Coupe AA

République algérienne démocratique et populaire Université National Hassanien de T.C Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr. ALISSOU Abdelkhalik Mr. ALMANSSBA KARIM	Plan de Ferrailage de poutre palier	Echelle: 2018/2019
Dirigé par Mm LARABI Sonia		



FERRAILLAGE DES POUTRES DE CHAINAGE

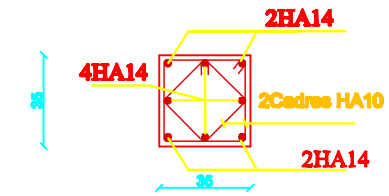
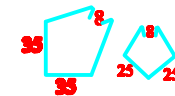
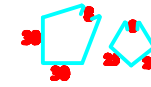
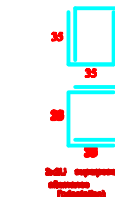
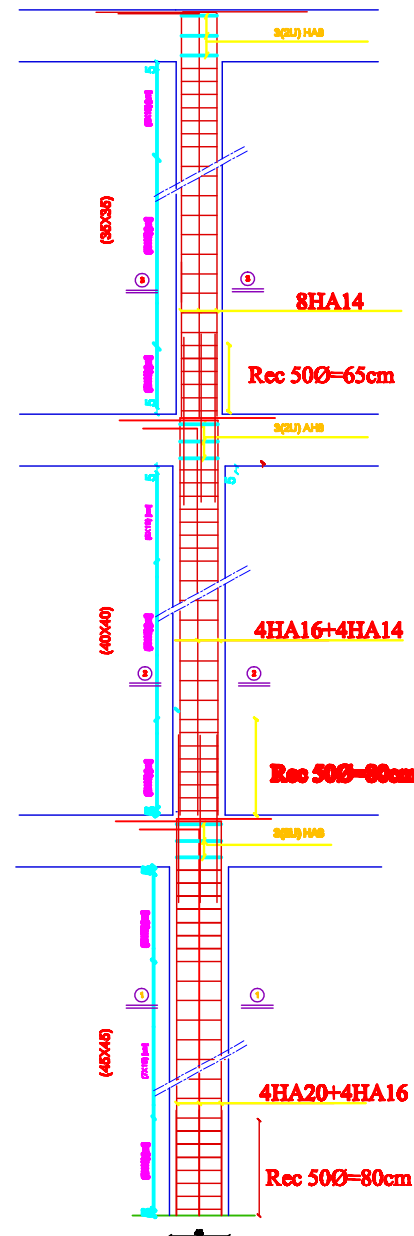
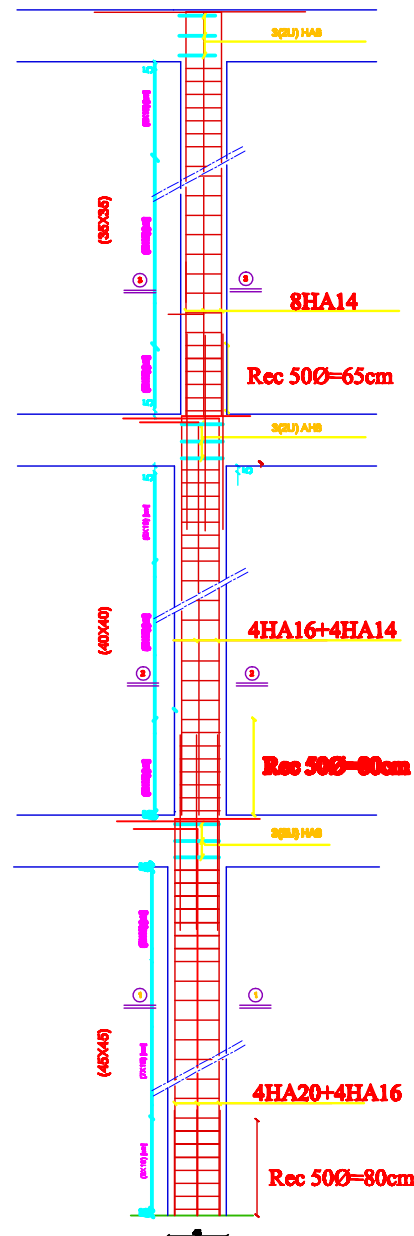
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR:
Mr AISSOU Abdelatif
Mr ALMANSBA Karim
DIRIGE PAR:
Mme LARABI Sonia

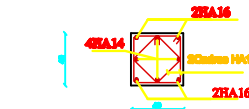
TITRE
FERRAILLAGE DE POUTRE DE
CHAINAGE

PROMOTION 2018-2019

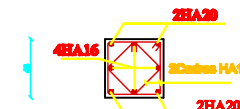
ECHELLE : 1/100 -1/50



-COUPE 3-3-



-COUPE 2-2-



-COUPE 1-1-

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par
 Mr AISSOU Abdelfateh
 Mr ALMANSBA KARIM

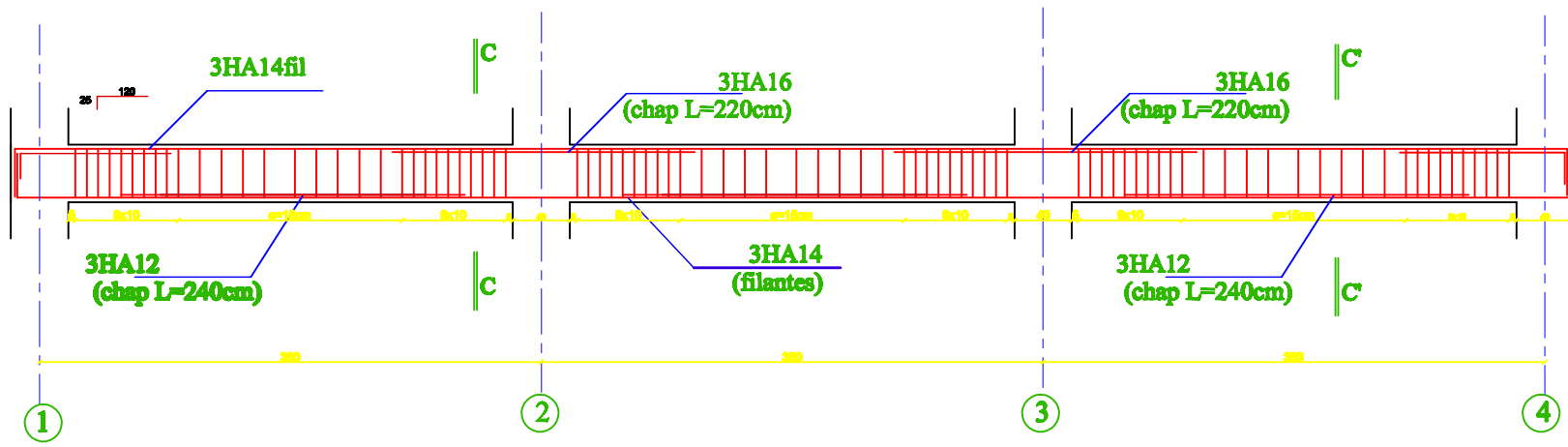
Plan des poteaux

Echelle

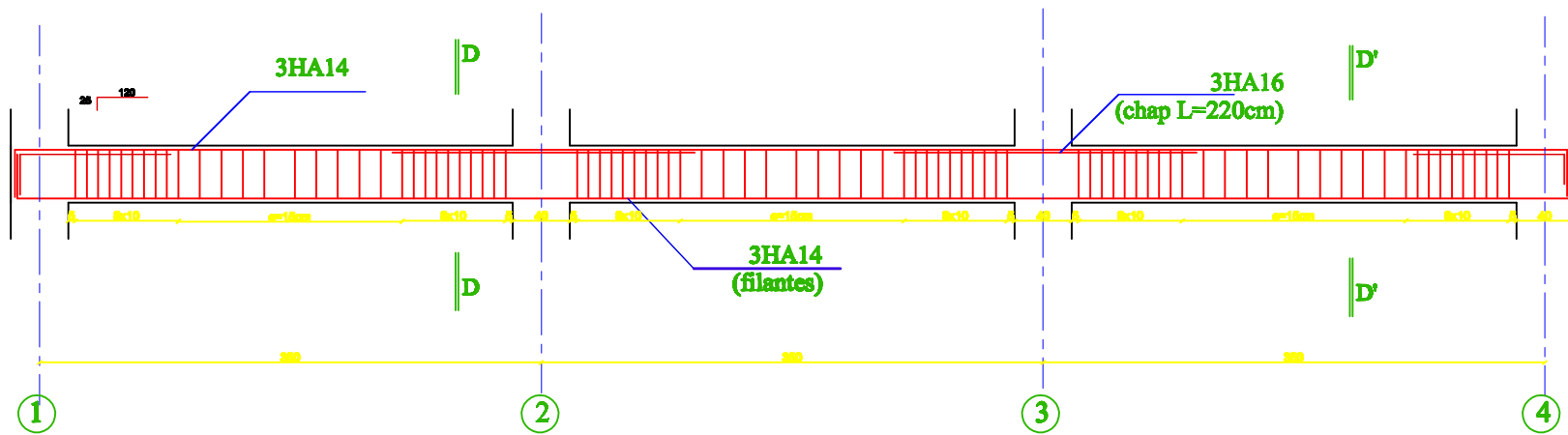
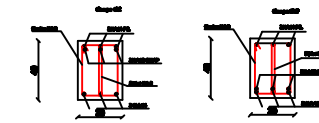
Dirigé par

Mm LARABI Sonia

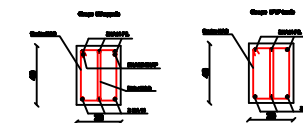
2018/2019



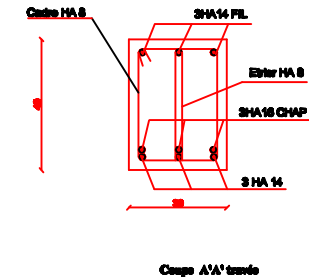
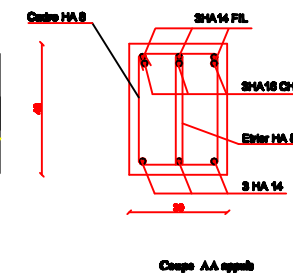
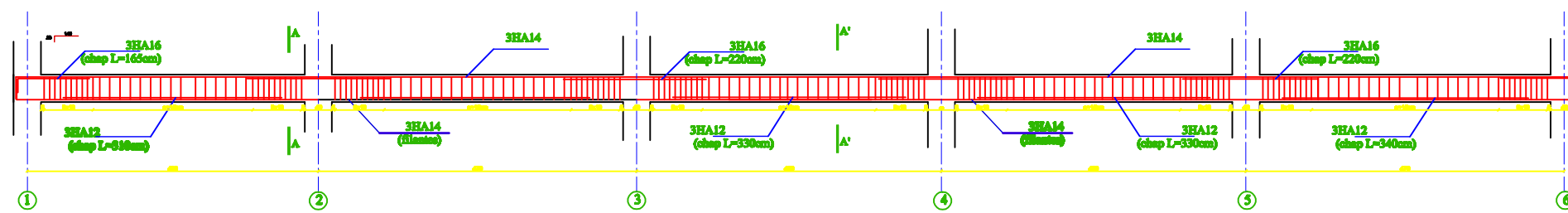
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES SOLIDAIRE DES VOILES



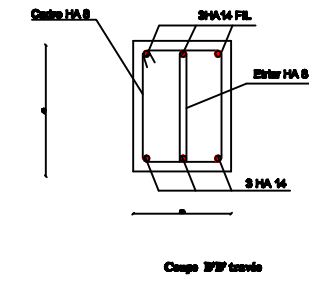
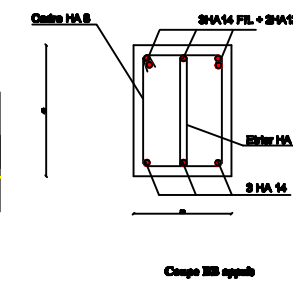
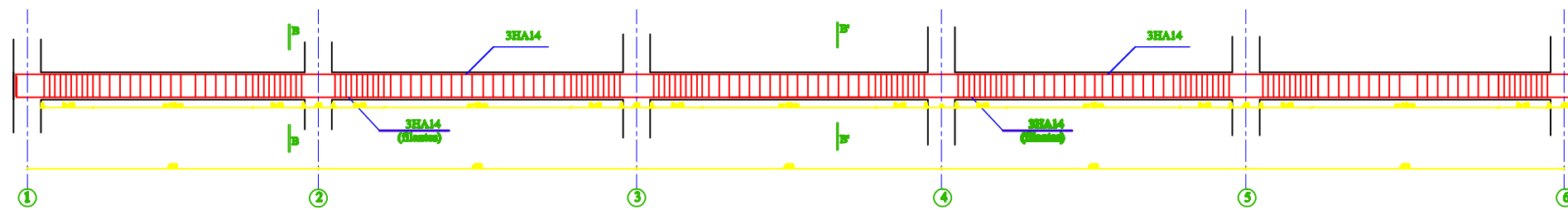
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES LOINS DES VOILES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ OUCOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDE PAR: Mr ABOU Abdellah Mr ALMANBA Karim	TITRE: FERRAILLAGE DE LA NERVURE
DIRIGE PAR: Mme LARABI Sonia	ECHELLE: 1/100 - 1/80



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE SOLIDAIRE DES VOILES



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE LOINS DES VOILES

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par
 Mr AISSOU Abdelfateh
 Mr ALMANSBA KARIM

Plan des poutres

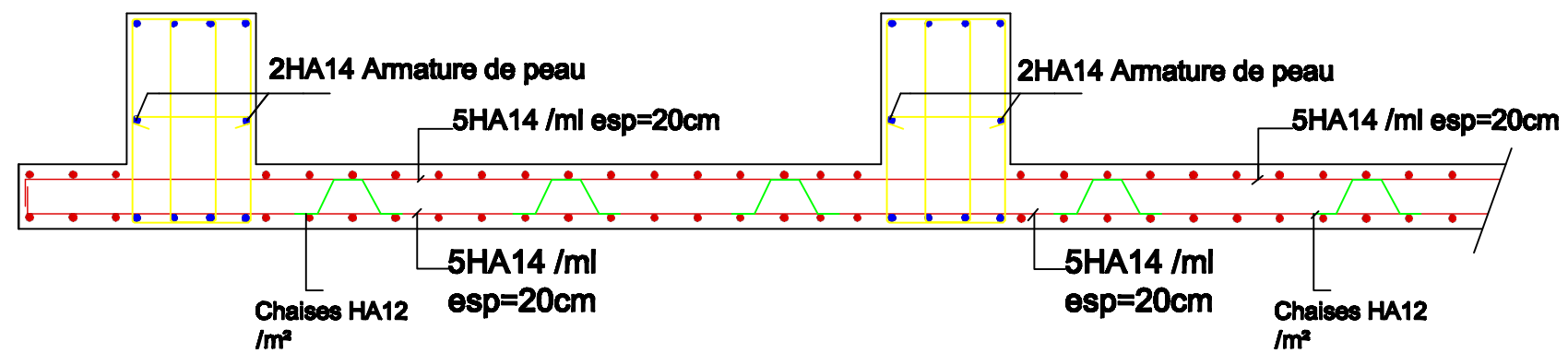
Echelle

Dirigé par

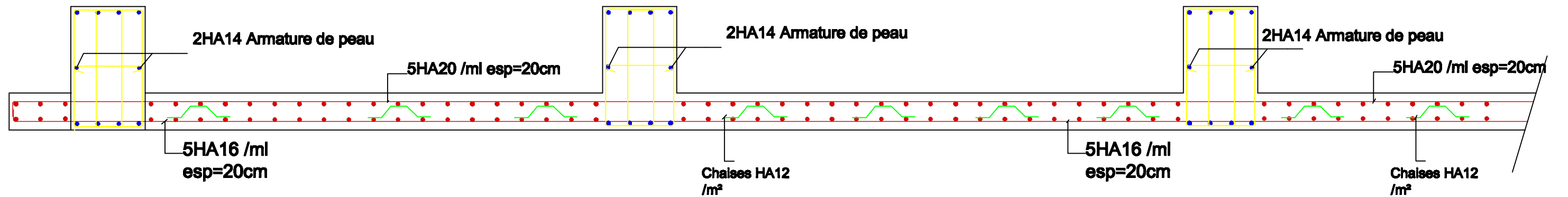
Mm LARABI Sonia

2018/2019

Ferrailage de la Dalle sens Y-Y



Ferrailage de la Dalle sens X-X



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

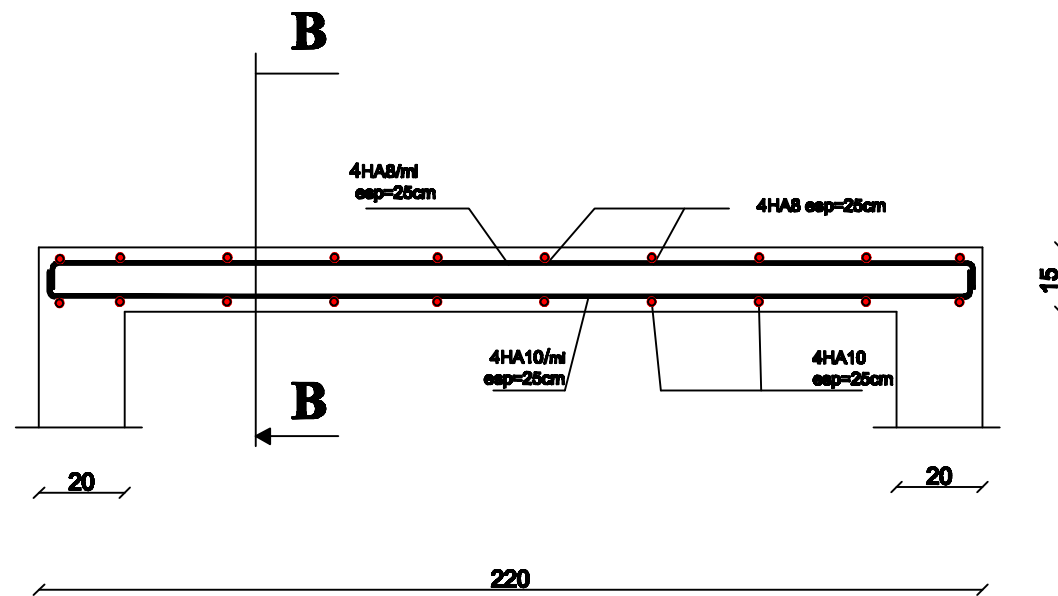
ETUDIE PAR:
Mr AISSOU Abdelatif
Mr ALMANSBA Karim
DIRIGE PAR:
Mme LARABI Sonia

PROMOTION 2018-2019

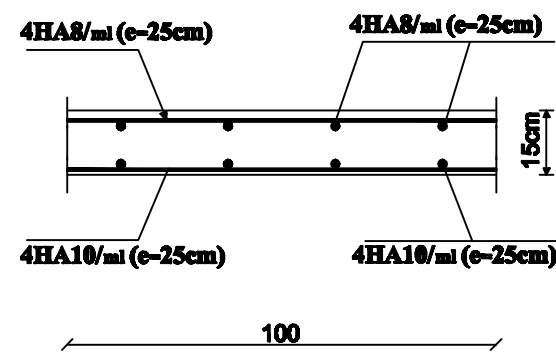
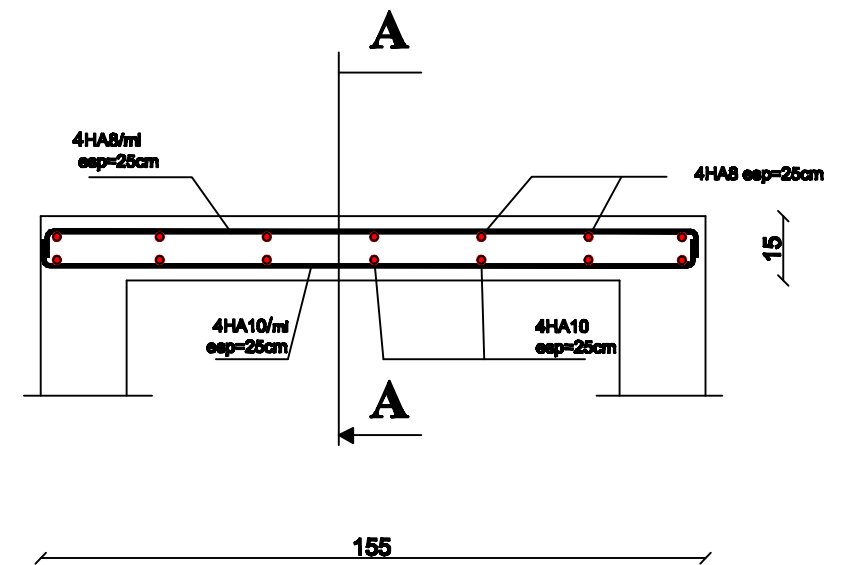
TITRE
FERRAILAGE DU RADIER

ECHELLE : 1/100 -1/50

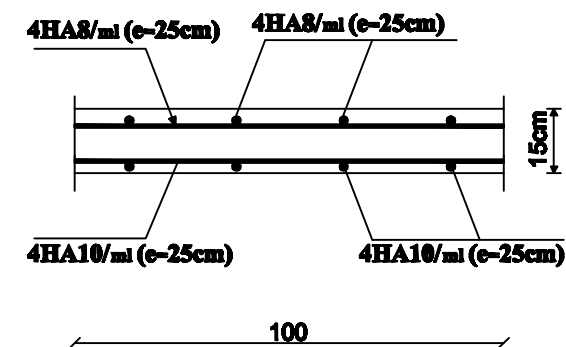
sens y-y



sens x-x

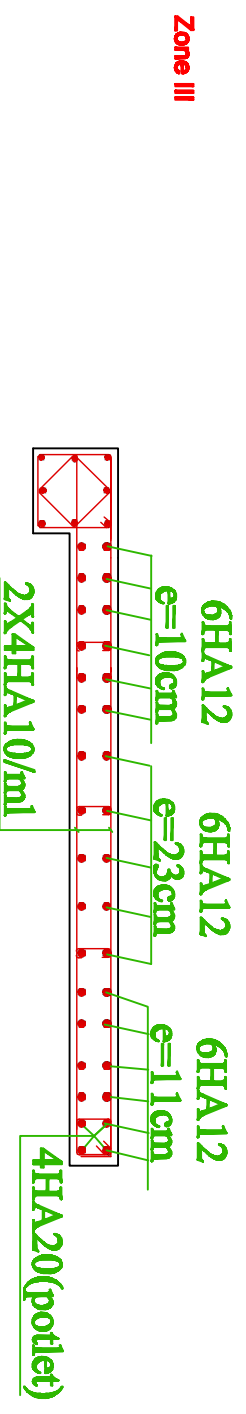
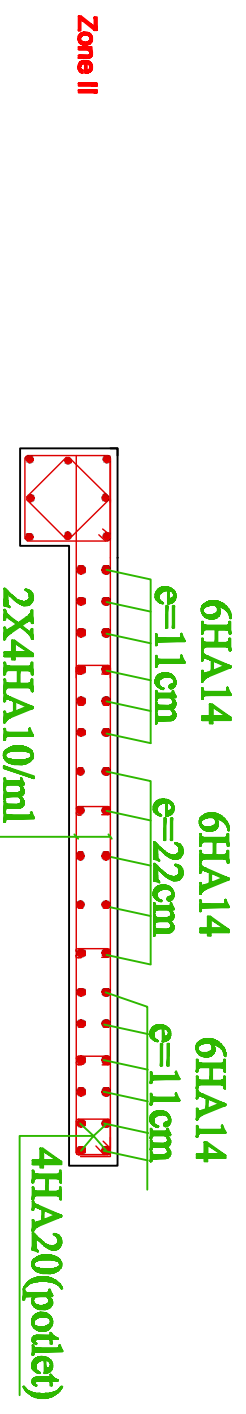
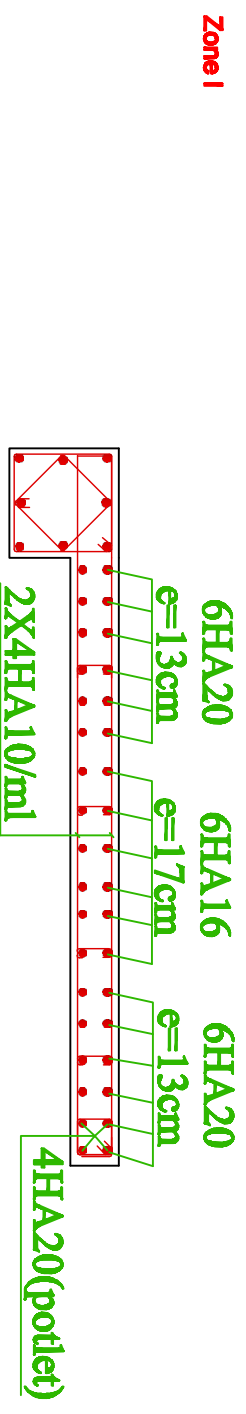


Coupe B-B



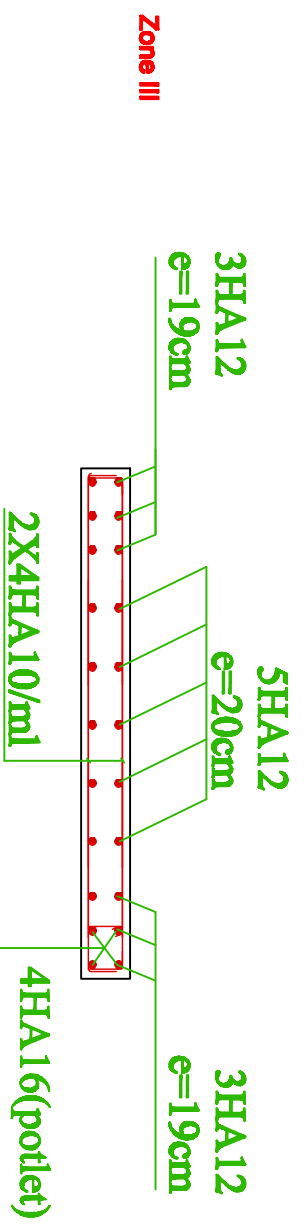
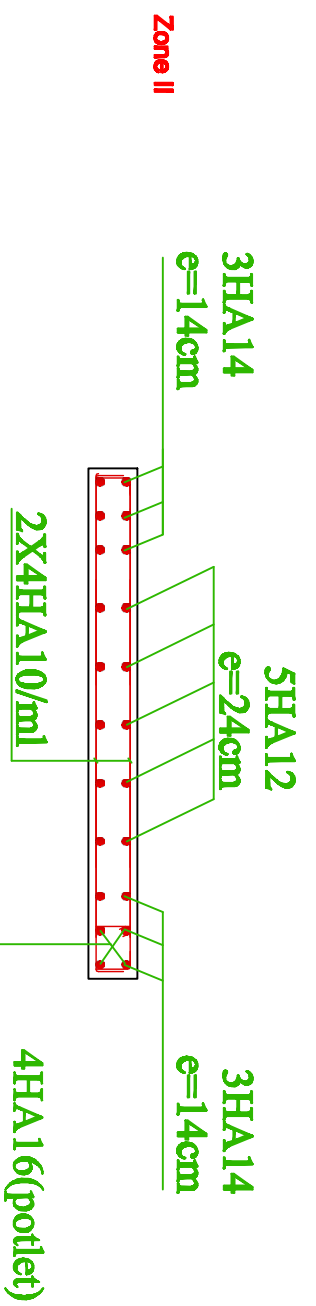
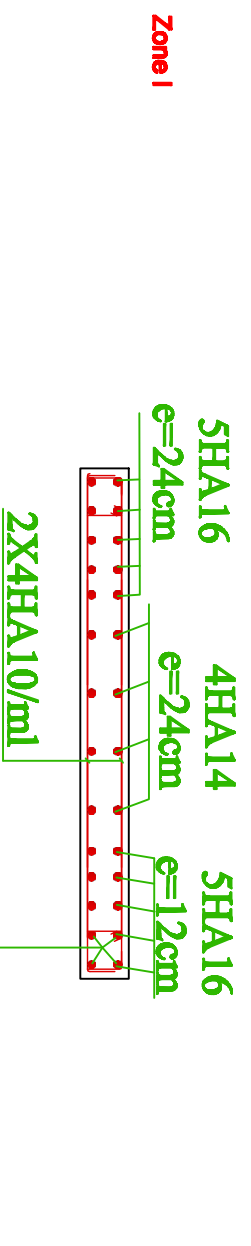
Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr AISSOU Abdelfateh Mr ALMANSBA KARIM	Plan de Ferrailage de la salle machine	Echelle:
Dirigé par	Mm LARABI Sonia	2018/2019



VL1

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr AISSOU Abdelfateh Mr ALMANSBA KARIM	Plan des voiles	Echelle
Dirigé par	Mm LARABI Sonia	2018/2019



VT2

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par
 Mr AISSOU Abdelfateh
 Mr ALMANSBA KARIM

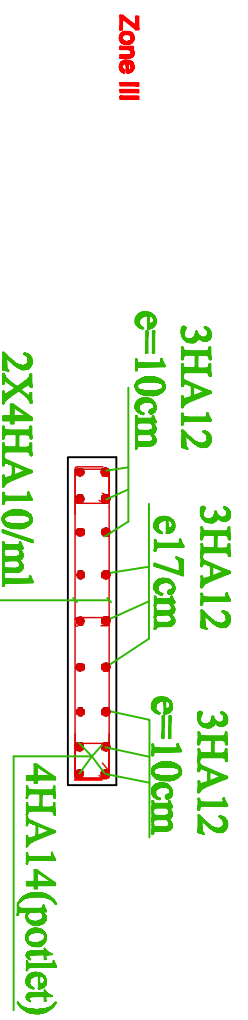
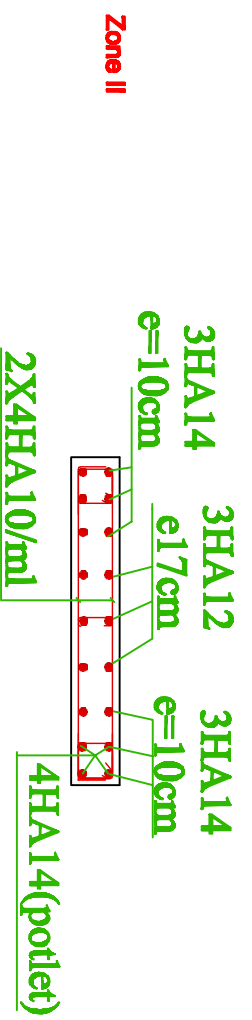
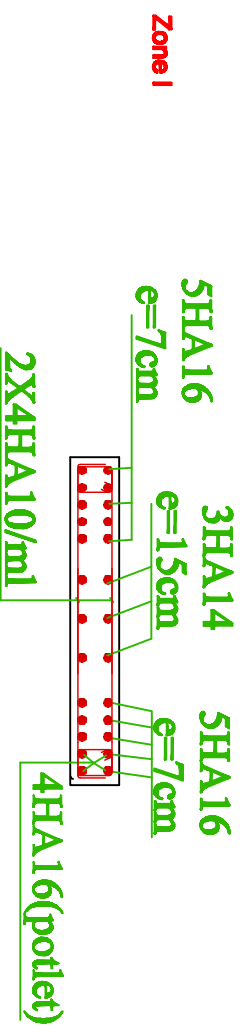
Plan des voiles

Echelle

Dirigé par

Mm LARABI Sonia

2018/2019



VL2

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par
 Mr AISSOU Abdelfateh
 Mr ALMANSBA KARIM

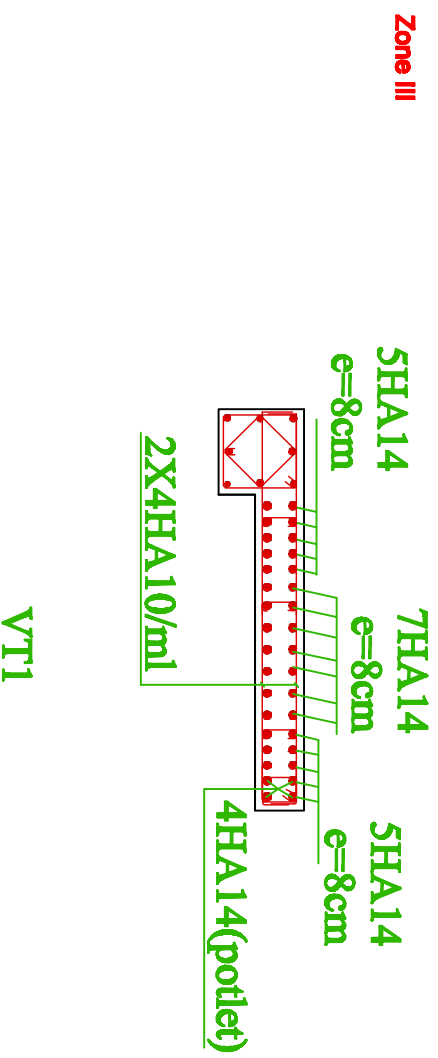
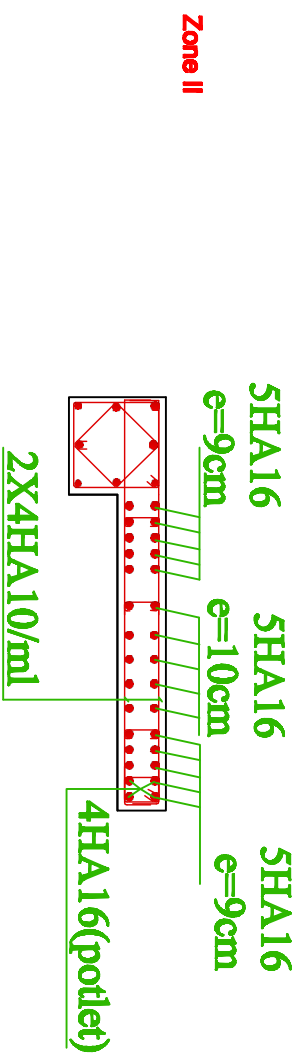
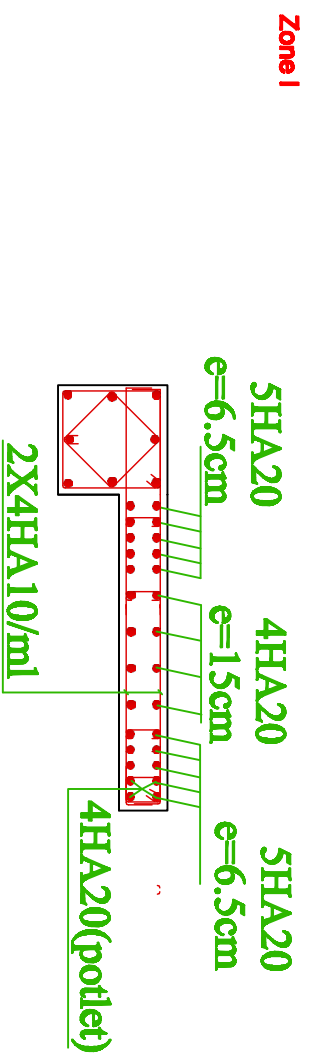
Plan des voiles

Echelle

Dirigé par

Mm LARABI Sonia

2018/2019



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Mr AISSOU Abdelfateh Mr ALMANSBA KARIM	Plan des voiles	Echelle
Dirigé par	Mm LARABI Sonia	2018/2019