

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : Construction Civile Industrielle

Thème

**Calcul d'un bâtiments R+5+sous sols a usage
d'habitations contreventées par voiles porteurs**

Présenté par :

M^{me} : Ait Oudia Manel

Devant le jury composé de :

Mr : ADJRAD Professeur à l'UMMTO Président (e).

Mr : DERRADJ Maître-assistant(e) à l'UMMTO Examineur (trice).

Mme : HADDADANE ET IDRES Maître de conférences à l'UMMTO Encadrant (e).

Promotion : 2024/2025

REMERCIEMENT

Premièrement et avant tout, je remercie Dieu qui m'a donné la force et le courage pour terminer ce travail.

Je tiens à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont Contribué à notre formation.

En guise de reconnaissance je tiens à remercier notre promotrice madame HADDADANE. N et IDRIS.L pour son encadrement exceptionnel, sa disponibilité, sa patience et ses précieux conseils. Qu'elle trouve ici le témoignage de notre profonde gratitude.

Mes remerciements s'adressent également aux membres de jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Pour finir, je salue toutes les personnes qui m'ont soutenues, de près ou de loin, pendant ces 5 années passées dans le Département du GENIE CIVIL de l'UMMTO.

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail

A La mémoire de mes grands-parents dont j'aurais souhaité partager ce moment de joie, reposez en paix.

À mes chers parents : a ceux qui ont affronté la vie pour moi a ceux qui ont semé le rêve dans mon cœur et l'ont fait grandir par leurs prières, a ceux qui ont été la lumière de mon chemin et mon abri lorsque les jours étaient lourds

A ma mère et a mon père vous êtes le sens de ma vie et toute sa beauté, vous êtes la véritable réussite je ne suis que le reflet de vos sacrifices et vous êtes les rois de mon cœur et la source de ma joie

À mes frères et leurs familles:

(Hocine ,Brahim, et Basma) et (Abed Rahmane , aylan et Hinda)

Piliers de ma vie que Dieu vous protège et vous garde toujours a mes coté

A mon meilleur Karim que dieu te protège pour toujours

A mon cher oncle Mouloud que dieu te protège

À ma tante Dalila et mes cousines Chahira et Warda :

Votre affection vos encouragements et votre présence précieuse .votre gentillesse m'a toujours réconfortée

A tous mes amis

Qui étaient toujours là pour moi, que dieu vous protège

Sabrina, Linda, Kenza, Nawel, Fadma, Ouiza, Ziri , Azwaw , Aziz, Mourad, Slimane, Hanafi .Faresa tous mes aimes de ma promo.

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003).....	12
Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.....	14
Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments en dalle pleine.....	15
Tableau II.5 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur.....	16
Tableau II.6 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur.....	16
Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation des différents éléments.....	17
Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges.....	19
Tableau III.1 : Poids des planchers repris par la poutrelle.....	33
Tableau III.2 : Combinaison de charges (plancher).....	33
Tableau III.3 : Résultats à l'ELU.....	39
Tableau III.4 : Résultats à l'ELU.....	41
Tableau III.5 : Résultats à l'ELU.....	44
Tableau III.6 : Poids des planchers repris par la poutrelle.....	55
Tableau III.7 : Combinaison de charges (plancher terrasse).....	55
Tableau III.8 : Charges permanentes palier.....	69
Tableau III.9 : Charges permanentes volée.....	69
Tableau III.10 : Charges permanentes palier.....	84
Tableau III.11 : Charges permanentes volée.....	84
Tableau III.12 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU.....	107
Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.....	141
Tableau V.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens x-x.....	142
Tableau V.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y.....	142
Tableau V.4 : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z.....	142
Tableau V.5 : Critères du facteur de qualité.....	144
Tableau V.6 : Vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X.....	146

Tableau V.7 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.....	146
Tableau V.8 : vérification de l'effet P- Δ sens x-x et y-y.....	147
Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle.....	149
Tableau VI.2 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau.....	155
Tableau VI.3 : Vérification de sections totales adoptées selon RPA.....	156
Tableau VI.4 : Délimitation des zones nodales.....	156
Tableau VI.5 : Des valeurs de l'élanements géométrique λ_g	158
Tableau VI.6 : Quantité minimale d'armatures transversales.....	160
Tableau VI.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.....	161
Tableau VI.8 : Vérification de contrainte.....	162
Tableau VI.9 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.....	163
Tableau VI.10 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU.....	165
Tableau VI.11 : Ferrailage des poutres secondaire à l'ELU.....	166
Tableau VI.12 : Vérification au cisaillement.....	167
Tableau VI.13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	167
Tableau VI.14 : L'adhérence et l'entraînement des barres.....	168
Tableau VI.15 : Armatures transversales minimales.....	170
Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles.....	170
Tableau VI.17 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.....	171
Tableau VI.18 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.....	171
Tableau VI.19 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles.....	171
Tableau VI.20 : Calcul des efforts normaux.....	176
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).....	185
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).....	186
Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.....	186

Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.....	200
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.....	200
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	202
Tableau VII.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	205
Tableau VII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinales).....	206
Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.....	215
Tableau VII.10 : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	216
Tableau VII.11 : Vérification de condition de non fragilité.....	217
Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	219

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contrainte déformation.....	5
Figure I.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l’ELS.....	6
Figure I.3 : Diagramme contrainte – déformation de l’acier.....	7
Figure I.4 : Diagramme "contrainte - déformation" de calcul.....	8
Figure II.1 : Schéma descriptif d’un plancher courant.....	10
Figure II.2 : Localisation du poteau le plus sollicitée.....	13
Figure II.3 : Elément constituant le plancher terrasse.....	14
Figure II.4 : Elément constituant le plancher (étage courant).....	15
Figure II.5 : Elément constituant la dalle pleine.....	15
Figure II.6 : Coupe verticale d’un mur extérieur.....	16
Figure II.7 : Coupe verticale d’un mur intérieur.....	16
Figure II.8 : Loi de dégression des surcharges.....	18
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.....	21
Figure III.1 : Coupe verticale de l’acrotère.....	22
Figure III.2 : Schéma statique de l’acrotère.....	22
Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes.....	23
Figure III.4 : Schéma de calcul de l’acrotère.....	24
Figure III.5 : Position du centre de pression.....	25
Figure III.6 : Schéma du treillis soudé.....	31
Figure III.7 : Section de la poutrelle.....	32
Figure III.8 : Surface revenant aux poutrelles.....	32
Figure III.9 : Construction de la section en T _e	33
Figure III.10 : Diagramme des efforts internes.....	39
Figure III.11 : Diagramme des efforts internes.....	42
Figure III.12 : Diagramme des efforts internes.....	44
Figure III.13 : Schéma du treillis soudé.....	52

Figure III.14 : Surface revenant aux poutrelles.....	54
Figure III.15 : Construction de la section en Té.....	54
Figure III.16 : Diagramme des efforts internes.....	59
Figure III.17 : Schéma statique d'escalier.....	68
Figure III.18 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	70
Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	73
Figure III.20 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.....	78
Figure III.21 : Schéma statique de calcul.....	80
Figure III.22 : Schéma statique d'escalier.....	83
Figure III.23 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.....	85
Figure III.24 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	87
Figure III.25 : Schéma statique d'escalier à l'ELS.....	91
Figure III.26 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	93
Figure III.27 : Schéma statique de calcul.....	95
Figure III.28 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU.....	97
Figure III.29 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS.....	101
Figure III.30 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	102
Figure III.31 : Schéma statique de la poutre de chainage à l'ELU.....	104
Figure III.32 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU.....	106
Figure IV.1 : Icône d'ETABS.....	113
Figure IV.2 : Commande création d'un nouveau modèle.....	114
Figure IV.3 : Représentation de la structure en 2D.....	116
Figure IV.4 : Introduction des propriétés mécaniques du béton.....	116
Figure IV.5 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER.....	117
Figure IV.6 : Introduction des éléments barres.....	117
Figure IV.7 : Introduction des coffrages de poutres.....	118
Figure IV.8 : Définition des dimensions des poutres principales.....	118
Figure IV.9 : Définition des dimensions des poutres secondaires.....	119
Figure IV.10 : Définition des dimensions des poutres de chainages.....	119

Figure IV.11 : Définition des dimensions du poteau 30x30.....	120
Figure IV.12 : Définition des dimensions du poteau 35x35.....	120
Figure IV.13 : Définition des dimensions du poteau 40x40.....	121
Figure IV.14 : Définition des dimensions de voile.....	121
Figure IV.15 : Définition des dimensions des planchers en corps creux.....	122
Figure IV.16 : Définition des dimensions de la dalle pleine.....	123
Figure IV.17 : Commande de dessin poteaux.....	124
Figure IV.18 : Dessin des poteaux 40x40.....	124
Figure IV.19 : Dessin des poteaux 35x35.....	124
Figure IV.20 : Dessin des poteaux 30x30.....	125
Figure IV.22 : Dessin des poutres principales 30x35.....	125
Figure IV.23 : Dessin des poutres secondaires 25x30.....	126
Figure IV.24 : Commande de dessin voile.....	126
Figure IV.25 : Positionnement des voiles.....	126
Figure IV.26 : Commande de dessin des dalles en corps creux.....	127
Figure IV.27 : Affectation des dalles en corps creux.....	127
Figure IV.28 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.....	128
Figure IV.29 : Définition des charges G et Q.....	128
Figure IV.30 : Définition du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	129
Figure IV.31 : Commande d'introduction du spectre de réponse.....	130
Figure IV.32 : Introduction du spectre de calcul du RPA 99 version 2003.....	130
Figure IV.33 : Commande d'introduction des cas de charges sismiques.....	131
Figure IV.34 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.....	131
Figure IV.35 : Définition de la masse sismique.....	132
Figure IV.36 : Encastrement de la base de la structure.....	132
Figure IV.37 : Commande d'introduction d'un plancher rigide.....	133
Figure IV.38 : Spécification du diaphragme.....	133
Figure IV.39 : Commande d'introduction des combinaisons d'actions.....	134
Figure IV.40 : Création des combinaisons de charges.....	134
Figure IV.41 : Attribution des charges surfacique à des panneaux.....	135

Figure IV.42 : Introduction de nombre de mode.....	136
Figure IV.43 : Option de vérification du modèle.....	136
Figure IV.44 : Analyse de la structure.....	137
Figure IV.45 : Vue en 3D de la structure.....	138
Figure VI.1 : Schéma de ferrailage.....	150
Figure VI.2 : Section partiellement comprimée (SPC).....	151
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage.....	152
Figure VI.4 : Section rectangulaire doublement armée.....	165
Figure VII.1 : Dimensionnement d'une semelle isolée.....	184
Figure VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).....	187
Figure VII.3 : Diagramme des contraintes.....	194
Figure VI.4 : Schéma statique du débord.....	202
Figure VI.5 : Présentation des chargements simplifiés.....	203

Liste des diagrammes

Diagramme VII.1 : Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).....	207
Diagramme VII.2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).....	207
Diagramme VII.3 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).....	208
Diagramme VII.4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).....	208
Diagramme VII.5 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).....	209
Diagramme VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).....	209
Diagramme VII.7 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).....	210
Diagramme VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).....	210
Diagramme VII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).....	211
Diagramme VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).....	211
Diagramme VII.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).....	212
Diagramme VII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).....	212
Diagramme VII.13 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).....	213
Diagramme VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).....	213
Diagramme VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).....	214
Diagramme VII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y).....	214

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Description de l'ouvrage

Introduction.....	1
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Caractéristiques géométriques.....	1
I.3. Les éléments de l'ouvrage.....	1
I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	2

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1. Introduction.....	10
II.2. Les planchers.....	10
II.3. Les poutres.....	11
II.4. Les dalles pleines.....	12
II.5. Les poteaux.....	12
II.6. Les voiles.....	20

Chapitre III : Calcul des éléments Secondaires

III.1. Calcul de l'acrotère.....	22
III.2. Les planchers.....	30
III.3. Calcul des escaliers des sous-sols.....	62
III.4. Calcul des escaliers.....	82
III.5. Etude de la poutre palière.....	97
III.6. Calcul de la poutre de chainage.....	104

Chapitre IV : Modélisation

Introduction.....	113
IV.1. Description du logiciel ETABS.....	113
IV.2. Manuel d'utilisation de l'ETABS.....	113
IV.3. Etapes de modélisation.....	114

Chapitre V : Vérification des exigences du RPA

Introduction.....	139
V.1. Calcul de la période empirique T:RPA version 2003 : page 31 formule 4.6.....	139
V.2. Pourcentage de la participation de la masse modale.....	140
V.3. Justification de l'interaction voiles portiques.....	141
V.4. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V. 2003 / Art 4.3.6).....	143
V.5. Vérification des déplacements relatif.....	145
V.6. Vérification de l'effet du 2ème ordre (effet P- Δ).....	147
V.7. Vérification de l'effort normal réduit.....	147
Conclusion.....	148

Chapitre VI : Ferrailage des éléments

Introduction.....	149
VI.1. Ferrailage des poteaux.....	149
VI.2. Ferrailage des poutres.....	163
VI.3. Ferrailage des voiles.....	172
Conclusion.....	181

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Introduction.....	182
VII.1. Différents types de fondations.....	182
VII.2. Etude géotechnique du sol.....	183
VII.3. Choix du type de fondation.....	183

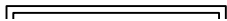
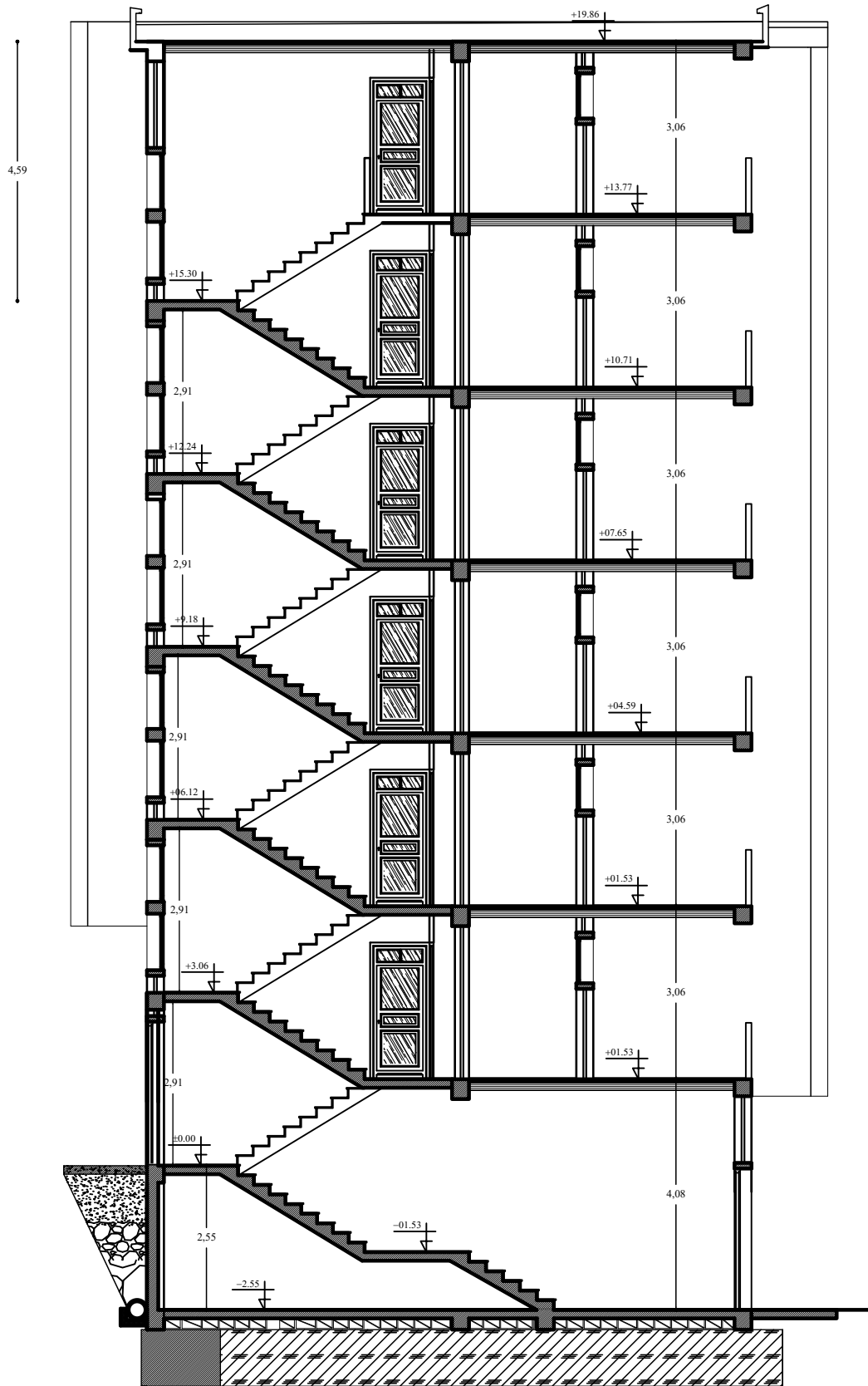
VII.4. Dimensionnement.....	183
-----------------------------	-----

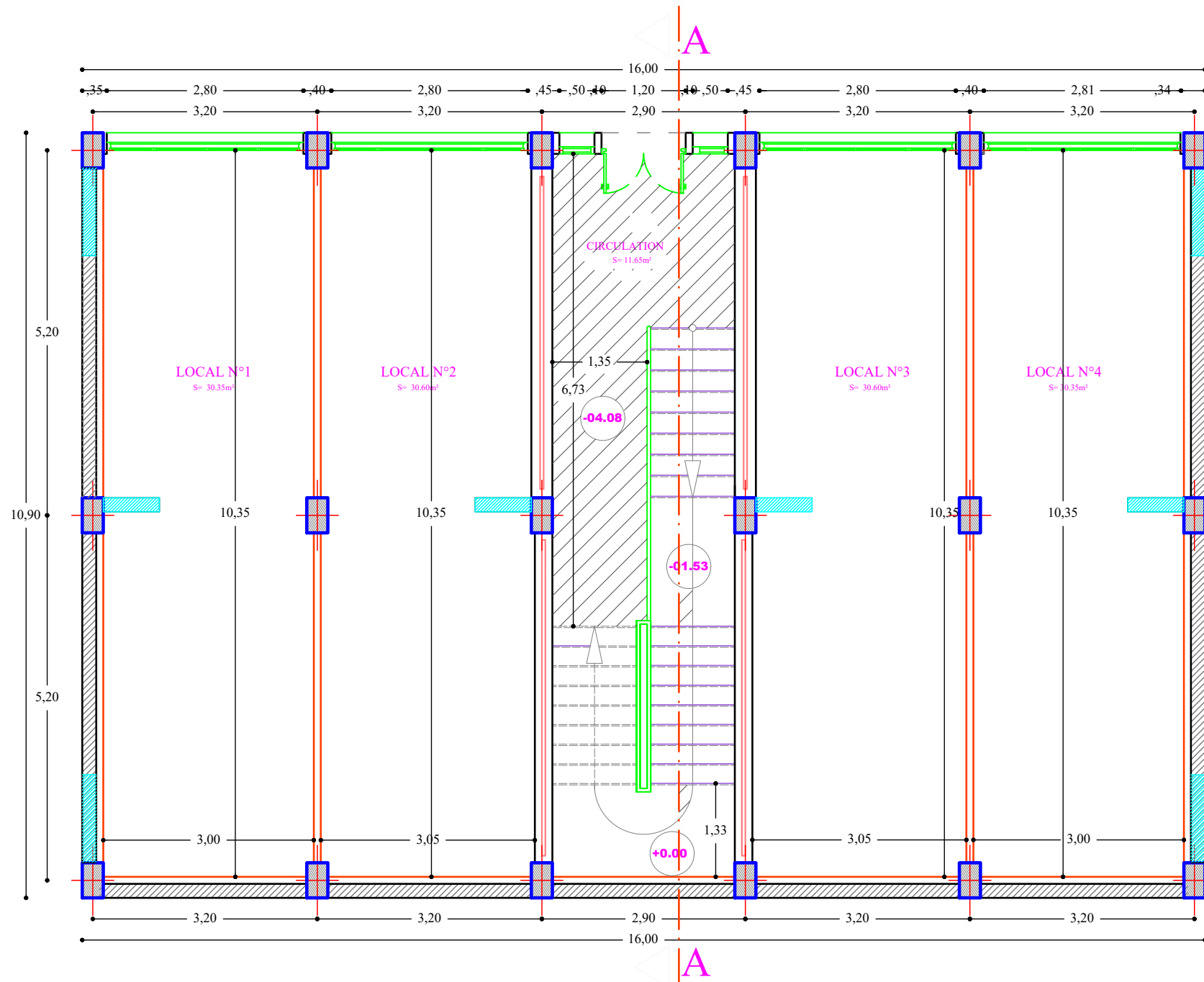
Chapitre VIII : Voile périphérique

Introduction.....	221
VIII.1. Pré dimensionnement du voile périphérique.....	221
VIII.2. Détermination des sollicitations.....	222
VIII.3. Les caractéristiques mécanique et physique du sol.....	222
VIII.4. Calcul des sollicitations.....	222
VIII.5. Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m.....	223
VIII.6. Ferrailage du voile périphérique.....	223
VIII.7. Vérification à l'ELU.....	226

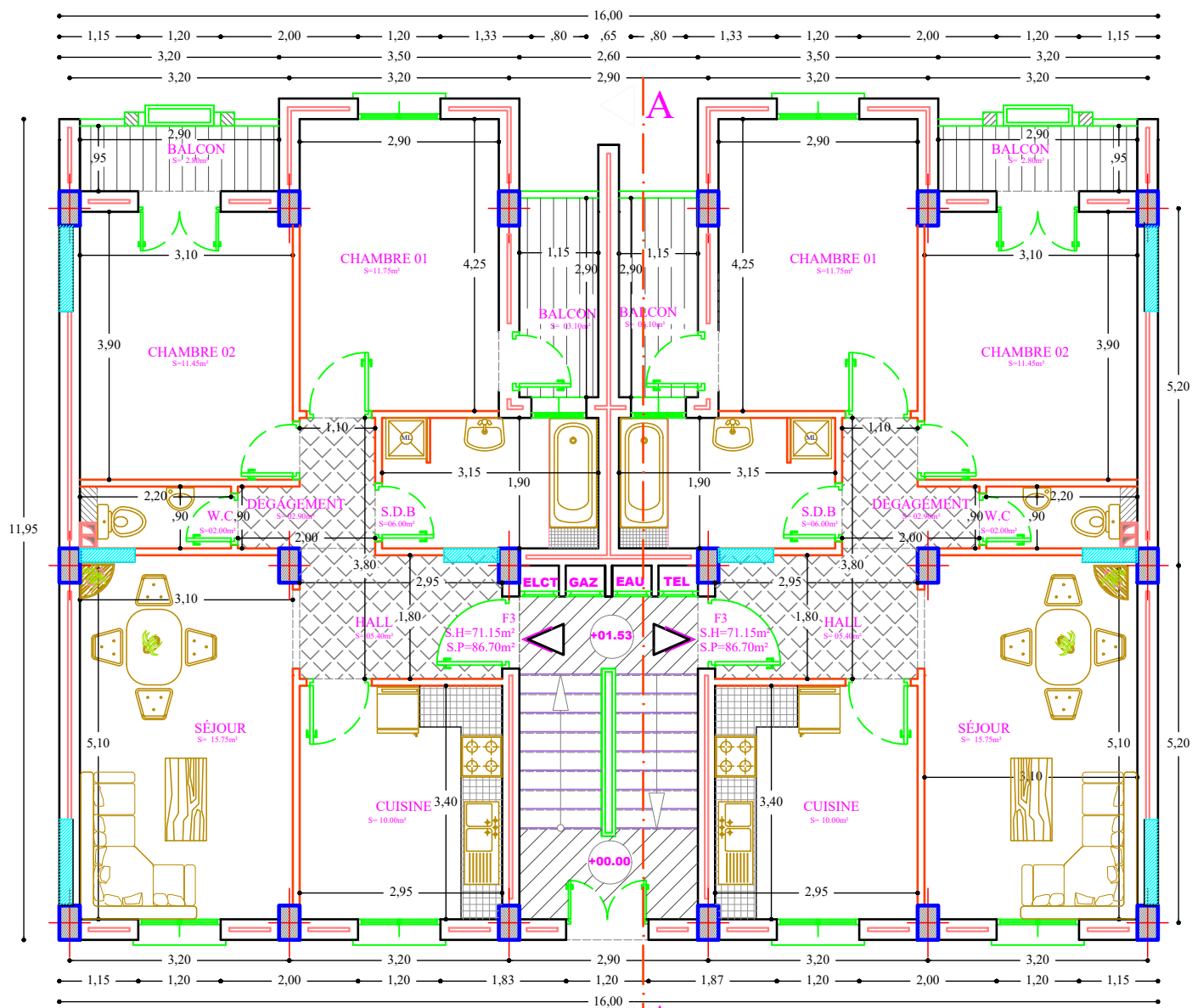


FAÇADE PRINCIPALE

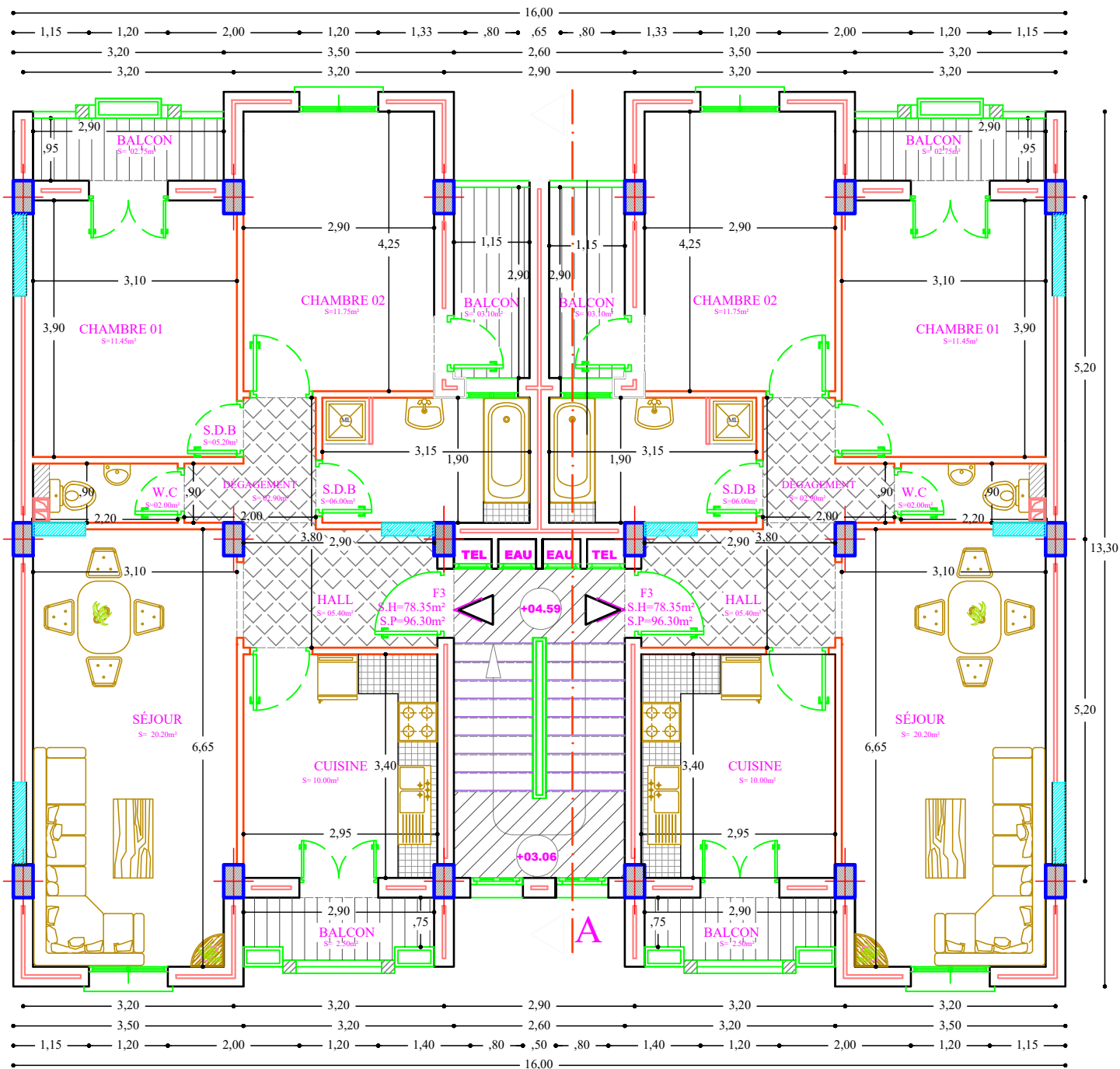




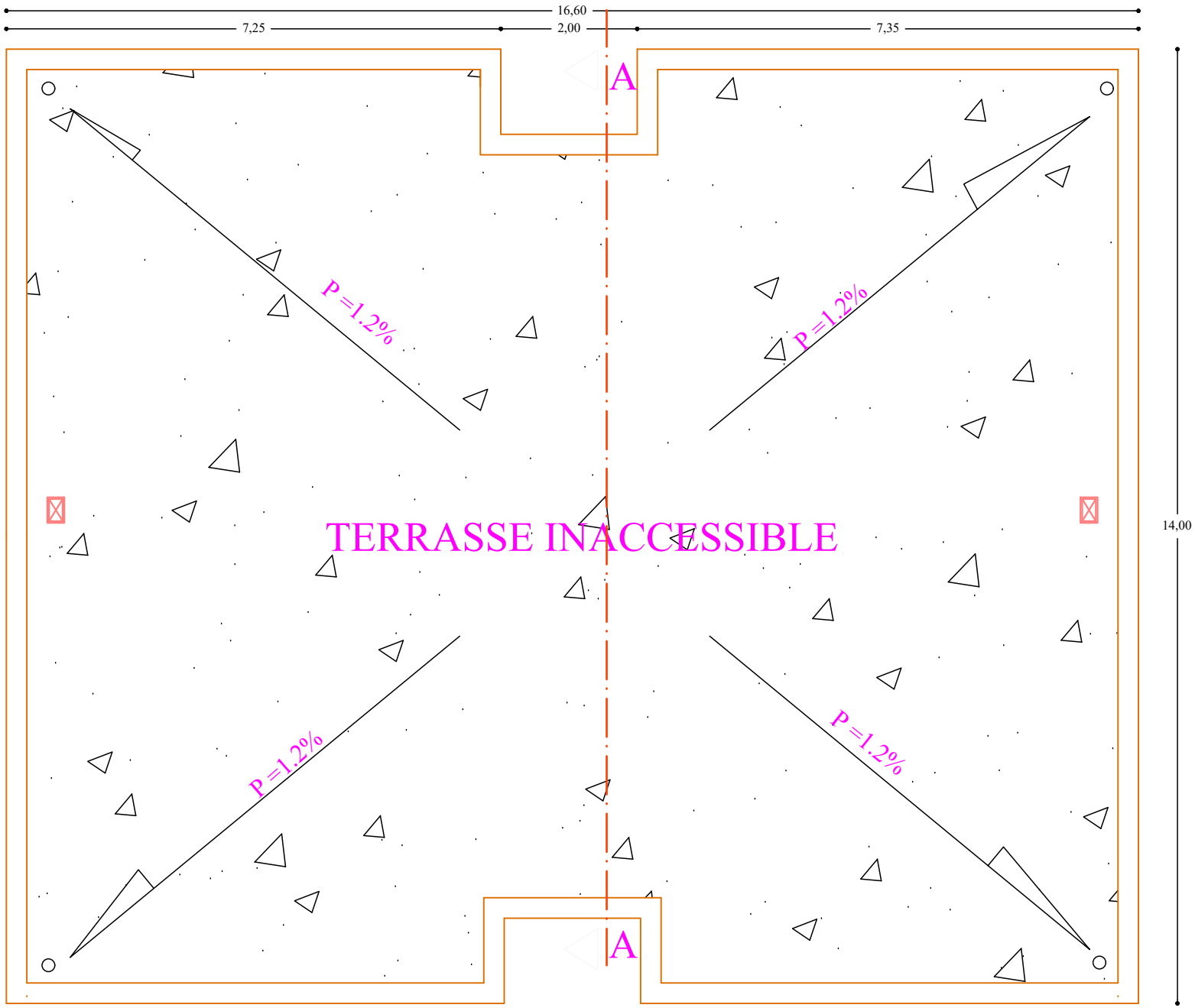
PLAN DU SOUS-SOL



PLAN DU R.D.C



PLAN DE L'ÉTAGE COURANT



PLAN DE TOITURE

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est nécessaire et obligatoire vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le côté économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix

- La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué par des voiles et des portiques ou des deux en même temps.
- Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous forme de lois.

Pour mon projet de fin d'étude, j'ai opté pour la réalisation d'un bâtiment composé d'un sous-sol, rez-de-chaussée et de cinq étages à usage d'habitation en zone II a.

Ce présent travail comporte huit chapitres qui se répartissent comme suit :

- ✚ Le premier chapitre concerne une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.
- ✚ Le 2^{ème} chapitre : calcul de pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les poteaux, les poutres, les planchers et les voiles.
- ✚ Le 3^{ème} chapitre : calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont étudiés au troisième chapitre.
- ✚ Le quatrième chapitre présente l'analyse dynamique de la structure par l'utilisation du logiciel ETABS.
- ✚ Le cinquième chapitre consiste les vérifications des exigences du RPA.
- ✚ Le sixième chapitre consiste le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (BAEL et RPA99 version 2003), Le calcul fait à l'aide du logiciel SOCOTEC.
- ✚ Le septième chapitre on présente l'étude de l'infrastructure.
- ✚ Pour le dernier chapitre consiste l'étude du voile périphérique.

À la fin, on terminera ce projet par une conclusion générale.

Chapitre I

Description de l'ouvrage

1. Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- ✓ Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur total de bâtiment).
- ✓ □□ Ses éléments constructifs : (éléments structuraux et non structuraux).
- ✓ □□ Les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

1. 1 Présentation de l'ouvrage :

Ce projet proposé par un bureau d'étude consiste en l'étude d'une structure (entre sol R+5) à Usage multiple (Commerces, habitation) qui est implanté à Tizi-Ouzou ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) et de groupe D'usage 2 selon la classification du **RPA 99(Article 3.2)**

1. 2 Caractéristiques géométriques :

Hauteur totale du bâtiment	20.44m
Hauteur de l'acrotère	0.5m
Hauteur des étages courants	3.06m
Hauteur de rez-de-chaussée	3.06m
Hauteur de sous-sols	4.08m
Langueur totale du bâtiment	13.30m
Largeurs totale du batiment	16m

1. 3 Les éléments de l'ouvrage :**▪ Ossature :**

L'ossature d'un bâtiment est mixte constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment

▪ Plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux dits « diaphragme » assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement

Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.

Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

- ✚ Pour ce cas le plancher est de type corps creux d'épaisseur 20m (16+4) avec poutrelles coulées sur place et dalle de compression de 4 m d'épaisseur

▪ Les escaliers :

C'est un ouvrage réalisé en béton armé, il est constitué par une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement

▪ L'acrotère :

Le bâtiment a une terrasse inaccessible qui sera entourée d'un acrotère de 50 cm de hauteur.

▪ Les balcons :

Les balcons seront réalisés en corp creux

▪ Maçonnerie :

Les murs extérieurs : les façades sont exécution en double cloison de briques creuses de 12 trous d'épaisseur 15cm et de briques 8 trous d'épaisseur de 10cm avec une lame d'air de 5cm afin d'éviter les phénomènes thermiques et phonique

Les murs de séparation intérieurs : seront réaliser en cloison en brique creuse de 10cm

▪ Revêtements :

Ils seront réalisés :

- en carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et mortier de ciment pour les murs de façade.
- plâtre pour les cloisons intérieures, les voiles et les plafonds.

▪ Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- ✓ Rentabilité du chantier.
- ✓ Réalisation rapide des travaux.
- ✓ Sécurité de la main d'œuvre.
- ✓ Réduction des opérations manuelles.

1. 4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**❖ Béton :**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

A titre indicatif le dosage courant pour 1m^3 de béton est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)
 - Gravier : 800 L
 - Sable : 400 L
- Ciment : 350 kg
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

A. Résistance caractéristique du béton à la compression : (Art A.2.1,11 BAEL 91)

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge 28 jours dite valeur caractéristique requise, celle-ci noté f_{c28} . On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons suit approximativement les lois suivantes (Art A.2.1,11 BAEL 91) :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.85j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

✚ Pour le présent projet, on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

B. La résistance caractéristique du béton à la traction: (Art A.2.1,12 BAEL 91)

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

$$f_{cj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

C. Module de déformation longitudinale:

Il existe deux modules de déformation longitudinale

✓ **Module de déformation instantanée: (Art A.2.1,21 BAEL 91)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinal et instantanée du béton E_{ij} est égale :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} \text{ en MPa})$$

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

On a : **$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$**

✓ **Module de déformation différée : (Art A.2.1,22 BAEL91)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}, (f_{cj} \text{ en MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = \mathbf{10818.86 \text{ MPa}}$

D. Module de déformation transversale:

Sa formule est : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa}$

Avec E : module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson

• **Coefficient de poisson:(Art A.2.1,3 BAEL91)**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative Longitudinale pris égal à:

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

$\nu=0.2$ (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

E. Etats limites:

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégories :

○ **Etats limites ultimes:**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- ✓ Etat limite de résistance.
- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme: flambement.

Contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par:

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\sigma \gamma_b} \text{ (Art: A.4.3,41 BAEL91)}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b : 1.15 \Rightarrow f_{bc} = \mathbf{18.48 \text{ MPa}}$ (situation accidentelle)

$\gamma_b : 1.5 \Rightarrow f_{bc} = \mathbf{14.20 \text{ MPa}}$ (situation courante)

$\theta = 1$ lorsque $j \Rightarrow j > 24 \text{ heures}$

$\theta = 0.9$ lorsque $1 \leq j \leq 24$ heures

$\theta = 0.85$ lorsque $j < 1$ heure

j: la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée

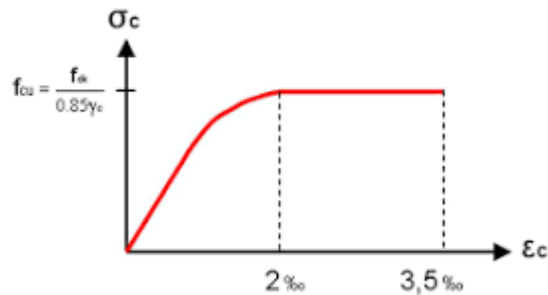


Figure I.1 : diagramme contrainte déformation

• **Etats limites de services:**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal sa durabilité soient assurées, ils comprennent :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation

La contrainte de compression du béton est limitée à:

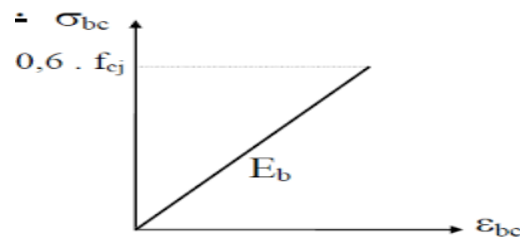


Figure I.2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

F. Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1 BAEL91) :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes:

✓ Cas de fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

❖ **Acier :**

a) **Généralités :**

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les ronds lisses FeE215 et FeE 235 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 215 MPa et 235 MPa.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent, respectivement, à des limites d'élasticités garanties de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520

b) **Diagramme contrainte déformation :**

La mise en évidence des caractéristiques mécanique de l'acier, se fait à partir d'un essai de traction qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de traction simple. Le diagramme contraintes-déformation a pour allure :

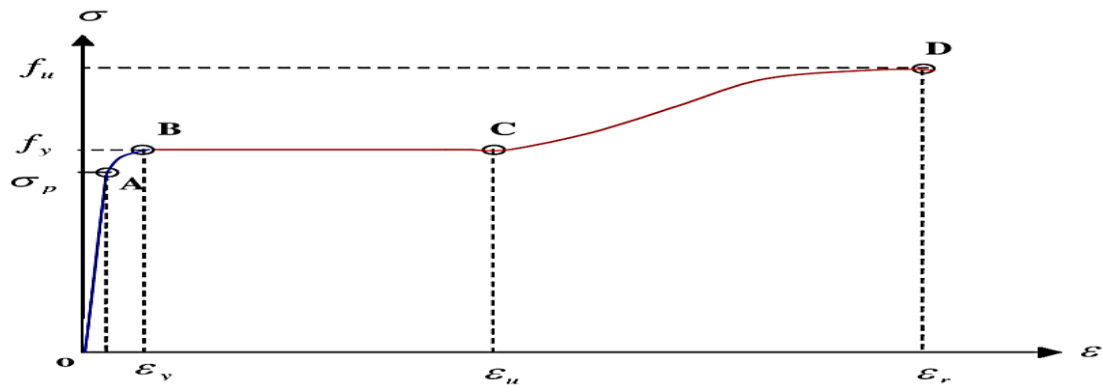


Figure I.3 : diagramme contrainte – déformation de l'acier

f_e : limite élastique de l'acier.

f_r : résistance à la rupture.

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

ϵ_r : allongement relatif correspondant à la résistance à la rupture.

Le diagramme comporte quatre zones

: Zone OA : domaine d'élasticité linéaire.

Zone AB : domaine de ductilité.

Zone BC : domaine de raffermisssement.

Zone CD : domaine de striction

c) Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul aux états limite nous utiliserons le diagramme simplifier suivant :

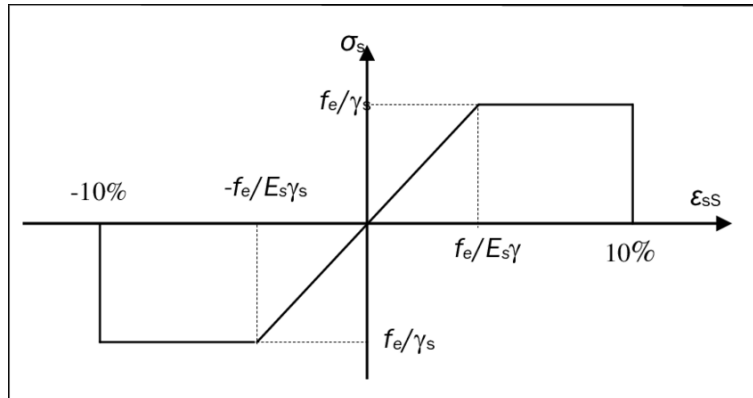


Figure I.4 : diagramme "contrainte - déformation" de calcul

d) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 2.105 \text{ MPA}$

e) Coefficient de poisson des aciers :

Il est pris égal à : $\nu = 0.3$

f) Contraintes limites :

- **Contrainte limite à l'ELU :** $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \text{ pour le cas courant} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentelle} \end{cases}$

-Contrainte limite à l'ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. On distingue 3 cas de fissuration :

- Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments qui sont situés dans des locaux couverts où aucune vérification n'est nécessaire.

- **Fissuration préjudiciable :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\} \text{ (Art A.4.5,33 BAEL91)}$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

C'est le cas des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\} \text{ (Art A.4.5,34 BAEL91)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (LS)

$\eta = 1.6$ pour les aciers haute adhérence (HA)

- g) **Protection d'armatures : (Art A.7.1 BAEL91) :**

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

- **5cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

- **3 cm** pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

- **1 cm** pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Chapitre II

Présentation de l'ouvrage

II. 1. Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement de notre projet. Dans ce chapitre, nous allons pouvoir pré-dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse (poutre les poteaux les voiles ...)

Ce pré-dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure. Et pour cela on se réfère aux :

- Le règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003) pour le pré-dimensionnement
- Le document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Le béton armé aux états limites (BAEL91)

II. 2. Les planchers :

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées qui seront à leur tour disposées suivant la petite portée.

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec : h_t : Hauteur totale du plancher (épaisseur du corps creux et de la dalle de compression).

L_{max} : Portée libre maximale des poutrelles.

On a : $L_{max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$

$L_{max} = 29.5 \text{ m}$

$$ht \geq \frac{295}{22.5} = 13.11 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur du plancher : **$ht = 20 \text{ cm}$** soit un plancher (16 + 4)

Cette hauteur valable pour toute les étages.

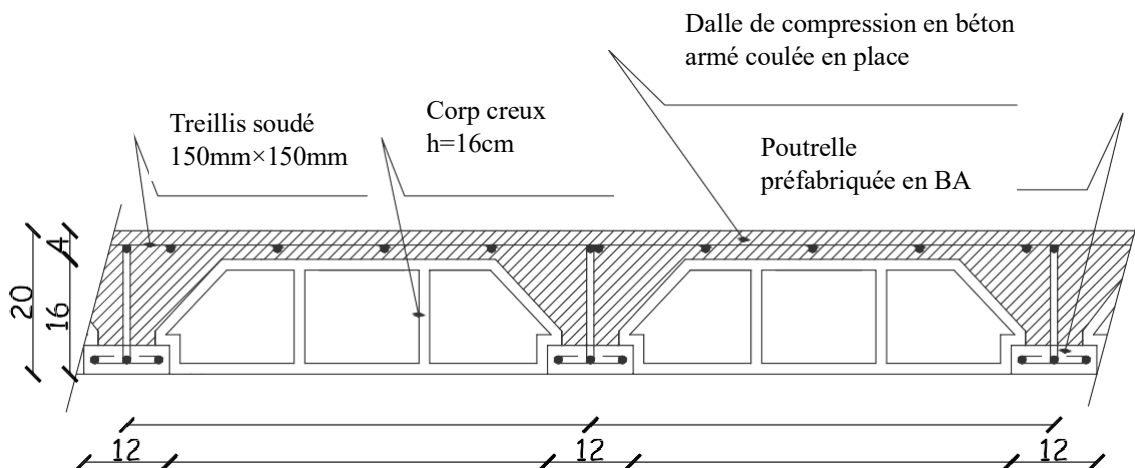


Figure II.1 : schéma descriptif d'un plancher courant

II. 3. Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, ayant un rôle la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux, voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont

- Hauteur des poutres :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

- Largeur des poutres :

$$0.4 h_p \leq b \leq 0.7 h_p$$

Avec :

h_p : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L_{max} : portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

A. Les poutres principales :

$$L_{max} = 520 - 25 = 495 \Rightarrow \frac{495}{15} \leq h_p \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33 \leq h_p \leq 49.5$$

On prend : **$h_p = 35 \text{ cm}$**

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

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

B. Les poutres secondaires :

$$L_{max} = 320 - 25 = 295 \text{ cm} \Rightarrow \frac{295}{15} \leq h_p \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19.66 \leq h_p \leq 29.5$$

On prend : **$h_p = 30 \text{ cm}$**

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 25 \text{ cm}$**

➤ Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003) :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

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

	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
Hauteur : h_p (cm)	$35 \geq 30$	$30 \geq 30$	Vérifier
Largeur : b (cm)	$30 \geq 20$	$25 \geq 20$	Vérifier
Hauteur / largeur	1.16	1.2	Vérifier

Tableau II.1 : Vérification (Art 7-5-1 RPA99 Version 2003)

C. Poutre de chainages :

$$320 - 25 = 295 \text{ cm}$$

$$\frac{295}{15} \leq Hch \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19.66 \text{ cm} \leq Hch \leq 29.5 \text{ cm}$$

Hch=30cm \geq 30 conditions vérifiée

$$0.4 \times 3 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

b=20cm \geq 20 condition vérifiée

Conclusion : on adoptera les dimensions suivantes :

- ✚ (30×35) pour les poutres principales
- ✚ (25×30) pour les poutres secondaires
- ✚ (20×30) pour les poutres chainages

II. 4. Les dalles pleines :

L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui) pour les balcons est donnée par la formule suivante : $\frac{l}{20} \leq ep \leq \frac{l}{15}$

l : la portée libre

e_p : l'épaisseur de la dalle

$$\frac{120}{20} \leq ep \leq \frac{120}{15} \Rightarrow 6 \text{ cm} \leq ep \leq 8 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur de **$ep = 15 \text{ cm}$**

II. 5. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en Supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : **$N_s = G + Q$**

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $Ap \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A_p La section transversale du poteau le plus sollicité.

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

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

5.1. Calcul de la surface d'influence :

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

Avec : $S1 = S2 = S3 = S4$

$$S = (2.45 \times 1.525) \times 4$$

$$S = 14.95 \text{cm}^2$$

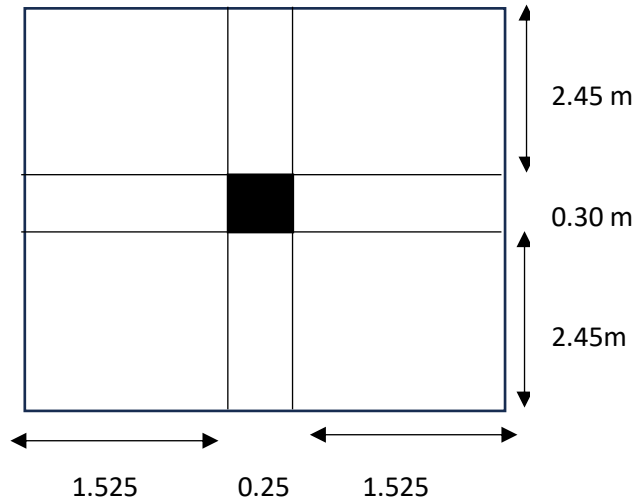


Figure II.2 : localisation du poteau le plus sollicitée

μ

5.2. Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au **DTRB.C.2.2.**

▪ **Charges permanentes:**

On a la charge $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

➤ Plancher terrasse inaccessible à corp creux : **figure 03**

N°	Elements	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	17	0,05	0,85
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Béton en forme de pente	22	0,06	1,32
4	Feuille de polyrâne	/	/	0,01
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Dalle en corps creux	14	(16+4)	2,80
7	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
				G = 5,46 KN/m²

Tableau II.2 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

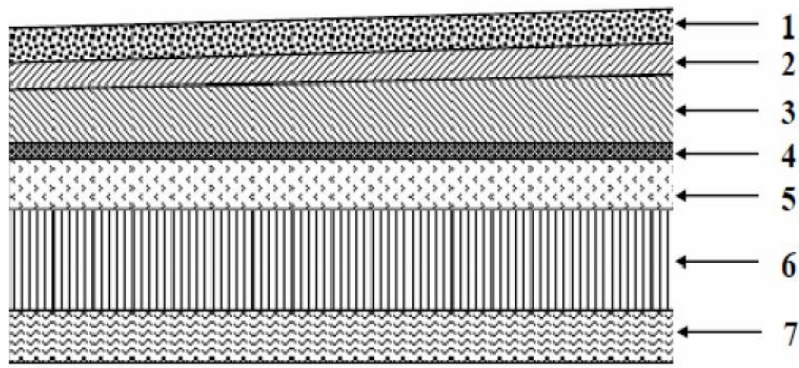


Figure II.3 : élément constituant le plancher terrasse

➤ Plancher étage courant :

N°	Eléments	Poidsvolumique(KN/m ³)	Epaisseur(m)	ChargesG (KN/m ²)
1	Revêtement en Carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,03	0,54
4	Dalle en corps creux	14	0,20	2,80
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
6	Cloisons des eparation Interne	9	0,10	0,90
				G= 5,28KN/m²

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.

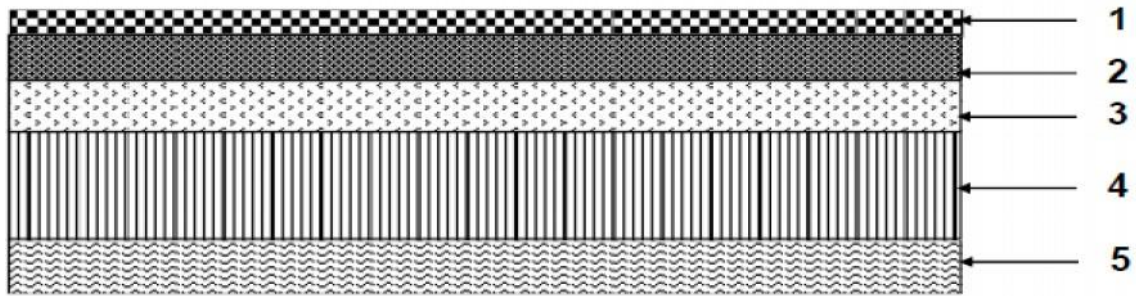


Figure II.4 : élément constituant le plancher (étage courant)

➤ Dalle pleine :

N°	Eléments	Poids volumique (K N/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,04	0,72
4	Dalle pleine en béton	25	0,15	3,75
5	Enduit en mortier ciment	22	0,02	0,44
				G = 5,75 KN/m²

Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments en dalle pleine

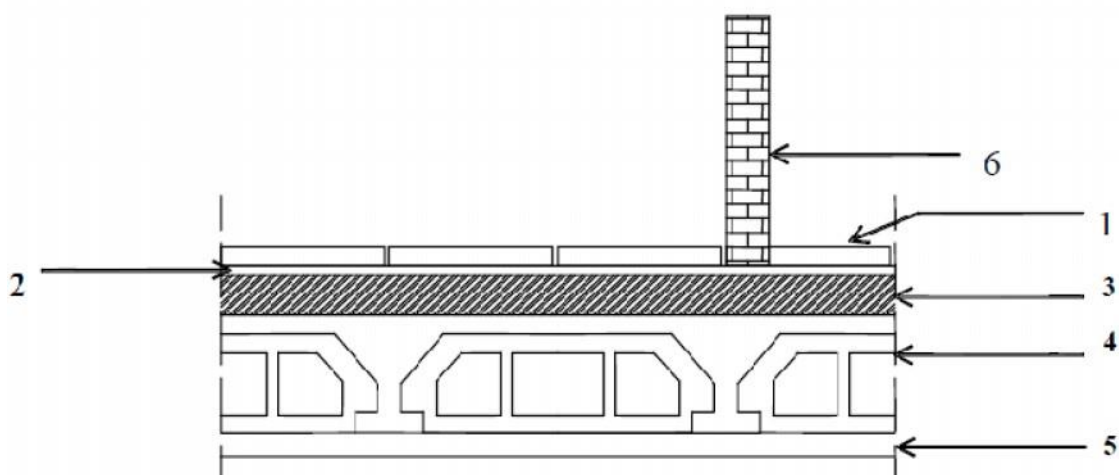


Figure II.5 : élément constituant la dalle pleine

➤ Maçonnerie :

a. Mur extérieur :

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	22	0,02	0,44
2	Brique creuse	9	0,1	0,90
3	Lame d'air	-	0,05	-
4	Briques creuses	9	0,10	0,90
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G= 2,44KN/m²

Tableau II.5 : Caractéristiques des éléments du mur extérieur

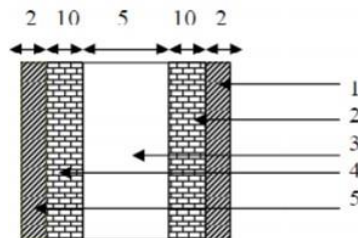


Figure II.6 : coupe verticale d'un mur extérieur

b. Mur intérieur :

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
2	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
4	Briques creuses	9	0,10	0,90
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G= 1,3KN/m²

Tableau II.6 : Caractéristiques des éléments du mur intérieur

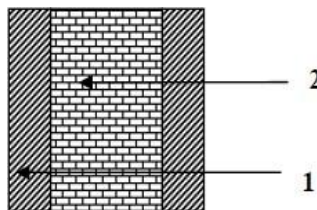


Figure II.7 : coupe verticale d'un mur intérieur

- **Charge d'exploitation :**

Eléments	Surcharges en KN/m ²
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
RDC	1.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.7 : surcharges d'exploitation des différents éléments.

5.3. Calcul de l'effort normal :

- **Poids propre des poutres :**

Poutres principales : $G_{pp} = (0.30 \times 0.35) \times (2.45 + 2.45) \times 25 \Rightarrow G_{pp} = 12.86 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $G_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times (1.525 + 1.525) \times 25 \Rightarrow G_{ps} = 5.72 \text{ KN}$

D'où : $G_t = 12.86 + 5.72 = 18.58 \text{ KN}$

- **Poids propre des planchers :**

Plancher terrasse inaccessible : $G_p = 14.95 \times 5.46 \Rightarrow G_p = 81.63 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $G_{pe} = 14.95 \times 5.28 \Rightarrow G_{pe} = 78.94 \text{ KN}$

- **Poids propre des poteaux :**

Poteaux RDC : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \Rightarrow G_p = 4.78 \text{ KN}$

Poteaux d'étage courant : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \Rightarrow G_p = 4.78 \text{ KN}$

Poteaux de sous-sols : $G_p = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times 4.06 \Rightarrow G_p = 6.37 \text{ KN}$

- **Les charges d'exploitations :**

- Terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 14.95 = 14.95 \text{ KN}$

- Plancher étage courant et RDC : $Q_1 = 1.5 \times 14.95 = 22.43 \text{ KN}$

- Sous sols : $Q_3 = 2.5 \times 14.95 = 37.375 \text{ KN}$

- **La loi de dégression des surcharges:**

Elles 'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ,où les occupations des divers niveaux peuvent être considérer comme indépendantes. Pour les bâtiments à

usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression des surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

$$\Sigma Q = Q_0$$

$$\Sigma Q = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma Q = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

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

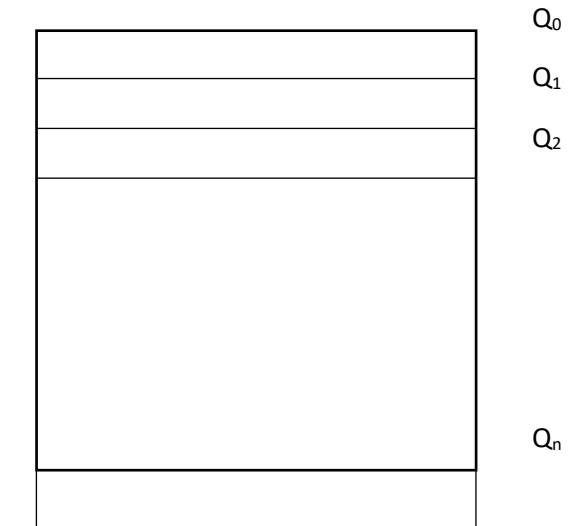


Figure II.8 : loi de dégression des surcharges

Pour $n \geq 5$ $\Sigma Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots + Q_n$

▪ **Calcul :**

Etage5 : $Q_0 = 14.95$

Etage 4: $Q_0 + 0.95(22.43 + 22.43) = 57.57\text{KN}$

1Etage3 : $Q_0 + 0.9 (22.43 + 22.43 + 22.43) = 75.51 \text{ KN}$

Etage2 : $Q_0 + 0.85(22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43) = 91.21 \text{ KN}$

Etage1 : $Q_0 + 0.8(22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43) = 104.67 \text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0.75(22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43) = 115.88\text{KN}$

Sous sols : $Q_0 + 0.7(22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43 + 22.43 + 37.375) = 135.32\text{KN}$

▪ *Dimensionnement des poteaux :*

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges.

Niveau	G Poutres(KN)	G Planchers (KN)	G Poteaux (KN)	G total (KN)	G cumulée(KN)	Q (KN)	Q cumulée(KN)	N _s =G +Q (KN)	S= $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Choix de la section (cm ²)
5	18.58	81.63	4,78	104.99	104.99	14.95	14.95	119.94	79.96	30×30
4	18.58	78.94	4,78	102.3	207.29	22.43	57.57	264.86	176.57	30×30
3	18.58	78.94	4,78	102.3	309.59	22.43	75.51	385.1	256.73	30×30
2	18.58	78.94	4,78	102.3	411.89	22.43	91.21	503.1	335.4	35×35
1	18.58	78.94	4,78	102.3	514.19	22.43	104.67	618.86	412.57	35×35
RDC	18.58	78.94	4,78	102.3	616.49	74.75	115.88	732.37	488.25	35×35
Sous sol	18.58	78.94	6.37	103.89	720.38	74.75	135.31	855.69	570.46	35×35

5.4. Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

On voit bien que les dimensions imposées par le règlement parasismique algérien, qui sont les suivantes :

$$(b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$h_e(\text{sous-sols})=255\text{cm}$$

$$h_e(\text{RDC, Etage courant})=291\text{cm}$$

$$b_1 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{255}{20} = 12.75 \text{ cm} \quad b_1 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{291}{20} = 14.55 \text{ cm},$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{40} = \frac{35}{35} = \frac{30}{30} = 1$$

5.5. Vérifications des poteaux au flambement :

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

Afin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élancement λ des poteaux selon la formule suivante :

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

l_f : longueur de flambement des poteaux

$$i = \sqrt{\frac{l}{5}} = \sqrt{\frac{hb^3/12}{hb}}$$

i: rayon de giration

Donc :

$$\begin{aligned} \text{RDC} : lf &= 0.7 \times 291 = 209.7 \text{ cm} \\ \text{étage courant} : lf &= 0.7 \times 291 = 209.7 \text{ cm} \\ \text{sous - sol} : lf &= 0.7 \times 255 = 178.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

D'où :

$$\begin{aligned} \text{poteau (35} \times \text{35)} : \lambda &= \frac{178.5}{10.10} = 17.67 < 50 \\ \text{poteau (35} \times \text{35)} : \lambda &= \frac{209.7}{10.10} = 20.56 < 50 \\ \text{poteau (30} \times \text{30)} : \lambda &= \frac{209.7}{8.66} = 24.21 < 50 \end{aligned}$$

Conclusion :

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

Les poteaux de sous-sols et Rdc sont : (35*35)

Les poteaux d'étage 1 et 2 sont : (35*35)

Les poteaux d'étage 3, 4 et 5 sont : (30*30)

5.6. les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

$$a \geq \frac{he \text{ max}}{20}$$

$$he \text{ max} = h - h_{\text{planchée}}$$

$$he \text{ max} = 306 - 20$$

$$he \text{ max} = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

$$\mathbf{a = 20 \text{ cm}}$$

• Calcul de la longueur minimale de voile :

La longueur (L) des voiles doit être au moins égale à quatre (04) fois son épaisseur (Art 7.7.1 de RPA99 /2003)

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4 * 20 \Rightarrow L \geq 80 \text{ cm}$$

Donc on opte pour les dimensions suivantes :

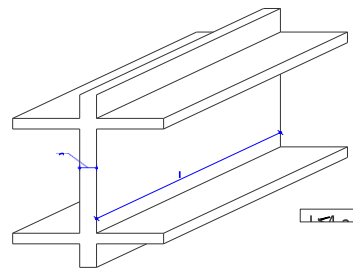
- Epaisseur de voile : $a = 20\text{cm}$
- Longueur minimale de voile : $L \geq 80 \text{ cm} = 0,8\text{m}$

Conclusion :

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **20cm**.

Figure II.9 : coupe de voile en élévation Source :

RPA 99 version 2003 (fig.7.7)



Chapitre III

*Calcul des éléments
Secondaires*

1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité a un niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal du à son poids propre (G).
- Un moment du à la surcharge(Q).

IL a pour rôle de:

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades

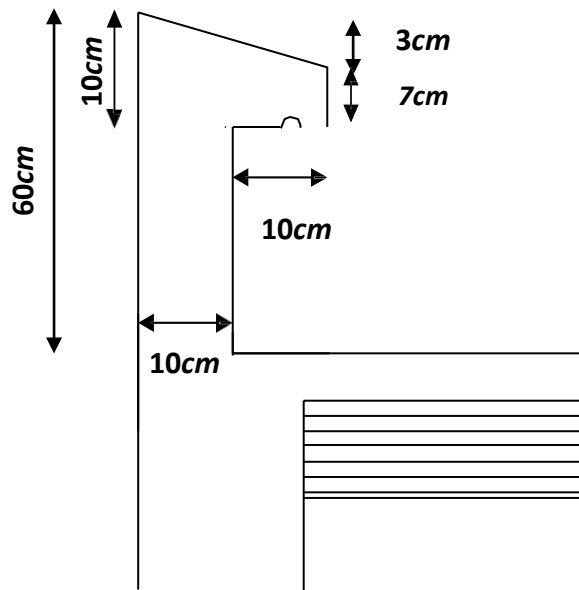


Figure III-1 Coupe verticale de l'acrotère.

- Schéma statique de l'acrotère:

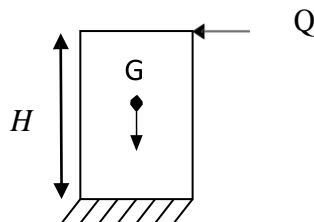


Figure III-2 : Schéma statique de l'acrotère.

2. Calcul des sollicitations :

a) Evaluation des charges

✚ Poids propre de l'acrotère

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{beton} \times 1m$$

Avec:

S_{acr} :Section transversal de l'acrotère.

$\rho_{béton}$:Masse volumique du béton= $25kN/m^3$

$$G=[(0.6 \times 0.1)+(0.07 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2})] \times 25 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

🚧 Surcharge d'exploitation

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

b) Les sollicitations

Effort normal dû au poids propre G

$$N_G=G \times 1ml=1.713 \times 1=1.713 \text{ KN}$$

Effort tranchant dû à la surcharge Q

$$T_Q=Q \times 1ml=1 \text{ KN}$$

Moment de renversement dû à Q

$$M_Q=Q \times H \times 1ml=1 \times 0.6 \times 1=0.6 \text{ KN.m}$$

Moment de flexion dû à G

$$M_G = 0$$

c) Diagrammes des efforts internes

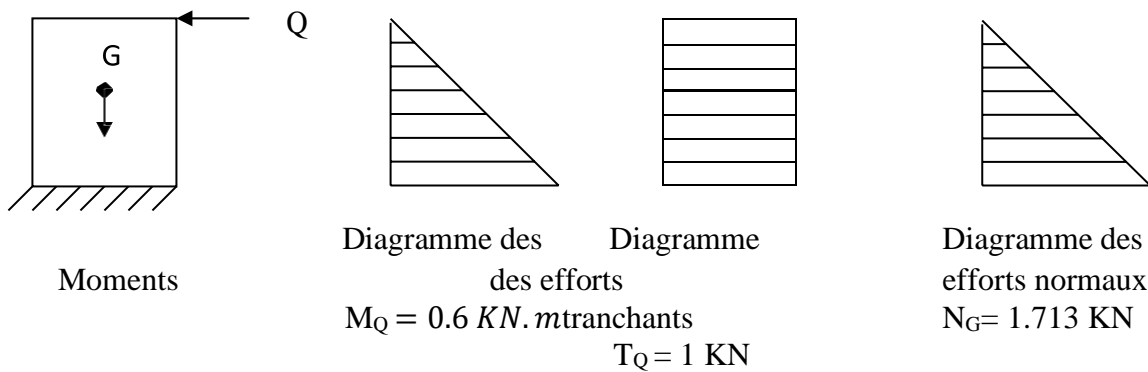


Figure III-3 Diagrammes des efforts internes.

d) Combinaison de charge

- À l'ELU:La combinaison est: $1.35G+1.5Q$

$$N_U= 1.35N_G=1.35 \times 1.713 =2.31 \text{ KN}$$

$$M_U= 1.35M_G= 1.35 \times 0.6 =0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U=1.5T_Q=1.5 \times 1 =1.5 \text{ KN}$$

- À l'ELS: La combinaison est: $G + Q$

$$N_s = N_G = 1.713 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$$

3. Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ». Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS

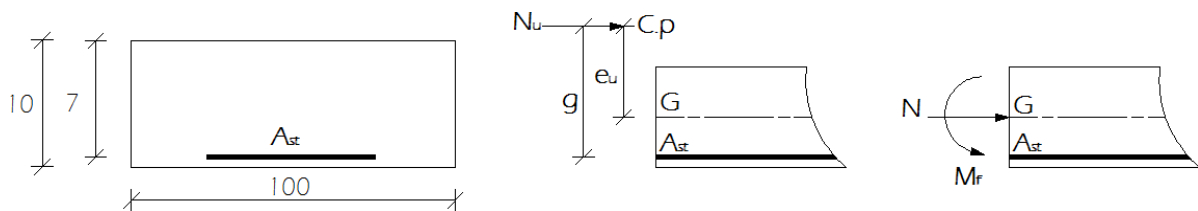


Figure III.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

h: Epaisseur de la section : 10 cm

b: largeur de la section: 100cm

et **c'**: Enrobage: 2cm

d= $h - c$: Hauteur utile : 7 cm

4. Calcul des armatures à l'ELU

- Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.3896 \text{ m} = 38.96 \text{ cm}$$

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

$$e_u > a$$

a : la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendu

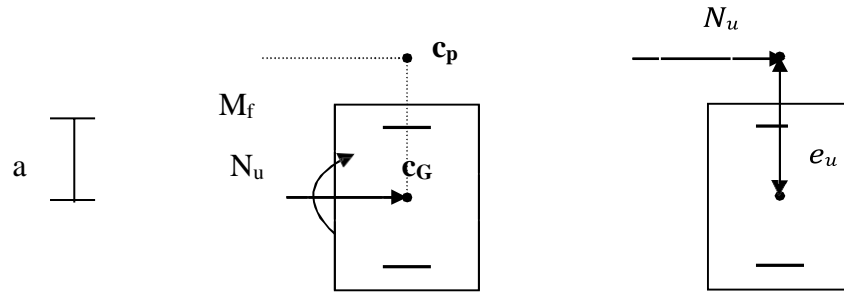


Figure III.5 : Position du centre de pression.

Remarque :

Le centre de pression (cp) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :

M_u : Moment du a la compression

N_u : Effort de compression

e_u : L'excentricité

Donc, l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif (M_f), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

• **Calcul en flexion simple**

➤ **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u(0.5h - c) = 0.9 + 2.31(0.5 \times 0.1 - 0.03) = 0.946 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.946 \times 10^5}{10 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0136$$

$$\mu_u = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \ll \text{Section simplement armée donc } A_{sc} = 0 \gg$$

$$\mu_u = 0.0135 \rightarrow \beta = 0.993$$

➤ **Armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^5}{0.993 \times 7 \times 348 \times 10} \approx 0.39 \text{ cm}^2$$

- **Calculen flexion composée**

- **La section des armatures réelles**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

5. Vérification à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL91/Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \quad (\text{pratiques du BAEL, P 199})$$

Avec :
$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.713} = 35.02 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35.2 - 0.455 \times 7}{35.2 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ELU}} = 0.32 \text{ cm}^2$. La condition n'est pas vérifiée.

La section d'armatures donnée pas la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$A_{st} = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$. Soit: $A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq 1/3 A_{\text{adoptée}} = 0.84 \text{ cm}^2$. Soit: $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Vérification au cisaillement (BAEL91/Art A.5.1,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \overline{\min} \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres(BAEL91/Art6.1.3)

$$\tau_{es} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{es}$$

$$\bar{\tau}_{es} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ Avec : aciers haute adhérence } \rightarrow \Psi_s = 1.5 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{es} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{es} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée ,il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.

d) Ancrage des barres(BAEL91/Art6.1.221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400et pour $f_{t28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur des cellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante:

$$l_s = \varphi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \varphi \frac{f_e}{4 \times (0.6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2)} = 8 \frac{400}{4 \times (0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 28.2 \text{ cm}$$

Donc le scellement droit est prise égale à: $l_s = 30 \text{ cm.}$ de longueur

e) Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

Armatures principales: $S_t = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

Armatures de répartition: $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 15 \text{ cm.}$ La condition est vérifiée.

6. Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux a gent atmosphériques(intempéries...).La fissuration est donc considérée préjudiciable.

Contraintes dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{4} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

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

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

Avec : $\rho = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.360; \beta_1 = 0.907; K_1 = 38.76$.

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.65 \text{ MPa}$$

$$37.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée. Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

Contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

✚ Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/ version 2003.Art6.2.3) [2]

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule:

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

A: Coefficient d'accélération de zone dans notre cas: zone Iia ,groupe d'usage 2
A=0.25

C_p :Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varie entre 0.3 et 0.8

Éléments en console: $C_p = 0.8$

W_p :Poids de l'acrotère $W_p = 1.713 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.713 = 1.37 > Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

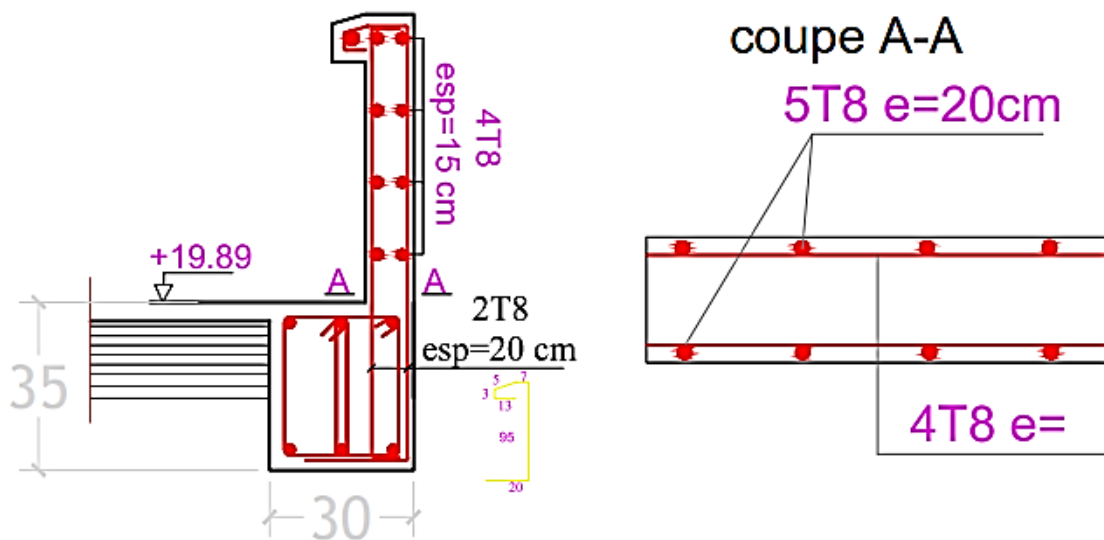
Conclusion :

Le ferrailage pour l'acrotère est le suivant:

.Armatures principales:5HA8/ml($S_t=20\text{cm}$).

.Armatures de répartition:4HA8($S_t=15\text{cm}$).

Ferrailage de l'acrotère

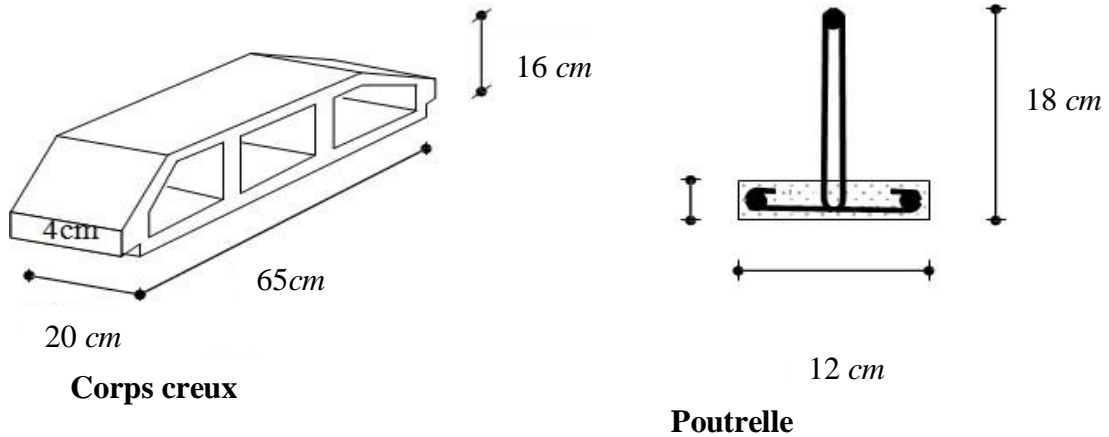


III. Les planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour un seul type de plancher à usage d'habitation.

Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm.



➤ **Plancher étages courants et RDC**

1. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 4cm, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance **TLE 520** ayant pour but :

- Limite les risques de fissurations par retrait.
- Résistera aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

20cm pour les armatures \perp aux poutrelles. } (BAEL91/ArtB.8.6,423).
 33cm pour les armatures // aux poutrelles. }

1-Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A \geq \frac{4.L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \frac{0.5\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad \text{Avec : } L' = 65\text{cm}.$$

Nous adaptons: $5T6 = 1.41\text{cm}^2$

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

2-Armatures parallèles aux poutrelles

$$A \geq \frac{A}{2} \cdot \frac{1.41}{2} = 0.705\text{cm}^2/\text{ml}$$

On prend: $5T6 = 1.41\text{cm}^2$

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

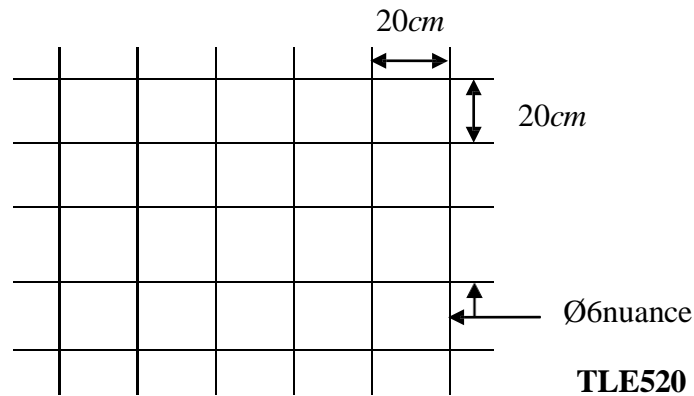


Figure III-6 Schéma du treillis soudé.

3- Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

Etape1: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l’ouvrier. La section est estimée à (4 x12) cm².

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres et mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

A-Chargement

- Poids propre de la poutrelle : 0.12x0.04x25.....0.12kN/ml ;
- Poids du corps creux: 0.65x0.95... 0.62 kN/ml ;
- Surcharge due à l’ouvrier:..... 1.00kN/ml.

Charge permanente: G=0.74kN/ml.

Charge d’exploitation:Q=1kN/ml.

4- Calcul à L’ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable(l = 4.02m).

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

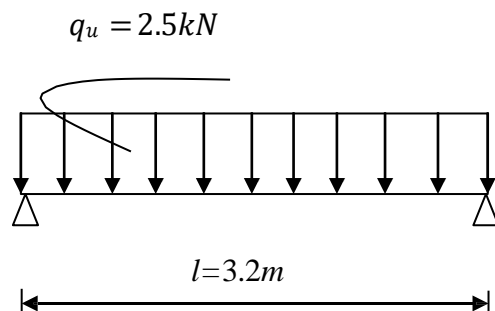
$$q_u = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{(q_u) \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.2)^2}{8} = 3.2 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l’effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 3.2}{2} = 4 \text{ kN.}$$



Soit :

c : l'enrobage (c=2cm).

d = h - c : la hauteur

utile. d = 4 - 2 = 2 cm.

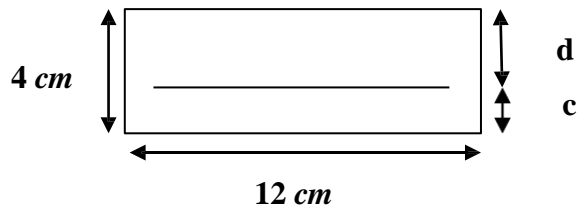


Figure III-7 : Section de la poutrelle

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.2 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 4.69$$

$\mu=4.69 > \mu_1=0.3920 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

Conclusion:

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espace entre étais : 80 à 120cm).

Etape2:Après coulage de la dalle de compression

Après coulage ,la poutrelle travaille comme une poutre continue en T ,les appuis derives sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.

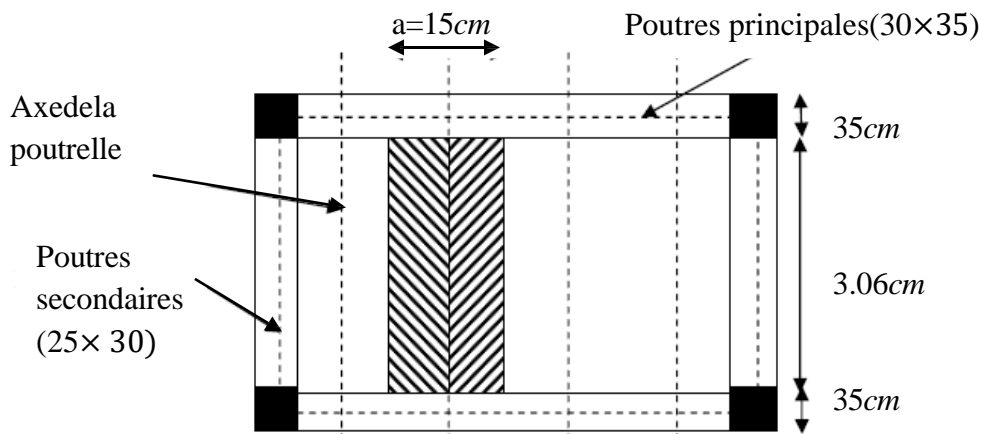


Figure III-8 Surface revenant aux poutrelles.

a) Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/ArtA.4.1,3)

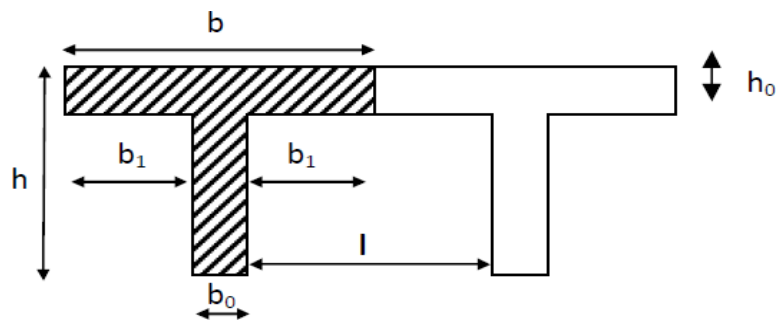


Figure III-9 : Construction de la section en T.

Avec:

L: La plus grande portée libre de la poutrelle (*L*=330cm).

l: distance entre deux faces voisines de deux poutrelles (*l*=65-12=53cm).

*b*₁: Largeur de l'hourdis (*b*₁= ?).

*b*₀: Largeur de la poutrelle (*b*₀=12cm).

*h*₀: Epaisseur de la dalle de compression (*h*₀=4cm).

- **Largeur de la table à mi-travée:**

La largeur (*b*₁) de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 = \min\left(\frac{330}{10} ; \frac{65 - 12}{2}\right) = 26.5 \text{ cm}$$

- **Poids des planchers repris par la poutrelle**

Planchers	G(kN/ml)	Q(kN/ml)
Plancher étage courant	5.28×0.65=3.432	1.5×0.65=0.975

Tableau III.1 : Poids des planchers repris par la poutrelle

- **Combinaison de charges**

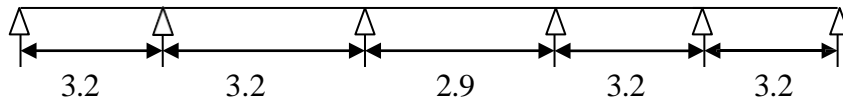
Planchers	ELU(1.35G+1.5Q)(kN/ml)	ELS(G+Q)(kN/ml)
Plancher étage courant	6.095	4.407

Tableau III.2 : combinaison de charges (plancher)

b) D.Détermination des efforts internes

1^{er} cas :

La poutrelle à étudier comportant cinq travées



1- Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que

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

A. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) La charge d'exploitation $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ kN/m}^2\}$.

$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 2 \times 3.432 = 6.864 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2) La fissuration est non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3.2}{3.2} = 1 \\ \frac{3.2}{2.9} = 1.10 \\ \frac{3.2}{3.2} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire 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 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.

5- Exposé de la méthode :

▪ **Calcul du rapport de charge α :**

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation,

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

▪ **Calcul des moments fléchissant:**

Soit: M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison:

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

l : longueur entre appuis.

M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite

M_t = moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

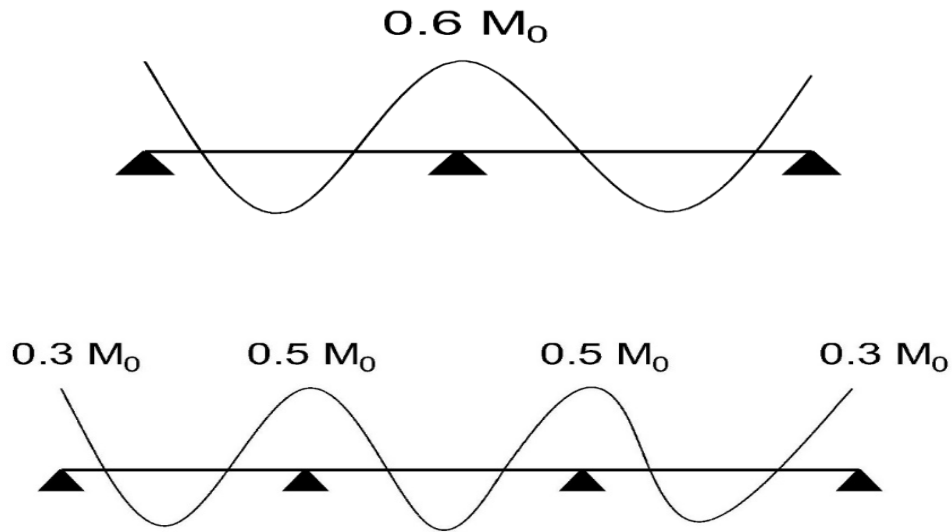
$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

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

La valeur de chaque moments intermédiaire doit être au moins égale à :

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

- $0,3M_0$ pour les appuis de rives



Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (6) appuis.

✚ Application de la méthode forfaitaire:

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.095 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments isostatiques:

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6.095 \times 2.9^2}{8} = 6.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis:

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(7.8) = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{01}; M_{02}) = 0,5(7.8) = 3.9 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4\max(M_{02}; M_{03}) = 0,4(7.8) = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4\max(M_{03}; M_{04}) = 0,4(7.8) = 3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5\max(M_{04}; M_{05}) = 0,5(7.8) = 3.9 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3(7.8) = 2.34 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées:

Étude de la travée AB: (travée de rive AB=EF)

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 5.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 4.93 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = M_t^{EF} = 5.19 \text{ KN.m}$

Étude de la travée BC: (travée intermédiaire BC=DE)

$$M_t^{BC} \geq \max \{ 1.05M_{02} ; (1+0.3\alpha)M_{02} \} - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 4.15 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = M_t^{DE} = 4.81 \text{ KN.m}$

Étude de la travée CD:(travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max \{1.05M_{03} ; (1+0.3\alpha) M_{03}\} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 3.70\text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq 3.45\text{KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = 3.70\text{KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \begin{cases} V_w = \frac{qul_i}{2} \\ V_e = \frac{qul_i}{2} \end{cases}$$

Avec: V_w :effort tranchant à gauche de l'appui . V_e :effort tranchant à droite de l'appui.

- **A PELU :**

Travée de rive(AB ; EF):

$$T_A = T_E = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.9-2.34}{3.2} = 7.80\text{KN.m}$$

$$T_B = T_F = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -11.70\text{KN.m}$$

Travée de rive(BC ; DE):

$$T_B = T_D = qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = 6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.12-3.9}{3.2} = 7.51\text{KN.m}$$

$$T_C = T_E = -qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = -11.94\text{KN.m}$$

Travée de rive(CD):

$$T_C = qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = 6.095 \frac{2.9}{2} + \frac{-3.12-3.12}{2.9} = 6.68\text{KN.m}$$

$$T_D = -qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = -10.99\text{KN.m}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
$M_w(KN.m)$	3.9	3.12	3.12	3.9	2.24
$M_e(KN.m)$	2.24	3.9	3.12	3.12	3.9
$T_w(KN)$	7.80	7.51	6.68	7.51	7.80
$T_e(KN)$	-11.70	-11.94	-10.99	-11.94	-11.70

Tableau III.3 : résultats à l'ELU

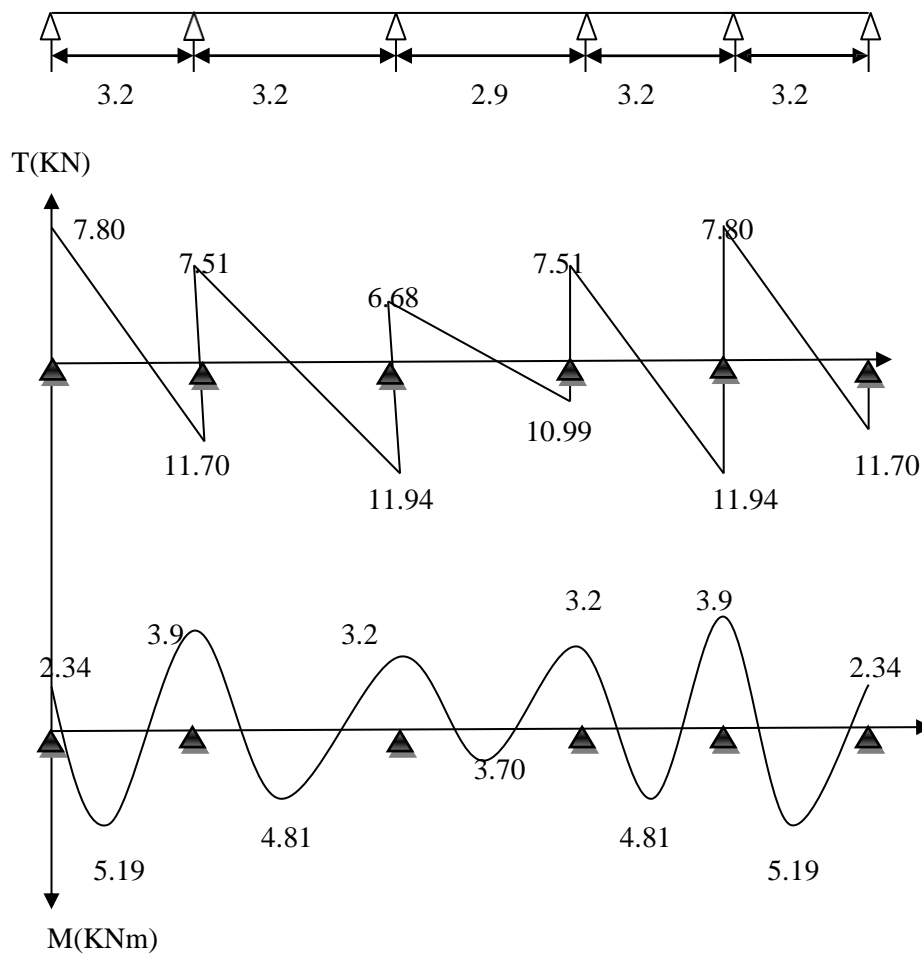
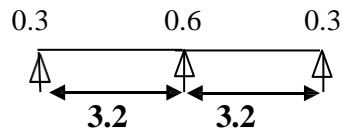


Figure III.10 : Diagramme des efforts internes

2^{ème} cas :

La poutrelle à étudier comportant deux travées



A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.095 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments isostatiques:

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.8 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis:

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(7.80) = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,6(7.80) = 4,68 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3M_{02} = 0,3(7.8) = 2.34 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées:

Étude de la travée AB=BC

$$M_t^{AB} \geq \max \{ 1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01} \} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 4.94 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = 4.94 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_w = \frac{qul_i}{2} \\ V_e = \frac{qul_i}{2} \end{cases}$$

Avec: V_w :effort tranchant à gauche de l'appui. V_e :effort tranchant à droite de l'appui.

- A l'ELU :

Travée de rive(AB=BC) :

$$T_A = qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-4.68 - 2.34}{3.2} = 7.58 \text{KN.m}$$

$$T_B = -qu \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -11.94 \text{KN.m}$$

Travée	A-B	B-C
$M_w(\text{KN.m})$	4.68	2.34
$M_e(\text{KN.m})$	2.34	4.68
$T_w(\text{KN})$	7.58	7.58
$T_e(\text{KN})$	-11.94	-11.94

Tableau III.4 : résultats à l'ELU

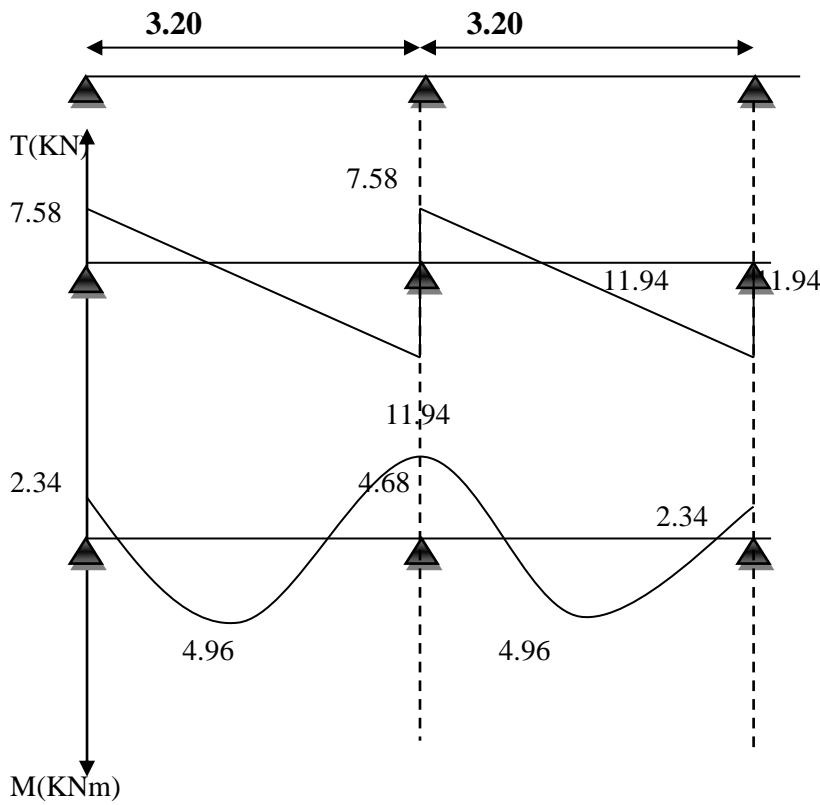


Figure III.11 : Diagrammes des efforts internes

3^{eme} cas

La poutrelle à étudier comportant d'une travée



A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.095 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments isostatiques:

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.095 \times 3.2^2}{8} = 7.80 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis:

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(7.80) = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,3M_{01} = 0,3(7.80) = 2.34 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées:

Étude de la travée AB:

$$M_t^{AB} \geq \max \{1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{MA+MB}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 4.93 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = 5.98 \text{ KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \begin{cases} V_w = \frac{qul}{2} \\ V_e = \frac{qul}{2} \end{cases}$$

Avec: V_w : effort tranchant à gauche de l'appui. V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

- **A P'ELU :**

Travée de rive(AB):

$$T_A = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = 6.095 \frac{3.2}{2} + \frac{-2.34 - 2.34}{3.2} = 8.29 \text{ KN.m}$$

$$T_B = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = -11.21 \text{ KN.m}$$

Travée	A-B
$M_w(KN.m)$	2.34
$M_e(KN.m)$	2.34
$T_w(KN)$	8.29
$T_e(KN)$	-11.21

Tableau III.5: résultats à l'ELU

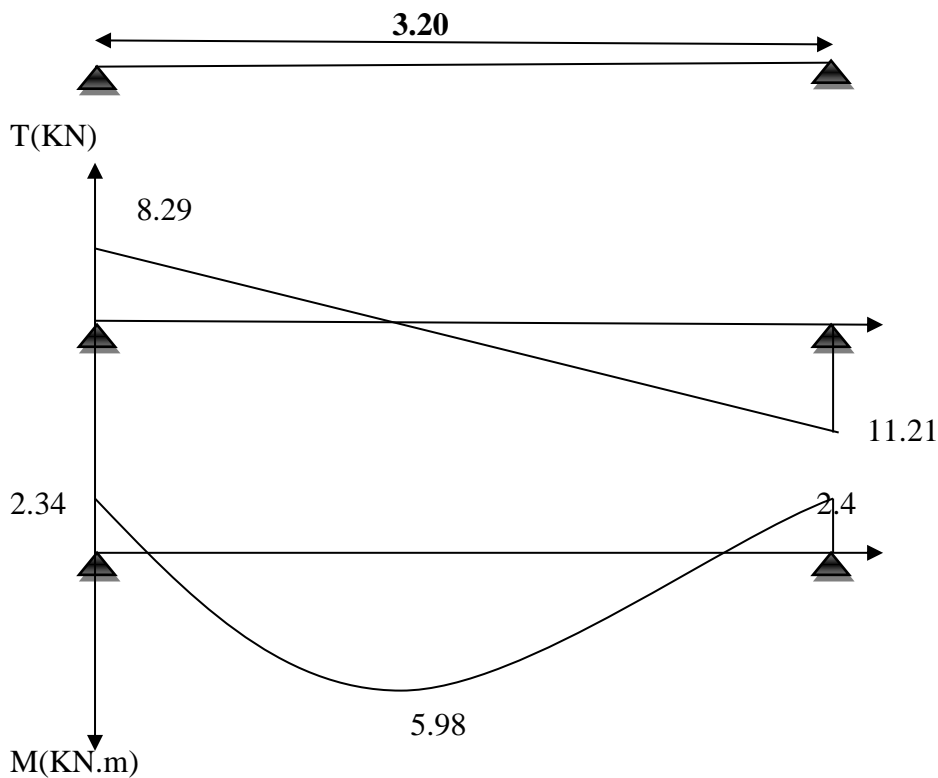


Figure III.12 : Diagrammes des efforts internes

Ferraillage à l'ELU :

Le ferraillage sera calculé avec les moments max entravée et aux appuis.

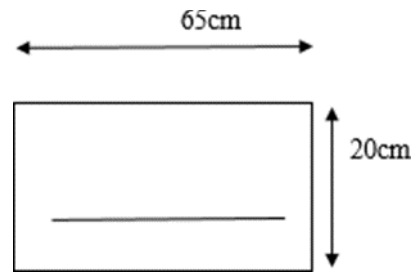
a) Armatures longitudinales:

Les moments max aux appuis et aux travées sont:

$$M_t^{AB} = 5.98 KN.m \quad M_b = 4.68 KN.m$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes:

$$b = 65 cm ; b_0 = 12 cm ; h = 20 cm ; h_0 = 4 cm ; d = 18 cm$$



❖ **Entravée:**

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 6.358 \text{ KN.m} \llll M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion:

La section se calcule comme une section rectangulaire de (65x20) cm².

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.98 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu = 0.0210 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.020 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.98 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times \frac{400}{1.15}} = 0.96 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10=2.36cm²**

❖ **Aux appuis:**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{bmax}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.69}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.090$$

$$\mu = 0.084 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \gamma_s} = \frac{4.69 \times 10^3}{0.954 \times 18 \times 348} = 0.783 \text{ cm}^2$$

Soit: **2HA10=1.57 cm²**

Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91modifié99) :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} \mid \varnothing_l \mid \frac{b_0}{10} \right)$$

\varnothing_t : diamètre des armatures transversales

\varnothing_l : diamètre des armatures longitudinales

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{20}{35} \mid 8 \mid \frac{12}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min(0,571 \mid 10 \mid 1,2)$$

$$\varnothing_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre 2 \varnothing 8 avec **$A_s = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$**

Espacement des armatures transversales :

Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99)

$$S_t \leq \min \{0,9d \mid 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{16,2 \text{ cm} \mid 40 \text{ cm}\}$$

On prend : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Conclusion :

En travée : **$3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$**

Aux appuis : **$2\text{HA}10 = 1.56 \text{ cm}^2$**

Les armatures transversales : **$2\text{HA}8 = 1.00 \text{ cm}^2$**

6. Vérification à l'ELU:

✚ Condition de non fragilité du béton et de la section minimales:

(ArtB4.2.1BAEL91modifié99)

Calcul de la section minimale:

Aux appuis:

Nous devons vérifier que :

$$A_{st} \min \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 0.261 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Entravée:

Je dois vérifier que:

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 b d f t 28}{f e}$$

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

$$A_{st \min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.36 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL91 modifié 99):

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \text{ avec } T_{max} = 11.94 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11.94 \times 1000}{120 \times 180} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

✚ Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres : (Art 6.1.3 BAEL91 modifiée 99)

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ coefficient scellement HA}$$

- Aux appuis:**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 2 \times 3.14 \times 8 = 50.24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.94 \times 10}{0.9 \times 18 \times 5.024} = 1.467 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.467 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **En travée:**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.94 \times 10}{0.9 \times 18 \times 7.536} = 0.978 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.978 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **L'influence de l'effort tranchant a niveau des appuis:**

(ArtA5.1.313;BAEL91modifiée99)

• **Appuis de rive :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \text{ avec : } a_0 = 0.9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 11.94 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \text{ avec : } a_0 = 0.9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 11.94 \text{ KN} < T = 129.6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures:(A.5.1.312BAEL91modifié99)**

• **Appuis de rive :**

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(11.94 - \frac{2.34 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.007$$

$$A = -0.007 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.00 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaire :**

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(11.94 - \frac{4.68 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.048$$

$$A = -0.048 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

✚ **Ancrage des armatures:(longueur de scellement)(Art6.1.22BAEL91modifié99)**

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

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \quad \text{on prend: } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} ; \text{ Nous adoptons des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } L_c = 16 \text{ cm.}$$

7. Vérification à l'ELS:

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS.

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,095 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4,407 \text{ KN/ml}$$

Les moments max aux appuis et aux travées sont:

$$M_t^{AB} = 4,32 \text{ KN.m} \quad M_b = 2,82 \text{ KN.m} \quad T_{max} = 8,63 \text{ KN}$$

✚ **État limite d'ouverture des fissures:**

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures lon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié99).

✚ **État limite de compression du béton :**

En travée :

$$M_t^{\max} = 4,32 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers:

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,51}{12 \times 18} = 0,70 \beta_1 = 0,878$$

$$K_1 = 25,98$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4,32 \times 10^{-3}}{0,878 \times 0,18 \times 1,51 \times 10^{-4}} = 181,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 181,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton:

La fissuration peu nuisible donc il doit satis faire la condition suivante:

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = 6.96MPa$$

$$\sigma_b = 6.96 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 15MPa \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis:

$$M_b^{max} = 3.48KN.m$$

La contrainte dans les aciers:

$$\rho_2 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 1.56}{12 \times 18} = 0.468 \beta_2 = 0.896$$

$$K_1 = 33.08$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.48 \times 10^{-3}}{0.896 \times 0.18 \times 1 \times 10^{-4}} = 215.77MPa$$

$$\sigma_s = 215.77 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton:

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = 6.52MPa$$

$$\sigma_b = 6.52 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 15MPa \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- ✓ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes

✚ État limite de déformation: (Art AB68.4.24 BAEL91 modifié 99)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu' il est prévu des étais ,on peut ce pendant se dispenser de justifier la flèches il es conditions sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section

L : portée entre nus d'appuis

b₀: largeur de la nervure

d: hauteur utile de la section droite

M₀ : Moment isostatique maximum

M_t: Moment max en travée

$$\frac{20}{320} = 0.09 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifiée}$$

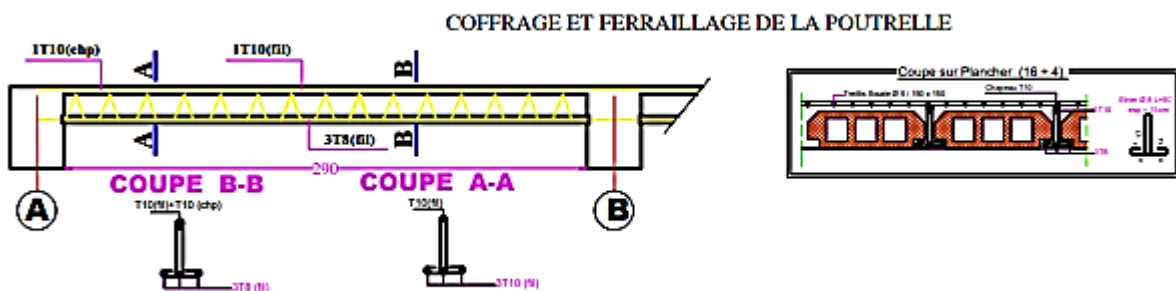
$$\frac{20}{320} = 0.09 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{4.32}{15 \times 5.64} = 0.05 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées ,les armatures calculées à l’Etat Limite Ultime sont suffisantes.

- ❖ Les armatures longitudinales:
En travée: 3HA10=2.36 cm²
Aux appuis: 2HA10=1.57 cm²
- ❖ Les armatures transversales: 2HA8=1,00cm²



III. Introduction

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers, les escaliers + l'acrotère, les balcons et la poutre de chaînage

III. 2. Plancher du sous-sol

1) Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 4cm, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance **TLE 520** ayant pour but :

- Limiter le srisques de fissurations parretrait.
- Résisteraux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes:

$$\left. \begin{array}{l} 20cm \text{ pour les armatures } \perp \text{ aux poutrelles.} \\ 33cm \text{ pour les armatures } // \text{ aux poutrelles.} \end{array} \right\} \text{ (BAEL91/ArtB.8.6,423).}$$

✚ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A \geq \frac{4.L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \frac{0.5cm^2}{ml} \quad \text{Avec : } L' = 65cm.$$

Nous adaptons: **5T6=1.41cm²** Avec un espacement : **S_t=20cm.**

✚ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A \geq A \frac{1.41}{2} = \frac{0.705cm^2}{ml}$$

On prend: **5T6=1.41cm²** Avec un espacement : **S_t=20cm.**

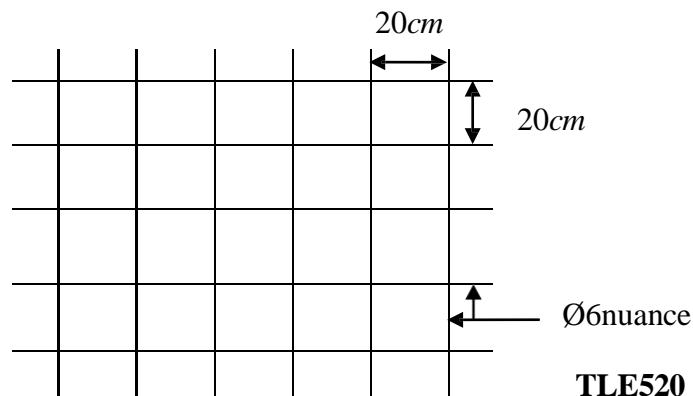


Figure III-13 Schéma du treillis soudé.

2) Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

Étape1: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à (4 x12) cm².

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

A-Chargement

- Poids propre de la poutrelle : 0.12x0.04x25.....0.12kN/ml ;
- Poids du corps creux: 0.65x0.95... 0.62 kN/ml ;
- Surcharge due à l'ouvrier:..... 1.00kN/ml.

Charge permanente: G=0.74kN/ml.

Charge d'exploitation:Q=1kN/ml.

B-Calcul à L'ELU

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable(l = 4.02m).

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

$$q_u = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{(q_u) \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.2)^2}{8} = 3.2 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

C-Ferraillage:

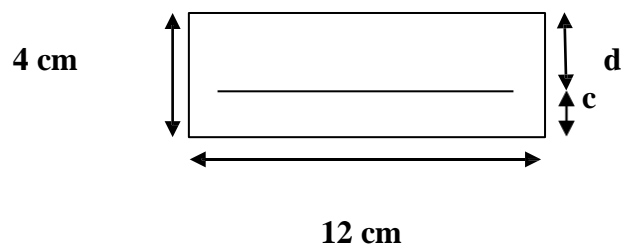
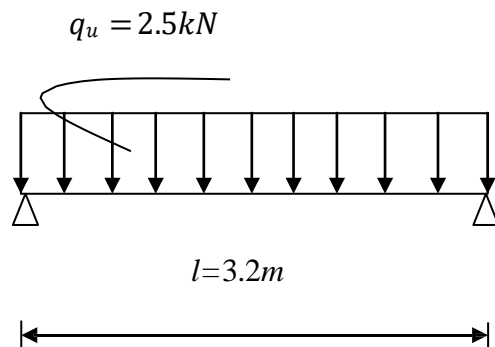
$$V_u = \frac{2.5 \times 3.2}{2} = 4 \text{ kN.m}$$

Soit :

c : l'enrobage (c=2cm).

d = h - c : la hauteur utile.

$$d = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$



$$\mu = \frac{Mu}{bd^2f_{bc}} = \frac{3.2 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 4.70$$

$\mu=4.70 > \mu_1=0.3920 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

Conclusion:

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espace entre étais : 80 à 120cm).

Etape2:Après coulagedela dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, les appuis dérivés sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.

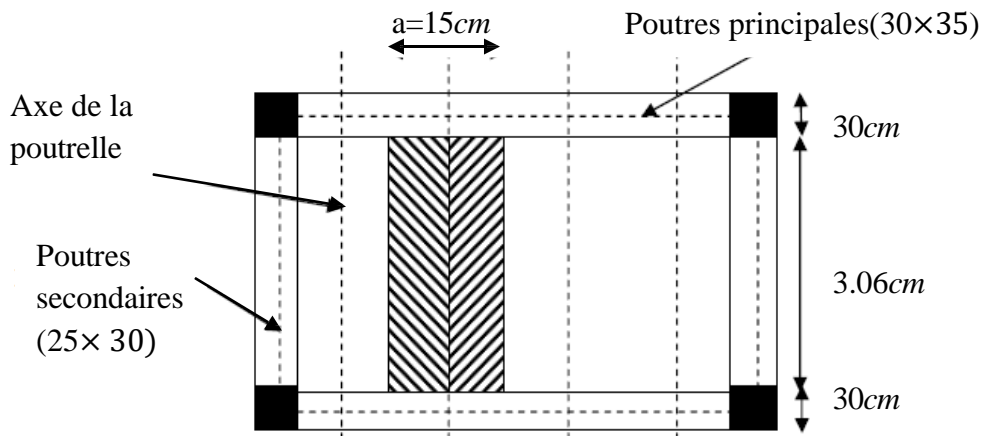


Figure III-14 Surface revenant aux poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/ArtA.4.1,3)

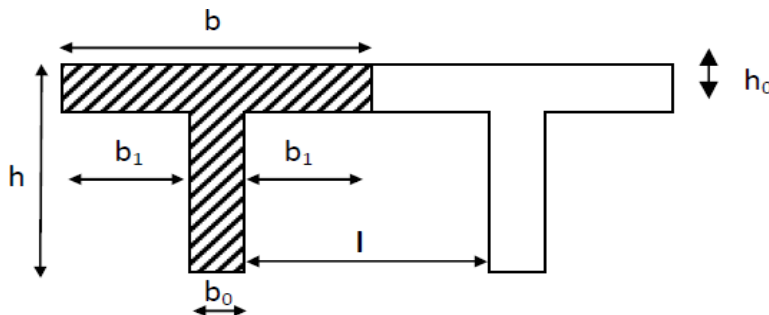


Figure III-15 Construction de la section en T.

Avec:

L : La plus grande portée libre de la poutrelle ($L=330cm$).

l : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ($l=65-12=53cm$).

b_1 : Largeur de l'hourdis ($b_1 = ?$).

b_0 : Largeur de la poutrelle ($b_0=12cm$).

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

- **Largeur de la table à mi-travée:**

La largeur (b_1) de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 = \min\left(\frac{330}{10}; \frac{65 - 12}{2}\right) = 26.5 \text{ cm}$$

B-Poids des planchers repris par la poutrelle

Planchers	G(kN/ml)	Q(kN/ml)
Plancher trasse	$5.46 \times 0.65 = 3.432$	$1 \times 0.65 = 0.65$

Tableau III.6 : Poids des planchers repris par la poutrelle

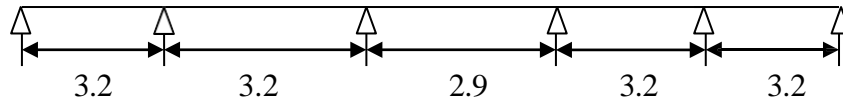
C.Combinaison decharges

Planchers	ELU(1.35G+1.5Q)(kN/ml)	ELS(G+Q)(kN/ml)
Plancher trasse	5.61	4.08

Tableau III.7 : combinaison de charges (plancher trasse)

D. Détermination des efforts internes**1^{er} cas :**

La poutrelle à étudier comportant cinq travées

**3) Choix de la méthode de calcul**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes

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

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire1) La charge d'exploitation $Q \leq \max \{2G, 5 \text{ kN/m}^2\}$. $Q = 5 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 2 \times 3.432 = 6.864 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**2) La fissuration est non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$3.2/3.2=1 \quad ; \quad 3.2/2.9=1.1 \quad ; \quad 2.9/3.2=0.9.$$

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

4) Application de la méthode forfaitaire:**A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 7.07 \text{ kN/ml}$**

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{0.62}{0.62 + 3.432} = 0.15$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.52$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.62$$

Calcul des moments isostatiques:

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{5.61 \times 3.2^2}{8} = 7.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5.61 \times 3.2^2}{8} = 7.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{5.61 \times 2.9^2}{8} = 5.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{5.61 \times 3.2^2}{8} = 7.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{5.61 \times 3.2^2}{8} = 7.18 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis:

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3(7.18) = 2.15 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5(7.18) = 3.6 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4(7.18) = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0,4(7.18) = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \max(M_{04}; M_{05}) = 0,5(7.18) = 3.6 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3(7.18) = 2.15 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées:

Étude de la travée AB:(travée de rive AB=EF)

$$M_t^{AB} \geq \max \{1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01}\} - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 4.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 4.45 \text{KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = M_t^{EF} = 4.62 \text{KN.m}$

Étude de la travée BC : (travée intermédiaire BC=DE)

$$M_t^{BC} \geq \max \{1.05 M_{02} ; (1+0.3\alpha) M_{02}\} - \frac{MB+MC}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 4.29 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 3.75 \text{KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = M_t^{DE} = 4.29 \text{KN.m}$

Étude de la travée CD : (travée intermédiaire)

$$M_t^{CD} \geq \max \{1.05 M_{03} ; (1+0.3\alpha) M_{03}\} - \frac{MC+MD}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 3.32 \text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq 3.08 \text{KN.m}$$

On prend; $M_{CD} = 3.32 \text{KN.m}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(Mi+1)-Mi}{Li}; \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_w = \frac{quli}{2} \\ V_e = \frac{quli}{2} \end{cases}$$

Avec: V_w :effort tranchant à gauche de l'appui . V_e :effort tranchant à droite de l'appui.

- **A l'ELU :**

Travée de rive(AB ; EF):

$$T_A = T_E = qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = 5.61 \frac{3.2}{2} + \frac{-3.6-2.15}{3.2} = 7.30 \text{ KN.m}$$

$$T_B = T_F = -qu \frac{LAB}{2} + \frac{MB-MA}{LAB} = -10.64 \text{KN.m}$$

Travée de rive(BC ; DE):

$$T_B = T_D = qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = 5.61 \frac{3.2}{2} + \frac{-2.87-3.6}{3.2} = 7.03 \text{KN.m}$$

$$T_C = T_E = -qu \frac{LBC}{2} + \frac{MC-MB}{LBC} = -10.88 \text{KN.m}$$

Travée de rive(CD):

$$T_C = qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = 5.61 \frac{2.9}{2} + \frac{-2.8-2.87}{2.9} = 6.16 \text{KN.m}$$

$$T_D = -qu \frac{LCD}{2} + \frac{MD-MC}{LCD} = -10.07 \text{KN.m}$$

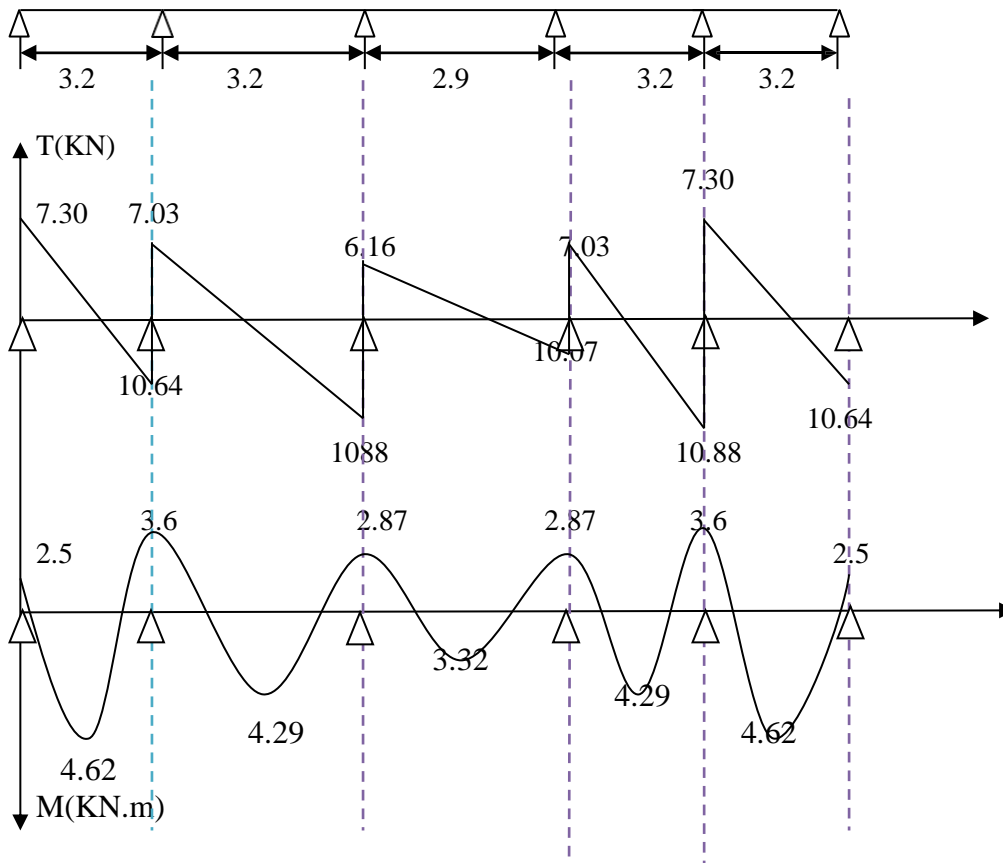


Figure III.16 : Diagrammes des efforts internes

5) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max entravée et aux appuis.

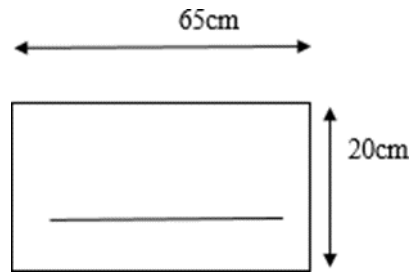
a) Armatures longitudinales:

Les moments max aux appuis et aux travées sont:

$$M_t^{AB} = 4.62 \text{KN.m} \quad M_b = 3.6 \text{KN.m}$$

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

$$b=65 \text{cm} ; b_0=12 \text{cm} ; h=20 \text{cm} ; h_0=4 \text{cm} ; d=18 \text{cm}$$



❖ **Entravée:**

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$$M_0 = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \text{ avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 4,62 \text{ KN.m} \ll \ll \ll M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion:

La section se calcule comme une section rectangulaire de (65×20) cm².

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4,62 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,62 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times \frac{400 \times 10^2}{1,15}} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10=2.36cm²**

❖ **Aux appuis:**

La table étant entièrement tendue ,le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_{bmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,6}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,098 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_s = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \gamma_s} = \frac{5,42 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Soit: $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91modifié99) :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} \mid \varnothing_l \mid \frac{b_0}{10} \right)$$

\varnothing_t : diamètre des armatures transversales

\varnothing_l : diamètre des armatures longitudinales

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{20}{35} \mid 1.2 \mid \frac{12}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min(0,571 \mid 1.2 \mid 1,2)$$

$$\varnothing_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_s = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

✚ Espacement des armatures transversales :

Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99)

$$S_t \leq \min \{ 0,9d \mid 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 16,2 \text{ cm} \mid 40 \text{ cm} \}$$

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

Conclusion :

En travée : $3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales : $2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELU:

✚ Condition de non fragilité du béton et de la section minima les:

(Art B4.2.1BAEL91modifié99)

Calcul de la section minimale:

Aux appuis:

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.261 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.00 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée:

Nous devons vérifier que:

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 b d f_t 28}{f_e}$$

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

$$A_{st \min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = \mathbf{1.412 \text{ cm}^2} < A_{ad} = \mathbf{1.51 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL91 modifié 99):**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \text{ avec } T_{max} = 10.88 \text{ MPa}$$

- **Calcul de contrainte de cisaillement admissible:**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

- **Calcul de contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{10.88 \times 1000}{120 \times 180} = 0.641 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.641 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

✚ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres : (Art 6.1.3 BAEL91 modifiée 99)**

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA

- **Aux appuis:**

$$\sum u_i = n \pi \phi = 2 \times 3.14 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{10.88 \times 10}{0.9 \times 18 \times 62.8} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1.36 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **En travée:**

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.85 \times 10}{0.9 \times 18 \times 9.42} = 0.91 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.91 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **L'influence de l'effort tranchant a un niveau des appuis:(ArtA5.1.313;BAEL91modifiée99)**

- **Appuis de rive :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0d_0} \leq \frac{0.8f_c28}{\gamma b} \text{ avec : } a_0=0,9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0f_c28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max}=13.85 \text{ KN} < T=129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0d_0} \leq \frac{0.8f_c28}{\gamma b} \text{ avec : } a_0=0,9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0f_c28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 13.85 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (A.5.1.312BAEL91modifié99)**

- **Appuis de rive :**

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(10.88 - \frac{2.51 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.008$$

$$A = -0.008 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.56 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(10.88 - \frac{3.6 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.060$$

$$A = -0.05 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

✚ **Ancrage des armatures:(longueur de scellement)(Art6.1.22BAEL91modifié99)**

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

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_t28 = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0.8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$L_s=40 \phi= 40 \times 1=40$ on prend: $L_s=40\text{cm}$

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée encrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA.

$L_c=0,4 \times 40=16\text{cm}$; Nous adoptons des crochet sà 45° avec une longueur $L_c=16\text{cm}$.

Vérification à l’ELS:

Lorsque la charge est la même sur toutes les travée de la poutre ,comme dans ce cas ,pour obtenir les résultats des efforts interne à l’ELS.

ELU : $q_u=1,35G+1,5Q=5.62 \text{ KN/ml}$

ELS: $q_s=G+Q=4.08 \text{ KN/ml}$

Les moments max aux appuis et aux travées sont:

$$M_t^{AB} = 4.68\text{KN.m} \quad M_b = 3.88\text{KN.m} \quad T_{max} = 9.91 \text{ KN}$$

✚ État limite d’ouverture des fissures:

La fissuration est considérée peu nuisible ,donc pas de vérification à faire à état de l’ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié99).

✚ État limite de compression du béton :

Jai calculee comme ELU

En travée :

$$M_t^{\max}=4.68\text{KN.m}$$

La contrainte dans les aciers:

$$\rho_1 = \frac{100At}{b_0d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.092 \beta_1 = 0.856 \quad K = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{4.68 \times 10^{-3}}{0.856 \times 0.18 \times 2.36 \times 10^{-4}} = 128.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 128.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton:

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante:

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 6.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis:

$$M_b^{\max} = 3.88 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers:

$$\rho_2 = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \beta_2 = 0.877 \quad K = 25.65$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.88 \times 10^{-3}}{0.8585 \times 0.18 \times 1.57 \times 10^{-4}} = 156.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 156.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton:

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = 6.10$$

$$\sigma_b = 6.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- ✓ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

✚ État limite de déformation: (Art AB68.4.24 BAEL91 modifié 99)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section

L : portée entre nus d'appuis

b₀: largeur de la nervure

d: hauteur utile de la section droite

M₀ : Moment isostatique maximum

M_t: Moment max en travée

$$\frac{20}{320} = 0.06 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{20}{320} = 0.06 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{7.22}{15 \times 6.47} = 0.074 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ Condition vérifiée}$$

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que:

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

$$f = \frac{l}{500} = \frac{3200}{500} = 6.4 \text{ mm}$$

Avec:

f: La flèche admissible

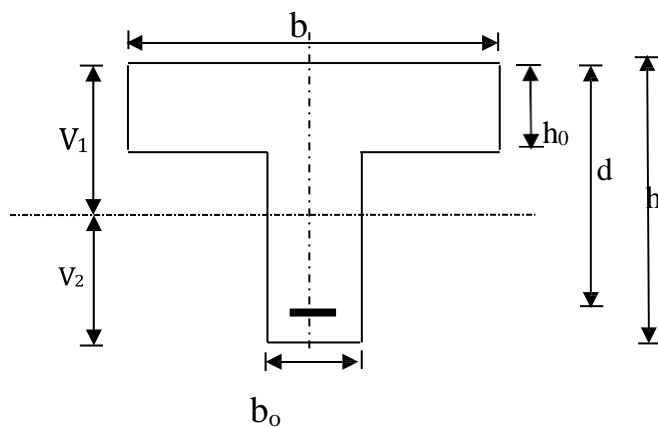
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87 \text{ MPa}$$

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

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

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



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + A_t \times d = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18$$

$$S_{/xx} = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - 2)^2 \right] + 15 \times 2.36 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.06$$

Calcul des coefficients (λ_v, μ, I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0109} = 1.508$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s + ft28}; 0 \right\} = \max \{0.582; 0\} = 0.582$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 0.582 \times 1.508} = 11729.07 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.22 \times 3.2^2}{10 \times 10818.87 \times 10^3 \times 11729.07 \times 10^{-8}} = 0.0058$$

$$f = 0.580 \text{ mm} < \bar{f} = 6.4 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

- ❖ Les armatures longitudinales:
En travée: 3HA10=2.36 cm²
Aux appuis: 2HA10=1.57 cm²
- ❖ Les armatures transversales: 2HA8=1,01 cm²

Calcul des escaliers de sous sol :

➤ Escalier du sous sols à deux volées

1. Pré dimensionnement des escaliers:

Calcul du nombre de marches et contre marches :

Avec une hauteur d'étage de $4.08m$, pour un commercial est :

$$4cm \leq h \leq 17cm \text{ et } 28cm \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend la hauteur des marches $h=17cm$

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{255}{17} = 15 \text{ contre marche}$

Le nombre de marches: $m = n-1=15-1=14 \text{ marches.}$

✚ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

$$59cm \leq 30+2 \times 17=64 \leq 66cm$$



Condition vérifiée

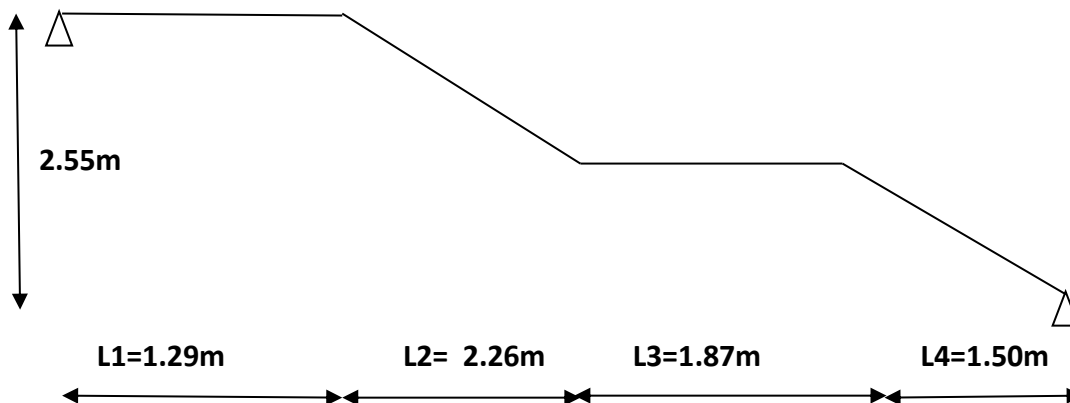


Figure III.17 : Schéma statique d'escalier

a) L'épaisseur de la paillasse et du palier:

- Paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier $L_0=L1+L2+L3+L4$

- $H_2 = h \times n_1 = 0.17 \times (9+6) \Rightarrow H_0 = 2.55 \text{ m}$

- $L_2 = m \times g = (15-1) \times 30 \Rightarrow L_0 = 4.2 \text{ m}$

-L'angle de la paillasse :

- $\tan \beta = H_1 / L_2 = 2.55 / 4.2 \Rightarrow \beta = 31.26^\circ$

- $\cos \beta = L_2 / L_n$

$$L_n = L_2 \cos \beta = 4.2 \cos 31.26^\circ$$

$\Rightarrow L_n = 3.59$

$$\frac{692}{30} \leq e_p \leq \frac{692}{20}$$

$$\longrightarrow 23.06 \leq e_p \leq 31.45$$

$$e_p = 25 \text{ cm}$$

b) Détermination des charges et surcharges:

Les charges permanente :

Le palier:

Designations des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Poids du palier	0,25	25	6.25
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du palier G palier			7.99

Tableau III.8 : charges permanentes palier

Volée:

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement encarrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Poids des marches	0,17/2	25	2.125
Poids de la pailleasse	$\frac{0,25}{\cos 31.26}$	25	7.31
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids du garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente totale de la volée Gvolée			11.37

Tableau III.9 : Charge permanentes volée

✓ **La surcharge d'exploitation:**

Selon le (DTRC2-2) pour une construction a usage d'habitation
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$

✓ **Combinaison des charges :**

• **Palier :**

ELU : $q_{up}=(1.35G+ 1.5Q)\times 1\text{ml}=(1.35\times 7.99+1.5\times 2.5)\times 1\text{ml}=14.54\text{KN/ml}$

ELS : $q_{sp}=(G+Q)\times 1\text{ml}=(7.99+ 2.5)\times 1\text{ml}=10.49\text{KN/ml}$

• **Volée:**

ELU : $q_{uv}=(1,35\times 11.37+1.5\times 2.5)\times 1\text{ml}=19.10\text{KN/ml}$

ELS : $q_{sv}=(G+Q)\times 1\text{ml}=(11.37+2.5)\times 1\text{ml}=13.87\text{KN/ml}$

c) **Calcul à l'ELU:**

Le schéma statique:

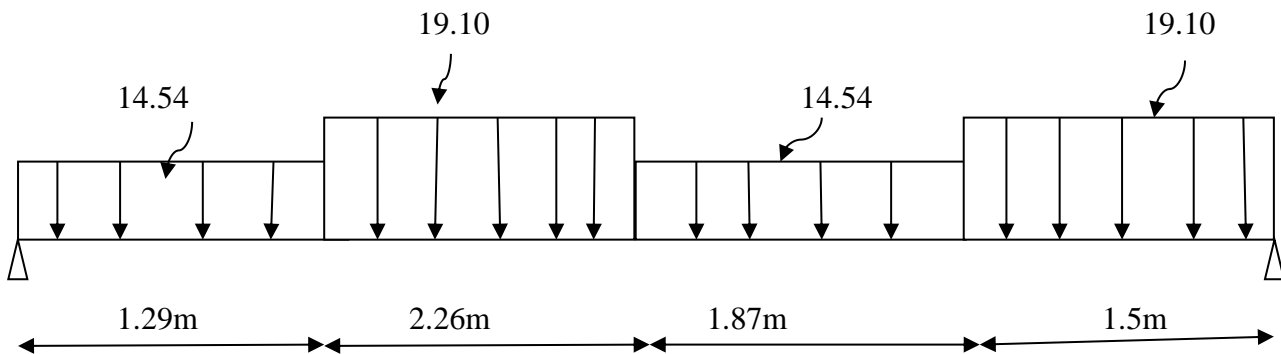


Figure III.18 : Schéma statique d'escalier à l'ELU

- **Réactions d'appuis:**

$\sum F/y=0$

$RA+RB=14.54\times(1.29+1.87)+19.10\times(2.26+1.5)=\text{KN}$

$RA+RB=117.76 \text{ KN}$

$\sum M/A=0$

$(14.54\times 1.29\times 0.645)+(19.10\times 2.26\times 2.42)-(R_B\times 6.92)+(14.54\times 1.87\times 4.485)+$
 $(1.5\times 19.10\times 6.17)=0$

$RB=60.01\text{KN}$

$RA=117.76-R_B=57.75\text{KN}$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants:

• **1^{er} tronçon: $0\leq x\leq 1.29\text{m}$**

$\sum F/Y=0 \implies T(x)= R_A-q_{up}x$

$$T(x) = -14.54x + 57.75$$

Pour: $x = 0\text{m}$; $T(0) = 57.75\text{KN}$

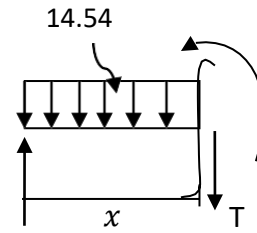
$x = 1.29\text{m}$; $T(1.29) = 39\text{KN}$

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 57.75x - 14.54 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour: $x = 0\text{m}$; $M(0) = 0\text{KN.m}$

$x = 1.29\text{m}$; $M(1.29) = 62.40\text{KN.m}$



R_A

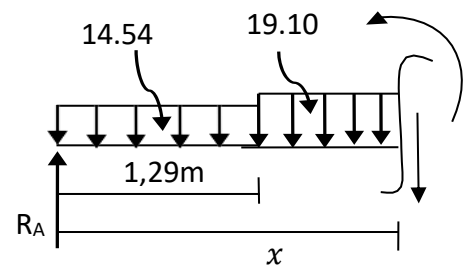
• 2^{ème} tronçon: $1.29 < x < 3.55\text{m}$

$$\sum F/Y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times 1.29 - q_{uv}(x - 1.29)$$

$$T(x) = 57.75 - 14.54 \times 1.29 - 19.10(x - 1.29)$$

Pour: $x = 0\text{m}$; $T(1.29) = 39\text{KN}$

$x = 3.55$; $T(3.55) = 82.16\text{KN}$



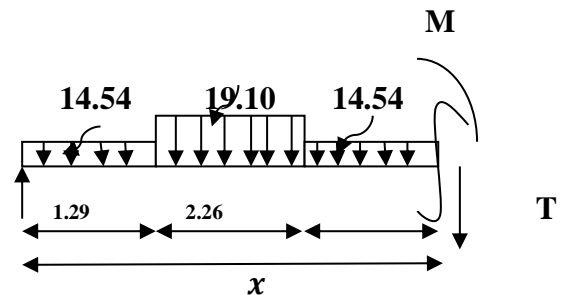
$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - q_{uv} \frac{(x - 1.29)^2}{2}$$

$$M(x) = 57.75x - 14.54 \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - 19.10 \frac{(x - 1.29)^2}{2}$$

Pour: $x = 1.29\text{m}$; $M(1.29) = 62.40\text{KN.m}$

$x = 3.55\text{m}$; $M(3.55) = 101.74\text{KN.m}$

• 3^{ème} tronçon: $3.55 < x < 5.42$



$$T = 57.75 - 14.54 \times 1.29 - 19.10 \times 2.26 - 14.54 \times (x - 3.55)$$

Pour: $x = 3.55\text{m}$; $T(3.55) = -4.17\text{KN}$

$x = 5.42\text{m}$; $T(5.42) = -31.36\text{KN}$

$$M = 57.75 \times x - 14.54 \times 1.29 \times (0.645 + 2.26 + (x - 3.55)) - 19.10 \times 2.26 \times (1.13 + (x - 3.55)) - 14.54 \times \frac{(x - 3.55)^2}{2}$$

Pour: $x = 3.55\text{m}$; $M(3.55) = 101.74\text{KN.m}$

$x = 5.42\text{m}$; $M(5.42) = 68.52\text{KN.m}$

4^{ème} tronçon: $0 < x < 1.5m$

$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = q_{up} x + R_b$$

$$T(x) = 19.10x + 60.01$$

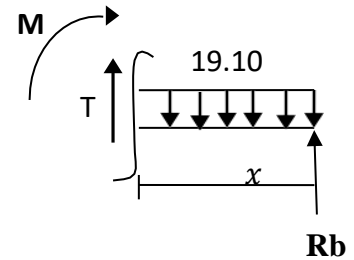
Pour: $x = 0m$; $T(0) = 60.01KN$
 $x = 1.5m$; $T(1.5) = 88.66KN$

$$\sum M=0 \implies M(x) = -q_{up} \times \frac{x^2}{2} + R_b x$$

$$M(x) = -19.10 \times \frac{x^2}{2} + 60.01x$$

Pour: $x = 0m$; $M(0) = 0KN.m$

$x = 1.5m$; $M(1.5) = 68.52KN.m$

**- Calcul de Mmax:**

Calcul de la distance y moule momentes t maximum :

$$T(x) = R_A - q_{up} \times 1,29 - q_{uv}(x_m - 1,29)$$

$$T(x) = 57.57 - 14.57 \times 1,29 - 19.10(x_m - 1,29)$$

$$T(x) = 63.41 - 19.10x_m$$

$$\implies x_m = \frac{63.41}{19.10} = 3.32m$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 3.32m \in [1.29; 3,55m]$

$$M(x_m) = 57.57x - 14.57 \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - 19.10 \frac{(x-1.29)^2}{2}$$

$$M(x_m) = 100.87$$

$$M_{zmax} = M(3.32) = 100.89KN.m$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants:

- ◆ Aux appuis; $M_a = -0,3 \times M_{zmax} = -30.26KN.m$
- ◆ En travée; $M_t = 0,85 \times M_{zmax} = 85.76 KN.$

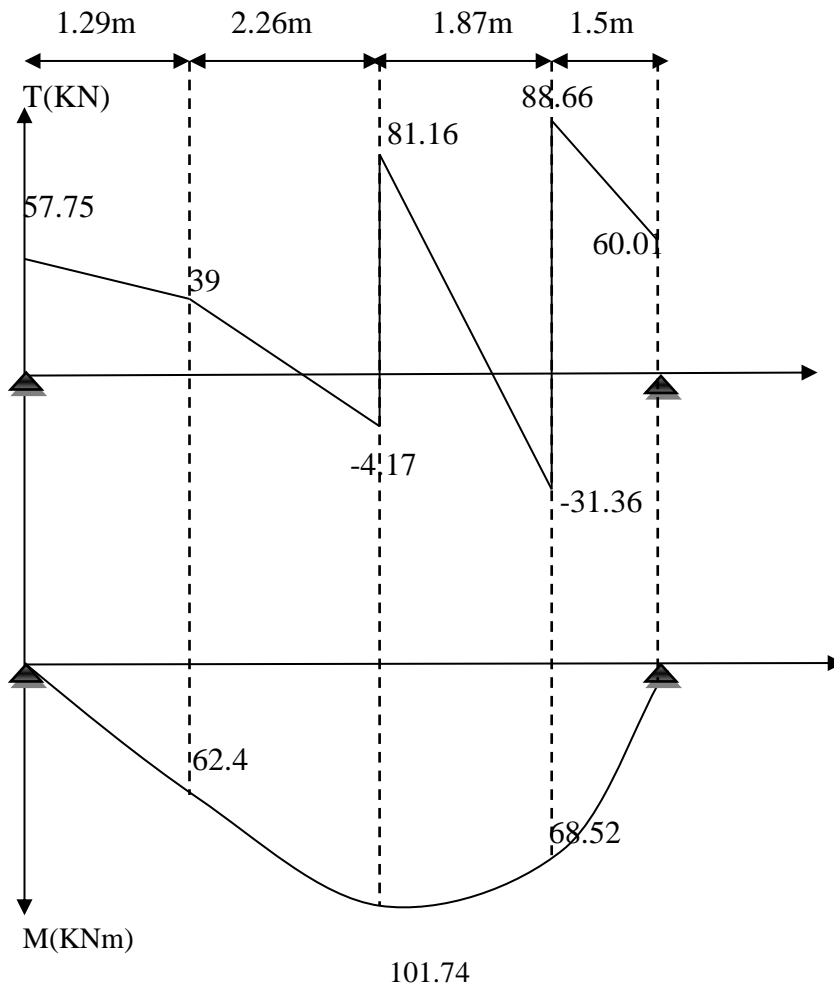


Figure III.19 : Diagramme des efforts internes à L'ELU

d) Calcul des armatures:

> Aux appuis: $M_a = -30.26 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30.26 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.084$$

$\mu = 0.084 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ S.S.A (section simplement armée)

$$\mu = 0.084 \rightarrow \beta = 0.956$$

• **Armatures principales:**

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{30.26 \times 10^3}{0.956 \times 16 \times 348} = 5.68 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 8\text{HA}10 = 6.28 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **St=25cm**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.28}{4} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée:** $M_t = 85.76 \text{ KN.m}$

$M_t = 85.76 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{85.76 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.242$$

$\mu = 0.242 < \mu_1 = 0.859 \rightarrow$ S.S.A (section simplement armée)

$\mu = 0.242 \rightarrow \beta = 0.859$

• **Armatures principales:**

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{85.76 \times 10^3}{0.859 \times 16 \times 348} = 17.93 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 12HA14 = 18.47 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{18.47}{4} = 4.62 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 12HA8 = 6.03 \text{ cm}^2$; avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$

2. Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité (BAEL 91. Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis:**

Armatures principales : $A_{pa} = 6.28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

➤ **En travée:**

Armatures principales : $A_{pt} = 18.47 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{rt} = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

A. Espacement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91/ 99):

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

➤ **Armatures principales:**

$$S_{t\max} \leq \min\{3h, 33 \text{ cm}\} = \min\{3 \times 18; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

En travée : $St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ (condition vérifiée)

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} \leq \min\{4h, 45 \text{ cm}\} = \min\{4 \times 18; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Aux appuis: $St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)

En travée: $St=25\text{cm}<45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

**B. Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)
(BAEL91ArtA.5.1.2) :**

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

$$V_u^{\max}=88.66\text{KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{88.66 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.49 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_c 28; 5 \text{ MPa}) = \min(3.325; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

C. Vérification de l'adhérence aux appuis (BAEL91ArtA.661.3):

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } V_u^{\max} = 88.66 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 12 \times 3,14 \times 14 = 52.52 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{88.66 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 52.52} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.167 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

D. Vérification de l'ancrage des barres:

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \psi^2 \times f_t 28 = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$\text{E. } L_s = 49,38 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4 l_s = 19,75 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 20 \text{ cm}$$

F. L'influence de l'effort tranchant sur les appuis BAEL91 modifié 99 (A.5.1.321) :

➤ **L'influence sur le béton:**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que:

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_c 28 / \gamma_b \text{ avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 16$$

$$V_u^{\max} = 88.66 \text{ kN} \leq 0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 0.16 \times \frac{25}{1.5} = 960 \text{ kN}$$

$$V_u^{\max} = 88.66 \text{ kN} \leq 960 \text{ kN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **L'influence sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d}) = \frac{1.5}{400} (88.66 + \frac{30.26}{0.9 \times 160}) = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6.28 \text{ cm}^2 > 0.33 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

G. Calcul à l'ELS:

- **Réactions d'appuis:**

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = (10.49 \times 1.29) + (13.87 \times 2.26) + (10.49 \times 1.87) + (13.87 \times 1.5) = 85.30 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 85.30 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$(10.49 \times 1.29 \times 0.645) + (13.87 \times 2.26 \times 2.42) - (R_B \times 6.92) + (10.49 \times 1.87 \times 4.485) + (13.87 \times 0.75 \times 6.17) = 0$$

$$R_B = 43.49 \text{ kN}$$

$$R_A = 85.30 - R_B = 41.81 \text{ kN}$$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants:

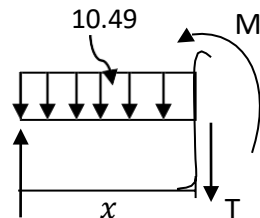
• **1^{er} tronçon: $0 \leq x < 1.29 \text{ m}$**

$$\sum F/y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} x$$

$$T(x) = -10.49x + 41.81$$

Pour: $x = 0 \text{ m}$; $T(0) = 41.81 \text{ kN}$

$x = 1.29 \text{ m}$; $T(1.29) = 28.30 \text{ kN}$



R_A

$$\sum M = 0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 41.81x - 10.49 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour: $x = 0 \text{ m}$; $M(0) = 0 \text{ kN.m}$

$x = 1.29 \text{ m}$; $M(1.29) = 45.21 \text{ kN.m}$

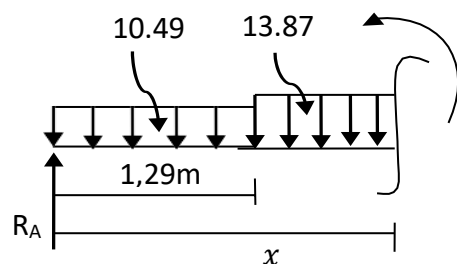
• **2^{ème} tronçon: $1.29 \leq x < 3.55 \text{ m}$**

$$\sum F/y = 0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times 1.29 - q_{uv}(x - 1.29)$$

$$T(x) = 41.81 - 10.49 \times 1.29 - 13.87(x - 1.29)$$

Pour: $x = 0 \text{ m}$; $T(1.29) = 28.30 \text{ kN}$

$x = 3.55$; $T(3.55) = -3.07 \text{ kN}$



$$\sum M=0 \implies M(x)=RA \times x - q_{up} \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - q_{uv} \frac{(x-1.29)^2}{2}$$

$$M(x)=41.81x - 10.49 \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - 13.87 \frac{(x-1.29)^2}{2}$$

Pour: $x=1.29\text{m}$; $M_{(1.29)}=45.21\text{KN.m}$

$x=3.55\text{m}$; $M_{(3.55)}=73.70\text{KN.m}$

• 3^{ème} tronçon: $0 \leq x < 5.42$

$$T=41.81-10.49 \times 1.29-13.87 \times 2.26-10.49 \times (x - 3.55)$$

Pour: $x=3.55\text{m}$; $T_{(3.55)}=-3.07\text{KN}$

$x=5.42\text{m}$; $T_{(5.42)}=-22.68\text{KN}$

$$M=41.81 \times x - 10.49 \times 1.29 \times (0.645+2.26+(x - 3.55))-13.87 \times 2.26 \times (1.13+(x - 3.55)-10.49 \times \frac{(x-3.55)^2}{2})$$

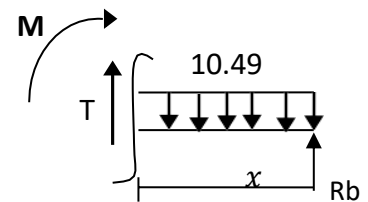
Pour: $x=3.55\text{m}$; $M_{(3.55)}=73.70\text{KN.m}$

$x=5.42\text{m}$; $M_{(5.42)}=49.61\text{KN.m}$

4^{ème} tronçon: $0 \leq x < 1.5\text{m}$

$$\sum F_y=0 \implies T(x)=q_{up} \times x - R_b$$

$$T(x)=10.49x - 43.49$$



Pour: $x=0\text{m}$; $T_{(0)}=-43.49\text{KN}$

$x=1.5\text{m}$; $T_{(1.5)}=-22.68\text{KN}$

$$\sum M=0 \implies M(x)=-10.49 \times \frac{x^2}{2} + 43.49x$$

Pour: $x=0\text{m}$; $M_{(0)}=0\text{KN.m}$

$x=1.5\text{m}$; $M_{(1.5)}=49.61\text{KN.m}$

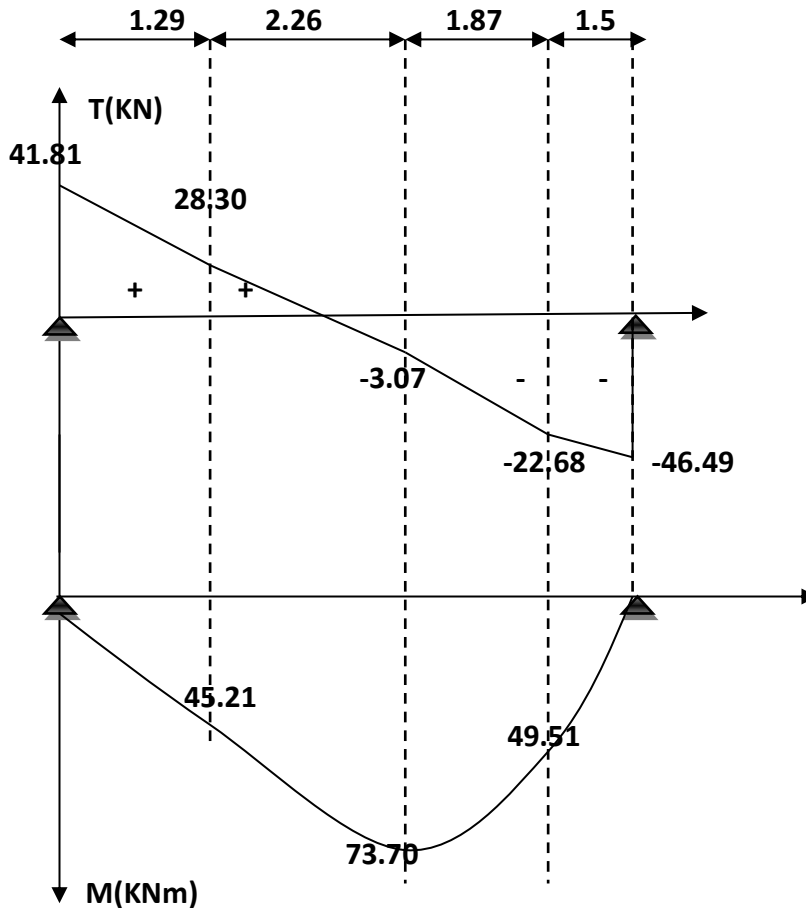


Figure III.20 : Diagrammes des efforts internes a L'ELU

- **Calcul de Mmax:**

Calcul de la distance y moule moment est maximum :

$$T(x) = RA - q_{up} \times x - 1,2 - q_{uv}(x_m - 1,29)$$

$$T(x) = 41.81 - 10.49 \times 1,29 - 13.87(x_m - 1,29)$$

$$T(x) = 43.17 - 13.87x_m$$

$$\implies x_m = 3.11m$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 1.539m \in [1.20; 3,6m]$

$$M(x_m) = 41.81x - 10.49 \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - 13.87 \frac{(x-1.29)^2}{2}$$

$$M(x_m) = 73.88 \text{ KN.m}$$

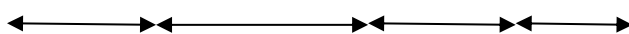
$$M_{zmax} = M(3.11) = 73.88 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants:

- ◆ Aux appuis; $M_a = -0,3 \times M_{zmax} = -21.56 \text{ KN.m}$

- ◆ En travée; $M_t = 0,85 \times M_{zmax} = 61.10 \text{ KN.m}$

1.29 m 2.23 m 1.87m 1.5m



3. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire; Alors la section est justifiée vis-à-vis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :
La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

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

➤ En travée ($M_t = 61.10 \text{ KN.m}$) :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 18.47}{100 \times 16} = 1.16$$

$$\rho_1 = 1.16 \rightarrow \beta_1 = 0.853 \rightarrow K_1 = 19.01$$

▪ La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{61.10 \times 10^{-3}}{0.853 \times 0.16 \times 18.47 \times 10^{-4}} = 242.38 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{242.38}{19.01} = 12.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis ($M_a = -21.56 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 6.28}{100 \times 16} = 0.40$$

$$\rho_1 = 0.40 \rightarrow \beta_1 = 0.902 \rightarrow K_1 = 36.02$$

▪ La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{21.56 \times 10^{-3}}{0.902 \times 0.16 \times 6.28 \times 10^{-4}} = 237.88 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 6.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la flèche:

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0}$$

$$\frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{18}{692} = 0.020 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{18}{692} = 0.020 < \frac{1}{15} \frac{Mt}{M_0} = \frac{61.10}{15 \times 73.70} = 0.05 \quad \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 16} = 0.0028 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que:
Le calcul se fera sur une bande de 1m.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}^4}{EVI} < f = \frac{l}{500} = \frac{692}{500} = 1.384 \text{ cm}$$

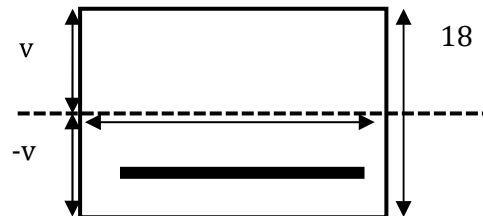


Figure III.21 : Schéma statique de calcul

Avec \$q_{max} = \max(q \text{ pailleasse ; } q \text{ palier}) = \max(10.49 ; 13.87) = 13.87 \text{ kN/ml}\$

\$Q_{max} = 13.87 \text{ KN/ml}\$

\$E_v\$: module de déformation différée

\$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 18018.86 \text{ Mpa}\$

\$I\$: moment d'inertie totale de la section par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$\text{Où : } V_1 = \frac{six'x}{b_0} \quad V_2 = h - V_1$$

Avec:

\$Six'x\$: moment statique par rapport à l'axe \$xx'\$

$$Six'x = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 160 = 27048 \text{ cm}^2$$

$$Six'x = 27048 \text{ cm}^2$$

\$B_0\$: surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 18) + (15 \times 18.47) = 2077.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } V_1 = \frac{six'x}{b_0} = \frac{27048}{2077.05} = 13.02 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 13.02 = 4.98 \text{ cm}$$

Donc:

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t = \frac{100}{3}(13.02^3 + 4.98^3) + 15 \times 18.47 \times (4.98 - 2)^2$$

$$I = 80185 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{max}} \times l^4}{EVI} = \frac{5}{384} \times \frac{13.87 \times 692^4}{18018.87 \times 10^3 \times 80185}$$

$$f = 0.02 \text{ cm} < 1.384 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Le ferrailage retenu est le suivant :

➤ **En travée:**

Armatures principales: 12HA14/ml(St=25cm).

Armatures de répartition: 12HA8/ml(St=25cm).

➤ **Aux appuis**

Armatures principales: 8HA10/ml(St=25cm).

Armatures de répartition: 4HA8/ml(St=25cm).

III. Calcul des escaliers :**1. Définition :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

- Escalier étage courant a deux volées

Notations utilisées:

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont:

- h:** La hauteur de la contre marche
- g:** La largeur de la marche
- n:** nombre de contre marches
- H:** hauteur de la volée
- m=n-1** : nombre de marches
- L** : longueur de volée

Caractéristiques dimensionnelles:

- **La marche:** c'est la partie horizontale sur la quel on pose le pied pour monter ou descendre d'un niveau à un autre, de largeur g (giron) ; telle que $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$ Sachant que: $n=H/h$
- **Le contre marche :** est la partie verticale entre deux marches ,l'inter section de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre
Avec: $15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
- **L'embranchement :** représente la largeur de la marche (w) de l'escalier maison individuelle : $w \geq 80\text{cm}$; Bâtiment collectif: $w \geq 120\text{cm}$
- **Palier intermédiaire (ou de repos L_p) :** C'est la partie horizontale d'un escalier séparent deux volées successives (la longueur de palier de repos doit être de 03marches au moins); $L_p \geq 3g$
- **Paillasse :** est la dalle inclinée en béton arme incorporant les marches et les contre marches.
- **La volée :** C'est l'ensemble (marche, contre marche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.
(Pour le confort des personnes la volée doit comportera au maximum 18 à 19marches).

Pré dimensionnement des escaliers:**3. Escaliers des étages courant et RDC :****a) Calcul du nombre de marches et contre marches :**

Avec une hauteur d'étage de 3.06m , pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$4\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \text{ et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

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

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche}$$

$$\text{Le nombre de marches: } m = n-1 = 9-1 = 8 \text{ marches.}$$

✚ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

$$59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66\text{cm}$$



Condition vérifiée

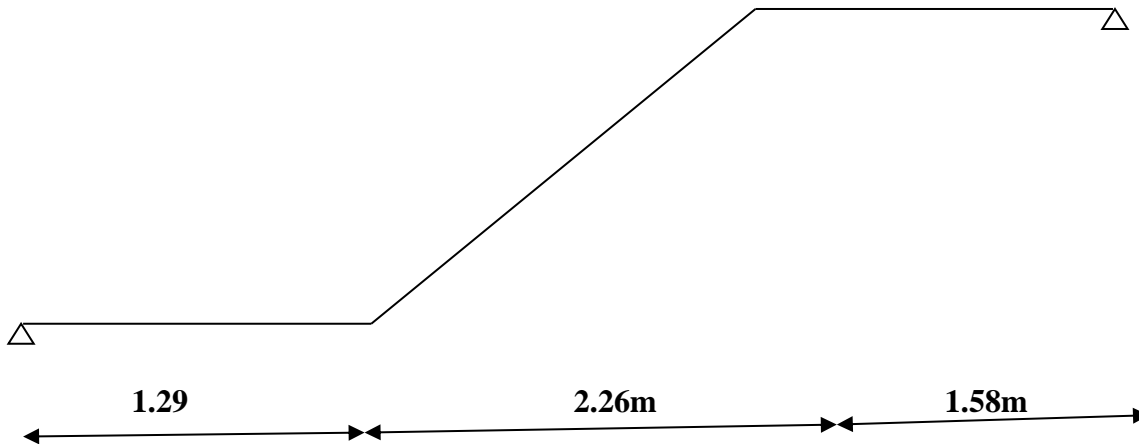


Figure III.22 : Schéma statique d'escalier

b) L'épaisseur de la paillasse et du palier :

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier:

- **Paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

Angle d' inclinaison : $\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{226} = 0.677 \rightarrow \tan^{-1} \alpha = 34.10^\circ$

D'où $\cos \alpha = 0.8548$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{253}{0.8548} = 295.97 \text{ cm}$$

$$L' = 1.29 + 2.26 + 1.58 = 5.13\text{m}$$

D'où :

$$\frac{513}{30} \leq e_p \leq \frac{513}{20}$$



$$17.1 \leq e_p \leq 25.65$$

$$e_p = 18 \text{ cm}$$

c) Détermination des charges et surcharges:

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en

flexion simple..

Les charges permanente :

Le palier:

Designations des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement encarrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Poids du palier	0,18	25	4,5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du palier G palier			6.24

Tableau III.10 : charges permanentes palier

Volée:

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Poids des marches	0,17/2	25	2.125
Poids de la paille	$\frac{0,18}{\cos 34.10}$	25	5.43
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids du garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente totale de la volée G volée			9,495

Tableau III.11 : Charge permanentes volée

✓ **La surcharge d'exploitation :**

Selon le (DTRC2-2) pour une construction au sage d'habitation
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$

✓ **Combinaison des charges :**

• **Palier :**

ELU : $q_{up}=(1.35G+ 1.5Q)\times 1ml=(1.35\times 6.24+1.5\times 2.5)\times 1ml=12.174KN/ml$

ELS : $q_{sp}=(G+Q)\times 1ml=(6.24+ 2.5)\times 1ml=8.74KN/ml$

• **Volée:**

ELU : $q_{uv}=(1,35\times 9.495+1.5\times 2.5)\times 1ml=16.57KN/ml$

ELS : $q_{sv}=(G+Q)\times 1ml=(9.495+2.5)\times 1ml=11.995KN/ml$

d) Calcul à l'ELU:

Le schéma statique:

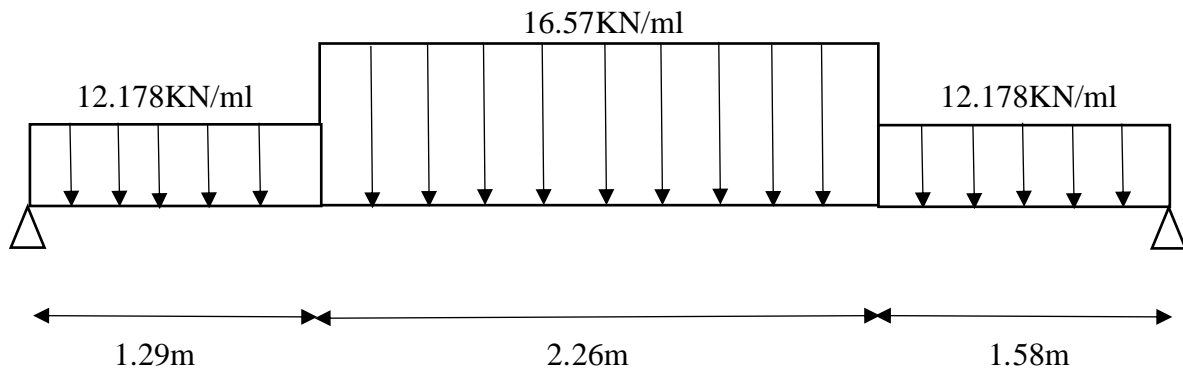


Figure III.23 : Schéma statique d'escalier à l'ELU

- **Réactions d'appuis :**

$\sum F/y=0$

$RA+RB=(12.178\times 1.29)+(16.57\times 2.26)+(12.178\times 1.58)$

$RA+RB=72.40KN$

$\sum M/A=0$

$(12.178\times 1.29\times 0.645)+(16.57\times 2.26\times 2.42)-(R_B\times 5.13)+(12.178\times 1.58\times 4.34)+$

$=0$

$RB=35.91KN$

$RA=72.40-R_B=36.49 KN$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

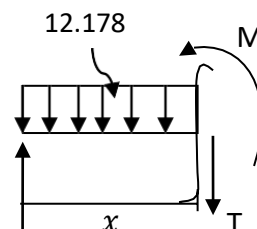
• **1^{er} tronçon : $0\leq x\leq 1.29m$**

$\sum F/Y=0 \implies T(x)= R_A-q_{up}xx$

$T(x)=-12.178x+ 36.49$

Pour: $x= 0m$; **$T(0) =36.49KN$**

$x=1.29m$; **$T(1.29)=20.78KN$**



$$\sum M=0 \implies M(x)=R_A \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x)=36.49x - 12.178 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour: $x=0m$; $M(0) = 0KN.m$
 $x=1,29m$; $M(1,29) = 36.94KN.m$

• 2^{ème} tronçon: $1.29 < x < 3.55m$

$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times 1,2 - q_{uv}(x-1,2)$$

$$T(x) = 36.49 - 12.178 \times 1,29 - 16.57 \times (x-1,29)$$

Pour: $x=0m$; $T(1,29) = 20.78KN$

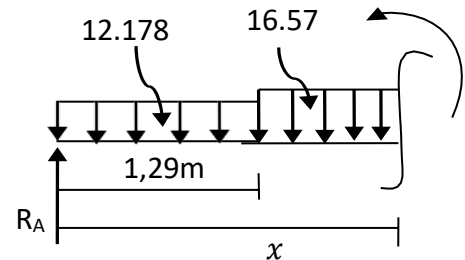
$x=3.65$; $T(3,55) = -16.67KN$

$$\sum M=0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - q_{uv} \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$M(x) = 36.49x - 12.178 \times 1,29 \times \left(x - \frac{1,29}{2}\right) - 16.57 \frac{(x-1,29)^2}{2}$$

Pour: $x=1.29m$; $M(1,29) = 36.94KN.m$

$x=3.55m$; $M(3,55) = 41.58KN.m$



• 3^{ème} tronçon: $0 < x < 1.58m$

$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = q_{up} \times x - R_b$$

$$T(x) = 12.178x - 35.92$$

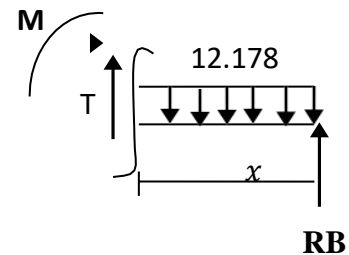
Pour: $x=0m$; $T(0) = 35.92KN$
 $x=1.58m$; $T(1,58) = -16.67KN$

$$\sum M=0 \implies M(x) = -q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -12.178 \times \frac{x^2}{2} + R_b x$$

Pour: $x=0m$; $M(0) = 0KN.m$

$x=1.58m$; $M(1,58) = 41.58KN.m$



- **Calcul de M_{max} :**

Calcul de la distance y moule moment est maximum :

$$T(x) = R_A - q_{up} \times 1,29 - q_{uv}(x_m - 1,29)$$

$$T(x) = 36.49 - 12.178 \times 1,29 - 16.57 \times (x_m - 1,29)$$

$$T(x) = 44.40 - 16.57x_m$$

$$\implies x_m = \frac{44.40}{16.460} = 2.68m$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x_m = 2.68m \in [1.29; 3.55m]$

$$M(x_m) = 36.49x - 12.178 \times 1,29 \times \left(x - \frac{1,29}{2}\right) - 16.57 \frac{(x-1,29)^2}{2}$$

$M(x_m)=49.82\text{KN.m}$
 $M_{z\max}=M(2.68) =49.82\text{KN.m}$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants:

- ◆ Aux appuis; $M_a= -0,3 \times M_{z\max} = 14.95\text{KN.m}$
- ◆ En travée; $M_t = 0,85 \times M_{z\max} = 42.35\text{ KN.}$

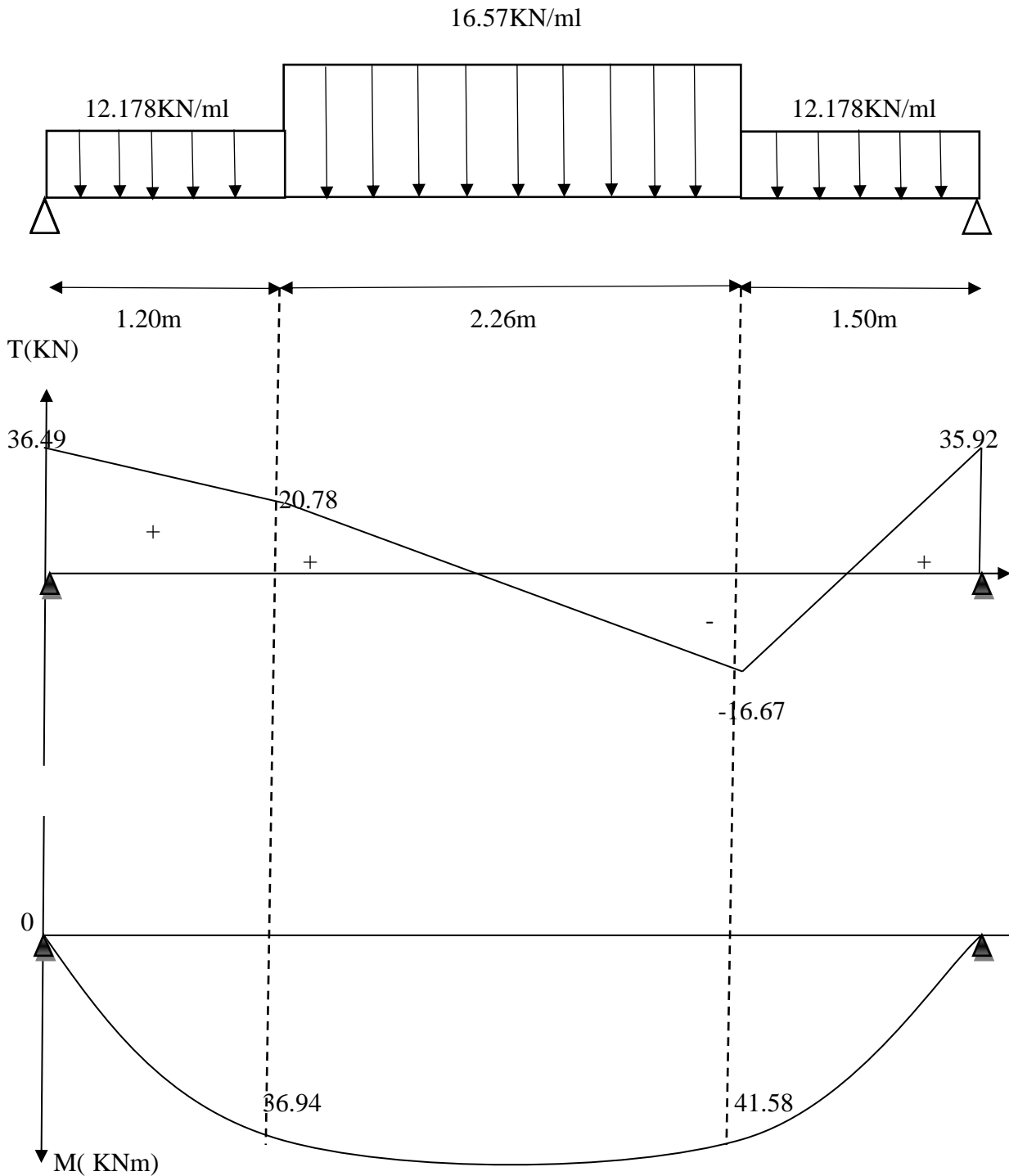


Figure III.24 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

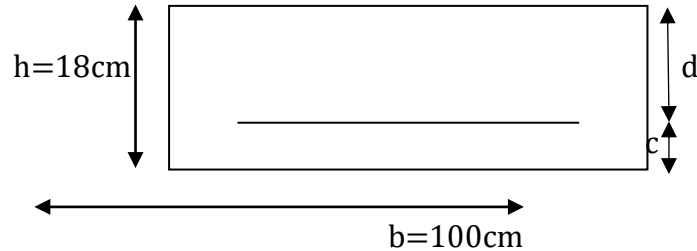
e) Calcul des armatures:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont:

$$b=100\text{cm}; c=2\text{cm}; d=16\text{cm}.$$

$$h=d+c=18\text{ cm}.$$

$$d=h-c=18-2=16\text{cm}.$$



➤ Aux appuis: $M_a = -14.95 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.95 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.042$$

$\mu = 0.042 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ S.S.A (section simplement armée)

$$\mu = 0.042 \rightarrow \beta = 0.979$$

• **Armatures principales:**

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.95 \times 10^3}{0.979 \times 16 \times 348} = 2.44 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **St=25cm**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2 \text{ Soit } A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 ; \text{ avec un espacement de } \text{St}=25\text{cm}$$

➤ En travée: $M_t = 42.35 \text{ KN.m}$

$$M_t = 42.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{42.35 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.12$$

$\mu = 0.12 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ S.S.A (section simplement armée)

$$\mu = 0.12 \rightarrow \beta = 0.936$$

• **Armatures principales:**

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{42.35 \times 10^3}{0.936 \times 16 \times 348} = 8.13 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **St=25cm**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **St=25cm**

2. Vérifications à l'ELU :A. Condition de non fragilité(BAEL91.ArtA.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis:**

Armatures principales: $A_{pa} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{ra} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

➤ **En travée:**

Armatures principales : $A_{pt} = 9.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{rt} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2$ (condition vérifiée)

B. Espacement des barres(Art A.8.2.42 BAEL 91/ 99):

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

➤ **Armatures principales:**

$$S_{t\max} \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 18; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

Aux appuis: $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée: $S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}$ (condition vérifiée)

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 18; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

Aux appuis: $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée: $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

C. Vérification de l'effort tranchant(contrainte de cisaillement) (BAEL91ArtA.5.1.2)

:

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

$$V_u^{\max} = 36.92 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{36.92 \times 1000}{1000 \times 180} = 0.205 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.205 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.325; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

D. Vérification de l'adhérence aux appuis(BAEL91ArtA.661.3):

Pourqu'il n'y'aura pas d'entrainement des barres ,il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } V_u^{\max} = 36.92 \text{ KN}$$

Ψ_s :coefficient descellement

$\Psi_s=1,5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3,14 \times 10 = 188.4 \text{ cm}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{36.92 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.360 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.360 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entrainement des barres)

E. Vérification de l'ancrage des barres:

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur des celledement droit :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

F. $L_s = 35.27 \text{ cm}$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « **L_c** » est au moins égale à 0,4L_s pour les aciers à haute adhérence.

L_c = 0,4L_s = 16.93 cm, donc on prend: **L_c = 20cm**

G. L'influence de l'effort tranchant sur les appuis BAEL91modifié99(A.5.1.321) :**➤ L'influence sur le béton:**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que:

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times a \times f_c / 28 / \gamma_b \text{ avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 16$$

$$V_u^{\max} = 36.92 \text{ KN} \leq 0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 0.16 \times \frac{25}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 36.92 \text{ KN} \leq 960 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ L'influence sur l'acier :

On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} = \frac{1.5}{400} \left(36.92 + \frac{14.95}{0.9 \times 160} \right) = 0.139 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > 0.139 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

H. Calcul à l'ELS:

Le schéma statique:

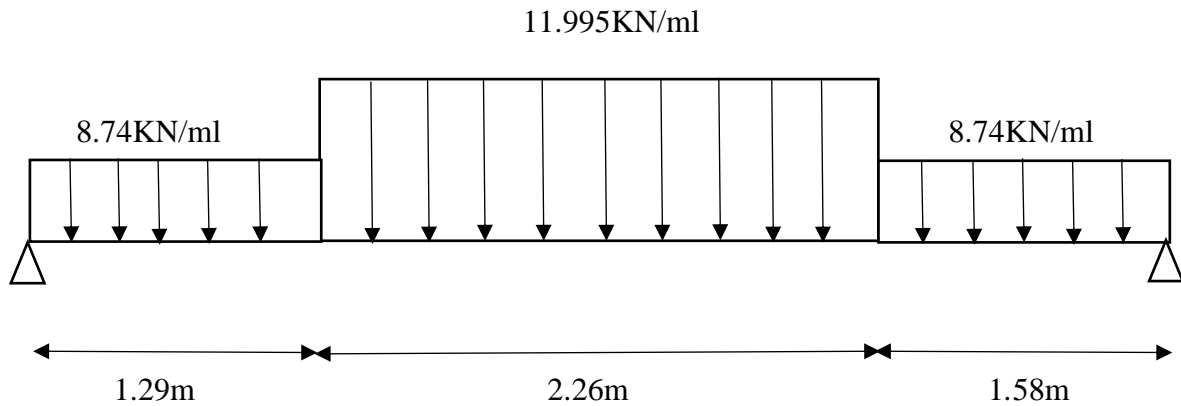


Figure III.25: schéma statique d'escalier à l'ELS

- Réactions d'appuis:

$$\sum F/y=0$$

$$R_A + R_B = (8.74 \times 1.29) + (11.995 \times 2.26) + (8.74 \times 1.58) = 52.19 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 52.19 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0$$

$$(8.74 \times 1.29 \times 0.645) + (11.995 \times 2.26 \times 2.42) - (R_B \times 5.13) + (8.74 \times 1.58 \times 4.34) = 0$$

$$R_B = 25.88 \text{ KN}$$

$$R_A = 52.19 - R_B = 26.31 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants:

• 1^{er} tronçon: $0 \leq x < 1.29 \text{ m}$

$$\sum F/y=0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times x$$

$$T(x) = -8.74x + 26.31$$

Pour: $x = 0 \text{ m}$; $T(0) = 26.31 \text{ KN}$

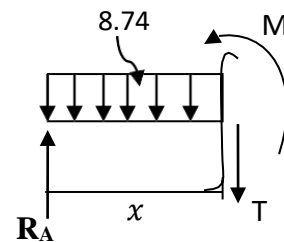
$x = 1.29 \text{ m}$; $T(1.29) = 15.03 \text{ KN}$

$$\sum M=0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 26.31x - 8.74 \times \frac{x^2}{2}$$

Pour: $x = 0 \text{ m}$; $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

$x = 1.29 \text{ m}$; $M(1.29) = 26.67 \text{ KN.m}$



• 2^{ème} tronçon: 1.29 < x < 3.55m

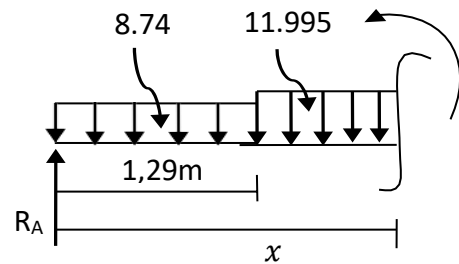
$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \times 1,29 - q_{uv}(x-1,29)$$

$$T(x) = 26.31 - 8.74 \times 1,29 - 11.995(x-1,29)$$

Pour:

$$x = 0m ; T(1,29) = 15.03KN$$

$$x = 3.55 ; T(3,55) = -12.07KN$$



$$\sum M=0 \implies M(x) = R_A \times x - q_{up} \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - q_{uv} \frac{(x-1.29)^2}{2}$$

$$M(x) = 26.31x - 8.74 \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - 11.995 \frac{(x-1.29)^2}{2}$$

Pour: $x = 1.29m ; M(1,29) = 26.27KN.m$

$x = 3.55m ; M(3,55) = 30KN.m$

• 3^{ème} tronçon: 0 < x < 1.58m

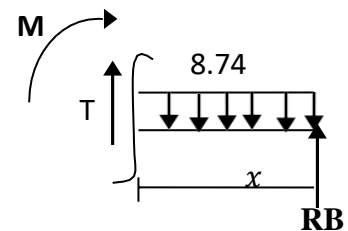
$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = q_{up} \times x - R_B$$

$$T(x) = 8.74 \times x - 25.88$$

Pour:

$$x = 0m ; T(0) = 25.88KN$$

$$x = 1.58m ; T(1,58) = -12.07KN$$



$$\sum M=0 \implies M(x) = -q_{up} \times \frac{x^2}{2} \times R_B$$

$$M(x) = -8.74 \times \frac{x^2}{2} + 25.88x$$

Pour: $x = 0m ; M(0) = 0KN.m$

$x = 1.58m ; M(1,58) = 30KN.m$

-

- **Calcul de Mmax:**

Calcul de la distance y moule moment est maximum :

$$T(x) = R_A - q_{up} \times 1,29 - q_{uv}(x_m - 1,29)$$

$$T(x) = 26.31 - 8.74 \times 1,29 - 11.995(x_m - 1,29)$$

$$T(x) = 30.51 - 11.995x_m$$

$$\implies x_m = \frac{18.346}{11.915} = 2.54m$$

Lemoment M_z est max pour la valeur $x_m = 2.54m \in [1.29; 3,55m]$

$$M(x_m) = 26.31x - 8.74 \times 1.29 \times \left(x - \frac{1.29}{2}\right) - 11.995 \frac{(x-1.29)^2}{2}$$

$$M(x_m) = 36.09 \text{ KN.m}$$

$$M_{z_{\max}} = M(2.54) = 36.09 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs 0,85 et 0,3 pour le moment max entravés et en appuis ; On obtient ainsi les moments suivants:

- ◆ Aux appuis; $M_a = -0,3 \times M_{z_{\max}} = -10.83 \text{ KN.m}$
- ◆ En travée; $M_t = 0,85 \times M_{z_{\max}} = 30.68 \text{ KN.m}$

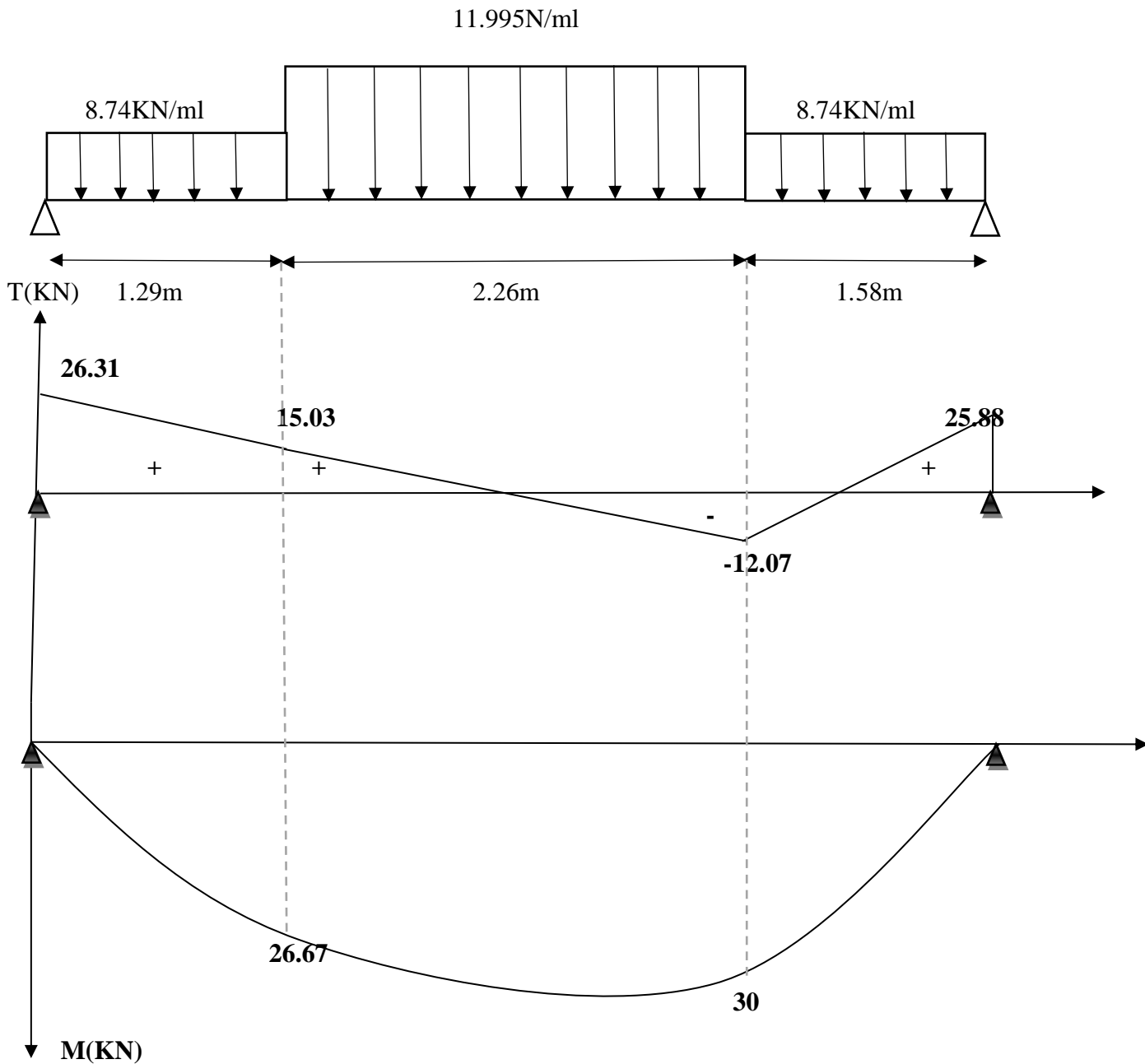


Figure III-26: diagramme des efforts internes à l'ELS.

3. Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible ,alors aucune vérification n'est nécessaire ;Alors la section est justifiée visa vis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible On doit vérifier que :

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

➤ En travée (Mt=30.68KN.m) :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.05}{100 \times 16} = 0.567$$

$$\rho_1 = 0.567 \rightarrow \beta_1 = 0.888 \rightarrow K_1 = 29.64$$

▪ La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{30.68 \times 10^{-3}}{0.888 \times 0.16 \times 9.05 \times 10^{-4}} = 238.60 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{238.60}{29.64} = 8.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis (Ma=-10.83KN.m):

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 16} = 0.29$$

$$\rho_1 = 0.29 \rightarrow \beta_1 = 0.915 \rightarrow K_1 = 43.82$$

▪ La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10.83 \times 10^{-3}}{0.915 \times 0.16 \times 4.71 \times 10^{-4}} = 157.06 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{157.06}{43.82} = 3.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ \$Vérification de la flèche:

La vérification à la flèche n'est pas nécessaires il es conditions suivantes sont satisfaites:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0}$$

$$\frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{18}{513} = 0.0350 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{18}{513} = 0.0349 < \frac{1}{15} \frac{Mt}{M_0} = \frac{10.872}{15 \times 11.838} = 0.0612 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 16} = 0.0028 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que:

Le calcul se fera sur une bande de 1m.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}^4}{EVI} < f = \frac{l}{500} = \frac{513}{500} = 1.026 \text{ cm}$$

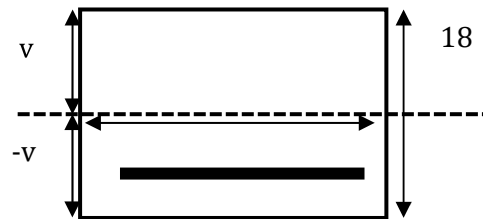


Figure III.27: Schéma statique de calcul

Avec $q_{max} = \max(q_{paillasse}; q_{palier}) = \max(8.74; 11.995) = 11.995 \text{ kN/ml}$

$Q_{max} = 11.995 \text{ KN/ml}$

Ev: module de déformation différée

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 18018.86 \text{ Mpa}$

I: moment d'inertie totale de la section par apport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$\text{Où: } V_1 = \frac{S_{ix'x}}{b_0} \quad V_2 = h - V_1$$

Avec:

$S_{ix'x}$: moment statique par apport à l'axe xx'

$$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 160 = 27504 \text{ cm}^2$$

$$S_{ix'x} = 27504 \text{ cm}^2$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 18) + (15 \times 4.71) = 1870.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } V_1 = \frac{S_{ixix}}{b_0} = 14.70 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 14.70 = 3.30 \text{ cm}$$

Donc:

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t = \frac{100}{3} (14.7^3 + 3.30^3) + 15 \times 4.71 \times (3.3 - 2)^2$$

$$I = 107201.40 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax} \times l^4}{EVI} = \frac{5}{384} \times \frac{11.995 \times 513^4}{18018.87 \times 10^3 \times 107201.4}$$

$$f = 0.559 \text{ cm} < 1.026 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Le ferrailage retenues le suivant :

➤ **En travée:**

Armatures principales: 8HA12/ml (St=25cm).
Armatures de répartition: 4HA10/ml (St=25cm).

➤ **Aux appuis**

Armatures principales: 6HA10/ml (St=25cm).
Armatures de répartition: 4HA8/ml (St=25cm).

III. Etude de la poutre palière:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis dupalier. Elle est partiellement encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux ; le calcul s'effectue en flexion simple.

1. Pré dimensionnement:

➤ **Hauteur:**

La hauteur de la poutre palière est donnée par: $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$\frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \rightarrow 18 \text{ cm} \leq h_t \leq 27 \text{ cm}$

On prend : **h_t=35cm**

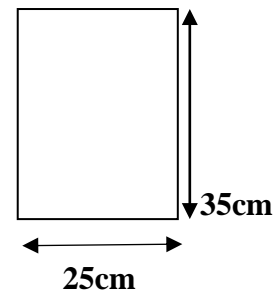
➤ **La largeur:**

La largeur des poutres a donné par:

$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$

On prend : **b=25cm**

Notre poutre palière a pour dimensions (b×h)=(25×35) cm



a) Vérifications des conditions des RPA(Art7.5.1RPA99/version2003)

$B \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$

$H_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$

$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1,4 < 4$

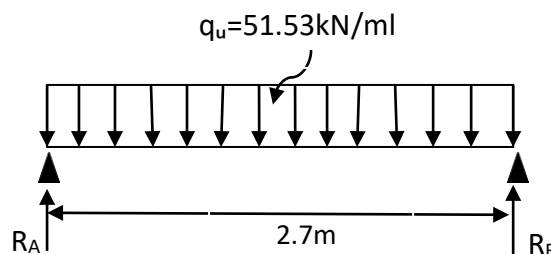
condition vérifiée

✚ **Détermination des charges :**

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2,187 \text{ KN/m}$
- Poids propre du mur extérieur : $G_2 = 2,40 \times (4,08 - 0,35) = 8,952 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier a L'ELU: $T_u = 36,49 \text{ KN}$
- Réaction du palier a L'ELS: $T_s = 26,31 \text{ KN}$

2. Calculs al'ELU:

$q_u = 1,35 \times (G_1 + G_2) + T_u$



$q_u = 1,35 \times (2,187 + 8,952) + 36,49 = 51,53 \text{ KN/m}$

Figure III.28 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU.

➤ **Moment isostatique:**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{51.53 \times 2.7^2}{8} = 46.96 \text{ KN.m}$$

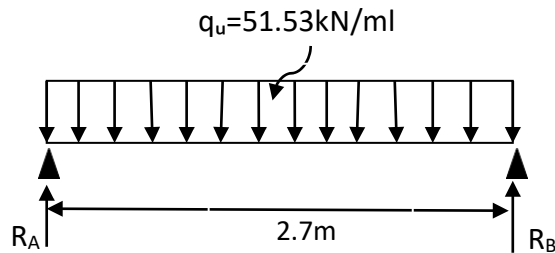
En tenant compte l'effet des emiencastrement

$$M_a = (-0.3) M_0 = (-0.3) \times 46.96 = -14.09 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = (0.85) \times 46.96 = 39.92 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{51.53 \times 2.7}{2} = 69.57 \text{ KN}$$

**3. Ferrailage:**➤ **Aux appuis : $M_a = 14.09 \text{ KN.m}$**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.09 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_b = 0.036 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_b = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.09 \times 10^3}{0.982 \times 33 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA10 = 2.36 cm²**

➤ **Entravée : $M_t = 39.92 \text{ KN.m}$**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{39.92 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.104$$

$$\mu_b = 0.104 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_b = 0.104 \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39.92 \times 10^3}{0.945 \times 33 \times 348} = 3.68 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14 = 4.62 cm²**

Vérification à l'ELU**a) Condition de non fragilité: (Art A.4.2.1/BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_q = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

En travée : $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:

Pourqu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } V_u^{\max} = 36.49 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient des scellement

$\Psi_s = 1.5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ cm}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{36.49 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 0.932 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.932 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

(Pas de risque d'entraînement des barres) \longrightarrow

c) Vérification de la contrainte tangentielle: (BAEL91 / Art A.5.1)

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

$$V_u^{\max} = 36.49 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{36.49 \times 1000}{250 \times 330} = 0.442 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.442 \text{ MPa}$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_c 28; 5 \text{ MPa}) = \min(3.325; 5)$$

$\bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.442 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$ \longrightarrow condition vérifiée

d) Influence de l'effort tranchant:

L'influence sur le béton (Art. A.5.1.3, 21/BAEL91):

On doit vérifier aux voisinages des appuis que:

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times a \times f_c 28 / \gamma_b \text{ avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 16$$

$$V_u^{\max} = 36.46 \text{ KN} \leq 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 0.33 \times \frac{25}{1.5} \times = 495 \text{ KN}$$

$V_u^{\max} = 36.46 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN}$ \longrightarrow condition vérifiée

L'influence sur l'acier (Art. A.5.1.3, 313 / BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(36.46 + \frac{14.09}{0.9 \times 330} \right) = 0.105 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.105 \text{ cm}^2$ \longrightarrow condition vérifiée

e) Vérification de l'ancrage des barres(BAEL91modifié99/ArtA.6.1.3):

$$\bar{\sigma}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur des cément droit :

$$L_s = \varnothing \frac{f_e}{4\bar{\sigma}_{su}} = \frac{400 \times 1,4}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

$$L_s = 49,38 \text{ cm}$$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0,4L_s = 18 \text{ cm}, \text{ donc on prend : } L_c = 20 \text{ cm}$$

4. Calcul les armatures transversales :

✚ **Diamètre des armatures transversales (ArtA.7.2/BAEL91) :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\langle \frac{h_t}{35} \mid \varnothing \mid \frac{b}{10} \right\rangle$$

\varnothing_t : diamètre des armatures transversales

\varnothing : diamètre des armatures longitudinales

h_t : hauteur totale de la poutre ($h_t=30\text{cm}$).

B : largeur de la poutre ($b=25\text{cm}$).

$$\varnothing_t \leq \min \left\langle \frac{350}{35} \mid 14 \mid \frac{250}{10} \right\rangle$$

$$\varnothing_t \leq \min \langle 10 \mid 14 \mid 25 \rangle$$

$$\varnothing_t = 1 \text{ cm} \approx 10 \text{ mm}$$

On opte pour un cadre tunétrien HA10.

✚ **Espacement des armatures transversale (ArtA.5,22/BAEL91) :**

$$S_t \leq \min \{0,9x_d; 40\text{cm}\} = \min \{29,7\text{cm}; 40\text{cm}\} = 29,7\text{cm}.$$

$$\text{Soit } S_t^{\max} = 25\text{cm}.$$

A. Vérification selon le RPA (Art7.5.2,2/RPA99V2003) :

➤ **Armatures transversales :**

1) **Zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing \right\} = \min \{8,75\text{cm}; 16,8\text{cm}\} = 8,75\text{cm}$$

$$S_t \leq 8,75\text{cm} \rightarrow S_t = 8\text{cm}.$$

2) **Zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

✚ **La section minimale d'armatures transversales:**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{0.4b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 25}{400} = 0.625 \text{ cm}^2 < A = 2.36 \text{ cm}^2$$

5. **Calculs al'ELS:**

$$q_s = 1 \times (G_1 + G_2) + T_s$$

$$q_s = 1 \times (2.187 + 8.952) + 26.31 = 37.45 \text{ KN/m}$$

➤ **Calcul des efforts internes**

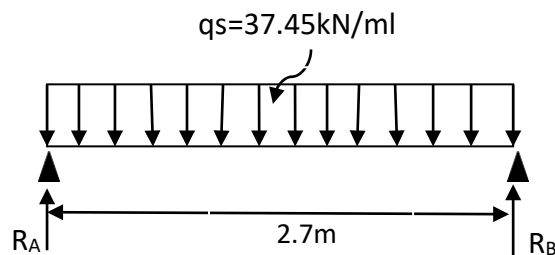


Figure III.29 : Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS.

➤ **Moment isostatique:**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{37.50 \times 2.7^2}{8} = 34.17 \text{ KN.m}$$

Entenant compte l'effet des emi encastrement

$$M_a = (-0.3) M_0 = (-0.3) \times 34.17 = -10.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = (0.85) \times 34.17 = 29.04 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{37.50 \times 2.7}{2} = 50.625 \text{ KN}$$

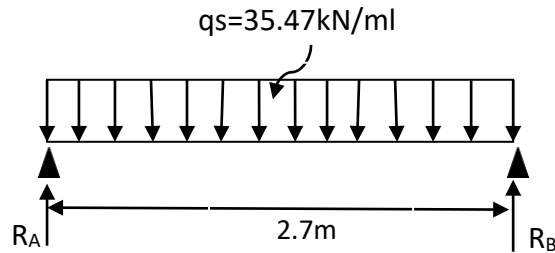


Figure III.30: diagramme des efforts internes à l'ELS.

6. Vérfications à l'ELS:

a) Vérfication des contraintes dans le béton et les aciers:

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire; Alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

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

➤ En travée (Mt=29.04KN.m) :

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 33} = 0.56$$

$$\rho_1 = 0.56 \rightarrow \beta_1 = 0.888 \rightarrow K_1 = 29.64$$

▪ La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{29.04 \times 10^{-3}}{0.888 \times 0.33 \times 4.62 \times 10^{-4}} = 214.50 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{214.50}{29.64} = 7.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis (Ma=-10.25KN.m):

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 33} = 0.283$$

$$\rho_1 = 0.286 \rightarrow \beta_1 = 0.916 \rightarrow K_1 = 44.52$$

▪ La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10.26 \times 10^{-3}}{0.916 \times 0.16 \times 2.36 \times 10^{-4}} = 296.63 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{296.63}{44.52} = 6.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la flèche:

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{30}{270} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

—————> **Condition vérifiée**

$$\frac{30}{320} = 0.111 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{10.25}{15 \times 29.04} = 0.023$$

—————> **Condition vérifiée**

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.62}{25 \times 33} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

—————> **Condition vérifiée**

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

Conclusion:

Le ferrailage retenu est le suivant:

- **Aux appuis:** $A_a = 5HA12$
- **En travée:** $A_t = 5HA14$

III- Calcul de la poutre de chaînage :Introduction :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - ♣ Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - ♣ Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

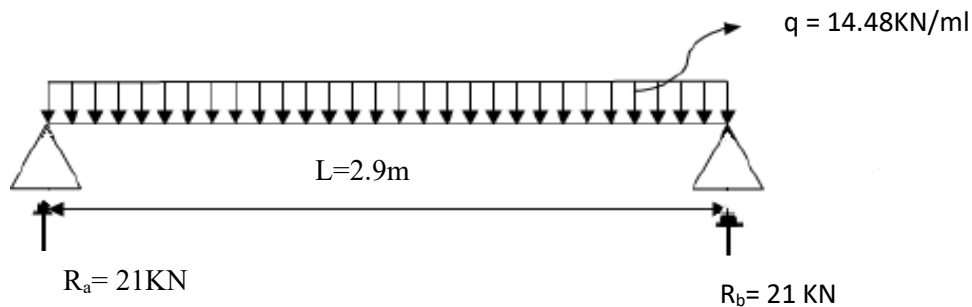
1. Pré dimensionnement de la poutre de chaînage :

Figure III .31 : schéma statique de la poutre de chaînage à l'ELU

Hauteur de la poutre :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33 \leq h_t \leq 29 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$

Largeur de la poutre :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : $b = 20 \text{ cm}$

Remarque :

On a choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

- ✓ $b \geq 20$ cm
- ✓ $h \geq 30$ cm
- ✓ $hb \leq 4$ cm

Donc notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (20 \times 30)$ cm

2. Calcul des effort internes à l'ELU:

➤ Charge et surcharge :

Poids propre du plancher : $5.28 \times \frac{0.65}{2} = 1.71$ KN/ml

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.5$ KN/ml

Poids propre du mur : $2.44 \times (3.06 - 0.2) = 6.97$ KN/ml

$$G_T = 1.71 + 1.5 + 6.97 = \mathbf{10.18 \text{ KN/ml}}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = \mathbf{0.49 \text{ KN/ml}}$$

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (10.18) + 1.5(0.49)$$

$$q_u = 14.48 \text{ KN/ml}$$

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{14.48 \times 2.9}{2} \Rightarrow R_a = R_b = \mathbf{21 \text{ KN}}$$

b) Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -14.48x + 21$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = \mathbf{21 \text{ KN}} \\ x = 3.33 \text{ m} \rightarrow T(x) = \mathbf{-21 \text{ KN}} \end{cases}$$

c) Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{14.48 \times 2.9^2}{8} \Rightarrow M_0 = \mathbf{15.22 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 12.94 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -4.57 \text{ KN.m}$$

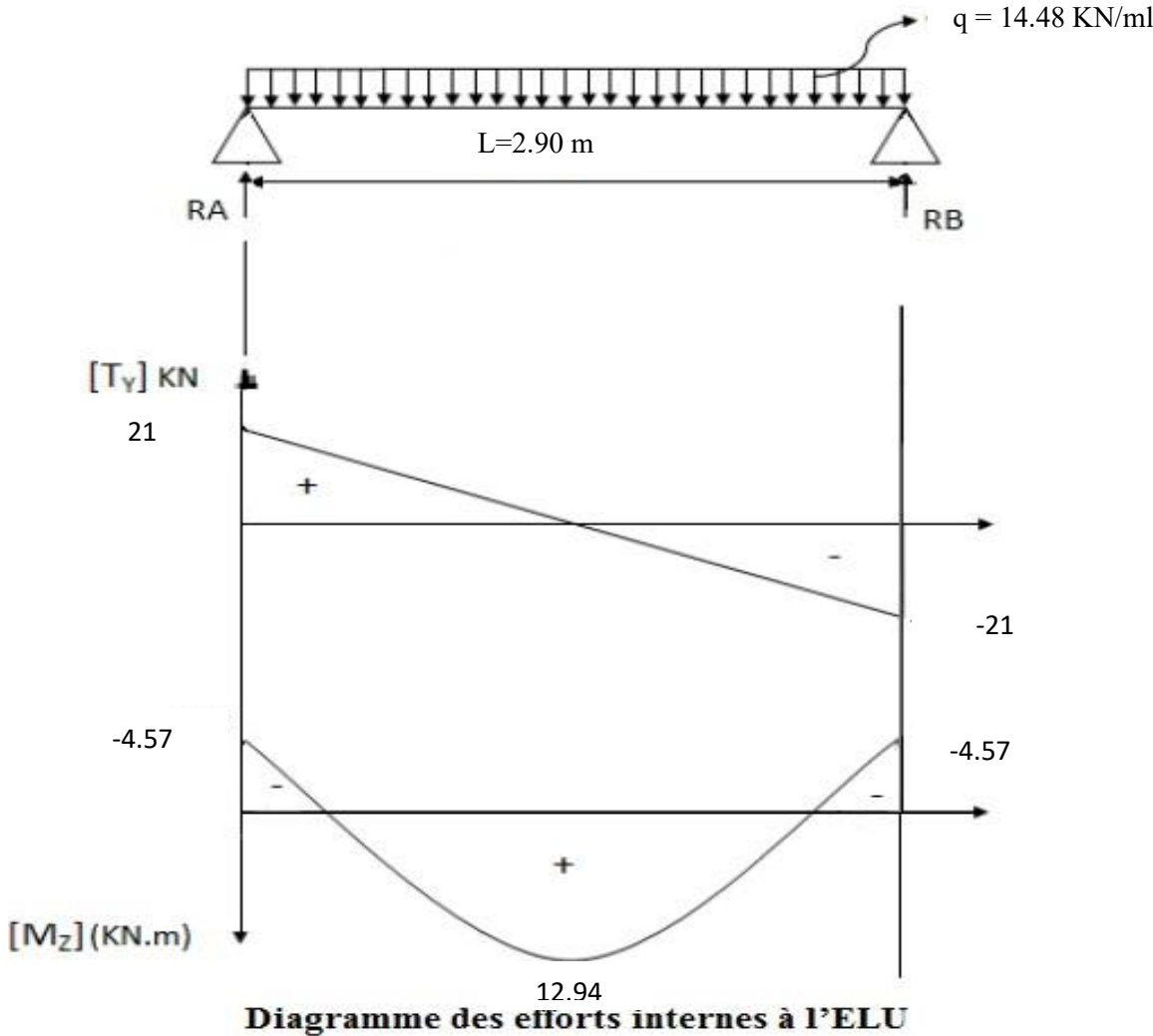


Figure III.32 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU

3. Ferraillage de la poutre de chaînage :

Calcul des armatures :

a. Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	4.57	12.94
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.57 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.022 < \mu_l = 0.392$	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{12.94 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.062 < \mu_l = 0.392$
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.028	0.081
$\beta = 1 - 0.4\alpha$	0.988	0.967
Armatures principales A_t (cm)	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.1 \times 10^2}{0.988 \times 27 \times 34.8} = 0.25$	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.96 \times 10^2}{0.967 \times 27 \times 34.8} = 0.64$
A_{adop}	3 HA 8 = 1.51 cm ²	3 HA 8 = 1.51 cm ²

Tableau III.12 : Résultats du calcul de ferraillage des armatures à l'ELU

b. Armatures transversales(Article.A.7.2,2 BAEL99) :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_l\right) = \min(8.57; 20; 12)$$

$$\varnothing_t = 8.57mm$$

On adopte : 2 HA 8 = 1.01 cm²

c. Espacement des barres (art A.1, 22 BAEL 99):

$$St \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(24.3; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Suivant (l'article 7.5.2 RPA2003) :

d. L'espacement est donné selon deux zones :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right) = \min(7.5; 12) \Rightarrow S_t = 7cm$$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 12\text{cm}$$

4. Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité ... (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.652\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 1.51\text{cm}^2 \geq A_{min} = 0.652\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 1.51\text{cm}^2 \geq A_{min} = 0.652\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (art A.51.211 BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{21 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.39\text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min\left(0.2; \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.39\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

c. Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 12 \times 3,14 = 113.04\text{mm}$

n : nombre de barres.

\emptyset : Diamètre des barres.

$$\tau_s = \frac{21 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 0.764\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$\tau_s = 0.877 MPa \leq \tau_{se} = 3.15 MPa$ \longrightarrow Donc il n'est y a pas de risqué'entrainement des barres

d. Calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1,221/ BAEL99) :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \cdot 2.835} = 42.32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Soit les crochets de longueur (Art.A.6.1, 253 BAEL99)

$$L_a = 0.4 L_s = 16.928 \text{ cm}$$

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art.A5.1,313/BAEL99)

On doit vérifier que : $T_{\max} < v_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25000 \times 0.9 \times 0.27 \times 0.20}{1.5} = 324 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 21 < v_u = 324 \text{ KN}$ \longrightarrow condition vérifier

5. Calcul des efforts internes à l'E.L. S :

➤ **Charge et surcharge :**

$$G_T = 10.18 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 10.67 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{10.67 \cdot 2.9}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 15.47 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -10.67 x + 15.47$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 15.47 \text{ KN} \\ x = 2.9 \text{ m} \rightarrow T(x) = -15.47 \text{ KN} \end{cases}$$

c. Moment fléchissant :

$$M_{max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10.67 \times 2.9^2}{8} \Rightarrow M_0 = 11.22 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

+ Moment en travée :

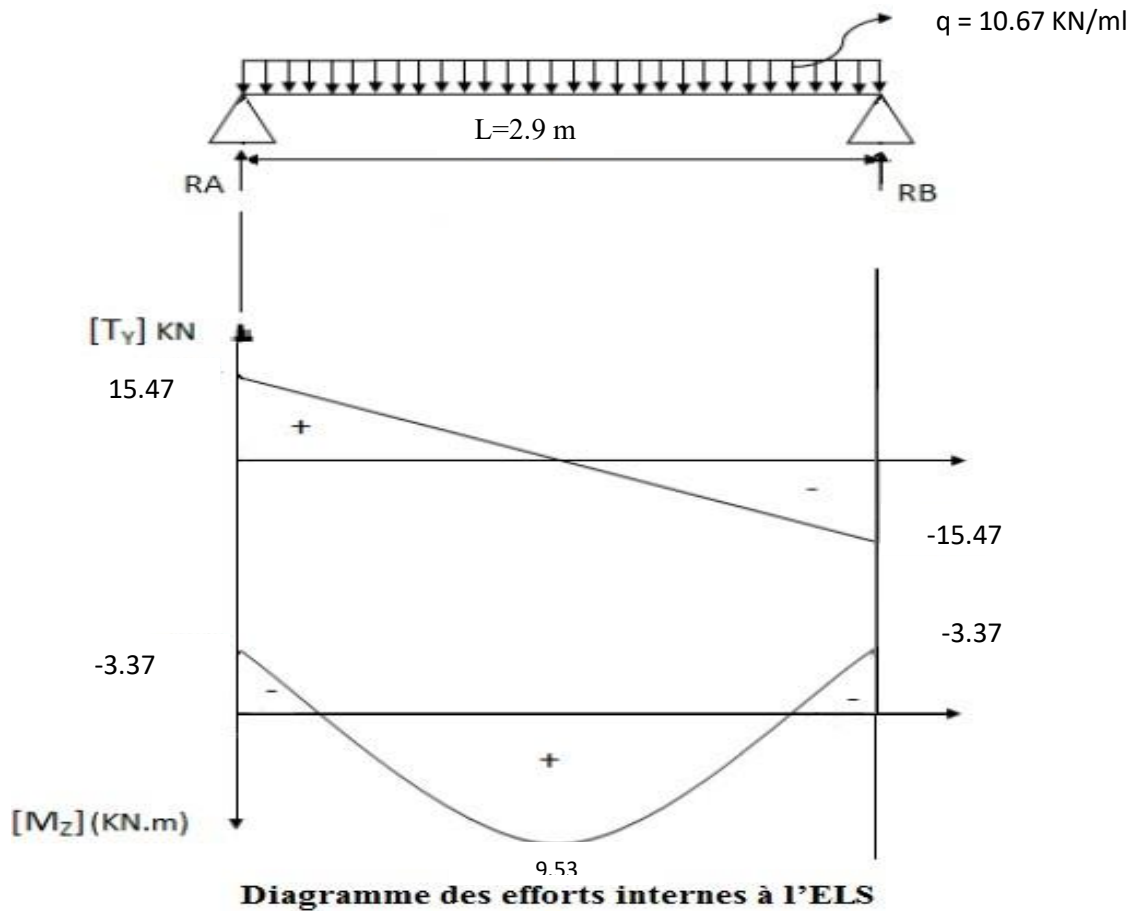
$$M_t = 0.85M_0 = 9.53 \text{ KN.m}$$

+ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -3.37 \text{ KN.m}$$

+ Diagrammes des efforts interne à l'ELS:

Figure III.3 : Diagramme des moments et es efforts tranchant à L'ELS.



6. Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{20 \times 27} = 0.291$$

D'où : $\beta_l = 0.915$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{3.37 \times 10^6}{151 \times 0.915 \times 370} = 65.92$$

$$\sigma_s = 65.92 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = 0.29$$

D'où : $\beta_l = 0.915$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{9.53 \times 10^6}{151 \times 0.915 \times 370} = 168.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 168.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

e. Etat limite d'ouverture des fissures (Art.B.6.3 BAEL99) :

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification à effectuer.

f. Vérification de la flèche (Art.B.6.5,1 BAEL99) :

Nous devons vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{20} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \text{ condition vérifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 > \frac{3.37}{10 \times 9.53} = 0.03 \text{ condition vérifier} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{20 \times 27} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ condition vérifier} \end{array} \right.$$

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

La poutre de chaînage a pour dimension : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

Armatures principales :

En travée : $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ Cm}^2$

Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ Cm}^2$

POUTRES DE CHAINAGE



Chapitre IV
Modélisation

IV - Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions. 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.

4.1. Description du logiciel ETABS:

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet au même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processus graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes ; les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc

La modélisation de tous types de structures

- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées , des efforts internes, des modes de vibration...
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

4.2. Manuel d'utilisation de l'ETABS:

L'ETABS se trouve en plusieurs versions, dans mon travail on utilise la version 9.6.0.

- Pour ouvrir ETABS on clique sur l'icône:



*Figure IV.1 :
icône d'ETABS.*

- Une fenêtre de dialogue s'affiche ,on clique sur **OK**.

4.3. Etapes de modélisation:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:

- 1) Introduction de la géométrie du modèle.
- 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux,poutres,voile...).
- 4) Affectation des éléments définis au model
- 5) Définition des charges statiques(G,Q).
- 6) Introduction du spectre de réponse(E) selonleRPA99/version2003.
- 7) Définition de la charges sismique.
- 8) Introduction des combinaisons d'actions.
- 9) Chargement des éléments.
- 10) Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

4.3.1. Introduction de la géométrie du model:

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

4.3.1.1. Le choix d'unité : on doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS .On sélectionne **KN.m** en bas de l'écran qui sera notre unité de travail.

4.3.1.2. Géométrie de base:

- En haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**, cette option permet de créer rapidement un modèle régulier.

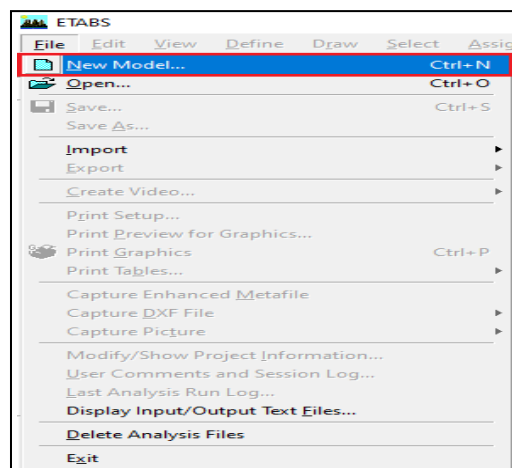


Figure IV. 2 : commande création d'un nouveau modèle.

- Une page de dialogue sous le titre «**New Model Initialisation** »s’affiche puis on clique **No**.
- Une fenêtre sous le nom de « **Building Plan Grid System and Story Data Définition** »qui va s’ouvrir nous permet d’introduire les paramètres suivants:
 1. Le nombre des lignes dans la direction X.
 2. Le nombre des lignes dans la direction Y.
 3. Espacement des travées dans le sens X.
 4. Espacement des travées dans le sens Y.
 5. Le nombre d’étage.
 6. La hauteur des étages courants.
 7. La hauteur du rez de chaussée(RDC).
- On modifie la géométrie de base en cliquant sur **Custom Grid Spacing** puis sur **Edit Grid data** ce qui nous permet d’accéder à l’interface suivante ou on aura à introduire les coordonnées ou bien les espacements des travées dans les deux directions en plan:
- Pour introduire les hauteurs d’étages en élévation on clique sur **Custom story data** puis sur **Edit story data**:

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
8	STORY7	3.06	22.44	Yes		No	0.
7	STORY6	3.06	19.38	No	STORY7	No	0.
6	STORY5	3.06	16.32	No	STORY7	No	0.
5	STORY4	3.06	13.26	No	STORY7	No	0.
4	STORY3	3.06	10.2	No	STORY7	No	0.
3	STORY2	3.06	7.14	No	STORY7	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY7	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît « **Story Data** », on choisit le champ **Master Story** et on désactive pour tous les étages à part l’étage principale choisit par **Yes**, et dans le champ **Similar To** on applique cinq étage principal à tous ceux qui lui son identique.
- Après introductions des données précédentes (hauteur d’étage) comme indiqué sur l’image. On valide et on obtient deux fenêtre se représentant la structure l’une en 3D et l’autre en 2D.

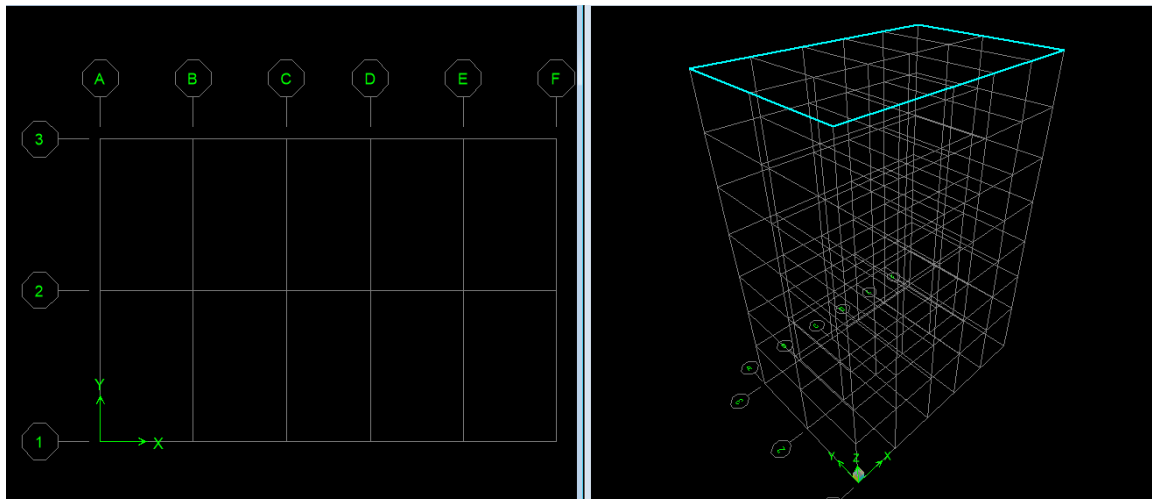



Figure IV.3: Représentation de la structure en 2D.

4.3.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux:

La deuxième étape consiste à introduire les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autre), pour ce la on clique sur:

- **Define** puis **Material Properties** ou bien , on sélectionne le matériau **Conc** ensuite **Modify /ShowMaterial**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante:

Material Property Data	
Material Name	B25
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	10342136.8
Type of Design	Design: Concrete
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Specified Conc Comp Strength, f _c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, f _y	400000
Shear Reinf. Yield Stress, f _{ys}	400000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

Figure IV.4: Introduction des propriétés mécaniques du béton.

- **Define** puis **Material Properties** , une boîte de dialogue s'affiche « **Define Materials** » ensuite on sélectionne dans **Material** le matériau **Other** après **Modify/Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante:

Figure IV.5 : Introduction des propriétés mécaniques du matériau OTHER

4.3.3. Spécification des propriétés géométriques des matériaux:

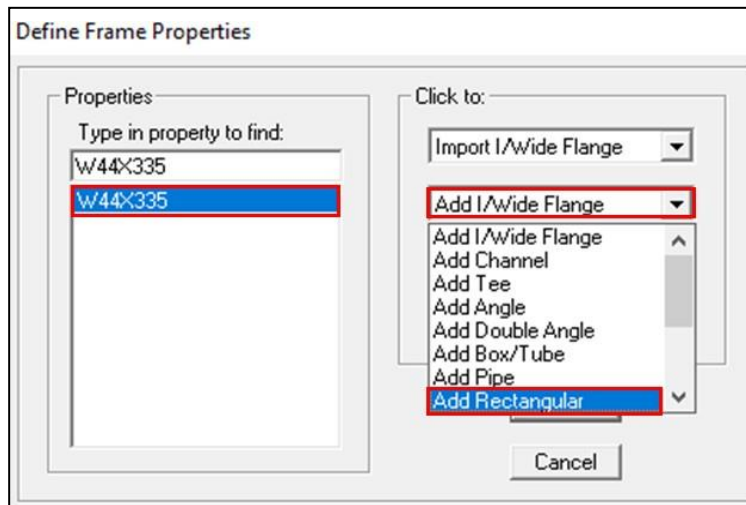
On va définir chaque élément de la structure : les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher ,les dalles pleins et les voiles.

4.3.3.1. Poteaux et poutres:

- On clique sur **Définir** puis sur **Frame Sections** ,dans l'icône qui s'affiche on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne sauf **W44X335** puis en clique sur **DeleteProperty**.

Figure IV.6 : introduction des éléments barres.

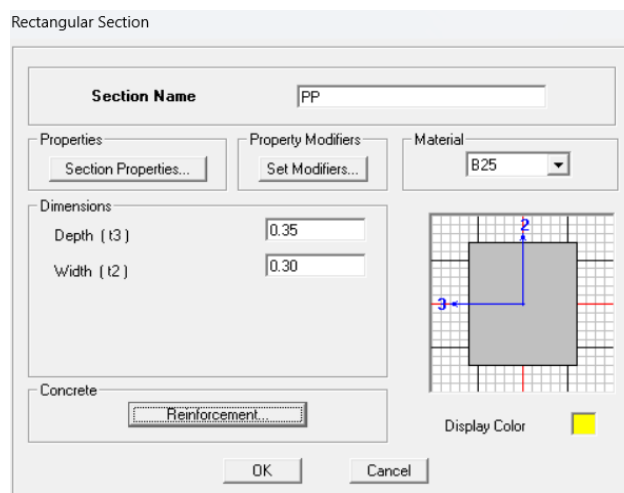
- Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux on clique sur **Add I/Wide Flange** puis on choisit **Add Rectangular**.



FigureIV.7:introduction des coffrages de poutres.

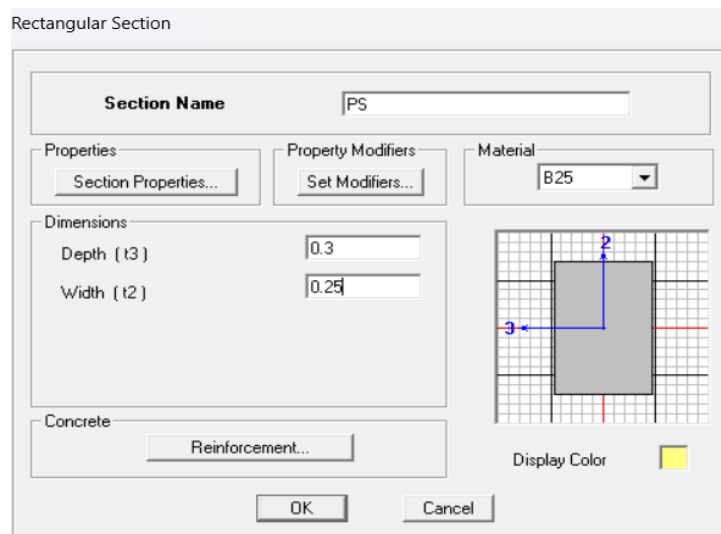
- En cliquant sur **Add Rectangular**, une fenêtre apparaît sous le titre **Rectangular Section** qui nous permettra de définir les dimensions des poutres et des poteaux:

➤ **Poutre principalePP 30x35:**



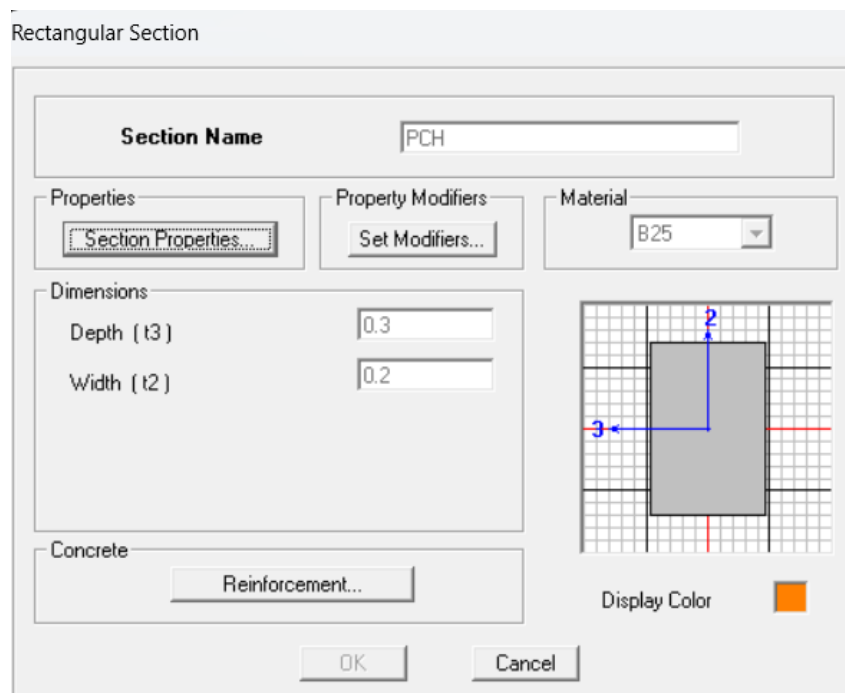
FigureIV.8 :définitiondes dimensionsdes poutresprincipales.

➤ Poutre secondaire PS 25x30 :



FigureIV.9 :définition des dimensions des poutres secondaires.

➤ Poutre de chaînage:



FigureIV.10: définition des dimensions des poutres chaînages.

➤ Pour un poteau 30x30 :

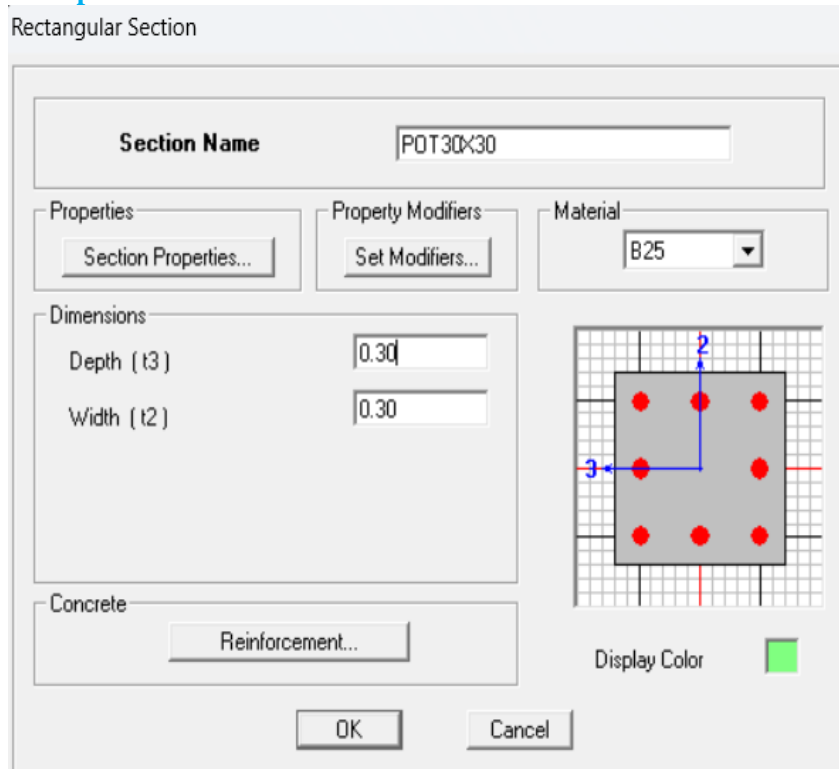


Figure IV. 11: définition des dimensions du poteau 30x30

➤ Pour un poteau 35x35:

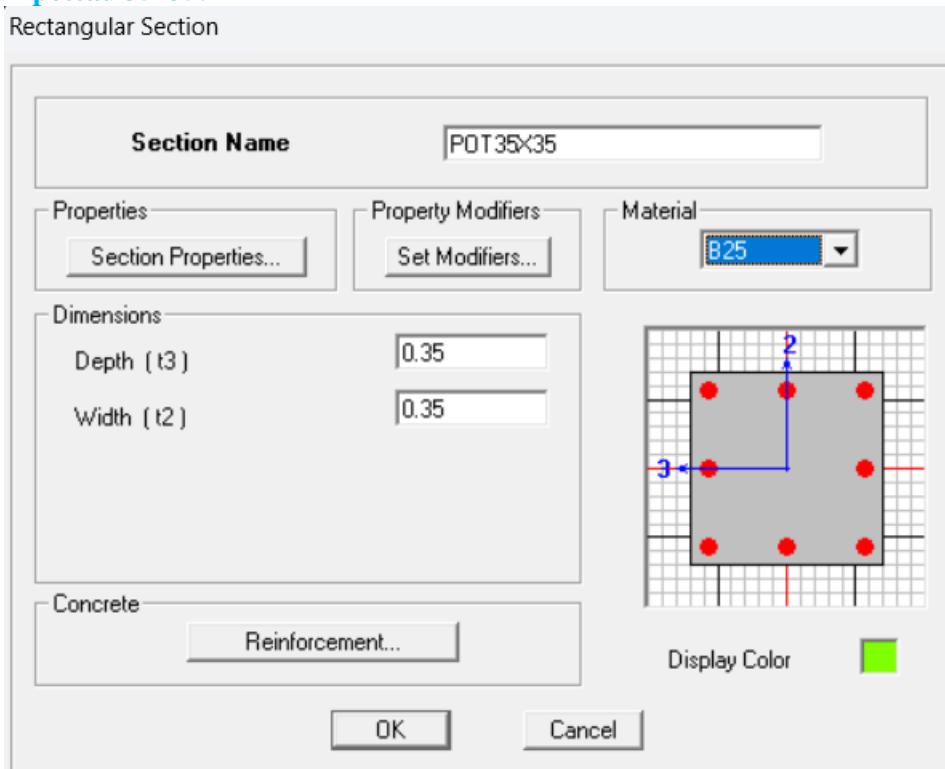


Figure IV.12: définition des dimensions du poteau 35x35

➤ Pour un poteau 40x40:

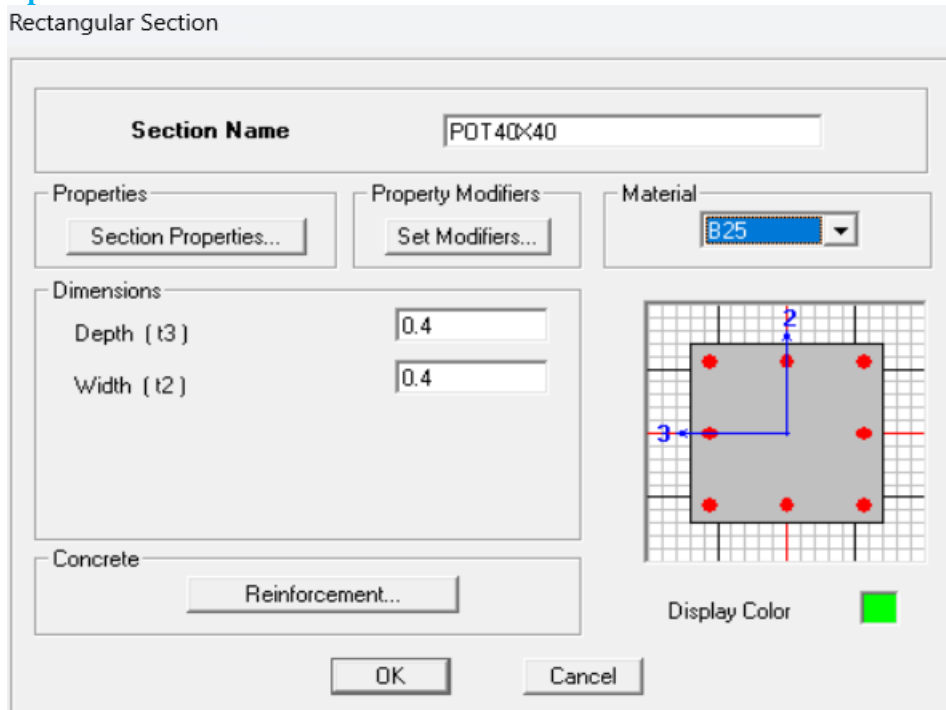


Figure IV.13: définition des dimensions du poteau 40x40

4.3.3.2. Les plancher, dalles pleins et voiles:

➤ Voile:

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Wall** pour un voile, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du voile et son épaisseur en suite on coche **Shell**.

- Pour le voile :

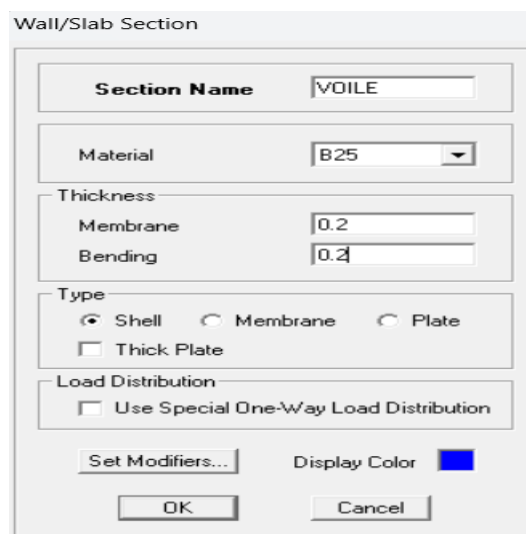


Figure IV.14: définition des dimensions de voile

➤ Plancher:

On clique sur **Define** puis sur **Wall/Slab/Deck sections** ensuite sur **Add New Slab** pour un plancher, une nouvelle fenêtre va apparaître « **Wall/Slab Section** » ; là où il faut spécifier le nom pour la section du plancher et son épaisseur ensuite on coche **Membrane**.

- Pour le plancher en corps creux:

Wall/Slab Section

Section Name: PCC

Material: OTHER

Thickness:

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Type:

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution:

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: [Pink Square]

OK Cancel

Figure IV.15: définition des dimensions des planchers en corps creux.

- Pour la dalle pleine:

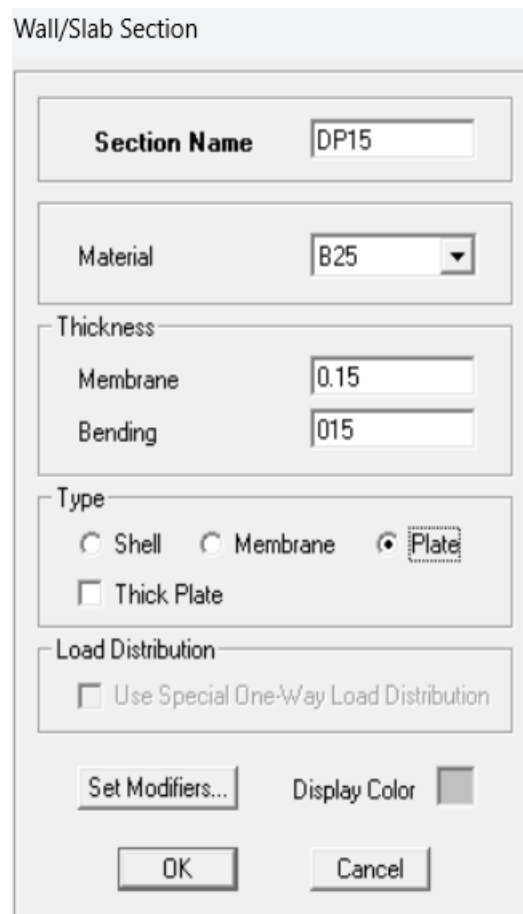



Figure IV.16 : Définition des dimensions de la dalle pleine.

4.3.4. Affectation des éléments définis au model:

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** ensuite **Draw Line Objects** après on choisit selon l'élément qu'on dessine.

4.3.4.1.

4.3.4.2. Pour les poteaux :

Après **Draw Line Objects** on choisit **Create Columns in Region or at Clicks (Plan)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans «**Property of Object**» le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant:

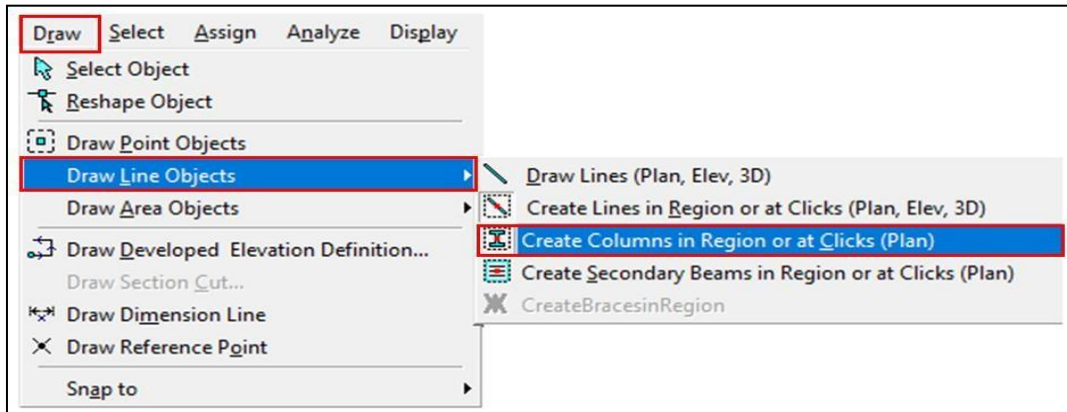


Figure IV.17: Commande de dessin poteaux.

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

➤ **Sous-sol + RDC + étage 1: 40x40**

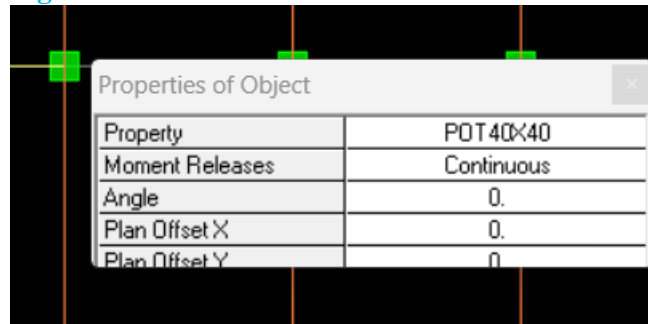


Figure IV.18: dessin des poteaux 40x40

➤ **Etages 2,3,4 : 35x35**

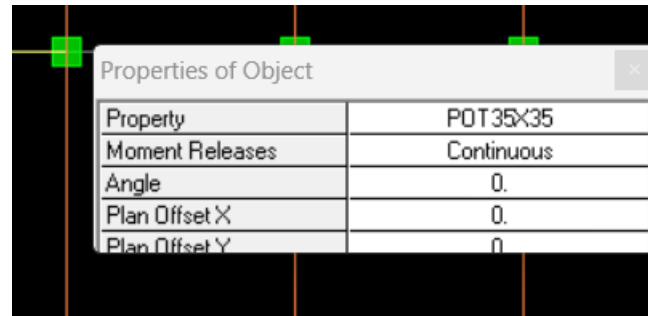
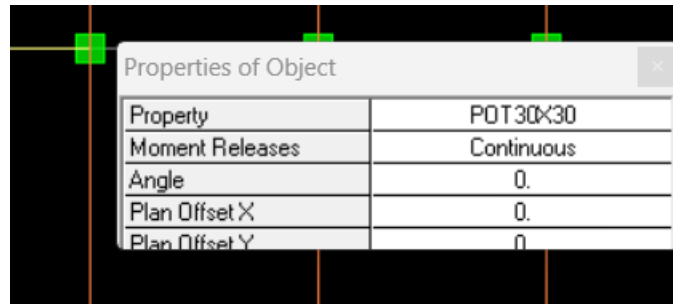



Figure IV.19: dessin des poteaux 35x35

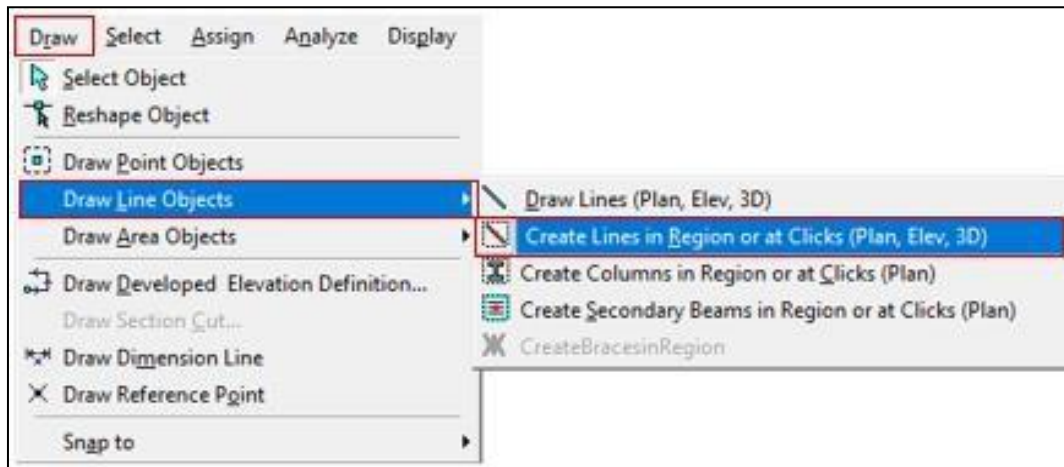
➤ Etages5 :30x30



FigureIV.20:dessin des poteaux30x30

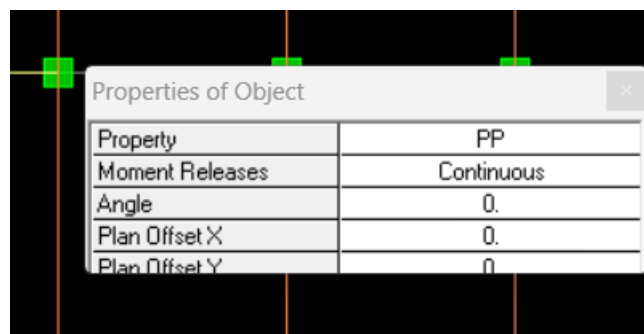
4.3.4.3. Pour les poutres :

Après **Draw Line Object** son choisit **Create Lines in Region or at Clicks (plan, éleva, 3D)** ou bien on clique sur l'icône  une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans « **Property of Object** » ensuite choisir le nom de la section et cliquer sur les grids lines des poutres pour les dessiner.



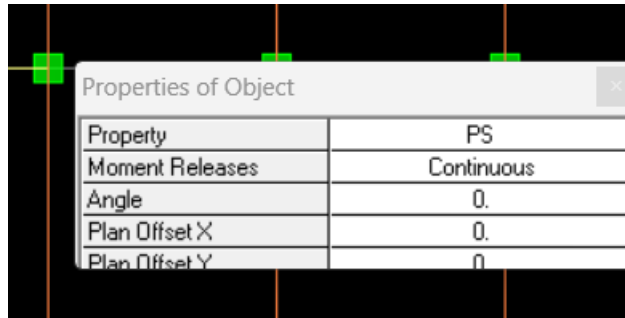
FigureIV.21:Commande de dessin poutres.

➤ Poutre principale PP :30x35




FigureIV.22:dessin des poutres principales30x35.

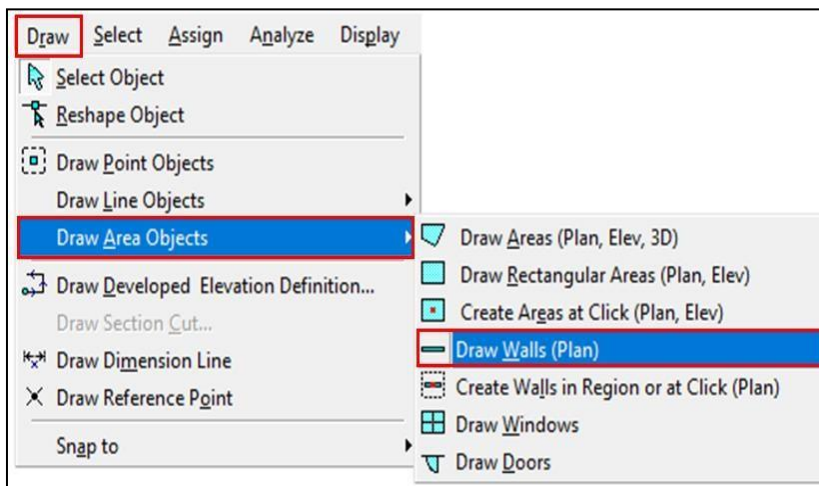
➤ Poutre secondaire PS :25x30 :



FigureIV.23:dessin des poutres secondaires 25x30

4.3.4.4. Pour lesvoiles :

Pour modéliser les voiles on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** en suite **Draw Area Objects** après **Draw Walls(Plan)**ou bien on clique sur l'icône 



FigureIV.24:Commande de dessin voile.

Dans la boite de dialogue qui apparait « **Property of Object** » on sélectionne dans **Property** voile on spécifie la longueur du voile dans la case **Fixed Length**, puis dessiner leVoile.

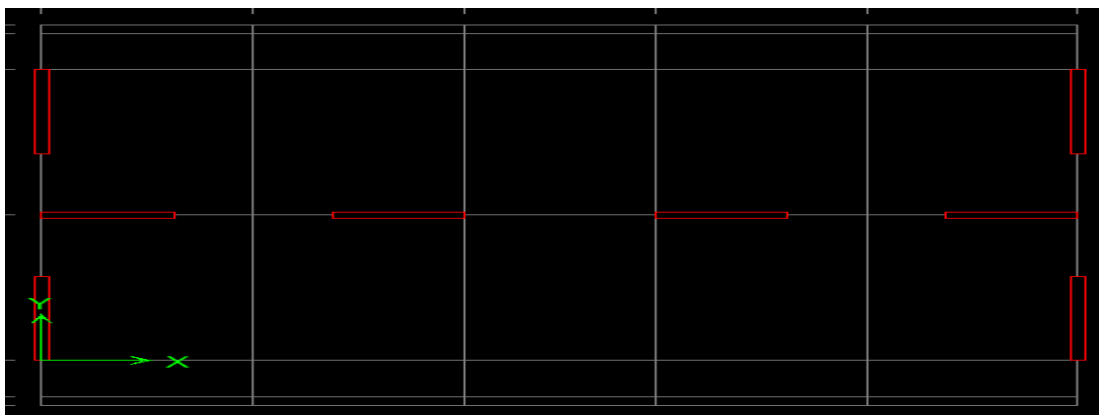

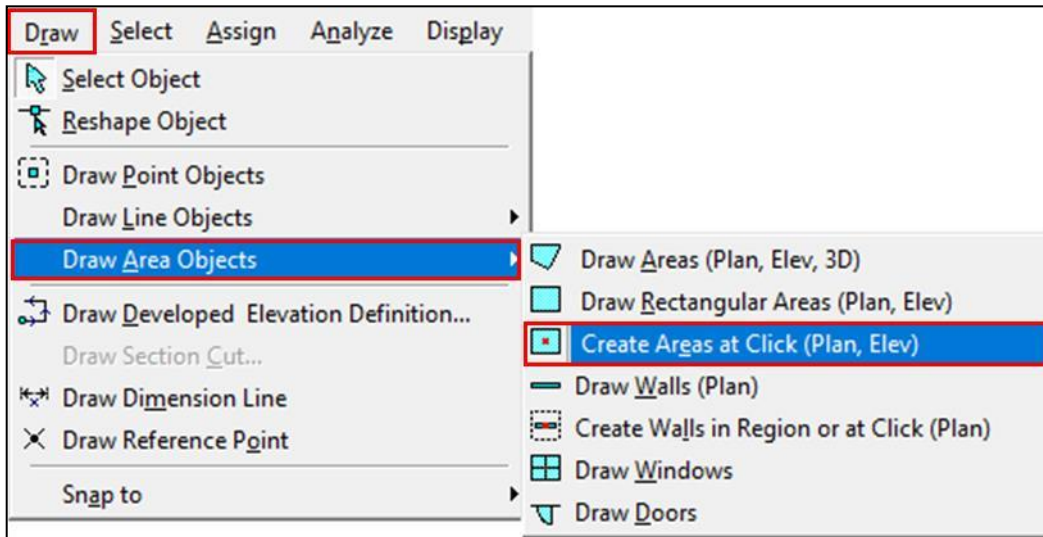


Figure IV.25:Positionnement des voiles.

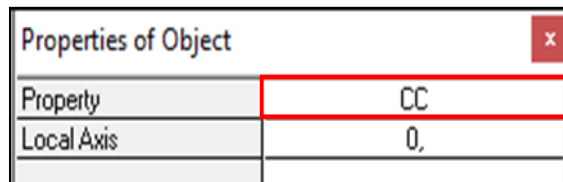
4.3.4.5. Pour les dalles en corps creux:

- Pour modéliser les dalles en corps creux on sélectionne en haut et à gauche de l'écran **Draw** en suite **DrawArea Objects** après **Create Areas at Click(Plan,Elev)** ou bien on clique sur l'icône 



FigureIV.26: Commande de dessin des dalles en corps creux.

- Dans la boîte de dialogue qui apparaît «Property of Object» on sélectionne dans **Property** CC.



FigureIV.27: Affectation des dalles en corps creux.

Enfin, on obtient le schéma final de la structure

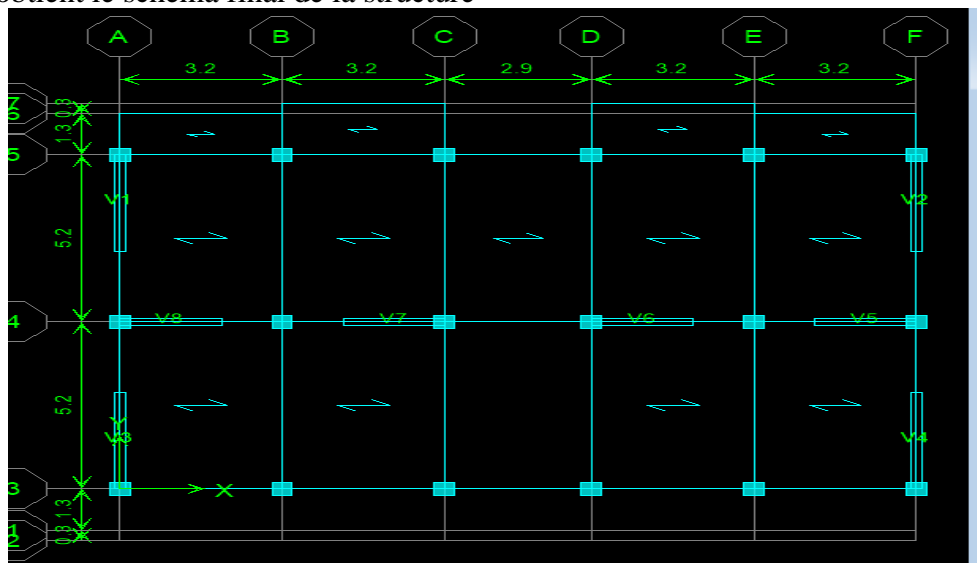


Figure IV.28: Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

4.3.5. Définition des charges statiques(G,Q):

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur: **Define** puis sur **Static Load Cases** ou bien sur l'icône

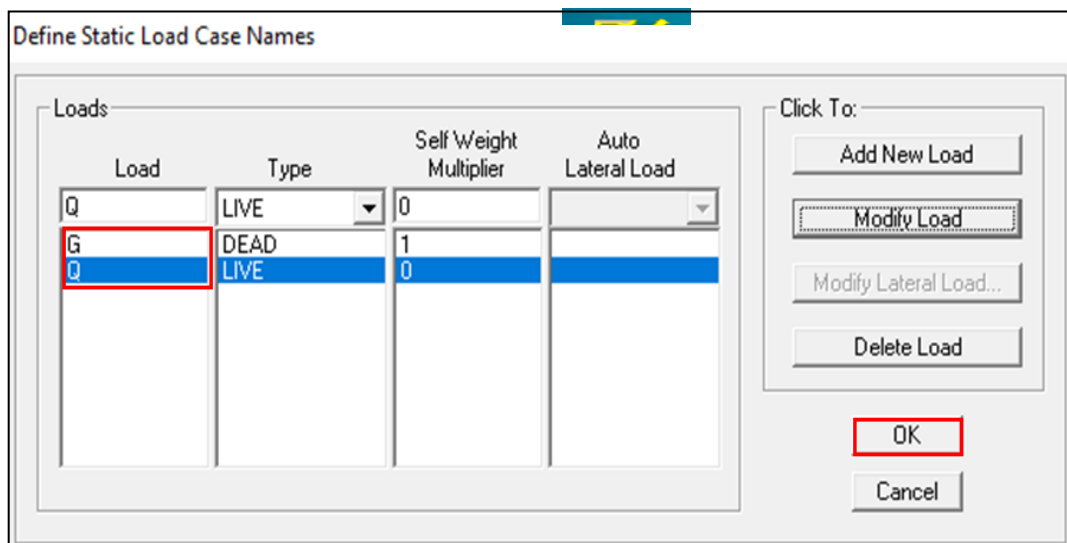


Figure IV.29: Définition des charges G et Q.

4.3.6. Introduction du spectre de réponse(E) selon le RPA99/version 2003:

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.

- On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône
- On introduit les données dans leurs case respectives:
 1. Zone Iia : zone de moyenne sismicité (T.0)

2. Groupe d'usage 2 : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m.
3. Classification des sites d'implantation S3:site meuble
4. Classification des systèmes de contreventement: béton armé voiles porteurs.
5. Facteur de qualité(Q): Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
 - Conditions minimales sur les files de contreventement,
 - La redondance en plan,
 - La régularité en plan,
 - La régularité et en élévation,
 - Contrôle de la qualité des matériaux,
 - Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule : $Q=1 + \Sigma Pq$

Après avoir vérifié les conditions ci-dessous on trouve le facteur de qualité $Q=1,10$

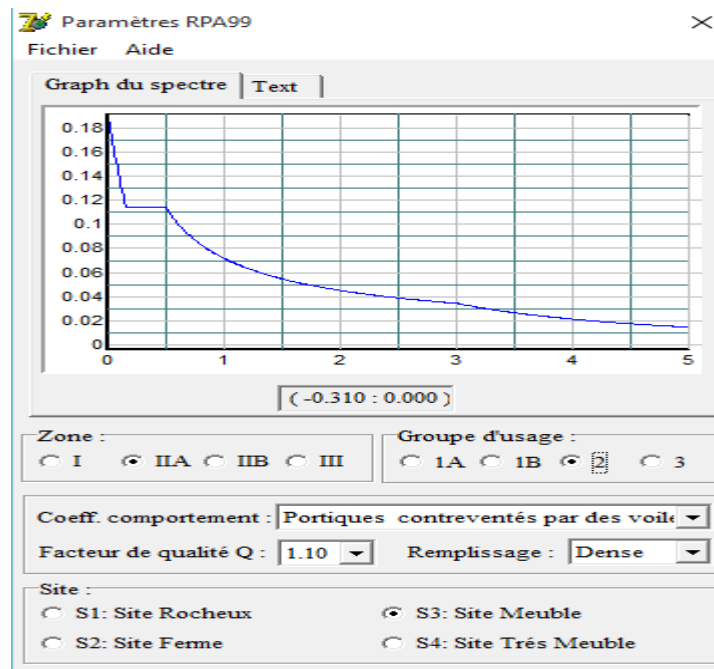
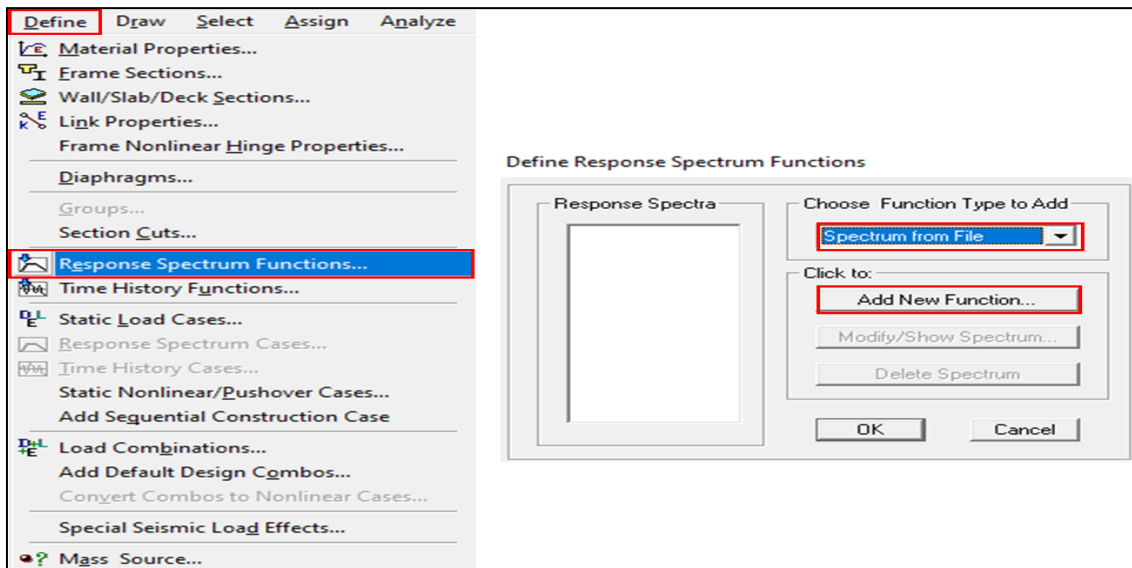
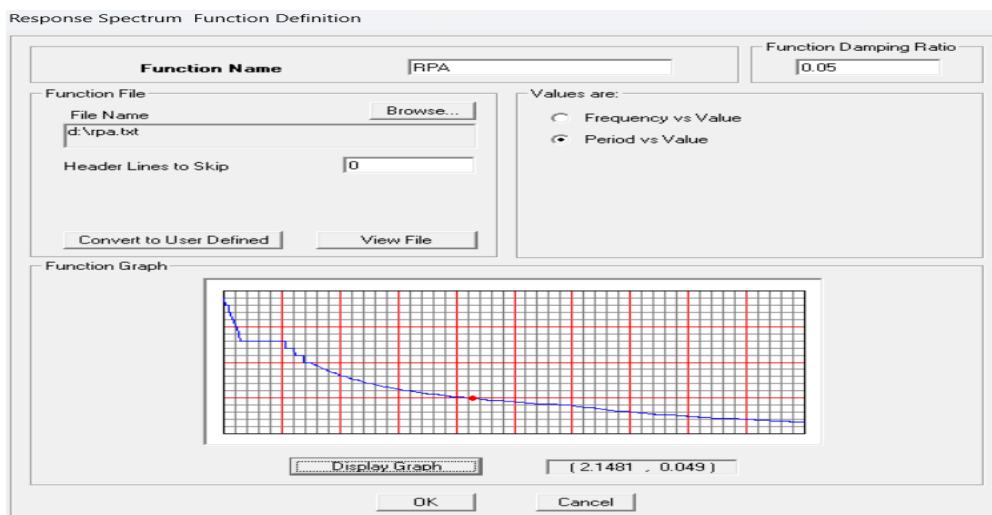


Figure IV.30: Définition du spectre de calcul du RPA99 version 2003.

- Après l'introduction des données on clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.
- Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur **Define** puis **Response Spectrum Functions** puis sur **Spectrum from File** et **Add new Function**



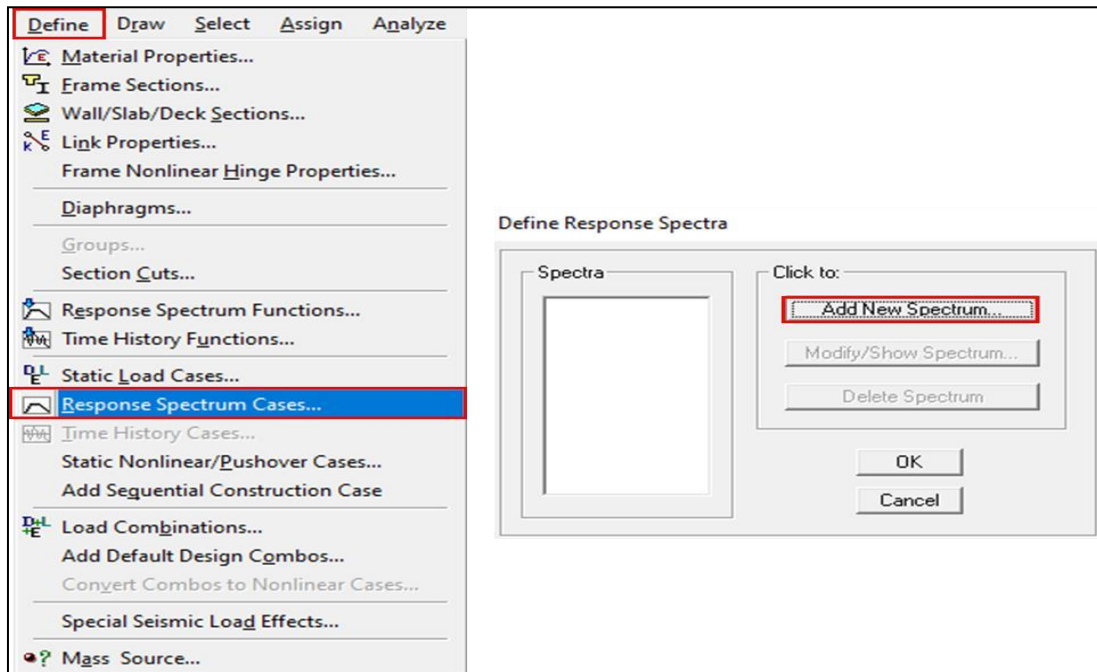
FigureIV.31:commande d'introduction du spectre de réponse.



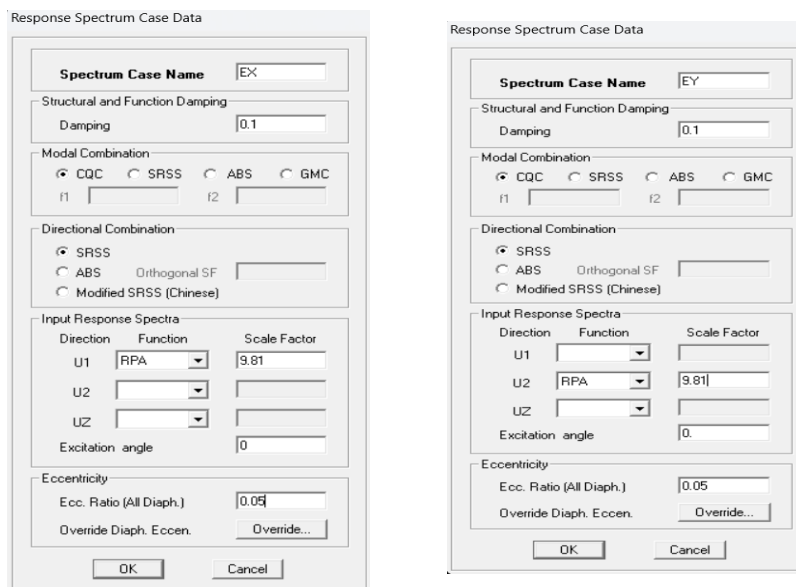
FigureIV.32:Introduction duspectre de calcul du RPA99 version 2003.

4.3.7. Définition de la charge sismique E:

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition de la charge sismique E, pour cela on clique sur **Defin** epuis **Responses Spectrum Cases** ensuite **Add New Spectrum** ou bien




FigureIV.33:commande d'introduction des cas de charges sismiques.



FigureIV.34:Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

4.3.7.1. Définition de la masse sismique :

Dans ce cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta=0.2$

Pour l'introduction de cette masse on suit les étape suivantes :cliquer sur **Define** puis sur **Masse source...**ou bien directement sur l'icône  puis sur **From Loads**.

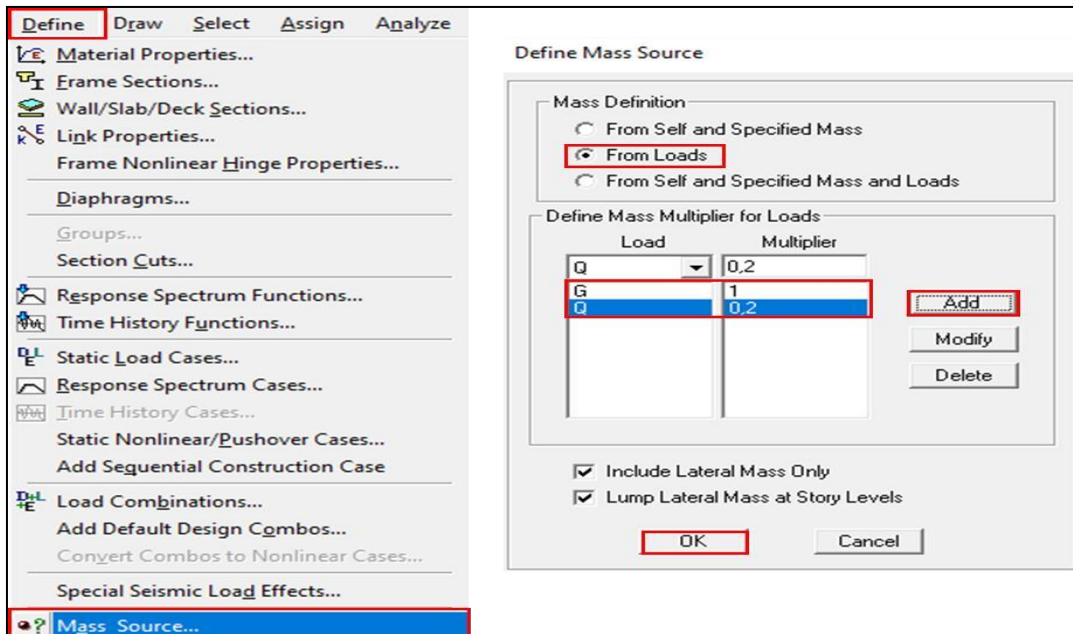


Figure IV.35: définition de la masse sismique.

4.3.7.2. Spécification des conditions aux limites (appuis ,diaphragmes):

➤ Appuis (Encastrement de la base) :

Après avoir dessiné la structure, on doit définir les appuis et encastrement des poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds à la base et on clique sur **Assign** puis sur

Joint/point en suite **Restraints** ,ou bien on clique sur l'icône 

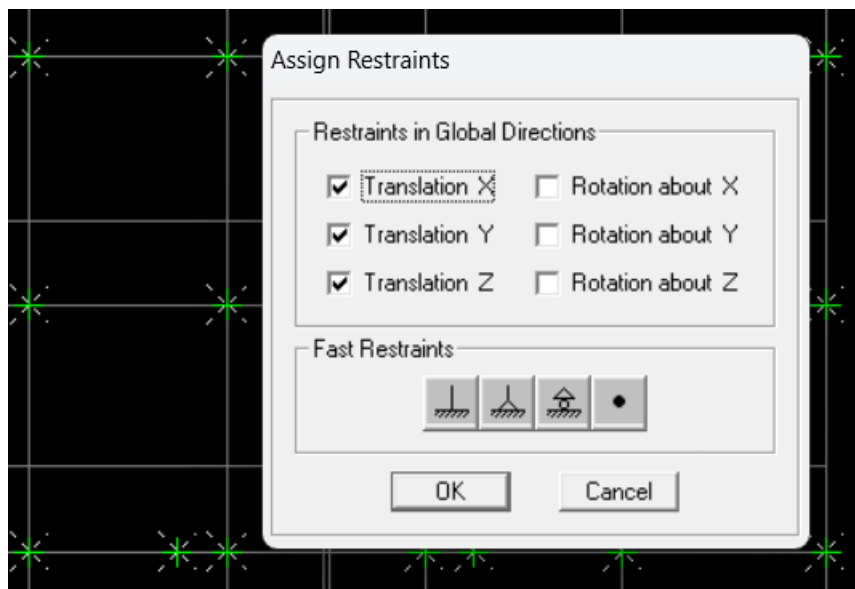



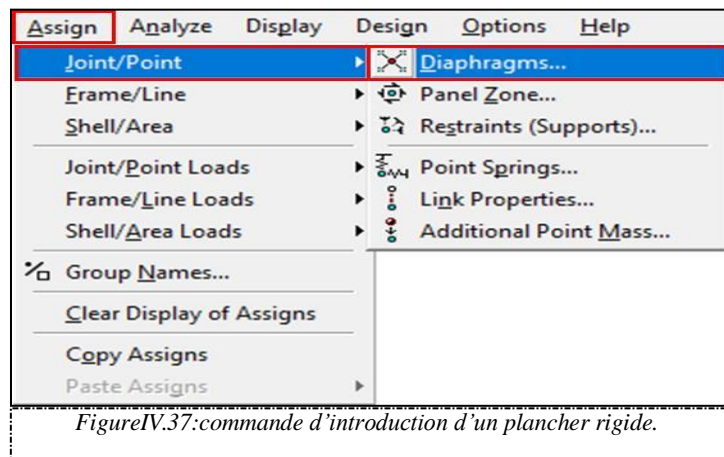
Figure IV.36 : Encastrement de la base de la structure.

➤ Attribution des diaphragmes:

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme** ceci a pour effet de réduire le

nombre d'équation à résoudre par le logiciel ETABS.

- On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :Assign puis sur Joint/Point ensuite Diaphragm sou bien cliquer directement sur l'icône 



FigureIV.37:commande d'introduction d'un plancher rigide.

- On clique sur Add New Diaphragmet on le nomme par exemple D1 pour story 1 on valide et refait la même opération pour tous les étages.

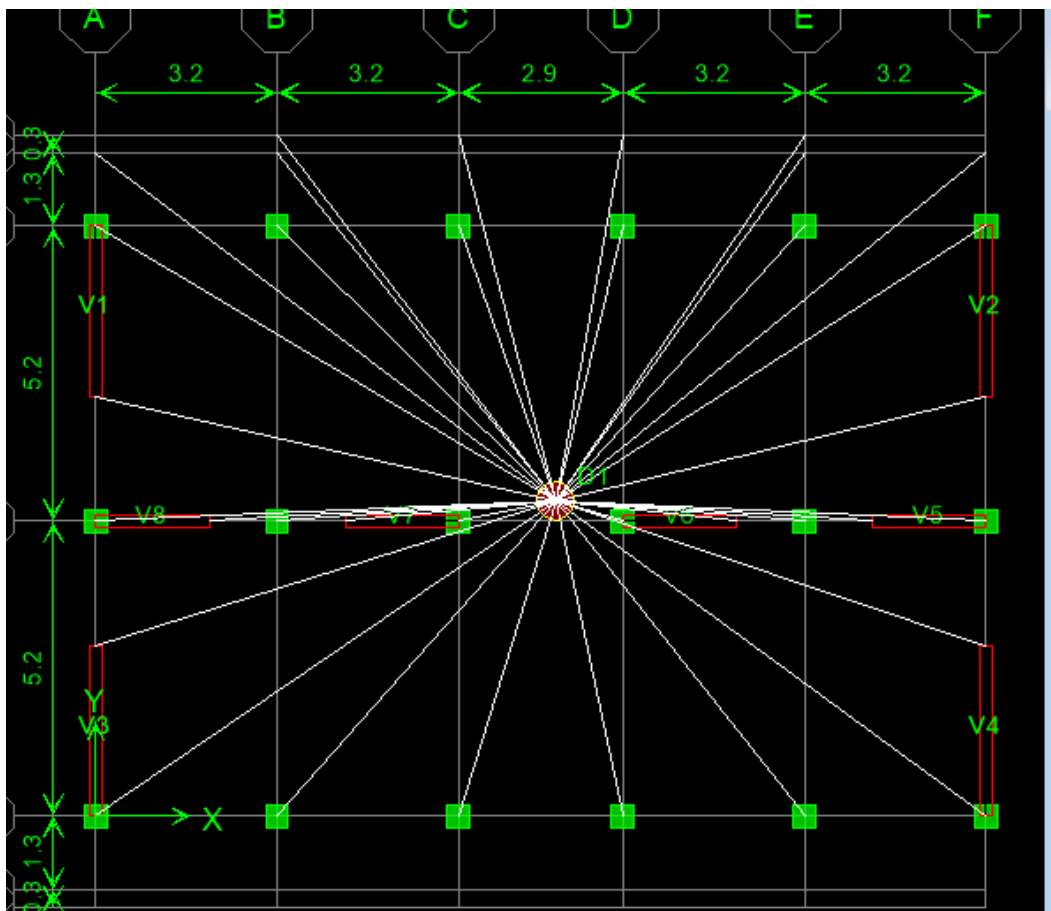


Figure IV.38: spécification du diaphragme

4.3.8. Introduction des combinaisons d'actions:

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur: **Define** puis sur **Loads Combinaisons** Ensuite **Add New Combo** ou bien sur l'icône 

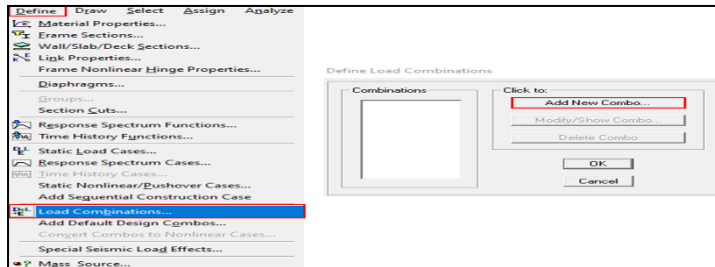


Figure IV.39 :commande d'introduction des combinaisons d'actions.

Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add new Combo** ,on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.

- **Combinaisons accidentelles du RPA**

:GQE : (G + Q + E,G + Q - E)
 08GE:(0,8G+E,0,8G- E)

- **Combinaisons aux états limites**

(ELU/ELS) :ELU:1,35G+1,5Q
 ELS:G+Q.

- **Combinaisons poids :G+0,2Q**

- On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

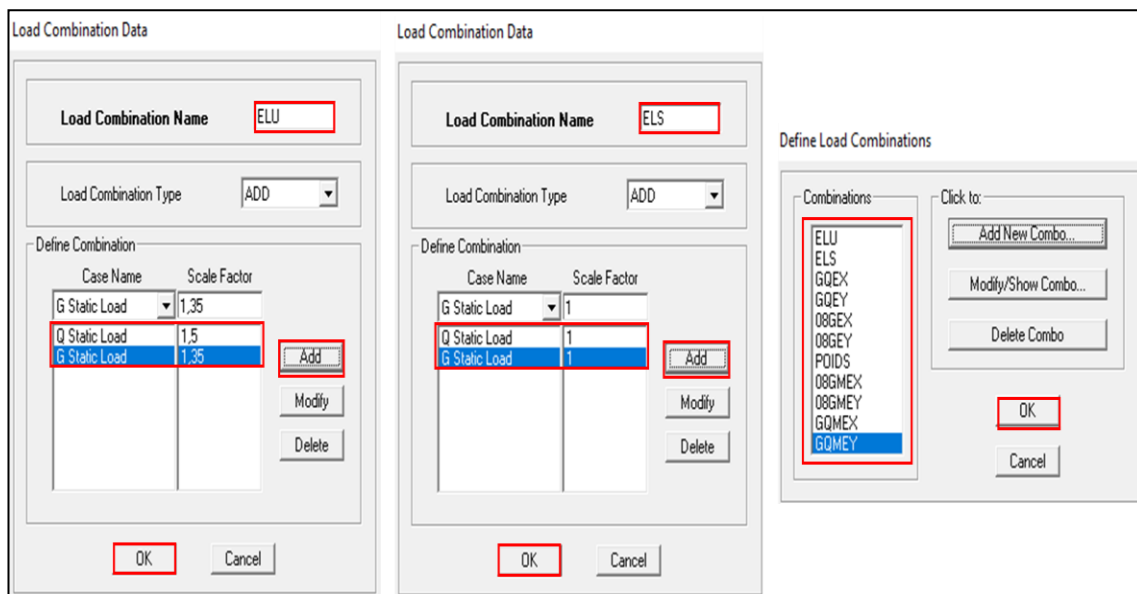


Figure IV.40: création des combinaisons de charges.

4.3.9. Chargement des éléments:

➤ Chargement des planchers à corps creux:

- **Plancher terrasse:**


$$G=5.46\text{KN/m}^2, Q=1 \text{ KN/m}^2$$

- **Plancher étage courant:**

$$G=5.28\text{KN/m}^2, Q=1.5\text{KN/m}^2$$

➤ Chargement de la dalle pleine:

$$G=5.75\text{KN/m}^2, Q=2.5\text{KN/m}^2$$

- Pour charger les planchers on commence dans un premier lieu par sélectionner les planchers puis cliquer sur cette icône 

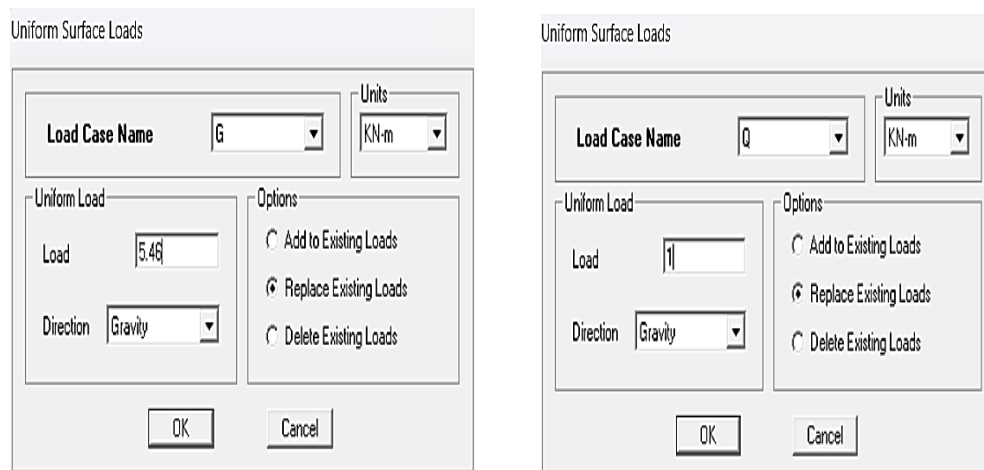
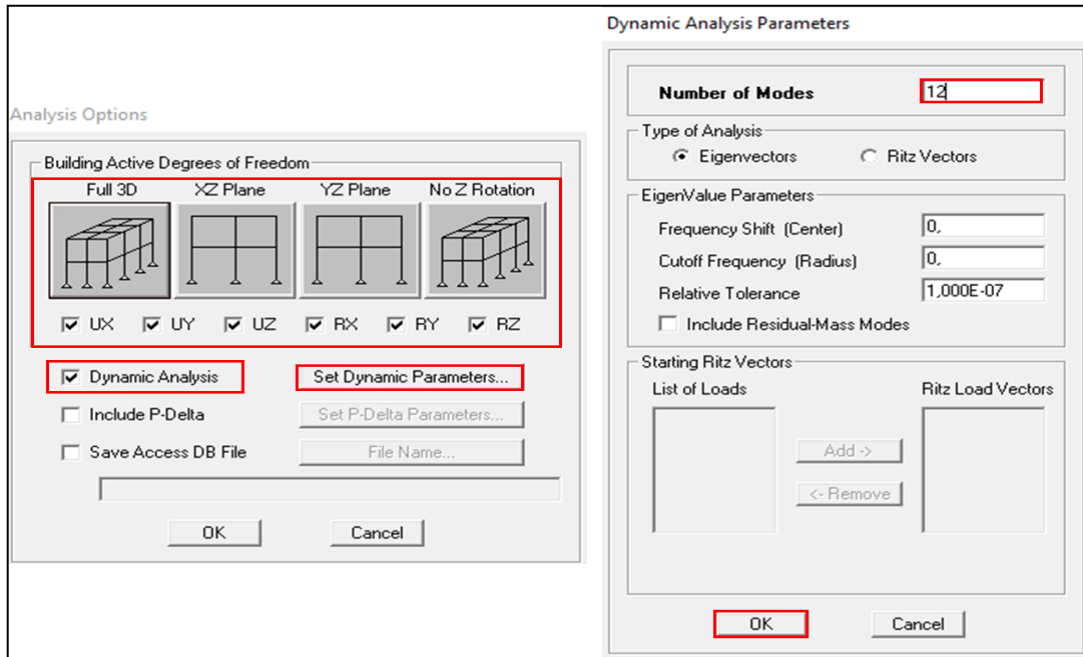


Figure IV.41 : Attribution des charges surfacique à des panneaux.

- Répétez l'opération pour tous les étages.

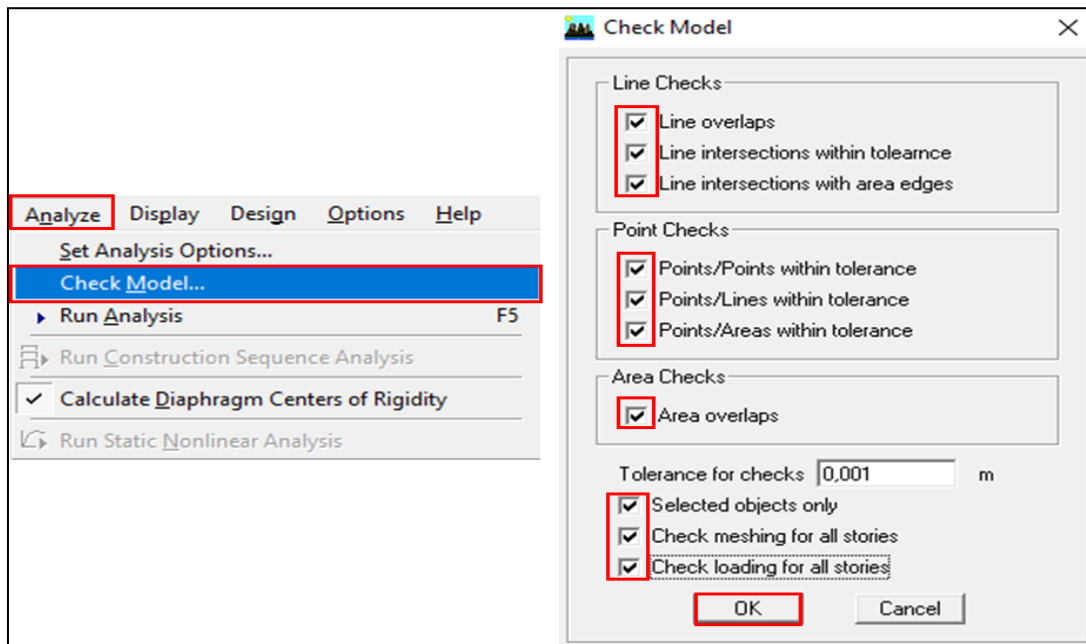
4.3.10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats:

- Avant de lancer l'analyse ,on doit spécifier le nombre de mode à prendre en considération donc on clique sur **Analyze** puis sur **Set Analysis Options**, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre :



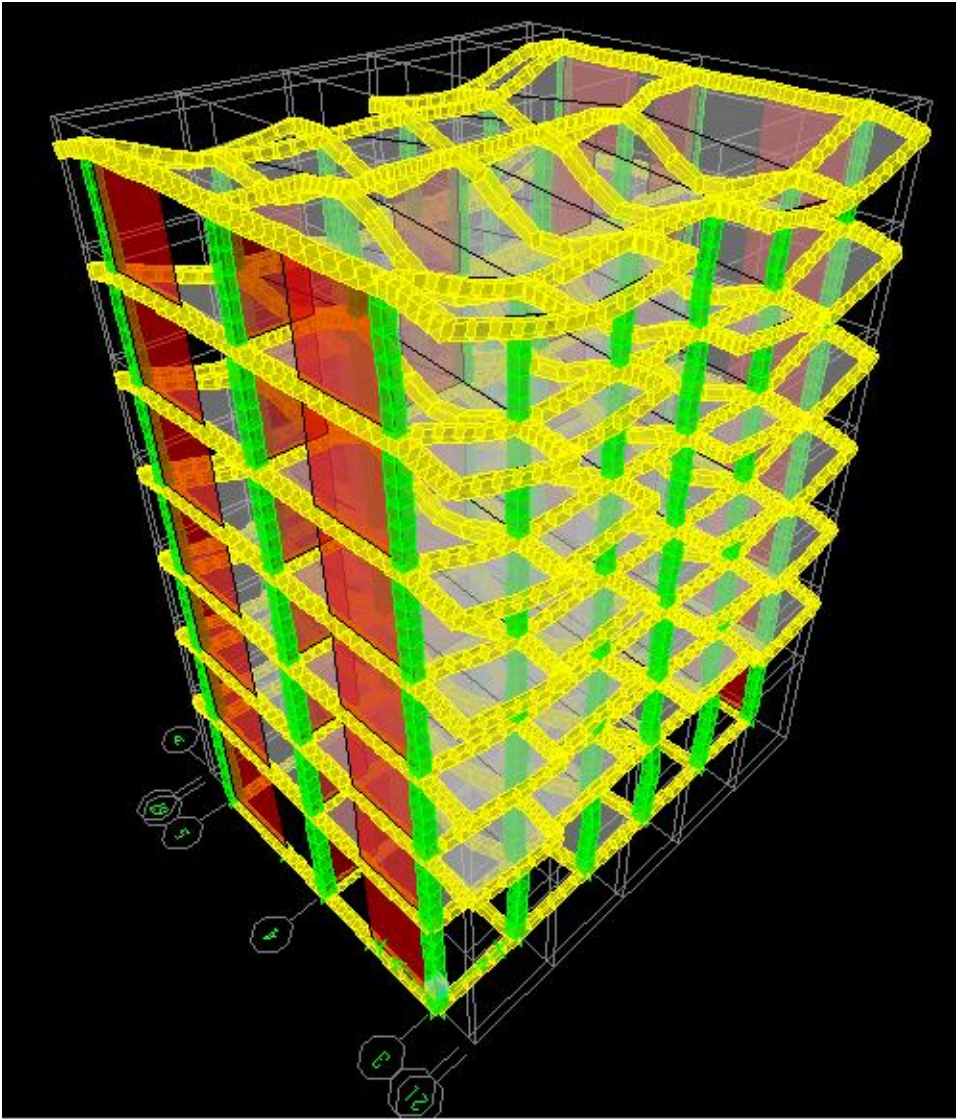
FigureIV.42:introduction de nombre de mode.

- Vérifier que notre structure ne contient pas de problème avec l’option **Analyze** ensuite **check modal**.



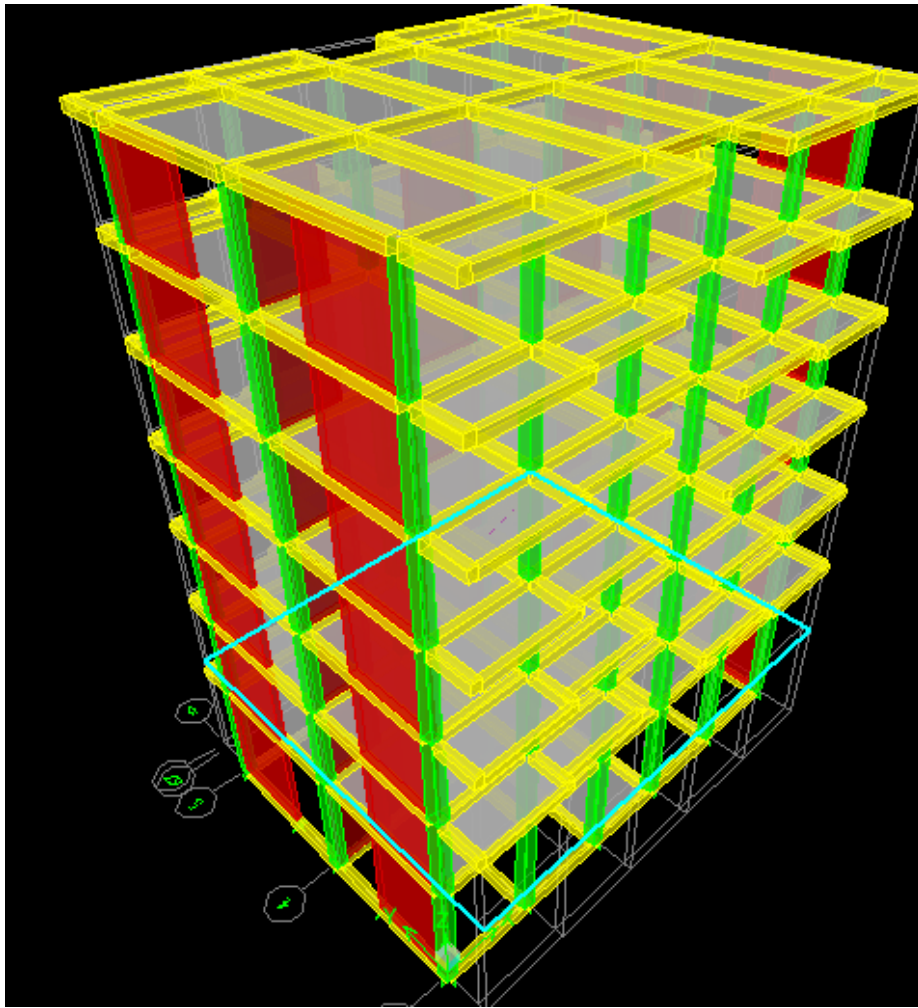
FigureIV.43:option de vérification du modèle.

- Pour le lancement de l’analyse on clique sur **Analyze** puis sur **Run Analysis** ou sur la touche F5 de clavier.



FigureIV.44:Analyse de la structure.

- Après avoir suivie les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante:



FigureIV.45: Vue en 3D de la structure.

Chapitre V

Vérification des exigences du RPA

V. Vérification RPA :Introduction :

Un séisme résulte de la libération d'énergie dans la croûte terrestre, provoquant des vibrations destructrices. Pour assurer la sécurité des structures, il est essentiel de procéder à un calcul sismique rigoureux avant d'entreprendre toute étape de ferrailage. En Algérie, ce calcul doit respecter les exigences du règlement parasismique RPA99 (version 2003), qui impose des critères stricts, tels que :

Nombre de mode à considérer (Article 4.3.4).

La Période fondamentale de la structure (Article 4.2.4).

Sollicitations normales (Article 7.4.3.1).

Justification du système de contreventement (Article 3.4)

. Effet de la torsion accidentelle (Article 4.3.7)

. Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6)

. Justification vis-à-vis des déformations (Article 5.10)

Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ (Article 5.9)

a) Calcul de la période empirique T: RPA version 2003: page 31 formule 4.6.

La période empirique :

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

D : est la dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considéré. Dans notre cas $D_x = 15.7$ m et $D_y = 13.6$ m

Donc :

$$T = 0.05 \times (22.44)^{\frac{3}{4}} = 0.515 \text{ s}$$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 22.44}{\sqrt{15.7}} = 0.51 \text{ s}$$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 22.44}{\sqrt{13.6}} = 0.54s$$

$$T_{empirique} = \min (0.515; 0.51; 0.54)$$

$$T_{empirique} = 0.51s$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Calcul de la période empirique majorée

Après majoration de la période de 30 % on a :

$$T_{maj} = 1.3 \times 0.51 = 0.663s$$

T_{maj} : la période majorée

Détermination de la période par le logiciel ETABS:

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera ,et on coche les cases suivantes:

Analyse results → **modal information** → **BuildingModal**

Information Modal Participating Mass Ratios

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s

Les résultats s'afficheront comme suit :

En suite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode 01 : T = 0.67 s

Conclusion :

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). Donc : La période est vérifiée

b) Pourcentage de la participation de la masse modale :

D'après l'article 4.2.4 RPA99/v2003 [2], le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayants une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.708937	75.9618	0.001	75.9618	0.001	0.0013
2	0.613669	0.0025	71.9692	75.9643	71.9702	97.7167
3	0.506059	0.0432	0.554	76.0075	72.5242	0.744
4	0.190851	14.2967	0	90.3042	72.5242	0
5	0.13932	0.0001	17.4418	90.3043	89.966	1.1766
6	0.11609	0.0085	0.147	90.3128	90.113	0.0098
7	0.082774	5.339	0	95.6519	90.113	0
8	0.056572	0.0001	5.8698	95.652	95.9828	0.2716
9	0.047263	0.0972	0.0481	95.7492	96.0309	0.0022
10	0.045358	2.3391	0.0008	98.0883	96.0318	0
11	0.031698	0.0003	2.4156	98.0886	98.4473	0.0524
12	0.029333	1.1843	0.0009	99.2729	98.4483	0

Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.

c) Justification de l'interaction voiles portiques :

Nous avons d'abord supposé que le système de contreventement soit mixte avec interaction portiques – voiles. Afin de confirmer cela, il y a lieu de vérifier les pourcentages des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.

Les efforts revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel, à l'aide de l'option « **Section Cut** » On clique sur **Display/ Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **G** Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

❖ **Sous charges verticales :**

$$\% N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{Tot}} \times 100$$

$$\% N_{portique} = 100 - \% N_{voiles}$$

a- Charges horizontal :

➤ **View → Set 3D view → xz (Plan : 270° , Elevation : 0° , Aperture : 0°) → OK**

Display → Deformed shape → (Ex ou EY) Spectra → Draw → Draw section cut
(dessiner une ligne horizontale à la base) → OK

Puis en refait la ligne dans chaque étage on changent la hauteur (y) afin d'obtenir les efforts horizontaux dans chaque étages.

Les résultats de vérification sont donnés dans les tableau suivants :

Sens X-X :

Niveau	Fx totale	Pourcentage	Fx voile	Pourcentage
ETG 5	308.27	100	187.36	60.77
ETG 4	550.64	100	358.96	65.19
ETG 3	750.67	100	537.19	71.56
ETG 2	910.65	100	697.18	76.56
ETG 1	1031.39	100	743.37	72.07
RDC	1113.08	100	862.59	77.49
S.SOL	1157.96	100	1063.59	91.85

Tableau V.2 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens x-x

Sens Y-Y :

Niveau	Fy totale	Pourcentage	Fy voiles	Pourcentage
ETG 5	342.27	100	237.03	69.25
ETG 4	597.75	100	447.83	74.91
ETG 3	798.25	100	664.50	83.24
ETG 2	954.99	100	812.26	85.05
ETG 1	1074.71	100	894.46	83.22
RDC	1158.26	100	1014.95	87.62
S.SOL	1206.72	100	1151.62	95.43

Tableau V.3 : Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

Remarques :

Le pourcentage des efforts horizontaux reprenez par les voiles en sous sols dépasse 80%

Poids :

Niveau	Fz totale	Pourcentage	Fz voile	Pourcentage
S.SOL	15653.43	100	6384.27	40.78

Tableau V.4 : Pourcentages des forces verticales dans le sens Z-Z.

Conclusion :

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$ (structure à voiles porteurs).

d) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V. 2003 / Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

✓ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**(Formule 4.1, RPA 99)**

Détermination des paramètres :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : II a page 22 rpa

Groupe d'usage : 2 page 35 rpa

Rpa page 37 : $A = 0.15$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

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

T_2 : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7 RPA99/2003)

On a : site meuble S3 page 39

Donc : $T_2 = 0.5$ s

η : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de la structure et de dense page 38 rpa

L'importance du remplissage donné par le tableau (4.2 RPA99/2003)

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques, donc on prend $\xi = 10 \%$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763 > 0.7$$

Dans notre cas :

$$D = 2.5 (0.763) \left(\frac{0.5}{0.663} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D = 1.58 s$$

➤ Display → Show Table → Select Cases/ Combos (G et Q) → OK → Building output → story sheares → OK

On opte : G = 15983.39 KN et Q = 1579.54 KN

$$W = 15983.39 + 0.2 \times 1579.54 \Rightarrow W = 16299.29 \text{ KN}$$

✓ Poids de la structure : $W_t = 16299.29 \text{ KN}$

R : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le Tableau 4-3 du RPA99 ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction,

$$R = 3.5$$

✓ Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement ;
- La redondance en plan ;
- La régularité en plan ;
- La régularité en élévation ;
- Le contrôle de la qualité des matériaux ;
- Le contrôle de l'exécution des travaux ;

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

On prend : $Q = 1.1$

Critères	Observé (Oui / Non)	Valeur des P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôle de qualité de l'exécution	Oui	0

Tableau V.5 : critères du facteur de qualité.

✚ Résultats de calcul à la base de la structure :

➤ **Méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.1}{3.5} \times 16299.29$$

$$V = 1214.06 \text{ KN}$$

➤ **Méthode modale spectrale :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : Select cases/combos ... OK → OK On suit les étapes suivantes :

On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$\begin{cases} V_x = 1160.77 \text{ KN} \\ V_y = 1207.54 \text{ KN} \end{cases}$$

Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :

$$V_x = 1160.77 \text{ KN} > 0.8 V_x = 971.68 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$V_y = 1207.54 \text{ KN} > 0.8 V_y = 971.68 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification des déplacements relatif :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \Delta_k < 1 \% h_e$$

He : hauteur de l'étage considéré

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

Dans le sens longitudinal :

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** → **result / déplacement / diaphragm center of mass displacement**

Pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (**Ex** ou **Ey**)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Story	Diaphragm	Load	Δ_{ek}	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% He	Conclusion
Trasse	D7	EX	0.0148	3.5	0.0518	0.0068	0.0306	cv
ET5	D6	EX	0.0129	3.5	0.0451	0.0077	0.0306	cv
ET4	D5	EX	0.0107	3.5	0.0374	0.0084	0.0306	cv
ET3	D4	EX	0.0083	3.5	0.029	0.0087	0.0306	cv
ET2	D3	EX	0.0058	3.5	0.0203	0.0084	0.0306	cv
ET1	D2	EX	0.0034	3.5	0.0119	0.0074	0.0306	cv
RDC	D1	EX	0.0013	3.5	0.0045	0.0045	0.0306	cv

Tableau V.6 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X

Sens Y-Y :

Story	Diaphragm	Load	Δ_{ek}	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% He	conclusion
Trasse	D7	EY	0.0124	3.5	0.0434	0.007	0.0306	cv
ET5	D6	EY	0.0104	3.5	0.0364	0.0074	0.0306	cv
ET4	D5	EY	0.0083	3.5	0.0290	0.0073	0.0306	cv
ET3	D4	EY	0.0062	3.5	0.0217	0.0074	0.0306	cv
ET2	D3	EY	0.0041	3.5	0.0143	0.0063	0.0306	cv
ET1	D2	EY	0.0023	3.5	0.0080	0.0049	0.0306	cv
RDC	D1	EY	0.0009	3.5	0.0031	0.0031	0.0408	cv

Tableau V.7 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.

f) Vérification de l'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau « K ».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- Δ_K : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage «K»

pour déterminer pk boudling data mass data table diaphragm mass data ok masse *9.81

pour de terminer vk display EX ou EY puis boudling outtop story shears on prend les valeur de bottom

Story	PK(KN)	hk	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δk	Vk(m)	θk	Δk	Vk(m)	θk
ET5	2059.30735	3.06	0.0148	309.01	0.032	0.0124	342.5	0.026
ET4	2279.83027	3.06	0.0129	551.96	0.017	0.0104	598.16	0.013
ET3	2302.21374	3.06	0.0107	752.49	0.011	0.0083	798.82	0.008
ET2	2303.00149	3.06	0.0083	912.86	0.01	0.0062	955.64	0.005
ET1	2324.27153	3.06	0.0058	1033.89	0.004	0.0041	1075.44	0.003
RDC	2304.47102	3.06	0.0034	1115.77	0.002	0.0023	1159.04	0.001
S.SOL	2247.56714	4.08	0.0013	1160.77	0.0009	0.0009	1207.54	0.0005

Tableau V.8 : vérification de l'effet P-Δ sens x-x et y-y

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10 \text{ sont vérifiées dans tous les story}$$

g) Vérification de l'effort normal réduit :

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : effort normal dans les poteaux

B_c : section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

- Poteau 35×35 (Sous-sol, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage)
- Poteau 30×30(, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage)

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / results / frame results / column forces.**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combos**

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que : $N_d = 1149.22\text{KN}$

➤ **Poteau 40×40 :**

$$V = \frac{1139.77}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.28 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poteau 35×35 :**

$$V = \frac{578.47}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.18 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poteau 30×30 :**

$$V = \frac{136.76}{30 \times 30 \times 2.5} = 0.06 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

I - Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

❖ **Recommandation du RPA :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi L$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

✓ **Le pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% de la section du béton :

$$0.8\% \times b \times h$$

- ✚ Sous-sol ; RDC et 1^{er} étage : (poteau 40×40) $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.008 = 12.8 \text{ cm}^2$
- ✚ 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} : (poteau 35×35) $A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.008 = 9.8 \text{ cm}^2$
- ✚ 5^{ème} : (poteau 30×30) $A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.008 = 7.2 \text{ cm}^2$

✓ **Le pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement :

Zone courante :

- ✚ Sous-sol ; RDC et 1^{er} étage : (poteau 40×40) $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.04 = 64 \text{ cm}^2$
- ✚ 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} : (poteau 35×35) $A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.04 = 49 \text{ cm}^2$
- ✚ 5^{ème} : (poteau 30×30) $A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.04 = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

- ✚ Sous-sol ; RDC et 1^{er} étage : (poteau 40×40) $A_{\min} = 40 \times 40 \times 0.06 = 96 \text{ cm}^2$
- ✚ 2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} : (poteau 35×35) $A_{\min} = 35 \times 35 \times 0.06 = 73.5 \text{ cm}^2$
- ✚ 5^{ème} : (poteau 30×30) $A_{\min} = 30 \times 30 \times 0.06 = 54 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

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 les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

1. **Section partiellement comprimée (SPC):**

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du

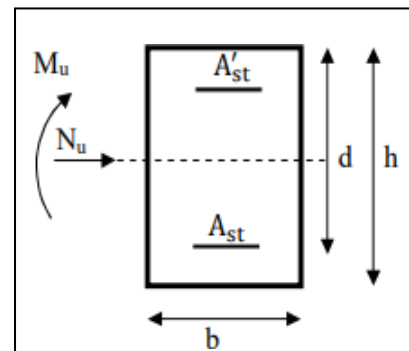


Figure VI.1 : schéma de ferrailage

segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression

M_f : moment relatif

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

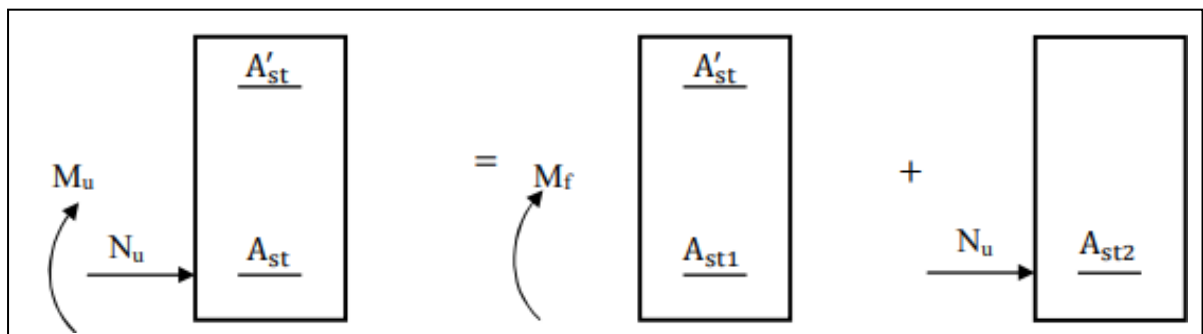


Figure VI.2 : Section partiellement comprimée (SPC).

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

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

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392$ \longrightarrow la section est simplement armée $A' = 0$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ **Armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

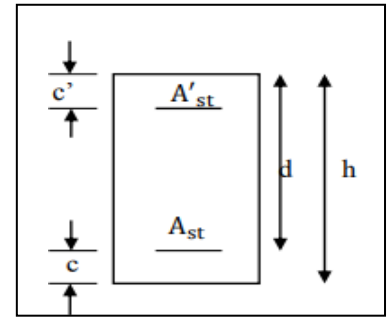


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage.

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392$ \longrightarrow la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

La section réelle d'armature :

$$\begin{cases} A'_1 = A' \\ A' = A'_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$ la section est doublement armée

$A_2 > 0$ et $A_1 > 0$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas :

Si $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$ la section simplement armée

$A_2 > 0$ et $A_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d-c')-M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{S_i} = \frac{N_u \cdot g}{(d - c') \sigma_{10}} A_{S_s} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{S_i}$$

Avec : $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. La section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

B : aire de la section du béton seul

- Armatures longitudinales :

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : Sous- sol +RDC+ 1^{er} étage :(poteaux 40×40)

Zone II : ; 2^{ème}+ 3^{ème}+4^{ème} étage (poteaux 35×35)

Zone III : 5^{ème} étage : (poteaux 30×30)

➤ **Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$ et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

Pour la détermination du ferrailage des sections nous allons utiliser le logiciel de calcul « SOCOTEC »

Convention de signe :

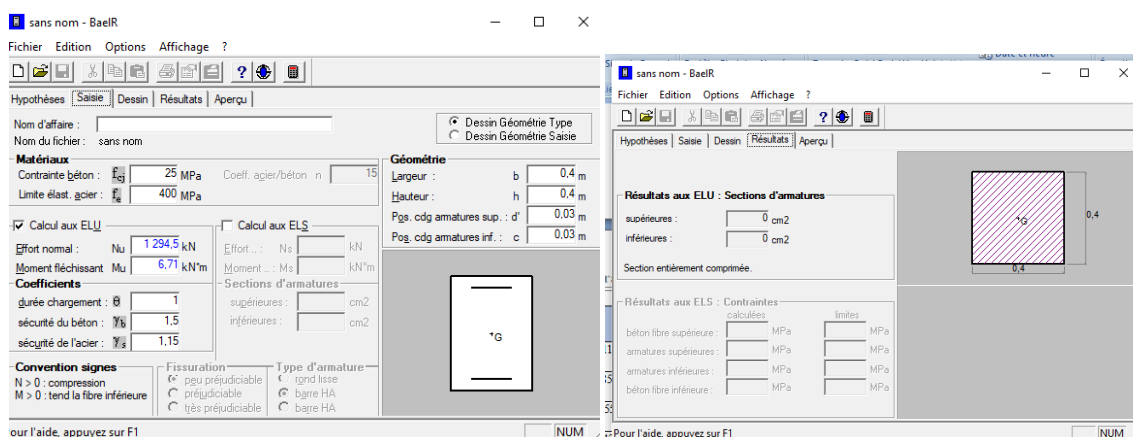
(Effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par SOCOTEC : Nous allons introduire les valeurs suivantes :

$b = 0.40m$; $h=0.40m$; $c=0.03m$

Les sollicitations : $N_{max} = -1294.45$; $M_{corr} = 6.711$

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (Tableau V-1-2) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :



	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min}	A_{CNF} (cm ²)	Choix A (cm ²) $A_{adopté}$	
ZON E I 40	ELU	$N_{max} = -1294.45$	$M_{corr} = 6.711$	0	12.8	4.39	8HA16	16.08
	0.8G+EY	$N_{min} = 485.42$	$M_{corr} = 4.085$	7.28		4.39		
	0.8Q+EX	$N_{corr} = 482.58$	$M_{max} = 79.755$	12.82		4.4		
ZON E II35	ELU	$N_{max} = -725.39$	$M_{corr} = -15.42$	0	9.8	4.39	8HA14	12.31
	0.8G+EY	$N_{min} = -120$	$M_{corr} = 50.87$	3.18		4.4		
	0.8Q+EX	$N_{corr} = -202.78$	$M_{max} = 70.87$	4.35		4.4		
ZON E III30	ELU	$N_{max} = -174.28$	$M_{corr} = -12.91$	0	7.2	4.39	8HA14	12.31
	0.8G+EY	$N_{min} = -34.31$	$M_{corr} = 35.21$	3.52		4.39		
	0.8Q+EX	$N_{corr} = -54.83$	$M_{max} = -41.15$	3.99		4.42		

Tableau VI-2 : Ferraillage des zones tendues pour chaque poteau

- ❖ **Vérification des recommandations exigées par le RPA** : Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour tous les niveaux :

Section	A adopté (cm ²)	A min	Observation
40×40	8HA16 = 16.08	12.8	CV
35×35	8HA14 = 12.31	9.8	CV
30×30	8HA14 = 12.31	7.2	CV

Tableau VI-3 : Vérification de sections totales adoptées selon RPA

II. Vérifications à l'ELU :

Longueur de recouvrement :

Poteaux 40x40 : $L \geq 40 \times 1.6 = 50\text{cm}$

Poteaux 35x35: $L \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

Poteaux 30x30: $L \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

Poteaux	h_e	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$
40×40	408	$h' = \max \left\{ \frac{408}{6}; 40; 40; 60\text{cm} \right\} = 68\text{cm}$
	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 40; 40; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
35×35	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 35; 35; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$
30×30	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 30; 30; 60\text{cm} \right\} = 60\text{cm}$

Tableau VI-4 : délimitation des zones nodales

Longueur d'ancrage :

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm.}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Positionner les armatures longitudinales
- Espacement des armatures transversales :

Selon l'article **7.4.22 du RPA99 modifié 2003** ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

En zone nodale : $St \leq \text{Min} (10 \emptyset_1, 15 \text{ cm})$

En zone courante : $St \leq 15 \emptyset_1$

\emptyset_1 : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Soit :

En zone nodale : $St = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $St = 15 \text{ cm}$

➤ La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2. RPA99/ver 2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e}$$

Avec :

A_t : armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

h_e : hauteur totale de la section brute

S_t : espacement des armatures transversales

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode de fragilité de la rupture par effort tranchant.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

• Coefficient correcteur « ρ » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$$\rho = 2.5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5$$

Calcul d'élancement géométrique :

Section des poteaux (cm ²)	L0 (m)	Lf = 0.7 L0 (m)	$\lambda = Lf/a$	Coefficient correcteur ρ
(40×40)	408	2.856	7.14	2.5
	306	2.142	5.355	2.5
(35×35)	306	2.142	6.12	2.5
(30×30)	306	2.142	7.14	2.5

Tableau VI-5 : Des valeurs de l'élancements géométrique λ_g

Niveaux	Section (cm ²)	Effort tranchant Max à l'ELU (KN)	Effort tranchant Max à l'ELS (KN)
Sous-sol + RDC+ 1er étage	Zone I (40×40)	14.86	10.82
Du 2ème au 4ème étage	Zone II (35×35)	8.25	8.87
Du 5ème étage	Zone III (30×30)	11.69	8.52

Poteau (40×40) :

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 14.86 \text{ KN}$

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 14.86}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 23.21 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 14.86}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 34.82 \text{ cm}^2$$

Poteau (35×35) :

$$\lambda_g = 6.12 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 8.25$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 8.25}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 14.73 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 8.25}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 22.09 \text{ cm}^2$$

Poteau (30×30) :

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 11.69$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 11.69}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 25.35 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 11.69}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 36.53 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) :

$A_t = b \cdot S_t$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%

Si $\lambda_g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%

Si $3 \leq \lambda_g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par l'interpolation entre les valeurs limites précédentes

Poteaux	Hauteur	Lf	λg	At (cm ²)		Aadopté (cm ²)	Obs
				Zone courante St=15	Zone nodale St=10		
(40×40)	408	2.856	7.14	1.8	1.2	2.01	CV
	306	2.142	5.355	1.8	1.2	2.01	CV
(35×35)	306	2.142	6.12	1.575	1.05	2.01	CV
(30×30)	306	2.142	7.14	1.35	0.9	2.01	CV

Tableau VI-6 : quantité minimale d'armatures transversales

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{min} < A_{chois}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre de HA8 de section transversales (4HA8 = 2.01 cm²) dans la zone courante et la zone nodale.

➤ **Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)**

La longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi l_1$

- ✓ Poteaux (40 × 40) : $lr = 40 \times 0.8 = 32cm.$
- ✓ Poteaux (35 × 35) : $lr = 40 \times 0.8 = 32cm.$
- ✓ Poteaux (30 × 30) : $lr = 40 \times 0.8 = 32 cm$

✚ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\bar{\tau} = 0.075 \times 25 = 1.875 MPa$

T_u^{max} : effort tranchant max à l'ELU

τ_u : contrainte de cisaillement

Poteaux	Vu	b	D	Λ_g	Pd	Tu	$\bar{\tau}$	Vérification
(40×40) sous-sol, RDC et 1 ^{er} étage	14.86	40	37	7.14	0.075	0.010	1.875	CV
	14.86	40	37	5.355	0.075	0.010	1.875	CV
(35×35) 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	8.25	35	32	6.12	0.075	0.007	1.875	CV
(30×30) 5 ^{ème} étage	11.69	30	27	7.14	0.075	0.014	1.875	CV

Tableau VI.7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

- vérification à l'ELS :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

- ✓ Vérification des contraintes :

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 : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

- ✓ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque : Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Les sections d'armatures adoptées à introduire c'est celles d'une seule face des poteaux

Exemple :

Poteau (40 × 40) [cm²] → A adoptée = 3HA16 = 6.03 cm²/face

Poteau (35 × 35) [cm²] → A adoptée = 3HA14 = 4.62 cm²/face

Poteau(30× 30) [cm²] → A adoptée = 3HA14 = 4.62 cm²/face

<i>Niveau</i>	<i>Poteaux</i>	<i>Effort Normal (KN)</i>	<i>Moment</i>	σ_s béton	σ_i béton	$\sigma^{ad}_{\text{béton}}$	<i>Observation</i>
<i>S-sol ; RDC et 1^{er} (40x40)</i>	N _{max}	-942.09	9.692	5.66	5.47	15	CV
	N _{min}	-339.77	21.54	3.49	0.39	15	CV
	M _{2max}	-432.76	-35.52	0	6.09	15	CV
<i>2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} (35x35)</i>	N _{max}	-527.24	-11.44	2.2	6.12	15	CV
	N _{min}	-222.07	6.808	2.3	1.07	15	CV
	M _{2max}	-377.62	-17.87	0.41	5.66	15	CV
<i>5^{ème} (30x30)</i>	N _{max}	-126.99	-9.736	0	2.43	15	CV
	N _{min}	-95.42	6.22	1.4	0.02	15	CV
	M _{2max}	-113.97	-13.45	0	3.09	15	CV

Tableau VI.8 : vérification de contrainte

II- ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E
- Puis faire les vérifications à l'ELS (G + Q)

❖ **Recommandations du RPA 99 vs 2003 :**

✚ **Armatures longitudinales :**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.5\%bh = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75\text{cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

Poutres principales : $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$

$A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$

Poutres de secondaire : $A_{\max} = 4\%bh = 0.04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2$

$A_{\max} = 6\%bh = 0.06 \times 25 \times 30 = 45\text{cm}^2$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismique doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée en moins égale à la moitié de la section sur l'appuis.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

	A minimal (cm ²)		A maximal (cm ²)	
	0.5 bh	4 bh	4 bh	6 bh
Poutres principales (30X35)	5.25	42	42	63
Poutres secondaires (25X30)	3.75	30	30	45

Tableau VI.9 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.

✚ Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- **Stmax = min (h / 4 ; 12Ø)** En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.
- **St ≤ h / 2** En dehors de la zone nodale.

Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

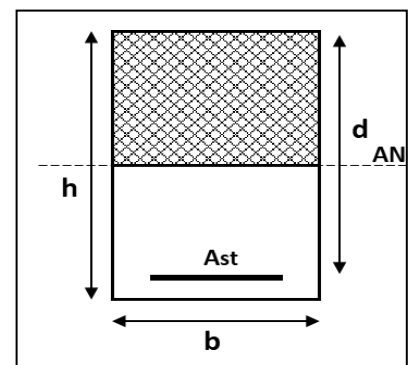
✚ Calcul du ferraillage à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_1$

On a deux cas :



1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée $A' = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

A_{sc} : section d'acier comprimée

A_{st} : section d'acier tendue.

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392 \longrightarrow$ la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

M_u : Moment sollicitant

M_l : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Armatures tendues : $A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$

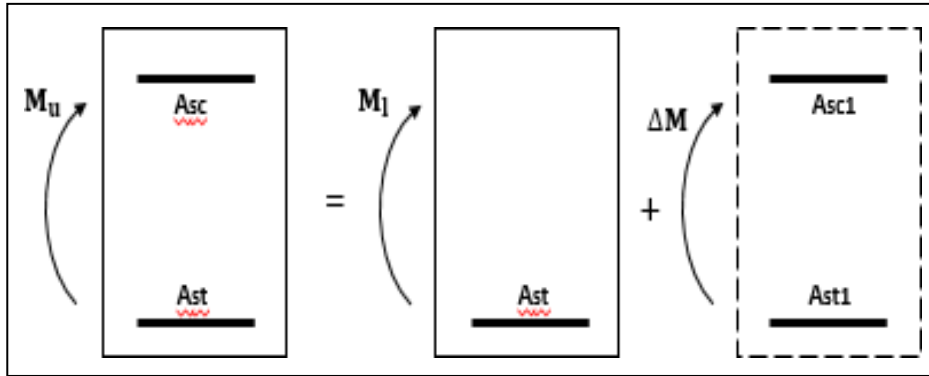


Figure VI.4 : Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillasses se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

✚ Ferraillage des poutres principales :

Poutres principales		Combinaison	Mmax (KN.m)	A _{st} (cm ²)	Ferraillage	A adopté (cm ²)
P.P Loin de voile	En Appuis	ELU	-96.6	9.99	3HA16(fil)+3HA14(chap)	10.65
	En travée	ELU	55.851	5.4	3HA16(fil)+2HA12(chap)	6.88
P.P Adhérent aux voile	En Appuis	GQEY	-99.235	7.61	3HA14(fil)+3HA14(chap)	9.24
	En travée	0.8GQEY	81.532	6.83	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88

Tableau VI.10: Ferraillage des poutres principales a l'ELU.

✚ Ferraillage des poutres secondaires :

Poutres secondaires		Combinaison	Mmax (KN.m)	Ast(cm ²)	Ferraillage	A adopté (cm ²)
P.S Loin de voile	Appuis	GQEX	-50.9	5.07	3HA14(fil)+2HA12(chap)	6.88
	En travée	0.8GQEX	40.58	3.98	3HA14(fil)	4.62
P.S de rive Adhérent aux voile	Appuis	GQEX	-130.35	15.39	3HA16(fil)+3HA16(chap)+3HA14(chap)	16.68
	En travée	0.8GQEX	87.96	9.38	3HA16(fil)+3HA14(chap)	10.65

Tableau VI.11 : Ferraillage des poutres secondaire à l'ELU

Vérfications à l'ELU:

✚ Vérfications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

✚ Vérfication au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutre	Tu max ELU	Tu max ELS	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	110.48	80.47	1.15	3.33	CV
P.P reliées aux voiles	35.05	25.56	0.36	3.33	CV
P.S Non reliées aux voiles	20.45	14.86	0.30	3.33	CV
P.S reliées aux voiles	106.7	77.85	1.15	3.33	CV

Tableau VI.12 : Vérification au cisaillement.

 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton eu niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Section (30} \times \text{35) : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

$$\text{Section (25} \times \text{30) : } \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Poutre	T_u^{\max} (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
P.P Non reliées aux voiles	110.48	576	CV
P.P reliées aux voiles	35.05	576	CV
P.S Non reliées aux voiles	20.45	405	CV
P.S reliées aux voiles	106.7	405	CV

Tableau VI.13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✚ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{ct28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

- Poutres principales non adhérentes au voile:

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 16) = \mathbf{282.6 \text{ mm}}$$

- Poutres principales adhérentes au voile:

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 14) = \mathbf{263.76 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires non adhérentes au voile:

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (2 \times \pi \times 12) = \mathbf{207.24 \text{ mm}}$$

- Poutres secondaires adhérentes au voile:

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 16) + (3 \times \pi \times 16) = \mathbf{433.32 \text{ mm}}$$

Poutre	Tu max	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	110.48	1.35	3.15	CV
P.P reliées aux voiles	35.05	0.46	3.15	CV
P.S Non reliées aux voiles	20.45	0.4	3.15	CV
P.S reliées aux voiles	106.7	1.01	3.15	CV

Tableau VI.14 : l'adhérence et l'entraînement des barres

✚ Ancrage des barres :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \Psi s^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

Pour le \emptyset_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{42.32 \text{ cm}}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{49.38 \text{ cm}}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour le \emptyset_{12} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22 \text{ cm}$

⚡ Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Poutres principales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

Poutres secondaires :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10} \right\} = \min(0.85; 1.2; 2.5) = 8.5 \text{ mm}$$

⚡ Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_t \right\}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

⚡ Poutre principale :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

⚡ Poutre secondaire :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0.8 \right\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

✚ Définition de la zone nodale et courante :

- Zone nodale : $L' = 2 \times h$

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

- Zone courante :

L courante = L nue d'appuis - 2L'

✚ Armatures transversales minimales:

La quantité d'armature minimales est donnée par la formule suivante:

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutres	At (cm ²)		A (cm ²)	Obs
	Zone courante St=	Zone nodale St=		
Poutres principales	0.72	0.9	2.01	CV
Poutres secondaires	0.525	0.75	2.01	CV

Tableau VI.15 : Armatures transversales minimales.

Vérification à l'ELS :

✚ Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

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

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d} \quad \rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

Poutres principales :

Position	M _s (KN.m)	A (cm ²)	P	β	K	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ̄ _{st}	Obs
En travée	40.57	6.88	0.719	0.877	25.65	256.29	9.99	15	348	CV
Aux appuis	-70.07	10.65	1.1	0.855	19.48	240.47	12.34	15	348	CV

Tableau VI.16 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérees aux voiles

<i>Position</i>	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>A</i> (cm ²)	<i>P</i>	<i>β</i>	<i>K</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ̄_{bc}</i>	<i>σ̄_{st}</i>	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	6.33	6.88	0.719	0.877	25.65	32.7	1.26	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-12.76	9.24	0.97	0.862	21.23	50	2.35	15	348	CV

Tableau VI.17: Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.

Poutres secondaires :

<i>Position</i>	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>A</i> (cm ²)	<i>P</i>	<i>β</i>	<i>K</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ̄_{bc}</i>	<i>σ̄_{st}</i>	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	13.43	4.62	0.69	0.879	26.32	122.48	4.65	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-15.78	6.88	1.01	0.860	20.71	98.7	4.76	15	348	CV

Tableau VI.18 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires non adhérees aux voiles.

<i>Position</i>	<i>M_s</i> (KN.m)	<i>A</i> (cm ²)	<i>P</i>	<i>β</i>	<i>K</i>	<i>σ_{st}</i>	<i>σ_{bc}</i>	<i>σ̄_{bc}</i>	<i>σ̄_{st}</i>	<i>Obs</i>
<i>En travée</i>	30.36	10.68	1.58	0.836	15.49	150.82	9.73	15	348	CV
<i>Aux appuis</i>	-48.50	16.68	2.47	0.811	11.46	132.78	11.58	15	348	CV

Tableau VI.19 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles

a- Vérification de la flèche : [Art B.8.4.2 BAEL91 /99]

- **Poutres principales (P.P , P.Pv) :L =585-25 =560 cm**

$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = 0.5 + \frac{l}{1000}$$

$$f_{ETABS} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 10.60 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires (P.S , PSv)** : $L = 320 - 25 = 295 \text{ cm}$

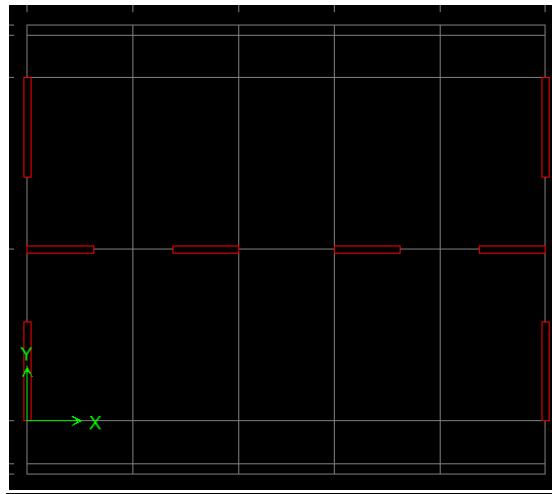
$$f_{ETABS} \leq f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_{ETABS} = 2 \text{ mm} < f_{adm} = 5.9 \text{ cm}$$

f : Flèche maximale des poutres principales et secondaires est détruit a partit de du logiciel

III – Ferrailage des voiles :

Dépositions des voiles :



Une structure en voile est constituée de murs porteurs reliés par des planchers, permettant de reprendre les charges verticales et horizontales. Ces murs assurent à la fois le transfert des charges verticales (poids de la structure) et la stabilité contre les charges horizontales (séisme).

Le calcul de cette structure se divise en trois étapes :

- la répartition des sollicitations globales entre les différents refends.
- L'analyse des sollicitations dans chaque section de voiles.
- La détermination du ferrailage nécessaire.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):**

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Les calculs prendront en compte trois types de sollicitations:

- L'effort normal maximal avec le moment correspondant.
- L'effort normal minimal avec le moment correspondant.
- Le moment fléchissant maximal avec le moment correspondant.

Dans le but de faciliter le calcul on décompose le bâtiment en 4 zones :

- Zone I : sous sol RDC + 1^{er} étage.
- Zone II : 2^{eme} étage, 3^{eme} étage, 4^{eme} étage.
- Zone III : 5^{eme} étage

Les exigences du RPA 99 pour le ferrailage des voiles :**1- Armatures verticales (Article 7.7.4.1)**

L'effort de traction sur une partie tendue du voile doit être entièrement pris en charge par les armatures, avec un minimum de **0,20 % d'armatures** verticales. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux espacés au plus de l'épaisseur du voile. Les barres du dernier niveau doivent avoir des crochets en partie supérieure, tandis que les autres sont assemblées par recouvrement. Aux extrémités du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10 de la largeur** du voile, sans dépasser **15 cm**.

2- Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)

Les barres horizontales doivent être équipées de crochets à **135° de longueur** équivalente à 10 fois le diamètre de la barre (10ϕ).

3- Règles communes (Art 7.7.4.3)

- Le pourcentage minimum d'armatures dans les trumeaux est de **0,15 % globalement** et **0,10 % en zone courante**.

- L'**espacement** des barres horizontales et verticales doit être **inférieur** à la plus petite valeur entre 1,5 fois l'épaisseur du voile (**1,5a**) et **30 cm**.
- Les nappes d'armatures doivent être connectées par au moins **4 épingles** par mètre carré.
- Les barres horizontales dans chaque nappe doivent être orientées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ($\phi < e/10$).

- Les longueurs de recouvrement sont :

40φ pour les barres dans les zones de **renversement des efforts**.

20φ pour les barres dans les zones **comprimées sous toutes les combinaisons de charges**.

3-1-Méthode de calcul des armatures :

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes :

a- Détermination du diagramme des contraintes

Les contraintes maximales et minimales sont obtenues à partir des sollicitations les plus défavorables. Elles peuvent être extraites directement du logiciel « ETABS » (S22 en [KN/m²]) ou calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}, \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

- **M** : Moment dans le voile
- **N** : Effort normal dans le voile
- **V'** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée
- **V** : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue (avec $V=V'=L/2B=$
- **B = L- e** : Section du voile
- **I** : Moment d'inertie du voile

Ces formules permettent de calculer les contraintes nécessaires pour dimensionner les armatures verticales du voile.

b- Décomposer le diagramme obtenu une largeur utile (d) : (Art. 7.7.4 du RPA 99).

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{l_c}{3} \right)$$

Avec :

- **lc** : la longueur de la zone comprimée
- **he** : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considérée.

Ou :

- Pour une S.E.C : $l_c =$ longueur totale du voile.
- Pour une S.P.C : $l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|}$.
- Pour une S.E.T : $l_c = 0$ m.

Avec :

La longueur de la zone tendue **lt = l - lc**

c- Détermination des diagrammes des contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).
- Section partiellement tendue (S.P.T) ou pareillement comprimé (S.P.C).

Tableau VI.20: calcul des efforts normaux

Section	Diagrammes des contraintes	L'effort normal N1	L'effort normal N2
<p>SET</p> <p>$\sigma_{max}, \sigma_{min} > 0$</p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
<p>SEC</p> <p>$\sigma_{max}, \sigma_{min} < 0$</p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_1)}{2} \times d2 \times e$
<p>SPT</p> <p>$\sigma_{max} > 0,$ $\sigma_{min} < 0$</p> <p>SPC</p> <p>$\sigma_{max} < 0,$ $\sigma_{min} > 0$</p>		$N1 = \frac{(\sigma_{max} + \sigma_1)}{2} \times d1 \times e$	$N2 = \frac{(\sigma_1)}{2} \times d2 \times e$

Avec :

- **d1** et **d2** : Largeurs des sections à utiliser.
- **e** : Épaisseur du voile.
- σ_{max} : Contrainte maximale dans la section.
- σ_{min} : Contrainte minimale dans la section.
- σ_1, σ_2 : Contraintes intermédiaires dans le diagramme

d- Calcul des sections d'armature

▪ **Armatures verticales :**

-Section entièrement tendue : $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

-Section entièrement comprimé : $A_{vi} = \frac{N_{ui} - f_{t28}}{\sigma_s}$

-Section partiellement tendue ou partiellement comprimée : $A_{vi} = \frac{N_{ui}}{\sigma_s}$

▪ **Armatures horizontales :**

-Selon l'article A.8.2,41 du BAEL 91 : $A_H = 1/4 A_{adoptée}$.

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : $A_{H-min} = 0.15\% \cdot L \cdot e$

Donc :

$$A_{H-calculée} = \max (A_{H-BAEL} ; A_{H-min-RPA})$$

▪ **Armatures transversales :**

Selon Art. 7.7.4.3 du RPA 99 les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².

D'où :

$A_{tr\ adoptée} = 4$ épingles de HA8/m².

▪ **Sections minimales des armatures verticales**

• **Section entièrement comprimée**

-Selon l'article A.8.1,21 du BAEL 91 : $A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$, ou : $0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$

-Selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99 : $A_{min} \geq 0.15\%B$.

Avec :

- B : Section du tronçon considéré.

• **Section entièrement ou partiellement tendue :**

-Selon l'article A.4.2,1 du BAEL 91 (Condition de non-fragilité) : $A_{min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

-Selon l'article 7.7.4.1 du RPA 99 : $A_{min} \geq 0.2\%B$.

D'où :

$$A_{min} = \max (A_{min-RPA} ; A_{min-BAEL})$$

3-2-Vérifications des contraintes à l'ELU :

a- **Contraintes limites de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b ne doit pas dépasser la valeur de la contrainte admissible.

L'effort tranchant « Vu » est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement « S12 » par la section sur laquelle elle agit ($V_u = S_{12} \times L \times e$).

- **Selon l'art A.5.1 ,211 du BAEL 91 révisées 99**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

D'où V_u est la valeur maximale de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

- Selon l'art 7.7.2 du RPA 91 / modifié 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\bar{V} = 1.4 \times V_u$
- b_0 : épaisseur du voile
- $d = 0.9h$: hauteur utile.

3-3-Vérification des contraintes à l'ELS

A l'état limite de service il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

3-4-Calcul de ferrailage et vérifications :

3-4-1-Les voiles longitudinale (X-X) :

a- Calcul de voile VL1 VL2 VL3 et VL14 : voile de 3 mètre

Tableaux de ferrailage

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.08	3.06	3.06
	L (m)	3.00	3.00	3.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.6	0.6	0.6
	He	4.080	3.060	3.060
	h	3.68	2.71	2.76
Solicitation de calcul	T(kN)	46.140	59.950	144.790
	N _{ser} (kN)	332.23	59.93	18.19
	V _u (kN)	193.788	251.790	608.118
	σ_{\max} (kN/m ²)	4076.130	1087.580	2018.080
	σ_{\min} (kN/m ²)	-6798.170	-2403.220	-2514.980
	σ_s (kN/m ²)	400.00	400.00	400.00
	L _c	1.12	0.93	1.34
	L _t	1.88	2.07	1.66
d	0.75	0.62	0.89	

	d adopté		0.75	0.62	0.83
	d2 = Lt -d adopté		1.13	1.44	0.83
	σ_1		-4080.750	-1678.167	-1257.490
	N₁		815.57	254.32	313.95
	N₂		459.41	242.03	104.65
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		20.39	6.36	7.85
	A_{v2}/bande (cm²)		11.49	6.05	2.62
	A_{vj} (cm²)		5.33	6.92	16.72
	A'v1/bande/nappe		21.72	8.09	12.03
	A'v2/bande/nappe		12.82	7.78	6.80
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		7.87	6.54	9.35
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		25.12	12.31	12.31
	A'v2 adopté (cm²)		16.08	9.04	9.04
	Choix de A (cm²)	Bande 1	8HA20	8HA14	8HA14
	Choix de A (cm²)	Bande 2	8HA16	8HA12	8HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15
Bande 2		25	25	25	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		9.00	9.00	9.00
	AH adopté (cm2)		2.01	2.01	2.01
	choix de la section		4HA8	4HA8	4HA8
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.120	0.155	0.375
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.085	0.111	0.268
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.006	0.001	0.000

Remarque :

Le ferrailage des deux voiles VL1 et VL2 VL3 VL4satisfait aux conditions de sécurité

3-4-2-Les voiles transversales (Y-Y) :a- Calcul de voile VT5 6 7 et 8 :voile de 2 mètreTableaux de ferailage

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	H poutre(m)		0.30	0.30	0.30
	hauteur étage (m)		4.08	3.06	3.06
	L (m)		2.00	2.00	2.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m ²)		0.4	0.4	0.4
	He		4.080	3.060	3.060
	h		3.68	2.71	2.76
Solicitation de calcul	T(kN)		240.950	150.320	140.320
	N _{ser} (kN)		29.27	90.09	209.23
	Vu (kN)		674.660	420.896	392.896
	σ_{\max} (kN/m ²)		6171.170	4072.750	699.960
	σ_{\min} (kN/m ²)		-6475.260	-5226.730	-642.070
	σ_s (kN/m ²)		400.00	400.00	400.00
	L _c		0.98	0.88	1.04
	L _t		1.02	1.12	0.96
	d		0.65	0.58	0.70
	d _{adopté}		0.51	0.56	0.48
	d2 = L _t - d _{adopté}		0.51	0.56	0.48
	σ_1		-3237.630	-2613.365	-321.035
	N ₁		497.32	440.65	46.08
	N ₂		165.77	146.88	15.36
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		12.43	11.02	1.15
	A _{v2} /bande (cm ²)		4.14	3.67	0.38
	A _{vj} (cm ²)		18.55	11.57	10.80
	A'v1/bande/nappe		17.07	13.91	3.85
	A'v2/bande/nappe		8.78	6.57	3.09
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		6.83	6.13	7.30
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		16.08	16.08	12.32
	A'v2 adopté (cm ²)		9.04	9.04	9.04
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	8HA16	8HA16	8HA14

	Choix de A (cm ²)	Bande 2	8HA12	8HA12	8HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6.00	6.00	6.00
	AH adopté (cm ²)		2.01	2.01	2.01
	choix de la section		4HA8	4HA8	4HA8
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des constructions	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0.937	0.585	0.546
	$\bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$	τ_u	0.669	0.418	0.390
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0.001	0.002	0.005

Remarque :

Le ferrailage du voile VT5 6 7 et 8 satisfait aux conditions de sécurité.

3-5-Conclusion :

Les éléments principaux doivent être dimensionnés et armés selon les exigences du RPA99/2003, qui prend en compte les charges d'exploitation et sismiques. Ce règlement impose un ferrailage minimum supérieur à celui calculé, mettant l'accent sur la sécurité plutôt que sur l'économie

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII-Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des composants essentiels de la structure dont le but est de transférer les charges de la superstructure au sol. En général, un élément spécifique de la structure peut transmettre à sa fondation une charge normale, une force horizontale due à un séisme, qui peut varier en intensité et en direction, ainsi qu'un moment qui peut agir dans différents plans

VII-1-Différents types de fondations

a- Fondations superficielles

Ces fondations sont utilisées sur des sols ayant une capacité portante élevée. Elles assurent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre fréquemment sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Les radiers.

b- Fondations semi-profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une profondeur ou le rapport $4\text{m} < \frac{D}{B} < 10\text{m}$, comme :

- Les puits

c- Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une très faible capacité ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur ou le rapport $\frac{D}{B} \leq 10\text{m}$, comme:

- Les pieux

Avec :

- **D** : la hauteur d'ancrage.
- **B** : la largeur de la base de la fondation.

VII-2- Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation est principalement basé sur une analyse approfondie du sol, qui nous fournit des informations sur sa capacité de support.

Les résultats de cette étude ont permis de conclure ce qui suit :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars à 2m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3-Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est déterminé par plusieurs facteurs, notamment la stabilité de l'ouvrage, la facilité de l'exécution, l'économie, la capacité portante du sol, l'importance de la superstructure et le tassement du sol.

- **Les combinaisons sismiques et de charges verticales sont spécifiées ci-dessous :**

-Selon le RPA version 2003 (Combinaisons d'actions sismiques):

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

-Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$

VII.4. Dimensionnement

4-1-Semelles isolées

a- Le pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

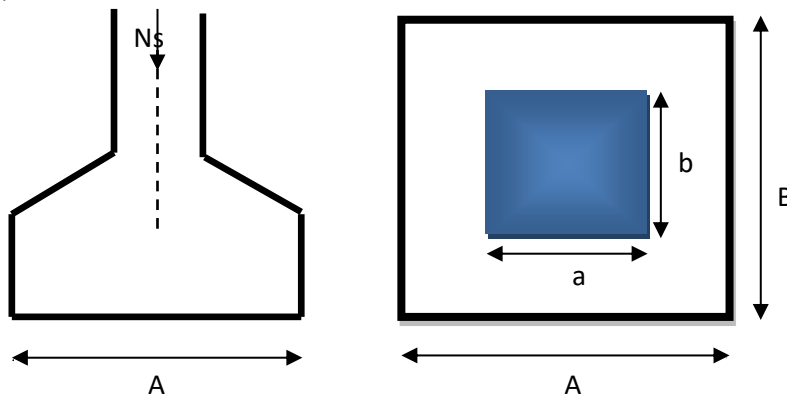
$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_{ser}}{S}$$

Avec :

- N_s^{\max} : Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS
- S : Surface de la semelle ($S=A \times B$)
- $\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \text{ Avec: } a = b \text{ (poteau carré)}$$

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$



Figures VII.1 : dimensionnement d'une semelle isolée.

Avec :

$$N_s^{\max} = 1139.77 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar} = 0.2 \text{ MPa} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1139.77}{200}} = 2.38 \text{ m} \Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

- Risque de chevauchement des semelles distance entre axes 3 m.

-On la section des semelles sous poteau totale est :

$$S = n \times B^2 = 18 \times (3)^2 \Rightarrow S = 162 \text{ m}^2$$

Avec :

- n : nombre des poteaux.
- La section totale du bâtiment est :

$$S_{bat} = 10.9 \times 16 \Rightarrow S_{bat} = 174.4 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S = 162 > 50\% S_{\text{bat}} = 87.2 \text{ m}^2$$

Remarque :

Il apparaît que la surface des semelles situées sous les poteaux dépasse les 50 % de la surface totale du bâtiment, ce qui signifie que ce type de semelles n'est pas approprié pour notre projet. Alors il faut opter pour les semelles filantes.

4-2- Semelles filantes

a- Le pré dimensionnement :

- Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :

- **B** : Largeur de la semelle
- **L** : Longueur de la semelle sous voile
- **G** : Charge permanente à la base du voile considéré
- **Q** : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré
- $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.
- Sens longitudinale :

tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	190.43	3	0.32	0.96
VL2	291.56	3	0.49	1.47
VL3	266.71	3	0.45	1.35
VL4	284.66	3	0.48	1.44
				$\Sigma S = 5.22\text{m}^2$

• **Sens transversale**

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile	Ns (KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL5	103.4	2	0.26	0.52
VL6	187.85	2	0.47	0.94
VL7	181.13	2	0.46	0.92
VL8	90.09	2	0.23	0.46
				ΣS = 2.84

-La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i \Rightarrow S_v = 8.06 \text{ m}^2$$

• **Semelles filantes sous poteaux**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN.m)	ei (m)	N × ei
C11	540.77	1.908	0	0
C12	783.66	1.262	5.2	4075.03
C16	880.08	1.076	-5.2	-4576.41
Σ=2204.51		Σ= 4.246		Σ= -501.38

• **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{-501.38 + 4.246}{2204.51} \right| \Rightarrow e = -0.22 \text{ m}$$

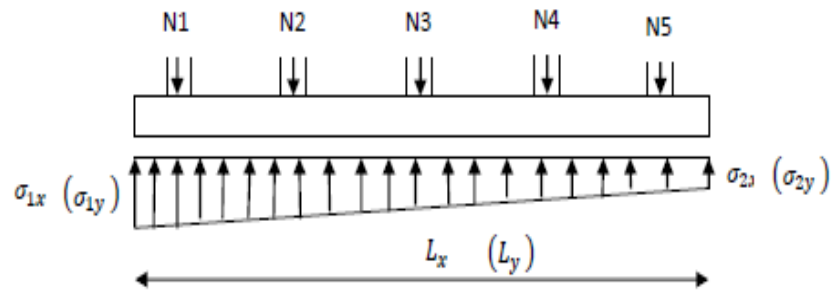
Avec:

$$R = \sum N_s$$

• **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

$$e = -0.22 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10.9}{6} = 1.8 \text{ m}$$

-Répartition trapézoïdale :



Figures VII.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux (charges centrées).

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2204.51}{10.90} \times \left(1 - \frac{6 \times -0.22}{10.90} \right) \Rightarrow q_{\min} = 152.22 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2204.51}{10.9} \times \left(1 + \frac{6 \times -0.22}{10.90} \right) \Rightarrow q_{\max} = 128.61 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2204.51}{10.9} \times \left(1 + \frac{3 \times -0.22}{10.9} \right) \Rightarrow q_{(L/4)} = 134.51 \text{ KN/ml.}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{134.51}{200} = 0.67 \text{ m}$$

Donc on opte pour **B = 1.50 m**.

On aura la surface totale

$$S_p = B \times L \times n = 1.50 \times (16 \times 3 + 10.9 \times 6) \Rightarrow S_p = 113.4 \text{ m}^2$$

Avec :

- **n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

-La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_v + S_p = 113.4 + 8.06 \Rightarrow S_t = 121.46 \text{ m}^2$$

-La surface totale de la structure :

$$S_{\text{bat}} = 174.4 \text{ m}^2$$

-Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$S_t = 121.46 > 50\% S_{\text{bat}} = 87.2 \text{ m}^2$$

Conclusion

La largeur importante des semelles entraîne un chevauchement, ce qui fait que leur superficie dépasse 50 % de celle du bâtiment. Pour cette raison, nous opterons pour un radier général.

4-3-Etude du radier général

Un radier se caractérise comme une fondation agissant en tant que plancher inversé, soutenue par les poteaux de la structure, et soumis à la réaction du sol, réduite par le poids propre du radier.

Les capacités du radier sont :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

4-3-1-Pré dimensionnement du radier

a- Condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\text{max}}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

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 (bonde de 1 m)
- E : Module de déformation longitudinale déferée
- L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.20\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.20 \quad \Rightarrow h \geq 1.20 \text{ m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow \frac{520}{8} \leq h \leq \frac{520}{5} \quad \Rightarrow \quad 65 \leq h \leq 104 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h_n = 120\text{cm}$

a- La largeur de la nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante avec $h_n= 120 \text{ cm}$:

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 0.4 \times 120 \leq b_n \leq 0.7 \times 120 \quad \Rightarrow \quad 48 \leq b_n \leq 84$$

On prend : $b_n = 70 \text{ cm}$

b- Dalle de radier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}, \text{ avec } h_d \geq 25\text{cm.}$$

$$h_d \geq \frac{520}{20} = 26.00 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_d = 35 \text{ cm}$$

c- Epaisseur de la dalle flottante

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{520}{50} \leq e_{dalle} \leq \frac{520}{40} \Rightarrow \quad 10.4 \leq e_{dalle} \leq 13$$

On prend : $e_{dalle} = 15 \text{ cm}$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 120 \text{ cm}$ \Rightarrow Hauteur de la nervure.
- $b_n = 70 \text{ cm}$ \Rightarrow Largeur de la nervure.
- $h_d = 35 \text{ cm}$ \Rightarrow Hauteur de la dalle du radier.
- $e_{dalle} = 15 \text{ cm}$ \Rightarrow Epaisseur de la dalle flottante.
- $c = 5 \text{ cm}$ \Rightarrow Enrobage (Article A.7.1 du BAEL 91).

4-3-2-Calcul de la surface nécessaire au radier

-Charge permanente de la structure : $G = 15991.35 \text{ KN}$

-Charge d'exploitation de la structure : $Q = 1866.02 \text{ KN}$

a- Combinaison d'actions

- Selon l'état limite ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 15991.35) + (1.5 \times 1866.02) \Rightarrow N_u = 24387.32 \text{ KN}$$

- Selon l'état limite de service :

$$N_s = G + Q = (15991.35) + (1866.02) \Rightarrow N_s = 17857.37 \text{ KN}$$

b- Détermination de la surface du radier

- Selon l'état limite ultime :

$$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{24387.32}{1.33 \times 200} = 91.68 \text{ m}^2$$

- Selon l'état limite de service :

$$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{17857.37}{200} = 89.28 \text{ m}^2$$

$$\underline{D'o\grave{u}} : S_{rad} = \max (s_{nec}^{ELU} , s_{nec}^{ELS}) \Rightarrow S_{rad} = 91.68 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 174.4 \text{ m}^2 > S_{rad} = 91.68 \text{ m}^2$$

Remarque

Il apparaît que la surface totale du bâtiment excède la surface nécessaire pour le radier. Dans cette situation, nous optons pour un débord minimal, tel que stipulé par les règles du BAEL, et celui-ci sera calculé de la manière suivante :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \Rightarrow L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 60 \text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = 76.88 \times 0.60 \Rightarrow S_{\text{deb}} = 46.13 \text{ m}^2$$

Avec :

- **P** : périmètre du bâtiment.

-Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 174.4 + 46.13 \Rightarrow S_{\text{rad}} = 220.53 \text{ cm}^2$$

4-3-3-Calcul des sollicitations à la base du radier

a- Charge permanente

-Poids du bâtiment : **G = 15991.35 KN**

-Poids de 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 :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 220.53 \times 0.35 \times 25$$

$$\Rightarrow P_{\text{dalle}} = 1929.63 \text{ KN}$$

▪ **Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \times \rho_b \times (L_x n_x + L_y n_y)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.70 \times (1.20 - 0.35) \times 25 \times (16 \times 6 + 10.9 \times 3)$$

$$P_{\text{ner}} = 0.70 \times 0.85 \times 25 \times 4 \Rightarrow P_{\text{ner}} = 1914.41 \text{ KN}$$

▪ **Poids de TVO (remblai):**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

Avec : $S_{\text{ner}} = b_n \times (L_x n_x + L_y n_y) = 0.7 \times 128.7 \Rightarrow S_{\text{ner}} = 90.09 \text{ KN}$

Donc : $P_{\text{TVO}} = (220.53 - 90.09) \times (1.20 - 0.35) \times 17 \Rightarrow P_{\text{TVO}} = 1884.85 \text{ KN}$

▪ **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times e_{\text{dalle}} \times \rho_b = 220.53 \times 0.15 \times 25 \Rightarrow P_{\text{dalle}} = 826.98 \text{ KN}$$

Enfin : $\Rightarrow G_{\text{rad}} = 6555.17 \text{ KN}$

b- Surcharge d'exploitation

-Surcharge de bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 1866.02 \text{ KN}$

-Surcharge du radier :

$$Q_{\text{rad}} = Q_{\text{RDC}} \times S_{\text{rad}} = 2.5 \times 220.53 \Rightarrow Q_{\text{rad}} = 551.32 \text{ KN}$$

c- Poids totale de la structure

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 15991.35 + 6555.17 \Rightarrow G_T = 22546.52 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 1866.02 + 551.32 \Rightarrow Q_T = 2417.34 \text{ KN}$$

d- Combinaison d'action

• **Selon l'état limite ultime :**

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 22546.52) + (1.5 \times 2417.34)$$

$$N_u = 34063.81 \text{ KN}$$

• **Selon l'état limite de service:**

$$N_s = G + Q = (22546.52) + (2417.34) \Rightarrow N_s = 24963.86 \text{ KN}$$

4-3-4-Vérifications :

a- Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1,221)

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :

- $b = 120 \text{ cm}$
- $d = 0.9h_d = 0.9 * 35 = 31.50\text{cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{34063.81 \times 1.20}{220.53} \times \frac{5.20}{2} = 481.81\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{481.81 \times 10^3}{1200 \times 315} \Rightarrow \tau_u = 1.30$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b- Poinçonnement (BAEL 91 / Art. A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

- Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).
- $h = 1.20 \text{ m}$: L'épaisseur totale des nervures.
- U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

▪ **Sous poteau :**

$$U_c = 2[U+V] = 2 \times [u+v+2h] = 2 \times [0.40+0.40+2 \times 1.20] \Rightarrow U_c = 6.0 \text{ m}$$

▪ **Sous voile :**

$$U_c = 2[U+V] = 2 \times [u+v+2h] = 2 \times [0.2+3+2 \times 1.2] \Rightarrow U_c = 11.2 \text{ m}$$

Donc :

▪ **Sous poteau**

$$Nu = 1225.12\text{kN} < 0.045 \times 6.40 \times 1.20 \frac{25000}{1.5} \Rightarrow Nu = 5760\text{kN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **Sous voile**

$$N_u = 1675.12 \text{ kN} < 0.045 \times 11.20 \times 1.20 \frac{25000}{1.5} \Rightarrow N_u = 10080 \text{ kN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

c- **Vérification de la stabilité du radier**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

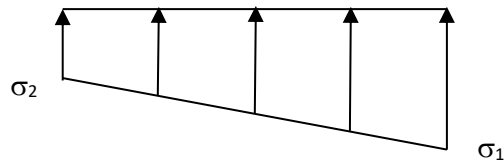
$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

Avec :

- $\mathbf{M}_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;
- $\mathbf{T}_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;
- \mathbf{h} : Profondeur de l'infrastructure.

-Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$



Figures VII.3: Diagramme des contraintes

Avec :

- $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$

• **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

- S_i : Aire du panneau considéré.
- X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Vu que la géométrie du radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (X-X ; Y-Y)

$$X_G = \frac{\text{largeur du bâtiment}}{2} = \frac{16}{2} \Rightarrow X_G = 8 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\text{longueur du bâtiment}}{2} = \frac{10.9}{2} \Rightarrow Y_G = 5.45 \text{ m.}$$

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{XX} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{16 \times 10.9^3}{12} \Rightarrow I_{XX} = 11726.70 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{10.9 \times 16^3}{12} \Rightarrow I_{YY} = 3720.53 \text{ m}^4$$

- ❖ Sens longitudinal

$$M_x = 94.16 + 414.53 \times 1.2 \Rightarrow M_x = 591.60 \text{ KN.m}$$

- Selon l'état limite ultime :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{34063.81}{220.58} + \frac{591.60}{3720.53} \times 8 \Rightarrow \sigma_1 = 155.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V \Rightarrow \sigma_2 = 153.15 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155.60 + 153.15}{4} \Rightarrow \sigma_m = 154.98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 154.98 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 266 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Selon l'état limite de service:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{24963.86}{220.58} + \frac{591.60}{3720.53} \times 8 \Rightarrow \sigma_1 = 114.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V \Rightarrow \sigma_2 = 111.90 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 114.44 + 111.90}{4} \Rightarrow \sigma_m = 113.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 113.80 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ Sens transversal

$$M_y = 76.91 + 309.06 \times 1.2 \Rightarrow M_y = 447.78 \text{ KN.}$$

- Selon l'état limite ultime:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{34063.81}{220.58} + \frac{447.78}{3720.53} \times 5.45 \Rightarrow \sigma_1 = 155.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V \Rightarrow \sigma_2 = 153.77 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155.10 + 153.77}{4} \Rightarrow \sigma_m = 154.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 154.77 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Selon l'état limite de service:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{24963.86}{220.58} + \frac{447.78}{3720.53} \times 5.45 \Rightarrow \sigma_1 = 113.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V \Rightarrow \sigma_2 = 112.51 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 113.83 + 112.51}{4} \Rightarrow \sigma_m = 113.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 113.5 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d- Poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

- **P** : Poids total à la base du radier.
- **F_s=1.50**: Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement.
- **γ_w= 10 kN/m³** : Poids volumique de l'eau.
- **h =1.20 m**: Profondeur de l'infrastructure.
- **S =220.58m²** : Surface du radier.

Donc :

$$16364.55 \text{ KN} \geq 3970.44 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

4-3-5-Ferraillage du radier

4-3-5-1-Ferraillage du radier

Dans le cadre du ferraillage du radier, les méthodes présentées dans le (BAEL 91, modifié 99) sont mises en œuvre ; le radier est traité comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. L'étude s'appuie sur la méthode des panneaux encastres sur quatre appuis.

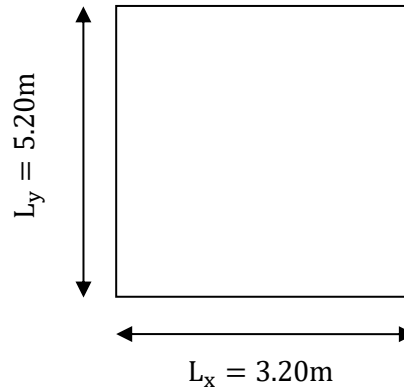
- **Identification du panneau le plus sollicité :**

Remarque

Les panneaux étant exposés à des charges voisines, il est nécessaire d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter son application. Ainsi, les calculs seront réalisés pour le panneau le plus sollicité, et le même ferraillage sera ensuite utilisé pour l'ensemble du radier. Les dimensions du panneau le plus sollicité sont les suivantes :

$$L_x = 3.20 \text{ m} \quad \text{et} \quad L_y = 5.10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.2}{5.20} = \mathbf{0.61}$$



$0.4 \leq \rho = 0.61 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Lors du calcul du ferrailage, on doit retirer de la contrainte maximale σ_m^{\max} la contrainte associée au poids propre du radier, qui est directement soutenu par le sol

- **Selon l'état limite ultime :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) \Rightarrow \sigma_m = \mathbf{154.98 \text{ KN/m}^2}$$

D'où :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(154.98 - \frac{6555.17}{220.58} \right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_u = \mathbf{125.26 \text{ KN/ml}}$$

- **Selon l'état limite de service:**

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) \Rightarrow \sigma_m = \mathbf{113.80 \text{ KN/m}^2}$$

D'où :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(113.80 - \frac{6555.17}{220.58} \right) \times 1\text{m} \Rightarrow q_s = \mathbf{84.08 \text{ KN/ml}}$$

a- Calcul à l'état limite ultime :

- **Calcul des sollicitations**

On a: $\rho = \mathbf{0.61}$ et $\nu = \mathbf{0}$

$$\Rightarrow \text{Al'ELU} \begin{cases} \mu_x = \mathbf{0.0808} \\ \mu_y = \mathbf{0.3075} \end{cases}$$

Moments fléchissant**-Suivant (x-x)**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0808 \times 125.26 \times 3.20^2 \Rightarrow M_{0x} = 103.63 \text{ KN.m}$$

-Suivant (y-y)

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 31.87 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Dans le but de prendre en compte le semi-encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront corrigés en considérant un panneau intermédiaire avec un coefficient de (-0,5) pour les appuis et de 0,75 pour les travées

- **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 103.63 \Rightarrow M_{tx} = 77.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 31.86 \Rightarrow M_{ty} = 23.89 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -81.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -15.93 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :

- **b = 100 cm**
- **h = 35 cm**
- **d = 0.9 * 35 = 31.5 cm**

Tableau VII.4 : Ferrailage du panneau de dalle du radier.

Sens	Zone	M _u (KN. m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
X-X	Appuis	81.81	0.05	0.974	SSA	7.66	6HA16=12.06	20
	Travée	77.72	0.055	0.971	SSA	7.30	6HA16=12.06	20
Y-Y	Appuis	15.93	0.012	0.994	SSA	1.46	5HA12=5.65	25
	Travée	23.89	0.016	0.992	SSA	2.20	5HA12=5.65	25

4-3-5-2-Vérification à L'ELU

a- Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)

$$\omega_x = \frac{A_{\min}}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{\min} \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec :

- ω₀ : le taux d'armatures ⇒ ω₀ = 0.0008 → fe 400

$$A_{\min} \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.61}{2} \times 100 \times 35 \Rightarrow A_{\min} = 3.34 \text{ cm}^2$$

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Sens	Zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	Appuis	12.06	2.56	Condition vérifiée
	Travée	12.06		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	5.65		Condition vérifiée
	Travée	5.65		Condition vérifiée

b- Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'espacement entre les armatures d'une même nappe ne doit pas aller au-delà des valeurs suivantes, h désignant l'épaisseur totale de la dalle.

-Suivant (x-x) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-Suivant (y-y) :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Diamètre maximal des barres (BAEL 91 / Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{35}{10} \Rightarrow \phi_{\max} \leq 35 \text{ mm}$$

$$\phi_{\text{adopté}} = 16 \text{ mm} < 30 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

4-3-5-3-Calcul et vérification à l'ELS

On a: $\rho = 0.61$ et $v = 0.2$

$$\Rightarrow \text{Al'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0857 \\ \mu_y = 0.4781 \end{cases}$$

a- Moments fléchissant :

-Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0857 \times 84.08 \times 3.20^2 \Rightarrow M_{0x} = 73.78\text{KN.}$$

-Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 35.27\text{KN.m}$$

• Moments en travées

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 55.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 26.45 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = -36.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = -13.22 \text{ KN.m}$$

b- Vérification des contraintes

- **Dans le béton**

On doit vérifier que :

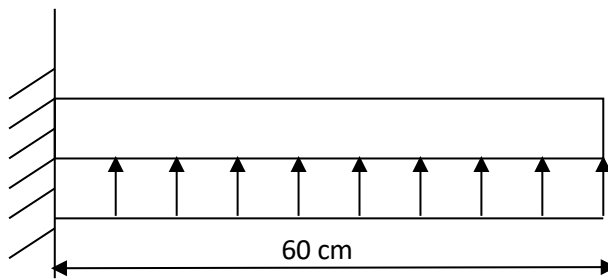
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta 2_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	Zone	As(cm ²)	Ms	ρ ₁	β	σ _{st}	σ̄ _{st}	K ₁	σ _b	σ̄ _b	Obs
X-X	Appuis	12.06	36.89	0.38	0.904	107.41	348	37.08	2.9	15	Cv
	Travée	12.06	55.33	0.38	0.904	161.1	348	37.08	4.34	15	Cv
Y-Y	Appuis	5.65	13.22	0.18	0.931	79.78	348	57.46	1.38	15	Cv
	Travée	5.65	26.45	0.18	0.931	159.63	348	57.46	2.78	15	Cv

4-3-6-Ferraillage du débord

Le débord est considéré comme une console soumise à une charge répartie de façon uniforme. Le calcul sera réalisé pour une bande d'une longueur de 1 mètre



Figures VI.4: Schéma statique du débord.

a- Sollicitation de calcul

- **Selon l'état limite ultime :**

$$P_u = q_u = 125.26 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-125.26 \times 0.60^2}{2} \Rightarrow M_u = -22.54 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

Avec:

- $M_u = 22.54 \text{ KN.m}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{33.15 \times 10^3}{100 \times 32^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.016$$

$\mu = 0.016 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ La section est simplement armée.

-À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$

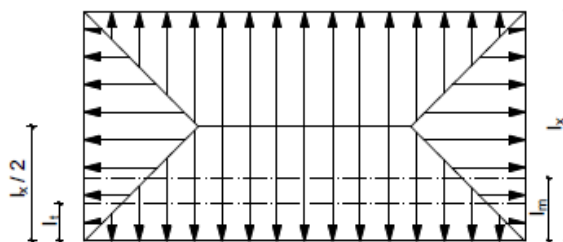
$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} \Rightarrow A_t = \frac{22.54 \times 10^3}{0.992 \times 32 \times 348} \Rightarrow A_t = 2.04$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont supérieures à celles nécessaires pour le débord. Afin d'assurer une cohérence dans le ferrailage, elles seront prolongées et feront également office de ferrailage pour le débord

4-3-7-Ferraillage de la nervure :

Dans le but d'éviter tout risque de soulèvement du radier, celui-ci sera doté de nervures dans les deux directions. Ces nervures seront considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles. Les réactions du sol seront transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.



Figures VI.5 : Présentation des chargements simplifiés

a- Cas de chargement triangulaire :

-Moment fléchissant : $I_m = 0.333 \times I_x$

-Effort tranchant : $I_t = 0.25 \times I_x$

b- Cas de chargement trapézoïdal :

-Moment fléchissant : $I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

-Effort tranchant : $I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$

Avec :

• Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

• Efforts tranchants :

$$Q_U = q_u I_t$$

$$Q_S = q_s I_t$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens

c- Sens transversales :

Tableau VII.7: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale).

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	I_m	I_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
12	(A-B)	5.2	3.2	1.62	Triangulaire	1.716	1.3	125.26	84.08	214.94	429.90	144.28	288.56	162.84	325.67	109.30	125.77
	(B-C)	5.2	3.2	1.62	Triangulaire	1.716	1.3	125.26	84.08	214.94		144.28		162.84		109.30	
23	(A-B)	5.2	3.2	1.62	Triangulaire	1.716	1.3	125.26	84.08	214.94	429.90	144.28	288.56	162.84	325.67	109.30	121.96
	(B-C)	5.2	3.2	1.62	Triangulaire	1.716	1.3	125.26	84.08	214.94		144.28		162.84		109.30	

d- Sens longitudinales :

Tableau VII.8: charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinales).

Travée	Panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
AB	(1-2)	3.2	5.2	0.61	Triangulaire	1.065	0.8	125.26	84.08	133.40	266.8	89.54	179.08	100.21	200.42	67.26	134.52
	(2-3)	3.2	5.2	0.61	Triangulaire	1.065	0.8	125.26	84.08	133.40		89.54		100.21		67.26	
BC	(1-2)	3.2	5.2	0.61	Triangulaire	1.065	0.8	125.26	84.08	133.40	266.8	89.54	179.08	100.21	200.42	67.26	134.52
	(2-3)	3.2	5.2	0.61	Triangulaire	1.065	0.8	125.26	84.08	133.40		89.54		100.21		67.26	
CD	(1-2)	2.9	5.2	0.55	Triangulaire	0.965	0.725	125.26	84.08	87.05	174.1	81.14	162.28	90.81	181.62	60.56	121.12
	(2-3)	2.9	5.2	0.55	Triangulaire	0.965	0.725	125.26	84.08	87.05		81.14		90.81		60.56	
DE	(1-2)	3.2	5.2	0.61	Triangulaire	1.065	0.8	125.26	84.08	133.40	266.8	89.54	179.08	100.21	200.42	67.26	134.52
	(2-3)	3.2	5.2	0.61	Triangulaire	1.065	0.8	125.26	84.08	133.40		89.54		100.21		67.26	
EF	(1-2)	3.2	5.2	0.61	Triangulaire	1.065	0.8	125.26	84.08	133.42	266.8	89.54	179.08	100.21	200.42	67.26	134.52
	(2-3)	3.2	5.2	0.61	Triangulaire	1.065	0.8	125.26	84.08	133.42		89.54		100.21		67.26	

e- Les diagrammes des moments fléchissant (ELU et ELS)

-Sens longitudinale (x-x)

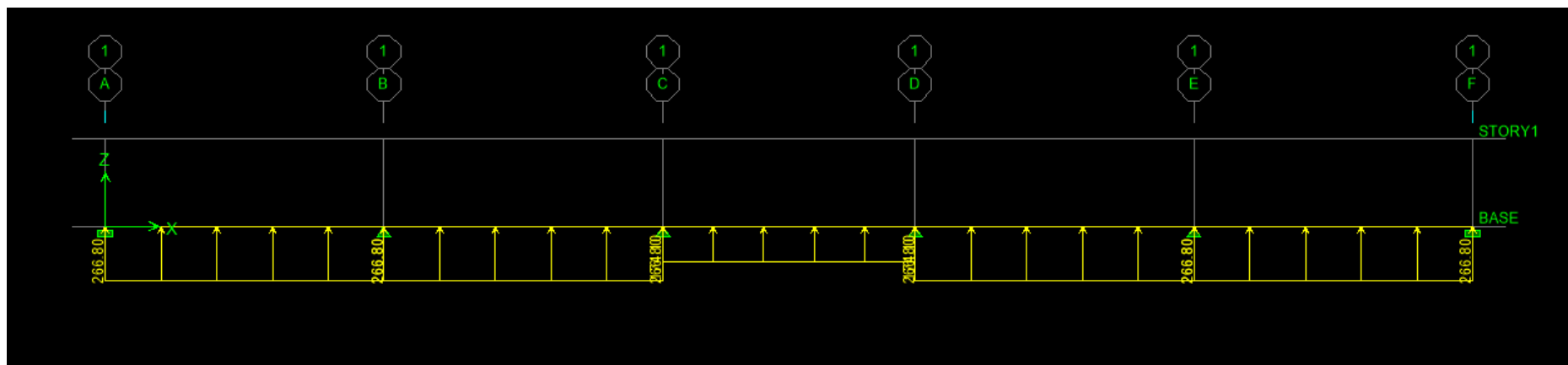


Diagramme VII.1: Schéma statique de la nervure à l'ELU sens (X-X).

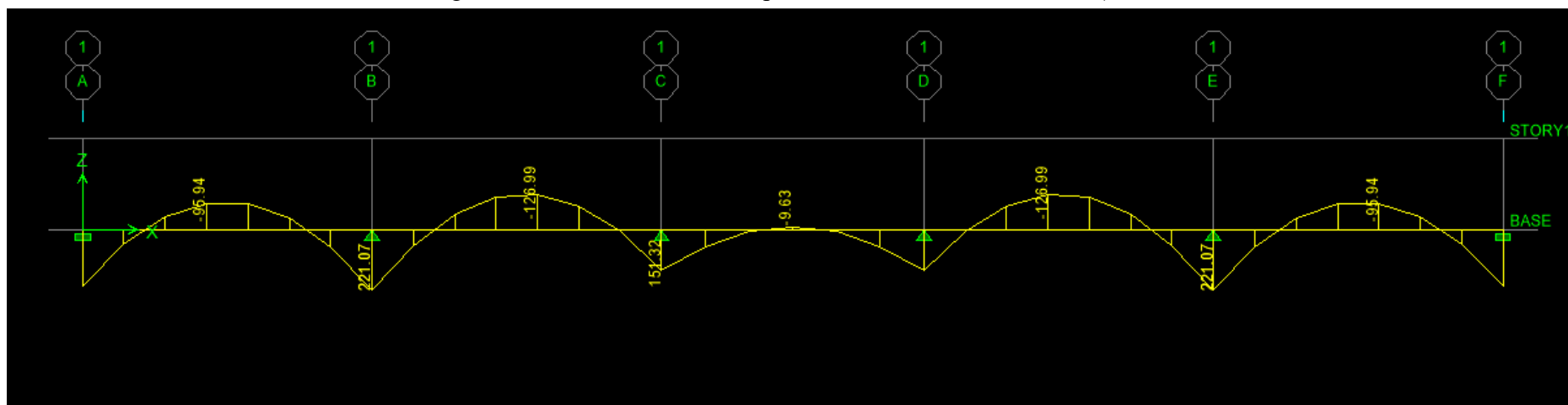


Diagramme VII.2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

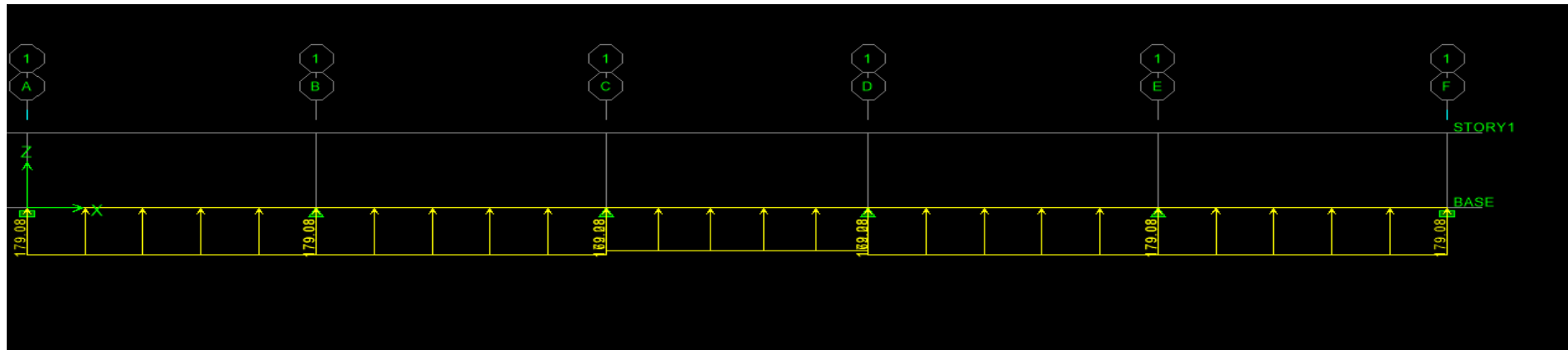


Diagramme VII.3: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

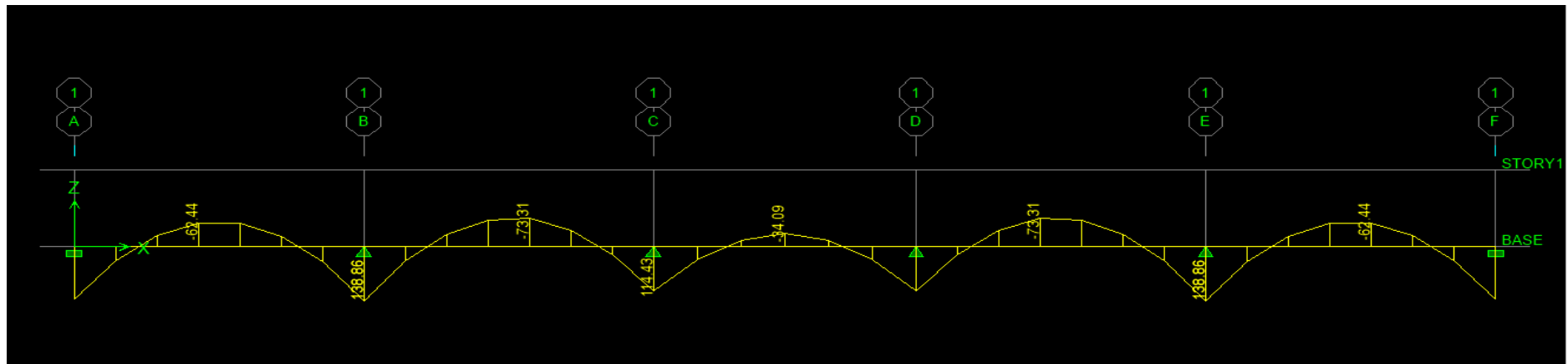


Diagramme VII.4: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens X-X).

-Sens transversale (y-y) :

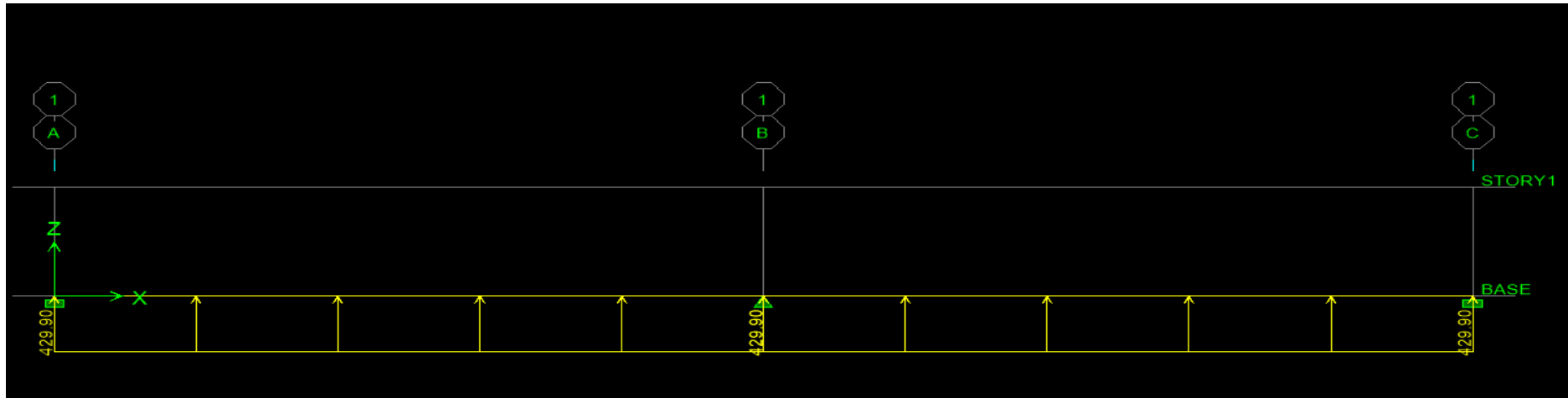


Diagramme VII.5: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

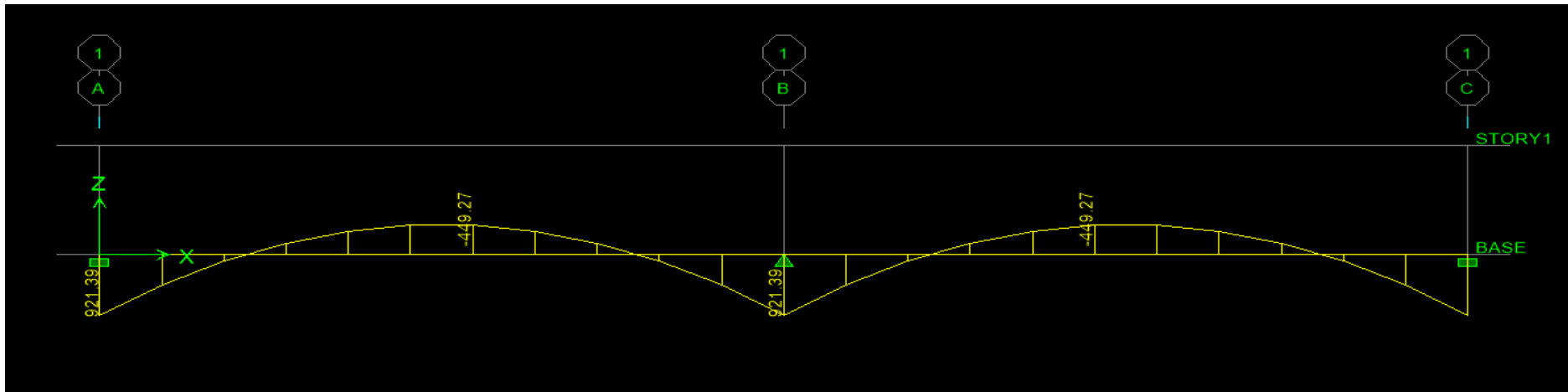


Diagramme VII.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens Y-Y).

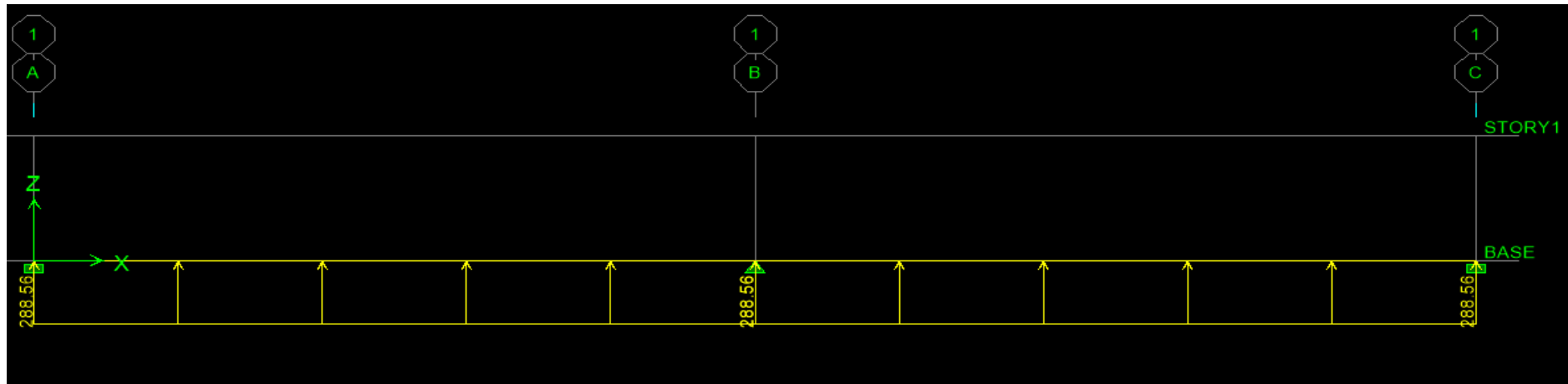


Diagramme VII.7: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

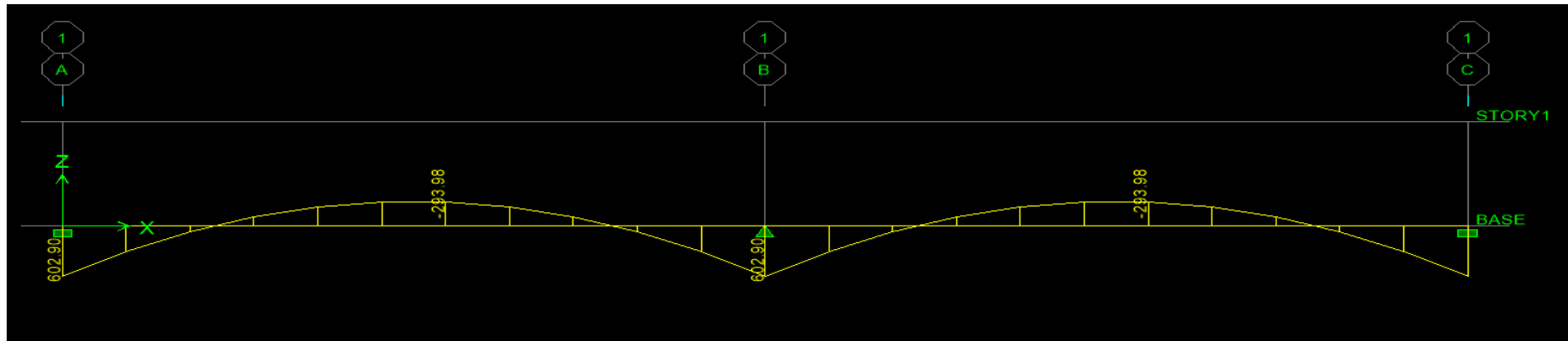


Diagramme VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens Y-Y).

i- Les diagrammes des efforts tranchants (ELU et ELS)

-Sens longitudinale (x-x)

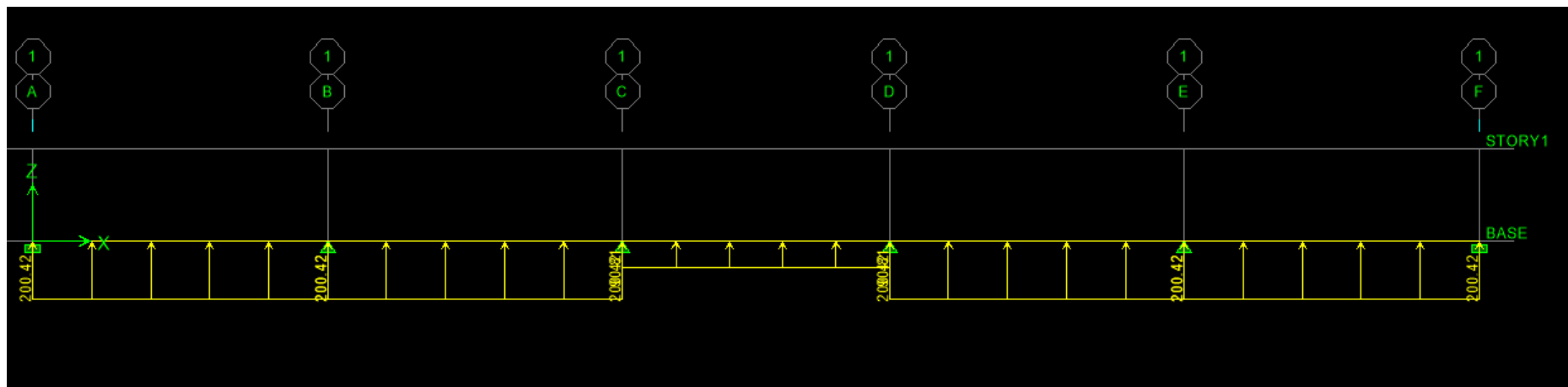


Diagramme VII.9: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens X-X).

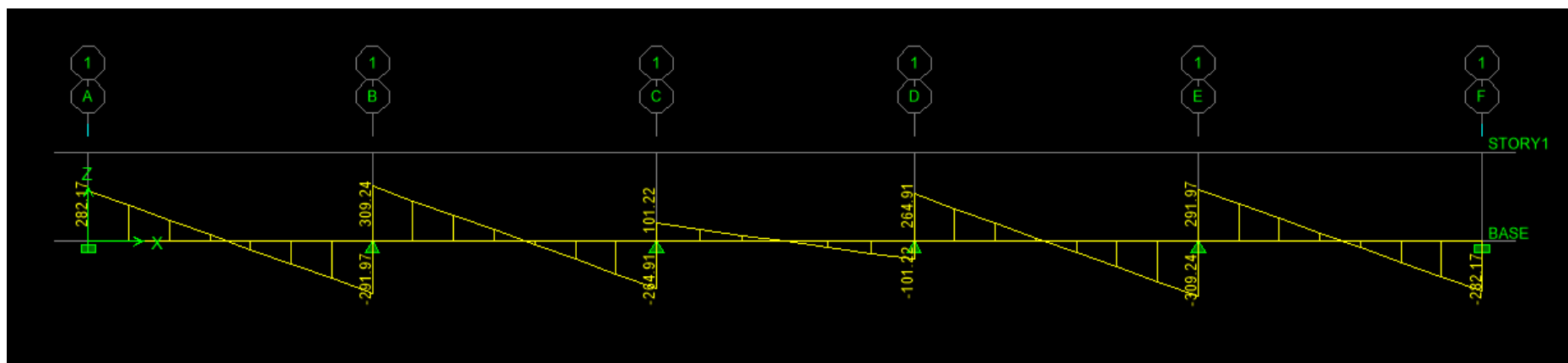


Diagramme VII.10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens X-X).

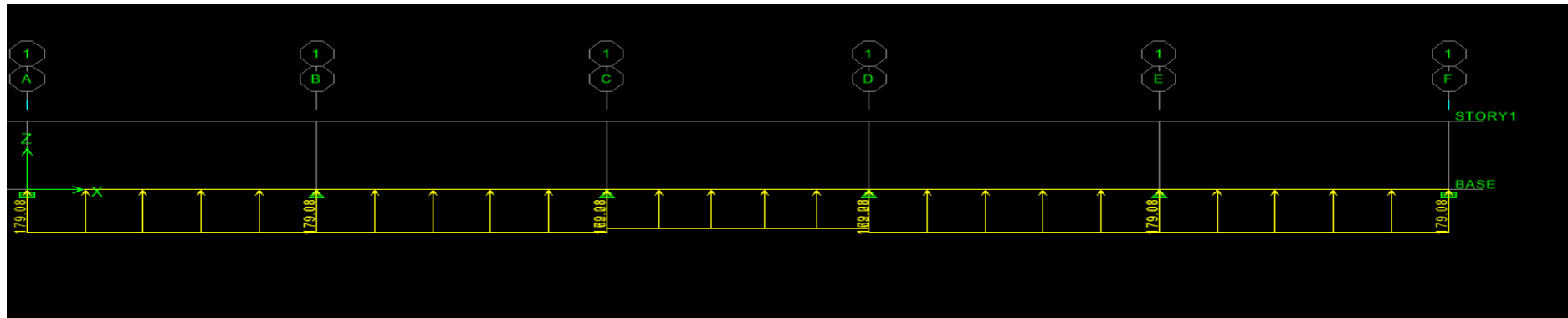


Diagramme VII.11: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens X-X).

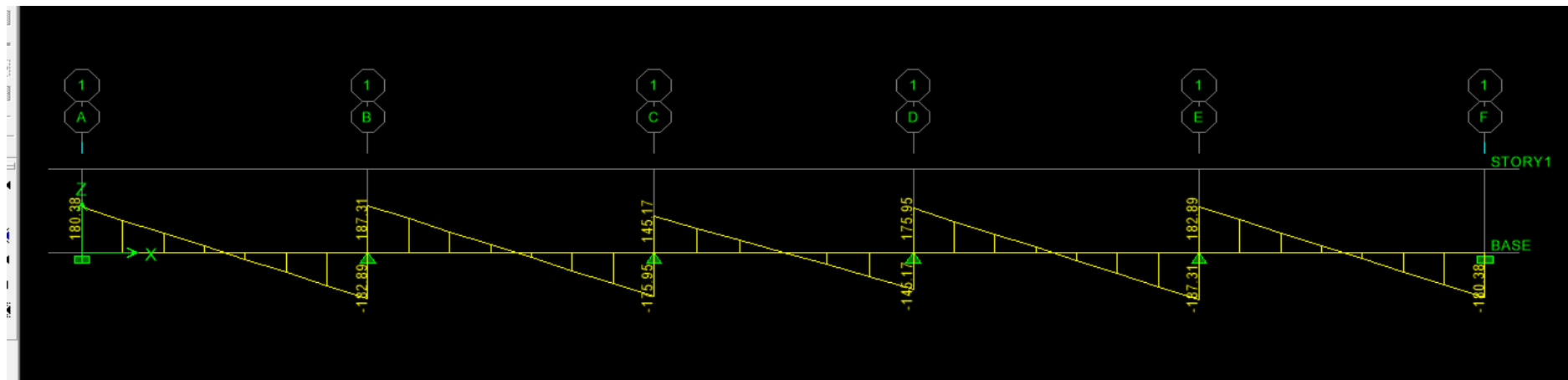


Diagramme VII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens X-X).

-Sens transversale (y-y) :

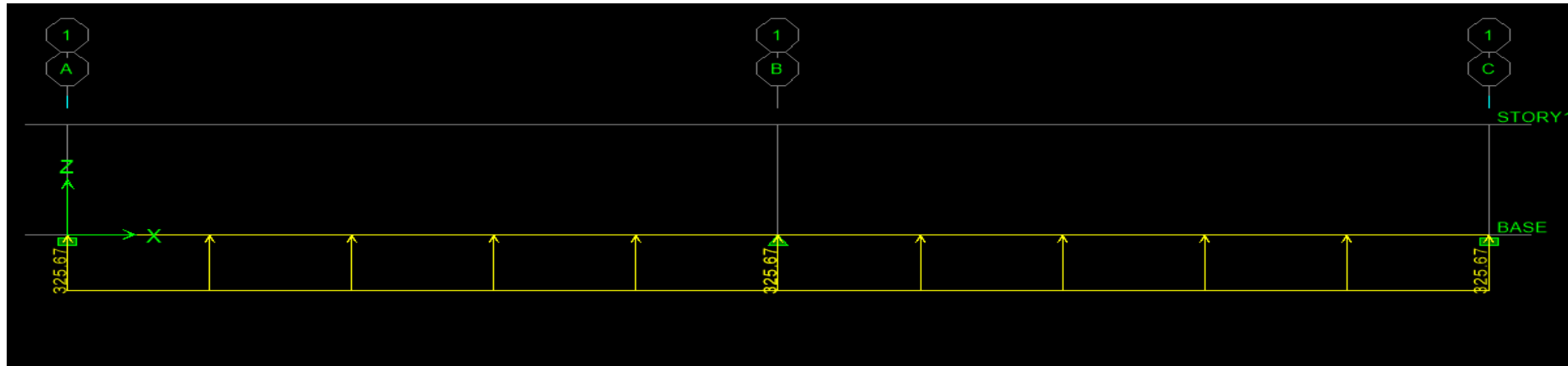


Diagramme VII.13: Schéma statique de la nervure à l'ELU (sens Y-Y).

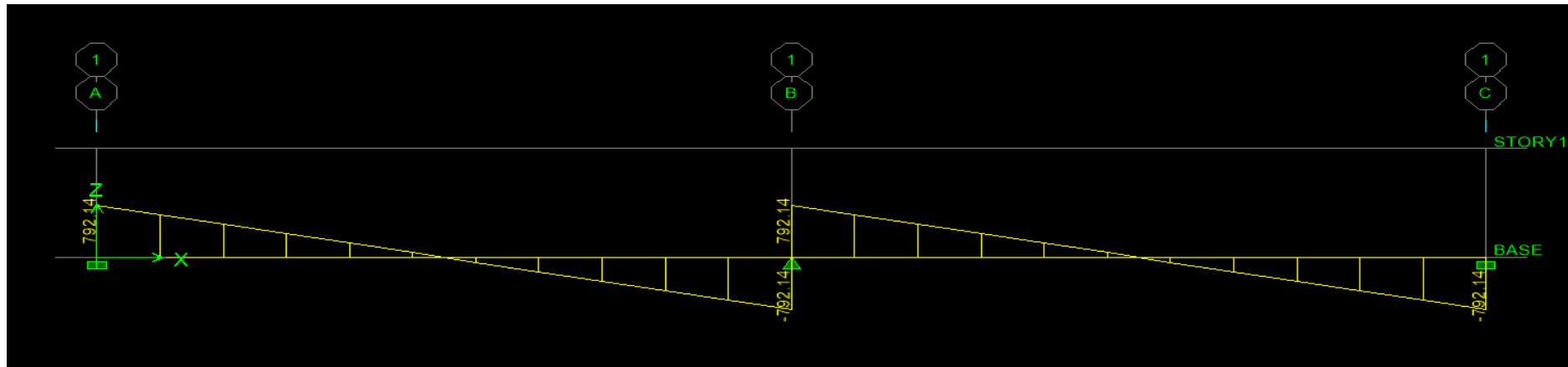


Diagramme VII.14: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens Y-Y).

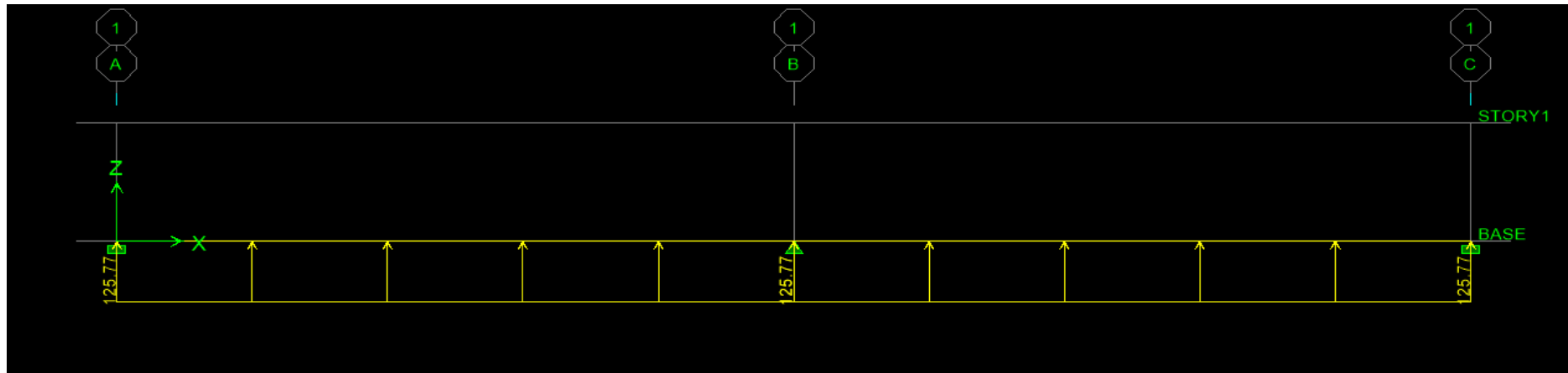


Diagramme VII.15: Schéma statique de la nervure à l'ELS (sens Y-Y).

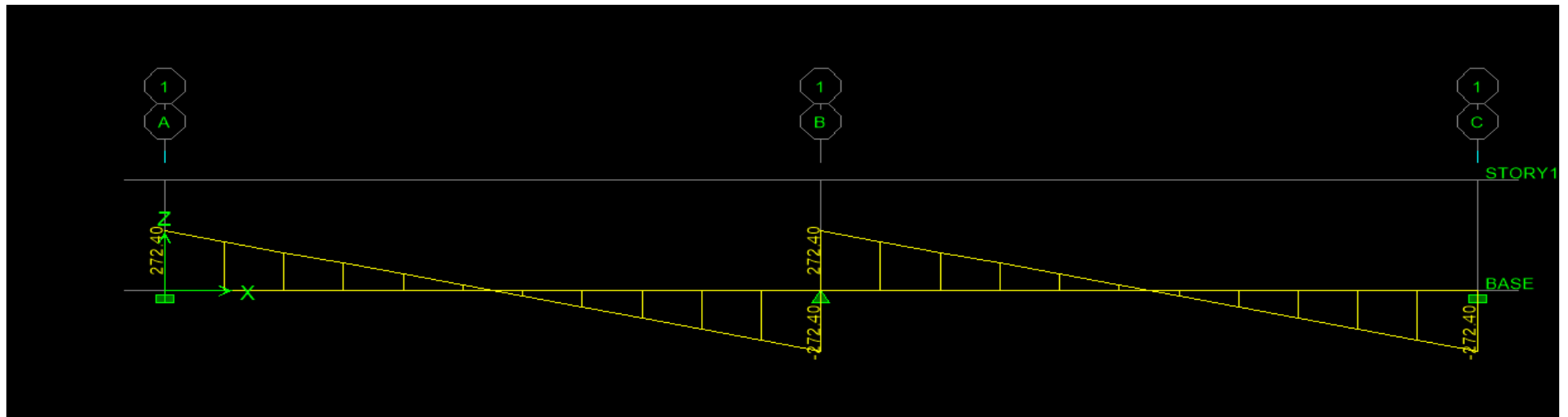


Diagramme VII.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens Y-Y)

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	221.07	136.86	921.39	602.90
M_{tmax} (KN.m)	126.99	73.31	449.27	293.98
T_{max} (KN)	309.24	187.31	791.14	272.40

▪ **Selon le RPA (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

• **Espacement des armatures transversales :**

-Zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{120}{4}; 12 \times 1.6\right) = \min(30; 19.20) \Rightarrow S_t \leq 19.20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

-Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{120}{2} = 60 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

• **Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)**

$$S_{tmax} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(103.50 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{tmax} \leq 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \text{ max adopté}} = 20 \text{ cm} < S_{tmax} = 40 \text{ cm.} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

a- **Armatures de peau :** (Art. A.8.3/ BAEL 91 modifiée 99)

Les armatures de peau, placées parallèlement à la fibre centrale des poutres, préviennent la formation de larges fissures hors des zones renforcées. Avec une hauteur de nervure de 120 cm, voici la quantité nécessaire d'armatures de peau :

$$A_p = 3 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml} \times 1} = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour : } 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}$$

4-3-7-2-Vérification à l'ELU

• **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{adop} > A_{cnf}$$

$$A_{cnf} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 70 \times 115 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{cnf} = 9.72 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des recommandations exigées par le RPA:**

Pourcentage minimal:

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.5% de la section du béton: $0.5\% \times b \times h$

$$A_{\min} = 120 \times 70 \times 0.005 = 42 \text{ cm}^2$$

4-3-7-1-Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales

Avec : $b = 70 \text{ cm}$ $d = 115 \text{ cm}$

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utiliser le logiciel de calcul «**SOCOTEC**».

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	Section	A (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
X-X	Appuis	221.07	SSA	5.58	2(6HA20) (fil) + 6HA16(chap)+ = 49.76
	Travée	126.99	SSA	3.19	2(6HA16) (fil) + 6HA16 (chap) = 49.76
Y-Y	Appuis	921.39	SSA	24.12	2(6HA20) (fil) + 6HA16 (chap) = 49.76
	Travée	449.27	SSA	11.44	2(6HA20) (fil) + 6HA16 (chap)= 49.76

Tableau VII.11 : Vérification de condition de non fragilité.

	$A_{adop}(cm^2)$	$A_{cnf}(cm^2)$	A_{min}	Observation
X-X	2(6HA20) (fil) + 6HA16(chap)+ = 49.76	9.72	42	CV
	2(6HA16) (fil) + 6HA16 (chap) = 49.76	9.72	42	CV
Y-Y	2(6HA20) (fil) + 6HA16 (chap) = 49.76	9.72	42	CV
	2(6HA20) (fil) + 6HA16 (chap)= 49.76	9.72	42	CV

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right\} \Rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

-**Sens longitudinal** : $T_u^{max} = 443.96 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{443.96 \times 10^3}{700 \times 1150} \Rightarrow \tau_u = 0.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-**Sens transversal** : $T_u^{max} = 646.16 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{646.16 \times 10^3}{700 \times 1150} \Rightarrow \tau_u = 0.80 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91 modifie 99)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

- Ψ_s : Coefficient de scellement qui égale à 1,5 pour les barres de haute adhérence.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec :

- $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres

Sens des petites portées :

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \sum u_i = 301.44 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{309.24 \times 10^3}{0,9 \times 1150 \times 301.44 \text{ mm}} \Rightarrow \tau_{se} = 1.32 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 1.32 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Sens des grandes portées :

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 20 \Rightarrow \sum u_i = 301.44 \text{ mm}$$

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{791.14 \times 10^3}{0,9 \times 1150 \times 301.44} \Rightarrow \tau_{se} = 2.53 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.53 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

- Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)

$$\Phi t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset_1) = \min (3.43 ; 7 ; 1.6) \Rightarrow \Phi t \leq 1.60 \text{ cm.}$$

Le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\emptyset 12$ avec $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$.

- Armatures transversales minimales (Art. 7.5.2.2 du RPA 99)

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 70 = 4.20$$

$4.20 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

4-3-8-Vérification a l'ELS

a- Etat limite de résistance de béton en compression : [Art : A.4.5.3 BAEL 91 / 99]

La nervure représente un élément très sensible aux intempéries. Pour cette raison, la fissuration est considérée comme préjudiciable. Il est donc impératif de contrôler les conditions suivantes

D'après les calculs précédents on a :

- La contrainte admissible de béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- La contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence de diamètre supérieur à 6 mm.

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	As(cm ²)	Ms	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	49.76	136.8	26.5	201.63	0.85	15	CV
	Travée	49.76	73.31	35.71	201.63	0.52	15	CV
Y-Y	Appuis	49.76	602.9	116.8	201.63	3.75	15	CV
	Travée	49.76	293.93	143.1	201.63	2.09	15	CV

Conclusion :

En conclusion, l'étude géotechnique précise que le bon sol se situe à une profondeur de 2 m, tandis que l'étude de génie civil fixe la hauteur de la nervure à 1,20 m. D'un point de vue économique, il est possible de réaliser un terrassement général de 70 cm sur l'ensemble du terrain, avec une profondeur de 1,30 m incluant 1,20 m pour les nervures et 10 cm pour le béton de propreté.

Le ferrailage retenu pour le radier est le suivant :

1- La dalle du radier (y compris les débords)

• **Sens X-X**

En travée (Lit supérieur) : 6HA16/ml (St= 20 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 6HA12/ml (St= 20 cm).

• **Sens Y-Y**

En travée (Lit supérieur) : 5HA12/ml (St= 25 cm).

Aux appuis (Lit inférieur) : 5HA12/ml (St= 25 cm).

2- Les nervures**• Sens des petites portées**

Armatures supérieures (En travée) : 2 *6HA20 (fil) + 6HA16 (chap).

Armatures inférieures (Aux appuis) : 2* 6HA20 (fil) + 6HA16 (chap).

• Sens des grandes portées

. Armatures supérieures (En travée) : 2*6HA20 (fil) + 6HA16 (chap).

. Armatures inférieures (Aux appuis) : 2*6HA20 (fil) + 6HA16 (chap).

3- Armatures de peau :

2HA14 (Pour toutes les nervures).

4- Armature transversale : 4HA12

Dans la zone nodale : St = 15cm

Dans la zone courante St = 20cm

Chapitre VIII

Voile périphérique

VII - Introduction :

Afin de relier la structure à la super structure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra principalement les charges provenant des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au solde fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

1. Pré dimensionnement du voile périphérique:

Le voile périphérique sert à reprendre les poussées des terres, il doit avoir les caractéristiques minimales exigée par **Art 10.1.2RPA 99/V2003** est telle que :

- Une épaisseur minimale de **15cm**
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

✚ Au niveau du sous-sol :

$$h_e = h_{sol} - e_p = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

Avec :

H_{s-sol} : hauteur du sous-sol

E_p : épaisseur du plancher

Cas 01 :

$$\frac{h_e}{25} = \frac{388}{25} = 15.52 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

Cas 02 :

$$\frac{h_e}{22} = \frac{388}{22} = 17.63 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 15 \text{ cm}$$

Cas 03 :

$$\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad e = 20 \text{ cm}$$

Donc : on opte pour

Épaisseur : $e = 20\text{cm}$.

Hauteur : $h = 4.08\text{ m}$

Choix de la méthode :

Théorie de Rankine :

C'est une théorie qui permet de déterminer l'état des contraintes dans un sol en poussée ou en butée derrière un écran et de déduire les forces qui s'exercent sur le mur.

Hypothèse :

Isotropie du sol

La présence de discontinuités provoquées par des écrans à la surface du sol ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans ce sol.

Cette théorie suppose que le frottement entre le mur et le sol est nul la contrainte est horizontale.

→ la méthode de Rankine est applicable

2. Détermination des sollicitations :

Sur la paroi de mur s'exerce deux types de contraintes (contrainte horizontale et contrainte verticale)

Avec : $\sigma_h = K_a \times \sigma_v$

σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale

K_a : coefficient de poussée des terres

ϕ : Angle de frottement interne

$$\text{Avec : } K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{2c}{\sigma_v} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

3. Les caractéristiques mécanique et physique du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : $q = 10\text{KN/m}^2$.
- ✓ Poids volumique des terres : $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement interne : $\phi = 30^\circ$.
- ✓ Cohésion: $C = 0$
- ✓ La contrainte admissible des sol: $\sigma_{sol} = 2\text{ bars}$.

4. Calcul des sollicitations :

Dans ce cas on a un sol frottant ($\phi \neq 0, c = 0$), notre voile est conçu pour tenir la totalité des poussées des terres.

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0.333$$

✚ ELU:

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (h = 0 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 0 + 1.5 \times 10) = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{pour } (h = 4.08 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H2} = 0.333 (1.35 \times 18 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 38 \text{ KN/m}^2$$

✚ ELS:

$$\sigma_H = K_a \times \sigma_V = K_a \times (\gamma \times h + q)$$

$$\text{pour } (h = 0 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 0 + 10) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{pour } (h = 4.08 \text{ m}) \rightarrow \sigma_{H1} = 0.333 (18 \times 4.08 + 10) = 27.78 \text{ KN/m}^2$$

5. Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{✚ ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 38 + 5}{4} = 29.75 \text{ KN/ml}$$

$$\text{✚ ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 = \frac{3 \times 27.78 + 3.33}{4} = 21.66 \text{ KN/ml}$$

6. Ferraillage du voile périphérique

Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastree à la base et semi encastree des trois autres coté :

-Encastrement : au niveau de l'infrastructure.

-Semi encastrement : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

Détermination des moments :

Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, les moments seront affectés des coefficients suivants :

-Moment en travée : 0.85

-Moment d'encastrement sur les deux grands cotés 0.3 appuis de rive

La détermination des moments de flexion se sera à partir de la méthode des panneaux encastres 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 du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment en appui : 0.3

✚ **Identification des panneaux :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{408}{520} = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{il travaille selon 2 sens}$$

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\text{Dans notre cas : } \rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.561 \end{cases}$$

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson ν

($\nu = 0$ à l'ELU; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

• **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 29.75 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_0^x = 0.0584 \times 29.75 \times 4.08^2 \\ M_0^x = 28.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 16.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 28.92 \Rightarrow M_t^x = 24.58 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 16.22 \Rightarrow M_t^y = 13.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 28.92 = -8.68 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 16.22 = -9.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

$$b = 100 \text{ cm}, \quad h = 20 \text{ cm}, \quad d = 17 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_t^x = 24.58 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2.f_{bu}} = \frac{24.58 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.06 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.06 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{24.58 \times 10^3}{0.969 \times 17 \times 348} = 4.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 HA 12 = 5.50 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

$$M_t^y = 13.79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.79 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.79 \times 10^3}{0.983 \times 17 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 HA 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_a^x = 8.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.68 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.02 \rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.68 \times 10^3}{0.990 \times 17 \times 348} = 1.48 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 HA 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Aux appuis :

$$M_a^y = 9.73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.73 \times 10^3}{100 \times 17^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{st}^t = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.73 \times 10^3}{0.988 \times 17 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_{st}^t = 5 HA 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

7. Vérification à l'ELU :a) Condition de non fragilité (ArtB.7, 4/BAEL91):

$$W_x \geq W_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right), \quad W_x = A_x / (b \times h)$$

Avec:

- W_0 : Taux d'armatures dans chaque direction=0.0008 Acier HA FeE400)
- A_x : section minimale d'armature.
- $b \times h$: Section totale du béton
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.78$

En travée :

$$A_x = 0.0008 \times 100 \times 20 \times \left(\frac{3-0.78}{2}\right) = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3-0.78}{2}\right) = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifier}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Vérification au cisaillement (BAEL91modifié99,Art5.2.2):

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} :$$

✚ Effort tranchant :Suivant lx:

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{24.58 \times 4.08 \times 5.2}{3 \times 5.2} \Rightarrow V^{max} = 33.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b.d} = \frac{33.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.20 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau = 0.20 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Suivant l_y :

$$V^{max} = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{24.58 \times 4.08 \times 5.2}{2 \times 5.2 \times 4.08} \Rightarrow V^{max} = 12.30 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \cdot d} = \frac{12.30 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} \Rightarrow \tau_u = 0.07 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau = 0.07 \text{ MPa} < \tau = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

c) Recommandation du RPA : (Art 10-1-2) :

le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% b.h dans les deux sens (Horizontal et vertical)

$$A_{min} > 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Sens X-X :

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 5.50 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

Sens Y-Y :

$$\text{Travée : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 2 \text{ cm}^2$$

Toutes les conditions vérifiées

• **Calcul à l'ELS :**

$$:\rho = 0.78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.561 \end{cases}$$

$$q_s = 21.66 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_0^x = 5.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^y = \mu_y \times M_0^x \\ M_0^y = 2.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 5.16 \Rightarrow M_t^x = 4.38 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 2.89 \Rightarrow M_t^y = 2.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } \begin{cases} M_a^x = -0.3 \times 5.16 = -1.55 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.3 \times 2.89 = -0.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, (110\sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) \quad \eta = 1.6 \text{ Barres HA}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, (110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right) \rightarrow \min(266.6; 201.63) \rightarrow$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 4.38 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 5.50}{100 \times 17} = 0.32 \rightarrow \beta_1 = 0.911$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4.38 \times 1000}{5.50 \times 0.911 \times 17} = 51.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 51.42 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{51.42}{41.18} = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 41.18$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.25 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis : $M_t = 1.55 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 17} = 0.231 \rightarrow \beta_1 = 0.923$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1.55 \times 1000}{3.92 \times 0.923 \times 17} = 25.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 25.2 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\oplus \sigma_{bc} = 0.5 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 49.93$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.5 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion

L'élaboration de ce projet m'a permis de recourir à des méthodes manuelles. Permis lesquelles on peut citer la méthode statique équivalente, et la méthode de forfaitaire.

Mon objectif est de maîtriser le calcul des ouvrages en béton armé, ainsi que la philosophie du B.A.E.L et le règlement de R.P.A.99/2003. Ce dernier vise à assurer un niveau de protection acceptable des vies humaines et des constructions face aux charges verticales et aux effets des actions sismiques, grâce à une conception et un dimensionnement approprié.

J'ai constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi veiller à sa concordance avec la réalité du terrain car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

En somme, j'espère que ce travail pourra servir de référence aux futures promotions

Bibliographique

OUVRAGES ET REGLEMENT :

Règlement parasismique algérien RPA99 / V2003

DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).

Béton armé BAEL91 modifié

Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des

Ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM, DDS, MDS).

Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

Cours de ETABS (MR : BOUGHANI.A).

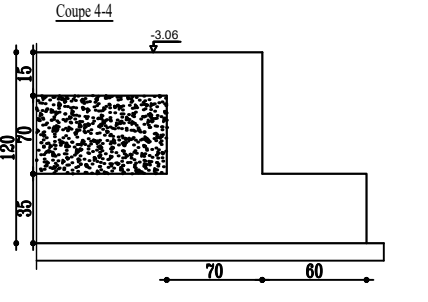
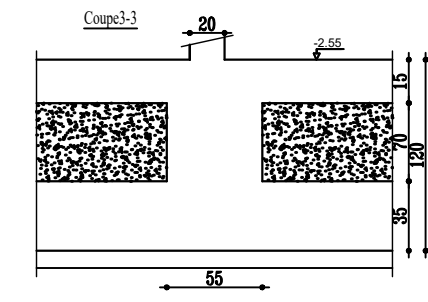
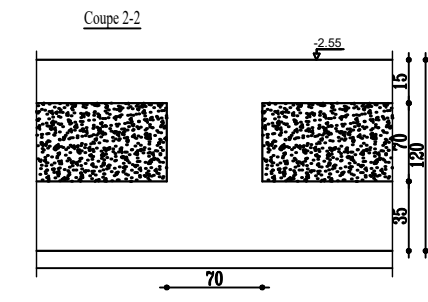
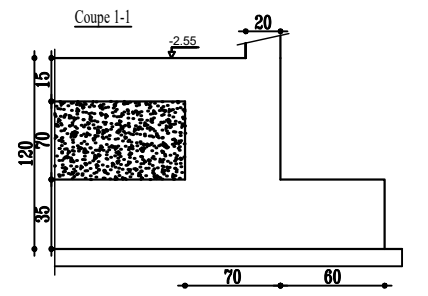
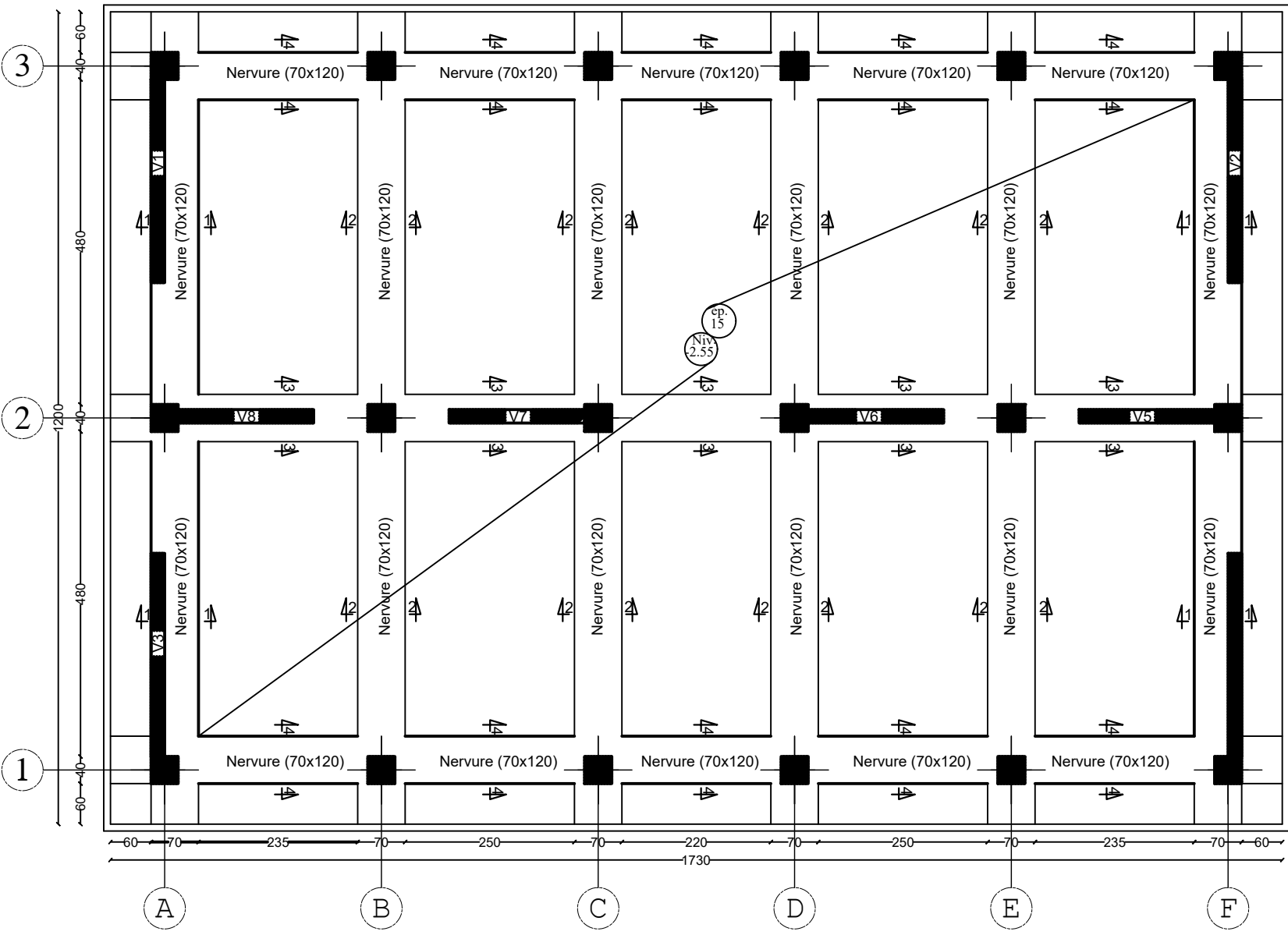
Logiciels utilisés :

Logiciel de modélisation ETABS V 9.60

AUTOCAD 2016

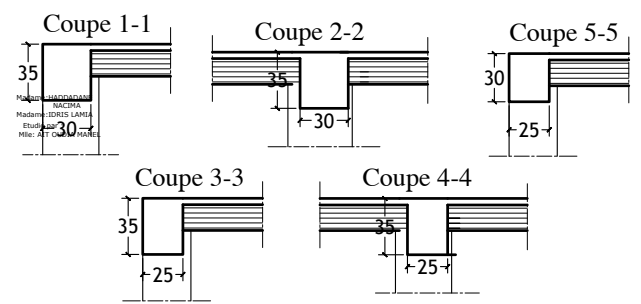
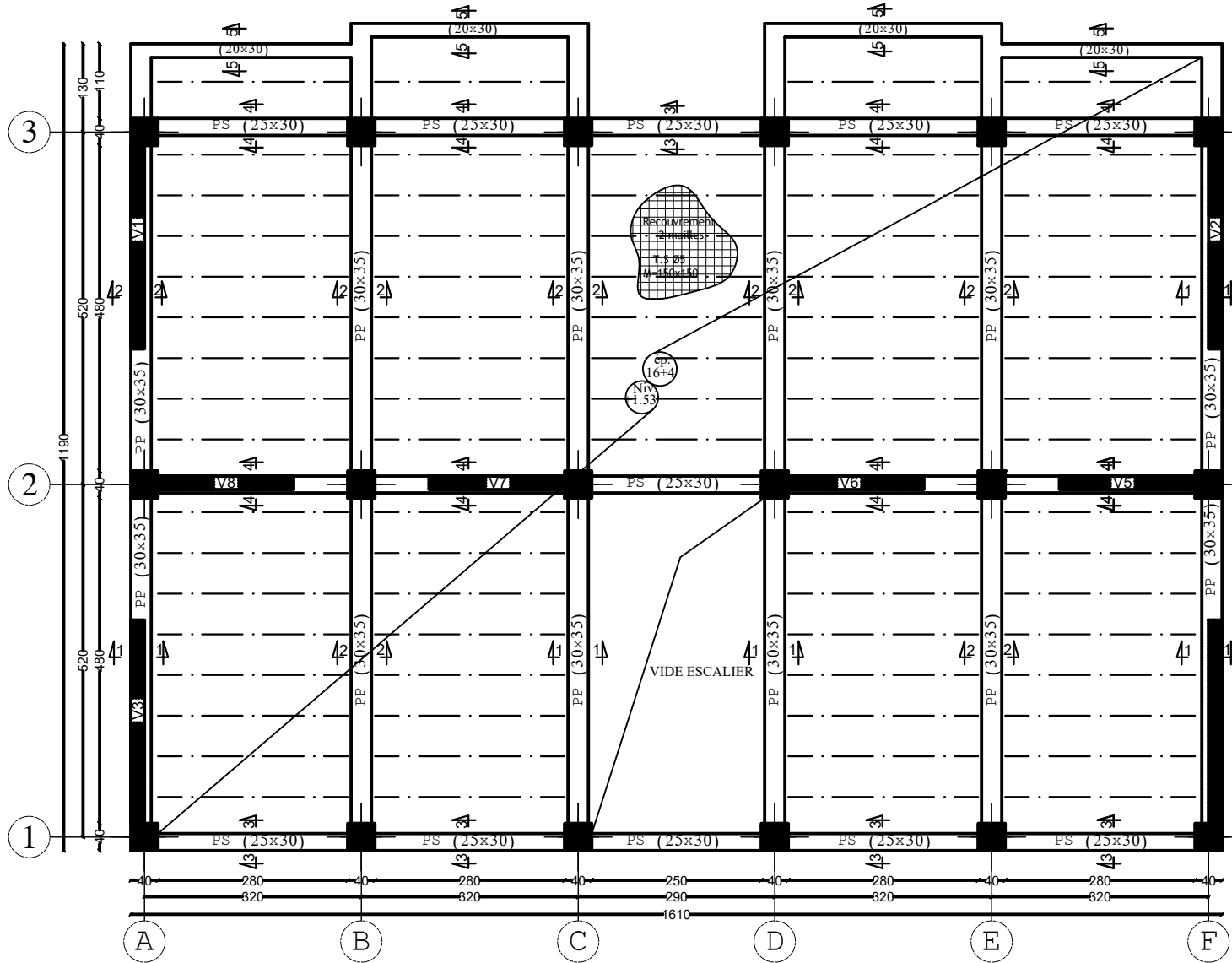
Logiciel de ferrailage SOCOTEC

COFFRAGE FONDATION NIV -2.55



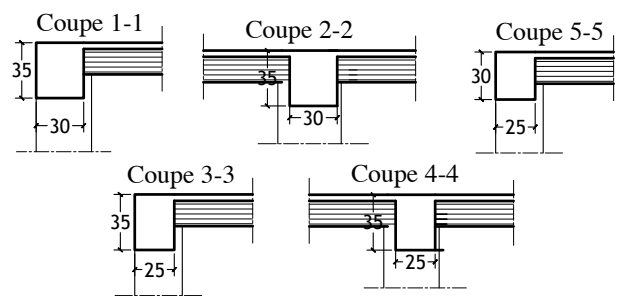
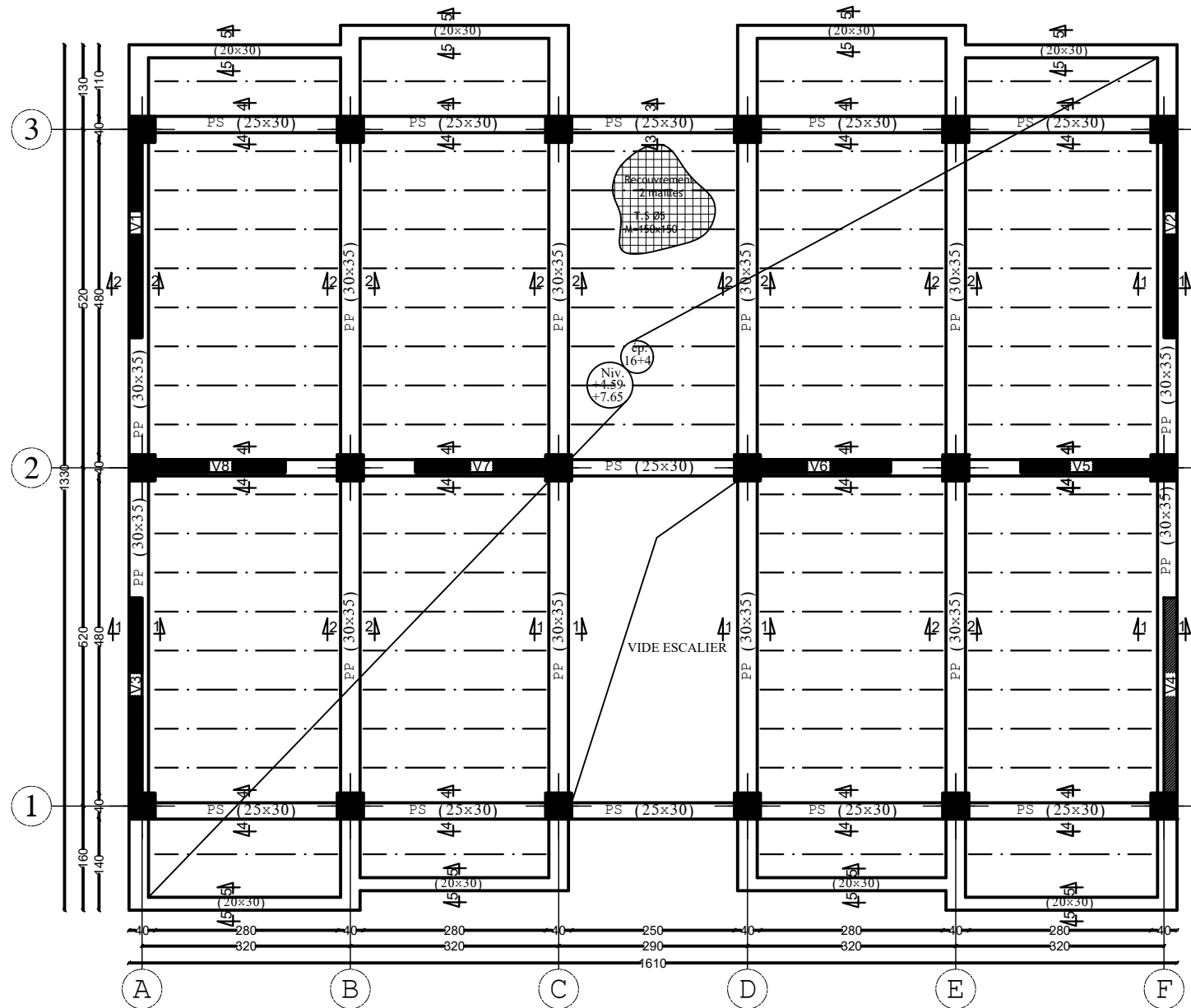
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil	
Dirigé par : Madame : HADDADANE NACIMA Madame : IDRES LAMIA Etudié par : Mr : KACIMI SLIMANE	Titre: COFFRAGE FONDATION NIV -2.55
Echelle: 1/50; 1/25	
Planche N° :	
Promotion 2025	

COFFRAGE PLANCHER NIV +1.53



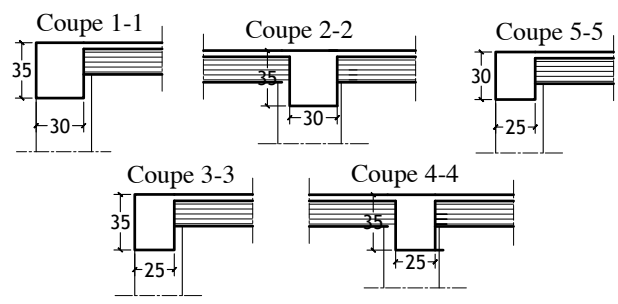
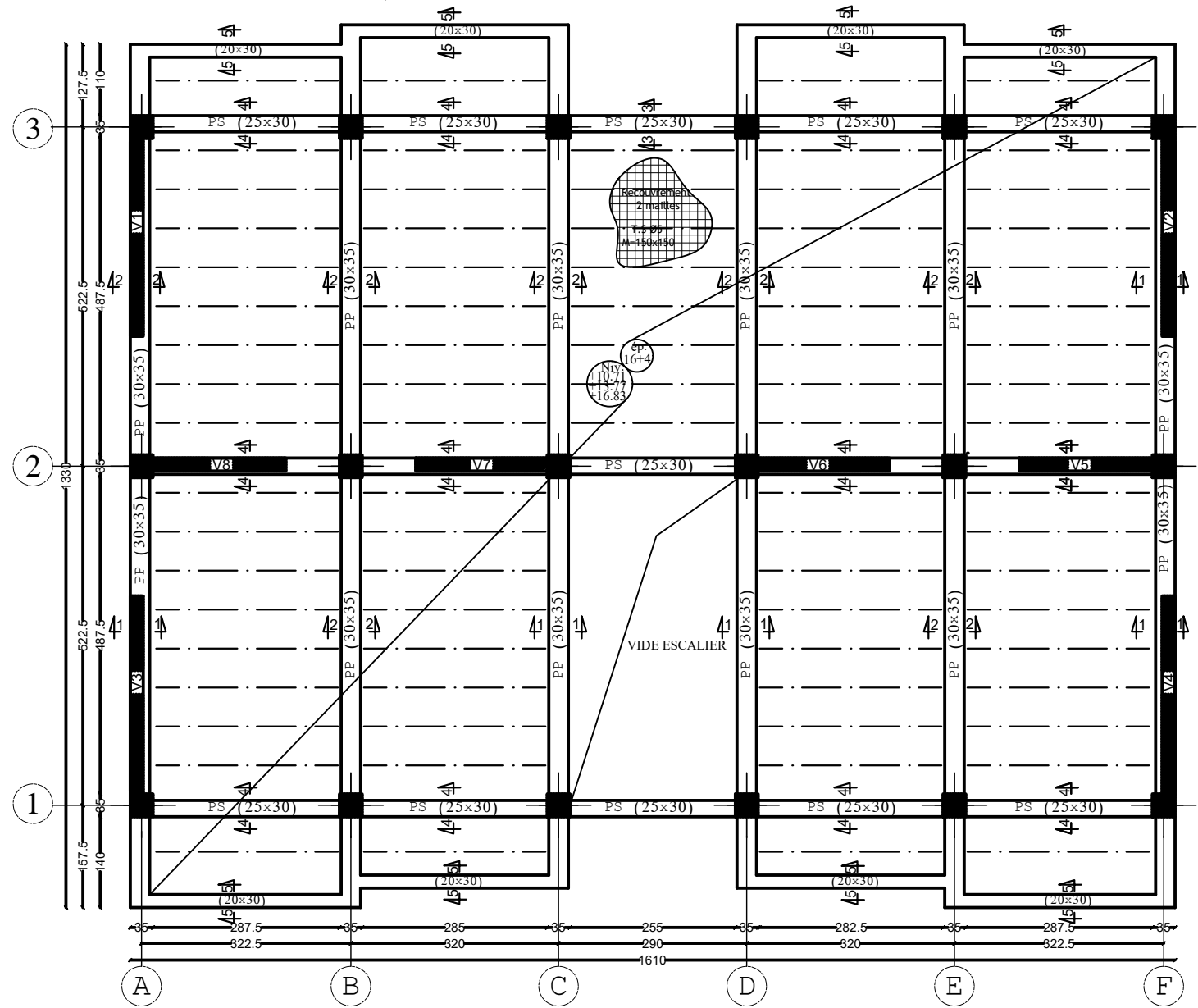
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Madame : HADDADANE NACIMA Madame : IDRES LAMIA Etudié par : Mr : KACIMI SLIMANE	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV +1.53	Echelle: 1/50; 1/25 Planche N° : Promotion 2025

COFFRAGE PLANCHER NIV +4.59 ET +7.65



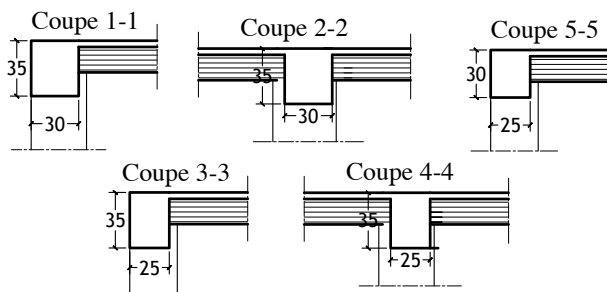
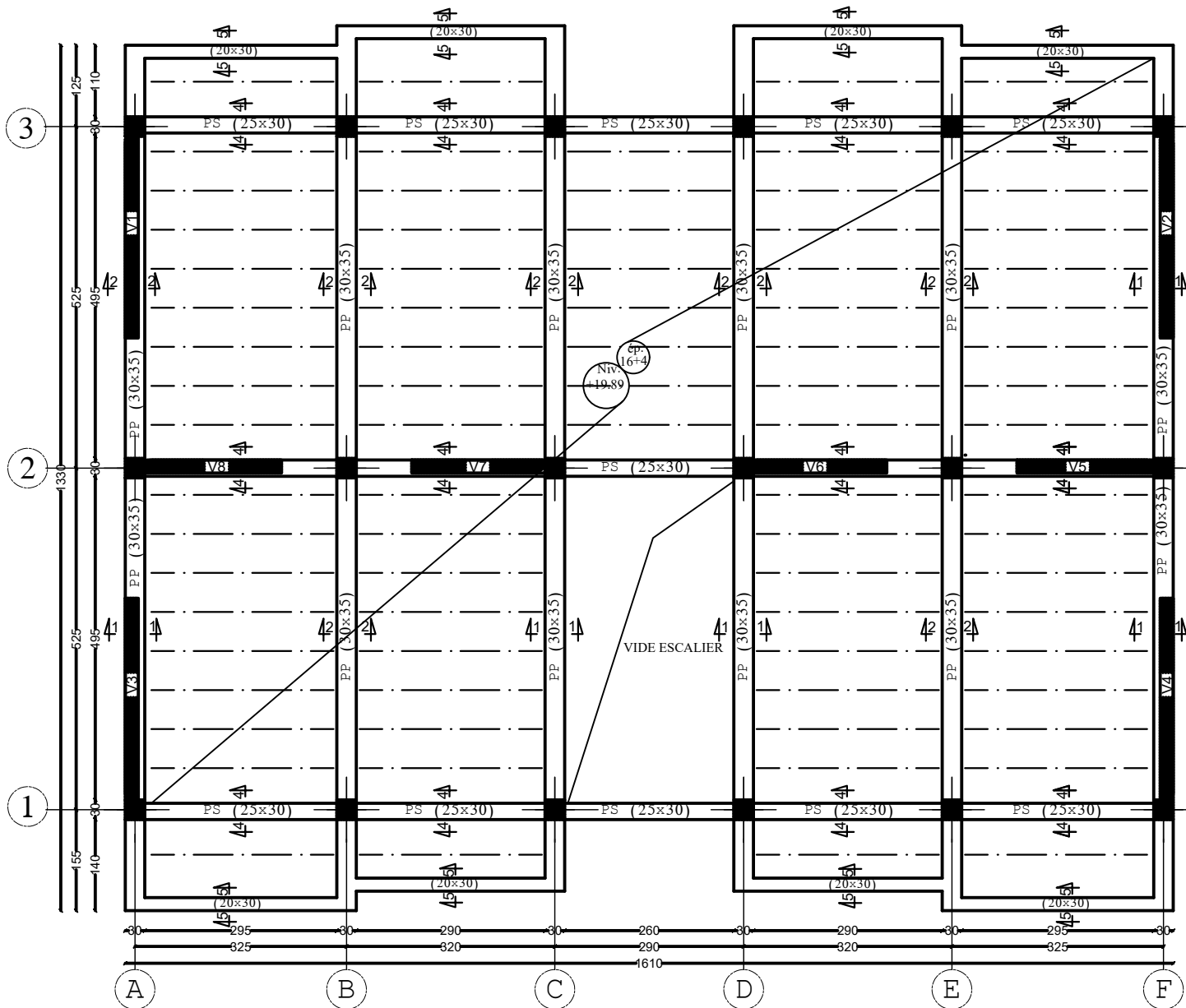
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Madame : HADDADANE NACIMA	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV +4.59 ET 7.65	Echelle: 1/50; 1/25
Madame : IDRES LAMIA		Planche N° :
Etudié par : Mr : KACIMI SLIMANE		Promotion 2025

COFFRAGE PLANCHER NIV +10.71,+13.77 ET +16.83



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Madame : HADDADANE NACIMA	Titre: COFFRAGE PLANCHER NIV +10.71 ,+13.77 ET +16.83	Echelle: 1/50; 1/25
Madame : IDRES LAMIA Etudié par : Mr : KACIMI SLIMANE		Planche N° :
		Promotion 2025

COFFRAGE PLANCHER NIV +19.89



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

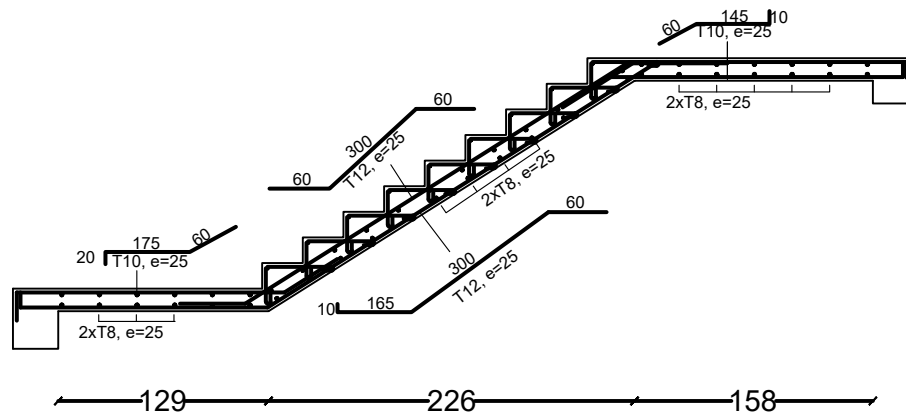
Dirigé par :
 Madame : HADDADANE
 NACIMA
 Madame : IDRES LAMIA
 Etudié par :
 Mr : KACIMI SLIMANE

Titre:
 COFFRAGE PLANCHER
 NIV +19.89

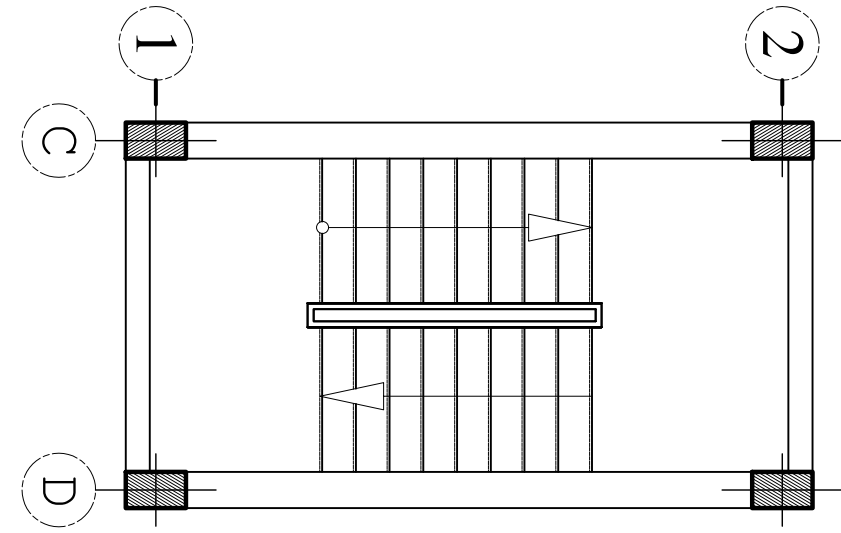
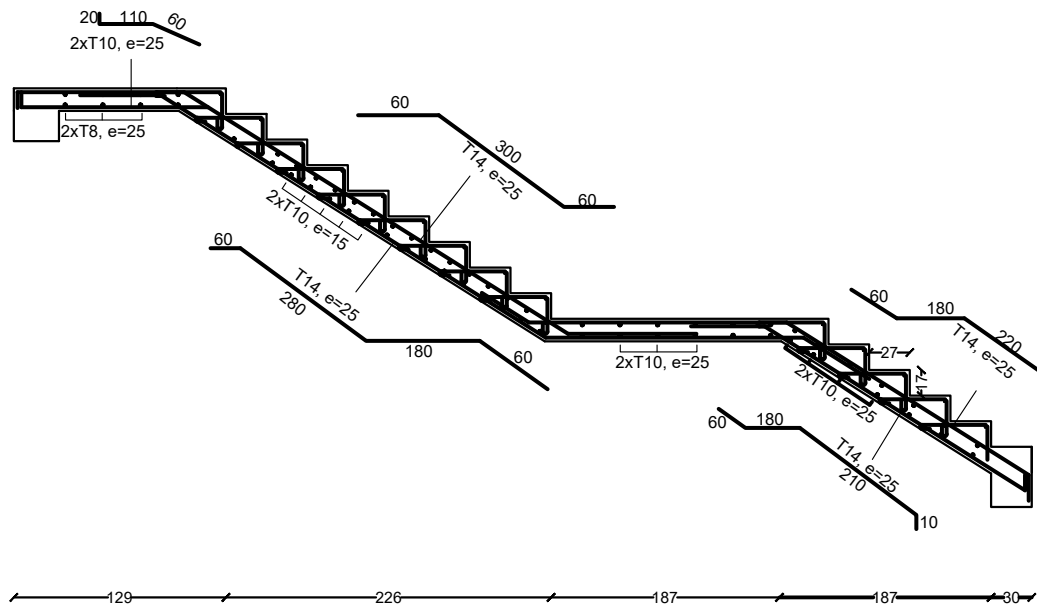
Echelle: 1/50; 1/25
 Planche N° :
 Promotion 2025

FERRAILLAGE D'ESCALIER

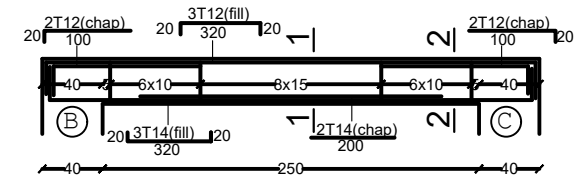
1ER CAS



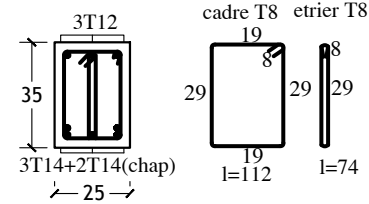
2EME CAS



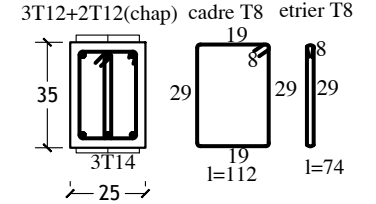
POUTRES PALIERE



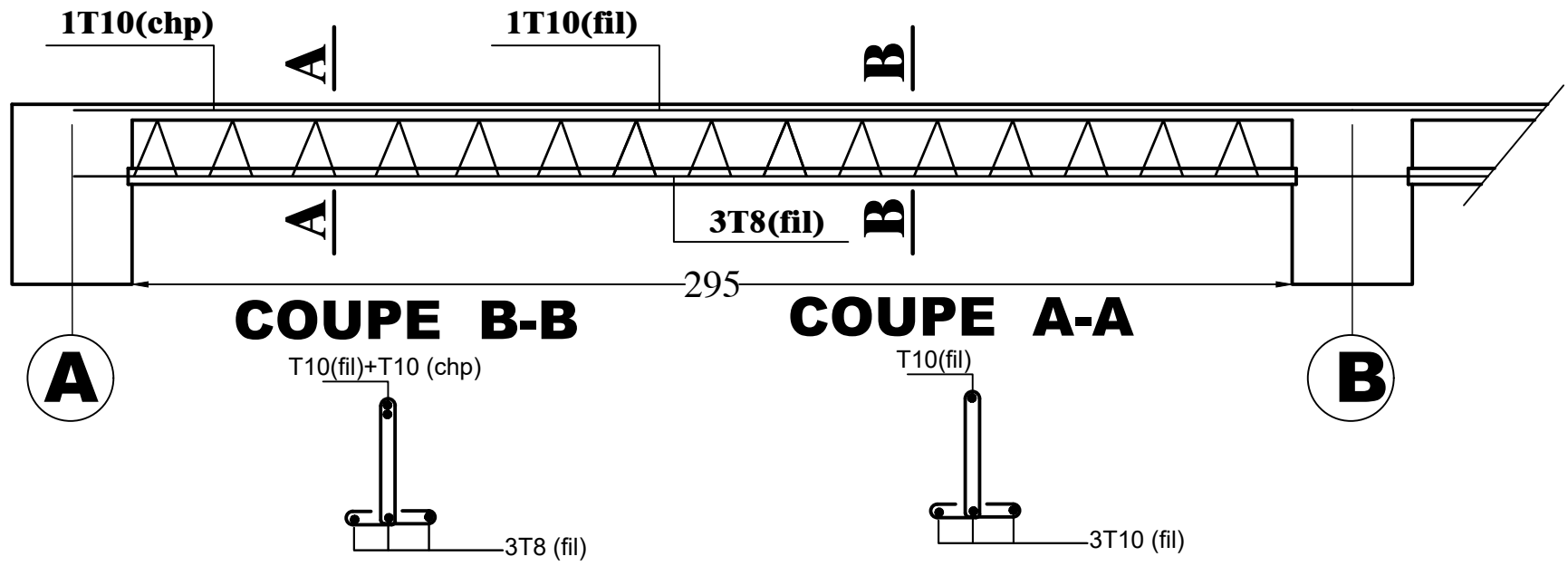
COUPE 1-1



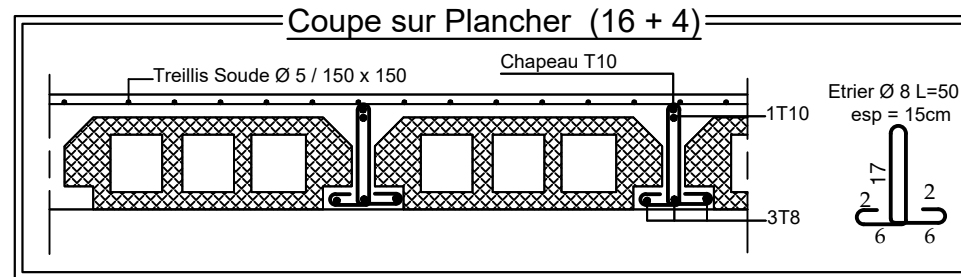
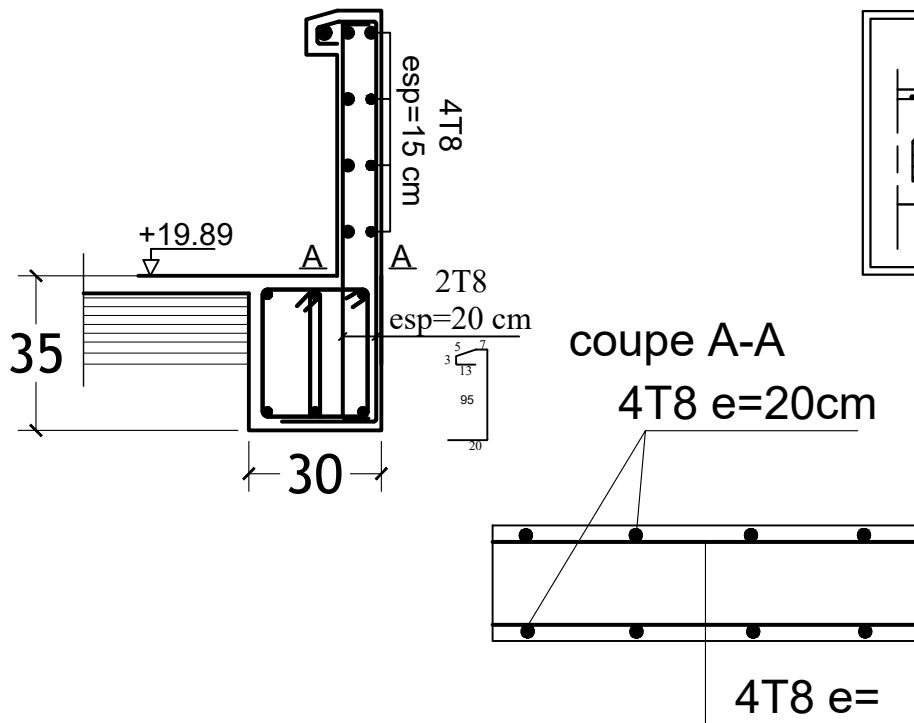
COUPE 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par : Madame:HADDADANE NACIMA Madame:IDRES LAMIA	Titre: COFFRAGE & FERRAILLAGE ESCALIER LA POUTRE PALIERE	Echelle:1/50;1/25 Planche N° : Promotion 2025
Etudié par : Mlle: AIT OUDIA MANEL		



Ferrailage de l'acrotère



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :
Madame:HADDADANE
NACIMA
Madame:IDRES LAMIA
Etudié par :
Mlle: AIT OUDIA MANEL

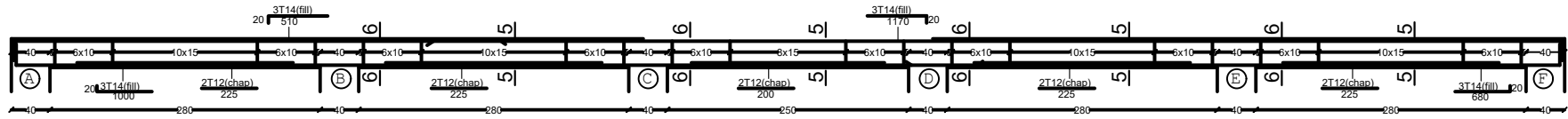
Titre:
-COFFRAGE & FERRAILLAGE
DE L'ACROTÈRE
ET LES POUTRELLES

Echelle:1/50;1/25

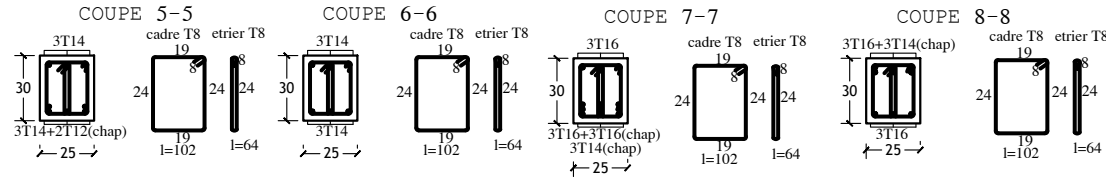
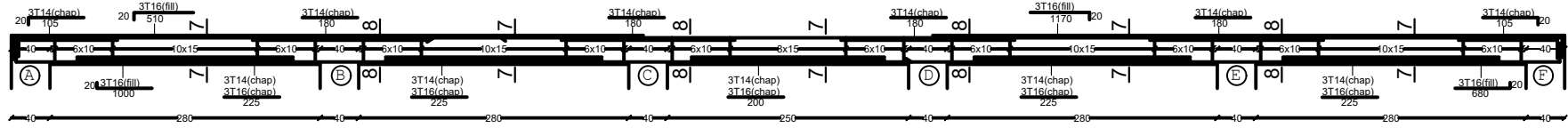
Planche N° :

Promotion 2025

POUTRES SECONDAIRES LOINS DE VOILE
 AXE 1 ET 3 NIV +4.59 ET +7.65

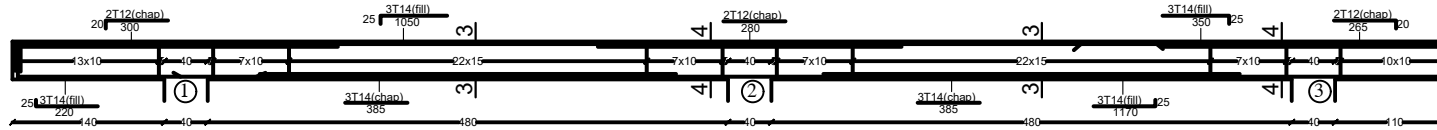


POUTRES SECONDAIRES PROCHES DE VOILE
 AXE 2 NIV +4.59 ET +7.65



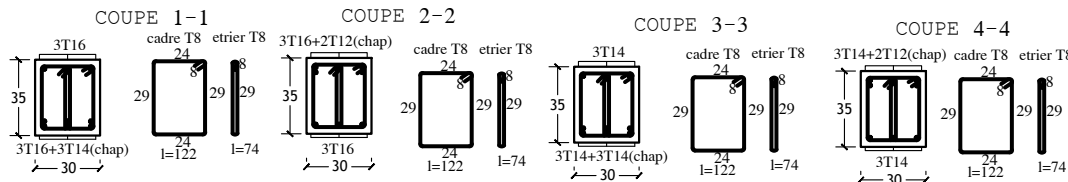
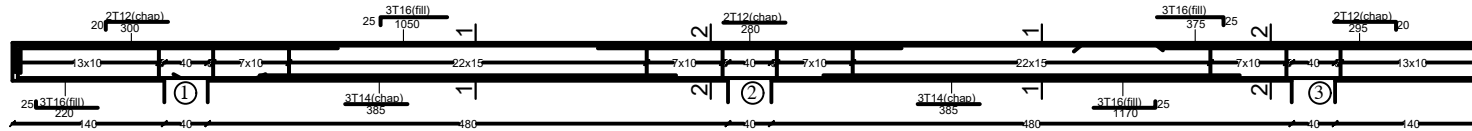
POUTRES PRINCIPALES PROCHES DE VOILE

AXE A ET F NIV +4.59 ET +7.65

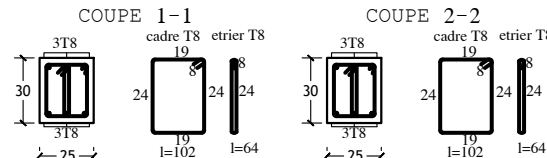


POUTRES PRINCIPALES LOINS DE VOILE

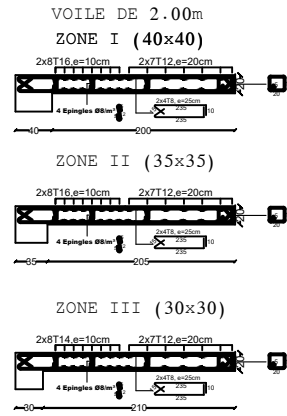
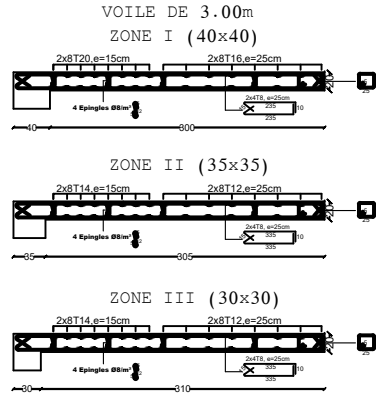
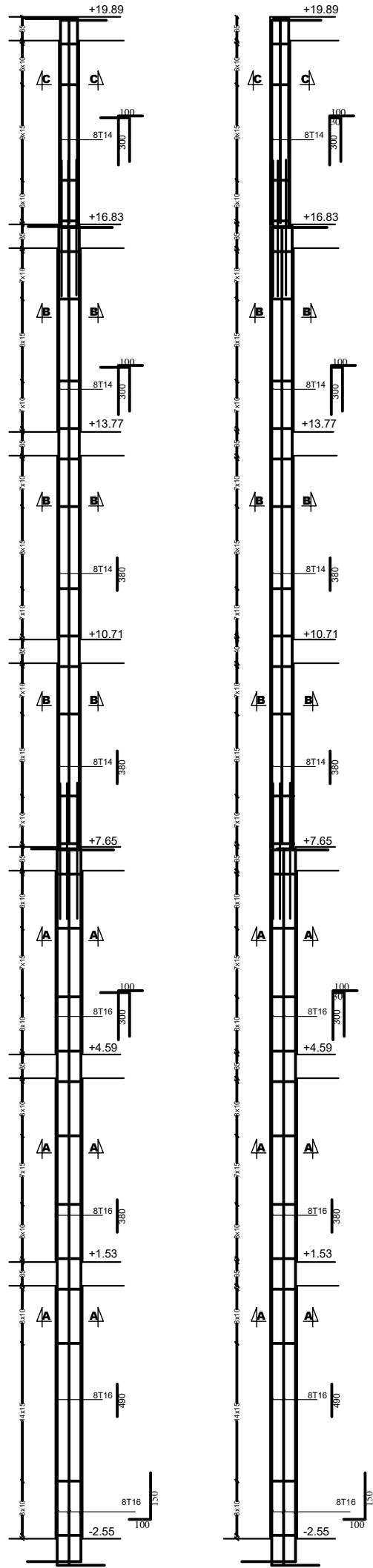
AXE B, C, ET E NIV +4.59 ET +7.65



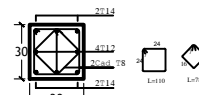
POUTRES DE CHAINAGE



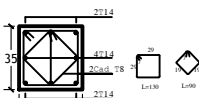
POTEAU INTERMEDIARE
POTEAU DE RIVE



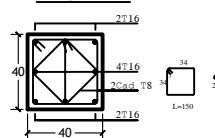
Coupe C-C



Coupe B-B

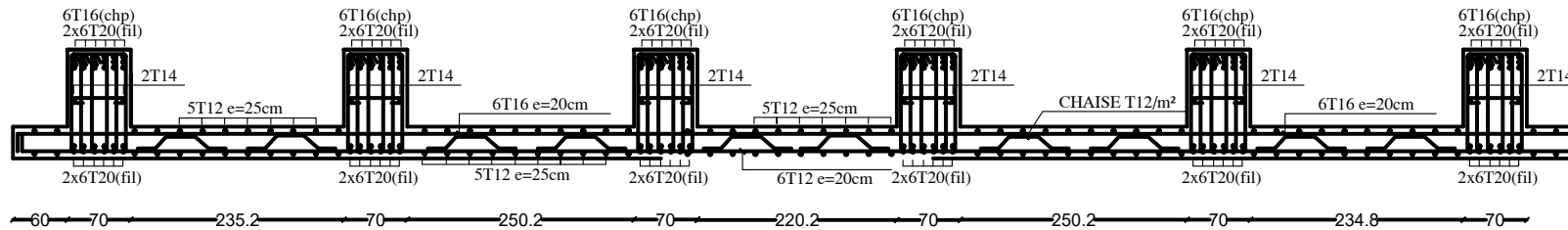


Coupe A-A



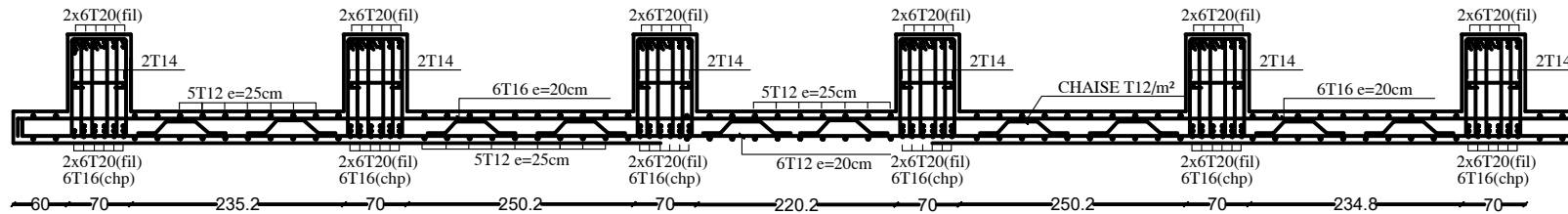
GRANDES PORTEES Y-Y

APPUIS



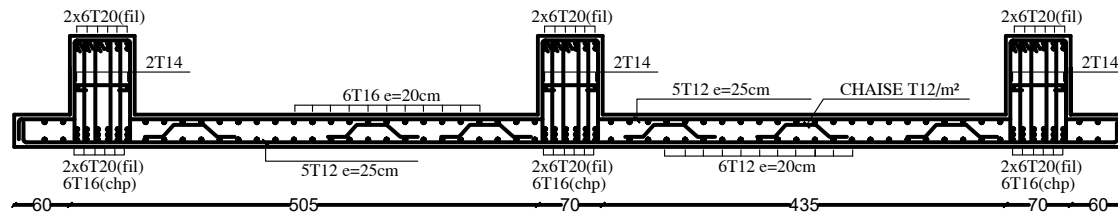
GRANDES PORTEES Y-Y

TRAVEES



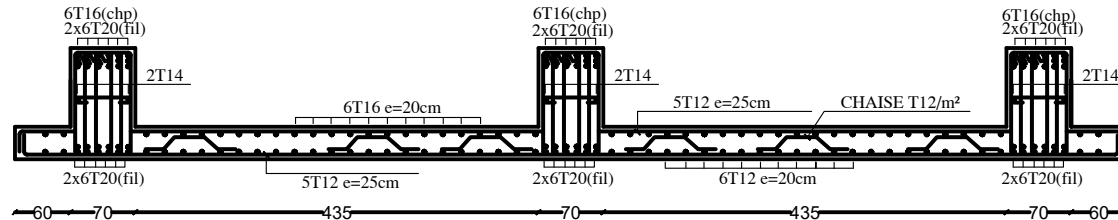
PETITES PORTEES X-X

APPUIS



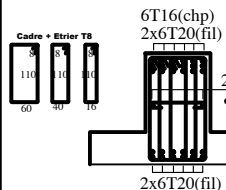
PETITES PORTEES X-X

TRAVEES

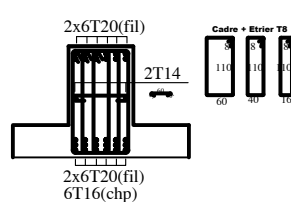


GRANDES PORTEES Y-Y

APPUIS

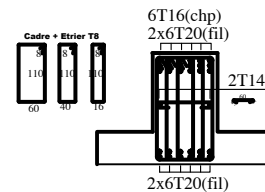


TRAVEES

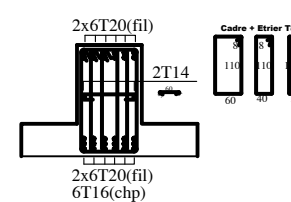


PETITES PORTEES X-X

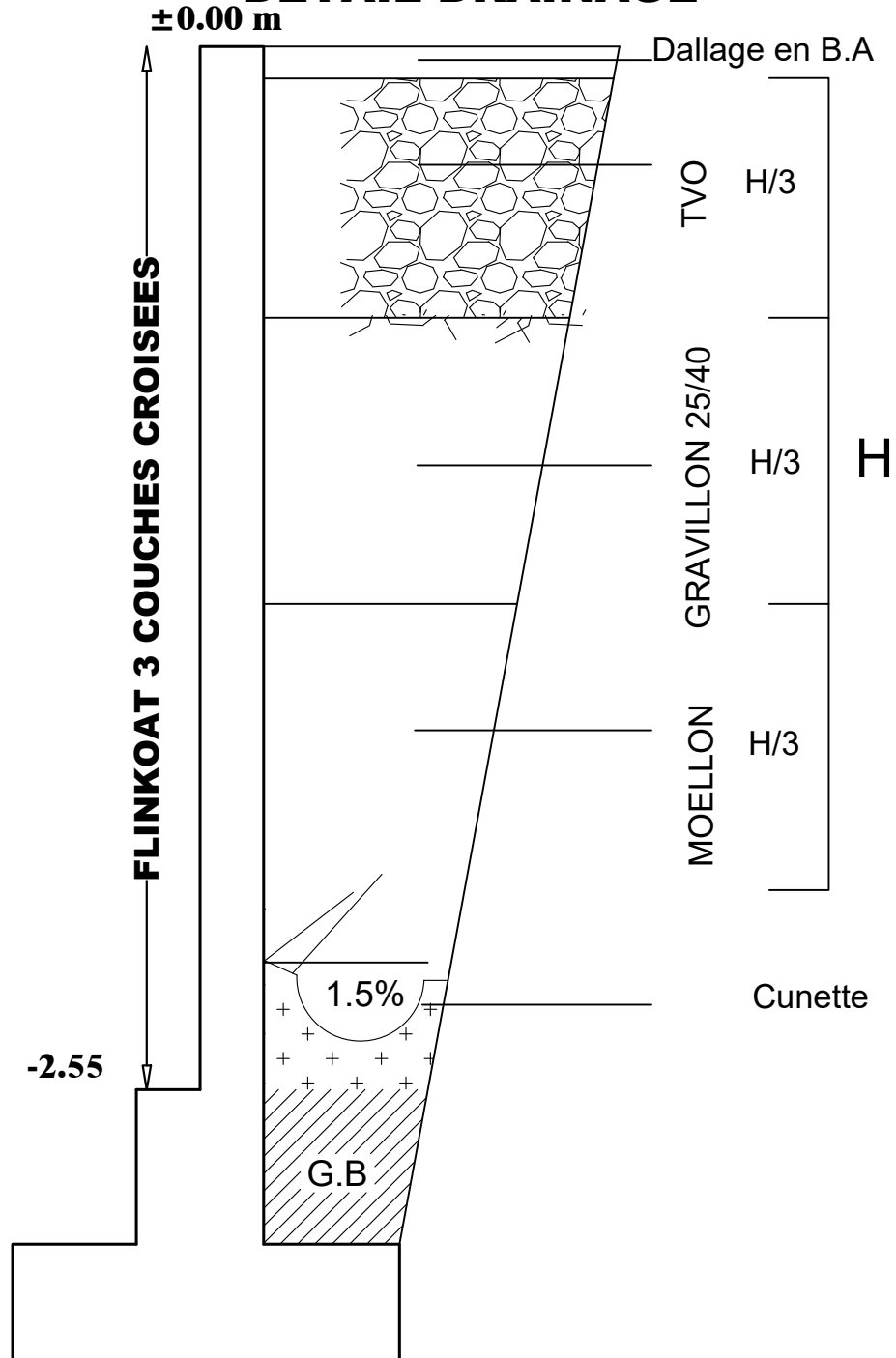
APPUIS



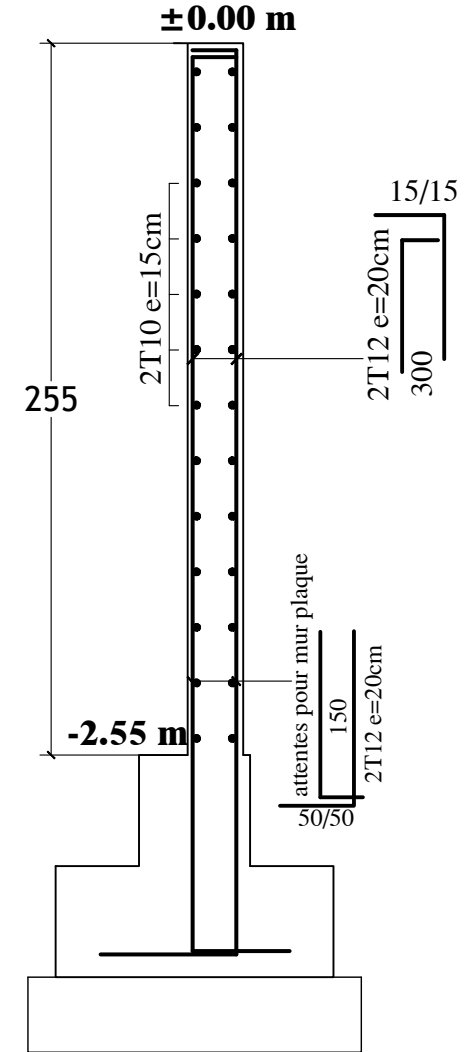
TRAVEES



DETAIL DRAINAGE



FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie de la Construction Département de Génie Civil

Dirigé par :
 Madame: HADDADANE
 NACIMA
 Madame: IDRES LAMIA
 Etudié par :
 Mlle: AIT OUDIA MANEL

Titre:
 -COFFRAGE & FERRAILLAGE
 DE MUR PLAQUE

Echelle: 1/50; 1/25

Planche N° :

Promotion 2025