



*République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et la recherche
scientifique*



*Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme MASTER en Génie Civil.
Option : Construction Civile et Industrielle (CCI)*

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8) a usage d'habitation,
contreventée par voiles et portiques
Avec l'application ETABS*

Réalisé par :

*- KHERBOUCHE MOURAD
- BOUHEDDOU KOCEILA*

Encadrée par :

Pr AIT AIDER.H

Promotion 2019/2020

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, Nous remercions tout d'abord « DIEU » tout puissant de nous avoir donné la santé et le courage d'effectuer ce projet de fin d'étude, dans les meilleures conditions.

Comme nous tenons à adressées tout autres reconnaissances et gratitude à :

-  Monsieur « AIT AIDER.H » notre promoteur, de nous avoir encadré, Suivi et orienté tout au long de notre travail.

-  Nous remercions d'avance, les membres du jury d'accepter d'examiner notre travail.

-  Nous remercions ainsi tous nos amis.

-  Enfin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la réalisation de ce travail, ainsi à toute la promotion 2019/2020.

KOCEILA et MOURAD

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie à notre bon dieu et à mes très chers parents Pour leur patience, leur amour, soutien et leur encouragement.

A mon très cher frère « **MASSI** »

A ma très chère sœur «**KARIMA**» , et son conjoint « **SOSO** »

à ma nièce « **SOULOU** » , que dieu les garde nchllh .

A mon binôme mon bras droit mon ami d'enfance

«**MOURAD**».

A ma très chère copine « **TINA PAZITA** ».

Et a tout mes **amis seddik craazy , yacine NYG , sidou, aghiles et annie , meriem , karim , tahar taka et la clic**

«**CHA**» « **IMANE, DYHIA, ASSIA** ».....

Et a tout ce qui sont chers dans ma vie.

Et a toute la promotion **2019 / 2020**

KOUKI

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité, l'honneur et la joie de ma vie à notre bon dieu et à mes très chers parents Pour leur patience, leur amour, soutien et leur encouragement.

A mon très cher frère « **HAMZA** ».

A mes très chères sœurs «**ZAKIA, HASSIBA, HAMIDA**» , et leurs conjoints .

A mes neveux« **MOUMOUH et YUCEF**».

A mon binôme mon bras droit mon ami d'enfance «**KOUKI**».

Et a tout mes amis **seddik crazy, meriem , yacine , ghiles et annie , , karim , tahar taka et la clic «CHA»**,

A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin.

Et a toute la promotion **2019 / 2020**

MOURAD

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments		
Tableau II-1	Vérification des conditions exigées par le RPA	13
Tableau II-2	Charges revenant au plancher terrasse	17
Tableau II.3	Charges revenant au plancher étage courant	18
Tableau II.4	Charges revenant aux murs extérieurs	19
Tableau II.5	Charges revenant aux murs intérieurs	19
Tableau II.6	Charges revenant aux dalles pleines	20
Tableau II.7	Charges d'exploitation	21
Tableau II.8	Les valeurs des coefficients $(3+n/2n)$.	22
Tableau II.9	Récapitulatif de la Descente de charge	24
Tableau II.10	Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)	24
Tableau II.11	Vérification de la résistance des poteaux au flambement	25

Chapitre III : Calcul des éléments		
Tableau III.1.1	charges et surcharges revenants aux poutrelles	29
Tableau III.1.2	Calcul des moments en travées des poutrelles (ELU)	32
Tableau III.1.3	Calcul des Efforts tranchant a ELU.	33
Tableau III.1.4	moment au appuis a L'ELS	37
Tableau III.1.5	moment au travée a L'ELS	37
Tableau III.1.6	efforts tranchants a L'ELS	37
Tableau III.2.1	Charge permanente du garde corps	41
Tableau III.4.1	Charges et surcharges revenant au palier	54
Tableau III.4.2	Charges et surcharges revenant à la paillasse	54

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA		
Tableau IV.1	Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	81
Tableau IV.2	Critères du facteur de qualité	86
Tableau IV.3	Vérification de l'effort tranchant à la base	86
Tableau IV.4	Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)	87
Tableau IV.5	Les déplacements latéraux des étages sens (y-y)	87
Tableau IV.6	Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens	88
Tableau IV.7	Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure	89

<i>Chapitre V : Ferrailage des POUTRES</i>		
Tableau V.1	Ferrailage des Poutres principales non adhéres aux voiles	96
Tableau V.2	Ferrailage des Poutres principales adhéres aux voiles	96
Tableau V.3	Ferrailage des Poutres secondaires non adhéres aux voiles	97
Tableau V.4	Ferrailage des Poutres secondaires adhéres aux voiles	97
Tableau V.5	Vérification aux cisaillements.	98
Tableau V.6	Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis	98
Tableau V.7	Vérification de l'entraînement des barres	99
Tableau V.8	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).	102
Tableau V.9	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).	102
Tableau V.10	Vérification de la flèche (PP)	103
Tableau V.11	Vérification de la flèche (PS)	103

<i>Chapitre VI : Ferrailage des POTEAUX</i>		
Tableau VI.1	Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l' ELS	107
Tableau VI.2	Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau	110
Tableau VI.3	Vérification de sections totales adoptées selon le RPA	110
Tableau VI.4	Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone	111
Tableau VI.5	Vérification des sections d'armatures transversales adoptées	111
Tableau VI.6	Vérification des contraintes tangentielles	112
Tableau VI.7	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier	113

<i>Chapitre VII : Ferrailage des VOILES</i>		
Tableau VII.1	Ferrailage du voile longitudinal (VL1) (armature vertical)	122
Tableau VII.2	Ferrailage du voile longitudinal (VL1) (armature horizontal)	122
Tableau VII.3	Ferrailage du voile transversale (VT1) (armature vertical)	123
Tableau VII.4	Ferrailage du voile transversale (VL1) (armature horizontal)	123
Tableau VII.5	Vérification des armature adopté selon RPA	124
Tableau VII.6	Vérification des contraintes de cisaillement selon RPA	124
Tableau VII.7	Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL	124
Tableau VII.8	Vérification des contraintes dans le béton	125

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1	Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)	127
Tableau VIII.2	Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)	127
Tableau VIII.3	Surface de semelles filantes sous poteaux suivant x-x	128
Tableau VIII.4	Surface de semelles filantes sous poteaux suivant y-y	129
Tableau VIII.5	Vérification des contraintes	134
Tableau VIII.6	ferraillage des portées.	137
Tableau VIII.7	Vérification de la condition de non fragilité	138
Tableau VIII.8	Charges revenant à la nervure sens longitudinal a L'ELU.	141
Tableau VIII.9	Charges revenant à la nervure sens transversal a L'ELU	142
Tableau VIII.10	Charges revenant à la nervure sens longitudinal a L'ELS	144
Tableau VIII.11	Charges revenant à la nervure sens transversal a L'ELS	145
Tableau VIII.12	les efforts internes des nervures	145
Tableau VIII.13	Verification des contraintes dans le béton	149

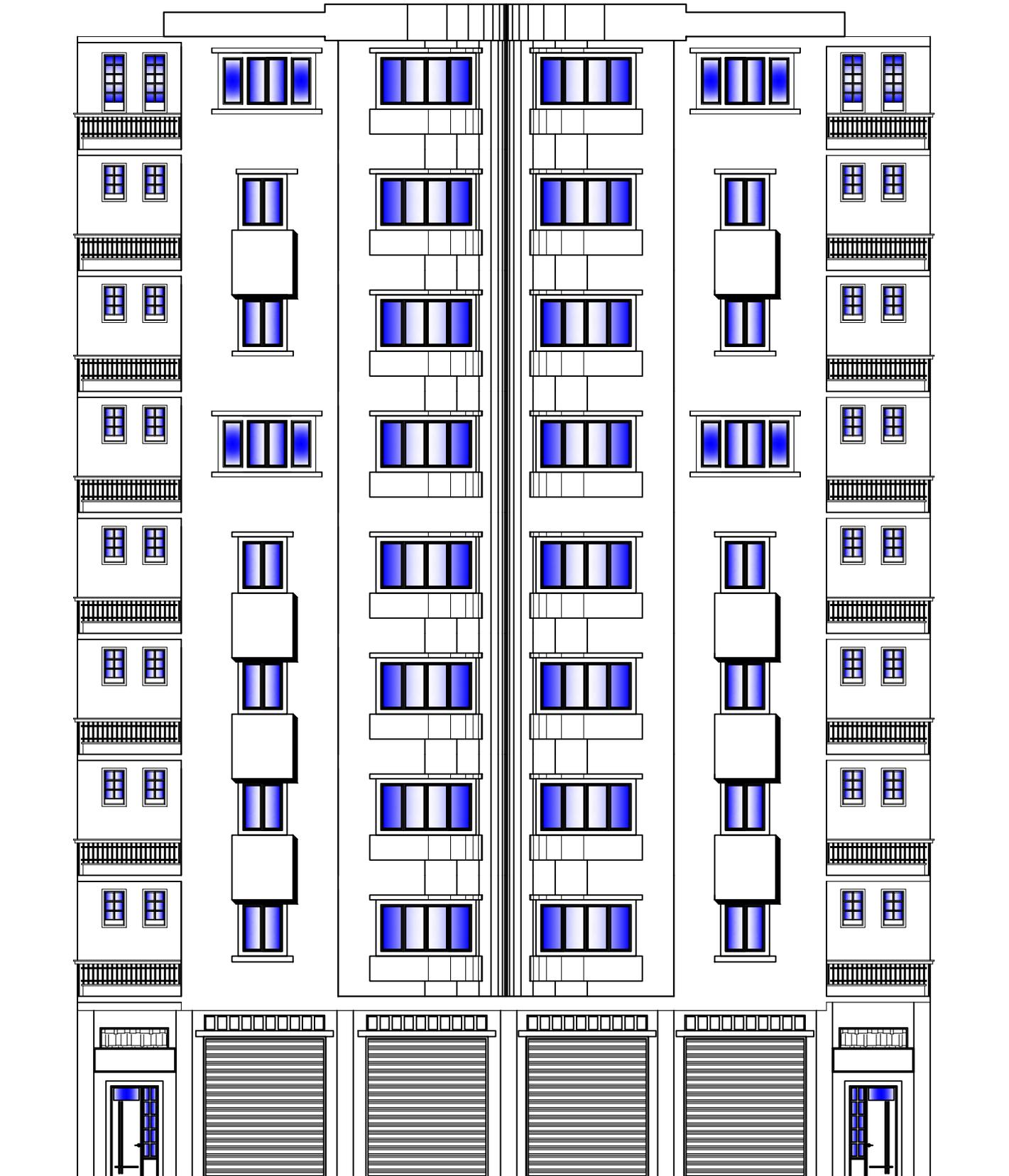
LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage		
Figure I-1	Coupe verticale du plancher a corps creux	2
Figure I-2	schéma d'un escalier	3
Figure I-3	Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU	6
Figure I-4	Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS	7
Figure I-5	Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU	8

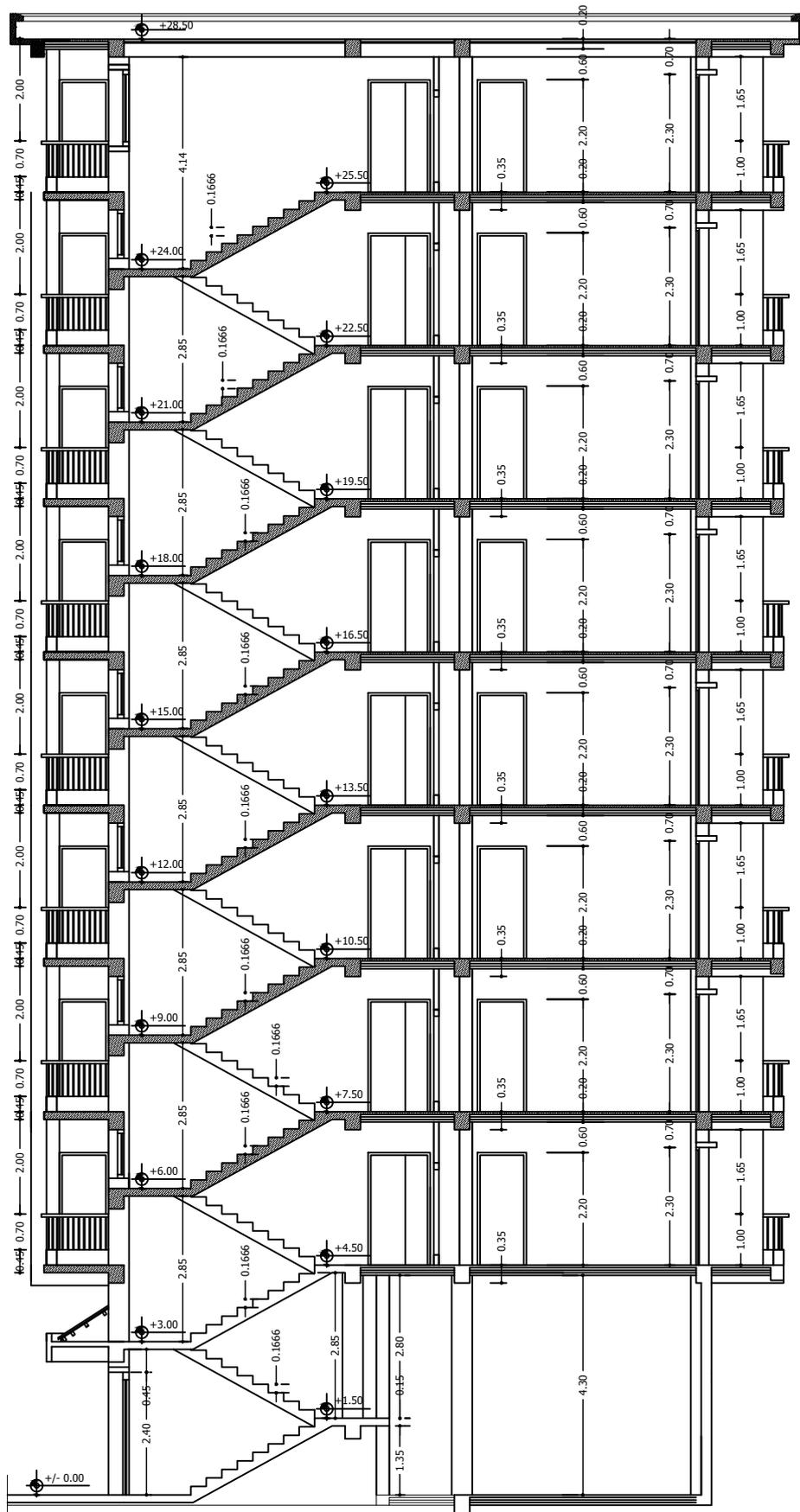
Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge		
Figure II-1	Coupe verticale du plancher	11
Figure II-2	coupe en élévation d'un voile	14
Figure II-3	voile composé sous forme de U	14
Figure II-4	voile composé sous forme de L	15
Figure II-5	voile simple	15
Figure II-6	section du poteau le plus sollicité	17
Figure II-7	Coupe verticale du plancher terrasse	17
Figure II-8	Coupe verticale du plancher à corps creux	18
Figure II-9	Coupe verticale d'un mur extérieur	18
Figure II-10	Coupe verticale d'un mur intérieur	19
Figure II-11	Coupe transversale de l'acrotère	20
Figure II-12	Coupe transversale du plancher en dalle pleine	20
Figure II-13	schéma de la descente des charges.	23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires		
Figure III-1-1	Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression	28
Figure III-1-2	Coupe transversal de la poutrelle	29
Figure III-1-3	Schéma statique de la poutrelle à 6 travées	31
Figure III-1-4	Diagramme des Moment fléchissant à l'ELU	33
Figure III-1-5	Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	33
Figure III-2-1	Schéma statique balcon	41
Figure III-3-1	Schéma statique de l'acrotère.	46
Figure III-3-2	Coupe transversale de l'acrotère	46
Figure III-3-3	Diagramme des efforts internes.	46
Figure III-3-4	Section rectangulaire soumise à la flexion composée	47
Figure III-4-1	Terminologie de l'escalier	52
Figure III-4-2	Coupe verticale de l'escalier	52
Figure III-4-3	Schéma statique de l'escalier à l'ELU.	55
Figure III-4-4	Diagramme des efforts internes à l'ELU	57
Figure III-4-5	Schéma statique de l'escalier à l'ELS.	59
Figure III-4-6	Diagramme des efforts internes à l'ELS	61
Figure III-5-1	Schéma statique poutre palière	65
Figure III-5-2	Diagramme des efforts internes à l'ELU	66
Figure III-5-3	Diagramme des efforts internes à l'ELS	69

Chapitre IV : Modélisation et vérification RPA 2003		
Figure IV-1	Spectre de calcul	73
Figure IV-2	Introduction du spectre de réponse	74
Figure IV-3	Définition du chargement EX et EY (séisme).	75
Figure IV-4	chargement des plancher	75
Figure IV-5	Introduction des combinaisons d'actions	76
Figure IV-6	Encastrement des appuis	77
Figure IV-7	le diaphragme	77
Figure IV-8	Modèle 3D de la structure	78
Figure IV-9	Période analytique donnée par Etabs.	79
Figure IV-10	mode 1 translation suivant x-x	79
Figure IV-11	mode 2 translation suivant Y-Y	80
Figure IV-12	mode 3 rotation autour de Z-Z	80

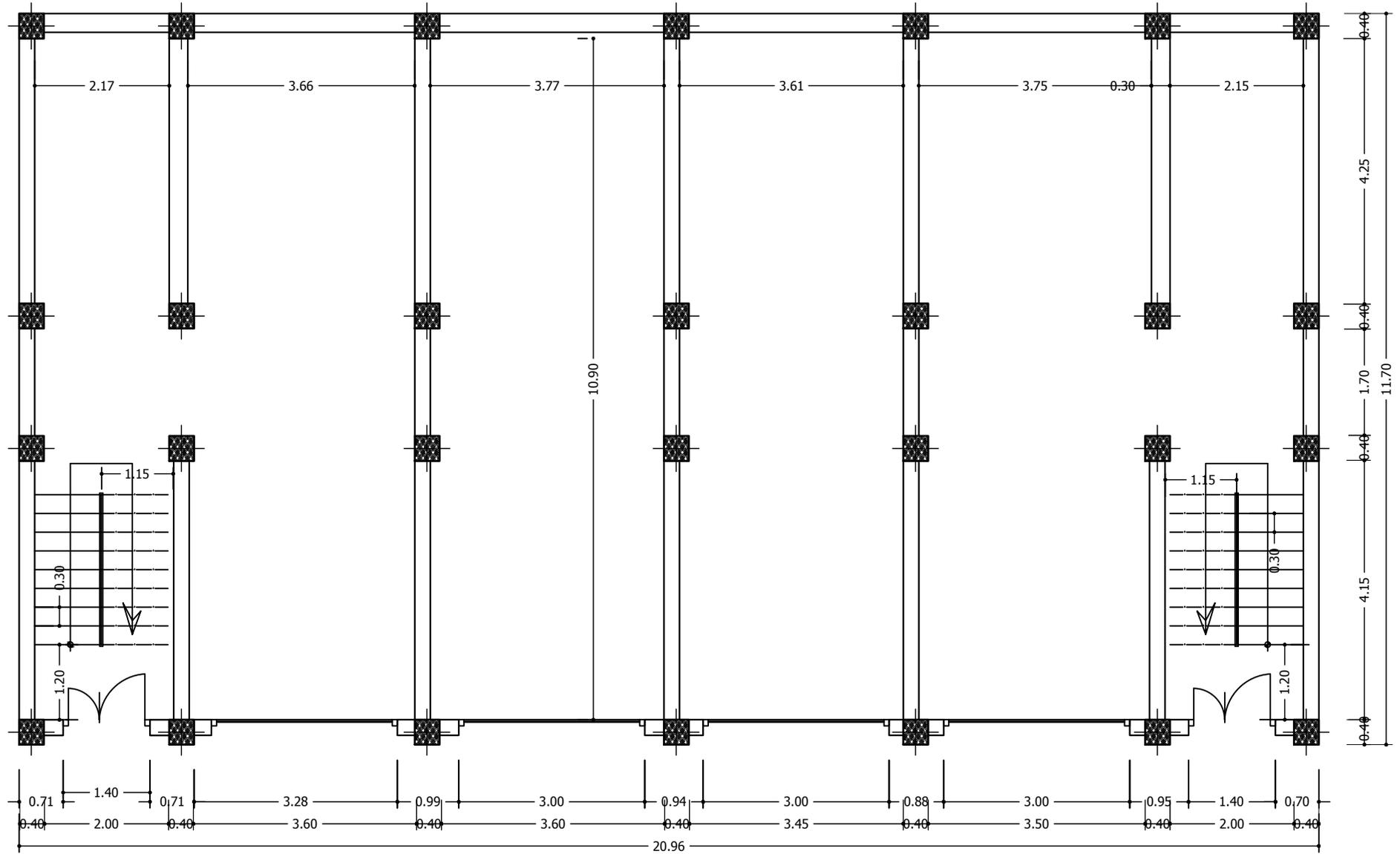


VUE EN PLAN FACADE PRINCIPALE. Ech.1:50

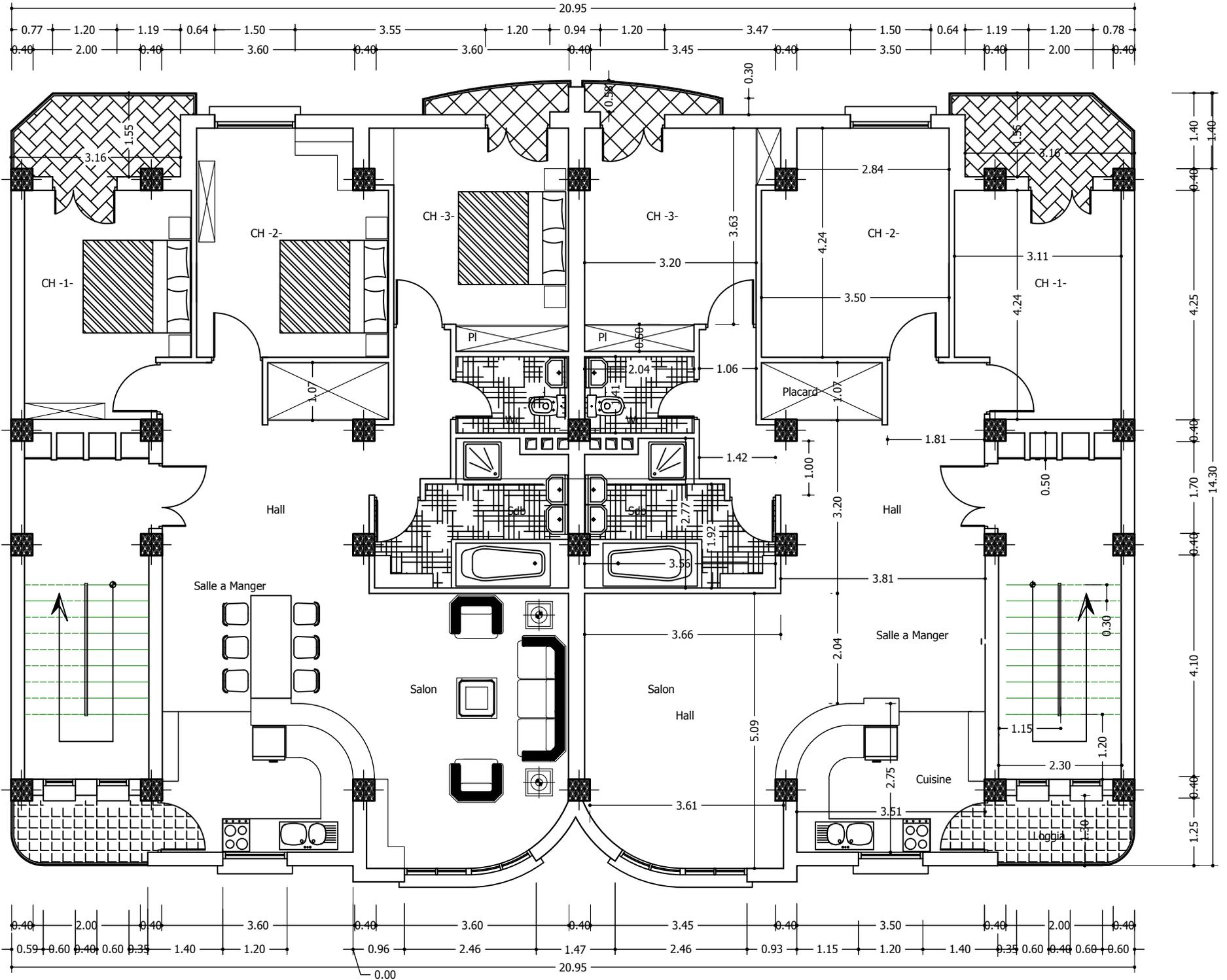


VUE EN PLAN COUPE -AA- Ech.1:50

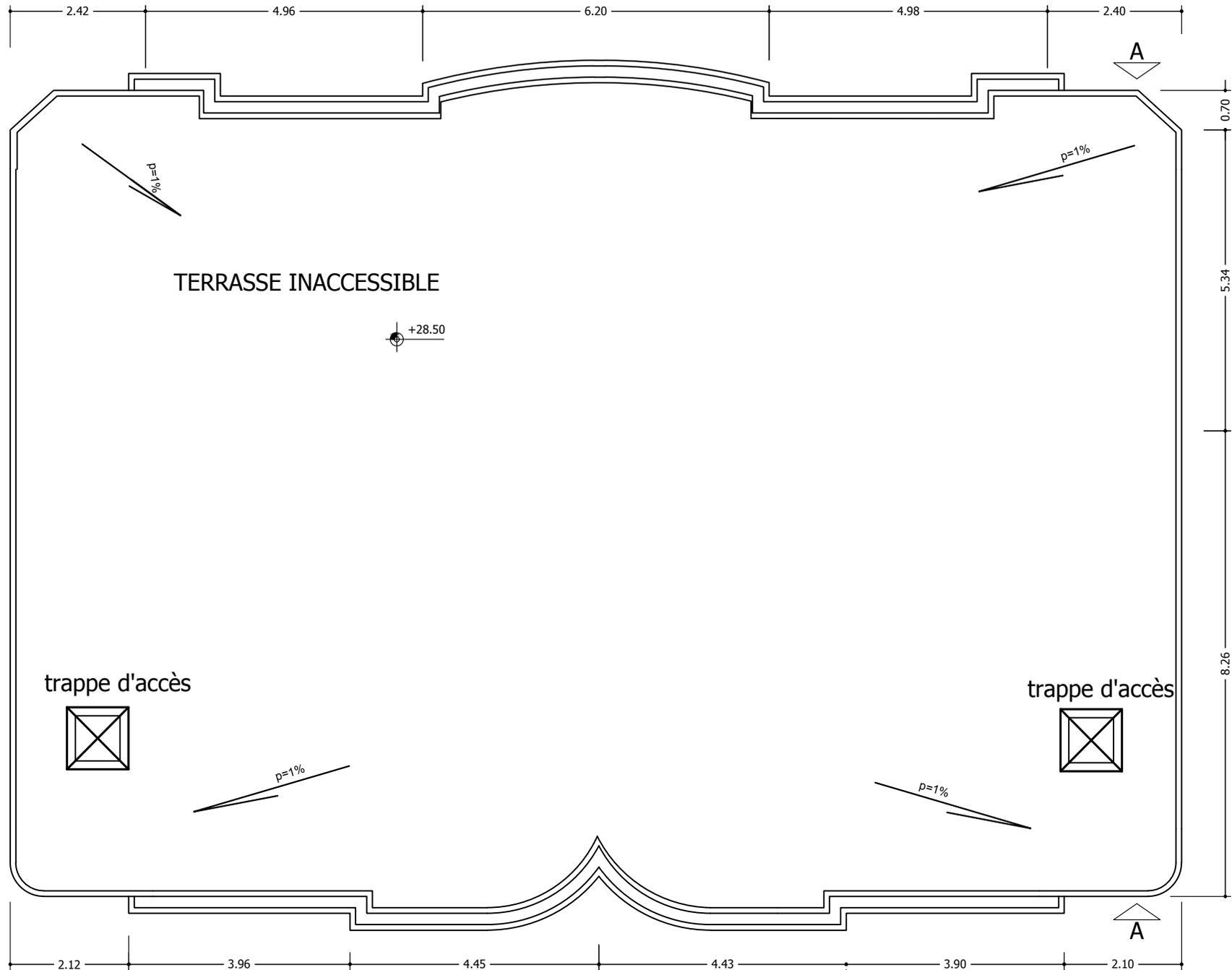
VUE EN PLAN REZ DE CHAUSSEE. Ech.1:50



VUE EN PLAN ETAGE COURANT. Ech.1:50



VUE EN PLAN DE TERRASSE INACCESSIBLE. Ech.1:50



sommaire

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : Introduction et description de l'ouvrage

I-1 –Présentation de l'ouvrage.....	Page 1
I-2 –Caractéristique géométriques de l'ouvrage	Page 1
I-3 –Les éléments constitutifs de l'ouvrage	Page 1
I-4 –Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	Page 4

CHAPITRE II: Pré-dimensionnement des éléments

II -1-Pré dimensionnement des Planchers	Page 11
II -2-Pré dimensionnement des Poutres	Page 12
II -3- Pré dimensionnement des Voiles	Page 13
II -4-Pré dimensionnement des Poteaux.....	Page16

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

III-1- Les Planchers	Page 26
III-2- Les balcons	Page 41
III-3- L'acrotère	Page 46
III-4- Les escaliers	Page 52
III-5- Poutre palière	Page 65

CHAPITRE IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

IV-1-Description du logiciel ETABS.....	Page 71
IV-2- Méthode de calcul.....	Page 71
IV-3- Modélisation de la structure.....	Page 72
IV-4- Visualisation des résultats et vérification	Page 78

CHAPITRE V : Ferrailages des poutre

Page 90

CHAPITRE VI : Ferrailages des poteaux

Page 104

CHAPITRE VII : Ferrailages des voiles

Page 114

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII-1- Choix et type de fondations	Page 126
VIII-2- Etude géotechnique du sol	Page 126
VIII-3 Prédimensionnement	Page 126
VIII-4 Pré dimensionnement du Radier	Page 130

PLAN D'EXUCUTION

CONCLUSION GENERAL

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation précédentes à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un R+8 dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques-voiles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.0.7) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003

Chapitre I :
Présentation et description de
l'ouvrage

I-1 - PRESENTATION DE L'OUVRAGE:

Nous sommes chargés d'étudier un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation composé de :

- Rez-de-chaussée
- Etages courants a usage d'habitation.
- Terrasse Inaccessible.
- Cage d'escalier.

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 02) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Le bâtiment est implanté à TIZI OUZOU classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

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

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le CBA 93.

I-2 - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE:

- **En plan :**

- Longueur du bâtiment**20.95m**
- Largueur du RDC.....**11.65m**
- Largueur d'étage courant**14.30m**

- **En élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment**28.50m**
- Hauteur de RDC**4.50m.**
- Hauteur des étages courant.**3.00m.**

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

La structure est composée des éléments ci-après :

I-3-1-Le contreventement :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, etc.)

I-3-2- Plancher:

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

- **Plancher corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonction :

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- Support des plafonds et revêtement.

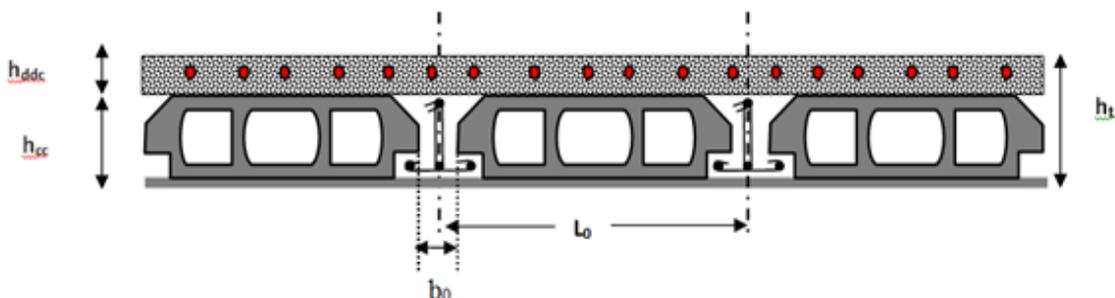


Figure I-1 : Coupe verticale du plancher à corps creux

- **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines de béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier pour la cage d'ascenseur, les balcons et les paliers d'escaliers.

I-3-3-Escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) qui assurent la relation verticale à l'intérieur du projet permettant ainsi d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :

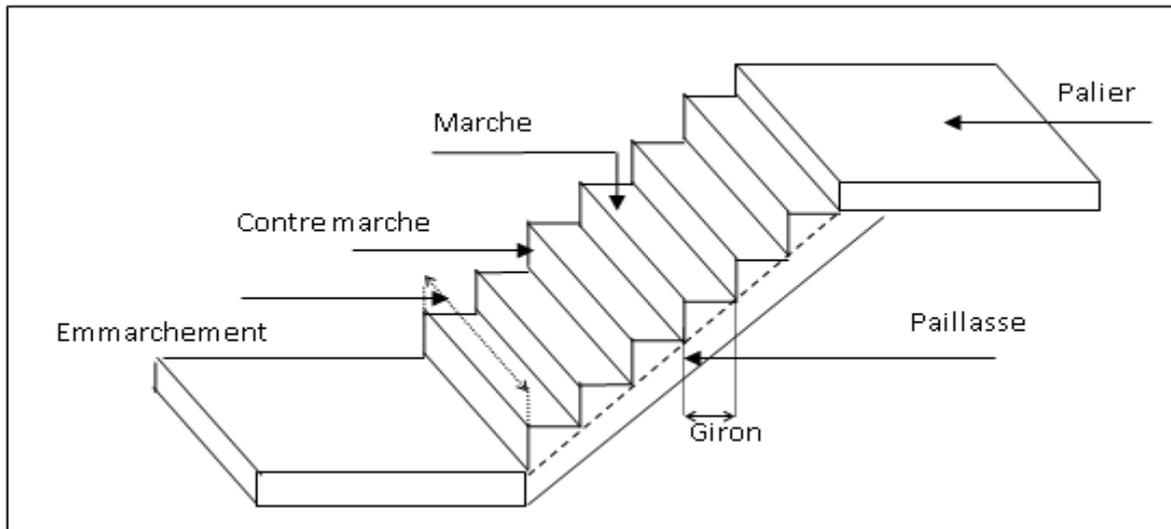


Figure I-2 : schéma d'un escalier

I-3-4- La maçonnerie :

Les murs extérieurs seront en double paroi séparé par une lame d'air de 5cm. les remplissages extérieurs seront en brique de 12 trous, les remplissages intérieurs seront en brique de 08 trous.

I-3-5- Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelages pour les planchers et pour les escaliers.
- Céramique pour les salles de bain.
- Enduit plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit ciment pour les murs de façade, la cage d'escaliers et les plafonds des salles d'eau.

I-3-6- L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur

I-3-7- Fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

I-4 - CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

I-4-1- Béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment portland artificiel (CPA), de granulats (sable et gravier) et d'eau ; il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours.

Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, du dosage en ciment, et de la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL91 et le RPA99 modifié en 2003.

A titre indicatif le dosage courant, pour 1m³ de béton, est comme suit :

Granulats (sable 0/5, gravier 5/25)

- **Gravions** : 800L
- **Sable** : 400L
- **Ciment** : 300 à 400 kg\m³
- **Eau de gâchage** : 150 à 200 L

I-4-1-1 Résistance à la compression :

Résistance caractéristique du béton à la compression : Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

La valeur de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} , est égale à **25MPa**

I-4-1-2 Résistance à la traction (art A-2.12 BAEL) :

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression. Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1})$$

D'où : $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

I-4-1-3 - Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

Avec : $\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$ (BAEL91 Art .2.1.3)

I-4-1-4 - Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale.

- **Module de déformation instantanée :**

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j (jours)

$E_{ij} = 11000 (F_{cj})^{1/3}$ MPa. (BAEL 91, art A.2.1, 21)

Pour $F_{cj} = 25$ MPa, on a : $E_{ij} = 32164,2$ MPa

- **Module de déformation différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

$E_{vj} = 3700 (F_{cj})^{1/3}$ MPa..... (BAEL 91, art A.2.1,22)

Pour $F_{cj} = 25$ MPa => $E_{vj} = 10818,86$ MPa

I-4-1-5- Module de déformation transversale :

Sa formule est :

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson

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

I-4-1-6- 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 :

- **Etat limite ultime « ELU »**

Ils correspondent :

- à la perte d'équilibre statique (basculement),
- à la perte de la stabilité de forme (flambement)
- et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art.A.4.3.41})$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité partiel : $\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_b = 1.5 & \text{Situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{Situation accidentelle} \end{array} \right.$
- θ : dépend de la durée d'application des charges.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{pour } t > 24\text{h} \\ \theta = 0,9 & \text{pour } 1 < t < 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.85 & \text{pour } t < 1\text{h} \end{array} \right.$$

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

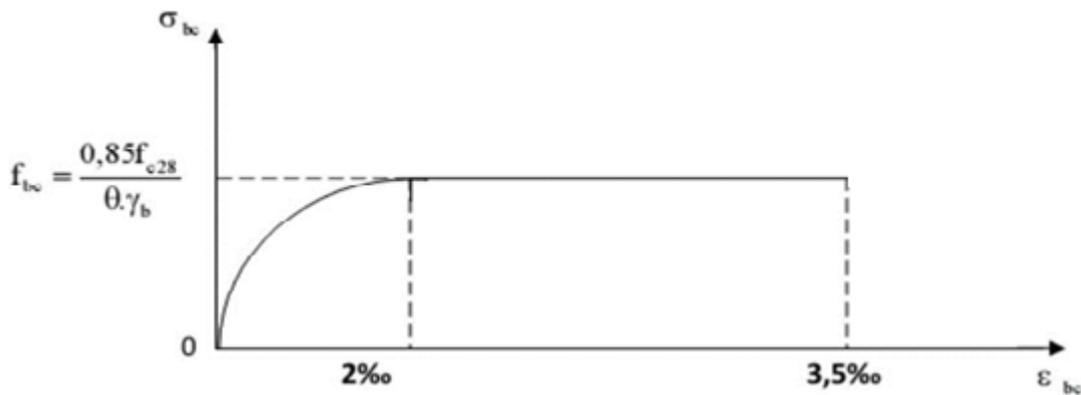


Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELU

Remarque :

- $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.
- $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.
- Avec ϵ_{bc} : raccourcissement du béton

● **État limite de service « ELS » :**

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites ; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \dots\dots\dots(\text{BAEL 91, Art.A.4.5.2.})$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

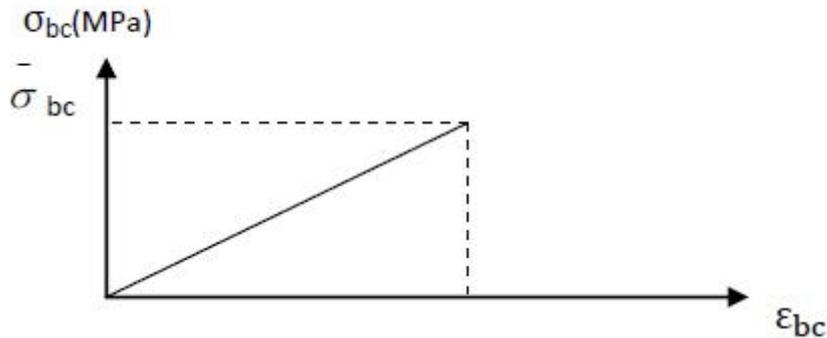


Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'ELS

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \quad (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1,21}).$$

Avec : V_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 = largeur de la section.

d = hauteur utile de la poutre

On vérifier par suite que :

✓ **Fissuration peu nuisible:**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

✓ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

I-4-2- Aciers :

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 FeE235 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

I-4-2-1- Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPA}$$

I-4-2-2- Contraintes limites :

- Contrainte limite à l'ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec: σ_{st} : Les contraintes admissibles d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité.

γ_s : coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{situation courante} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

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

$$\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa (s.courante).}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa (s. accidentelle).}$$

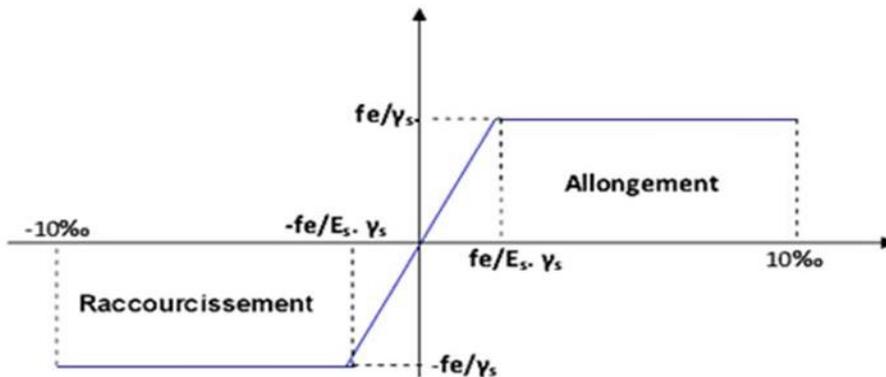


Figure I-5 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU

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.

D'après les règles **BAEL 91 (A, 4, 5,3)** , on distingue trois

cas de fissures :

✓ **Fissuration peu nuisible (BAEL91/A.4.5,32)**

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

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e$$

✓ **Fissuration préjudiciable..... (BAEL91/A.4.5,33) :**

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

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_y})$$

Avec :

η = Coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les HA de } \varnothing > 6 \text{ mm,} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA de } \varnothing < 6 \text{ mm,} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL.} \end{array} \right.$$

✓ **Fissuration très préjudiciable..... (BAEL91/A.4.5,34) :**

C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = \min (0,5 f_e , 90\sqrt{\eta \cdot f_y})$$

I-4-2-3- Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage c des armatures soit au moins égale à :

- ✓ **$C \geq 5 \text{ cm}$:** pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles que les industries chimiques.
- ✓ **$C \geq 3 \text{ cm}$:** pour les parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.
- ✓ **$C \geq 1 \text{ cm}$:** pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations

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

CONCLUSION :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui vont suivre.

Chapitre II :

Pré dimensionnement et descente de charge

INTRODUCTION :

L'objectif de ce chapitre est de pré dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, ce qui permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces éléments (les planchers, les dalles, les poteaux et les poutres) en respectant toutes les règles de conception et de calcul en vigueurs.

II -1-PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

II.1.1. Planchers à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Prédimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante qui satisfait la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5} \quad \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Art B 6.8.4.2.4).}$$

L_{max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

h_t : hauteur total du plancher

Dans notre cas : $L_{max} = 370\text{cm}$ $\Rightarrow h_t = 16.44\text{cm}$

On opte pour une hauteur de plancher de (20 cm) soit (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

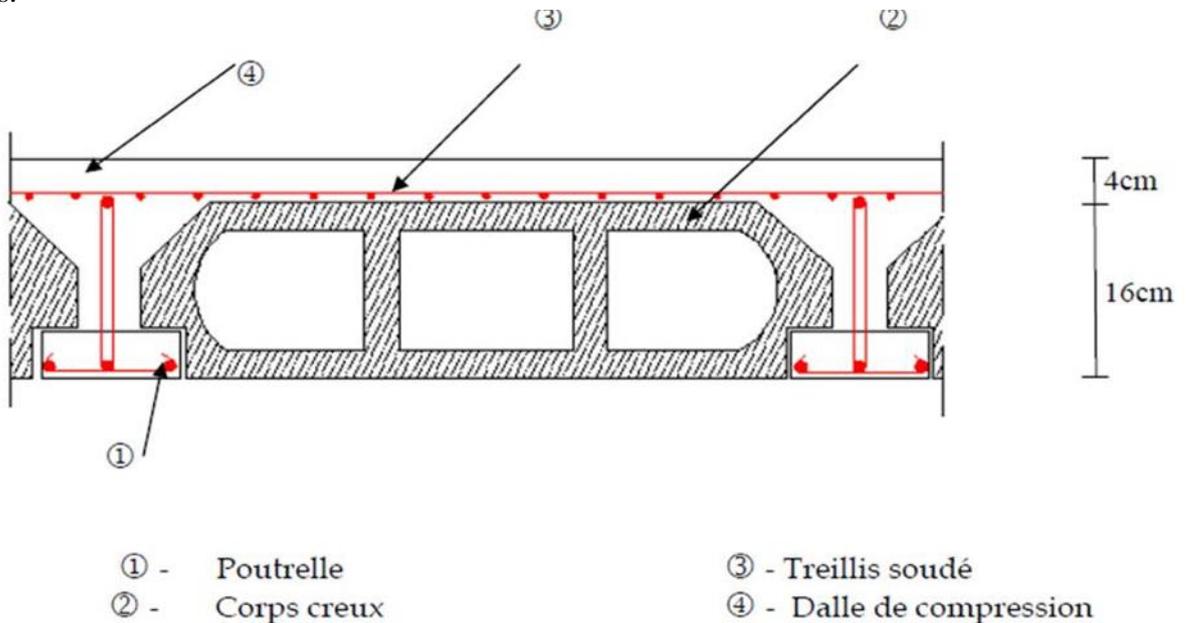


Figure .II.1 : Coupe verticale du plancher.

II.1.2. Planchers à dalle pleine :

Ces dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible, par rapport aux autres dimensions. Elles reposent sur 2, ou 3 ou bien 4 appuis.
L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

II -2 -PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le **BAEL 91**, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad 0.3h \leq b \leq 0.8h$$

Avec:

h: hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L_{max} : la plus grande portée entre nue d'appuis

II-2-1- Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses disposées perpendiculairement aux poutrelles.

On a: **L_{max} = 425cm**

$$425/15 \leq h \leq 425/10 \rightarrow 28.33 \leq h \leq 42.5$$

On prend :

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

$$0.3(40) \leq b \leq 0.8(40) \rightarrow 12 \leq b \leq 32$$

On prend :

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

Donc, la section des poutres principales adoptée est : **PP (30×40) ;**

II-2-2- Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs rôles c'est de transmettre les efforts aux poutres principales.

On a: $L_{max} = 360\text{cm}$

$$360/15 \leq h \leq 360/10 \rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

On prend:

$$\underline{h=30\text{cm}}$$

$$0.3(30) \leq b \leq 0.8(30) \rightarrow 9 \leq b \leq 24$$

On prend :

$$\underline{b=25\text{cm}}$$

Donc, la section des poutres secondaires adoptée est : **PS (25×30)**

Vérification (RPA99 Art 7-5-1) :

Les poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$h/b \leq 4$$

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

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Conclusion : les conditions imposées par le RPA sont vérifiées donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (bxh)= (30x40) cm²
- Poutres secondaires (bxh)= (25x30) cm²

II -3-PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES:

Les voiles sont des éléments rigides constitués par une série de murs porteurs pleins ou comportant des ouvertures .Ils assurent deux fonctions principales :

1. Ils sont porteurs ce qui leurs permet le transfert des charges verticales.
2. Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales

Le pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles parasismiques Algérienne (RPA)

L : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage.

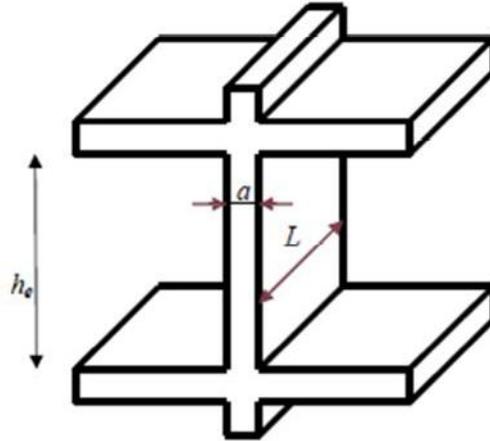


Figure II- 2- coupe en élévation d'un voile

Epaisseur : (ART 7.7.1 / RPA 2003)

L'épaisseur minimale des voiles (a) est 15 cm. L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué ci-dessous :

Cas 1 : $a \geq h_e/25$

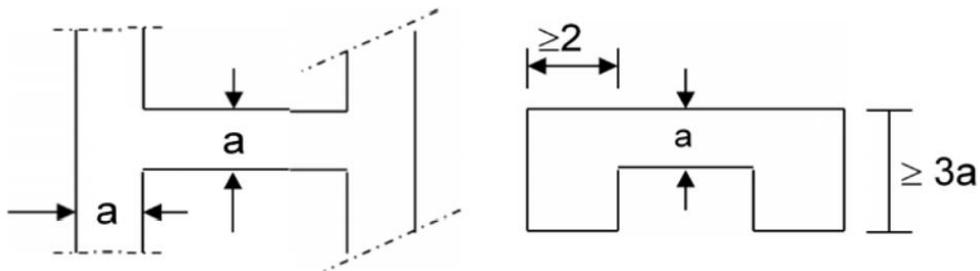


Figure II- 3- voile composé sous forme de U

Cas 2 : $a \geq h_e/22$

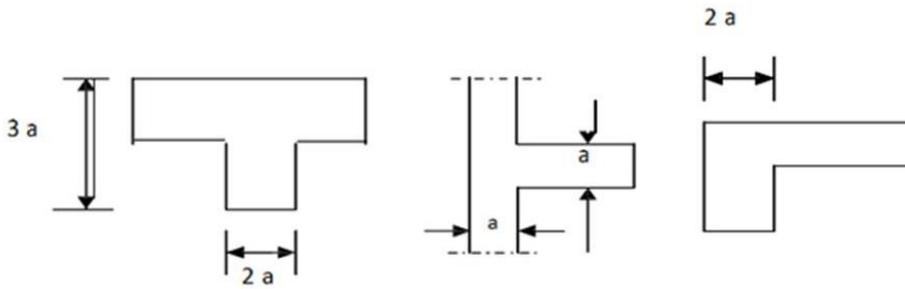


Figure II- 4- voile composé sous forme de L

Cas 3 : $a \geq h_e/20$

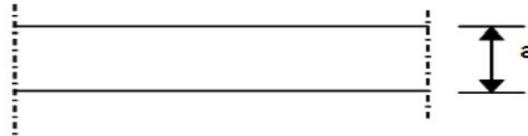


Figure II- 5- voile simple

• Au niveau du RDC :

$$h_e = h_{RDC} - e_p \rightarrow 450 - 30 = 420 \text{ cm.}$$

h_{RDC} : hauteur du RDC

Cas 01 : $\frac{h_e}{25}$

$$e = \frac{420}{25} = 16.8 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cas 02 : $\frac{h_e}{22}$

$$e = \frac{420}{22} = 19,09 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cas 03 : $\frac{h_e}{20}$

$$e = \frac{420}{20} = 21 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

on opte pour: $e = 20 \text{ cm}$

• Au niveau d'étage courant :

$$h_e = h_{EC} - e_p \rightarrow 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

h_{EC} : hauteur d'étage courant

Cas 01 : $\frac{h_e}{25}$

$$e = \frac{270}{25} = 10.8 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cas 02 : $\frac{h_e}{22}$

$$e = \frac{270}{22} = 12.27 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cas 03 : $\frac{h_e}{20}$

$$e = \frac{270}{20} = 13.5 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

on opte pour: $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification des exigences du RPA :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (**ART 7.7.1) RPA99 VERSION 2003.**

- $L_{\min} \geq 4e$ avec L_{\min} : portée min des voiles

On a : $L_{\min} \geq 4(20) = 80$ cm

II -4-PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en considérant un effort de compression axial N_s , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$\rightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{avec : } N_s = G + Q \text{ (en tenant compte de la dégression de charges)}$$

Avec :

N_s : effort normal de compression repris par le poteau.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

σ_{bc} : la contrainte admissible à la compression du béton

$$\sigma_{bc} = 0,6.f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} = 1.5 \text{ KN /cm}^2$$

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de **la descente de charge** en considérant le poteau le plus sollicité.

Remarque :

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le **RPA** qui est supérieure ou égale à $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ dans notre cas.

II -4- 1- Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité sera déterminé comme suit :

➤ Section nette :

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

$$S = (1.8 + 1.8) \times (2.125 + 0.85)$$

$$S = 10.71 \text{ m}^2$$

➤ Section brute:

$$S = (1.8 + 0.25 + 1.8) \times (2.125 + 0.25 + 0.85)$$

$$S = 12.42 \text{ m}^2$$

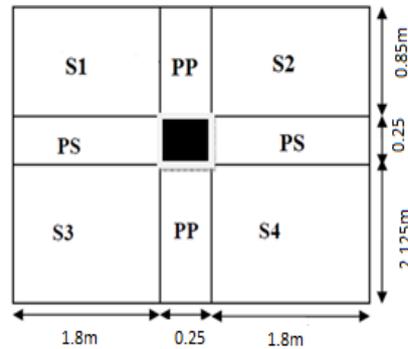


Figure II.6: section du poteau le plus sollicité

II -4- 2- Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le (DTR B.C.2.2)

a) Charges permanentes : $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique.

e : l'épaisseur de l'élément

➤ Plancher terrasse inaccessible :

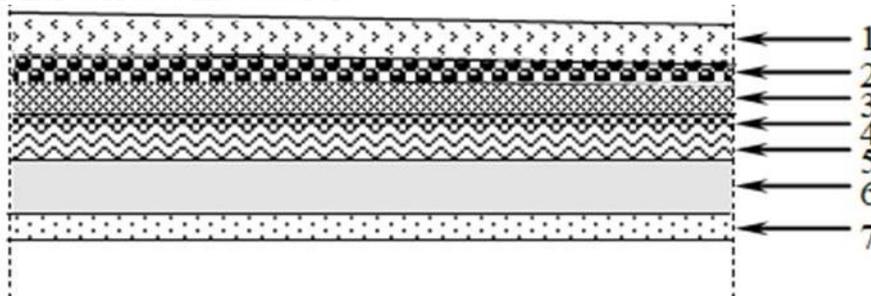


Figure II.7 : Coupe verticale du plancher terrasse.

N°	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m3)	G (KN/m2)
1	Couche de gravillon	0.05	20	1
2	étanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Isolation thermique (liège)	0.04	04	0.16
5	Feuille de polyane	/	/	0.01
6	Plancher en corps creux	0.2	14	02.80
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
			G = 5.83KN/m²	

Tableau II-2: Charges revenant au plancher terrasse.

➤ Plancher étage courant (corps creux) :

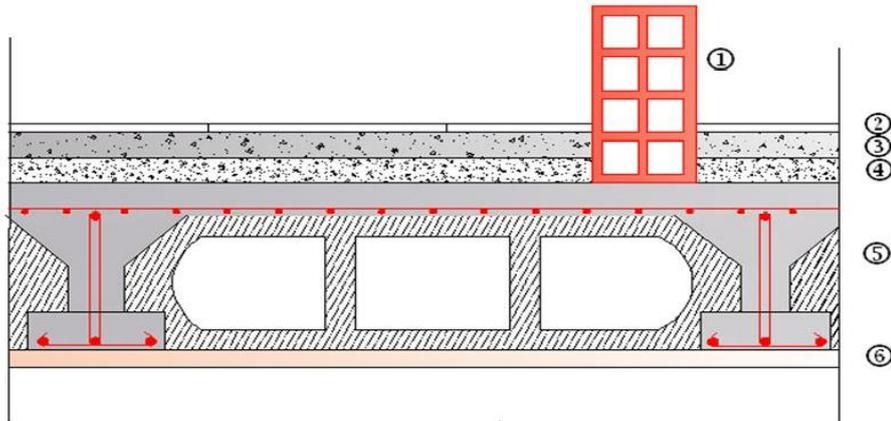


Figure II.8 : Coupe verticale du plancher à corps creux.

N°	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloisons de separation interne	0.1	/	0.9
2	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
		G = 5.10 KN/m²		

Tableau II-3 : Charges revenant au plancher étage courant

➤ Maçonnerie :

Murs extérieurs :

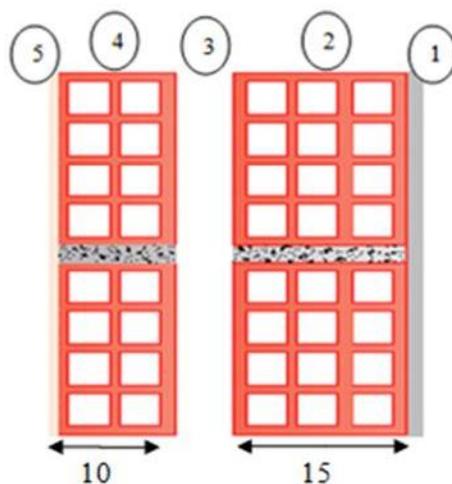


Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente de charge

N°	Composition	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.15	9	1.35
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				G = 2.89KN/m²

Tableau II-4 : Charges revenant aux murs extérieurs

Murs intérieurs :

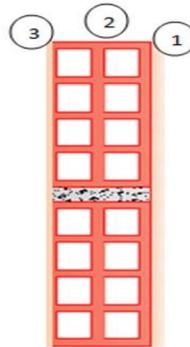


Figure II-10: Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				G = 1,3

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs intérieurs

➤ **L'acrotère :**

Poids propre : $G = \rho \times S \times 1m$

Avec : S :Section longitudinale de l'acrotère

ρ :Masse volumique du béton .

$$G = [(0.5 \times 0.1) + (0.08 \times 0.15) + ((0.15 \times 0.04)/2)] \times 25$$

$G = 1.625 \text{ KN/ml.}$

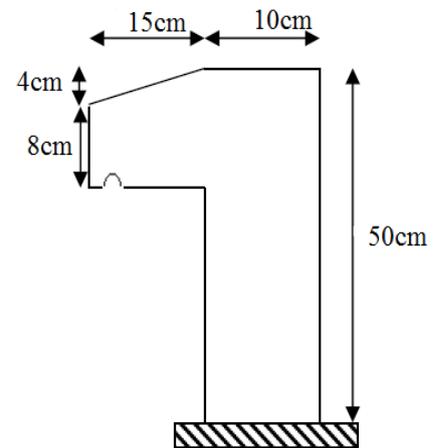


Figure II- 11- Coupe transversale de l'acrotère.

➤ **Dalle pleine (balcon) :**

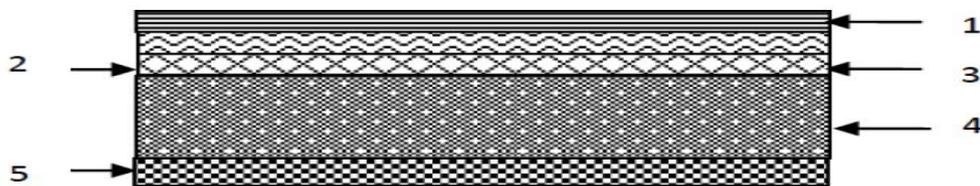


Figure II- 12- Coupe transversale du plancher en dalle pleine

N°	Composition	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN} /\text{m}^3)$	$G(\text{KN} /\text{m}^2)$
1	Revetement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5	Mortier de ciment	0.015	22	0.33
		$G = 5.28 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II-6 : Charges revenant aux dalles pleines

b) Charge d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant (habitation)	1.5
Plancher RDC (commercial)	/
Escalier	2.5
L'acrotère	1
balcons	3.5

Tableau II-7 : charges d'exploitation

II -4- 3-Descente de charges :

La descente de charge consiste à calculer, pour le poteau le plus sollicité, les charges reprises par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

- **Poids propre des éléments :**

- a- **Poids propre des poutres :**

- **Poutres principales :**

$$P_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times (1.8+1.8) \times 25 = 10.8 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = 0,25 \times 0,30 \times (2.125+0.85) \times 25 = 5.58 \text{ KN}$$

Le poids total :

$$P_p = P_{pp} + P_{ps} = 10.8 + 5.58 = \mathbf{16.38 \text{ KN}}$$

- b- **Poids propre des planchers : P= S x G**

- **plancher étage courant :**

$$P_{pc} = 10.71 \times 5.10 = 54.62 \text{ KN.}$$

- **plancher terrasse :**

$$P_{pt} = 10.71 \times 5.83 = 62.43 \text{ KN.}$$

c- Poids propre du poteau :

- **RDC:** $P_p = 0.25 \times 0.25 \times 4.50 \times 25 = 7,03 \text{ KN.}$
- **Étage courant:** $P_p = 0.25 \times 0.25 \times 3 \times 25 = 4.68 \text{ KN.}$
- **Surcharge d'exploitation :**
 - **Plancher Terrasse :** $Q_0 = 1 \times 10.71 = 10.71 \text{ KN}$
 - **Plancher Etage Courant :** $Q_{1...8} = 1.5 \times 10.71 = 16.06 \text{ KN}$

II -4- 4 -Loi de dégression des surcharges:

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation.

Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum Q_i \quad \text{pour } n \geq 5$$

Q₀ : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i (i = 1 à 8)

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

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

En raison du nombre d'étage qui compose le projet étudié $n > 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression, cas de charges d'exploitation différentes en étage.

➤ Coefficients de dégression de surcharge DTR BC 2.2(4) (art 6.3) :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

Tableau II-8 : Les valeurs des coefficients $(3+n/2n)$.

$$\begin{aligned} \Sigma 0 &= Q_0 \\ \Sigma 1 &= Q_0 + Q_1 \\ \Sigma 2 &= Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) \\ \Sigma 3 &= Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ &| \\ &| \\ &| \\ &| \\ \Sigma n &= Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \\ &\text{pour } n \geq 5 \end{aligned}$$

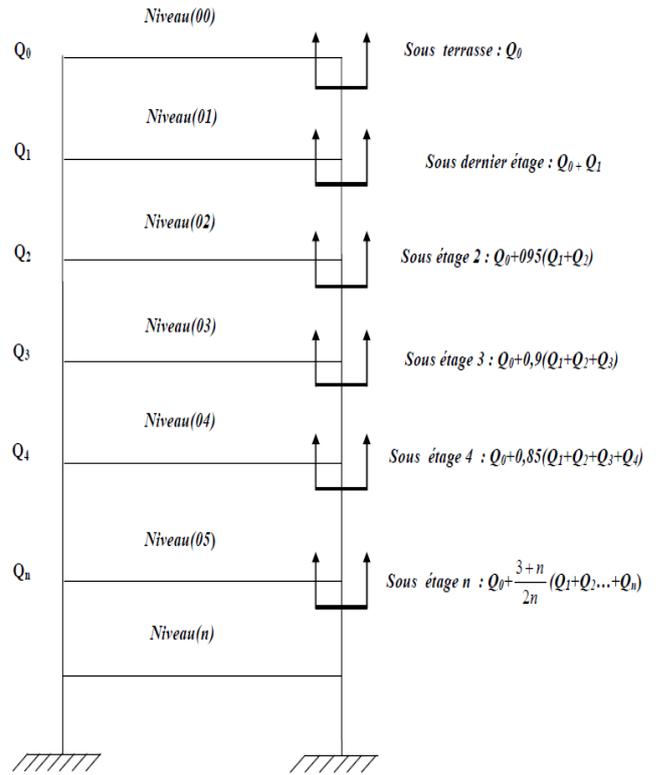


Figure II-13 : schéma de la descente des charges.

Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

- $Q_0 = 10.71 \text{ KN}$
- $Q_0 + Q_1 = 10.71 + 16.06 = 26.77 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 10.71 + 0.95(16.06 \times 2) = 41.22 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 10.71 + 0.90(16.06 \times 3) = 54.07 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 10.71 + 0.85(16.06 \times 4) = 65.31 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 10.71 + 0.80(16.06 \times 5) = 74.95 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 10.71 + 0.75(16.06 \times 6) = 82.98 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 10.71 + 0.71(16.06 \times 7) = 90.53 \text{ KN}$
- $Q_0 + 0.69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 10.71 + 0.68(16.06 \times 8) = 99.36 \text{ KN}$

Niv	Charges permanentes en (KN)					Charges d'exploitations		Efforts normaux	Section des poteaux (cm ²)	
	Poids Plancher	Poids Poteau	Poids Poutre	G_{totale}	$G_{cumulé}$ <i>e</i>	Q_i	Q_{cum}	N= GC+QC (KN)	S = N/ σ_{bc}	S adoptée
8	62.43	0.00	16.38	78.81	78.81	10.71	10.71	89.52	59.68	30x30
7	54.62	4.68	16.38	75.68	154.49	26.77	37.48	191.97	127.98	30x30
6	54.62	4.68	16.38	75.68	230.17	41.22	78.7	308.87	205.91	30x30
5	54.62	4.68	16.38	75.68	305.85	54.07	132.77	438.62	292.41	30x30
4	54.62	4.68	16.38	75.68	381.53	65.31	198.08	579.61	386.40	30x30
3	54.62	4.68	16.38	75.68	457.21	74.95	273.03	730.24	486.82	30x30
2	54.62	4.68	16.38	75.68	532.89	82.98	356.01	888.9	592.6	30x30
1	54.62	4.68	16.38	75.68	608.57	90.53	446.54	1055.11	703.41	40x40
RDC	54.62	7,03	16.38	78,03	686.6	99.36	545.9	1232.5	821.66	40X40

Tableau II-9 : récapitulatif de la descente de charge

➤ Dimension des sections du poteau le plus sollicité

POTEAUX	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculées	Observations
40x40	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=450/20=22.5	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h=40/40=1	Condition vérifiée
30x30	Min (b, h) ≥ 25cm	Min (b, h)=30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he/20	he/20=300/20=15	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h=30/30=1	Condition vérifiée

Tableau II-10 : Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

➤ **Vérification au flambement :(BAEL 99 a Art : B.8.3)**

Le flambement est une déformation latérale d'un élément travaillant en compression lorsque cette dernière est élançée suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Le calcul des poteaux aux flambements, consiste à vérifier la condition suivante :

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

Avec :

λ : l'élançement des poteaux

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7 L_0$).

L_0 : hauteur libre du poteau

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$.

S : section transversale du poteau (b x h) .

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = b^3h/12$; $I_{xx} = bh^3/12$)

Ce qui nous donne :

$$\lambda = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{h}$$

Finalelement : $\lambda = 2.425L_0/b$

Condition	Niv	Poteau	L0(m)	B(m)	λ	Vérification
$\lambda = 2.425L_0/b$	RDC	40x40	4.50	0.40	27,28	Vérifié
	1	40x40	3.00	0.40	18.19	Vérifié
	2.....8	30x30	3.00	0.30	24.25	Vérifié

Tableau II-11: Vérification de la résistance des poteaux au flambement

CONCLUSION :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux, et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Hauteur du plancher : ht=20 cm soit (16+4)
- Epaisseur de la dalle pleine (balcon) : ht = 15 cm
- Poutres principales: (30x40) cm²
- Poutres secondaires: (25x30) cm²
- Poteaux RDC, 1er étage : (40x40) cm².
- Poteaux 2éme au 8éme étage : (30x30) cm².
- Voile RDC et etage courant : ep = 20cm

Chapitre III :

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

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

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

III-1 les planchers :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant la petite portée. Des dalles pleines seront prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage.

Les poutrelles sont d'une section en Té, distantes de 65cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16cm.

III-1-1-Etude Ferrailage de la dalle de compression :

Limiter les risques de La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TLE520, ayant pour but de :

- fissurations par retrait ;
- aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ;
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines ;

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le BAEL 91.

- ✓ 20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.
- ✓ 33cm pour les armatures // aux poutrelles .

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}$$

Avec : L : distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2.$$

Nous adoptons : $A_{\perp} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

Nous adoptons : $A_{//} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2$ avec un espacement : $S_t = 20\text{cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

III-1-2 Calcul des poutrelles :

III.1.2.1 Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, elle est conçue de manière à supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

- **Chargement :**
 - Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
 - Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$.
 - Poids total: $0.12 + 0.62 = G = 0.74 \text{ KN/ml}$.
 - Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.
- **Ferraillage à l'état limite ultime ELU : (fissuration non préjudiciable)**
- **Combinaison de charge :**

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

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment en travée :**

$$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3.60)^2}{8} = 4.05 \text{ KN/ml}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 3.60}{2} = 4.5 \text{ KN.}$$

- Section d'armatures :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.05 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.94 > \mu_l = 0.392$$

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2$$

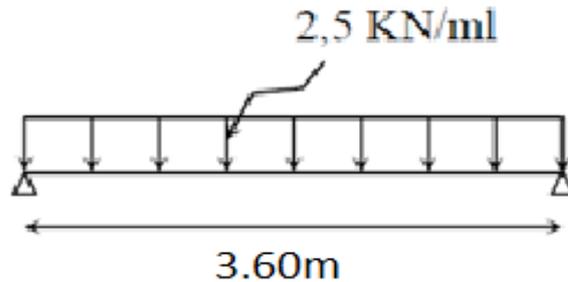


Figure III- 1-1 : Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression

Soit l'enrobage $c=2\text{cm} \Rightarrow$

hauteur utile $d=h-c = 4-2 = 2\text{cm}$

La section est doublement armée.

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant coulage.

III.1.2.2 Après le coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités.

a. Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la section) .

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

$C = 2$ cm (enrobage).

$d = 18$ cm (hauteur utile) .

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la table de compression) .

$b=65$ cm (distance entre deux axes de deux poutrelles).

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm (débord).}$$

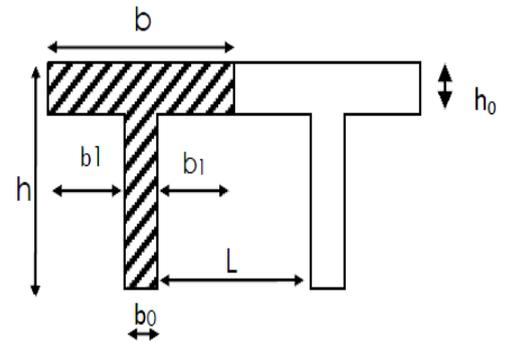
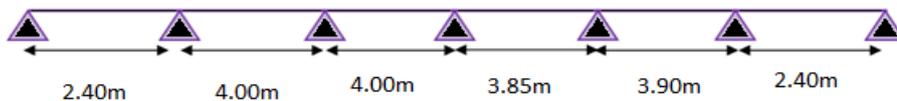


Figure III-1-2- Coupe transversale de la poutrelle

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

Dans le cas de notre projet on a 1 types de poutrelles a étudiées :

Type : poutrelle sur 7 appuis et 6 travées dans les étages : courant et Rez de chaussée et terrasse.



b-Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

ELU : $(1.35G + 1.5 Q) \times 0.65$

ELS : $(G + Q) \times 0.65$

Niveau	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
			qu (KN/ml)	qs (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.83	1	6.09	4.44
Étage courant	5.10	1.5	5.93	4.29
RDC	5.10	1.5	5.93	4.29

Tableau III-1-1 charges et surcharges revenants aux poutrelles.

Note : Vu la différence des surcharges le RDC et les étages courants, on effectuera le calcul pour le plancher le plus défavorable :

$$q_u = 6.09 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.44 \text{ KN/ml}$$

c-Méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type du plancher à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3 moments.
- Méthode de Caquot

➤ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

(BAEL 91/modifié 99, Art. B.6.2 210) :

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :

$$Q \leq \max (2G , 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.275 \quad ; \quad 2G = 2(5.10 \times 0.65) = 6.63$$

$$Q = 2.275 \text{ KN/m}^2 \leq 6.63 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées **condition vérifiée**
- La fissuration non préjudiciable **Condition vérifiée.**
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{2.40}{4.00} = 0.6 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{4.00}{4.00} = 1 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{4.00}{3.85} = 1.04 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_4}{l_5} = \frac{3.85}{3.90} = 0.98 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_5}{l_6} = \frac{3.90}{2.40} = 1.62 \leq 1,25 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Compte tenu de non satisfaction de la dernière condition, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela, on doit appliquer une méthode exacte ; la méthode des trois moments.

▪ **Rappel sur la méthode des trois moments :**

1. Moment aux appuis :

$$M_{i-1} L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -6 EI (W_i^g + W_i^d)$$

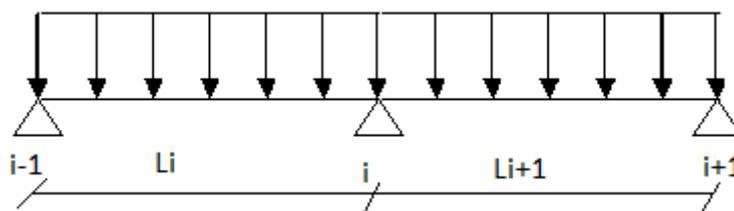
Avec :

$$W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI}$$

$$W_i^d = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI}$$

W_i^g, W_i^d respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i, M_{i-1}, M_i, M_{i+1}

Sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.



2. Moment en travées :

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} X \longrightarrow \text{Moment à l'abscisse } X \text{ de la travée } (i+1)$$

$$\mu(X) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot X - q \cdot \frac{X^2}{2}$$

$M(X)$ prend la valeur maximale quand $T(X) = 0$ c'est-à-dire

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L}$$

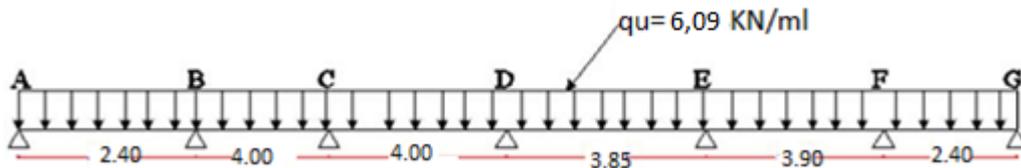
3. Efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Pour $X = i \longrightarrow T(i) = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$

Pour $X = i+1 \longrightarrow T(i+1) = \frac{-q \cdot L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$

4. Calcul des efforts à l'ELU :



FigureIII-1-3. Schéma statique de la poutrelle à 6 travées

➤ Moments aux appuis :

Les moments aux appuis de rive sont nulles ; $M_A = M_G = 0$ (appuis doubles)

2,4	-0,874	+	12,8	MB	+	4	MC	=	-118,143
4	MB	+	16	MC	+	4	MD	=	-194,314
4	MC	+	15,7	MD	+	3,85	ME	=	-183,788
3,85	MD	+	15,5	ME	+	3,9	MF	=	-176,682
3,9	ME	+	12,6	MF	+	2,4	-0,874	=	-111,037

La résolution de ce système est avec logiciel Matlab nous donne les résultats suivants :

$$M_A = -0,874 \text{ KN.m} \quad M_B = -6,357 \text{ KN.m} \quad M_C = -8,670 \text{ KN.m} \quad M_D = -7,543 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -7,971 \text{ KN.m} \quad M_F = -6,179 \text{ KN.m} \quad M_G = -0,874 \text{ KN.m}$$

➤ **moments en travée :**

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} x$$

$$\mu(x) = q \cdot \frac{L}{2} \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2}$$

M(X) prend la valeur maximale quand T(X) = 0 c'est-à-dire :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

Travée (A-B) → **x = 0.874m** → $M_{A-B \max}(0,874) = 1.186 \text{KN.m}$

Travée (B-C) → **x = 1.9m** → $M_{B-C \max}(1.9) = 4.659 \text{KN.m}$

Travée (C-D) → **x = 2.046m** → $M_{C-D \max}(2.046) = 4.045 \text{KN.m}$

Travée (D-E) → **x = 1.907m** → $M_{D-E \max}(1.907) = 3.495 \text{KN.m}$

Travée (E-F) → **x = 2.026m** → $M_{E-F \max}(2.026) = 4.488 \text{KN.m}$

Travée (F-G) → **x = 1.564m** → $M_{F-G \max}(1.564) = 1.248 \text{KN.m}$

Remarque:

1-La méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous-estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de 31 des valeurs trouvées, les valeurs des moments en travées seront majorées en conséquence.

2- Pour tenir compte des semis encastrement des appuis de rive, on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient 0,3.

appuis	Moments corrigés(KN.m)	Travée	Moments corrigés(KN.m)
A	-0.262	A-B	1.581
B	-4.238	B-C	6.212
C	-5.78	C-D	5.393
D	-5.028	D-E	4.66
E	-5.314	E-F	5.984
F	-4.119	F-G	1.664
G	-0.262		

Tableau III-1-2: Calcul des moments en travées des poutrelles ELU.

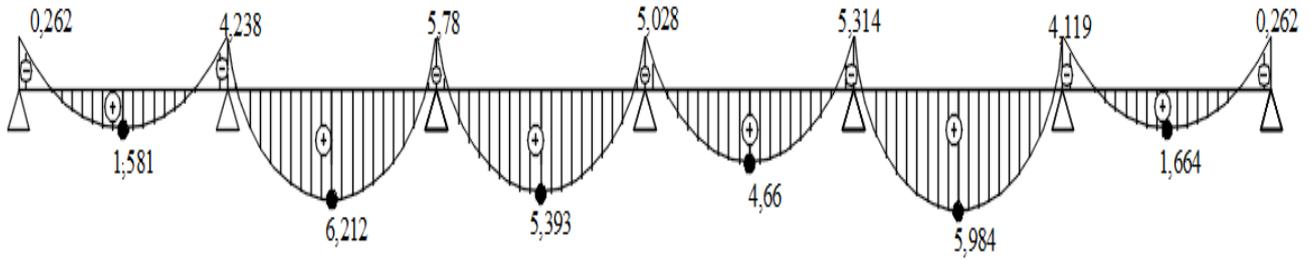


Figure III-1-4- Diagramme des Moment fléchissant à l'ELU.

➤ **Efforts tranchant :**

Au niveau d'un appui « i »
$$V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Au niveau d'un appui « i+1 »
$$V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

Les moments seront pris en valeur absolue

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

travee	Longueur (m)	$T_i(x = 0)$ en (KN)	$T_{i+1}(x = l_i)$ en (KN)
travee A-B	2,4	5.627	-8.941
travee B-C	4	11.754	-12.525
travee C-D	4	12.328	-11.952
travee D-E	3,85	11.610	-11.759
travee E-F	3,90	12.143	-9.418
travee F-G	2,4	8.891	-5.677

Tableau III-1-3: Calcul des Efforts tranchant a ELU.

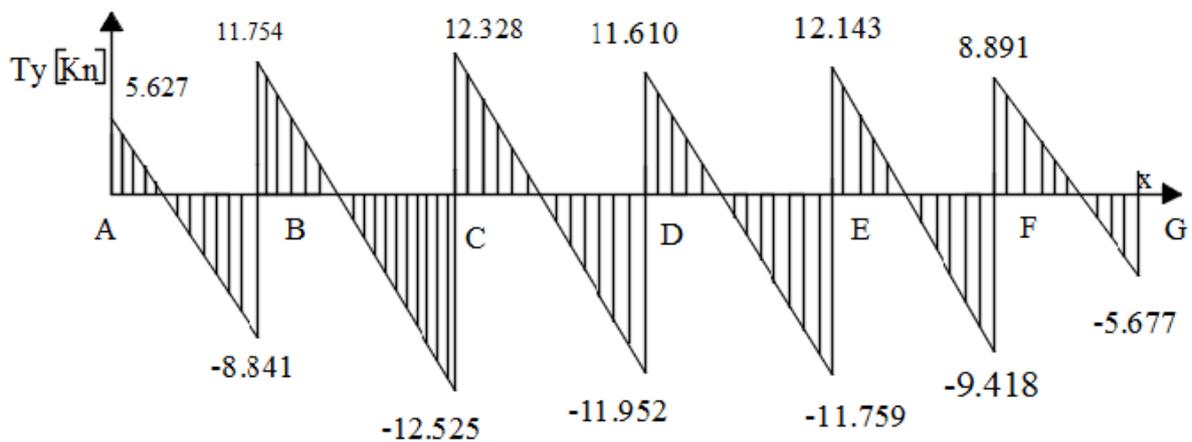


Figure III-1-5- Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

➤ Calcul des armatures :

• Ferrailage à l'ELU

NB : On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_t \max = 6.212 \text{ KN.m} ; \quad M_a \max = -5.78 \text{ KN.m} ; \quad T_{\max} = 12.328 \text{ KN}$$

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$$b = 65 \text{ cm (largeur de la table de compression)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur total de plancher)}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm (largeur de la nervure)}$$

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

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

$$d = 18 \text{ cm (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).}$$

a) Armatures longitudinales :

$$\text{En travée : } M_{t \max} = 6,212 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

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

$M_t \max = 6,212 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$: L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b=65 \text{ cm}$, $h=20 \text{ cm}$).

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,212 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0,020$$

$$\mu = 0,020 < \mu_l = 0,392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu = 0,020 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{6,212 \times 10^3}{0,990 \times 18 \times 348} = 1,00 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $M_{\max} = -5,78 \text{ KN.m}$

Aux appuis, la table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,78 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.104$$

$$\mu = 0,104 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée**

$$\mu = 0,104 \longrightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,78 \times 10^3}{0.945 \times 18 \times 348} = 0,976 \text{ cm}^2$$

On adopte : **$A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$**

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_l \right) = \min (12 ; 5,7 ; 10) = 5.7 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 5$ avec **$A_t = 2\text{HA}5 = 0,39 \text{ cm}^2$** .

L'espacement des armatures transversales est égale à : $S_t \leq \min \{ 0.9 d , 40 \text{ cm} \} = \min \{ 16.2, 40 \text{ cm} \} = 16.2 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{0,39 \times 400}{12 \times 15} = 0,86 > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

On prend : **$L_s = 40 \text{ cm}$** .

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $L_c = 0.4 L_s$

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm.}$$

• **Vérifications à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.2/BAEL 91 modifier 99)**

• **En travée :**

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

$$A_{st} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **aux appuis :**

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

$$A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.6.1.3/BAEL91 modifier 99)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$$

Avec : T_u effort tranchant maximal $T_u = 12,328 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{12,328 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,571 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = (0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 5 \text{ MPa}) = \min (3,33 \text{ MPa} , 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,571 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{12,328 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,21 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times \pi \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc pas de risque d'entraînement des barres.}$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

- **Vérifications à l'ELS:**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport :

$$\frac{qs}{qu} = \frac{4,44}{6,07} = 0,731$$

Les tableaux ci-dessous résument les résultats :

- **Moment aux appuis :**

appui	A	B	C	D	E	F	G
Ma(KN.m)	-0.191	-3.097	-4.225	-3.675	-3.884	-3.010	-0.191

Tableau III -1-4 : moment au appuis a L'ELS

- **Moment en travée:**

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Mt(x)	1.155	4.540	3.942	3.406	4,374	1.216

TableauIII-1-5 : moment au travée a L'ELS

- **Calcul des efforts tranchant:**

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
T _i (KN)	4,113	8,592	9,012	8,486	8,876	6,499
T _{i+1} (KN)	-6,535	-9,155	-8,737	-8,595	-6,884	-4,149

TableauIII-1-6 efforts tranchants a L'ELS

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.5.3,2 /BAEL91)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

- **En travée : M_s = 4,540KN.m**

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1,09$$

$$\rho = 1.08 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow K_1 = 19.72$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.540 \times 1000}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 125.38 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 125.38 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \rho = 1.09 \rightarrow k_1 = 19.72$

$$\sigma_{bc} = \frac{125,38}{19,72} = 6,358$$

$$\sigma_{bc} = 6,358 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation (la flèche) :**

D'après le BAEL91, si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \rightarrow 0.05 < \frac{4,540}{10 \times 8,88} = 0,051 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e} \rightarrow \frac{2,35}{12 \times 18} = 0.010 > 0.009 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

l : portée libre de la travée considérée.

M_t^s : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment isostatique de service $\rightarrow M_0 = q_s \times l^2/8 = 4.44 \times 4^2/8$

b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

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

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

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée = $3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

Aire de la section homogénéisée : (n = 15)

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

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

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

Calcul de V₁ et V₂ :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

Calcul de: λ; μ; I_{fv}

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 0.21}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0108} = 0.1522 \text{ KN/cm}^2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0.06088$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 0.21}{4 \times 0.0108 \times 12.538 + 0.21}; 0 \right\} = 0.489$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 0.489 \times 0.06088} = 21367.45 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^S \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{4.540 \times 4^2}{10 \times 21367.45 \times 10^3 \times 10818.86 \times 10^{-8}} = 0.0031 \text{ mm}$$

$$0.031 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{4}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

Récapitulatif :

Dalle de compression : TLE 520 (5x200x5x200) mm².

En travées: $A_t = 3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2$.

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

Armature transversales : $2HA5 = 0,39\text{cm}^2$.

III-2- Les balcons:

Ils sont réalisés en dalle pleine et sont équipés d'un garde-corps, le balcon travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive, l'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion ,ayant les dimensions suivantes:

Largeur: 1,40

Longueur:

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par:

$$e = \frac{l}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

Soit : **ep =15 cm**

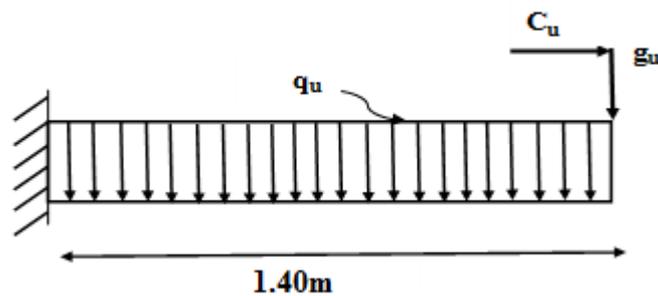


Figure III-2-1- Schéma statique balcon

III-2-1-Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1 m de balcon.

➤ **Charges permanentes :**

- ✓ Poids propre de la dalle : $25 \times 0,15 \times 1m = 3,75 [KN/ml]$
- ✓ Poids des revêtements :
 - Carrelage : $0,02 \times 22 \times 1 = 0,44KN/ml$
 - Mortier de pose : $0,032 \times 20 \times 1 = 0,4 KN/ml$
 - Couche de sable : $0,02 \times 18 \times 1 = 0,36KN/ml$
 - Enduit ciment $0,015 \times 22 \times 1 = 0,33KN/ml$

G=5.28 KN/ml

➤ **Charge de concentration due au poids du garde corps :**

Eléments	Epaisseur(m)	Poids(KN/m ²)
Brique	0. 1	0.9
Enduit ciment	0.02	0.88
Total	G =1.78KN/m²	

Tableau III-2-1 : Charge permanente du garde corps

$P=(0.9+0.88) \times 1.40 \times 1 = 2.49KN/ml$

➤ **Charge d'exploitation** : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge horizontale due à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons des charges :

a) **Combinaisons de charge à l'E L U :**

Pour la dalle : $q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 \times 5,28 + 1,5 \times 3,5)$

$$q_u = 12,38 \text{ KN/m}$$

Main courante : $C_u = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_u = 1,35 \times 1,78 = 2,40 \text{ KN/m}$

b) **Combinaison de charge à l'ELS :**

La dalle : $q_s = Q + G = 5,28 + 3,5$

$$q_s = 8,78 \text{ KN/m}$$

Main courante : $C_s = 1 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_s = 1,78 \text{ KN/m}$.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

• **A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l + C_u H = \frac{12,38 \times 1,40^2}{2} + 2,40 \times 1,40 + 1,5 \times 1$$

$$M_u = 16,99 \text{ KN.ml}$$

• **A l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l + C_s H = \frac{8,78 \times 1,40^2}{2} + 1,78 \times 1,40 + 1 \times 1$$

$$M_s = 12,10 \text{ KN.ml}$$

➤ **Ferraillage:**

La console se calcule en flexion simple avec une bonde de 1m de largeur.

La loggia étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration est considérer comme préjudiciable.

➤ **Armature principale :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16,99 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,070 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,070 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.99 \times 10^3}{0.964 \times 13 \times 348} = 3.89 \text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$.

➤ **L'espacement :**

$$e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = \min(45\text{cm} , 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

On prend : $e = 20\text{cm}$.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$

L'espacement :

$$e \leq \min(4.h ; 45 \text{ cm}) = \min(60\text{cm} , 45\text{cm})$$

$$e \leq 45\text{cm}$$

On prend : $e = 25\text{cm}$.

➤ **Effort tranchant :**

$$V_U = P_U \times L = (q_u + g_u) \times L$$

$$V_u = (12,38 + 2,40) \times 1,40 = 20,69 \text{ KN/ml}$$

➤ **Vérification à L'ELU**

- **Vérification aux cisaillements:** (Art A.5.1.1BAEL 91 modifier 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{20,69 \times 10}{100 \times 13} = 0,159 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}.$$

$$\tau_u = 0.159\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

→ Donc il n'y a pas risque de cisaillement.

- **Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.3 BAEL 91 modifier 99) :**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

✓ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23bdft_{28}}{f_e}$$

$$A_{st}^{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{Adopte} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{c28} \rightarrow 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{20.69 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.94 \text{ MPa.}$$

Σu : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 0.94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Donc pas de risque d'entraînement des barres.}$$

• **Ancrage des armatures (longueur de scellement (Art A.6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \rightarrow L_s = \mathbf{43 \text{ cm}}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 43 = \mathbf{17,2 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\rho = 0.434 \rightarrow \beta_1 = 0.8995$$

$$\sigma_{st} = \frac{12,10 \times 1000}{0.8995 \times 13 \times 5,65} = 183.14$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \mathbf{183.14 \text{ MPa}}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \rho = 0.434 \rightarrow k_1 = 34,75$

$$\sigma_{bc} = \frac{183.14}{34,75} = 5,27$$

$\sigma_{bc} = 5,27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

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

- **Vérification de la flèche: (Art B 6.5.2 BAEL 91 modifiée 99)**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > 0.0625 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \rightarrow 0.107 > \frac{12,10}{10 \times 12.10} = 0.1 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq 0.0105 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Récapitulatif :

Armature principales : Ast = 5HA12 = 5.65 cm². (St = 20cm)

Armature de répartition : Ast = 4HA10 = 3.14 cm². (St = 25cm)

III-3- L'ACROTERE :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute.

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

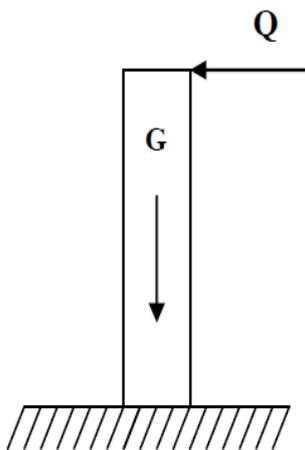


Figure III- 3-1 : Schéma statique de l'acrotère.

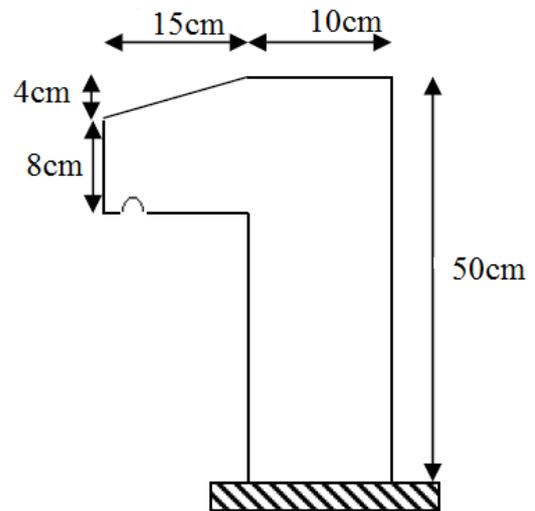


Figure III-3-2 : Coupe transversale de l'acrotère

III-3-1 Détermination des sollicitations :

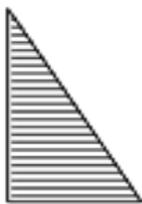


Diagramme des moments
efforts

$$M_{smax} = Q \times H = 0.5 \text{ KN. m}$$

$$G = 1.625 \text{ KN}$$



Diagramme des efforts

$$\text{Tranchants } T_s = Q = 1 \text{ KN}$$

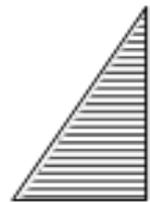


diagramme des

$$\text{normaux } N_G =$$

Figure III- 3-3 Diagramme des efforts internes.

- Effort horizontal : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1 = 1.625 \text{ KN.}$$

- Effort normal dû à la surcharge Q

$$N_Q = 0$$

- Moment de renversement dû à G

$$M_G = 0$$

- Moment de renversement dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H$

$$M_Q = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

➤ A L'ELU :

-Effort normal : $N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$

$$\rightarrow 1.35 \times 1.625 + 1.5 \times 0 = 2.193 \text{ KN}$$

-Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$

$$\rightarrow 1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

➤ A L'ELS :

-Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.625 \text{ KN}$

-Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.5 \text{ KN.m}$

III-3-2 Détermination du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise à un effort normal N et un moment de renversement M .

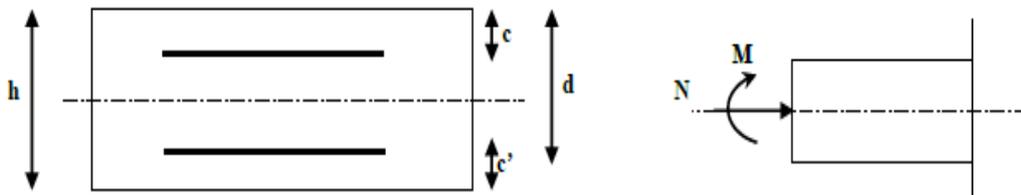


Figure III-3-4 Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10cm

b : Largeur de la section : 100cm

c et c' : Enrobage : 3cm

d : Hauteur utile (h - c) : 7cm

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{2.193} = 0.3419\text{m} = 34.19 \text{ cm}$$

Nous avons : $\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \rightarrow e_u > 2\text{cm} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est **partiellement comprimée**.

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 : moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

$$M_f = Mu + Nu \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0.75 + 2.193 \times 0.02 = 0.794$$

$$M_f = 0.794 \text{ KN.m.}$$

• **Moment réduit μ :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.794 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée

$$\mu = 0.011 \rightarrow \beta = 0.9945$$

• **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.794 \times 10^3}{0.9945 \times 7 \times 348} = 0.327 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_{st} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.327 - \frac{2.193 \times 10}{348} = 0.264 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérifications à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right)$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.625} = 0.307 \text{ m} = 30.7 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left(\frac{30.7 - (0.455 \times 7)}{30.7 - (0.185 \times 7)} \right) = 0.79 \text{ cm}^2$$

Remarquons que : $A_{st} < A_{\min}$ la condition n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A_{st} = A_{\min} = 0.79 \text{ cm}^2$

Soit: **$A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Soit: **$A_r = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{1.5 \times Q}{b \times d} \quad \text{avec :}$$

τ_u : contrainte de cisaillement qui doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible

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

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

$\rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ **La condition est vérifiée** donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement \rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres: BAEL99/art A.6.1.1, 3**

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

L'acier utilisé est le FeE400 $\rightarrow \psi_s = 1.5$ (acier de haute adhérence).

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$ Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **La longueur de scellement droit: (BAEL91.1.2.2)**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.218 \text{ cm}$$

- **Vérification des espacements : (BAEL91.modifiée 99/ Art. A.4.5.33)**

Armatures principales :

$$St \leq \min (3h, 33 \text{ cm})$$

$St \leq \min 3 \times 10 = 30 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Armatures de répartitions :

$$St \leq \min (4h, 45 \text{ cm})$$

$St \leq \min 4 \times 10 = 40 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérifications à l'ELS:**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc nous considérons la fissuration comme étant préjudiciable.

Dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

- $\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right) \quad \eta = 1.6 \rightarrow$ Barres HA

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400, (110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right) \rightarrow \min (266.6 ; 201.63)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.9155$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.5 \times 1000}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 38.816 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 38.816 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

- $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$$\rho = 0.287 \rightarrow k_1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{38.816}{44.17} = 0.878$$

$\sigma_{bc} = 0.878 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)**

L'action des forces horizontales F_p , est calculée suivant la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique (II_a) et le groupe d'usage du bâtiment(2) $\Rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 Soit : $C_p = 0,8$.

W_p : Poids propre de l'acrotère. $W_p = 1,625[\text{KN/ml}]$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.625 = 0.78 < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

→ le ferrailage adopté est suffisant pour reprendre Les charges sismiques.

➤ **Le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS**

Armatures principales.....4HA8 = 2,01cm²/ml avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

Armatures de répartitions.....3HA8 = 1,50cm² avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

III- 4- Les escaliers :

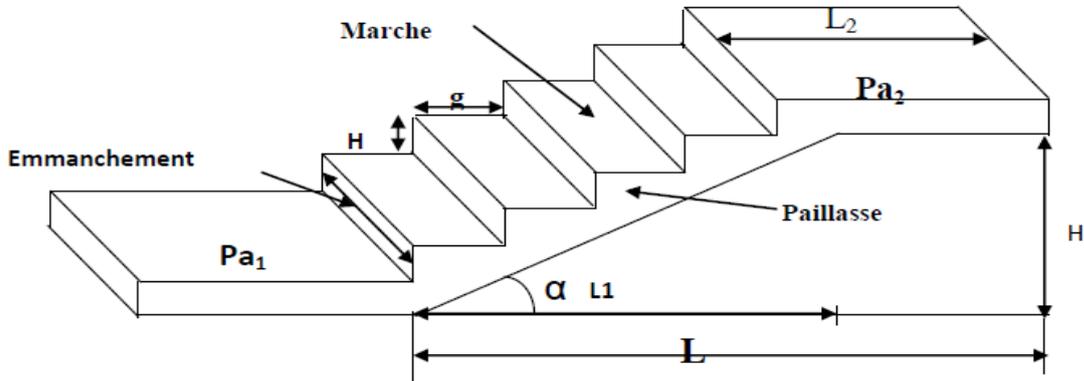


Figure III-4-1 : Terminologie de l'escalier.

III- 4-1- Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre.

➤ Caractéristiques dimensionnelles :

La marche : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc....

- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.

- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.

- **L'emmarchement** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

- **La volée** : partie d'escaliers comportant une suite ininterrompue de marches égales situées entre deux paliers successifs.

- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et ou à chaque étage.

- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III- 4-2- Dimensionnement :

a) Schéma statique :

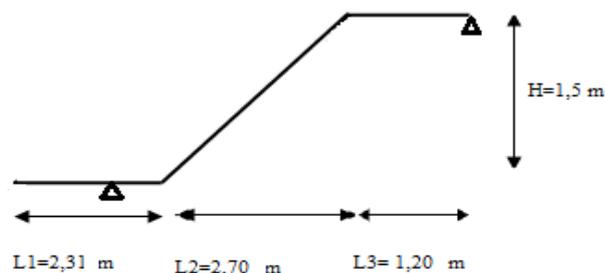


Figure III-4-2 Coupe verticale de l'escalier.

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

- Hauteur de marche : $h = 17\text{cm}$.
- Le giron : $g = 30\text{cm}$.
- Le nombre de contres marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{150}{17} = 8.82$. on prend : $n = 9$.
- Le nombre de marches : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$.

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

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

$$59 \quad 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La relation de BLONDEL est vérifiée}$$

c) dimensionnement de la paillasse et du palier :

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

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

L : Longueur de la paillasse tel que :

$$\text{On a : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{1.50}{2.70} = 0.555 \quad \text{donc : } \alpha = 29.03^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L} \rightarrow L = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.70}{\cos 29.03^\circ} = 3.09 \text{ m} \rightarrow L = 309 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou: } \frac{309}{30} \leq ep \leq \frac{309}{20} \rightarrow 10.3 \leq ep \leq 15.45$$

On adopte: **ep = 15cm**

➤ Epaisseur du palier :

$$\frac{L_3}{30} \leq ep \leq \frac{L_3}{20} \rightarrow \frac{120}{30} \leq ep \leq \frac{120}{20} \rightarrow 4 \leq ep \leq 6$$

On adopte: **ep = 15cm**

III- 4-3 Charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m d'embranchement et une bonde de 1m de projection horizontale, et on va considérer que la paillasse est semi encastrée au niveau des deux paliers.

➤ Charges permanentes :

• Palier :

N°	Elements	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Poids propre du palier	0,15	25	3,75
2	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Chappe	0,02	20	0,4
4	Carrelage	0,02	22	0,44
5	Enduit ciment	0,02	22	0,44
				G=5,57
				Q=2,5

Tableau III-4-1 Charges et surcharges revenant au palier.

• Paillasse :

N°	Elements	Epaisseur(m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Poids propre de la paillasse	0,15	25	$25 \times ep / \cos \alpha = 25 \times 0,15 / \cos 29,03^\circ = 3,28$
2	Poids propre de la marche	0,03	18	$25 \times ep / 2 = 25 \times 0,15 / 2 = 1,87$
3	Chappe	0,02	20	0,4
4	Carrelage	0,02	22	0,44
5	Enduit ciment	0,02	22	0,44
6	Poids du garde- corp		/	0,2
				G= 6,63
				Q= 2,5

Tableau III-4-2 Charges et surcharges revenant à la paillasse

➤ Mur extérieur :

une charge concentrée (P) à l'extrémité du palier, due à la charge du mur extérieur :

$$P = 2.89 \times 3 \times 1 = 8.67 \text{KN.}$$

III- 4-4 Combinaison des charges et surcharges :

• **État limite ultime : ELU**

qu paillasse = $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6,63 + 1.5 \times 2.5 = 12.70 \text{ KN/ml.}$

qu palier = $1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5,57 + 1.5 \times 2.5 = 11.27 \text{ KN/ml.}$

$q_m = 1.35 \times 8,67 = 11.70 \text{ KN.}$

• **État limite de service : ELS**

qs paillasse = $G + Q = 6,63 + 2.5 = 9.13 \text{ KN/ml.}$

qs palier = $G + Q = 5,57 + 2.5 = 8,07 \text{ KN/ml.}$

$q_m = 1 \times 8,67 = 8,67 \text{ KN.}$

III- 4-5 Détermination des sollicitations de calcul :

a. Calcul des efforts internes à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M

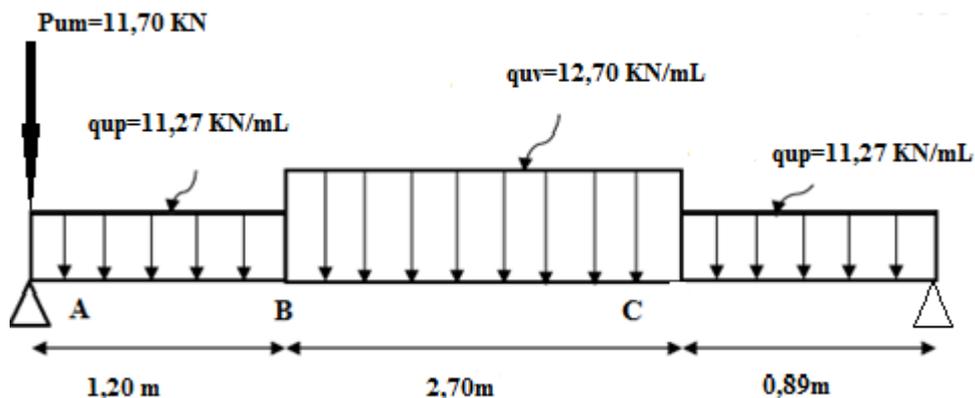


Figure III-4-3 Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM:

• $\Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_D = 11.27 \times 1.20 + 12.70 \times 2.70 + 11.27 \times 0,89 + 11,70 = 69,54 \text{ KN}$

$\Rightarrow R_A + R_D = 69.54 \text{ KN.}$

$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow (11,27 \times 1,20 \times 1,20/2) + (12,70 \times 2,70 \times (2,70/2 + 1,20)) + (11,27 \times 0,89 \times (0,89/2 + 3,90)) - R_D \times 4,79 = 0$

$R_D = 139,13/4,79 = 29,05$

$$\Rightarrow R_D = 29,05 \text{ KN} \Rightarrow R_A = 69,54 - R_D \Rightarrow R_A = 40,50 \text{ KN}.$$

$$R_A = 40,50 \text{ KN}$$

$$R_D = 29,05 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant et moment fléchissant :**

✓ **Tronçon AB :** $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$T_y(x) = -11,27x + 40,50 - 11,70 \Rightarrow T_y(0) = 28,8 \text{ KN}.$$

$$T_y(1,20) = 15,27 \text{ KN}.$$

$$M(x) = -11,27x \times x/2 + 40,50x - 11,70x \Rightarrow$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1,20) = 26,45 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçon BC :** $1,20 \leq x \leq 3,90 \text{ m}$

$$T_y(x) = -12,70(x-1,20) - 11,27 \times 1,20 + 40,5 - 11,70 \Rightarrow$$

$$T_y(1,20) = 15,45 \text{ KN}.$$

$$T_y(3,90) = -19,01 \text{ KN}.$$

$$M(x) = 40,50x - 11,7x - (11,27 \times 1,20)(x-1,20/2) - 12,70 \times (x-1,20)(x-1,20)/2$$

$$\Rightarrow M(1,20) = 26,45 \text{ KN.m}$$

$$M(3,90) = 21,4 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y=0$ et $M(x)=\max$:**

$$M(x) = 40,50x - 11,7x - (11,27 \times 1,20)(x-1,20/2) - 12,70 \times (x-1,20)(x-1,20)/2$$

$$T(x) = 0 \Leftrightarrow -12,70(x-1,20) - 11,27 \times 1,20 + 40,5 - 11,70 = 0$$

$$x = 2,40 \text{ m} \Leftrightarrow M(2,40) = 35,63 \text{ KN.m}$$

✓ **Tronçon CD :** $0 \leq x \leq 0,89 \text{ m}$

$$T_y(x) = -11,27x + 29,05 \Rightarrow T_y(0) = 29,05 \text{ KN}.$$

$$T_y(0,89) = 19,02 \text{ KN}.$$

$$M(x) = -(11,27x \times x/2) + 29,05x$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(0,89) = 21,39 \text{ KN}$$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M_{\max} = 35,63 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 29,05 \text{ KN}$$

Remarque : A fin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc :

En travée : $M_t = 0.85 \times 35,63 = 30,29 \text{ KN.m}$.

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times 35,63 = -10,69 \text{ KN.m}$.

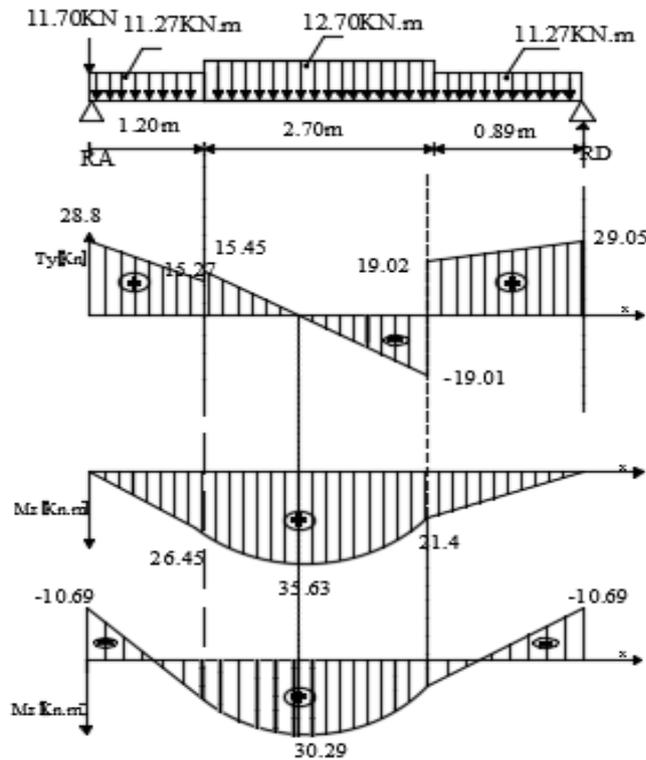


Figure III-4-4- Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III- 4-6 Ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU, et la vérification se fera à l'ELS.

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$

- **Aux appuis :** $M_u = 10,69 \text{ KN.m}$

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,69 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_l = 0,392$$

⇒ **Section simplement armée**

$$\mu = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_l^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,69 \times 10^3}{0,978 \times 13 \times 348} = 2,42 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_1^a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r^a = \frac{A_1^a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r^a = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **En travée :**

- **Armature longitudinales :**

Mt = 30,29 KN.m

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30,29 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.126 < \mu_b = 0.392$$

⇒ **Section simplement armée**

$$\mu = 0,126 \Rightarrow \beta = 0.932$$

$$A_1^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30,29 \times 10^3}{0.932 \times 13 \times 348} = 7,18 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_1^t = 6HA14 = 9,23 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r^t = \frac{A_1^t}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r^t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications à l'ELU:**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée..**

En appuis : $A_{st} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification des espacements :**

✓ **Armatures principales :** $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_{t \text{ Adopter}} = 15 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

✓ **Armatures de répartition :** $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$S_{t \text{ Adopter}} = 25 \text{ cm} < S_t = 45 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{29,05 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.22 \text{MPa.}$$

$\tau_u = 0.22 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

• **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec : } u = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{MPa.}$$

Pour $\phi = 14 \text{mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38 \text{cm} \rightarrow L_s = 50 \text{cm}$

Pour $\phi = 10 \text{mm}$ $\leftrightarrow L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{cm} \rightarrow L_s = 40 \text{cm}$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale **0.4L_s** pour les aciers HA.

$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm.}$

$L_{ad} = 0.4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{cm}$

• **Vérification de l'adhérence des d'entrainement des barres:**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9x d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times \pi \times 14 = 263,76 \text{mm}$

$$\tau_{se} = \frac{29,05 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 263,76} = 0,94 \text{MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,94 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

b) Calcul des efforts internes à l'ELS :

$q_{sv} = 9.13 \text{KN/ml}$

$q_{sp} = 8,07 \text{KN/ml}$

Mur extérieur : P_s = 8.67 KN

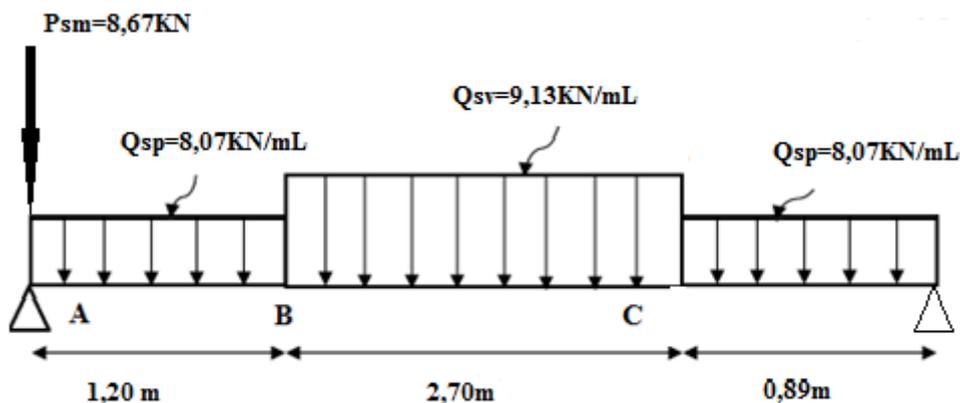


Figure III-4-5- Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

D'après les formules de la RDM:

$$\bullet \Sigma F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_D = 8,07 \times 1,20 + 9,13 \times 2,70 + 8,07 \times 0,89 + 8,67 = 50,19 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_D = \mathbf{50,19 \text{ KN.}}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow (8,07 \times 1,20 \times 1,20/2) + (9,13 \times 2,70 \times (2,70/2 + 1,20)) + (8,07 \times 0,89 \times (0,89/2 + 3,90)) - R_D \times 4,79 = 0$$

$$R_D = 99,88/4,79 = 20,85$$

$$\Rightarrow R_D = \mathbf{20,85 \text{ KN}} \Rightarrow R_A = 50,19 - R_D \Rightarrow R_A = \mathbf{29,34 \text{ KN.}}$$

$$\mathbf{R_A = 29,34 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{R_D = 20,85 \text{ KN}}$$

• **Effort tranchant et moment fléchissant :**

✓ **Tronçon AB :** $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$

$$T_y(x) = -8,07x + 29,34 - 8,67 \Rightarrow T_y(0) = 20,67 \text{ KN.}$$

$$T_y(1,20) = 11 \text{ KN.}$$

$$M(x) = -8,07 x \times x/2 + 29,34x - 8,67x \Rightarrow$$

$$M(0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(1,20) = 19 \text{ KN.}$$

✓ **Tronçon BC :** $1,20 \leq x \leq 3,90 \text{ m}$

$$T_y(x) = -9,13(x-1,20) - 8,07 \times 1,20 + 29,34 - 8,67 \Rightarrow$$

$$T_y(1,20) = 11 \text{ KN.}$$

$$T_y(3,90) = -13,66 \text{ KN.}$$

$$M(x) = 29,34x - 8,67x - (8,07 \times 1,20)(x-1,20/2) - 9,13 \times (x-1,20)(x-1,20)/2$$

$$\Rightarrow M(1,20) = 19 \text{ KN.m}$$

$$M(3,90) = 15,38 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y=0$ et $M(x)=\max$:**

$$M(x) = 29,34x - 8,67x - (8,07 \times 1,20)(x-1,20/2) - 9,13 \times (x-1,20)(x-1,20)/2$$

$$T(x) = 0 \Leftrightarrow -9,13(x-1,20) - 8,07 \times 1,20 + 29,34 - 8,67 = 0$$

$$x = 2,40 \text{ m} \Leftrightarrow M(2,40) = \mathbf{25,60 \text{ KN.m}}$$

✓ **Tronçon CD :** $0 \leq x \leq 0,89 \text{ m}$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

$$T_y(x) = -8,07x + 20,85 \Rightarrow T_y(0) = 20,85 \text{ KN.}$$
$$T_y(0,89) = 13,67 \text{ KN.}$$
$$M(x) = -(8,07x \times x/2) + 20,85x$$
$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN}$$
$$M(0,89) = 15,36 \text{ KN}$$

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M_{max} = 25,60 \text{ KN.m}$$
$$V_{max} = 20,85 \text{ KN}$$

Remarque : A fin de tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

Donc :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 25,60 = 21,26 \text{ KN.m.}$$
$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 25,60 = -7,68 \text{ KN.m.}$$

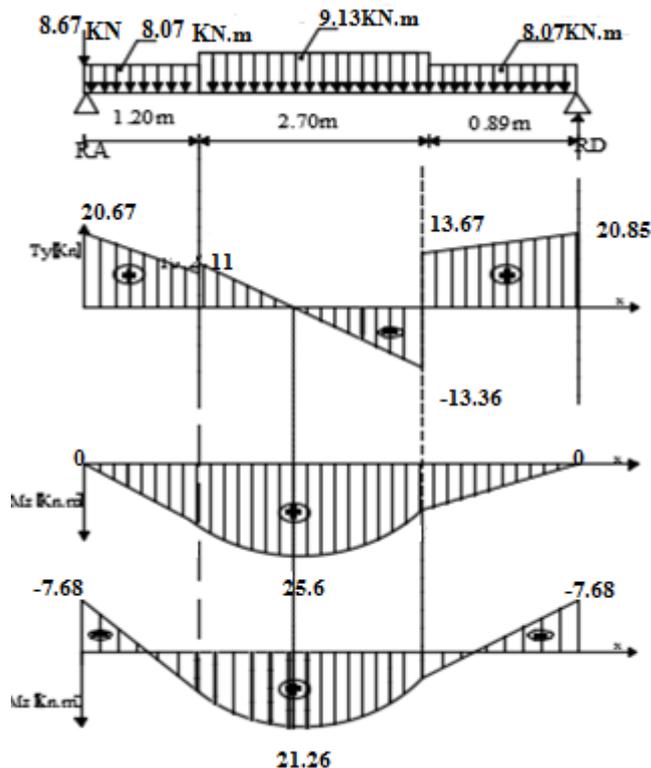


Figure III-4-6- Diagramme des efforts internes à l'ELS

➤ Vérifications à l'ELS:

- Vérification des contraintes dans le béton :

En travée : $M_t^s = 21,26 \text{ KN.m}$

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 13} = 0.71$$

$$\rho = 0.521 \rightarrow \beta_1 = 0.8776$$

$$\sigma_{st} = \frac{21,26 \times 1000}{0.8776 \times 13 \times 9,23} = 201,89$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.89 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = 0.521 \rightarrow k_1 = 25.82$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,89}{25,82} = 7,82$$

$\sigma_{bc} = 7.82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $M_a = 7.68 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0.245$$
$$\rho = 0.245 \rightarrow \beta_1 = 0.921$$

$$\sigma_{st} = \frac{7,68 \times 1000}{0.921 \times 13 \times 3,14} = 204.28$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 204,28 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\rho = 0.245 \rightarrow k_1 = 48,29$$

$$\sigma_{bc} = \frac{204,24}{48,29} = 4,23$$

$\sigma_{bc} = 4,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{479} = 0.0313 < 0.0625 \text{..... Condition non vérifiée.}$$

La condition ci dessus n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est indispensable.

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

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

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée = 10818.86 MPa

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

- **Aire de la section homogénéisée : (n = 15)**

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 9.23$$

$$B_0 = 1638.45 \text{ cm}^2$$

- **Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 9.23 \times 13 = 13049.8 \text{ cm}^2$$

$$S_{/xx} = 13049,8 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de V_1 et V_2 :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{13049,8}{1638,45} = 7,96 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.96 = 7.04 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2 = \frac{100}{3} (7.96^3 + 7.04^3) + 15 \times 9.23 \times (7.04 - 2)^2$$

$$I_0 = 31959.25 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de: λv ; μ ; I_{fv}**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{9,23}{100 \times 13} = 0.0071$$

$$\lambda = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100}) \times 0.0071} = 2,95$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0071 \times 201.89 + 2.1}; 0 \right\} = 0.530$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda v} = \frac{1.1 \times 31959,25}{1 + 0.530 \times 2.95} = 13713.74 \text{ cm}^4$$

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{21,26 \times 479^2 \times 10^5}{10 \times 13713,74 \times 10818,86 \times 10^2} = 0,032 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{479}{500} = 0,958 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée, la flèche est admissible.

Récapitulatif :

- ✓ **En travées** : Armatures principales $A_t = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$ ($S_t = 16 \text{ cm}$).
Armatures de répartition $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

- ✓ **Aux appuis** : Armatures principales $A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).
Armatures de répartition $A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ ($S_t = 25 \text{ cm}$).

III-5-Poutre palière:

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les Poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire

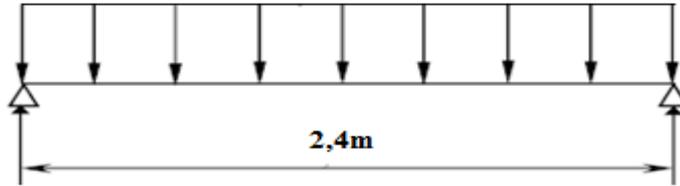


Figure III-5-1-Schéma statique poutre palière

III.5.1.Pré dimensionnement :

a)-Hauteur : La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

ht : Hauteur de la poutre

$$L = 240\text{cm} \leftrightarrow \frac{240}{15} \leq ht \leq \frac{240}{10} \leftrightarrow 16 \leq ht \leq 24$$

On prend : $h = 20\text{cm}$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 30\text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.8h \leftrightarrow 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.8 \times 30 \leftrightarrow 9 \leq b \leq 24$$

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

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $b = 25\text{ cm} > 20\text{cm}$

✓ La poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30)\text{ cm}^2$

III.5.2.Charge revenant a la poutre :

Poids propre de la poutre : $0.25 \times 0.30 \times 25 = 1,875\text{ KN/ml}$

Poids de palier : 5.57 KN/ml

On aura : $G_{tot} = 7,445\text{ KN/ml}$

➤ Calcul a l'ELU :

La poutre est simplement appuyée et uniformément chargée

$$qu = 1.35 \times 7,445 = 10,05\text{ Kn/ml}$$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{10,05 \times 2,4^2}{8} = 7,23\text{ KN.m}$
- L'effort tranchant : $T = \frac{qu \times l}{2} = \frac{10,05 \times 2,4}{2} = 12,06\text{ KN}$

• **Correction des moments :**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel on affect le moment M_0 par un coefficient numérateur on aura donc les valeurs suivantes :

- **Aux appuis**

$$M_a = - 0,3 M_o = - 0,3 \times 7,23 = - 2,17 \text{ KN.m.}$$

- **En travée**

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 \times 7,23 = 6,15 \text{ KN.m.}$$

➤ **Diagramme des efforts internes à l'ELU**

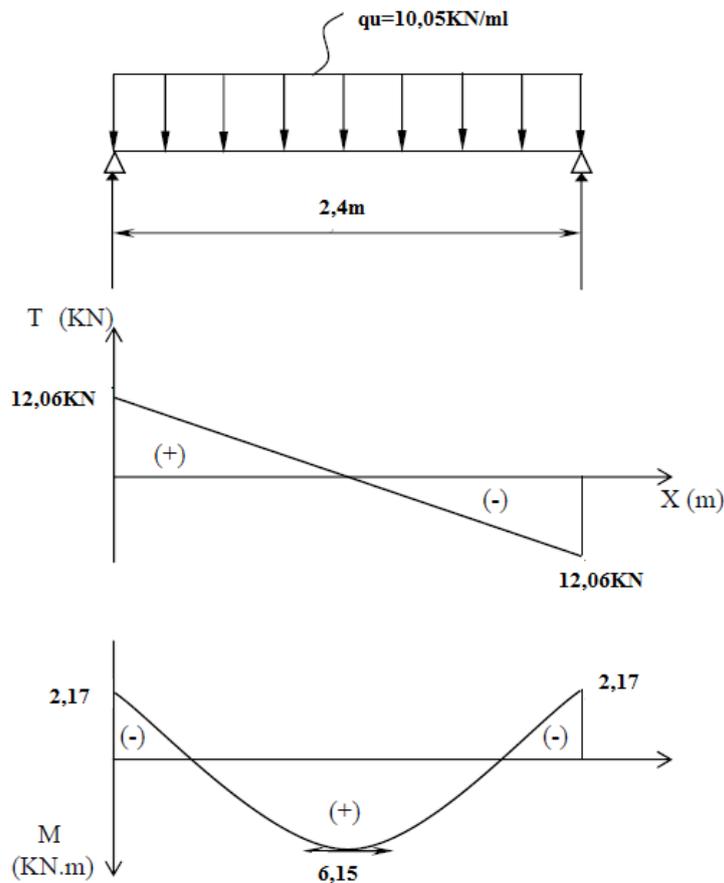


Figure III-5-2- Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.5.3.Ferrailage à l'ELU :

- **Aux appuis : $M_a = 2.17 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,17 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu_1 = 0.392$$

⇒ **Section simplement armée**

$$\mu = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_1^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2,17 \times 10^3}{0,996 \times 28 \times 348} = 0,224 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_1^a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

- **En travée : $M_t = 6,15\text{KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,15 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_b = 0,392$$

⇒ **Section simplement armée**

$$\mu = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_1^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6,15 \times 10^3}{0,989 \times 28 \times 348} = 0,638 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_1^t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.2/BAEL91 modifié99) :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st} = 3,39\text{cm}^2 > A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée..**

En appuis : $A_{st} = 3,39\text{cm}^2 > A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2/BAEL91 modifié 99) :**

La poutre est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{12,06 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,172 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,172 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- **Ancrage des armatures : (Art. A.6.1.221/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12\text{mm} \leftrightarrow L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,2 \text{ mm} = 42,32 \text{ cm}$$

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.

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16\text{cm}$$

- **Diamètre des armatures transversales : (Art A.7.2-2 BAEL 91).**

$$\phi_t < \min \{ \phi ; h/35 ; b/10 \} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des barres transversales : (Art 7.5-2-2 du RPA 99 version 2003).**

✓ **En zone nodale :** $S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\phi \} = 7,5 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

✓ **En zone courante :** $S_t \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm}$

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

- **Quantité d'armatures transversales minimales:(Art 7.5-2-2RPA99 v 2003).**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul a l'ELS :**

Les mêmes étapes de calcul à l'ELU, donc on aura :

$$q_s = G = 7,445 \text{ KN/ml}$$

- **Moment isostatique :** $M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{7,445 \times 2,4^2}{8} = 5,36 \text{ KN.m}$
- **L'effort tranchant :** $T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{7,445 \times 2,4}{2} = 8,93 \text{ KN}$

- **Correction des moments :**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel on affect le moment M_s par un coefficient numérateur on aura donc les valeurs suivantes :

- **Aux appuis**

$$M_{as} = - 0,3 M_s = - 0,3 \times 5,36 = - 1,61 \text{ KN.m.}$$

- **En travée**

$$M_{ts} = 0,85 M_s = 0,85 \times 5,36 = 4,556 \text{ KN.m.}$$

➤ Diagramme des efforts internes à l'ELS

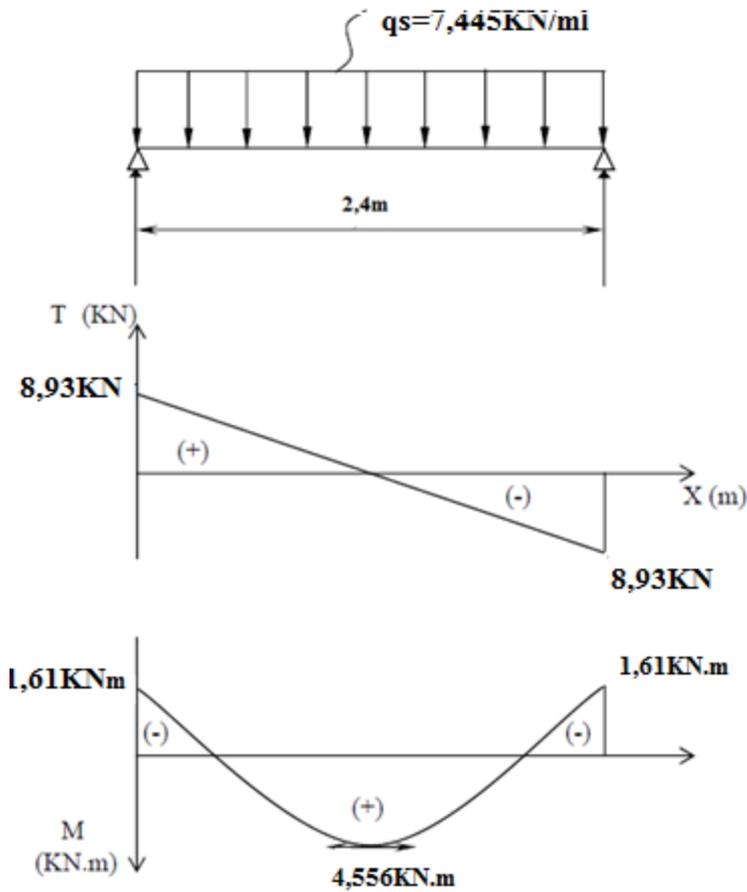


Figure III-5-3-Diagramme des efforts internes à l'ELS.

• Vérification des contraintes dans le béton :

En travée : $M_s = 4,56 \text{ KN.m}$

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

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho \rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483$$

$$\rho = 0,483 \rightarrow \beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,56 \times 1000}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 53,67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 53,67 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

• $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

• $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad \rho = 0,483 \rightarrow k_1 = 32,62$

$$\sigma_{bc} = \frac{53,67}{32,62} = 1,65$$

$\sigma_{bc} = 1,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Aux appuis : $M_a = 1.61 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483$$

$\rho = 0.483 \rightarrow \beta_1 = 0.895$

$$\sigma_{st} = \frac{1,61 \times 1000}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 18,95$$

$\overline{\sigma}_{st} = 18.95 \text{ MPa}$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

- $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$

$\rho = 0.486 \rightarrow k_1 = 32.62$

$$\sigma_{bc} = \frac{18,95}{32.62} = 0,58$$

$\sigma_{bc} = 0,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{240} = 0.125 > 0.0625$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \rightarrow 0.125 > \frac{4,57}{10 \times 5,36} = 0.085$ Condition vérifiée
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{25 \times 28} = 0.0048 < 0.0105$ Condition vérifiée

Conclusion :

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

Récapitulatif :

Armatures principales En travées : $A_t = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $A_a = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales : 1cadre et 1 étrier en HA8.

Chapitre IV :
Modélisation et vérification
RPA 2003

Introduction

Un tremblement de terre (ou séisme) est un phénomène géologique qui provoque des vibrations de la surface de la terre. Ces secousses peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des barrages. Face à ces dégâts, une étude conformément aux règles exigées par le RPA est impérative afin d'assurer une protection acceptable.

Plusieurs programmes de calcul automatique sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit. Pour notre projet, on utilisera le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**

IV-1-Description du logiciel ETABS: (**Extented Three Dimensions Analyses Building Systems**)

L'**ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc...

IV-2-Méthode de calcul:

On distingue deux cas :

- **Etude statique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges verticales G et Q
- **Etude dynamique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet de charges horizontales dus au séisme (E), selon le RPA99/version 2003, il existe trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour le choix de la méthode, on doit vérifier certains critères suivant le RPA99/ version 2003

➤ **Méthode statique équivalente :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

➤ **La méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale à pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-3- Modélisation de la structure :

- **Etapes de modélisation** : Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :
 - 1- Introduction de la géométrie du modèle.
 - 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
 - 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
 - 4- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
 - 5- Définition des charges statiques (G, Q).
 - 6- Définition de la charge sismique E.
 - 7- Introduction des combinaisons d'actions.
 - 8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.
 - 9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
 - 10- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats
- **Condition d'application** :

Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone IIa → C N V → H= 28,50m < 65m

la méthode statique équivalente n'est pas applicable, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

✓ **Charge dynamique (E) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique)**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

L'application RPA99 permet

- **Données à introduire dans l'application:**

- **Zone : IIa**
- **Groupe d'usage : 2**
- **Coef comportement : 5** Mixte portique/voile avec interaction
- **Site : S3** (site meuble).
- **Facteur de qualité(Q) : 1.2**

- Amortissement : 8.5%

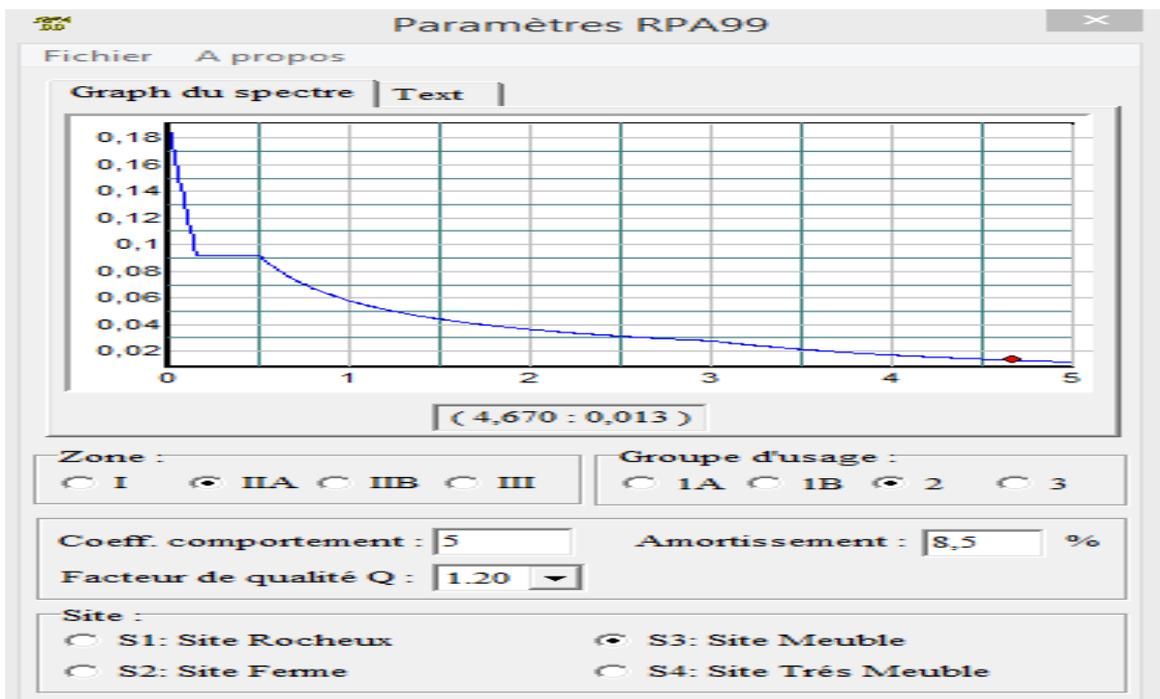


Figure IV-1 : Spectre de calcul

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet Text.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions → Spectrum From File

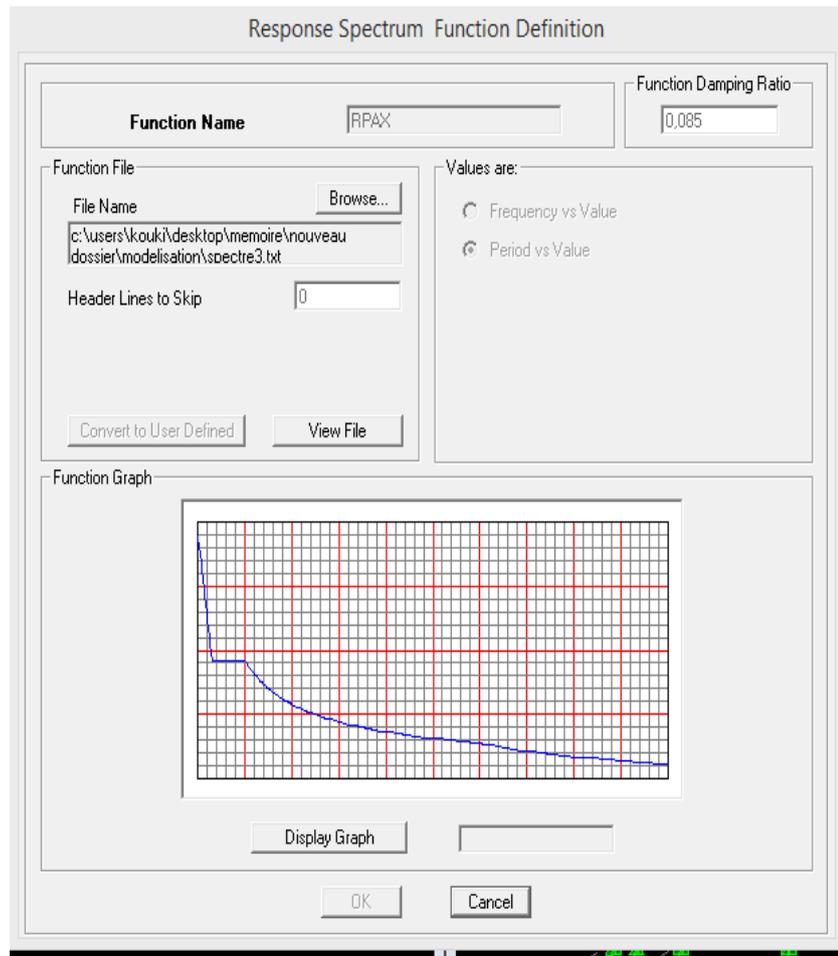


Figure IV-2 : Introduction du spectre de réponse

Function Name (nom de spectre): **RPAX**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **Ex** et **Ey** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Response Spectrum Cases** → **Add New case**

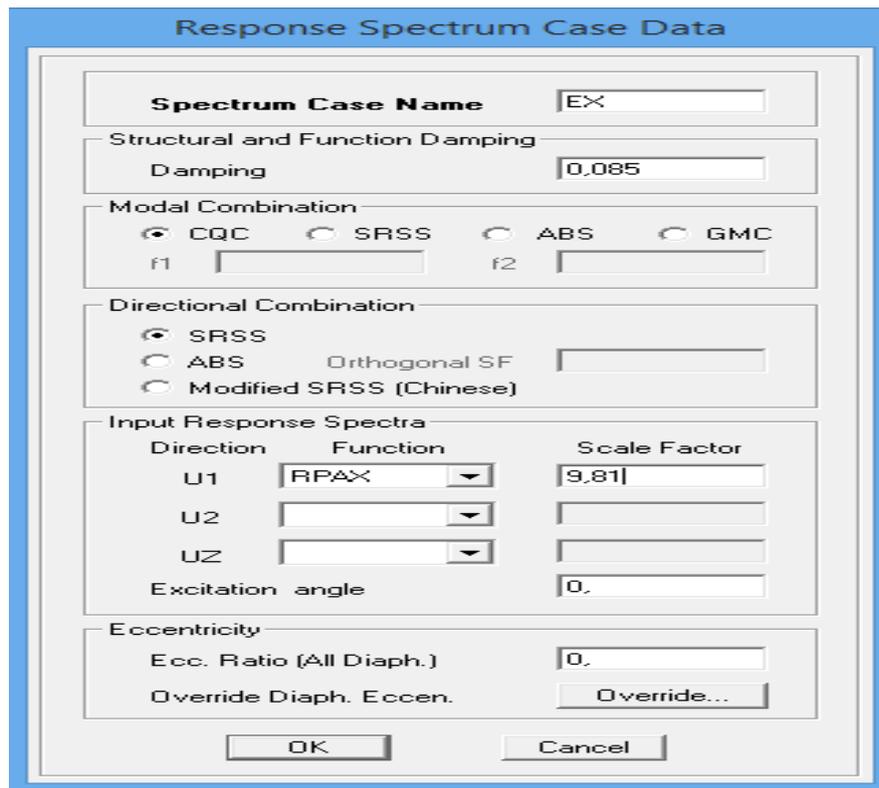


Figure IV-3 : Définition du chargement EX et EY (séisme).

- **Affectation des charges aux plancher :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement qui lui revient en cliquant sur :

Assign → shell load → uniforme load

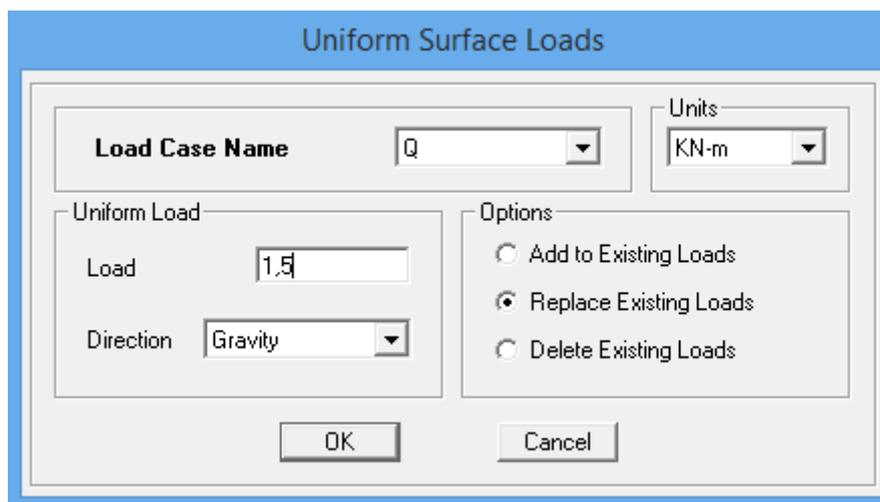


Figure IV-4 chargement des plancher

Dans la case **Load Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Uniform Load**.

- **Combinaison d'actions :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons des états limites :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Combinaison poids : $G + \beta Q = : G + 0.2Q$

β : Coefficient de pondération avec $\rightarrow \beta = 0.2$ donné par le tableau (4. 5) du RPA

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G \pm Q \pm E$

0,8GE : $0.8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → Load Combination → Add New Combo

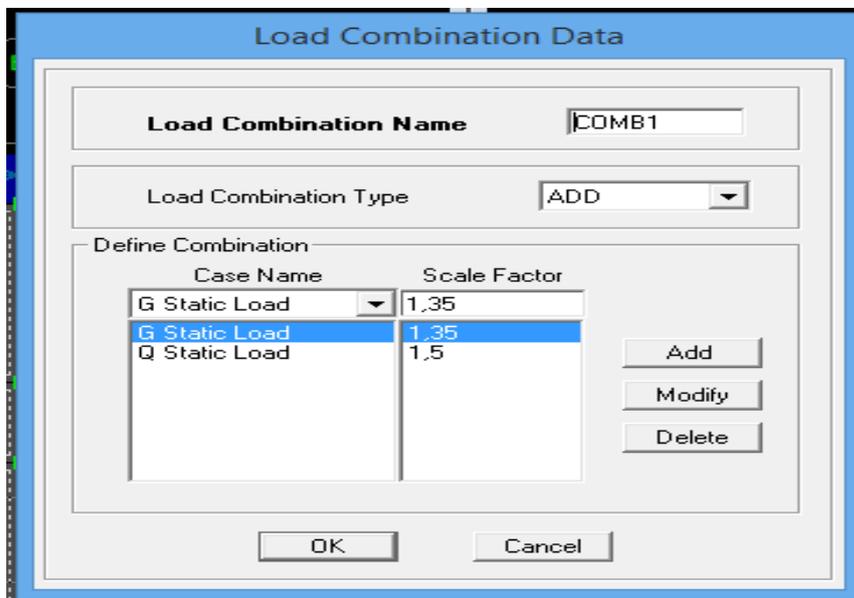


Figure IV-5 :Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

- **Conditions aux appuis :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) pour la structure modélisée.

- **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans le sol, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur :

Assign → Joint/Point → Restraints



Figure IV-6 : Encastrement des appuis

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation **Mass-Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β (**0,2 dans notre cas**) suivant la nature de la structure.

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/Point → Diaphragm → Add New Diaphragm

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

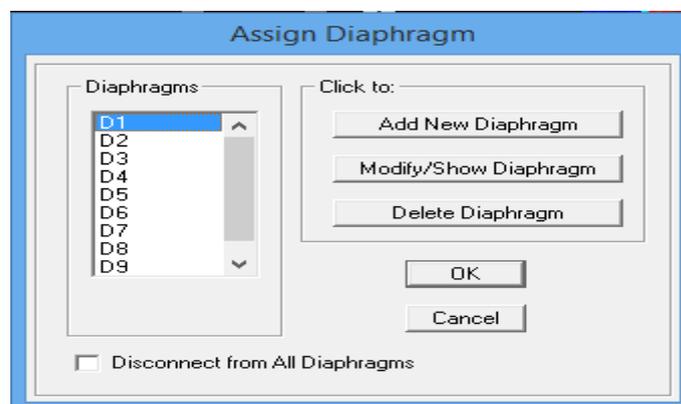


Figure IV-7 : le diaphragme

- **Analyse et visualisation des résultats :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

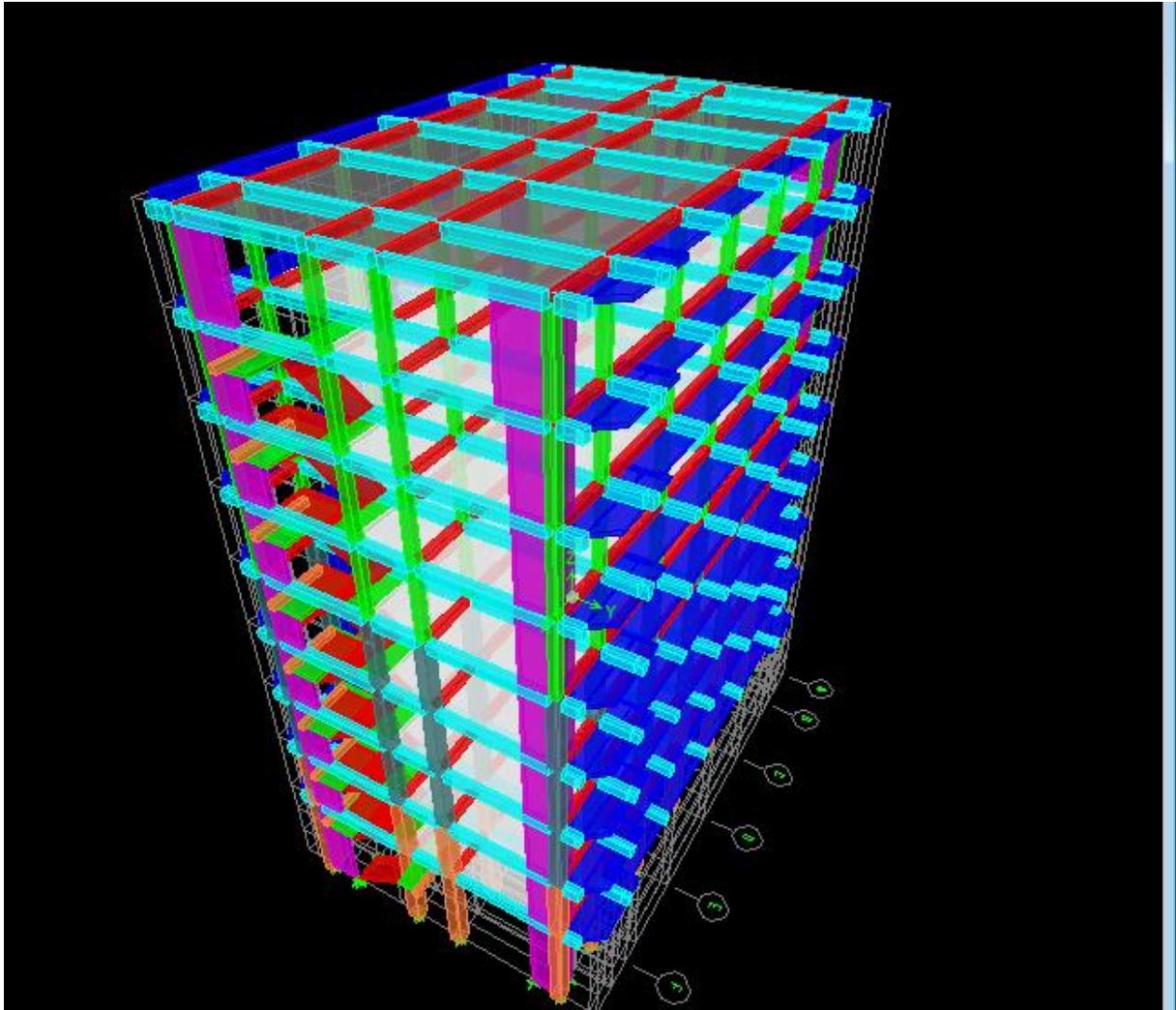


Figure IV-8 : Modèle 3D de la structure.

IV-4- Visualisation des résultats et vérification selon les exigences du RPA99 /modifié 2003:

➤ **Pourcentage de la participation de la masse modale :**

D'après l'article 4.2.4 RPA99/v2003, 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 a 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

On obtient les résultats comme suit: **Display / show tables / Analysis Results/ Modal Information / Modal participating mass ratios**

	Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
▶	1	1,153533	73,3129	0,0036	0,3424
	2	0,969494	73,3182	73,7623	0,3577
	3	0,815128	73,6346	73,7807	73,0803
	4	0,372664	88,0591	73,7819	73,1265
	5	0,328975	88,0601	88,3587	73,1305
	6	0,262339	88,1264	88,3617	88,0334
	7	0,186792	93,5852	88,3617	88,0406
	8	0,162548	93,5852	93,9223	88,0417
	9	0,124760	93,5897	93,9233	93,8764
	10	0,111659	96,4235	93,9233	93,8768
	11	0,097460	96,4235	96,8924	93,8773
	12	0,072268	96,4504	96,8926	96,8520

Figure IV-9 : Période analytique donnée par Etabs.

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint les 90% à partir du 7^{ème} mode suivant x et à partir du 8^{ème} mode suivant y:

-Sens-x : 93.58 %.

-Sens-y : 93.92 %.

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

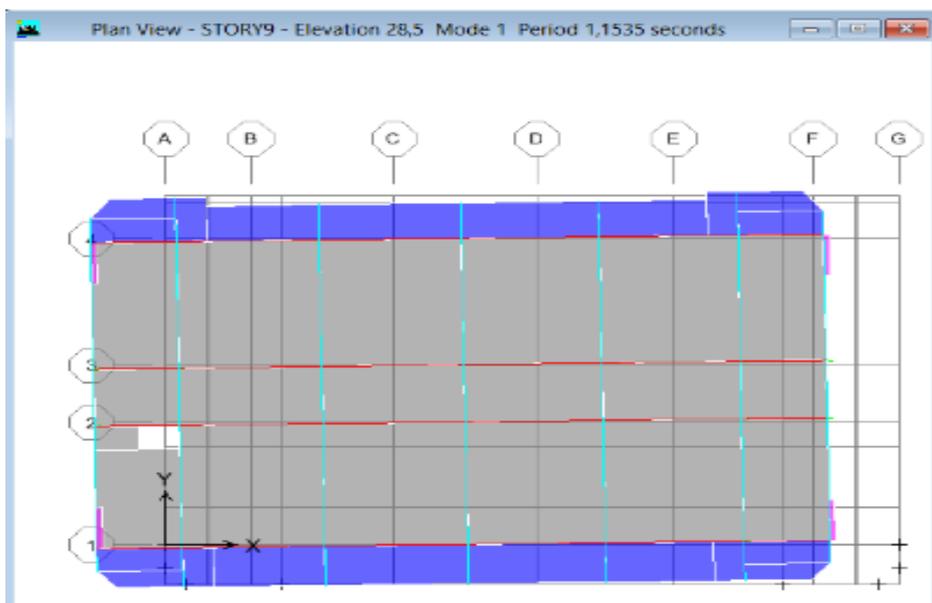


Figure IV-10 : mode 1 translation suivant x-x

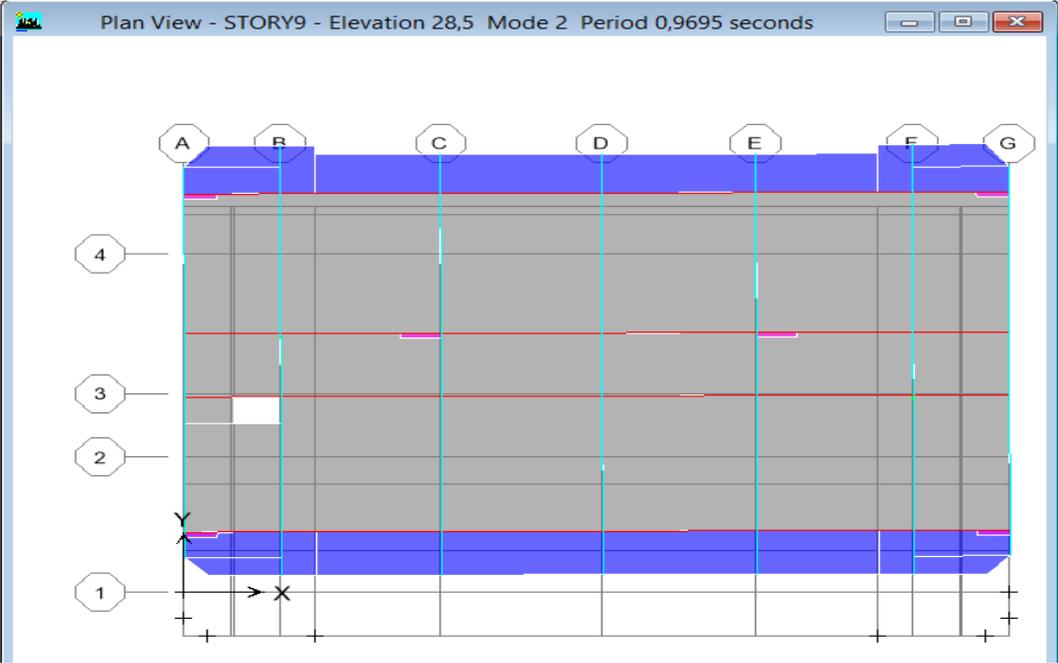


Figure IV-11 : mode 2 translation suivant Y-Y

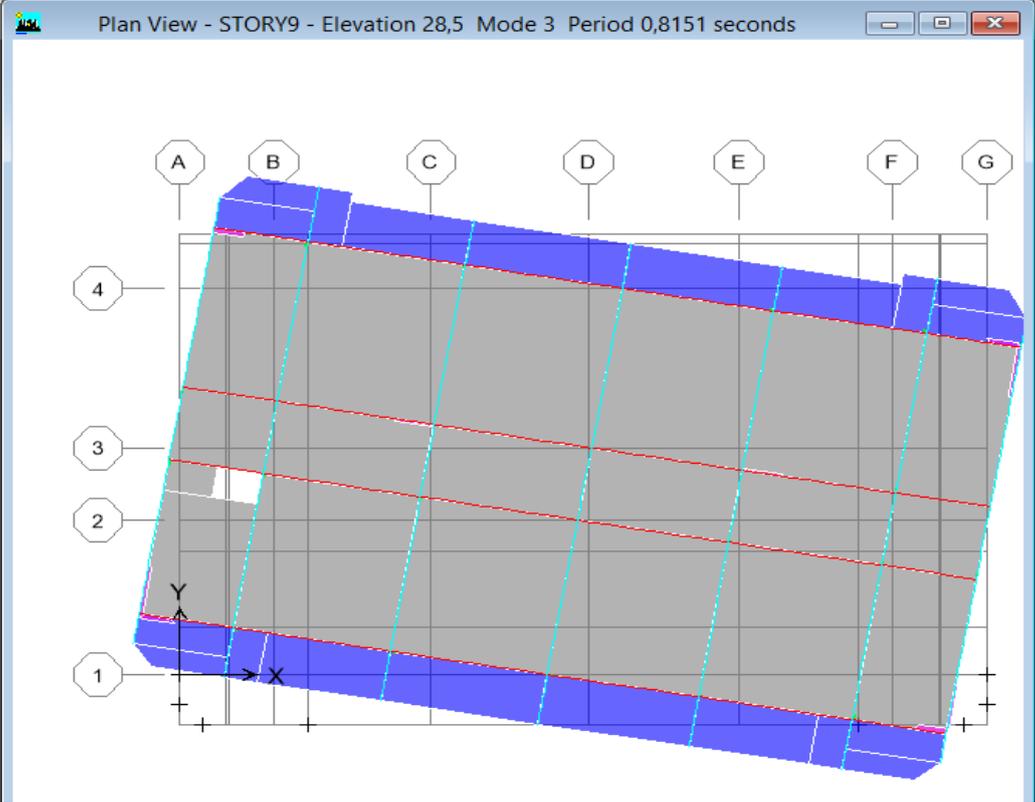


Figure IV-12 : mode 3 rotation autour de Z-Z

➤ **Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad (\text{Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003})$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / Analysis results / frame output / Frame Forces / column forces.**

Les résultats de vérification sont donnés dans le tableau suivant :

N_d (KN)	b (m)	v	Observation
2388.07	0,40	0,59	Non vérifié
1082,67	0,30	0,48	Non vérifié
620.39	0,25	0,39	Non vérifié

Tableau IV.1 :Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Nouvelles sections des poteaux :

- Poteaux RDC, 1 étage : (55×55) cm².
- Poteaux du 2^{ème} au 4^{ème} étage : (45×45) cm².
- Poteaux du 5^{ème} et 8^{ème} étage : (30×30) cm².

Remarque :

- L'analyse a été refaite tout en respectant les nouvelles sections des poteaux .

➤ **Justification de l'interaction voiles portiques :**

Les efforts revenants 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 nécessaire (**G ou EX ou EY**).

Puis **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

- En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **column, Beam** nous aurons l'effort repris par les voiles.

➤ **Sous charges verticales :**

- $\%N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{tot}} \times 100$
- $\%N_{portiques} = 100 - \%N_{voiles}$

- **Charges verticales reprise par les voiles et les portiques à la base :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-19,2751	-14,2058
End Point	16,2252	-14,0107

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-1,5249	-14,1083	0,	0,3148

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2,009E-08	7,139E-09	23465,2953	-0,2193	-51,1275	-22227,383
Moment	459554,54	-279916,7	9,160E-07	-435278,9	265143,173	-604,1631

Close Refresh

- **Charges verticales reprise par les voiles**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-19,2751	-14,2058
End Point	16,2252	-14,0107

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	-1,5249	-14,1083	0,	0,3148

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,1081	58,4517	3475,7992	-0,3853	-130,3431	-3169,024
Moment	68513,802	-41538,77	693,0071	-62575,53	37884,211	-1543,2654

Close Refresh

- **Charges verticales reprises par les voiles = 14,81**

- Charges verticales reprises par les portiques = **85,19%**

- **Sous charges horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y) :

Sens x-x :

- **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-16,8043	-14,2058
End Point	17,5906	-14,0107

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,3931	-14,1083	0,	0,3249

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1848,5309	20,7065	4,458E-09	1851,9586	20,5832	0,2449
Moment	407,1893	34995,072	37106,133	403,9229	33825,3	37145,626

- **Charges horizontales reprise par les voiles :**

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-16,8043	-14,2058
End Point	17,5906	-14,0107

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,3931	-14,1083	0,	0,3249

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

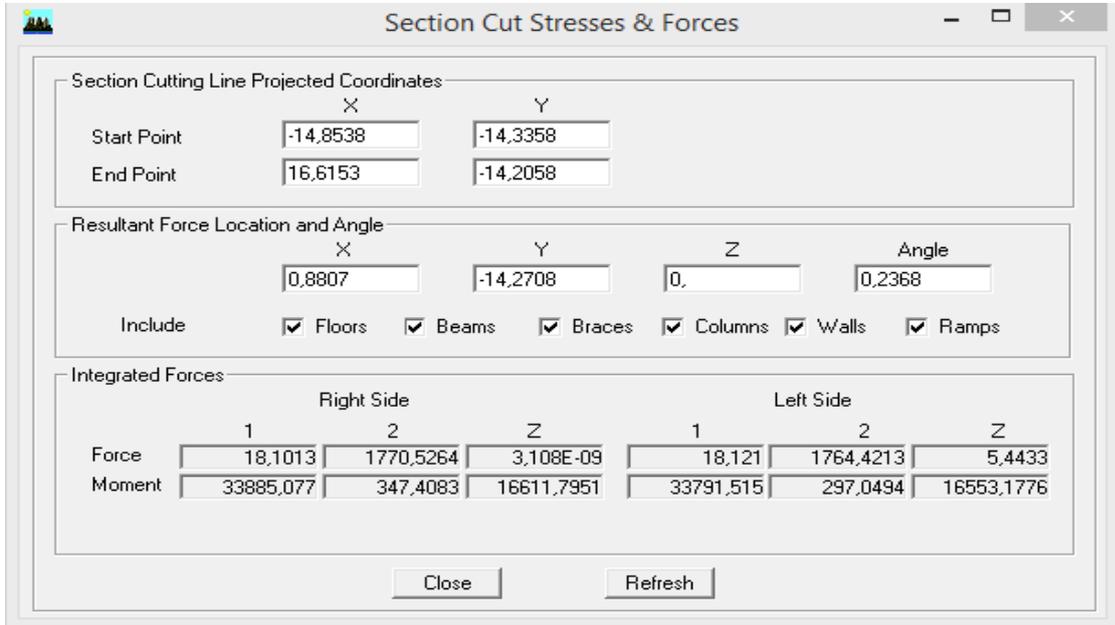
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1343,7936	13,8876	14,6341	1283,0933	13,3415	14,8449
Moment	384,0186	24271,311	26855,0151	378,209	22813,9318	25936,6626

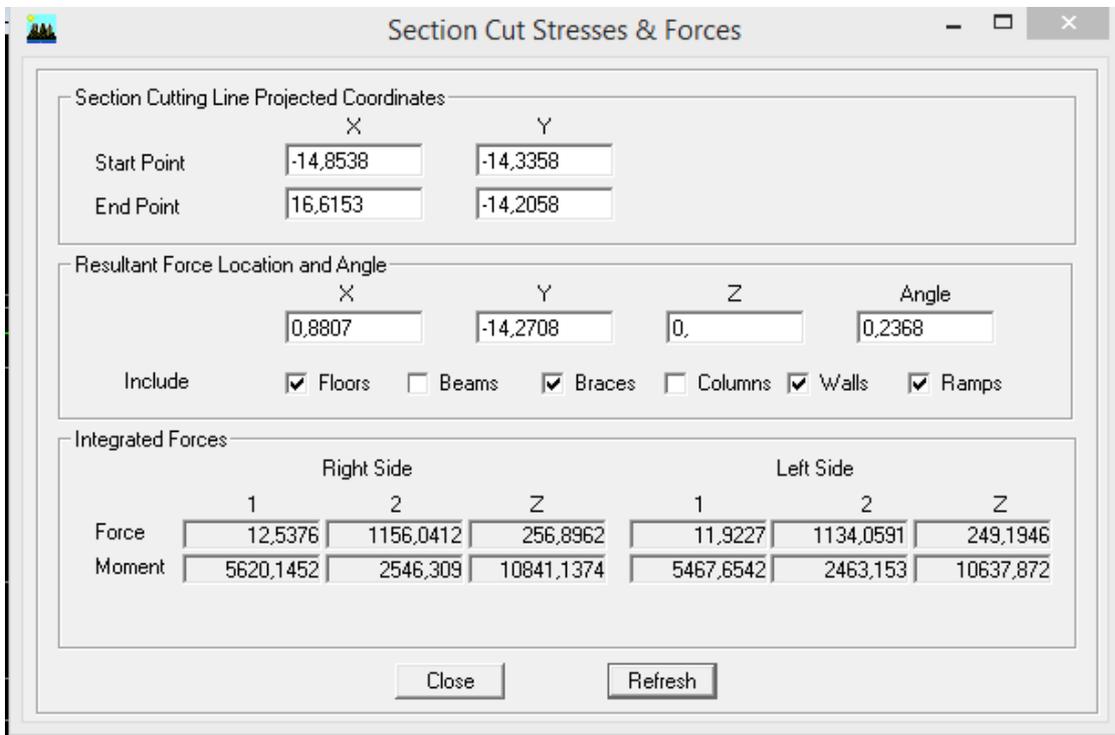
- Effort horizontal repris par les voiles = **72.69%**
- Effort horizontal repris par les portiques = **27.30%**

Sens y-y :

- **Charges horizontales reprise par les voiles et les portiques :**



- **Charges horizontales reprise par les voiles :**



- Effort horizontal repris par les voiles = **65.29%**
- Effort horizontal repris par les portiques = **34.71%**

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles reprennent moins de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales ; et les portiques reprennent plus de **25%** des sollicitations dues aux charges horizontales dans les deux sens, cela nous ramène à dire que la structure est assurée par **un système contreventement mixte avec interaction voiles-portiques (R = 5)**

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismique 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 .

- Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V_t**.

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4-1 RPA 99).

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : 2} \\ \text{Zone IIa} \end{array} \right\} A = 0.15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du type de contreventement **R = 5**

W : poids total de la structure. —→ **W = 23465.30 KN**

D : facteur d'amplification dynamique il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement(η) et la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Art 4.2.3 RPA 99 / V 2003}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (tableau 4.7 RPA 99/ V 2003).

$T_2 = 0.5s$ (S3 : site meuble).

T = 1,15s

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Equation (4.3) Art 4.2.3 RPA99/V 2003

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**tableau 4.2 RPA 99/ V 2003**).

$$\xi = 8.5\% \rightarrow \eta = 1,83$$

D'où :

$$D = 2,62$$

Q : facteur de qualité de la structure, il est en fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma Pq$

Critères q	Observé/non	p _q
1. condition minimales sur les fils de contreventement	non	0.05
2. redondance en plan	non	0.05
3. régularité en élévation	non	0.05
4. régularité en plan	non	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
6. contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

Tableau IV.2 .Critères du facteur de qualité

$$Q = 1,20$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \rightarrow V = \frac{0,15 \times 2,62 \times 1,20}{5} \times 23465.30$$

$$V = 2213,12 \text{ KN}$$

Sens	V _{MSE} (KN)	0.8V _{MSE} (KN)	V _t (KN)	Observation
X	2213,12	B 1770,5	1848,59	vérifié
Y			1770,57	vérifié

Tableau IV. 3. Vérification de l'effort tranchant à la base

➤ **Justification vis-à-vis les déformations :**

Selon l'article 5.10 RPA 99 /2003 les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau (**k**) par rapport au niveau (**k-1**) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{avec :} \quad \delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement

On clique sur : **Display / Show tables / results / Displacement/ Diaphragm center of mass displacement** pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (Ex ou Ey).

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
8	0,0469	5	0,234	0,02	0,03	Vérifié
7	0,0429	5	0,214	0,024	0,03	Vérifié
6	0,0381	5	0,190	0,027	0,03	Vérifié
5	0,0326	5	0,163	0,03	0,03	Vérifié
4	0,0266	5	0,133	0,03	0,03	Vérifié
3	0,0207	5	0,103	0,03	0,03	Vérifié
2	0,0146	5	0,073	0,029	0,03	Vérifié
1	0,0088	5	0,044	0,026	0,03	Vérifié
RDC	0,0037	5	0,018	0,018	0,045	Vérifié

Tableau IV.4. Les déplacements latéraux des étages sens(x-x)

Sens Y :

Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%×h (m)	Observation
8	0,0321	5	0,1605	0,0135	0,03	Vérifié
7	0,0294	5	0,147	0,016	0,03	Vérifié
6	0,0262	5	0,131	0,0195	0,03	Vérifié
5	0,0223	5	0,1115	0,021	0,03	Vérifié
4	0,0181	5	0,0905	0,02	0,03	Vérifié
3	0,0141	5	0,0705	0,02	0,03	Vérifié
2	0,0101	5	0,0505	0,02	0,03	Vérifié
1	0,0061	5	0,0305	0,017	0,03	Vérifié
RDC	0,0027	5	0,0135	0,0135	0,045	Vérifié

Tableau IV.5. Les déplacements latéraux des étages sens (y-y)

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tout les niveaux : **(Art 5.9 RPA 99/version 2003)**

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K,

V_k : effort tranchant de l'étage k,

h_k : hauteur de l'étage K,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le ci-dessous :

Niveau	P (Kn)	h _k (m)	Sens X			Sens Y		
			V _k (Kn)	Δ_k (m)	θ_k	V _k (Kn)	Δ_k (m)	θ_k
8	2460,42	3	425,95	0,02	0,038508745	393,2	0,0135	0,028158418
7	2405,99	3	729,35	0,024	0,026390512	685,14	0,016	0,018728941
6	4903,59	3	978,42	0,027	0,045105691	932,59	0,0195	0,034177222
5	4849,17	3	1175,45	0,03	0,041253733	1130,93	0,021	0,030014404
4	7583,01	3	1347,73	0,03	0,056265053	1301,07	0,02	0,03885525
3	7528,6	3	1513,27	0,03	0,04975054	1461,92	0,02	0,03433202
2	10262,43	3	1652,79	0,029	0,060021836	1593,04	0,02	0,042946944
1	10422,53	3	1767,81	0,026	0,051096324	1696,32	0,017	0,034817136
RDC	13826,4	4,50	1848,59	0,018	0,029917721	1770,57	0,0135	0,023427032

Tableau IV.6. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens

$\theta_k < 0,1$ dans les deux sens donc les effets du second ordre sont négligés.

➤ **Effet de la torsion d'axe vertical :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

Soit :

C_M : centre de masse.
C_R : centre de rigidité.

On doit vérifier que :

Suivant X-X : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_X \rightarrow |C_M - C_R| \leq 0.05 \times 20,95 = \mathbf{1,05m}$

Suivant Y-Y : $|C_M - C_R| \leq 5\% L_Y \rightarrow |C_M - C_R| \leq 0.05 \times 11.65 = \mathbf{0,582 m}$

Niveau	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité théorique	
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	Ex	ey
08	10,552	5,723	10,293	5,205	0,259	0,518
07	10,265	5,73	10,295	5,131	-0,03	0,599
06	10,265	5,527	10,296	5,088	-0,031	0,439
05	10,265	5,557	10,297	5,059	-0,032	0,498
04	10,268	5,558	10,297	5,043	-0,029	0,515
03	10,27	5,559	10,297	5,051	-0,027	0,508
02	10,27	5,559	10,295	5,098	-0,025	0,461
01	10,284	5,559	10,294	5,202	-0,01	0,357
RDC	10,275	5,484	10,29	5,39	-0,015	0,094

Tableau IV.7. Centre de Torsion et Centre de Masse de la Structure

Les résultats de calcul de l'excentricité révèlent que l'excentricité théorique pour chaque niveau est inférieure à l'excentricité accidentelle.

Conclusion :

Toutes les vérifications vis-à-vis du RPA 99 version 2003 sont satisfaites, on peut donc passer à l'analyse de la structure, et ainsi extraire les efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer la structure.

Chapitre V :

Ferraillage des poutres

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V-Ferrailage des poutres :

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ 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.

V-1 Recommandation de RPA version 2003:

a-Armatures longitudinales (RPA 99/2003 Art.7.5.2.1):

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

Poutres principales : $A_{\min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$

Poutre escalier $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : En zone courante.
6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2$

Chapitre V : Ferrailage des poutres

- La longueur minimale de recouvrement est de 40cm (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

b-Armatures transversales : (RPA 99/2003.Art 7.5.2.1):

- La quantité d'armatures minimale et donnée par : $A_{min} = 0.003 .St .b$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - ✓ $St = \min (h/4; 12 \emptyset) ;$ en zone nodale .
 - ✓ $St \leq h/2 ;$ en dehors de la zone nodale (courante)

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- **V-1-2- Calcul des armatures:**
 - Calcul du moment réduit « μ » :

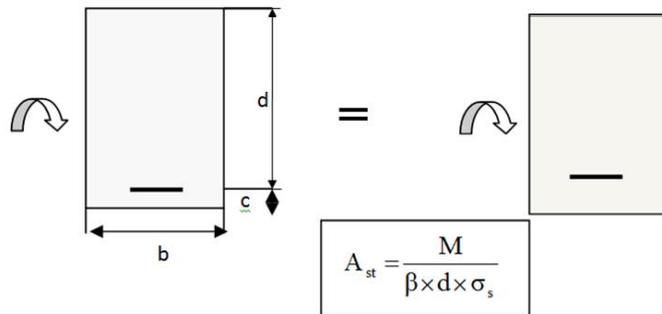
$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times F_{bu}}$$

- Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et à **0.379** pour les combinaisons accidentelles du RPA.

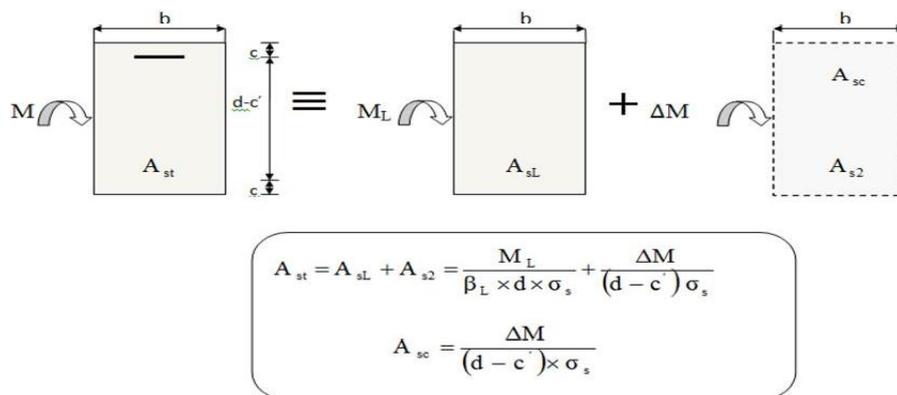
On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :

- Si $\mu \leq \mu_1$ Section simplement armée (SSA)



- Si $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives



Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenus par les calculs et le schéma ci-dessous.

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

Exemple de calcul : Poutre principale 30 x 40 (**ZONE I**)

Les sollicitations : M_t M_a

$M_t = 85,971 \text{ KN m}$
 $M_a = -98,76 \text{ KN m}$

situation accidentelle (0.8G+EY) et (G+Q+EY)

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm} \quad f_{bc} = 21,7 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{98,76 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 21,7} = 0,110 < \mu_l = 0,379$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,110 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,942$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{98,76 \times 10^3}{0,942 \times 37 \times 400} = 7,08 \text{ cm}^2$$

- **Aux Travee :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{85,971 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 21,7} = 0,096 < \mu_l = 0,379$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,096 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,949$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{85,971 \times 10^3}{0,949 \times 37 \times 400} = 6,12 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t = 34,315 \text{ KN.m} \\ M_a = -40,35 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ situation Courante (ELU)}$$

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{40,35 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,068 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,965$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40,35 \times 10^3}{0,965 \times 37 \times 348} = 3,24 \text{ cm}^2$$

- **Aux Travee :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{34,315 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_l = 0,379$$

→ **La section est simplement armée.**

Chapitre V : Ferrailage des poutres

$$\mu_u = 0.058 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.970$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{34,315 \times 10^3}{0.970 \times 37 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage se fera en situation la plus défavorable

Pour la détermination du ferrailage des autres sections nous allons utilisés le logiciel de calcul « **SOCOTEC** ».

Situation courante :

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Nom d'affaire : Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{c_j} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_e MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : Nu kN Effort .. : Ns kN

Moment fléchissant Mu kN*m Moment .. : Ms kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pgs. cdg armatures sup. : d' m

Pgs. cdg armatures inf. : c m

Pour l'aide, appuyez sur F1 MAJ

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses | Saisie | Dessin | Résultats | Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Position de l'axe neutre : y0 = 0,03 m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa

Diagramme de la section : Largeur 0,3 m, Hauteur 0,4 m, Position des armatures sup. 0,03 m, Position des armatures inf. 0,03 m.

Pour l'aide, appuyez sur F1 MAJ

Situation accidentelle :

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n
 Limite élast. acier : f_e MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort... : N_s kN
 Moment fléchissant M_u kN*m Moment... : M_s kN*m

Coefficients
 durée chargement : θ
 sécurité du béton : γ_b
 sécurité de l'acier : γ_s

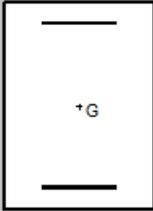
Sections d'armatures
 supérieures : cm²
 inférieures : cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
 peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature
 rond lisse
 barre HA
 barre HA

Géométrie
 Largeur : b m
 Hauteur : h m
 Pos. cdg armatures sup. : d' m
 Pos. cdg armatures inf. : c m



Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

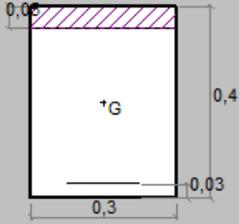
Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²
 inférieures : cm²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,05$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa



- Poutre principales :
 - Poutres principales non adhérents aux voiles :

		Situation courante				Situation accidentelle				A min	A _s Adopté	
		Mu(KN.m)	COMB	OBS	AS	M(KN.m)	COMB	OBS	AS			
ZONE I	Mt=34,315	ELU	SSA	2,75	Mt=85,971	0,8G+EY	SSA	6,13	1,38	9,42	3HA20	
	Ma=-40,35									ELU	SSA	3,26
ZONE II	Mt=40,36	ELU	SSA	3,26	Mt=89,42	0,8G+EY	SSA	6,39				
	Ma=-62,08									ELU	SSA	5,12
ZONE III	Mt=45,706	ELU	SSA	3,71	Mt=51,83	0,8G+EY	SSA	3,61				
	Ma=-76,69									ELU	SSA	6,43

Tableau V.1 : Ferrailage des Poutres principales non adhérents aux voiles

- Poutres principales adhérents aux voiles :

		Situation courante				Situation accidentelle				A min	A _s Adopté	
		Mu(KN.m)	Comb	Obs	AS	M(KN.m)	Comb	OBS	AS			
ZONE I	Mt=34,31	ELU	SSA	2,75	Mt=122,72	0,8G+EY	SSA	8,98	1,38	9,42	3HA20	
	Ma=-40,35									ELU	SSA	3,26
ZONE II	Mt=29,126	ELU	SSA	2,32	Mt=128,892	0,8G+EY	SSA	9,37				
	Ma=-43,32									ELU	SSA	3,51
ZONE III	Mt=32,46	ELU	SSA	2,6	Mt=110,779	0,8G+EY	SSA	8,04				
	Ma=-51,14									ELU	SSA	4,17

Tableau V.2: Ferrailage des Poutres principales adhérents aux voiles

Chapitre V : Ferrailage des poutres

➤ Poutres secondaires:

- Poutres secondaires non adhérents aux voiles :

		Situation courante				Situation accidentelle				A _{min}	A _s Adopté	
		Mu(KN.m)	Comb	Obs	AS	M(KN.m)	Comb	OBS	AS			
ZONE I		Mt= 9,947	ELU	SSA	1,08	Mt=55,513	G+Q-EX	SSA	5,58	0,84	9,42	3HA20
		Ma=-14,538	ELU	SSA	1,6	Ma=-57,879	G+Q+EX	SSA	5,84		9,42	3HA20
ZONE II		Mt=9,086	ELU	SSA	0,99	Mt=63,359	G+Q+EX	SSA	6,45		9,42	3HA20
		Ma=-11,008	ELU	SSA	1,2	Ma=-66,726	G+Q+EX	SSA	6,83		9,42	3HA20
ZONE III		Mt=14,234	ELU	SSA	1,56	Mt=43,195	0,8G+EX	SSA	4,25		9,42	3HA20
		Ma=-15,339	ELU	SSA	1,69	Ma=-53,653	G+Q+E	SSA	5,37		9,42	3HA20

Tableau V.3: Ferrailage des Poutres secondaires non adhérents aux voiles

- Poutres secondaires adhérents aux voiles :

		Situation courante				Situation accidentelle				A _{min}	A _s Adopté	
		Mu(KN.m)	Comb	Obs	AS	M(KN.m)	Comb	OBS	AS			
ZONE I		Mt= 1,054	ELU	SSA	0,11	Mt=126,205	0,8G+EX	SSA	14,73	0,84	15,45	3HA20+ 3HA16
		Ma=-2,248	ELU	SSA	0,24	Ma=-145,348	G+Q+EX	SSA	18		18,84	3HA20+ 3HA20
ZONE II		Mt=1,6	ELU	SSA	0,17	Mt=124,768	0,8G+EY	SSA	14,5		15,45	3HA20+ 3HA16
		Ma=-3,642	ELU	SSA	0,39	Ma=-152,718	G+Q+EY	SSA	18,47		18,84	3HA20+ 3HA20
ZONE III		Mt=9,75	ELU	SSA	1,06	Mt=76,247	0,8G+EY	SSA	7,94		9,42	3HA20
		Ma=-11,78	ELU	SSA	1,29	Ma=-124,566	G+Q+EY	SSA	14,47		15,45	3HA20+ 3HA16

Tableau V.4: Ferrailage des Poutres secondaires adhérents aux voiles

V-1-4-Vérification :

1) Vérification à ELU :

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F:

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e}$$

Poutres principales de (30x40) : $\longrightarrow A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires de (25x30): $\longrightarrow A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$

\longrightarrow Condition vérifiée

➤ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.1/BAEL91V99) :

$$\bar{\tau u} = \min(0.2 \times f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \quad \tau u < \bar{\tau u}$$

$$\tau u = \frac{T_u}{b d}$$

Poutres	Poutre principales	Poutres secondaires
Tu x 10 ³ (N)	129,14	68,54
b (mm)	300	250
d (mm)	380	280
τu (MPa)	1,13	0,97
$\bar{\tau u}$ (MPa)	3,33	3,33
Observation	Vérifié	Vérifié

Tableau V.5 :Vérification aux cisaillements.

➤ Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

	Tu (KN)	\bar{T}_u (KN)	Observation
Poutres principales non adhéres au voiles	129,14	684	Vérifié
Poutres secondaires non adhéres au voiles	68,54	420	Vérifié
Poutres principales adhéres au voiles	126,88	684	Vérifié
Poutres secondaires adhéres au voiles	187,32	420	Vérifié

Tableau V.6 : Vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis

Chapitre V : Ferrailage des poutres

- **Vérification d'adhérence et de l'entraînement des barres (ArtA.6.1.3 BAEL91 modifiée99) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec : $\sum U_i = n \times \pi \times \phi$

Poutres principales non adhérees aux voiles : $(3 \times 20) \times \pi = 188,4\text{mm}$

Poutres secondaires non adhérees aux voiles : $(3 \times 20) \times \pi = 188,4\text{mm}$

Poutres principales adhérees aux voiles : $(3 \times 20 + 2 \times 12) \times \pi = 263,76\text{mm}$

Poutres secondaires adhérees aux voiles : $(3 \times 20 + 3 \times 20) \times \pi = 376,8\text{mm}$

	Tu (KN)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
Poutres principales non adhérees au voiles	129,14	2	3,15	Vérifié
Poutres secondaires non adhérees au voiles	68,54	1,44		Vérifié
Poutres principales adhérees au voiles	126,88	1,41		Vérifié
Poutres secondaires adhérees au voiles	187,32	1,97		Vérifié

Tableau V.7 : Vérification de l'entraînement des barres

- **Ancrage des armatures :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 12\text{mm} \quad \Leftrightarrow \quad L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 14\text{mm} \quad \Leftrightarrow \quad L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 16\text{mm} \quad \Leftrightarrow \quad L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 20\text{mm} \quad \Leftrightarrow \quad L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$$

Chapitre V : Ferrailage des poutres

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 $\phi = 12\text{mm}$ $L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = \mathbf{16\text{cm}}$.

Pour $\phi = 14\text{mm}$ $L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 49,38 = \mathbf{20\text{cm}}$.

Pour $\phi = 16\text{mm}$ $L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 56,43 = \mathbf{22\text{cm}}$.

Pour $\phi = 20\text{mm}$ $L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 70,54 = \mathbf{28\text{cm}}$.

➤ Calcul des armatures transversales :

Poutres principales :

Calcul des espacements :

Zone nodale (appuis) :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi) = \min (40 / 4 ; 12 \times 1,4) = \min (10 ; 16,8) = 10 \text{ cm} .$$

Soit : $St = 10 \text{ cm}$.

Zone courante (travée) :

$$St \leq H/2 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi_t \leq \min \{ h/35 ; \phi_1 ; b/10 \}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 400/35 ; 20 ; 300/10 \}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 11,4 ; 20 ; 30 \} = 11,4 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaire :

Calcul des espacements :

Zone nodale (appuis) :

$$St \leq \min (h / 4 ; 12\phi) = \min (30 / 4 ; 12 \times 1,4) = \min (7,5 ; 16,8) = 7 \text{ cm} .$$

Soit : $St = 7 \text{ cm}$.

Zone courante (travée) :

$$St \leq H/2 = 15 \text{ cm}$$

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi t \leq \min \{ h/35 ; \phi 1 ; b/10 \} \qquad \phi t \leq \min \{ 300/35 ; 20 ; 250/10 \}$$

$$\phi t \leq \min \{ 8,57 ; 20 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

$$\text{Soit : } \phi t = 8 \text{ mm} \qquad At = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas de poutres rectangulaires ,la longueur de la zone nodale est egale à deux fois la hauteur de la poutre considirée $L' = 2xh$.

Poutre principale : $L' = 2x 40 = 80 \text{ cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2x 30 = 60 \text{ cm}$.

Pourcentage minimum des armatures transversales :

Il faut verifiée que : $A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = 0.003 .St .b$

Chapitre V : Ferrailage des poutres

Poutre principale : $A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$

2) Vérifications à l'ELS:

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 : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

➤ Poutres principales :

	M_s (KN.m)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
ZONE I	$M_t = 27,652$	6,03	2,97	37,7	15	348
	$M_a = -39,352$	9,42	4,22	121,7		
ZONE II	$M_t = 29,214$	9,42	2,8	89,2		
	$M_a = -44,984$	9,42	4,31	137,4		
ZONE III	$M_t = 37,812$	9,42	3,62	115,5		
	$M_a = -55,472$	9,42	5,31	169,4		

Tableau V.8: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PP).

➤ Poutres Secondaires :

	M_s (KN.m)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)
ZONE I	$M_t = 7,217$	9,42	0,69	22	15	348
	$M_a = -10,533$	9,42	1,01	32,2		
ZONE II	$M_t = 6,645$	9,42	0,64	20,3		
	$M_a = -8,08$	9,42	0,77	24,7		
ZONE III	$M_t = 10,471$	9,42	1	32		
	$M_a = -11,303$	9,42	1,08	34,5		

Tableau V.9: Vérification des contraintes dans le béton et l'acier (PS).

Chapitre V : Ferrailage des poutres

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

➤ **Etat limite de déformation du béton: (Art B.6.5-3 du BAEL 91)**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « \bar{f} », on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens

Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche sera extraite du logiciel ETABS dans les deux sens

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

❖ **Poutres principales: L = 4.65m**

	f (m)	\bar{f} (m)	OBS
Zone I	0.0008	0.0093	CV
ZoneII	0.0016		CV
ZoneIII	0.0027		CV

Tableau V.10: Vérification de la flèche (PP).

❖ **Poutres secondaires: L = 4m**

	f (m)	\bar{f} (m)	OBS
Zone I	0.001	0.008	CV
ZoneII	0.0018		CV
ZoneIII	0.0028		CV

Tableau V.11: Vérification de la flèche (PS).

Chapitre VI :

Ferraillage des poteaux

VI- 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.**

VI-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

VI-1-1-Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- longueur minimale de recouvrement $L_R = 40\Phi_L^{min}$ zone II_A
- La distance entre les barres longitudinales, dans une face de poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone II_A.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

➤ **Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% × b × h (en zone IIa) :**

- Poteau (55×55)..... $A_{min} = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45)..... $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

➤ **Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%×b× h (en zone IIa) :**

- Poteau (55×55)..... $A_{max} = 0.06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45)..... $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

➤ **Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone IIa) :**

- Poteau (55×55)..... $A_{\max} = 0.04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×45)..... $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
- Poteau (30×30)..... $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

➤ **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 suivant :

- 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 segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d-c)' - M_f \leq [0.337 - 0.08 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

M_f : moment fictif.

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

Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : μ : moment réduit

- **1^{er} cas :**

Si $\mu \leq \mu_l = 0.379 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_l = 0.379 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$)

On calcul : $M_r = \mu_l \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

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:

$$\begin{cases} A_s' = A' \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u(d-c)' - M_f > \left[0.337h - 0.81 \frac{c}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :

- **1^{er} cas :**

Si : $N_u \times (d - c') - M_r \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' > 0$$

La section d'armature :

$$A_1' = \frac{M_f \times (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_1'$$

- **2^{ème} cas :**

Si : $N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b \times h^2 \times f_{bc} \rightarrow$ la section est simplement armée.

$$A_2 > 0 \text{ et } A_1' = 0$$

$$A_2 = \frac{N - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3751 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

3. Section entièrement tendue (SET) :

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \quad g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{s_i} = \frac{N_u g}{(d-c)\sigma_{10}} \quad A_{s_s} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{s_i}$$

Avec :

$$\sigma_{10}: \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0 \rightarrow$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$ avec :

B : aire de la section du béton seul

➤ Condition de 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 :

$e_s = \frac{M_s}{N_s} \longrightarrow N_s, M_s$: effort normal et moment fléchissant à l'état limite de SERVICE

	Sollicitation	Efforts normal (KN)	Moment (KN.m)	A_{\min} (cm ²)
Zone I	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-403,2	6,249	9,36
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-1104,19	0,946	8,48
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-897,5	30,442	11,05
Zone II	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-238,09	7,417	7,65
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-795,11	-14,762	6,72
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-545,38	-25,105	11,38
Zone II	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-9,39	3,03	0,70
	$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-440,43	-7,895	3,33
	$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	-96,85	18,581	0,46

Tableau VI.1 : Récapitulatif des sections déterminées à partir de la CNF à l' ELS

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : RDC ; 1^{er} étage ; (poteaux 55×55)

Zone II : 2^{ème} ; 3^{ème} , 4^{ème} , étage (poteaux 45×45)

Zone III : 5^{ème} ; 6^{ème} , 7^{ème} , 8^{ème} étage (poteaux 30×30)

Exemple de calcul : Poteaux 55×55

$b = 55\text{cm}$; $h = 55\text{cm}$; $d = h - c = 52\text{cm}$; $c = 3\text{cm}$

Les sollicitations : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$

$$M_{\text{cor}} = -0,674 \text{ KN.m}$$

$$N_{\max} = 650,99 \text{ KN (N effort de traction)} \} \text{ situation accidentelle (0.8G+EX)}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,674}{650,99} = 0,0010 \text{ m} \left. \vphantom{e_u} \right\} e_u < \frac{h}{2} - c \implies \text{Section entièrement tendue}$$
$$\left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,245 \text{ m}$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e_u = 0,244 \text{ m}$$

La section d'armature :

$$A_{Sinf} = \frac{N_u g}{(d-c)\sigma_{10}} \quad A_{Sup} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{Si}$$

Avec : $\sigma_{10} : \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$

$$A_{Sinf} = \frac{650,99 \times 10^3 \times 244}{(520-30)400} = 810,4 \text{ mm}^2$$

$$A_{Sinf} = 8,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sup} = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{Si}$$

$$A_{Sup} = \left(\frac{650,99 \times 10^3}{400} \right) - 8,10 = 8,16 \text{ mm}^2$$

$$A_{Sup} = 8,16 \text{ cm}^2$$

Pour la détermination du ferrailage des autres 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 :

$b = 0,55 \text{ m}$; $h = 0,55 \text{ m}$; $c = 0,03 \text{ m}$; Situation accidentelle

Les sollicitations : $N_{min} \rightarrow M_{cor}$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Dessin Géométrie Type
 Dessin Géométrie Saisie

Matériaux

Contrainte béton : f_{cj} MPa Coeff. acier/béton n

Limite élast. acier : f_e MPa

Calcul aux ELU Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN Effort... : N_s kN

Moment fléchissant M_u kN*m Moment... : M_s kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Convention signes

N > 0 : compression
M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration

peu préjudiciable
 préjudiciable
 très préjudiciable

Type d'armature

rond lisse
 barre HA
 barre HA

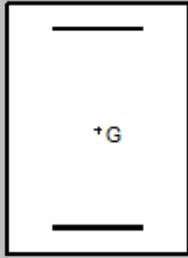
Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pgs. cdg armatures sup. : d' m

Pgs. cdg armatures inf. : c m



Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

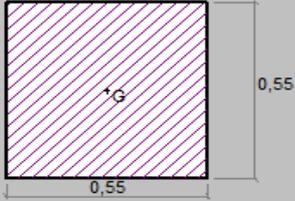
supérieures : cm²

inférieures : cm²

Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures supérieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
armatures inférieures :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa
béton fibre inférieure :	<input type="text"/> MPa	<input type="text"/> MPa



Pour l'aide, appuyez sur F1

MAJ

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Les résultats récapitulés dans le tableau suivant (**Tableau VI.2**) sont celle adoptées pour chaque zone tendue :

	sollicitation	combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	Choix A (cm ²)
Zone I	N _{max} → M _{cor}	0,8G+EX	650,99	-0,674	SET	8,16	8,10	11,05	4HA20
	N _{min} → M _{cor}	G+Q+EX	-1957,52	-1,608	SEC	0	0		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+EY	-482,5	182,8	SPC	0	3,18		
Zone II	N _{max} → M _{cor}	0,8G+EX	422,31	0,815	SET			10,38	4HA20
	N _{min} → M _{cor}	G+Q+EX	-1327,19	-11,344	SEC	0	0		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+EY	-305,02	131,065	SPC	0	4,45		
Zone III	N _{max} → M _{cor}	0,8G+EX	80,39	32,87	SPC	0	4,22	3,33	4HA14
	N _{min} → M _{cor}	ELU	-602,41	-0,417	SEC	0	0		
	M _{max} → N _{cor}	G+Q+EX	-127,36	64,611	SPC	0	5		

Tableau VI.2 : Ferrailage des zones tendues pour chaque poteau

➤ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau si dessous (**Tableau VI.3**) résume les sections totales adoptées pour tout les niveaux :

Section	A adoptée (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
55×55	12HA20 = 37,68	24,2	CV
45×45	12HA20 = 37,68	16,2	CV
30×30	12HA14 = 18,48	7,2	CV

Tableau VI.3: Vérification de sections totales adoptées selon le RPA

• 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.

• 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 : $S_t \leq 10\text{cm}$

En zone courante : $S_t \leq \min\{ b/2 ; h/2 ; 10\varphi_1 \} = \min\{ 15 ; 10 \times 1.2 \}$

φ_1 : est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Soit :

En zone nodale : **S_t = 10cm**

En zone courante : **S_t = 10cm**

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

- La section d'armatures transversales : Art 7.4.2.2. RPA 99/ver2003

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e} \longrightarrow A_t = \frac{\rho_a \times T_u \times S_t}{h_t \times f_e}$$

T_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau

L_f : la longueur de flambement ($L_f = 0.7 I_0$) ; I_0 : hauteur libre du poteau.

- Poteau (55×55) : $\lambda_g = 3.81$
 - Poteau (45×45) : $\lambda_g = 4.66$
 - Poteau (30×30) : $\lambda_g = 7$
- $\left. \begin{array}{l} \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75 \\ \lambda_g > 5 \rightarrow \rho_a = 2.5 \end{array} \right\}$

	Effort tranchant (KN)	Armatures transversales (cm ²)
		St = 10cm
Zone I	111,35	0,23
Zone II	94,24	0,29
Zone III	68,42	0,14

Tableau VI.4 : Récapitulatif des sections d'armatures transversales dans chaque zone

- La quantité d'armatures transversales minimale:

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

$$A_t = S_t \times b \text{ en } \%$$

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Zone (I et II) : $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow A_t = 0.0055 S_t \times b$

Zone (III) : $\lambda_g > 5 \longrightarrow A_t = 0.003 S_t \times b$

	A adoptée (cm ²)	A min (cm ²)	Observation
Zone I	3,71	3,02	CV
Zone II	2,57	2,47	CV
Zone III	2,01	0,9	CV

Tableau VI.5: Vérification des sections d'armatures transversales adoptées

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

On opte pour :

Zone I : 1 cadre $\varphi 10$ et 2 cadres $\varphi 8 \longrightarrow A_t = 3,71 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}10 + 4\text{HA}8$

Zone II: 1 cadre $\varphi 10$ et 1 cadres $\varphi 8 \longrightarrow A_t = 2,57 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}10 + 2\text{HA}8$

Zone III : 4 cadres $\varphi 8 \longrightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$

- **Longueur de recouvrement :**

Pour le $\varphi 20 \Rightarrow L = 40 \varphi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\varphi 14 \Rightarrow L = 40 \varphi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$

➤ Vérifications à l'ELU:

- **Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone (I et II) $\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_d = 0.04 \quad \bar{\tau}_u = 0.04 \times 25 = 1\text{Mpa}$

Zone (III) $\lambda_g > 5 \rightarrow \rho_d = 0.075 \quad \bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875\text{Mpa}$

	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Zone I	0.389	1	CV
Zone II	0.498		CV
Zone III	0.844	1.875	CV

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes tangentielles

➤ Vérifications à l'ELS:

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 : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Les résultats des contraintes sont donnés par le logiciel « SOCOTEC » :

	solicitation	N _s (KN)	M _s (KN)	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)		σ _{st} (MPa)		σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)
						sup	inf	sup	inf		
Zone I	N _{max} →M _{cor}	-403,2	6,249	12,56	12,56	1,36	1,01	20,1	15,5	15	348
	N _{min} →M _{cor}	-1104,19	0,946			3,22	3,27	48,3	49		
	M _{max} →N _{cor}	-897,5	30,442			1,79	3,49	28,3	50,9		
Zone II	N _{max} →M _{cor}	-238,09	7,417	12,56	12,56	0,49	0,91	7,74	13,3		
	N _{min} →M _{cor}	-795,11	-14,762			2,75	1,93	40,5	29,6		
	M _{max} →N _{cor}	-545,38	-25,105			2,3	0,9	33,4	14,7		
Zone III	N _{max} →M _{cor}	-9,39	3,03	6,15	6,15	0	0,18	3,83	2,28		
	N _{min} →M _{cor}	-440,43	-7,895			1,62	1,12	23,9	17,3		
	M _{max} →N _{cor}	-96,85	18,581			0	1,01	8,33	13,8		

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Les contraintes dans le béton et l'acier sont vérifiées.

Chapitre VII :

Ferraillage des Voiles

VII - Ferrailage des Voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ 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 effort normal correspondant**

VII-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisée 2003 :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courantes 0.10 %
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1.5 \times e_p ; 30\text{cm}\}$$

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad ; \text{ Avec : } T = 1.4 T_u$$

T_u : effort tranchant calculée au niveau considère

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

❖ Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Armatures verticales

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.2%
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Calcul du centre de pression :

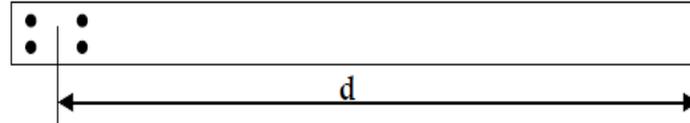
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

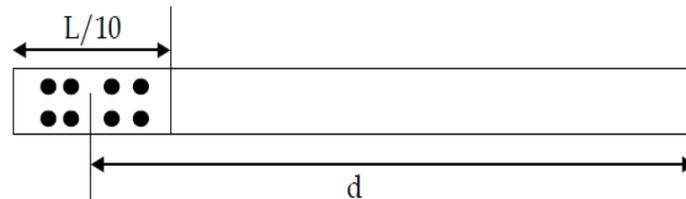
Calcul de la hauteur utile d :

La hauteur utile (d) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des armatures tendues, trois cas se présentent :

Cas 01 : Faire en sorte de constituer un potelet (4 barres) avec un espacement de 10 cm et un enrobage de 5cm.



Cas 02 : Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone ; alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à $L/10$.



Cas 03 : En fin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

Avec: $\frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times y$; $I = \frac{bh^3}{12}$

B : Section du voile

I: Moment d'inertie

y: Bras de levier $y = L/2$

➤ Armatures verticales :

Le ferrailage sera fait par zone, comme suit :

Zone I : RDC et 1^{ère} étage

Zone II : ; 2^{ème} ; 3^{ème} , 4^{ème} , étage

Zone III : 5^{ème} ; 6^{ème} , 7^{ème} , 8^{ème} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques :

Sens longitudinales :

Exemple : Zone I: $VL_{11} = 1,2m$, $VL_{12} = 1.2m$, $VL_{13} = 1.2m$ }

De même pour les autres zones

Sens transversales :

Exemple : Zone I: $VT_{11} = 1m$, $VT_{12} = 1m$,

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

- **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

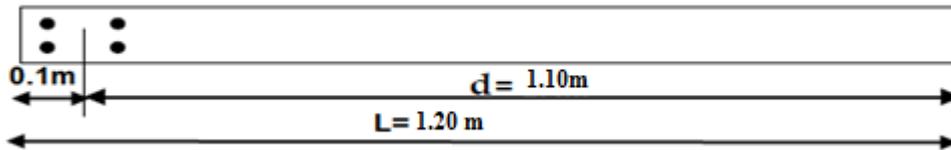
Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} \longrightarrow N_s, M_s : \text{effort normal et moment fléchissant à l'état limite de service}$$

Exemples de calcul : Nous proposons le calcul détaillé pour le voile VL₁ et VT₁ en zone I :

Exemple01: VL₁₁: ep = 20cm; l = 1.2m c = 5 cm

Les sollicitations : N_{max} → M_{cor}



$$M_{\text{cor}} = 552,434 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{max}} = 544 \text{ (N effort de traction)}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{552,434}{544} = 1,02\text{m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} e_u > \frac{h}{2} - c \implies \text{Section partiellement tendue} \\ (\frac{h}{2} - c) = 0,5 \text{ m} \end{array}$$

$$g = e_u - \frac{h}{2} + c = 0.92\text{m}$$

La section d'armature :

$$M_f = M - N \left(d - \frac{L}{2} \right) = 552,434 - 544 (1,10 - 0,6) = 280,434 \text{ KN.m}$$

❖ **Détermination des armatures:**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{0 \times \gamma_b} = 21.73 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$\mu = \frac{280,434 \times 10^3}{20 \times 110^2 \times 21.73} = 0.054$$

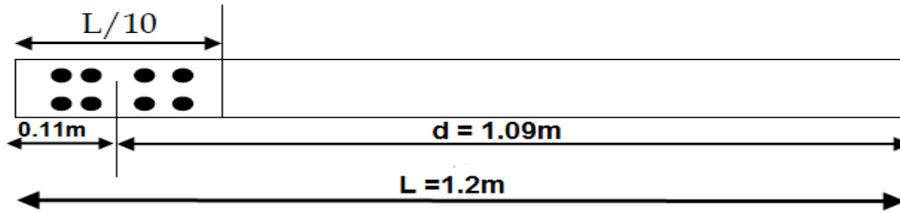
$$\mu \leq \mu_1 = 0.379 \rightarrow \text{la section est simplement armée} \rightarrow \beta = 0.972$$

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{282.88 \times 10^3}{0.972 \times 110 \times 400} = 6.61 \text{ cm}^2$

- Armatures réelles : $A_T = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s} = 6.61 + \frac{544 \times 10}{400}$
 $A_T = 20.21 \text{ cm}^2$

Donc : $A_T = 4\text{HA}32 = 32,17 \text{ cm}^2$ mais ce choix de barre n'est pas judicieux donc on va calculer la section d'acier pour le 2ème cas

Cas 02 : $d = L - (5 + (L/10)/2) = 109\text{cm} = 1.09\text{m}$



$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{552,434}{544} = 1,02\text{m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow \text{Section partiellement tendue}$$

$$\left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,49 \text{ m}$$

$$g = e_u - \frac{h}{2} + c = 0.91 \text{ m}$$

La section d'armature :

$$M_f = M - N \left(d - \frac{L}{2} \right) = 552,434 - 544 \left(1.09 - 1.2/2 \right) = 285,874 \text{ KN.m}$$

❖ Détermination des armatures:

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{285.874 \times 10^3}{20 \times 109^2 \times 21.73} = 0.055$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.379 \rightarrow$ la section est simplement armée $\rightarrow \beta = 0.9715$

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{285.874 \times 10^3}{0.9715 \times 109 \times 400} = 6.75 \text{ cm}^2$
- Armatures réelles : $A_T = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s} = 6.74 + \frac{544 \times 10}{400}$
 $A_T = 20.34 \text{ cm}^2$

Soit : $A_T = 6\text{HA}25 = 29.49 \text{ cm}^2 \rightarrow$ cette section ne peut pas être placée à $L/10$

Cas 03 : $d = L - (5 + L_t/2)$

Calcul des contraintes: $\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times y$

$$\sigma_{max} = \frac{544}{0.24} + \frac{552,4}{0.0288} \times 0.6 \longrightarrow \sigma_{max} = 13775 \text{ KN/m}^2 = 13.775 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{544}{0.24} - \frac{552,4}{0.0288} \times 0.6 \longrightarrow \sigma_{min} = -9241,7 \text{ KN/m}^2 = -9,2417 \text{ MPa}$$

Calcul de la longueur de zone tendue : $L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$$L_t = \frac{13775}{13775 + 9241,7} \times 1.2 = 0.72$$

$$L_t = 0.72\text{m}$$

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

$$d = L - (5 + L_t/2) = 0.79\text{m}$$

$$M_f = M - N \left(d - \frac{L}{2} \right) = 552,434 - 544 (0.79 - 1.2/2) = 449.074\text{KN.m}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{449,074 \times 10^3}{20 \times 79^2 \times 21.73} = 0.165$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.379 \rightarrow$ la section est simplement armée $\rightarrow \beta = 0.909$

- Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{449,074 \times 10^3}{0.909 \times 79 \times 400} = 15.63 \text{ cm}^2$

- Armatures réelles : $A_T = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s} = 15.63 + \frac{449,074 \times 10}{400}$

$$A_T = 26.86 \text{ cm}^2$$

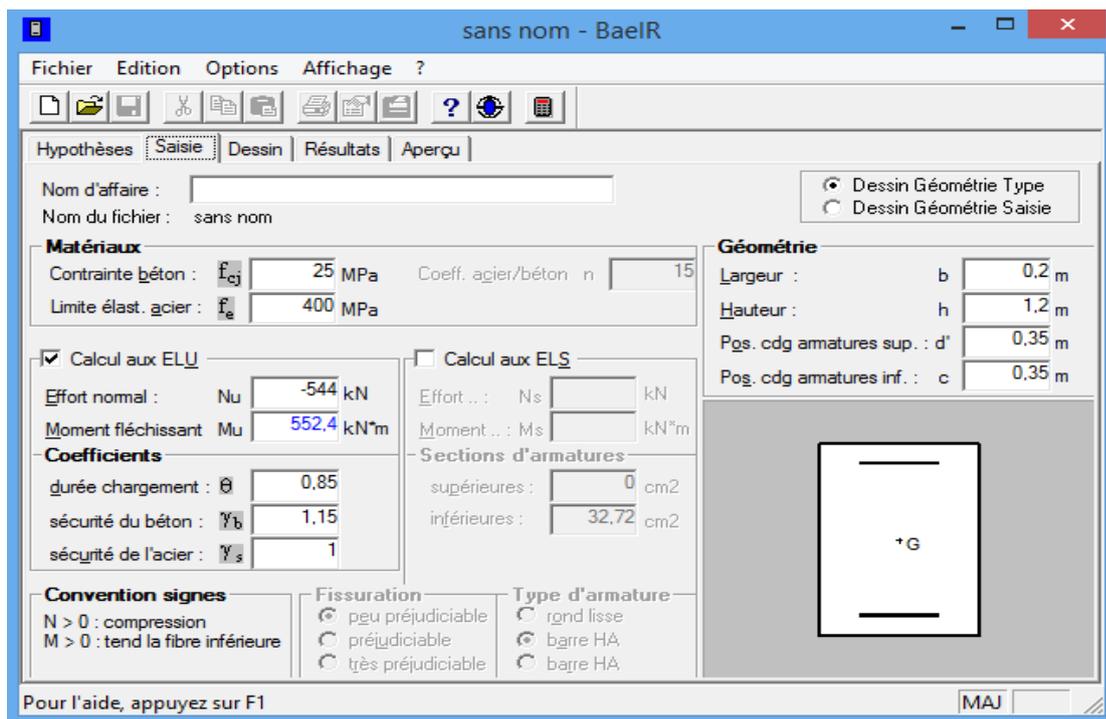
Soit: $A_T = 4\text{HA}20 + 10\text{HA}14 = 27,95\text{cm}^2$

Exemple de calcul par SOCOTEC :

Nous allons introduire les valeurs suivantes :

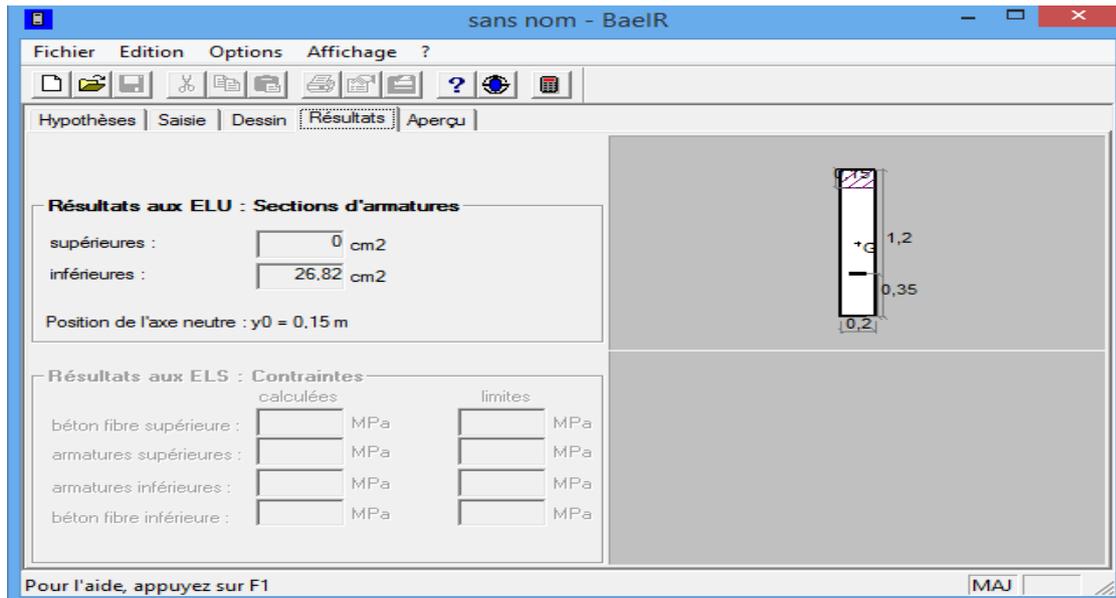
$b = 0.20\text{m}$; $h = 1,2 \text{ m}$; $c = d' = 0.35\text{m}$; Situation accidentelle

Les sollicitations : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$



Résultat :

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

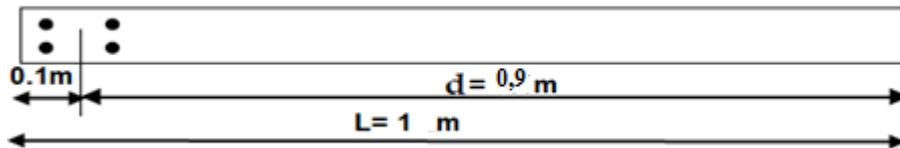


Soit: $A_T = 4HA20 + 10HA14 = 27,95\text{cm}^2$

Exemple 02 VT₁ : $e_p = 20\text{cm}$; $l = 1\text{ m}$ $c = 5\text{cm}$

Les sollicitations: $M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$

Cas 01 : $d = L - (5 - 10/2) = 90\text{cm} = 0,90\text{m}$



$M_{\max} = 440,192\text{ KN.m}$
 $N_{\text{cor}} = 471,52\text{ (N effort de traction)}$

} **Situation accidentelle (0.8G+EX)**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{440,192}{471,52} = 0,93\text{m}$
 $(\frac{h}{2} - c) = 0,4\text{m}$

} $e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ **Section partiellement tendue**

$M_f = M - N(d - \frac{L}{2}) = 440,192 - 471,52(0,9 - 1/2) = 251,584\text{ KN.m}$

❖ **Détermination des armatures:**

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$ Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21,73\text{ MPa}$ (situation accidentelle)

$\mu = \frac{251,584 \times 10^3}{20 \times 90^2 \times 21,73} = 0,071$

$\mu \leq \mu_1 = 0,379 \rightarrow$ la section est simplement armée $\rightarrow \beta = 0,9635$

• Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{251,584 \times 10^3}{0,9635 \times 90 \times 400} = 7,25\text{cm}^2$

• Armatures réelles : $A_T = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s} = 7,25 + \frac{471,52 \times 10}{400}$
 $A_T = 19,03\text{cm}^2$

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

Donc : $A_T = 4HA25 = 19.63 \text{ cm}^2$ mais ce choix de barre n'est pas judicieux donc on va calculer la section d'acier pour le 2ème cas

Cas 03 : $d = L - (5 + L_t/2)$

Calcul des contraintes: $\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times y$

$$\sigma_{max} = \frac{471,52}{0.2} + \frac{440,192}{0.017} \times 0.5 \longrightarrow \sigma_{max} = 15304.42 \text{ KN/m}^2 = 15.30 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{min} = \frac{471,52}{0.2} - \frac{440,192}{0.017} \times 0.5 \longrightarrow \sigma_{min} = -10589.22 \text{ KN/m}^2 = -10.58 \text{ MPA}$$

Calcul de la longueur de zone tendue : $L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$$L_t = \frac{15304,42}{15304,42 + 10589,22} \times 1 = 0.59$$

$$L_t = 0.59 \text{ m}$$

$$d = L - (5 + L_t/2) = 0.655 \text{ m}$$

$$M_f = M - N \left(d - \frac{L}{2} \right) = 440,192 - 471,52(0.655 - 1/2) = 367,11 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow \mu = \frac{367,11 \times 10^3}{20 \times 65,5^2 \times 21.73} = 0.196$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée $\rightarrow \beta = 0.890$

• Armatures fictives : $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{367,11 \times 10^3}{0.890 \times 65,5 \times 400} = 15.74 \text{ cm}^2$

• Armatures réelles : $A_T = A_f + \frac{N_u}{\sigma_s} = 15.74 + \frac{471,52 \times 10}{400}$

$$A_T = 27.52 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_T = 4HA20 + 8HA16 = 28,65 \text{ cm}^2$

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

VL₁ : L = 1,2m

➤ Armatures verticales :

Espacement : Zone nodale → 10cm Zone courante → 10cm

	N (KN)	M (KN.m)	e _p (cm)	obs	A _{tendue} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _c (cm ²)	A _c adoptée (cm ²)
Zone I	N _{max} =544	M _{cor} =552,434	0,2	SET	26,86	6,87	4HA20 +10HA14	/	/
	N _{min} =-1263,01	M _{cor} = -552,712		SPC	0				
	N _{cor} =-1262,21	M _{max} =-563,217		SPC	0				
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur L_t=72cm									
Zone II	N _{max} =173,63	M _{cor} =0,256	0,2	SET	2,16	8,98	4HA20	1,8	8HA10
	N _{min} = -805,7	M _{cor} =-48,694		SEC	0				
	N _{cor} =-492,21	M _{max} =-207,713		SEC	0				
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur L_t=10 cm									
Zone III	N _{max} = 183,25	M _{cor} =131,132	0,2	SPC	5,48	12.02	4HA20	1,8	8HA10
	N _{min} =-485,4	M _{cor} =-19,106		SEC	0				
	N _{cor} =-470,38	M _{max} =-142,868		SPC	0				

Tableau VII.1:Ferrailage du voile longitudinal (VL1) (armature vertical)

➤ Armatures horizontales: $A_H = \frac{A_v}{4}$

	A _v adoptée (cm ²)	A _H (cm ²)	A _H adoptée (cm ²)
Zone I	8HA20+16HA14 = 49.75	12,43	16HA10 = 12.48
Zone II	8HA20+16HA10 = 37.69	9,42	16HA10 = 12.48
Zone III	8HA20+16HA10 = 37,69	9,42	16HA10 = 12.48

Tableau VII.2:Ferrailage du voile longitudinal (VL1) (armature horizontal)

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

VT₁ : L = 1m

➤ Armatures verticales :

Espacement : Zone nodale → 10cm Zone courante → 10cm

	N (KN)	M (KN.m)	e _p (cm)	obs	A _{tendue} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _c (cm ²)	A _c adoptée (cm ²)
Zone I	N _{max} =471,52	M _{cor} =440,192	0.2	SPC	19,05	4,21	4HA20 +8HA16	/	/
	N _{min} = -1401,7	M _{cor} = -440,232		SEC	0				
	N _{cor} = 301,93	M _{max} = 441,599		SPC	16,95				
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur L_t=59cm									
Zone II	N _{max} = -125,26	M _{cor} = -66,803	0.2	SEC	0	5,97	4HA14	1,4	6HA10
	N _{min} = -717,52	M _{cor} = 10,069		SPC	0,17				
	N _{cor} = -693,43	M _{max} = -149,581		SEC	0				
La section d'armature calculée pour les zones tendues est placée sur 10 cm									
Zone III	N _{max} = 41,92	M _{cor} = 48,326	0.2	SPC	1,93	5,62	4HA14	1,4	6HA10
	N _{min} = -589,07	M _{cor} = 8,881		SEC	0				
	N _{cor} = -470,38	M _{max} = -142,87		SEC	0				

Tableau VII.3: Ferrailage du voile transversale (VT1) (armature vertical)

➤ Armatures horizontales: $A_H = \frac{A_v}{4}$

Espacement : S_t = 10cm

	A _v adoptée (cm ²)	A _H (cm ²)	A _H adoptée (cm ²)
Zone I	8HA20+12HA14 = 34,49	8,62	12HA10 = 9,36
Zone II	8HA14+12HA10 = 21,67	5,41	12HA10 = 9,36
Zone III	8HA14+12HA10 = 21,67	5,41	12HA10 = 9,36

Tableau VII.4: Ferrailage du voile transversale (VL1) (armature horizontal)

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armature sont reliées par **4 épingles en HA8** par mètre carré de surface verticale.

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

➤ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Le tableau ci-dessous résume les sections totales adoptées pour toutes les zones:

$$A \geq A_{\min} = 0.15\% \times B$$

Zone	A adoptée (cm ²)		A _{min} (cm ²)		Observation
	VL ₁	VT ₁	VL ₁	VT ₁	
Zone I	62,23	43,85	3,6	3	CV
Zone II	50,17	31,03			CV
Zone III	50,17	31,03			CV

Tableau VII.5 : Vérification des armatures adoptées selon RPA

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon l'art 7.7.2 RPA 99/ version 2003 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$$

b : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_u (MPa)		$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	VL ₁	VT ₁	VL ₁	VT ₁		
Zone I	259,5	174,1	1,20	0,97	5	CV
Zone II	148,48	102,74	0,69	0,57		CV
Zone III	172,82	109,55	0,8	0,61		CV

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes de cisaillement selon RPA

- Selon l'art A.5.1.1 BAEL91:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times (f_{c28})^{2/3}$$

Zone	Effort tranchant (KN)		τ_u (MPa)		$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
	VL ₁	VT ₁	VL ₁	VT ₁		
Zone I	259,5	174,1	1,20	0,97	4,75	CV
Zone II	148,48	102,74	0,69	0,57		CV
Zone III	172,82	109,55	0,8	0,61		CV

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes de cisaillement selon le BAEL

➤ Vérification des contraintes dans le béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa.

Chapitre VII : Ferrailage des Voiles

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec :

N_s : effort normal à l'état limite de service

B : section du béton

A : section d'armature adoptée.

Zone	N_s (KN)		σ_b (MPa)		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
	VL ₁	VT ₁	VL ₁	VT ₁		
Zone I	427,53	553,11	4,58	8,41	15	CV
Zone II	401,8	522,79	4,30	7,94		CV
Zone III	270,35	429,19	2,89	6,52		CV

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes dans le béton

Chapitre VIII :
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

VIII-1- Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature du sol et sa résistance;
- L'importance de l'ouvrage ;
- Le tassement du sol ;
- La profondeur du bon sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie

VIII-2- Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont:

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII-3- Prédimensionnement :

3-1-Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « Nser » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{Ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K \rightarrow \frac{55}{55} = 1 \rightarrow A = B$$

Donc : $A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

σ_{sol} : capacité portante du sol $\rightarrow (\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa})$

N_s : effort normal à l'ELS $\rightarrow N_s = 1104.03 \text{ KN}$

$\rightarrow A \geq 2,35$

Remarque:

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

3-2-Semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{B \times L}$$

N_s : effort normal à la base du voile

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci dessous :

- Sens longitudinale :

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N_s (KN)	L (m)	B (m)
4VL1	200	427.53	1,20	1,78
S=8,56 m ²				

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

- Sens transversale :

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	N_s (KN)	L (m)	B (m)
2VT1	200	553.11	1	2.76
S=5,52m ²				

Tableau VIII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale).

$S_{tot} = 14,08\text{m}^2$

b) Dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux:

• **Hypothèse :**

Une semelle est infiniment rigide engendrant une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• Etape de calcul

-Détermination de la résultante des charges : : $R = \sum N_i$

-Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

-Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$e < \frac{L}{6}$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6}$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right)$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right)$$

• **Détermination de largeur B de la semelle :** $B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}}$

On fera le calcul sur fil de poteaux le plus sollicité, Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens xx :

Poteau	N (KN)	ei (m)	M (KN.m)	Ni × ei (KN.m)	e (m)	q _{min} (KN)	q _{max} (KN)	q _{L/4} (KN)
C3	495,62	-10,28	4,955	-5094,97	0,017	258,05	260,63	260
C7	834,35	-7,88	8,084	-6574,68				
C11	834,62	-3,88	8,63	-3238,32				
C15	1026,76	0,12	9,021	123,21				
C19	816,63	3,97	8,509	3240,11				
C23	831,15	7,87	7,973	6541,15				
C27	490,36	10,28	5,035	5040,90				
	5329,49		52,21	37,4				

Tableau VIII-3 : surface des semelles filantes sous poteaux suivant xx

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{260}{200} = 1,3\text{m}$$

Donc : **B = 1,3 m**

$$S = B \times L = 1,3 \times 20,55 = 26,71 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 4 \times 26,71 = 106,84\text{m}^2$$

Sens yy :

Poteau	N _i (KN)	ei (m)	M _i (KN.m)	N _i × ei (KN.m)	e (m)	q _{min} (KN)	q _{max} (KN)	q _{L/4} (KN)
C9	1104,03	-5,63	9,062	-6215,69	-0,146	380,4	325,44	339,18
C10	981,47	-1,13	9,785	-1109,06				
C11	834,62	0,97	8,63	809,58				
C12	1050,19	5,62	5,02	5902,07				
	3970,31		32,5	-613,1				

Tableau VIII-4 : surface des semelles filantes sous poteaux suivant yy

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{339,18}{200} = 1.69\text{m}$$

On prend **B = 1.7m**

$$S = B \times L = 1.7 \times 11,25 = 19,12 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 7 \times 19,12 = 133,84 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles filantes :

$$S_t = S_p + S_v = 133,84 + 14,08 = 147,92\text{m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{bat} = 20,55 \times 11,25 = 231,18 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{tot}}{S_{bat}} = \frac{147,92}{231,18} = 0,64$$

La surface totale des semelles représente 64% de la surface de bâtiment.

Donc $S_{tot} > 50\% S_{bat}$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

3-3- radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Les caractéristiques du radier sont:

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VIII-4-Pré dimensionnement du Radier :

➤ Epaisseur de tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \quad \text{avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

L_{max} : portée maximale, $L_{max} = 4.65\text{m}$

$$\longrightarrow h_t \geq 23.25\text{cm} \quad \text{on opte pour } h_t = 30 \text{ cm}$$

➤ Hauteur des nervures :

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \longrightarrow h_n \geq 46.5\text{cm} \quad \text{on opte pour } h_n = 50 \text{ cm}$$

➤ Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

Chapitre VIII : étude de l'infrastructure

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40\text{Mpa}$).

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h

$$h_n = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (bande du 1m).

E : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818,86\text{ MPa}$).

$$h_n = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.65\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.95\text{m} \Rightarrow \text{on prend } h_n = 100\text{ cm}$$

➤ **Largeur de la nervure :**

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \Rightarrow 40\text{ cm} \leq b_n \leq 70\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } b_n = 50\text{cm}$$

➤ **Hauteur de la dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{dalle sur 4 appuis})$$

$$9.3\text{cm} \leq h_d \leq 11.62\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } h_d = 20\text{cm}$$

Conclusion :

D'après Les calculs précédentes on adopte le dimensionnement suivant:

$h_t = 30\text{cm}$ (Epaisseur de tablier)

$h_n = 100\text{cm}$ (la hauteur de la nervure).

$h_d = 20\text{ cm}$ (la hauteur de la dalle).

$b_n = 50\text{ cm}$ (la largeur de la nervure)

➤ **Détermination de la surface du radier :**

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$- N_u = 37531,06\text{KN}$$

$$- N_s = 27365,47\text{KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{ELU : } S_{\text{radier}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{37531,06}{1.33 \times 200} = 141,09\text{ m}^2 \\ - \text{ELS : } S_{\text{radier}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{27365,47}{200} = 136,83\text{ m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow S_{\text{radier}} = 141,09\text{m}^2$$

$S_{batiment} = 231,18 \text{ m}^2 > S_{radier} = 141,09 \text{ m}^2$ \implies Donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL :

➤ **Débord minimum :**

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = (50\text{cm}; 30\text{cm}) \implies \text{on opte pour } h_{deb} = 50 \text{ cm}$$

$$S_{deb} = (20,55 + 11,25) \times 2 \times 0,5 = 31,8 \text{ m}^2$$

$$S_{nerv} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n = 80,47 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{rad} = S_{BAT} + S_{deb} = 262,98 \text{ m}^2$$

❖ **Détermination des efforts à la base du radier:**

$$\text{Charges permanentes : } G_{total} = G_{batiment} + G_{radier}$$

➤ **Poids du radier :**

G_{radier} = Poids du tablier + Poids du remblai + Poids des nervures + Poids de la dalle flottante

$$\text{Poids du tablier : } S_{radier} \times h_t \times \rho_b = 262,98 \times 0,30 \times 25 = 1972,35 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 262,98 \times 0,20 \times 25 = 1314,9 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$b_n \times (h_n - h_t) \times L \times n \times \rho_b = (0,5 \times (1 - 0,3) \times (20,55 \times 4 + 11,25 \times 7)) \times 25 = 1408,31 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du remblai : } ((S_{radier} - S_{nervures}) \times (h_n - h_t)) \times \text{poids volumique remblai} = (262,98 - 80,47) \times (1 - 0,3) \times 17 = 2171,8 \text{ KN.}$$

$$G_{radier} = 6867,36 \text{ KN}$$

➤ **Poids du bâtiment:**

$$G_{batiment} = 23447,3 \text{ KN}$$

$$\implies G_{total} = 6867,36 + 23447,3 = 30314,66 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges d'exploitations : } Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier}$$

$$Q_{batiment} = 3918,16 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = 262,98 \times 2,5 = 657,45 \text{ KN}$$

$$\implies Q_{total} = 3918,16 + 657,45 = 4575,61 \text{ KN.}$$

Combinaison d'actions :

- **ELU** : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 47788,206\text{KN}$
- **ELS** : $N_s = G + Q = 34890,27\text{ KN}$

❖ **Vérifications :**

a. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

Avec : $b=100\text{ cm}$; $d=0.9h_d=0.9 \times 20=18\text{ cm}$

$$T_u = \frac{N_u \times b}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{47788,206 \times 1}{262,98} \times \frac{4.65}{2} = 422,5\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{422,5 \times 10^3}{1000 \times 180} = 2,34\text{MPa}$$

$\tau_u = 2.34\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$ Condition Vérifiée.

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{V}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

M_0 : moment à la base l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base.

h : hauteur du radier (1m)

• **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G = \frac{L_X}{2} = 10,275\text{m}$$

$$Y_G = \frac{L_Y}{2} = 5,625\text{m}$$

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_X = \frac{bh^3}{12} = \frac{20,55 \times 11,25^3}{12} = 2438,30 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \frac{hb^3}{12} = \frac{11,25 \times 20,55^3}{12} = 8135,92 \text{ m}^4$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

On doit vérifier que :

$$\sigma \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V \quad (V : X_G \text{ ou } Y_G)$$

$$M = M_0 + V_0 \times h \quad M_0 \text{ Tiré à partir du logiciel}$$

$$M_{0x} = 34675,59 \text{ KN.m} \quad M_{0y} = 33759,906 \text{ KN.m}$$

$$V_{0x} = 1847,12 \text{ KN} \quad V_{0y} = 1772,64 \text{ KN}$$

$$N_u = 37531,09 \text{ KN} \quad N_s = 27365,46 \text{ KN}$$

		ELU			ELS			$1.3\sigma_{sol}$	Obs
	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)		
Sens X	36522,71	188,8	96,58	165,75	150,18	57,93	127,12	260	CV
Sens Y	35532,55	224,68	60,72	183,69	186,03	22,09	145,04		CV

Tableau VIII-5: vérification des contraintes.

➡ la stabilité du radier est vérifiée.

C. Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que : $N_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : Charge de poteau à l'ELU égale à **1510,7 KN**

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 100cm

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,55 + 0,55 + 2 \times 1) \times 2 = 6,2 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 6,2 \times 1 \times 25000}{1,5} = 4650 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

❖ **Ferraillage du radier :**

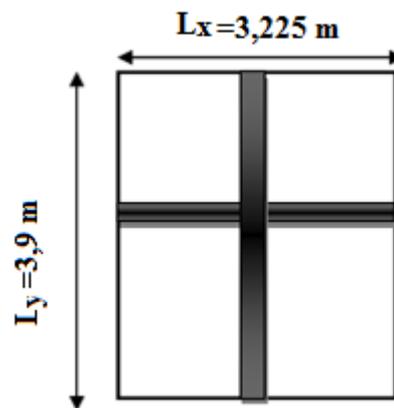
1) Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \rho = \frac{3,225}{3,9} = 0,83$$

$$\rightarrow 0,4 < \rho < 1$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens .



• **Calcul a' L ELU**

$$q_u = \sigma_m^{max} \cdot \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 183,69 - \frac{6867,36}{262,18} = 157,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

Avec :

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).

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0,0531 \times 157,5 \times (3,225)^2 = 86,98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,649 \times 86,98 = 56,45 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en les multipliant par des coefficients minorateurs (-0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

• **En travée :** $M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 86,98 = 73,93 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 56,45 = 47,98 \text{ KN.m}$$

- **Au appuis :** : $M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 86,98 = -26,09 \text{ KN.m}$
 $M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 56,45 = -16,93 \text{ KN.m}$

❖ **Ferraillage :**

$$b=100\text{cm}, h=30\text{cm}, c=3\text{cm}$$

- **Ferraillage dans le sens x-x :**
✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b d y^2 f_{bu}} = \frac{26,09 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.02 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.999$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26,09 \times 10^3}{0.988 \times 27 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$

$$\text{avec un espacement } S_t = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

- ✓ **Aux travées :**

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b d x^2 f_{bu}} = \frac{73,93 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.071 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.072 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,962$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73,92 \times 10^3}{0.962 \times 27 \times 348} = 8,17 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 6\text{HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$

avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Ferraillage dans le sens y-y :**
✓ **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b d y^2 f_{bu}} = \frac{16,93 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.016 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,93 \times 10^3}{0.992 \times 27 \times 348} = 1,81 \text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st}=6\text{HA14}=9,23\text{cm}^2$

avec un espacement $St = \frac{100}{6} = 15\text{cm}$

✓ Aux travées :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47,98 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.046 < \mu_l = 0.392$$

→ La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{47,98 \times 10^3}{0.976 \times 27 \times 348} = 5,23 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st}=6\text{HA14}=9,23\text{cm}^2$

avec un espacement $St = 15\text{cm}$.

❖ **Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier**

Sens	zone	M(KN/m)	μ	Obs	β	A(cm ²)	ferrailage	A (adopté)	st
X-X	travée	73,93	0.072	SSA	0,962	8,17	6HA14	9,23	15
	appui	26,09	0.02	SSA	0.999	2,81	6HA14	9,23	15
Y-Y	travée	47,98	0.046	SSA	0,976	5,23	6HA14	9,23	15
	appui	16,93	0.016	SSA	0.992	1,81	6HA14	9,23	15

Tableau VIII-6 :ferrailage des portées.

a) Vérification à l'état limite ultime :

✓ Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99).

$$W \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2}$$

$$W = \frac{A_{min}}{b \times h} \rightarrow A_{min} \geq b \times h \times W_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2}$$

Avec :

A_{min} : section minimale d'armatures.

$b.h$: section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HA FeE400).

donc
$$A_{min} \geq 100 \times 27 \times 0.0008 \times \frac{(3 - 0.83)}{2} = 2.34 \text{cm}^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
x-x	travée	9,23	2,34	Condition vérifiée
	appui	9,23		Condition vérifiée
y-y	travée	9,23		Condition vérifiée
	appui	9,23		Condition vérifiée

Tableau VIII.7 : Vérification de la condition de non fragilité.

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

- **Sens de la petite portée : lx**

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 100; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$St = 15\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

- **Sens de la grande portée: ly**

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$St = 15\text{cm} \leq 45 \text{ cm}$$

b) Calcul et vérification a l'ELS :

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{max} \cdot \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 145,04 - \frac{6867,36}{262,18} = 118,85 \text{ KN/ml}$$

$$v = 0.2$$

$$\rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0531 \times 118,85 \times (3.225)^2 = 65,63 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.649 \times 80,10 = 42,60 \text{ KN.m}$$

- **En travée : $M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 65,63 = 55,78 \text{ KN.m}$**

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 42,60 = 36,21 \text{ KN.m}$$

- **Au appuis :** $M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 65,63 = -19,69 \text{ KN.m}$
 $M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 42,60 = -12,78 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

➤ En travée : $M_{t \max} = 55,78 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 27} = 0.342 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,909$$

$$\sigma_{st} = \frac{55,78 \times 10^3}{0.909 \times 27 \times 9,23} = 246,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 246,23 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \rho = 0.342 \rightarrow k_1 = 39,95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{246,23}{39,95} = 6,16 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6,16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

➤ Aux appuis : $M_{a \max} = 19,69 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rightarrow \rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,23}{100 \times 27} = 0.342 ; \quad \rightarrow \beta_1 = 0.909$$

$$\sigma_{st} = \frac{19,69 \times 10^3}{0.909 \times 27 \times 9,23} = 86,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 86,92 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \rho = 0.342 \rightarrow k_1 = 39,95$$

$$\sigma_{bc} = \frac{86,92}{39,95} = 2,17$$

$\sigma_{bc} = 2,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

2) Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastree au niveau du radier, du moment qu'il est moins chargé par rapport à la dalle et la nervure donc les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord

3) Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis, et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

- **Charge trapézoïdale :**

$$L_m = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$$

$$L_t = l_x \times \left(0.5 - \frac{\rho}{4}\right)$$

- **Charge triangulaire:**

$$L_m = 0.333 \times l_x$$

$$L_t = 0.25 \times l_x$$

Pour les moments fléchissant : $Q = q \times L_m$

Pour les efforts tranchants : $Q = q \times L_t$

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}\right) = 183,69 - \frac{6867,36}{262,18} - \frac{1408,31}{80,47} = 175 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{radier}}{S_{radier}} + \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}}\right) = 145,04 - \frac{6867,36}{262,18} - \frac{1408,31}{80,47} = 136,35 \text{ KN/ml}$$

1. Calcul à l'ELU:

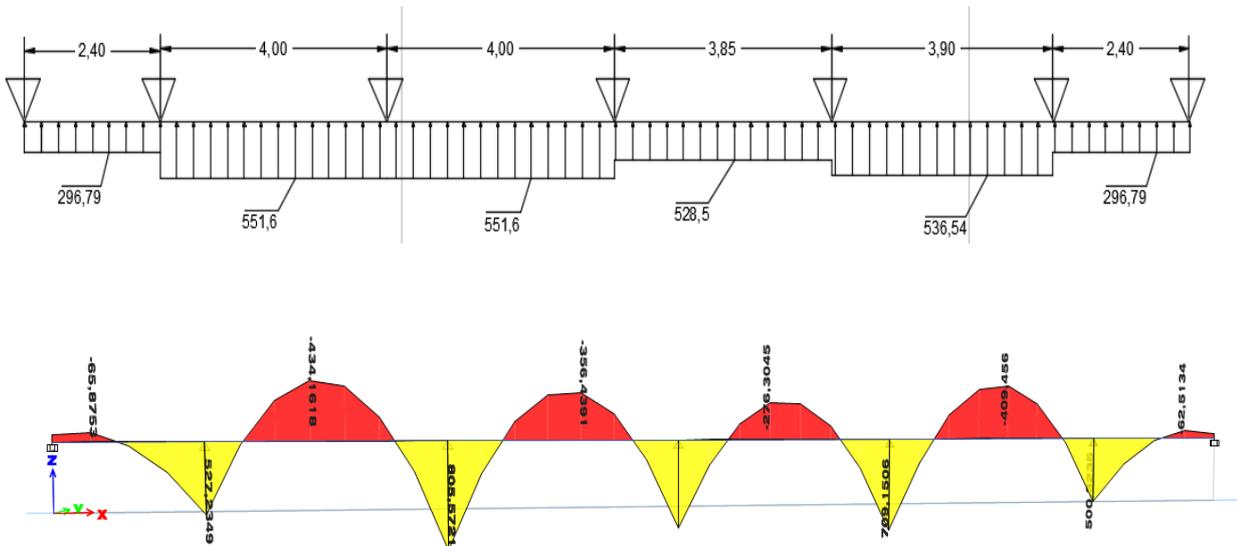
- Sens longitudinal:

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/ml	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
A-B	1	2,4	4,65	0,52	triangle	0,799	0,6	175	139,82	296,79	105	223,65
	2	2,4	2,10	0,87	Trapèze	0,897	0,678		156,97		118,65	
B-C	1	4	4,65	0,86	triangle	1,332	1		233,1	551,6	175	434
	2	4	2,10	0,52	Trapèze	1,820	1,48		318,5		259	
C-D	1	4	4,65	0,86	triangle	1,332	1		233,1	551,6	175	434
	2	4	2,10	0,52	Trapèze	1,820	1,48		318,5		259	
D-E	1	3,85	4,65	0,83	triangle	1,282	0,962		224,35	528,5	168,35	414,22
	2	3,85	2,10	0,54	Trapèze	1,738	1,405		304,15		245,87	
E-F	1	3,90	4,65	0,84	triangle	1,299	0,975		227,32	536,54	170,62	421,39
	2	3,90	2,10	0,53	Trapèze	1,767	1,433		309,22		250,77	
F-G	1	2,4	4,65	0,52	triangle	0,799	0,6		139,82	296,79	105	223,65
	2	2,4	2,10	0,87	Trapèze	0,897	0,678		156,97		118,65	

Tableau VIII.8. Charges revenant à la nervure sens longitudinal a L'ELU

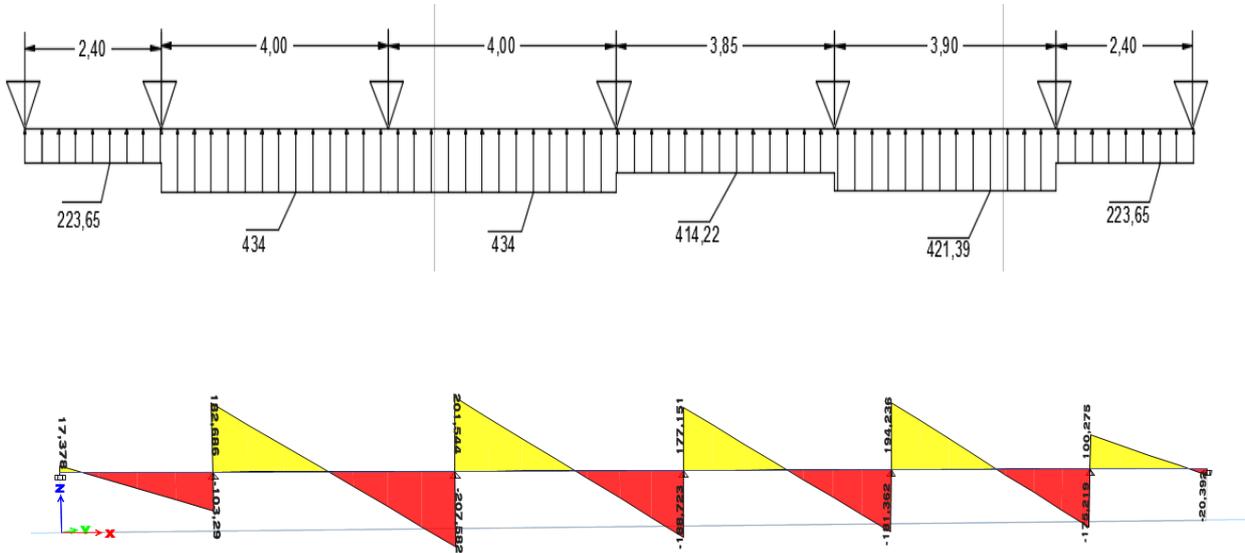
Moment fléchissant

Schéma statique :



Effort tranchant :

Schéma statique :



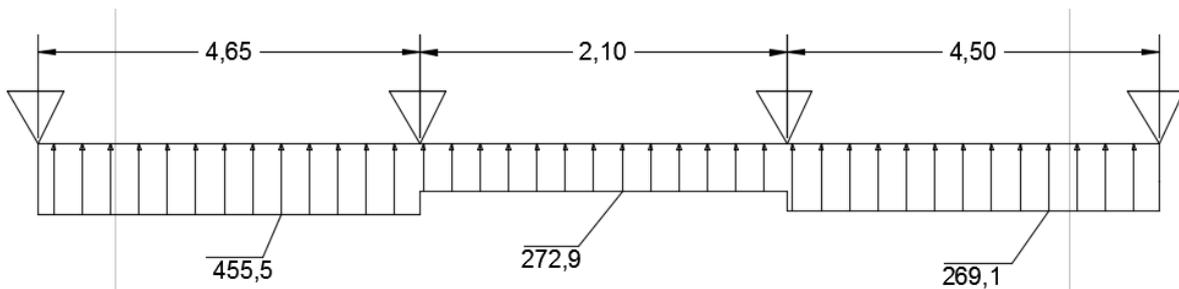
- Sens transversal :

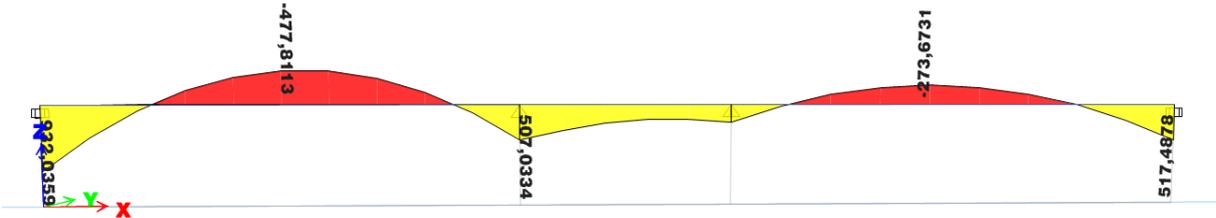
Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/ml	Q_u KN/ml	ΣQ_u KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml
A-B	1	2,4	4,65	0,51	Trapèze	1,096	0,894	175	191,8	455,5	156,4	355,9
	2	4	4,65	0,86	Trapèze	1,507	1,14		263,7		199,5	
B-C	1	2,4	2,10	0,87	triangle	0,799	0,6		139,8	272,9	105	280
	2	4	2,10	0,52	triangle	1,332	1		233,1		175	
C-D	1	2,4	4,50	0,53	Trapèze	1,087	0,882		190,2	269,1	154,3	350,3
	2	4	4,50	0,88	Trapèze	0,451	1,12		78,9		196	

Tableau VIII.9. Charges revenant à la nervure sens transversal a L'ELU.

Moment fléchissant :

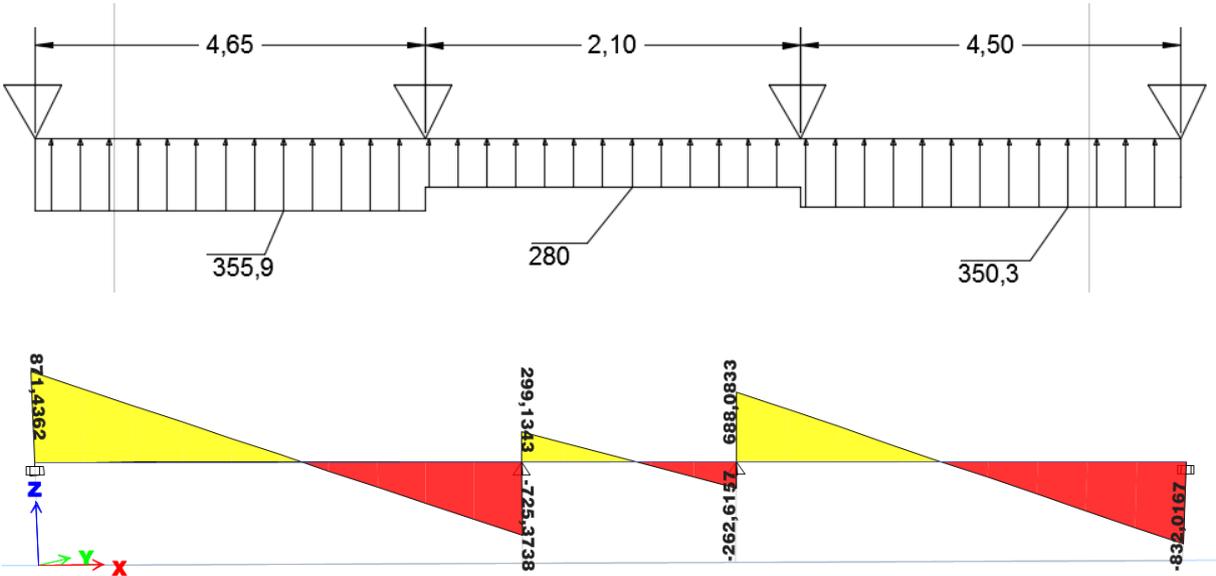
Schéma statique :





Effort tranchant :

Schéma statique



2. Calcul à l'ELS:

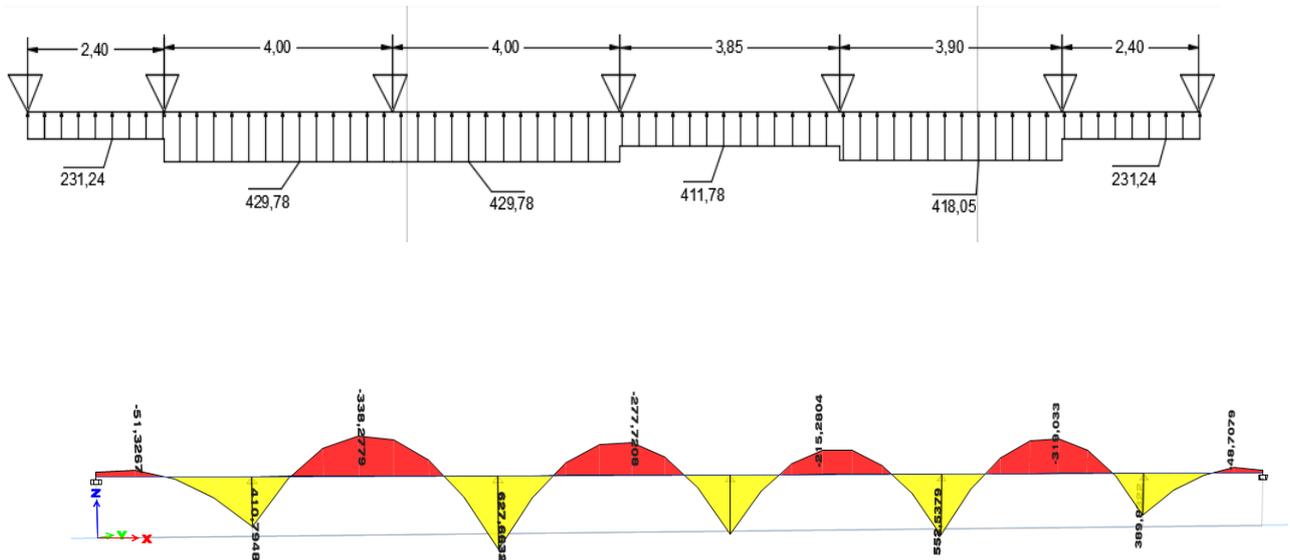
- Sens longitudinal:

Travée		I_x (m)	I_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	qs KN/ml	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
A-B	1	2,4	4,65	0,52	triangle	0,799	136,35	108,94	231,24
	2	2,4	2,10	0,87	Trapèze	0,897		122,30	
B-C	1	4	4,65	0,86	triangle	1,332		181,62	429,78
	2	4	2,10	0,52	Trapèze	1,820		248,16	
C-D	1	4	4,65	0,86	triangle	1,332		181,62	429,78
	2	4	2,10	0,52	Trapèze	1,820		248,16	
D-E	1	3,85	4,65	0,83	triangle	1,282		174,80	411,78
	2	3,85	2,10	0,54	Trapèze	1,738		236,98	
E-F	1	3,90	4,65	0,84	triangle	1,299		177,12	418,05
	2	3,90	2,10	0,53	Trapèze	1,767		240,93	
F-G	1	2,4	4,65	0,52	triangle	0,799		108,94	231,24
	2	2,4	2,10	0,87	Trapèze	0,897		122,30	

Tableau VIII.10. Charges revenant à la nervure sens longitudinal a L'ELS.

Moment fléchissant :

Schéma statique :



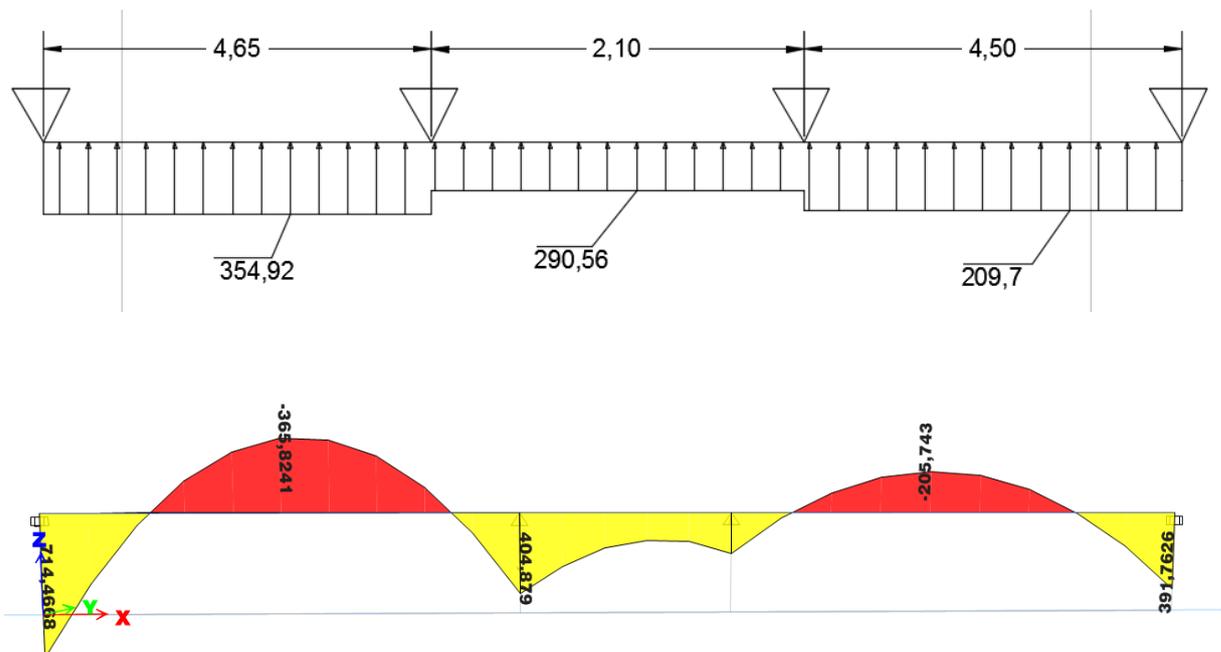
- Sens transversal :

Travée		l_x (m)	l_y (m)	ρ	Chargement	L_m (m)	q_s KN/ml	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml
A- B	1	2,4	4,65	0,51	Trapèze	1,096	136,35	149,44	354,92
	2	4	4,65	0,86	Trapèze	1,507		205,48	
B- C	1	2,4	2,10	0,87	triangle	0,799		108,94	290,56
	2	4	2,10	0,52	triangle	1,332		181,62	
C- D	1	2,4	4,50	0,53	Trapèze	1,087		148,21	209,7
	2	4	4,50	0,88	Trapèze	0,451		61,49	

Tableau VIII.11. Charges revenant à la nervure sens transversal a L'ELS.

Moment fléchissant :

Schéma statique :



Le ferrailage se fera avec les moments M_{max} aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Efforts internes max	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_t (KN.m)	-434,1618	-338,2779	-477,8113	-365,8241
M_a (KN.m)	805,5721	627,6632	932,0359	714,4668
T (KN)	-207,582		871,4362	

Tableau.VIII.12. les efforts internes des nervures.

➤ **Calcul des armatures à ELU :**

a. Sens longitudinal X-X :

$$M_t^{\max} = -434,1618 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 805,5721 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad h = 100 \text{ cm} \quad d = 97 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{805,57 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,120 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,120 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,936$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{805,57 \times 10^3}{0,936 \times 97 \times 348} = 25,49 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 5\text{HA}20_{(\text{FIL})} + 4\text{HA}20_{(\text{CHAP})} = 28,26 \text{ cm}^2$

• **Aux Travee :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{434,16 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,064 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{434,16 \times 10^3}{0,967 \times 97 \times 348} = 13,30 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 5\text{HA}20 = 15,70 \text{ cm}^2$

b. Sens transversale Y-Y :

$$M_t^{\max} = -477,8113 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 932,0359 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{932,03 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14,2} = 0,140 < \mu_l = 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.140 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.924$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{932,03 \times 10^3}{0.924 \times 97 \times 348} = 29,88 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 5\text{HA}20_{(\text{FIL})} + 5\text{HA}20_{(\text{CHAP})} = 31,41 \text{ cm}^2$

- **Aux travées :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{477,81 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0,072 < \mu_l = 0.392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0.072 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{477,81 \times 10^3}{0.963 \times 97 \times 348} = 14,7 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature $A_{st} = 5\text{HA}20 = 15,70 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

A. Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité : (ART A.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 50 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 5,86 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 31,41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

$$A_t = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,86 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

• **Espacement des armatures :**

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4} ; 24 \right\} = \min \{ 25 ; 24 \} = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = \mathbf{25 \text{ cm}} \quad \text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

➤ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2/ RPA 99 VERSION 99) :**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = \mathbf{1,5 \text{ cm}^2}$$

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10, \phi_l)$$

ϕ_l : est le diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min (100/35 ; 50/10, 2) = (28.5\text{mm} ; 50\text{mm} ; 20\text{mm})$$

Soit : $\phi_t = \mathbf{8\text{mm}}$

On opte pour : **2 cadre $\phi 8$ + épingle** $\longrightarrow A_t = \mathbf{6HA8 = 3,01 \text{ cm}^2}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}.$$

Avec : $T_{u_{max}} = 871,44 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{871,44 \times 10^3}{500 \times 970} = 1,8 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée .}$$

B. Vérification à l'ELS:

➤ **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)

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \rightarrow \begin{cases} \beta \\ k_1 \\ K = \frac{1}{K_1} \end{cases} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A \times \beta_1 \times d} \quad \sigma_{bc} = k \times \sigma_s$$

		M_s (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens XX	Appuis	$M_a = 627,66$	28,26	8,77	15	CV
	Travée	$M_t = -338,27$	15,70	5,85		CV
Sens YY	Appuis	$M_a = 714,46$	31,41	9,57		CV
	Travée	$M_t = -365,82$	15,70	6,32		CV

Tableau.VIII.13 : Vérification des contraintes dans le béton

QUESTION PRATIQUE SUR LES FONDATIONS

On a constaté que cet ouvrage, en plus du site d'implantation où il a été étudié, il est également souhaité pour qu'il soit implanté dans plusieurs autres sites dans la même wilaya. De ce fait on se pose la question : **Est ce qu'on peut garder le même système de fondation déjà étudié ? La question est posée. Quelles sont les changements à aborder pour les sites proposés ?**

L'objet des paragraphes qui suit n'est pas de rappeler les moyens dont disposent maintenant les spécialistes pour conduire une étude de sol complète, mais de sensibiliser à certaines recommandations annexes ou à certains environnements des fondations parfois oubliés et qu'il est bon de prendre en considération au moment de l'étude et de la réalisation du projet.

Pour l'établissement d'un projet (bâtiment ou ouvrage d'art), deux types d'études doivent être entreprises.

D'une part, la mise au point des documents d'exécution (plans et notes de calcul : déjà élaborée dans les chapitres précédents).

D'autre part l'étude de son environnement, permettant de définir les caractéristiques des sols sur lesquels sera implanté le futur ouvrage.

Si, dans un projet, la première étude est toujours systématiquement conduite, il est fréquent de constater que les reconnaissances du sol de fondation sont incomplètes ou proviennent parfois essentiellement d'extrapolation de reconnaissances avoisinantes.

Or la longévité d'un ouvrage dépend, avant toute autre considération, de la qualité de sa fondation. L'étude des sinistres des ouvrages montre qu'un mauvais choix ou une malfaçon au niveau de l'exécution de la fondation sont le plus souvent à l'origine des sinistres rencontrés.

Au-dessous une photo d'un immeuble sur radier ayant basculé sous l'effet du tassement de sol consécutif à un phénomène de liquéfaction.

Dans ce cas, les fondations ne descendaient pas au-delà de la zone liquéfiable. Une couche supérieure d'argile de résistance mécanique apparemment suffisante pour un radier peut dissimuler une couche liquéfiable plus profonde.



Vu l'importance que révèle le calcul de la capacité portante d'un sol dans la stabilité d'un ouvrage, nous essayons d'étudier cette dernière à partir d'une analyse sur des différents types de sol dans la wilaya de TIZI -OUZOU dont le bâtiment va être implanté :

- **Type 01 :**

TIZI-OUZOU ville → sol constitué pratiquement de tuf

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars} , \text{ profondeur : } 3\text{m}$$

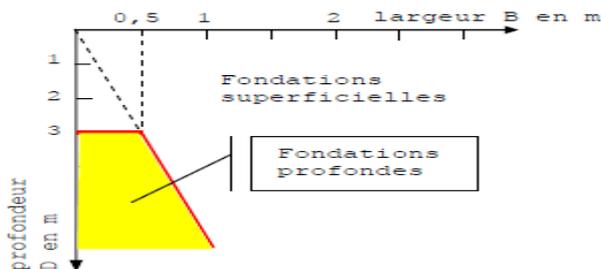
Dans le chapitre précédent (**Chapitre VIII**), après évaluation des charges revenant aux fondations, et en s'appuyant sur le rapport de sol délivré, nous avons abouti au choix d'un radier général comme système de fondation pour cette structure

- **Type 02 :**

AZAZGA, TIZI-OUZOU → sol hétérogène dont les couches superficielle (couches savonneuse) présentent une faible capacité portante

Le bon sol se situe à une profondeur **H = 5m** :

Pour ce cas, on ne peut pas exécuter cet ouvrage sur des fondations superficielles, vu les caractéristiques médiocres que possède ce site, donc on fait appel aux fondations profondes



- **Type 03 :**

MAATKAS, TIZI-OUZOU → Sol rocheux

$\sigma_{adm} = 2.8$ bars , profondeur : 2m

Ce type de sol présente une capacité portante assez importante, donc le choix d'une fondation superficielle type semelles filantes est plus convenable.

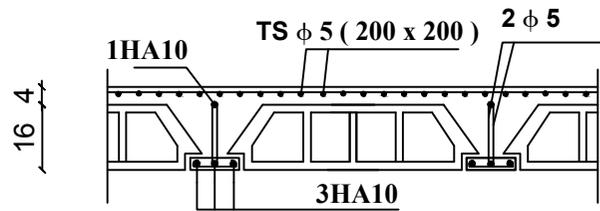
Conclusion :

On conclue que cet ouvrage ne peut pas être implanté dans plusieurs sites en gardant le même système de fondation, l'étude du sol est indispensable.

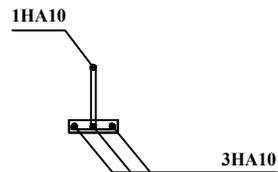
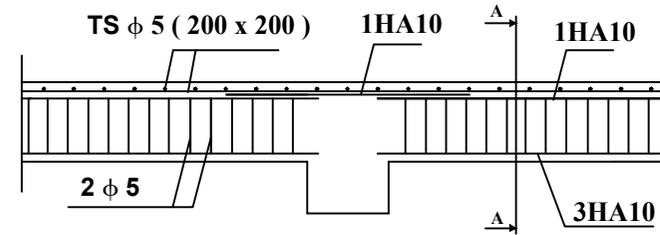
Un choix judicieux du système de fondation doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité structurale (capacité portante) et l'aptitude au service.

De plus, des considérations d'ordre économique ou esthétique sont à respecter. Pour cela, il faut élaborer une étude précise sur le sol d'implantation, afin d'assurer une stabilité adéquate de la fondation et de l'ouvrage en général.

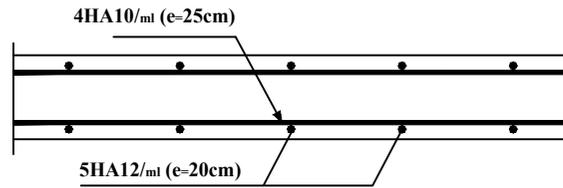
Plan d'exécution



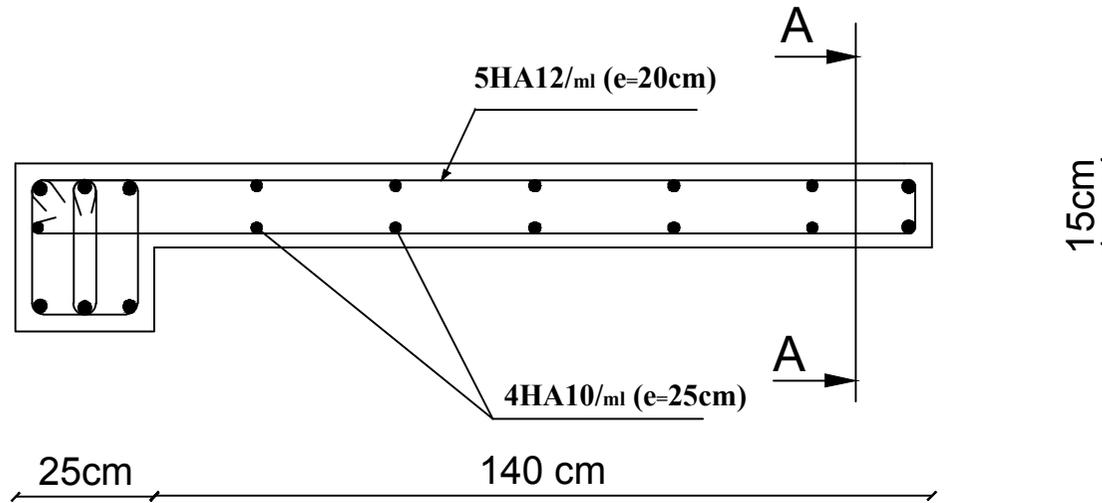
Coupe A-A



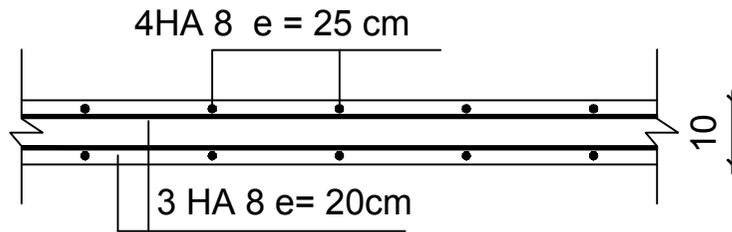
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage de l'escalier	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021



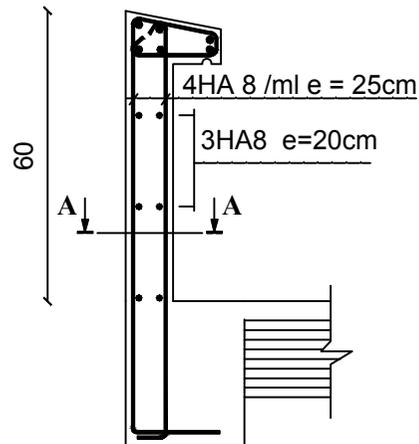
Coupe A-A



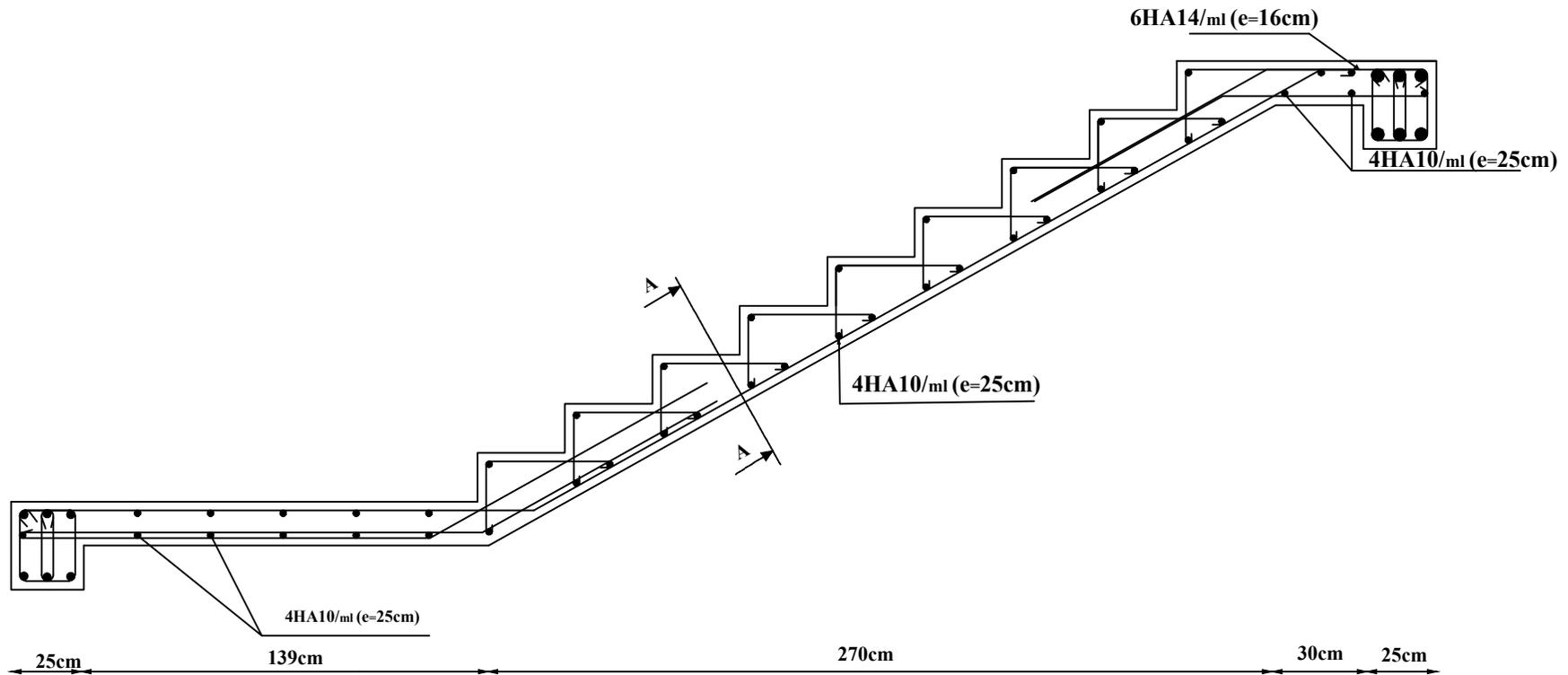
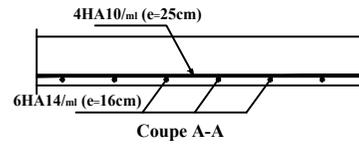
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage de BALCON	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021



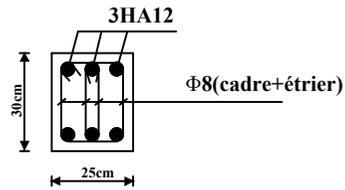
Coupe A-A



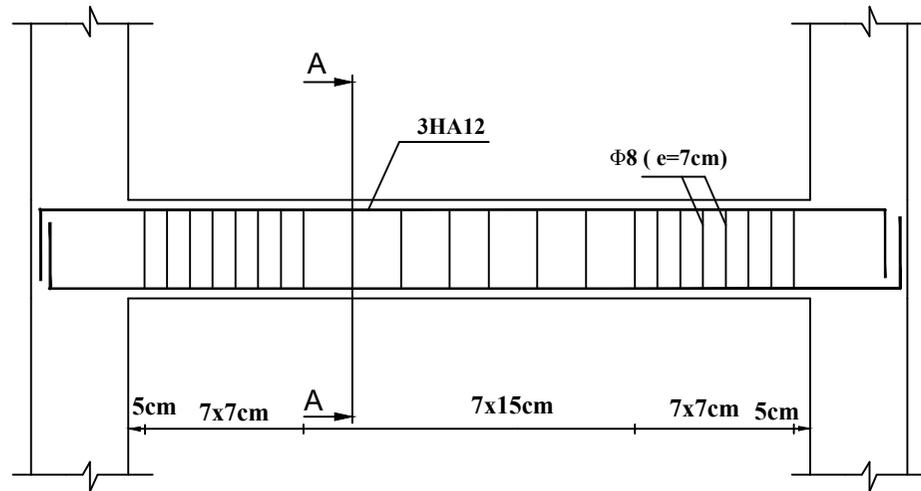
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage de l'acrotère	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021



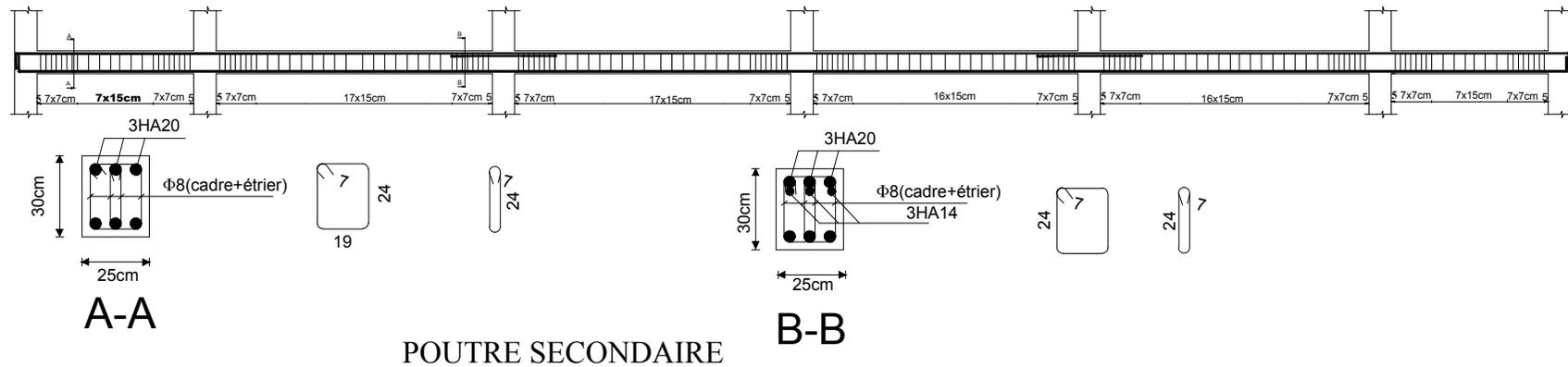
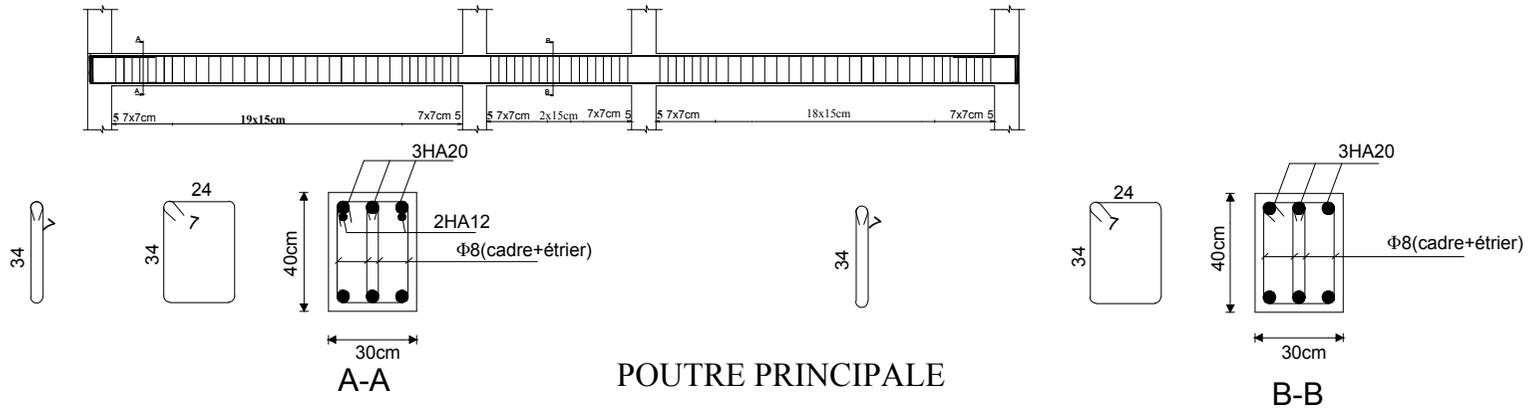
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage de l'escalier	Echelle: 1/50
Dirigé par : Mr AIT AIDER		février 2021



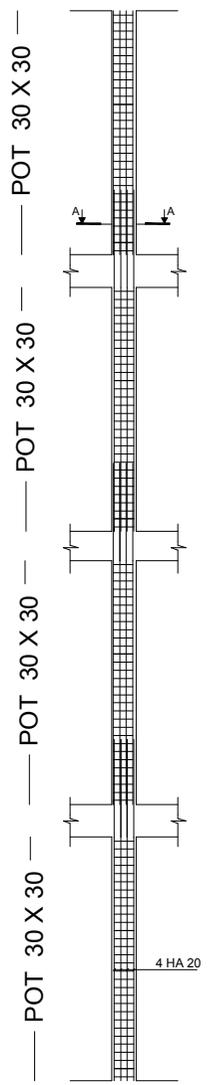
Coupe A-A



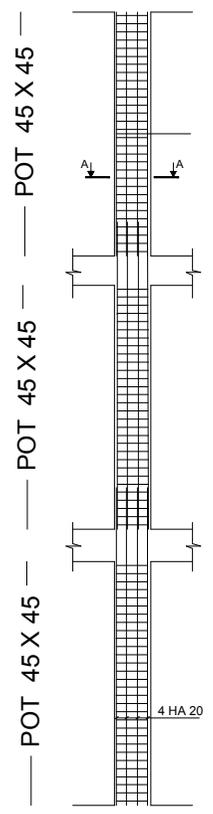
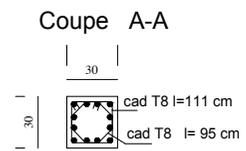
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage de la poutre palier	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021



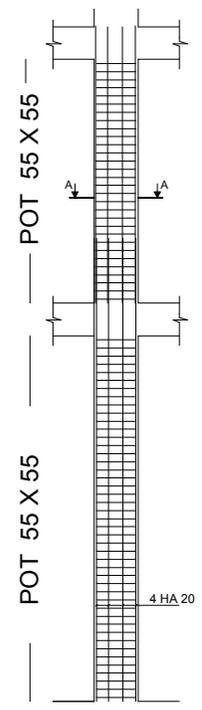
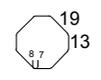
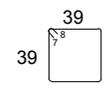
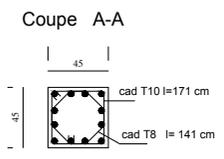
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage des poutres en zone III	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021



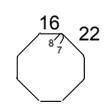
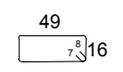
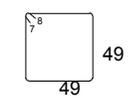
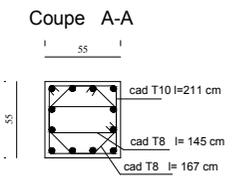
ZONE III



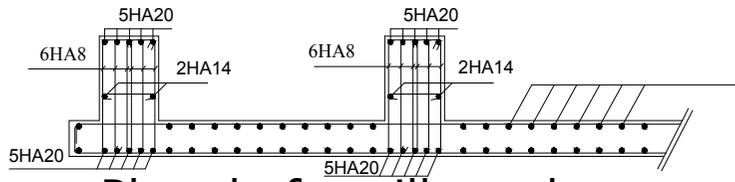
ZONE II



ZONE I

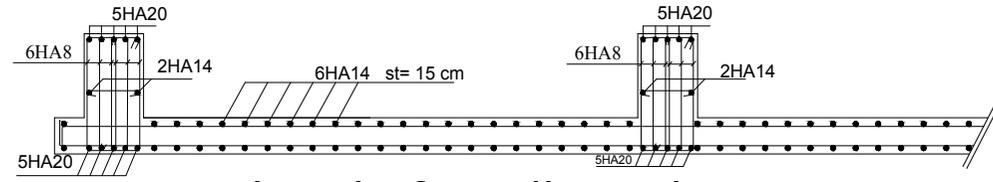


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage des poteaux	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021

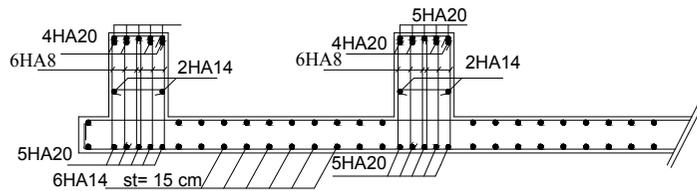


Plan de ferrailage de radier sens x-x aux travées

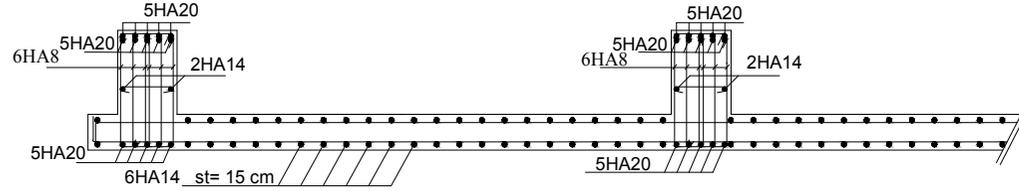
5HA20



Plan de ferrailage de radier sens y-y aux travées

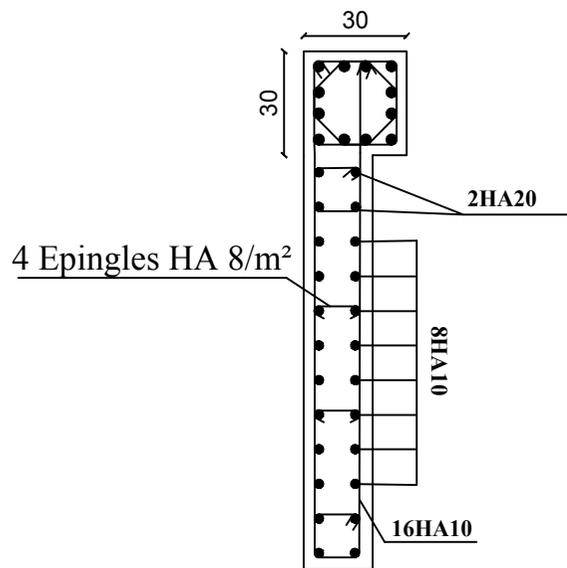


Plan de ferrailage de radier sens x-x aux appuis

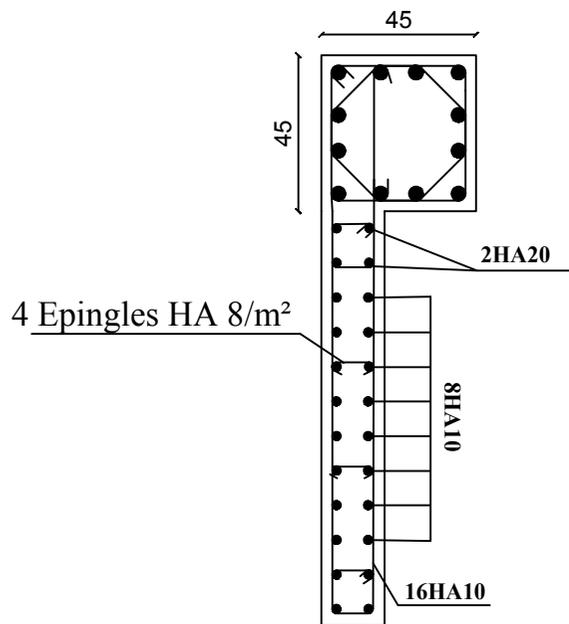


Plan de ferrailage de radier sens y-y aux appuis

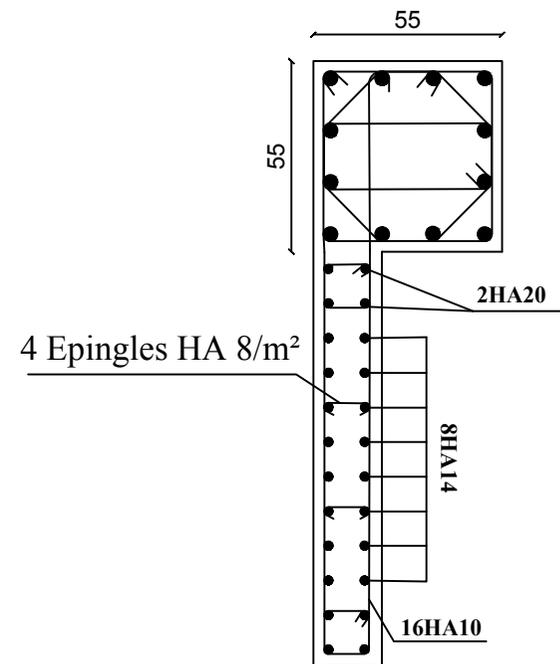
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage de radier	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021



ZONE III

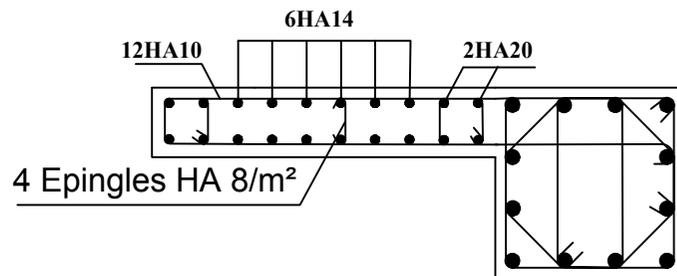


ZONE II

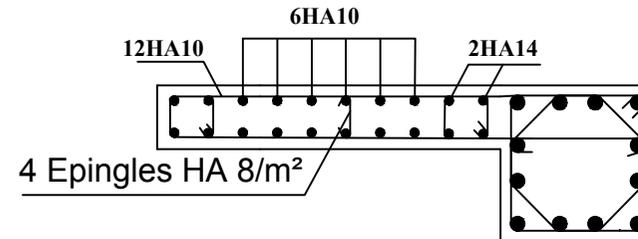


ZONE I

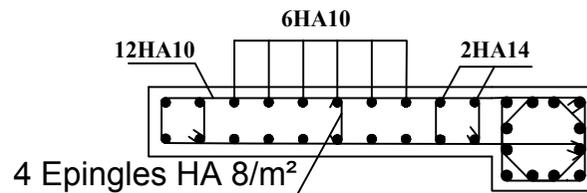
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage des voiles longitudinal	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021



ZONE I

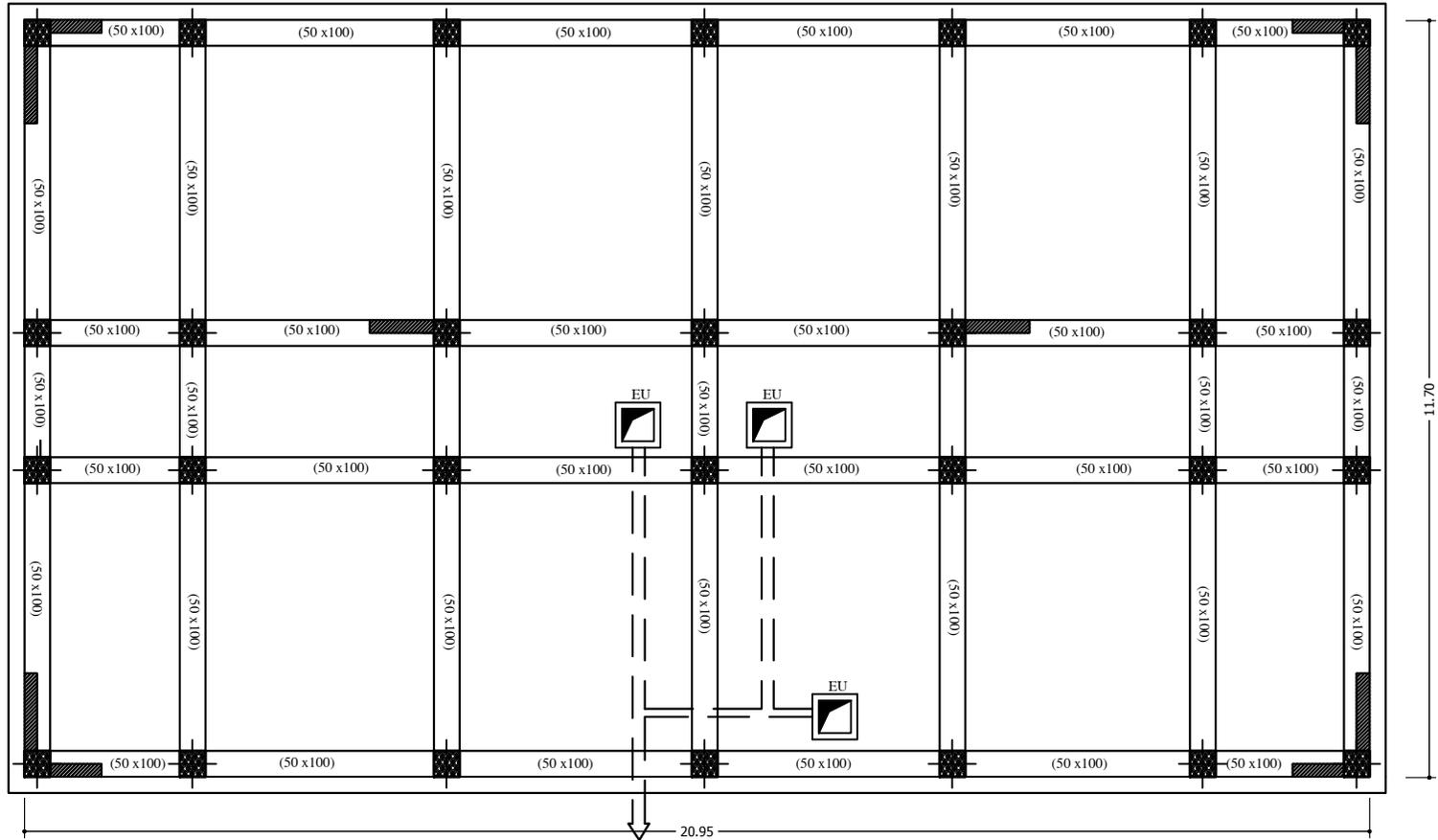


ZONE II

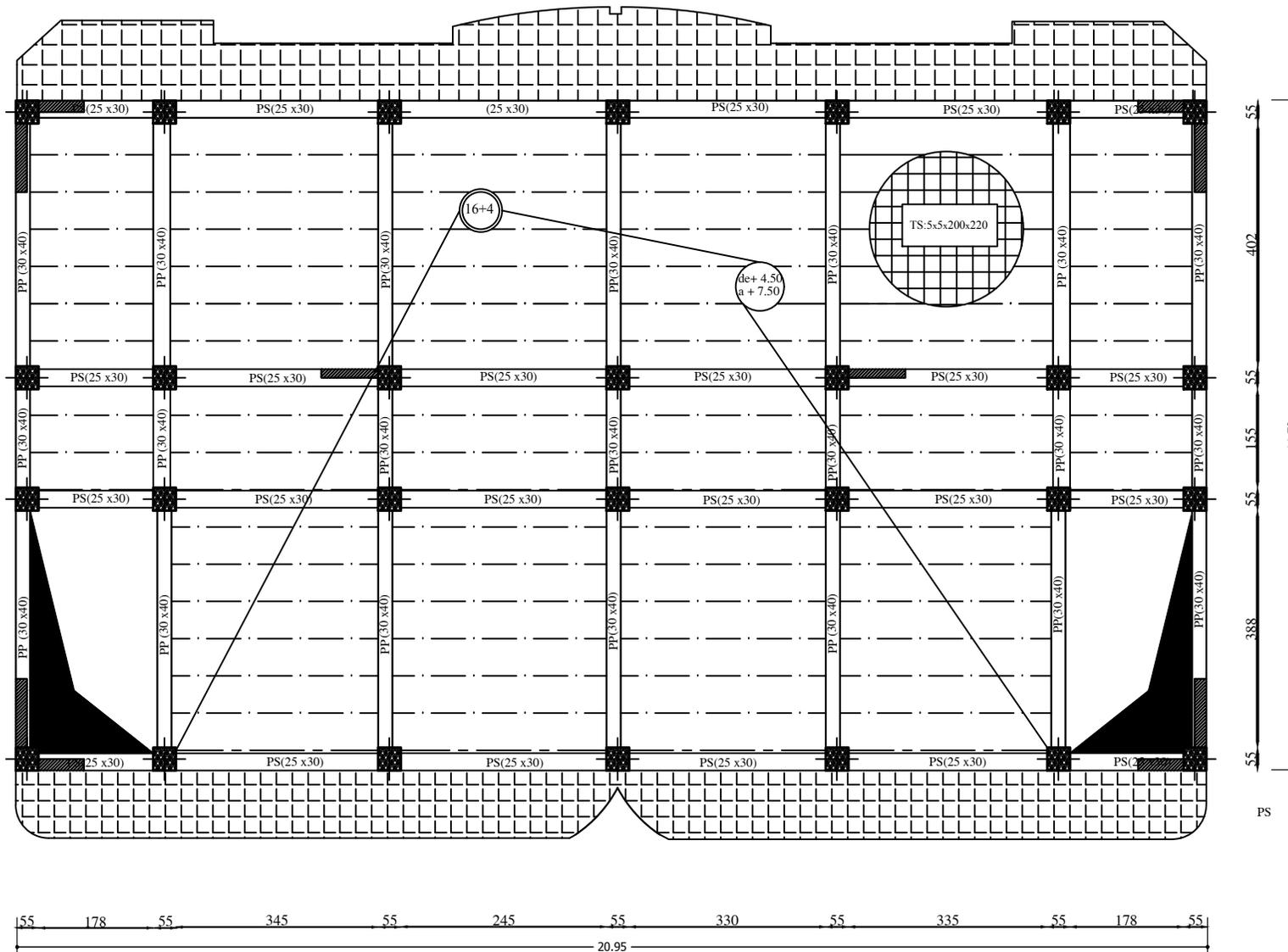


ZONE III

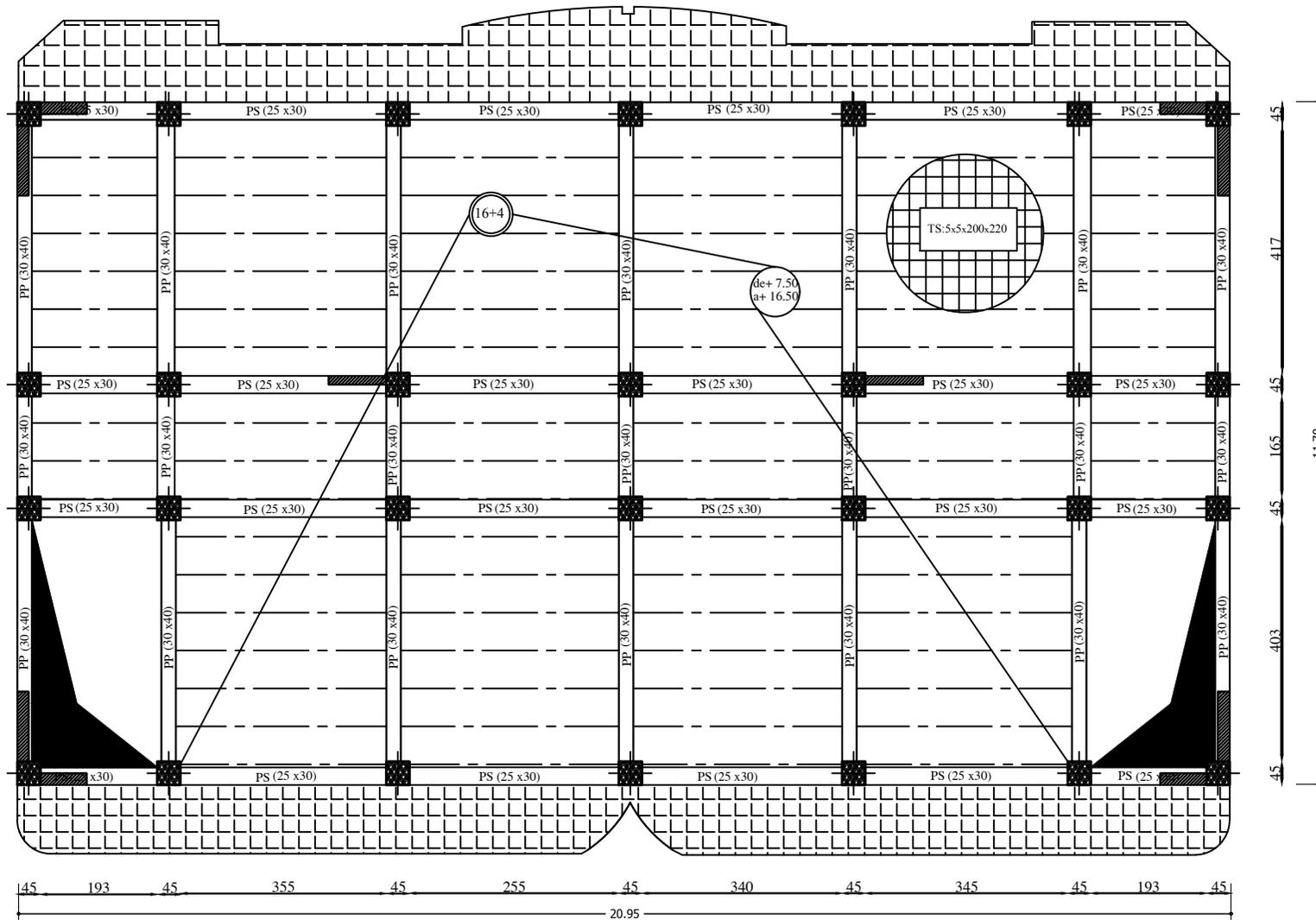
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr BOUHEDDOU KOCEILA Mr KHERBOUCHE MOURAD	Plan de ferrailage des voiles transversales	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr AIT AIDER	février 2021



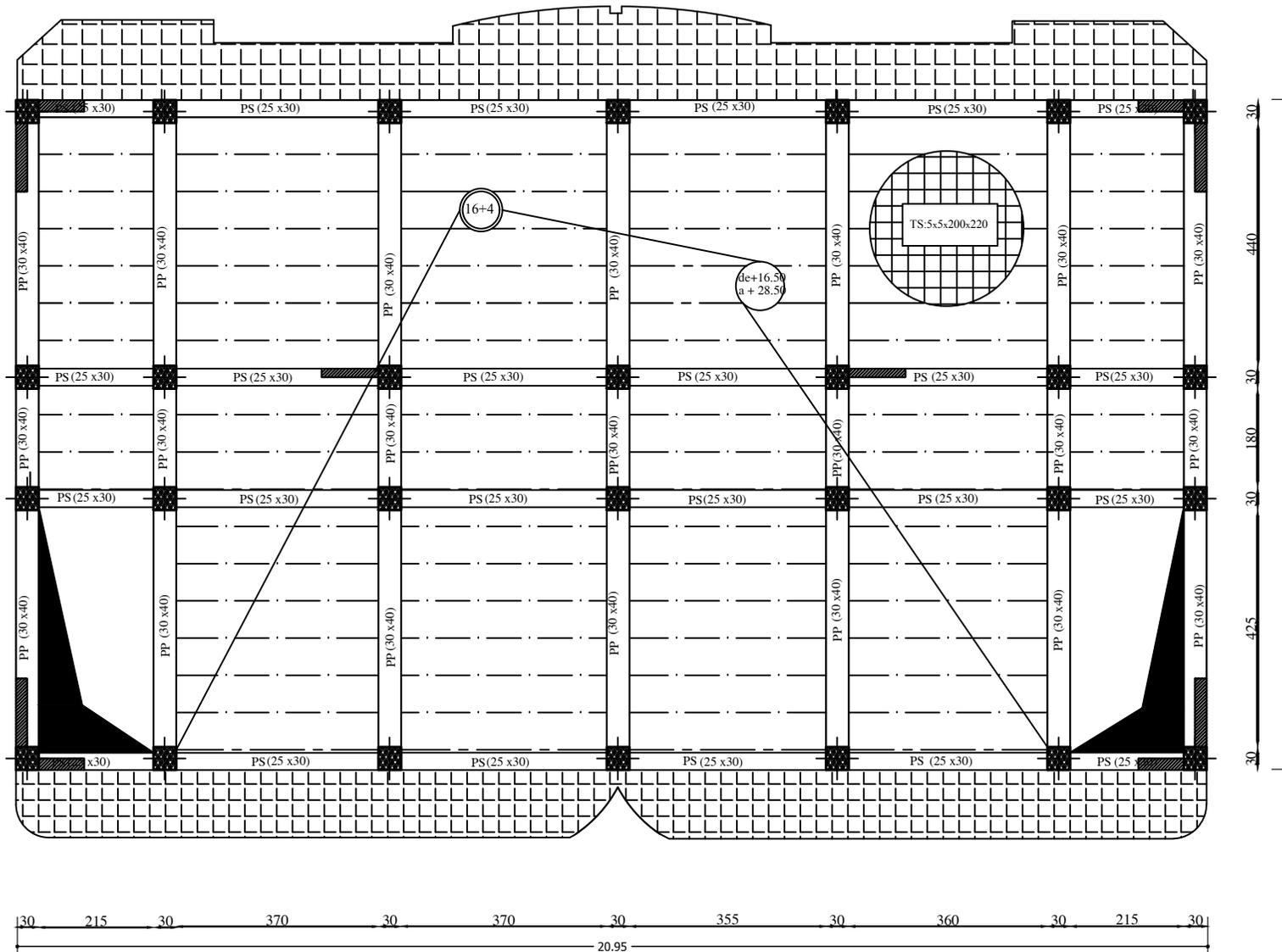
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr KHERBOUCHE MOURAD Mr BOUHEDDOU KOCIELA	Plan de coffrage des fondations	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr ait aider	Février 2021



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr KHERBOUCHE MOURAD Mr BOUHEDDOU KOCIELA	Plan de coffrage de zone I	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr ait aider	Fevrier 2021



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par	Plan de coffrage de zone II	Echelle: 1/100
Dirigé par	Mr ait aider	Fevrier 2021



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par Mr KHERBOUCHE MOURAD Mr BOUHEDDOU KOCIELA	Plan de coffrage de zone III	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr ait aider	Fevrier 2021

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'a travaillé en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apporté un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir à toutes les situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2),
Charges permanentes et surcharges d'exploitation
- Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).
- Règles BAEL91 modifié 99
- Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié
2003).
- Cour et TD des années de spécialité.
- Thèses des année précédente de l'université Mouloud
MAMERI.