

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage administratif
(R+7+SS) implanté à Blida**

Nom et Prénom de l'étudiante :
TOUMI Wassila

Encadreur : FEMMAM Abla

Année universitaire : 2019 - 2020



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ





REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur DR. FAMMAM ABLA. Je la remercie de m' avoir encadrée, orientée, aidée, conseillée et surtout pour sa patience et présence.

J' adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, qui m' ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires ; et à toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je tiens à remercier spécialement mon très cher mari Salmi Rachid qui est toujours là pour moi et ma sœur Mouna pour son précieux soutien.

Enfin, je remercie mes amis, pour leurs soutiens inconditionnels et leurs encouragements.

A tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

TOWMI WASSILA





DÉDICACE

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail à:

- *Mes chers parents qui ont été toujours à mes côtés et m'ont soutenue dans les moments les plus pénibles.*
- *Mon encadreur DR. FAMMAM ABLA pour son dévouement le plus entier.*
- *Mon marie, mes filles, mes sœurs, mes frères pour leurs aides et encouragements.*
- *Tous ceux qui m'ont aidée à accomplir ce travail.*



Résumé :

L'objectif de ce projet est de présenter une étude détaillée d'une structure à usage administratif constituée d'un sous-sol, d'un RDC et sept étages. Il est implanté dans la **wilaya de BLIDA** qui est classée en **zone III** de forte sismicité selon le **RPA99 version 2003**.

Après une étude dynamique approfondie basée sur les règlements de construction en vigueur **RPA99 version 2003 et BEAL 91**, on a adopté un système de contreventement mixte assuré par des voiles et portiques avec justification d'interaction portique / voile.

Afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et sismiques), on a utilisé le logiciel « ROBOT » pour une étude dynamique de la structure.

المخلص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة مفصلة لمنشأة للاستعمال الإداري، المتكون من طابق تحت الأرض، طابق أرضي وسبع طوابق، يقع المبنى بولاية البلدية والمصنفة ضمن المنطقة III للزلازل القوية، تبعا لقواعد مقاومة الزلازل الجزائرية (RPA99) اصدار 2003.

بعد دراسة ديناميكية معمقة مرتكزة على قواعد الإنشاءات (RPA99 version 2003 BAEL 91)، اعتمدنا نظام جهاز صد مختلط بواسطة حائط خرسانة مسلحة وأعمدة.

أخيرا من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب التحميل (حمولة دائمة والاستعمال والزلازل)، استعملنا برنامج «ROBOT» من أجل دراسة ديناميكية للمنشأة.

SOMMAIRE

Remerciements	I
Dédicace	II
Résumé	III
Liste des tableaux	IV
Liste des figures	V

Introduction générale	01
Plans de la structure	02

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE.		
I.1.	Présentation De l'ouvrage Etudié	04
I.1.1	Introduction	04
I.1.2	Caractéristiques géométriques	04
I.1.3	Données géométriques du site	04
I.1.4	Conception de la structure	05
I.1.5	Règle de calcule	06
I.1.6	Les états limites (bael91)	06
I.1.6.1	Définition	06
I.1.6.2	Hypothèse du calcul	06
I.2	Caractéristiques mécaniques des matériaux	07
I.2.1	Béton	07
I.2.1.1	Résistance mécanique du béton:	08
I.2.2	L'acier	11
I.2.2.3	Contrainte limite des aciers	12

Chapitre II. PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1	Pré-dimensionnement	14
II.1.1	Introduction	14
II.1.2	Disposition des poutrelles	14
II.1.3	Planchers a corps creux	14
II.1.4	Les poutres principales	16
II.1.5	Les poutres secondaires	17
II.1.6	Les poteaux	17
II.1.7	Les voiles	18
II.1.8	Les escaliers	18
II.1.9	Les balcons	21
II.2	La descente des charges	23
II.2.1	Principe	23
II.2.2	Détermination des charges appliquées	23
II.2.2.1	Plancher terrasse non accessible	23
II.2.2.2	Plancher étage courant	24
II.2.2.3	Mur extérieurs en maçonnerie	24
II.2.2.4	Les balcons	25
II.2.2.5.	L'acrotère	25
II.2.3	Lois de dégression	27
II.2.4	Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E5)	28
II.2.5	Descente des charges sur le poteau du rive (F4)	31
II.2.6	Vérification de la section du poteau selon RPA 99/ version 2003	34
II.2.7	Vérification de la section de poteau selon : BAEL91 (b.8.4,1)	35

Chapitre III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES		
III.1	Introduction	37
III.2	Etude De l'acrotère	37
III.2.6	Présentation du ferrailage	42
III.3	Les balcons	43
III.3.4	Ferrailage des balcons	45
III.4	L'escalier	46
III.4.1	Introduction	46
III.4.2	Définition Les Eléments d'un Escalier	46
III.4.3	Evaluation des charges	46
III.4.4	Détermination des sollicitation	48
III.4.5	Calcul de ferrailage	49
III.4.5.1	Armatures longitudinales	49
III.5	Poutre palière	60

Chapitre IV: ETUDE DES PLANCHERS		
IV.1	Introduction	66
IV.2	Méthodes de calcul	66
IV.3	Plancher à corps creux	66
IV.3.1	Calcul des poutrelles	66
IV.3.2	Calcul des moments	71
IV.4	Calcul du Ferrailage	87

Chapitre V:ETUDE DYNAMIQUE.		
V.1	Introduction	96
V.2	Méthode de calcul RPA99 (Art. 4.1.1)	96
V.3	Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	97
V.4	Évaluation des efforts sismiques	98

V.4.1	Spectre de réponse de calcul	98
V.4.2	Estimation de la période fondamentale de la structure	101
V.5	Analyse de la structure	102
V.5.1	Représentations des résultats et l'analyse de la méthode modale spectrale	102
V.5.2	Les modes propres de la structure	106
V.6	Justification de l'interaction voile-portique selon RPA 99 version 200(art3.4.4.a)	108
V.7	Calcul de l'action sismique par la Méthode statique équivalente	108
V.8	Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	110
V.9	Vérification des déplacements	111
V.10	Caractéristique géométrique et massique de la structure	112
V.10.1	Centre de gravité des masses	112
V.10.2	Centre de torsion (par logicielle ROBOT)	113
V.10.3	L'excentricité	114
V.11	Justification de l'effort P- Δ	115
V.12	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	116
V.13	Conclusion	118

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux		
VI.1	Introduction	119
VI.2	Ferrailage des poteaux	119
VI.2.1	Calcul de ferrailage	121
VI.2.2	Présentation du ferrailage	130
VI.3	Ferrailage des poutres	131
VI.3.1	Introduction	131
VI.3.2	Combinaisons d'actions	131
VI.3.3	Étapes des calculs des armatures longitudinales	132
VI.3.4	Présentation du ferrailage	139

VI.4	Ferraillage des voiles	139
VI.4.1	Introduction	139
VI.4.2	Voiles sans ouvertures	140
VI.4.3	Présentation du ferraillage voile 20	145
VI.4.4	Présentation du ferraillage voile 15	150

Chapitre VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		
VII.1	Introduction	151
VII.2	Combinaisons de calcul	151
VII.3	Choix du type des fondations	151
VII.3.1	Vérification des semelles isolées	152
VII.4	Pré dimensionnement du radier et La nervure	153
VII.8	Ferraillage du radier	160
VII.10	Etude de la nervure	167
VII.11	Schémas des ferrailages	174
VII.12	Etude du Voile périphérique	176
VII.12.6	Presentation du ferraillage	181

Conclusion générale
Bibliographie
Annexes

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE.		
Tableau I.1	Valeurs de la limite d'élasticité garantie fe	11
Tableau I.2	Résumé des caractéristiques mécaniques des matériaux	13

Chapitre II. PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE		
Tableau II.1	Tableau récapitulatifs	15
Tableau II.2	Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement	22
Tableau II.3	Evaluation des charges de plancher terrasse non accessible à corps creux	23
Tableau II.4	Evaluation des charges de plancher courant à corps creux	24
Tableau II.5	Evaluation des charges de murs extérieurs	24
Tableau II.6	Evaluation des charges de balcon.	25
Tableau II.7	Résumé des Charges et surcharges	27
Tableau II.8	Descente des charges sur le poteau (E5)	28
Tableau II.9	Descente des charges sur le poteau (F4)	31
Tableau II.10	Charges sur les poteaux	34
Tableau II.11	Tableau Récapitulatif	36

Chapitre III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES		
Tableau III.1	Evaluation des charges de palier	46
Tableau III.2	Evaluation des charges de pailasse	47
Tableau III.3	Résultats des sollicitations TYPE (a)	48
Tableau.III.4	Résultat des sollicitations TYPE(b)	49
Tableau III.5	Ferraillage d'escalier type (a)	51
Tableau III.6	Ferraillage de la poutre palière	65

Chapitre IV: ETUDE DES PLANCHERS		
Tableau IV.1	Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS	72
Tableau.IV2	Etude de plancher terrasse L'ELU	73
Tableau IV.3	Etude de plancher terrasse L'ELS	76
Tableau IV.4	Etude de plancher étage courant L'ELU	80
Tableau IV.5	Etude de plancher étage courant L'ELS	83

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE.		
Tableau V.1	Facteur de pénalité	100
Tableau V.2	Coefficient d'accélération de zone	100
Tableau V.3	Périodes et facteurs de participation massique modale (Première variante).	103
Tableau V.4	Périodes et facteurs d participation massique modale (deuxième variante).	104
Tableau V.5	Périodes et facteurs de participation massique modale (3 ^{ème} variante)	105
Tableau V.6	Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles	108
Tableau V.7	Récapitulatif des forces sismiques	109
Tableau V.8	Déplacements absolus pour les deux directions principales.	112
Tableau V.9.	Les résultats centres de gravité et de rigidité des différents étages	113
Tableau V.10	Valeur de l'excentricité pour chaque étage	114
Tableau V.11	Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal	115
Tableau V.12	Vérification de l'effet P- Δ pour le sens transversal.	116
Tableau V.13	Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (X).	117
Tableau V.14	Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)	117

Chapitre VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX		
Tableau VI.1	Caractéristiques mécaniques des matériaux	120
Tableau VI.2	Tableau résume les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison.	122
Tableau VI.3	Combinaisons des charges	132
Tableau VI.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux	134
Tableau VI.5	ELU	135
Tableau VI.6	ELS	135
Tableau VI.7	Choix de la section de ferrailage	135
Tableau VI.8	Récapitulatif de ferrailage des poutres	136

Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		
Tableau VII.1	Sollicitations sur la dalle du radier	161
Tableau VII.2	Ferrailage la dalle du radier à L'ELU.	163
Tableau VII.3	Ferrailage la dalle du radier à L'ELS	165
Tableau VII.4	Ferrailage du débord	167
Tableau VII.5	Ferrailage de nervure à l'ELU	172
Tableau VII.6	Ferrailage de nervure à l'ELS	172
Tableau VII.7	Ferraillages des voiles périphériques à L'ELU	178
Tableau VII.8	Ferraillages des voiles périphériques à L'ELS	180

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE.		
Fig.I.1	Evolution de la résistance du béton f_{cj} on fonction de l'âge du béton	08

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE		
Fig.II.1	Schéma de la disposition des poutrelles	14
Fig.II.2	Schéma de poutrelle	15
Fig.II.3	Schéma de la dalle corps creux	16
Fig.II.4	Coupe de voile en élévation	18
Fig.II.5	Schéma statique d'escalier	20
Fig.II.6	Schéma de l'escalier	21
Fig.II.7	Planché terrasse	23
Fig.II.8	Planché étage courant	24
Fig.II.9	Schéma de mur	25
Fig.II.10	Schéma statique de l'acrotère	26
Fig.II.11	Descente des charges	27
Fig.II.12	La surface afférente du poteau intermédiaire	28
Fig.II.13	La surface afférente du poteau de rive (F4)	31

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES		
Fig.III.1	Schéma statique de M.N.T	38
Fig.III.2	Ferraillage de l'acrotère	42
Fig.III.3	Schéma statique des charges de balcon	43
Fig.III.4	Ferraillage des balcons	45
Fig.III.5	Schéma statique d'escalier type (a)	48
Fig.III.6	Diagramme de moment et de l'effort tranchant type (a)	48
Fig.III.7	Schéma statique d'escalier type (b)	49

Fig.III.8	Diagramme de moment et l'effort tranchant type (b)	49
Fig.III.9	Schéma de ferrailage de l'escalier (type a et b)	60
Fig.III.10	Schéma statique de la poutre palière	61
Fig.III.11	Coupe poutre palière	64
Fig.III.12	Ferrailage poutre palière (console)	65

Chapitre IV : ETUDE DES PLANCHERS.

Fig.IV.1	Schéma de ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression	95
-----------------	---	-----------

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE

Fig.V.1	La modélisation de la structure	102
Fig.V.2	Première disposition des voiles	103
Fig.V.3	Deuxième disposition des voiles	104
Fig.V.4	Disposition finale des voiles	105
Fig.V.5	Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0,69s)	106
Fig.V.6	Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (T1=0,66)	107
Fig.V.7	Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0,48s)	107
Fig.V.8	Distribution des forces sismique selon la hauteur (sens x)	110
Fig.V.9	Distribution des forces sismique selon la hauteur (sens Y)	111

Chapitre VI : FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Fig.VI.1	Ferrailage des poteaux	130
Fig.VI.2	Ferrailage des poutres	139
Fig.VI.3	Contraintes sur le voile	142
Fig.VI.4	Ferrailage des voiles e=20	145
Fig.VI.5	Contraintes sur le voile	147
Fig.VI.6	Ferrailage des voiles e=15	150

Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE		
Fig.VII.1	Schéma d'une semelle isolée	152
Fig.VII.2	Dimension du radier	153
Fig.VII.3	Schéma isostatique et sollicitations des débords	166
Fig.VII.4	Sollicitation des nervures sens X-X (ELU)	168
Fig.VII.5	Sollicitation des nervures sens X-X (ELS)	169
Fig.VII.6	Sollicitation des nervures sens Y-Y (ELU)	170
Fig.VII.7	Sollicitation des nervures sens Y-Y (ELS)	171
Fig.VII.8	Ferraillage de radier	174
Fig.VII.9	Ferraillage des nervures	175
Fig.VII.10	Répartition des contraintes sur le voile périphérique	177
Fig.VII.11	Ferraillage du voile périphérique	181

Introduction

Générale

Introduction générale

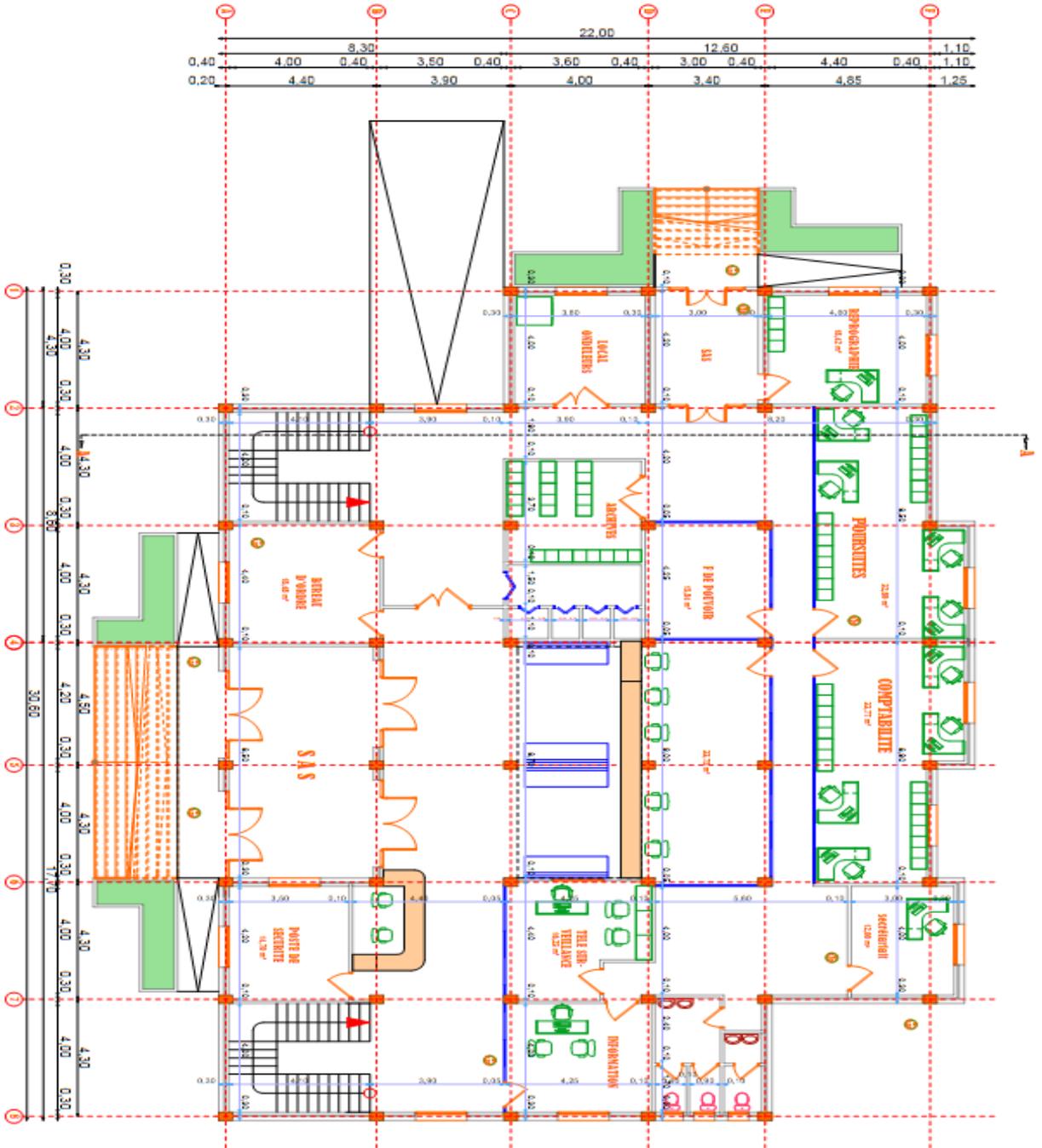
Parmi les catastrophes naturelles qui provoquent des bouleversements importants pouvant engendrer des grandes pertes matériels et humaines, on peut citer les séismes.

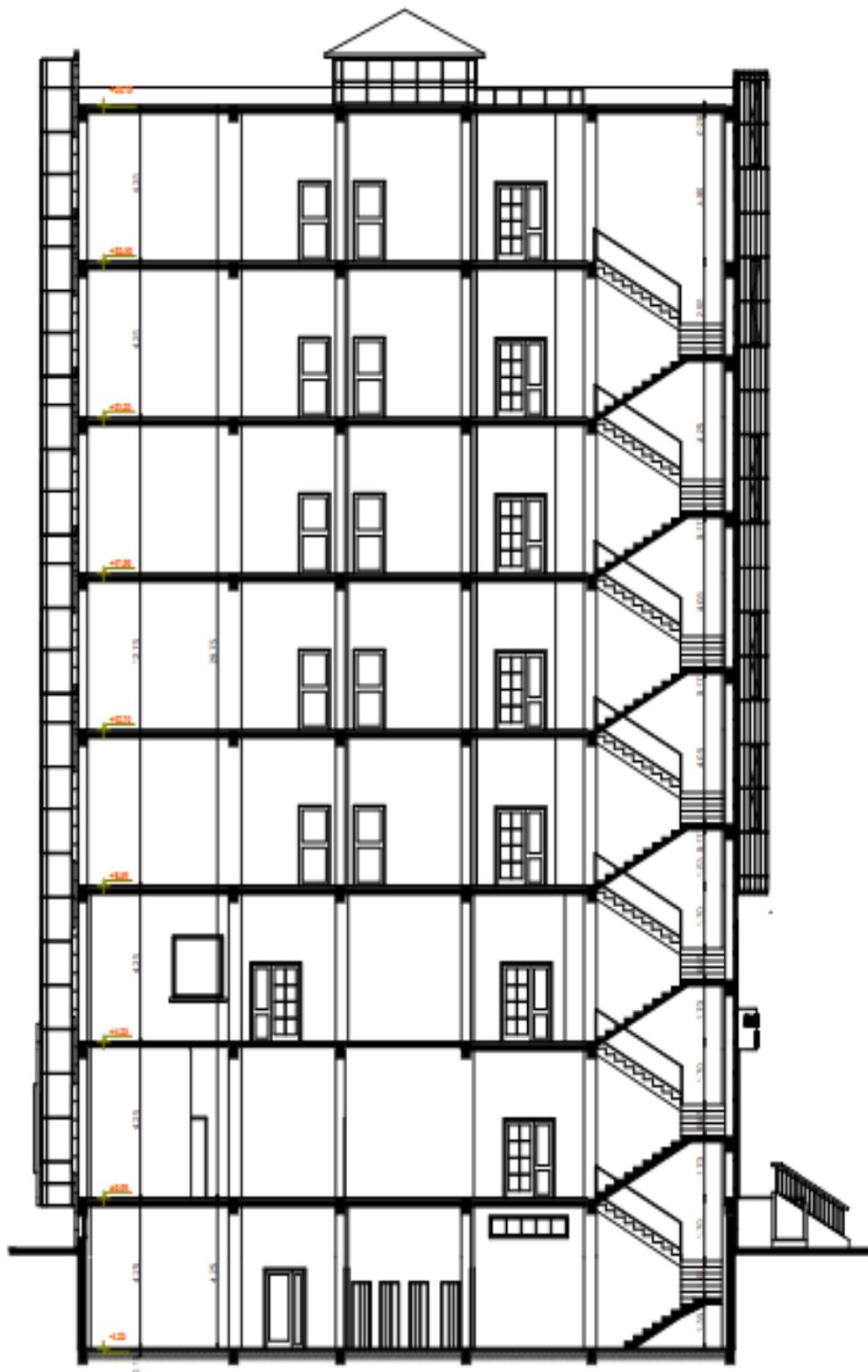
Afin de réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes, les recherches, plus pointues les unes que les autres ont permis l'élaboration de règlements de calcul et de vérification parasismiques.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines en tenant en compte de ces règlements pour livrer des structures assurant le maximum de sécurité au public et la protection de l'environnement.

Plans de La structure

Plan RDC Ech 1/100





Coupe A-A Ech 1/100

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Présentation de l'ouvrage étudié

I.1.1. Introduction:

L'objectif de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage administratif en R+7 avec sous-sol, implanté en zone de forte sismicité (Blida). Le bâtiment est constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan, et de 7 étages chaque étage contient des bureaux.

I.1.2. Caractéristiques Géométriques :

Les dimensions de la structure sont :

- ✓ La hauteur du rez-de-chaussée est de : 4,25m
- ✓ La hauteur d'étage courant de :4,25m
- ✓ La hauteur du sous-sol est de :4,25m

Les dimensions du bâtiment en plan sont:

- ✓ Largeur du bâtiment : 30,60m
- ✓ Longueur du bâtiment : 22m
- ✓ La hauteur totale du bâtiment sans acrotère :38.25m

I.1.3. Données géotechniques du site :

- ✓ Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Blida, zone classée par le RPA 2003 comme une zone de forte sismicité Zone III (RPA 99 VERSION 2003).
- ✓ Le bâtiment est à usage administratif ($H_t < 48$) donc appartient au groupe d'usage 2.
- ✓ Le site est considéré comme un site meuble : catégorie S3.
- ✓ La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 2$ bars.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol jusqu' à 4m de profondeur : la cohésion $C=0.46$ bars et l'angle de frottement $\phi=19.83^\circ$.

I.1.4. Conception de la structure:

a) Ossature de l'ouvrage:

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens : donc d'après (RPA 99 version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

b) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher : plancher en corps creux.

c) Escaliers :

La structure comporte deux cages d'escalier qui assurent la circulation verticale du sous-sol au 7^{ème} étage. Ils sont constitués de 3 volées et deux paliers de repos.

d) Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur.

e) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

Carrelage : pour les planchers, l'épaisseur $e = 2\text{cm}$.

Pour les escaliers, l'épaisseur $e = 2\text{cm}$

Enduit plâtre : 2cm pour les murs intérieurs.

2cm pour les plafonds.

f) Acrotères :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

g) Gaine de l'ascenseur :

Compte tenu de la hauteur de ce bâtiment, la conception de l'ascenseur est nécessaire pour faciliter la circulation entre les différents étages.

I.1.5. Règles de calcul:

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

- A. Règles parasismiques Algériens (R.P.A 99 version 2003)
- B. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.22)
- C. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

I.1.6. Les états limites (BAEL91)**I.1.6.1. Définition**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service. Il est donc lié aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont : la fissuration et les déformations.

I.1.6.2. Hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul sont :

- ✓ **Etat Limite Ultime « E L U », CBA93 (Art A.4.3.2).**
- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton tendu est négligée.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5% en flexion simple et à 2% en compression simple.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.
- Le diagramme contrainte déformation ($\sigma; \varepsilon$) de calcul du béton utilisé est le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée. Dans les autres, on utilise le diagramme rectangulaire simplifié.

- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

✓ **Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).**

- Les trois premières hypothèses citées en (I.1.6.2).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques
- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s, E_b module de Young de l'acier et béton respectivement

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.2. Caractéristiques mécanique des matériaux:

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

Béton armé = Béton + Aciers

I.2.1 Béton:

✓ **Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats, (graviers, sable) et de l'eau.

La composition courante de 1m³ de béton est :

- 350 kg/m³ de ciment CPJ 42,5.
- 400 L/m³ de sable $D_g \leq 5\text{mm}$.
- 800 L/m³ de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25\text{mm}$
- 175 L/m³ d'eau de gâchage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- 1- Une résistance mécanique élevée.
- 2- Un retrait minimum.
- 3- Une bonne tenue dans le temps.

I.2.1.1. Résistance mécanique du béton:

a) Résistance à la compression : BAEL 91 (ART.A2.1.11)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindrique $16\text{cm} \times 32\text{cm}$.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité. Les valeurs à j jours sont définies à partir de f_{c28} , par :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} & \text{Si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistance $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} & \text{Si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Dans notre cas : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

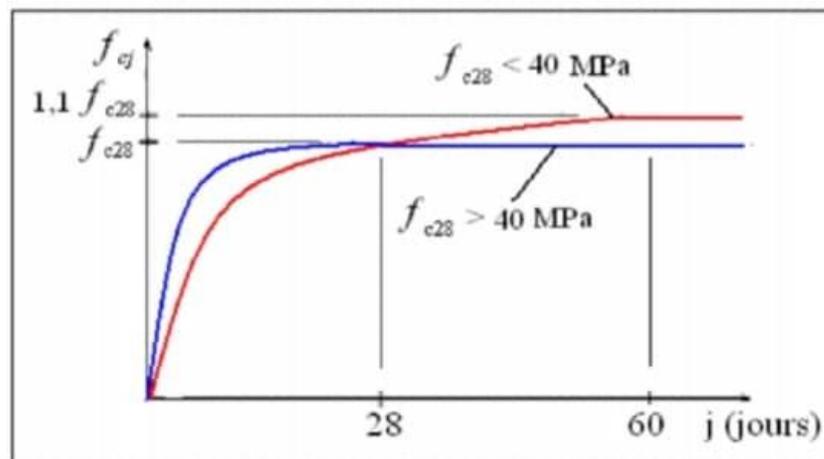


Figure I.1: Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b) Résistance à la traction : BAEL91 (Article A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est notée f_{tj} . En pratique, les règlements fixent la valeur de f_{t28} à partir du f_{c28} en se référant à la relation

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 \sqrt[3]{f_{cj}^2} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

c) Module déformation longitudinale du béton : BAEL91 (Article A.2.1, 2) :

On distingue:

✓ **Module de déformation instantanée : BAEL91 (Article A.2.1, 2.1)**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$$

✓ **Module de déformation différée : BAEL91 (Article A.2.1, 2.2)**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa}$$

d) Coefficient de POISSON : BAEL91 (Article A.2.1, 3)

Le coefficient de POISSON est le rapport de la déformation relative transversale par la déformation relative longitudinale, il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations (l'ELS).

$\nu = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations (l'ELU).

e) Module de déformation transversale :

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la formule suivante :

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

Avec E : module de Young et ν : Coefficient de poisson

- Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU)

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 \times E$.

- Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS)

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 \times E$.

f) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (Article A.5.1, 21)

La contrainte ultime de cisaillement (τ) pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les deux expressions suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) \text{ en fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) \text{ en fissuration préjudiciable}$$

✓ **Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :**

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA pour la fissuration préjudiciable.}$$

g) Contrainte limite (admissibles):✓ **Contrainte de compression :****- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) : BAEL91 (ART. A.4.3,41)**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle.

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$.

dépend de la durée d'application des contraintes :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Dans notre cas on prend égale à 1.

γ_b : coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la

Masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

Le coefficient γ_b vaut : 1.5 en situation durable ou transitoire.

1.15 en situation accidentelle

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$, on trouve :

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$ en situation durable ou transitoire.

$f_{bu} = 18.5 \text{ MPa}$ en situation accidentelle.

✓ **La contrainte limite de service est donnée par :**

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

I.2.2. L'Acier:

I.2.2.1. Définition :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il est subtil aux effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine pour %).

I.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	Fe (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215	215	Emploi courant.
	FeE235	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant.
	FeE500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE500	500	
Fils tréfile lisses Type 4	TL50 $\Theta > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Theta \leq 6\text{mm}$	520	

Tab. I.1: Valeurs de la limite d'élasticité garantie, f_e .

I.2.2.3 Contrainte limite des Aciers :

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

a. Etat limite ultime : BAEL91 (ART.A.2.2,2)

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte –déformation.

b. Etat limite de service : BAEL91 (ART. A.4.5,3)

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Fissuration peu nuisible : pas de limitation de la contrainte de l'acier.

✓ $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$ Fissuration préjudiciable

✓ $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$ Fissuration très préjudiciable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA en situation accidentelle} \\ \text{D'ou: } \bar{\sigma}_s = 215.56 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Avec η : coefficient de fissuration, Qui vaut :

$$\eta \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ pour les ronds lisses y compris TSL} \\ 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ 1.3 \text{ pour les aciers a haut adhérence (HA) de } \varnothing < 6\text{mm.} \end{array} \right.$$

Résumé

BETON	La résistance à la compression du béton à 28 jours	$f_{c28}=25\text{MPa}$.
	La résistance à la traction du béton	$f_{t28}= 2.1\text{MPa}$.
	Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$
	Module d'élasticité longitudinal différé	$E_{IV}=10818.865\text{MPa}$
	Module d'élasticité transversale ELU	$G=0.5\times E$
	Module d'élasticité transversale ELS	$G=0.24\times E$
	$\sigma_{bu} = \mathbf{14.16 \text{ MPa}}$ en situation durable ou transitoire. ELU	
	$\sigma_{bu} =\mathbf{18.5 \text{ MPa}}$ en situation accidentelle ELU	
	La contrainte limite de service est $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	
	$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$ pour la fissuration peu préjudiciable	
	$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$ pour la fissuration préjudiciable	
ACIER	Limite élastique de l'acier	$F_e = 400 \text{ MPA}$
	Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale	$E_s = 200\ 000 \text{ MPA}$.
	$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$ Pour une situation courante.	
	$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}$ Pour une situation accidentelle	

Tab I.2. Tableau Résume les caractéristiques mécaniques des matériaux

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement et descente de charge

Chapitre II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1. Pré-dimensionnement

II.1.1. Introduction:

Le pré-dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA99/version 2003 et BAEL91.

II.1.2. Disposition des poutrelles

Notre disposition est portée sur les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

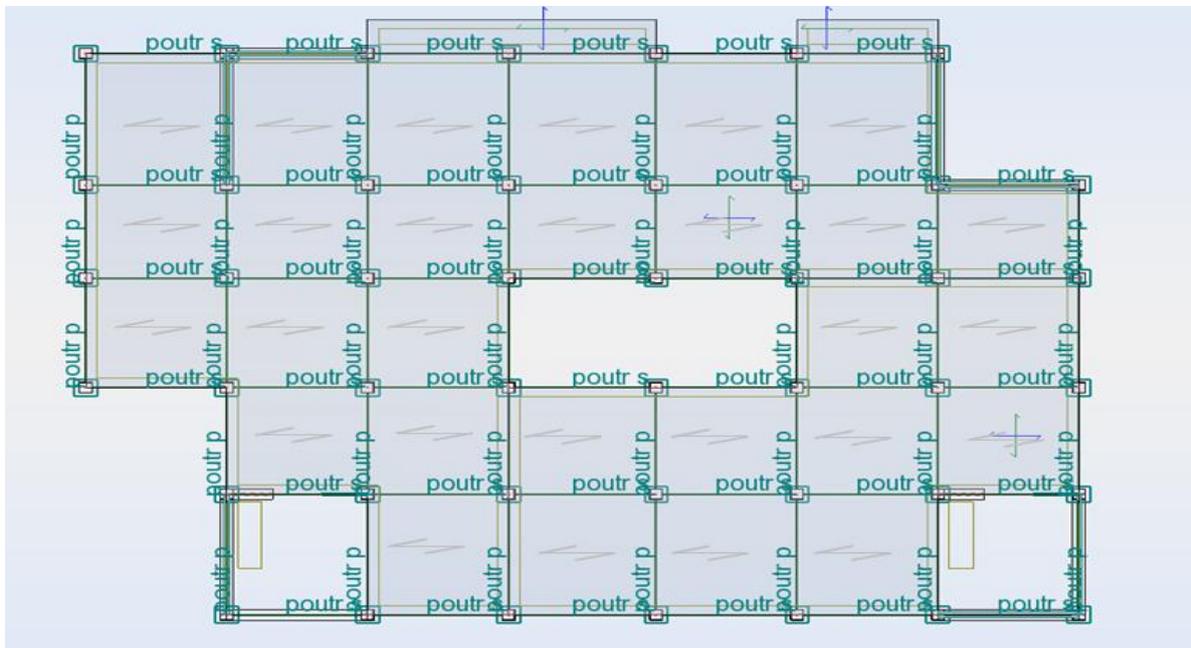


Figure II.1. Schéma de la disposition des poutrelles.

II.1.3. Planchers à corps creux:

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4cm. selon le BAEL91 (art B.6.8.423)

✓ **Condition de flèche : BAEL 91 (art B.6.8 ,424).**

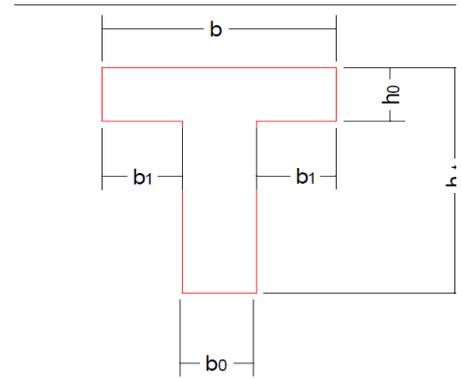
Le rapport h/l est au moins égale à $1/22$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 420$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 18.66$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4).

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 16\text{cm} \Rightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4\text{cm} \Rightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 16\text{cm} \Rightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$



FigII2. Schéma de la poutrelle

- Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$b_0 = (0.3, 0.5) h_t$$

$$b_0 = (4.8, 8) \text{ cm}$$

$$b_0 = 10\text{cm}$$

- ✓ Le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.
- ✓ La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{l_n}{2}, \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{55}{2} = 27.5\text{cm} ; \frac{420}{10} = 42\text{cm} \right\}$$

L_n : la distance entre-nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b=65\text{cm}.$$

Soit $b=65\text{cm}$.

h(cm)	h_0	b(cm)	b_1 (cm)	b_0 (cm)
20	4	65	27.5	10

Tab.II.1. Tableau récapitulatif.

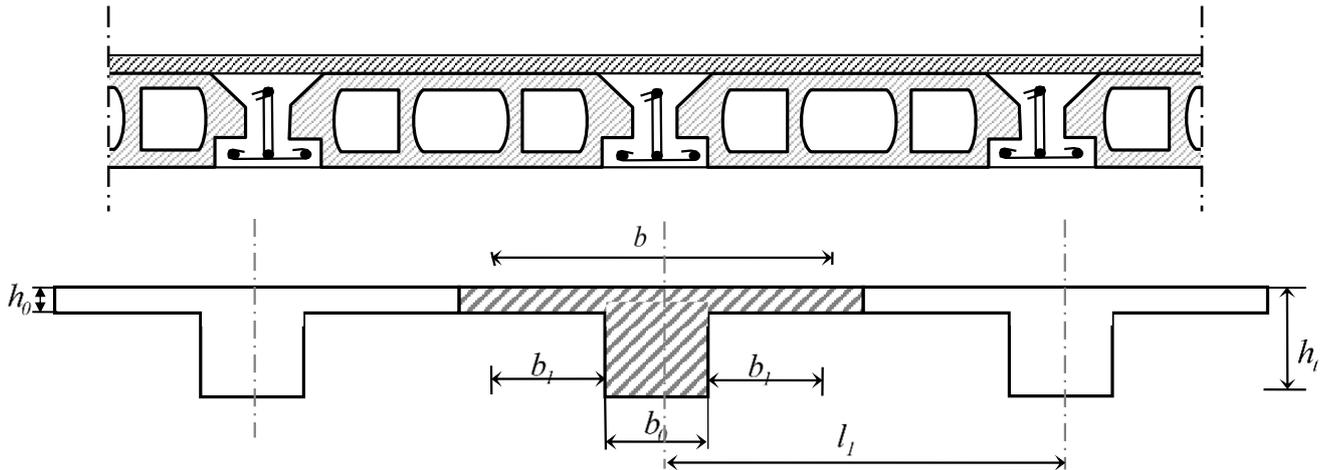


Fig II.3. Schéma de la dalle corps creux.

II.1.4. Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

✓ Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

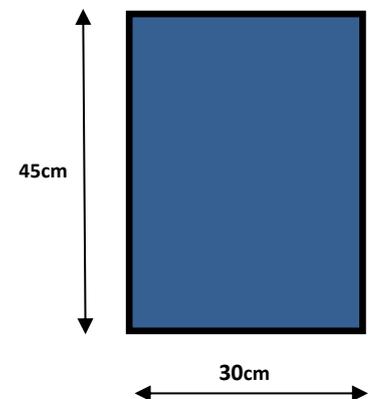
L_{\max} : la plus grande portée = 485 cm

$$h = (32,33 \div 48,5) \text{ cm}$$

On prend: $h = 45 \text{ cm}$.

$$b = (0,3; 0,4) h = (13,5; 18).$$

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



✓ Condition de RPA 99(article 7.5.1) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 45/30 = 1,5 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II.1.5. Les poutres secondaires :

✓ Condition de portée :

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grande portée = 450 cm

$$h = (1/15; 1/10) 450$$

$$h = (30; 45) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) h$$

$$b = (0,3 ; 0,4) 40$$

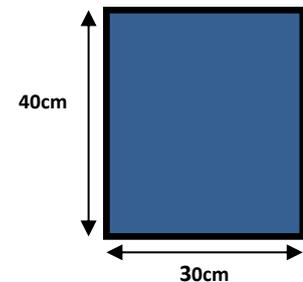
$$b = (12; 16) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

✓ Condition de RPA : (article 7.5.1)

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4,0 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.1.6. Les poteaux

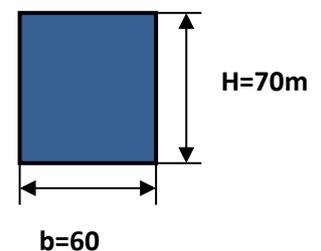
Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone III

$$\checkmark \text{ Min } (b_i; h_i) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} > 30 \text{ cm} .$$

$$\checkmark \text{ Min } (b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{425}{20} = 21,25 \leq 60$$

$$\checkmark \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0,857 < 4$$



On adopte une section de **(60x70)**.

Remarque: La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par Niveau.

II.1.7. Les voiles : RPA99/version2003 (article 7.7.1)

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4a$:

L : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

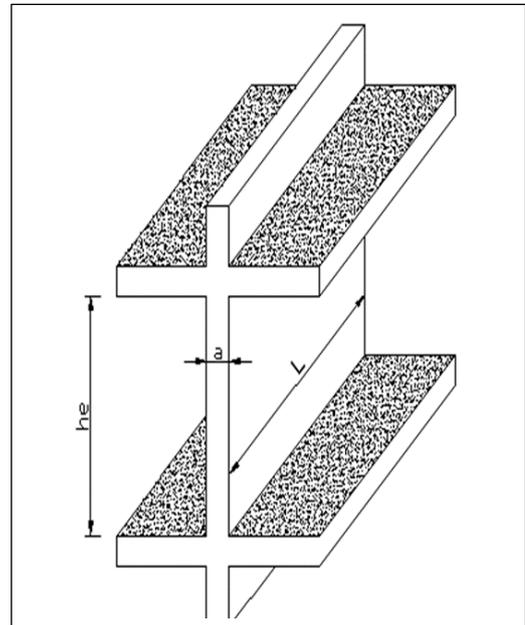


Fig.II.4. Coupe de voile en élévation.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, comme suit :

Pour le dimensionnement des voiles, on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

✓ **Étage courant +RDC** ($h_e=4.25-0.45$ m) =3.80m.

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20} \right) = \frac{380}{20} = 19 \text{ cm.}$$

On prend **e=20 cm.**

II.1.8. Les escaliers:

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Ils sont en béton armé, métallique ou en bois.

Dans notre cas, les escaliers sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont constitués de 3 volées et deux palier de repos.

✓ **Hauteur de la marche et de la contre marche :**

On a :

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

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$

D'après la formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$g+2h=30+2 \times 17=64 \rightarrow 59 < 64 < 66 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

L'escalier est confortable.

✓ **Nombre des contres marches :**

Hauteur : $h_e=4.25 \text{ m}$

$$n = h_e/h \rightarrow n=425/17 \rightarrow n=25 \text{ contres marches.}$$

Donc on prend :

Pour le 1ere et le 3^{eme} volée, on a 9 marches (10 contres marches).

Et pour le 2^{eme} volée, on a 4 marches (5 contres marches)

✓ **Longueur de volée « L » :**

$$L = (n-1) g$$

$$\text{Pour le 1ere et le 3eme volée : } L = (10-1) \times 30 = 270\text{cm} \rightarrow L = 2.70\text{m.}$$

$$\text{Pour le 2eme volée : } L = (5-1) \times 30 = 120\text{cm} \rightarrow L = 1.20\text{m.}$$

✓ **Inclinaison de la paillasse :**❖ **Pour le 1ere et le 3eme volée :**

$$\tan \alpha = 10 \times 17 / 270 = 170 / 270 = 0.629 \rightarrow \alpha = 32.19$$

$$\cos \alpha = L / l \rightarrow l = L / \cos \alpha = 2.70 / \cos 32.19$$

$$l = 3.19\text{m.}$$

$$L_T = 3.19 + 1.40 = 4.59\text{m}$$

❖ **Pour le 2eme volée :**

$$\tan \alpha = 5 \times 17 / 120 = 85 / 120 = 0.70 \rightarrow \alpha = 35.31^\circ.$$

$$\cos \alpha = L / l \Rightarrow l = L / \cos \alpha = 1.20 / \cos 35.31 \Rightarrow l = 1.47\text{m.}$$

$$L_T = 1.40 + 2 \times 1.40 = 4.27\text{m}$$

✓ L'épaisseur de la paillasse et palier

$$L_T / 30 \leq e \leq L_T / 20$$

$$L_{1T}=4.59\text{m} \rightarrow 459 / 30 \leq e \leq 459 / 20 \rightarrow 15.3 \leq e \leq 22.95$$

$$L_{2T}=4.27\text{m} \rightarrow 427 / 30 \leq e \leq 427 / 20 \rightarrow 14.23 \leq e \leq 21.35$$

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

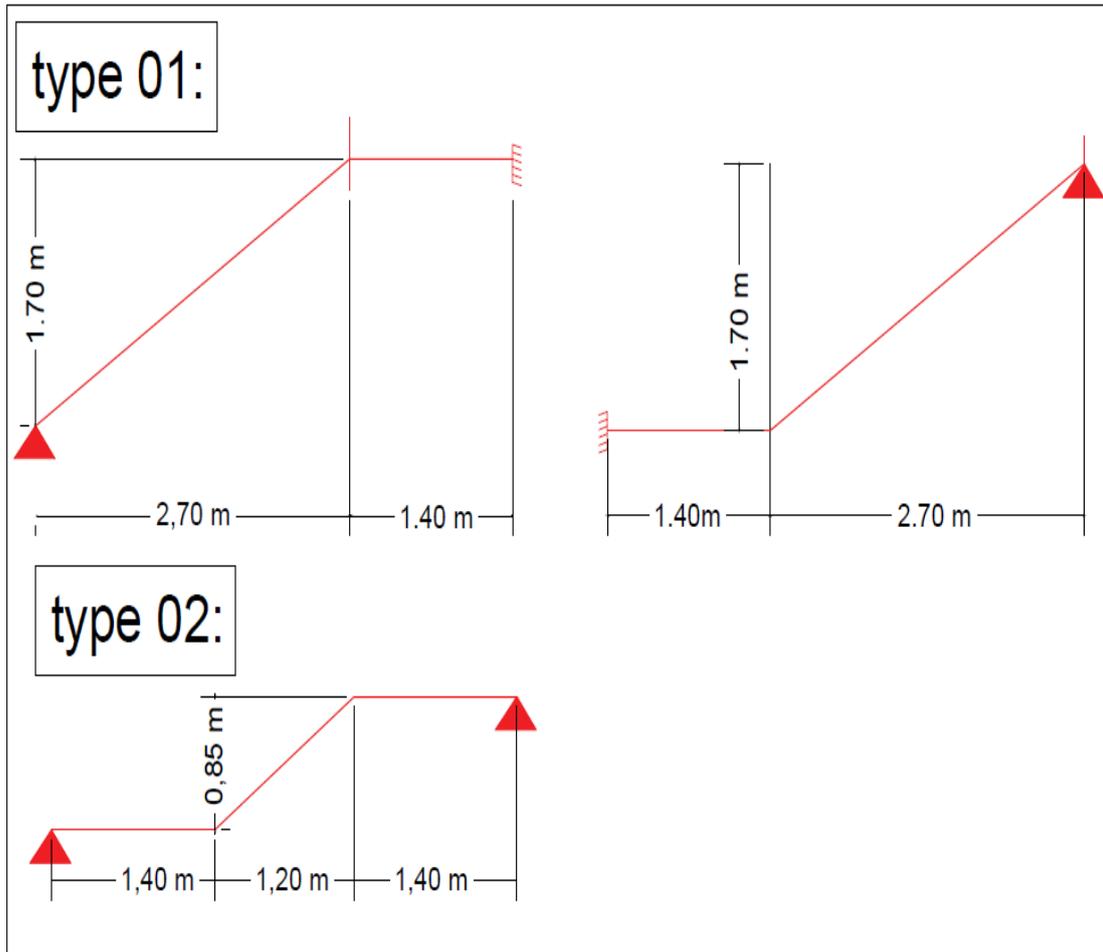
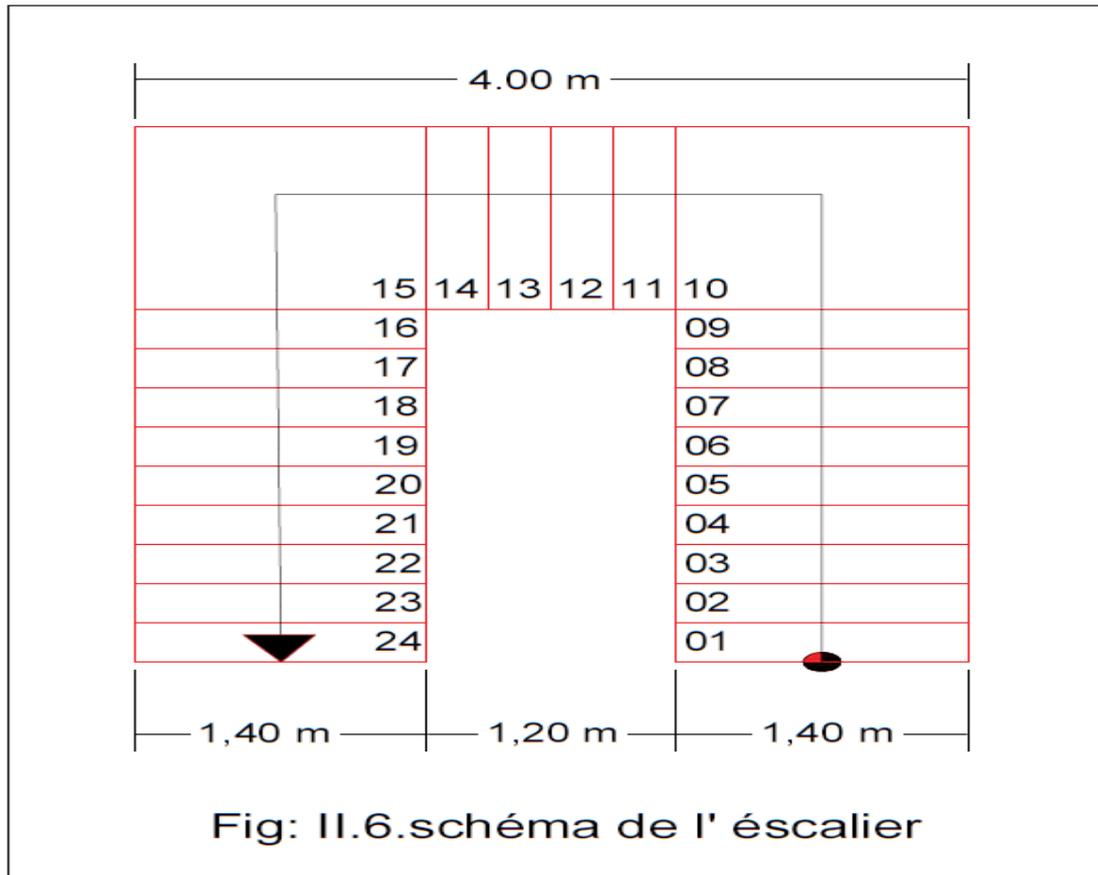


Figure II.5. Schéma statique d'escalier.



II.1.9. Les balcons :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

En général, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (article B.6.8, 424)

✓ Résistance au feu :

$e=7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e=11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e=17,5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

✓ Résistance à la flexion :

Dans notre projet on a un seul type du balcon « balcon reposant sur un appui »,

$$e = \frac{l_x}{20}$$

$$e = \frac{110}{20}$$

$$e = 5.5 \text{ cm}$$

✓ **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e = 12 \text{ cm}$.

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines **d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$** .

Résumé

Les dimensions choisies pour les différents éléments sont rassemblées dans le tableau suivant :

Les éléments	Pré-dimensionnement (cm)
Poutre principale	(30*45)
Poutre secondaire	(30*40)
Poteau	(60*70)
Voile	20
Escalier	20
Balcon	15

Tab.II.2. Tableau récapitulatif de pré-dimensionnement

II.2 .LA DESCENTE DES CHARGES

II.2.1. Principe :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées sont les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc.) et les charges d'exploitations.

Le rôle de la descente des charges est :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.2. Détermination des charges appliquées :

II.2.2.1. Plancher terrasse non accessible :

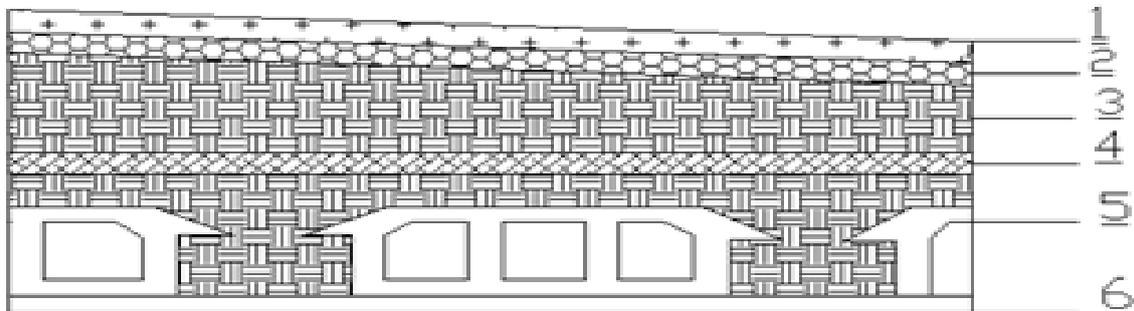


Fig. II.7. Planché terrasse.

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(kg/m^3)$	Poids(kg/m ³)
01	Gravier	0.05	2000	100
02	Etanchéité multicouche	0.02	600	12
03	Forme de pente	0.1	2000	200
04	Isolation thermique	0.04	400	16
05	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	280
06	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			Total :	628kg/m²

Tableau II.3. Evaluation des charges de plancher terrasse non accessible à corps creux

Surcharge d'exploitation : (DTR. BC2-2) $Q=1KN/m^2$

Donc : $G=6.28KN/m^2+1KN/m^2$, $Q=100KG/m^2$

II.2.2.2. Plancher étage courant:

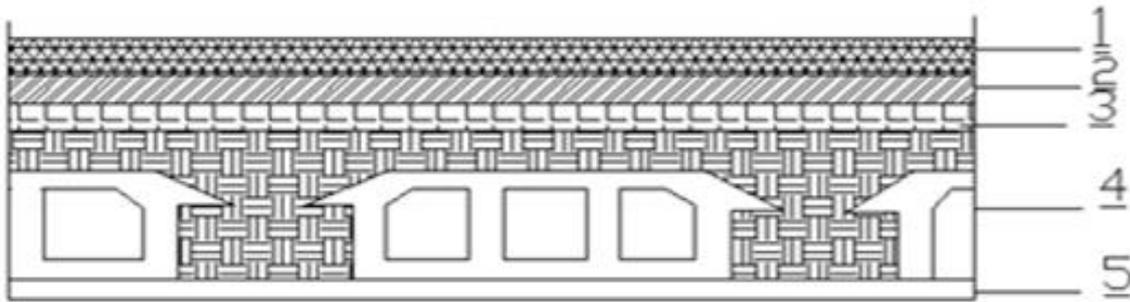


Fig.II.8. Planche étage courant.

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	Charges (Kg/m ²)
01	Carrelage	0.02	2200	44
02	Mortier de pose	0.02	2000	40
03	Lit de sable	0.02	1800	36
04	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	280
05	Enduit de plâtre	0.02	20	20
06	Cloisons	-	100	100

Tableau II.4. Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

$$G=520 \text{ Kg/m}^2, \quad G = 5.2\text{KN/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : DTR. BC2-2 ; } Q = 250 \text{ Kg/m}^2 \quad Q=2.5\text{KN/m}^2$$

II.2.2.3. Mur extérieur en maçonnerie :

N°	Désignations	e(m)	Charges(kg/m ²)
01	Enduit ciment	0.02	40
02	Briques creuses	0.1	90
03	Lame d'air	0.05	-
04	Briques creuses	0.15	130
05	Enduit de plâtre	0.015	18
	total		278

Tableau II.5. Evaluation des charges de murs extérieurs

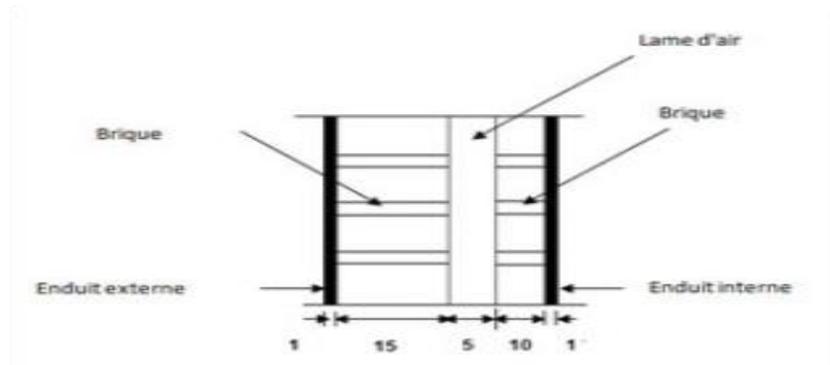


Fig.II.9. Schéma de mur.

Charge permanente :

$$25\% \text{ D'ouverture} \Rightarrow G = 208.5 \text{ kg/m}^2, \quad G = 2.085 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.4. Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est : $e=15\text{cm}$.

Balcon accessible:

N°	Désignations	e (m)	$\gamma(\text{kg/m}^2)$	Charges(kg/m^2)
01	Carrelage	0.02	2200	44
02	Mortier de pose	0.02	2000	40
03	Dalle pleine	0.150	2500	375
04	Enduit en plâtre	0.02	1000	20

Tableau II.6. Evaluation des charges de balcon.

Charge permanente $G = 479 \text{ Kg/m}^2$. $G = 4.79 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$. $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.2.5. L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour entourer le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la

protection lourde sur l'étanchéité. Comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

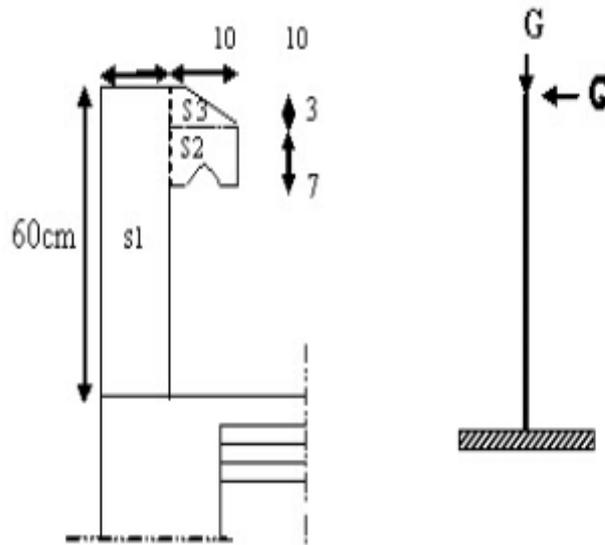


Fig.II.10. Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur

Surface:

$$S_1+S_2+S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G_1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN.}$$

G_2 = poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2$

$$G = G_1 + G_2 = 171.25 + 12 = 183.25 \text{ daN/ml.}$$

Surcharge:

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$$Q \times 1 \text{ m} = 1000 \text{ N}$$

Résumé

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher terrasse	6.28KN/m ²	1KN/m ²
Plancher d'étage courant	5.20KN/m ²	2.5KN/m ²
Mures extérieures	2.085KN/m ²	-
Acrotère	1.8325KN/m ²	1KN/m ²
Balcon	4.79KN/m ²	3.5KN/m ²

Tableau II.7. Résumé des Charges et surcharges

II.2.3. Lois de dégression

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

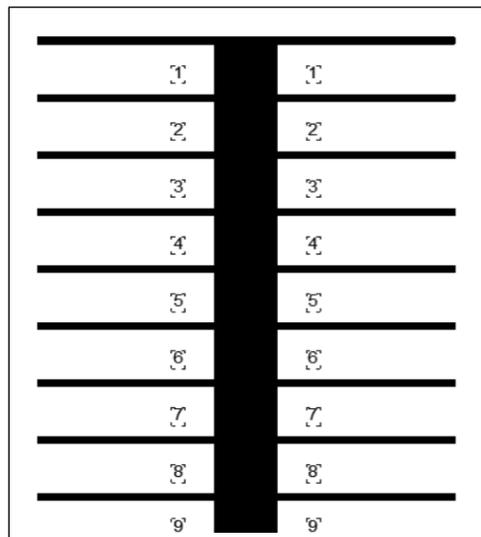


Fig.II.11. Descente des charges.

II.2.4. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (E5)

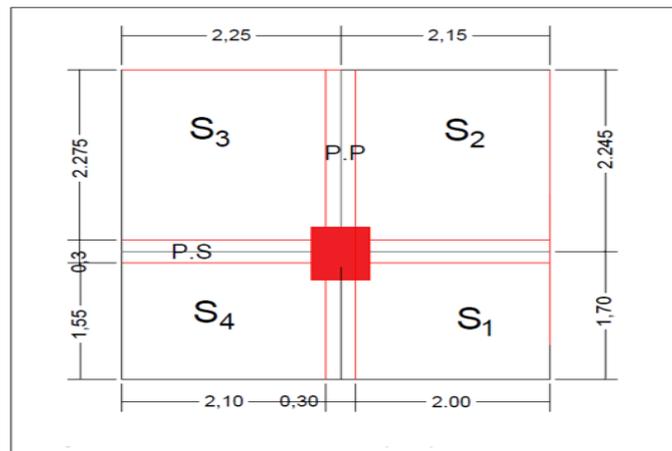


Fig.II.12. La surface afférente du poteau intermédiaire.

Surface afférentes :

$$S_G = (2.10 + 2.00) \times (1.55 + 2.275) = 15.68 \text{m}^2.$$

$$S_Q = (2.10 + 2.00 + 0.30) \times (1.55 + 2.275 + 0.30) = 20.7975 \text{m}^2 = 20.8 \text{m}^2$$

$$S_{QT} = 20.8 - (0.60 \times 0.70) = 20.5 \text{m}^2.$$

Tableau II.8. Descente des charges sur le poteau (E5).

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1 1	Surface		
	Plancher terrasse : 15.68 x 6.28	98.4704	20.80
	Poutre p : (0.3x0.45 x3.425) x 25	11.56	
	Poutre s : (0.3x0.4x3.8) x 25	11.4	
	Poteaux : (0.6x0.7x4.25) x 25	44.625	
	Surcharge : (x1) 20.8 x 1		
	Total :	166.0554	20.80
2 2	Venant 1-1	166.0554	20.80
	Plancher étage : 15.68 x 5.20	81.536	50.95
	Poutre p : (0.3x0.45x3.425) x 25	11.56	
	Poutre s : (0.3x0.4x3.8) x 25	11.4	

	Poteaux : $(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Surcharge : (x1) 20.38×2.5		
	Total :	315.2	71.03
3 3	Venant 2-2	315.2	71.03
	Plancher étage : 15.86×5.20	82.472	45.855
	Poutre p : $(0.3 \times 0.45 \times 3.425) \times 25$	11.56	
	Poutre s : $(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux : $(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Surcharge : (x0.9) 20.38×2.5		
	Total :	465.257	116.885
4 4	Venant 3-3	465.257	116.885
	Plancher étage : 15.68×5.2	81.536	40.76
	Poutre p $(0.3 \times 0.45 \times 3.425) \times 25$	11.56	
	Poutre s : $(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux : $(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Surcharge : (x0.8) 20.38×2.5		
	Total :	614.4	157.645
5 5	Venant 4-4	614.4	157.645
	Plancher étage : 15.68×5.2	81.536	35.665
	Poutre p : $(0.3 \times 0.45 \times 3.425) \times 25$	11.56	
	Poutre s : $(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux : $(0.60 \times 0.70 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Surcharge : (x0.7) 20.38×2.5		
	Total :	763.521	193.31
6 6	Venant 5-5	763.521	193.31
	Plancher étage : 15.68×5.2	81.536	30.57

	Poutre p :	$(0.3 \times 0.45 \times 3.425) \times 25$	11.56	
	Poutre s :	$(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux :	$(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Surcharge : (x0.6)	20.38×25		
		Total :	912.642	223.88
77	Venant 6-6		912.642	223.88
	Plancher étage :	15.68×5.2	81.536	
	Poutre p :	$(0.3 \times 0.45 \times 3.425) \times 25$	11.56	25.475
	Poutre s :	$(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux :	$(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Surcharge : (x0.5)	20.38×2.5		
		Total :	1061.8	249.355
88	Venant 7-7		1061.8	249.355
	Plancher étage :	15.68×5.2	81.536	25.475
	Poutre p :	$(0.3 \times 0.45 \times 3.425) \times 25$	11.56	
	Poutre s :	$(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux :	$(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Surcharge : (x0.5)	20.38×2.5		
		Total :	1210.921	274.83
99	Venant 8-8		1210.921	274.83
	Plancher étage :	18.15×5.2	94.38	25.475
	Poutre p :	$(0.3 \times 0.45 \times 3.425) \times 25$	11.56	
	Poutre s :	$(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux :	$(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Surcharge : (x0.5)	20.38×2.5		
		Total :	1372.9	300.305

Donc: $G= 1372.9\text{KN/m}^2$, $Q=300.305\text{KN/m}^2$.

II.2.5. Descente des charges sur le Poteau du rive (F4):

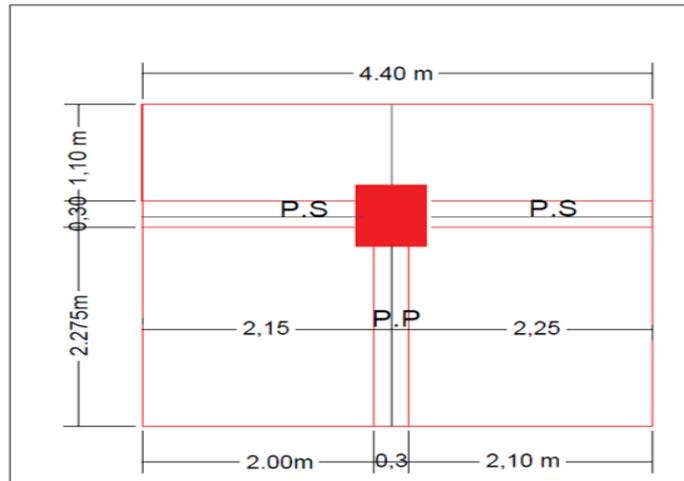


Fig.II.13. La surface afférente du poteau de rive (F4)

Calcul de la surface afférente :

$$S_{Gpl} = (2.275 \times (2 + 2.10)) = 9.3275 \text{m}^2.$$

$$S_{Gbl} = (4.40 \times 1.10) = 4.84 \text{m}^2.$$

$$S_{QPLT} = (2.275 + 0.3) \times (2 + 0.3 + 2.10) = 11.33 \text{m}^2.$$

$$S_{QblT} = (4.40 \times 1.10) = 4.84 \text{m}^2.$$

$$S_{Qplc} = S_{QPLT} - S_{pot} = 11.33 - (0.6 \times 0.7) = 10.91 \text{m}^2.$$

Tableau.II.9. Descente des charges sur le poteau (F4).

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(Kg)	
1 1	Surface			
	Balcon :	4.84 x 4.79	23.1836	4.84 x 3.5 = 16.94
	Plancher terrasse :	9.3275 x 6.28	58.5767	(1) x 11.33 x 1 = 11.33
	Poutre p :	(0.3 x 0.45 x 2.075) x 25	7.003125	-
	Poutre s :	(0.3 x 0.4 x 3.8) x 25	11.4	-

	Poteaux : $(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Acrotère : 0.0685×1.8325	0.12552	1
	Total :	144.91	29.27
2 2	Venant 1-1	144.91	29.27
	Balcon : 4.84×4.79	23.1836	16.94
	Plancher étage : 9.3275×5.2	48.503	$(1) \times 10.91 \times 2.5 = 27.275$
	Poutre p : $(0.3 \times 0.45 \times 2.075) \times 25$	7.003125	
	Poutre s : $(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux : $(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Murs extérieurs $(4.40 \times 3.85) \times 2.08 \times 5$	35.3199	-
	Total :	314.94	73.485
3 3	Venant 2-2	314.94	73.485
	Balcon : 4.84×4.79	23.1836	16.94
	Plancher étage : 9.3275×5.2	48.503	$(0.9) \times 2.5 \times 10.91 = 24.5475$
	Poutre p : $(0.3 \times 0.45 \times 2.075) \times 25$	7.003125	
	Poutre s : $(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	
	Poteaux : $(0.6 \times 0.7 \times 4.25) \times 25$	44.625	
	Murs extérieurs $(4.40 \times 3.85) \times 2.085$	35.3199	
	Total :	484.97	115.9725
4 4	Venant 3-3	484.97	115.9725
	Balcon : 4.84×4.79	23.1836	16.94
	Plancher étage : 9.3275×5.2	48.503	$(0.8) \times 2.5 \times 10.91 = 21.82$
	Poutre p $(0.3 \times 0.45 \times 2.075) \times 25$	7.003125	
	Poutre s : $(0.3 \times 0.4 \times 3.8) \times 25$	11.4	

	Poteaux : (0.6 x 0.7 x 4.25) x 25	44.625	
	Murs extérieurs (4.40 x 3.85) x 2.085	35.3199	
	Total :	655	154.7325
5 5	Venant 4-4	655	154.7325
	Balcon : 4.84 x 4.79	23.1836	16.94
	Plancher étage : 9.3275 x 5.2	48.503	(0.7)x2.5x10.91=19.0925
	Poutre p : (0.3 x 0.45 x 2.075) x 25	7.003125	
	Poutre s : (0.3 x 0.4 x 3.8) x 25	11.4	
	Poteaux : (0.6 x 0.7 x 4.25) x 25	44.625	
	Murs extérieurs : (4.40 x 3.85) x 2.085	35.3199	
	Totale :	825.03	190.765
6 6	Venant 5-5	825.03	190.765
	Balcon : 4.84 x 4.79	23.1836	16.94
	Plancher étage : 9.3275 x 5.2	48.503	(0.6)x2.5x10.91= 16.365
	Poutre p : (0.3 x 0.45 x 2.075) x 25	7.003125	
	Poutre s : (0.3 x 0.4 x 3.8) x 25	11.4	
	Poteaux : (0.6 x 0.7 x 4.25) x 25	44.625	
	Murs extérieurs (4.40 x 3.85) x 2.085	35.3199	
	Total :	995.06	224.07
7 7	Venant 6-6	995.06	224.07
	Balcon : 4.84 x 4.79	23.1836	16.94
	Plancher étage : 9.3275 x 5.2	48.503	(0.5)x2.5x10.91=13.6375
	Poutre p : (0.3x0.45x2.075) x 25	7.003125	
	Poutre s : (0.3x0.4x3.8) x 25	11.4	
	Poteaux : (0.6x0.7x4.25) x 25	44.625	
	Murs extérieurs : (4.40 x 3.85) x 2.085	35.3199	

		Total :	1165.09	254.6475
8 8	Venant 7-7		1165.09	254.6475
	Balcon :	4.84 x 4.79	23.1836	16.94
	Plancher étage :	9.3275 x 5.2	48.503	(0.5)x2.5x10.91=13.6375
	Poutre p :	(0.3x0.45x2.075) x 25	7.003125	
	Poutre s :	(0.3x0.4x3.9) x 25	11.4	
	Poteaux :	(0.5x0.6x4.25) x 25	44.625	
	Murs extérieurs :	(4.40 x 3.85) x 2.085	35.3199	
			Total :	1335.12

Poteaux	G	Q	N _U	N _S
Poteau central (E5)	1372.9KN/m ²	300.305KN/m ²	2303.9KN	1673.205 KN
Poteau de rive (F4)	1335.12KN/m ²	285.225KN/m ²	2230.25KN	1620.345KN/m ²

Tableau.II.10. Charges Sur Les Poteaux

$$N_U = 1.35G + 1.5Q.$$

$$N_S = G + Q.$$

Remarque: pour la vérification de la section du Poteau on prend le poteau le plus sollicité.

II.2.6. Vérification de la section du poteau selon RPA 99/ version 2003:

1)- Vérification des dimensions :

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b, h) ≥ 30 cm en zone III
- Min (b, h) ≥ H_e/20
- 1/4 ≤ b/h ≤ 4

Les trois conditions sont vérifiées

2)- Vérification de l'effort normal :

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2003 en plus des vérifications prescrites par le BAEL 91 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est

limité par la condition suivante : $v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0.3$

$$N_d = N_s$$

$$v = \frac{1.673205}{0.6 \times 0.7 \times 25} = 0.159 \rightarrow (c v).$$

Selon le pré dimensionnement effectué, cette condition est vérifiée.

II.2.7. Vérification de la section de poteau selon : BAEL91 (B.8.4,1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

- α : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ , qui prend les valeurs

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ pour } 50 < \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.

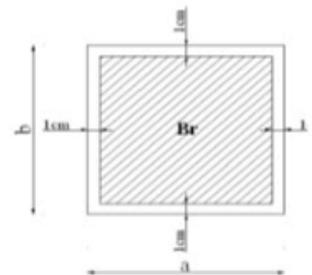
γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant, de sa section réelle, 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie. $B_r = [(a-2)(b-2)] \text{ cm}^2$



✓ **Section du Poteau:** $B_r = (60-2) \times (70-2) = 3944\text{cm}^2 = 394400\text{mm}^2$.

✓ **Section d'acier :** $A = \max (A_{BAEL}, A_{RPA})$

➤ **D'après RPA2003 (article 7.4.2.1) la section d'acier minimale sera de :**

$$A_{min} = 0.9\% B \text{ (zone III)}$$

$$A_{min} = 0.9(60 \times 70) / 100 = 37.8\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 3780 \text{ mm}^2$$

➤ **D'après BAEL91 :**

$$A_{min} = \max (4\text{cm}^2 \text{ de périmètre}, 0.2\% B)$$

$$A_{min} = \max (4 \text{ cm}^2, 0.002 \times 60 \times 70 = 8.4 \text{ cm}^2)$$

$$A_{min} = 8.4\text{cm}^2 = 840 \text{ mm}^2$$

$$A = 3780\text{mm}^2$$

✓ **L'élancement : $\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$**

$$\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

L_0 = la hauteur de poteau : 4.25m

$$b < h \longrightarrow \lambda_x > \lambda_y$$

✓ **Poteau (60,70) :**

$$\lambda_x = 17.17 \quad , \quad \lambda_y = 14.722$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.17}{35}\right)^2} = \mathbf{0.811}$$

$$N_u \leq 0.811 \times \left(\frac{394400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 3780 \times \frac{400}{1.15} \right)$$

$$N_u = 2303.9\text{KN} \leq \bar{N} = \mathbf{6989.592399\text{KN}} = 6989.592399\text{KN}$$

Niveau	N_u (KN)	$A_{minBAEL}$	A_{minRPA}	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (KN)	condition
RDC+7+SS	2303.9	840mm ²	3780mm ²	3780	394400	6989.592399	vérifiée

Tab II.11. Tableau Récapitulatif

Donc la section choisie est suffisante (60*70).

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. Introduction:

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère, escaliers et balcons

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1. Définition :

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

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- largeur $b=100\text{cm}$
- hauteur $h=60\text{cm}$
- épaisseur $e=10\text{cm}$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

$$S : \text{Surface de } 1\text{ml} = 0.0685\text{m}^2$$

$$G: \text{ Poids propre} = 183.25 \text{ daN/ml.}$$

$$Q : \text{ Surcharge d'exploitation} = 100 \text{ daN/ml.}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1)

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (III) donc :

$A = 0.25$ selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = F_p = 1466 \text{ N/ml}$$

$$G = 183.25 \text{ da N/ml} \quad F_p = 1466 \text{ N/ml.}$$

$$M_F = 1466 \times 0.6 = 879.6 \text{ N.m}$$

D'une force tranchante $T = F_p = 1466 \text{ N}$.

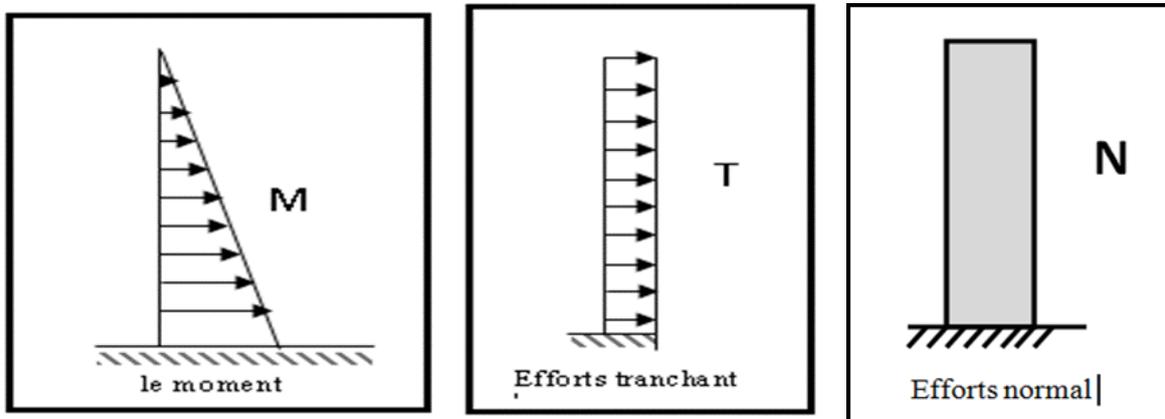


Fig.III. 1 : schémas statique de M, N, T

III.2.2. Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_{FP} = q \times h = 1466 \times 0.6 = 879.6 \text{ N.m}$$

$$N_G = G = 1832.5 \text{ N.}$$

$$T = q = 1466 \text{ N.}$$

Combinaison d'action :

✓ **E.L. U :**

$$N_u = 1 \times N_G = 1832.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 879.6 = 1319.4 \text{ N.m}$$

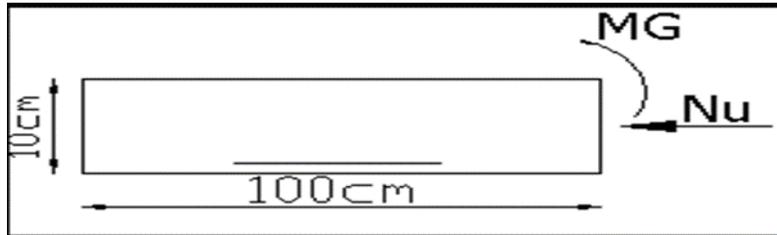
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1466 = 2199 \text{ N/ml}$$

✓ E.L. S :

$$N_{ser} = N_G = 1832.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = 879.6 \text{ N.m}$$

III.2.3. Calcul de ferrailage:



La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$.

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

$N_U(\text{N/ml})$	$M_U(\text{N.m})$	$T_u(\text{N})$	$N_s(\text{N})$	$M_s(\text{N.m})$
1832.5	1319.4	2199	1832.5	879.6

✓ Armatures longitudinales :

❖ E.L.U :

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1319.4}{1832.5} = 0.72 \text{ m}$$

$$h/2 = 0.1/2 = 0.05 \text{ m} \Rightarrow e_G = 0.72 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_U + N_U \left[\left(\frac{h}{2} - C \right) \right] = 1319.4 + 1832.5 \left[\frac{0.1}{2} - 0.03 \right] = 1356.05 \text{ Nm}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1356.05}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.01948 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.024$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9904$$

$$A_1^u = \frac{1356.05}{348 \times 0.9904 \times 7} = 0.56 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\bar{\sigma}_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0.56 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.507 \text{ cm}^2$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	A_1^u (cm ²)	A(cm ²)
1356.05	0.01948	0.024	0.9904	0.56	0.507

III.2.4. Verification:

❖ E.L.U

Condition de non fragilité :

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{72 - 0.455 \times 7}{72 - 0.185 \times 7} \right] = 0.822 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.822 \text{ cm}^2$$

❖ E.L.S :

✓ **La contrainte de traction d'armature :** BAEL91(A.4.5,33)

- **Fissurations Préjudiciables:**

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

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

✓ **Détermination du centre de pression :**

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{879.6}{1832.5} = 0.48 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

✓ **Calcul de la section à la flexion simple:**

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 879.6 + 1832.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 916.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{916.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.01246 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.01567$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.9937$$

$$A_1^u = \frac{916.25}{201.63 \times 0.9937 \times 7} = 0.65 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL (B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0.0025 b \cdot h = 0.0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^{cal}; A^{\min}; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$.

III.2.5. Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots \dots \dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1466 \times 1.5 = 2199 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{2199}{1000 \times 70} = 0.0314 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0,0314 \leq \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \dots\dots\dots (condition.verifier)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a) Armatures de répartition : BAEL (A.8.2.41)

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

On adopte ; $A_r = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

b) Espacement des armatures : BAEL (B.5.3.3)

$$S_L \leq \min(3.h ; 33 \text{ cm}) = \min(30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$A_l = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27\text{cm}$$

III.2.6. Présentation du ferrailage :

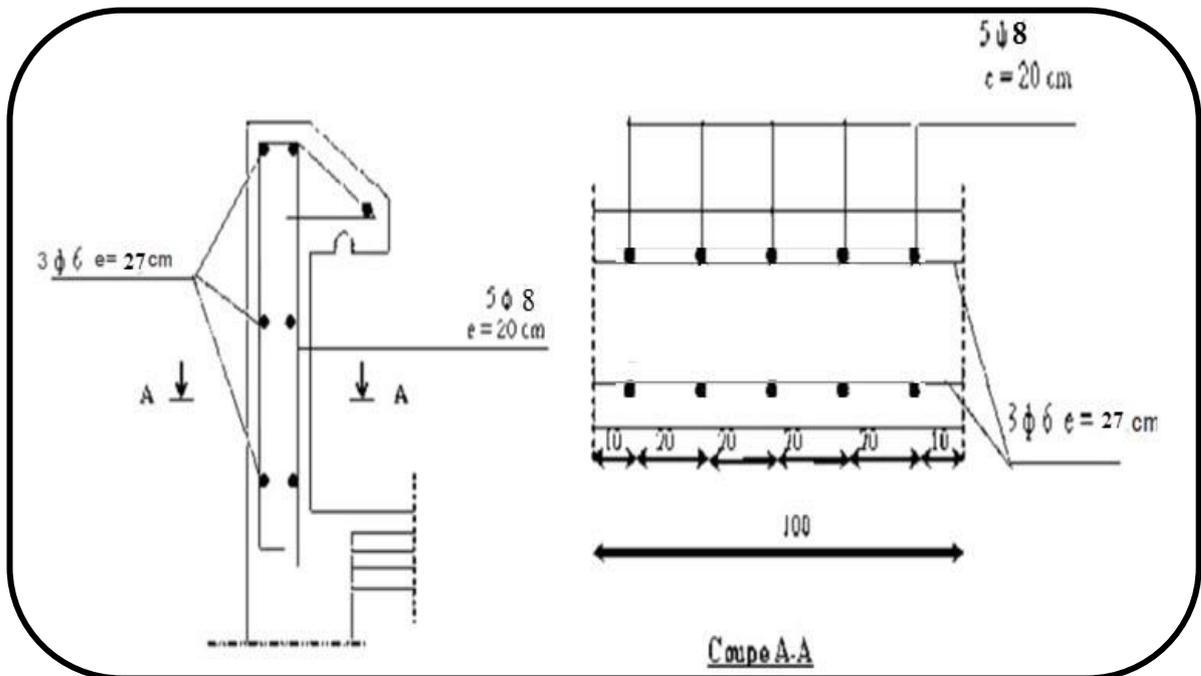


Fig.III. 2. Ferrailage de l'acrotère

III.3. LES BALCONS :

III.3.1. Balcon étage :

Charge permanente: On a : $G=4790 \text{ N/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

III.3.2. Calcul des sollicitations :

La hauteur du mur : $h = 4.25 - 0,15 = 4.1 \text{ m}$.

On prend une bande de 1 m.

$$P = 2085 \times 4.1 = 8548.5 \text{ N/m}$$

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L$$

$$= (1,35 \times 4790 + 1,5 \times 3500) \times \frac{1,10^2}{2} + 1,35 \times 8548.5 \times 1,10$$

$$\rightarrow M_u = 19783.005 \text{ N.m.}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p$$

$$= (1,35 \times 4790 + 1,5 \times 3500) \times 1,10 + 1,35 \times 8548.5$$

$$\rightarrow T_u = 24428.625 \text{ N.}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

$$= (4790 + 3500) \times \frac{1,10^2}{2} + 8548.5 \times 1,10$$

$$\rightarrow M_{\text{ser}} = 14418.8 \text{ N.m}$$

✓ Calcul du ferrailage à l'E.L.U:

On va calculer le balcon le plus sollicité, qui est celui de l'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

- Fissuration peu nuisible

On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{19783.005}{14,2 \times 100 \times (12)^2} = 0,0967 < \mu^l = 0,392$$

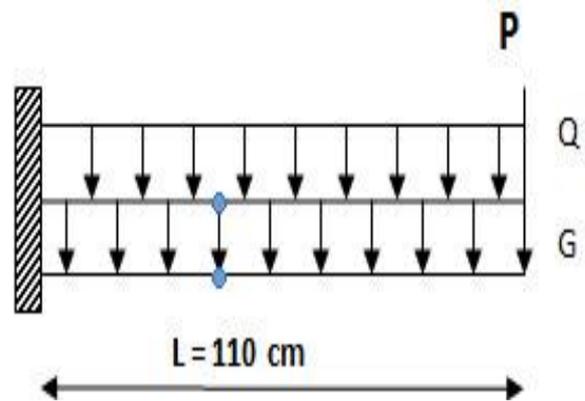


Fig.III. 3. Schéma statique des charges de balcon.

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0967 \rightarrow \alpha = 0,127 \rightarrow \beta = 0,9492$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{19783.005}{348 \times 0.9492 \times 12} = 4.99 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérifications :**

❖ **Vérification à l'E.L. U :**

-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2.$$

-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 28275.45 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{28275.45}{1000 \times 120} = 0,235 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

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

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,235 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification à l'E.L. S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19783.005}{14418.8} = 1.372$$

$$\alpha = 0,100 \leq (1,372 - 1) / 2 + (25/100) = 0,436 \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

-Comme la condition est vérifiée, alors pas de vérification de σ_b .

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (4.99 ; 1.45 ; 1.5) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.99 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{ad}/4 = 5.65/4 = 1,4125 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4T8=2,01\text{cm}^2.$$

✓ **Espacement des armatures :**

A) Armatures longitudinales

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

$$S_L = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

$$\text{Soit : } S_L = 20 \text{ cm}$$

B) Armatures de répartition

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

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

$$\text{Soit: } S_r = 25 \text{ cm}.$$

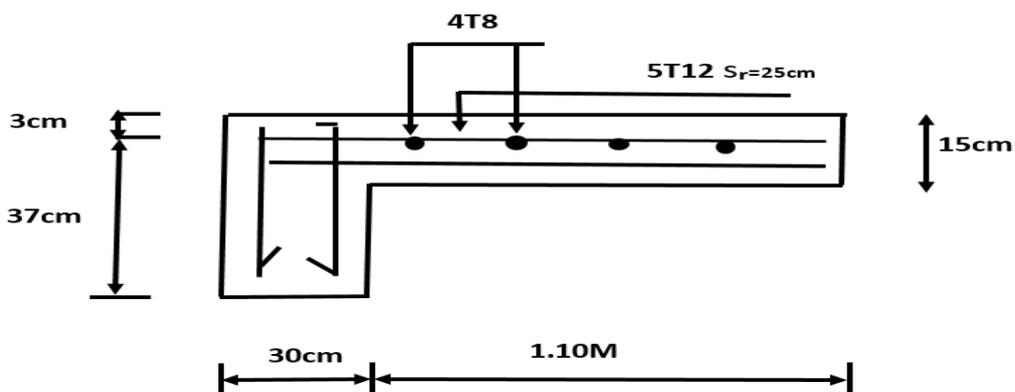
III.3.3. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{100} = 0.15 > \frac{1}{16}=0.0625\text{.....} \quad (\text{c. v})$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow (5.65/100 \times 12) = 0.004708 < \frac{4.20}{400}=0.011(\text{c. v})$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.3.4. Ferrailage des balcons :



FigIII. 4. Ferrailage des balcons.

III.4. L'ESCALIER

III.4.1. Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.2. Définition des éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III.4.3. Evaluation des charges:

✓ Charges et surcharges des escaliers :

A. Palier de repos:

	γ (kg/m^3)	e (m)	Charges (kg/m^2)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,20	500
Enduit ciment	1800	0,02	36

$G =$	6800	(N/m^2)
$Q =$	2500	(N/m^2)

Tableau III.01. Evaluation des charges de palier.

B. Paillasse:

	γ (kg/m ³)	e (m)	Charges(kg/m ²)
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	2200	0,17/2	187
Paillasse(a)	2500	0,20/ cos α =32.19	590.8
Paillasse(b)	2500	0.20/cos α = 35.31	612.7
Enduit ciment	1800	0,02	36

G_a =	8978	(N/m²)
G_b =	9197	(N/m²)
Q =	2500	(N/m²)

Tableau III.2. Evaluation des charges de paillasse

✓ Surcharge d'exploitation : $q = Q \times 1m = 2500 \times 1 = 2500$ N/ml

❖ **Combinaisons d'action**

- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- **ELS** : $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/ml)	Paillasse(a) (N/ml)	Paillasse (b) (N/ml)
L(m)	1.40	2.70	1.20
ELU P	12930	15870.3	16165.95
ELS P	9300	11478	11697

III.4.4. Détermination des sollicitations :

➤ Type (a)

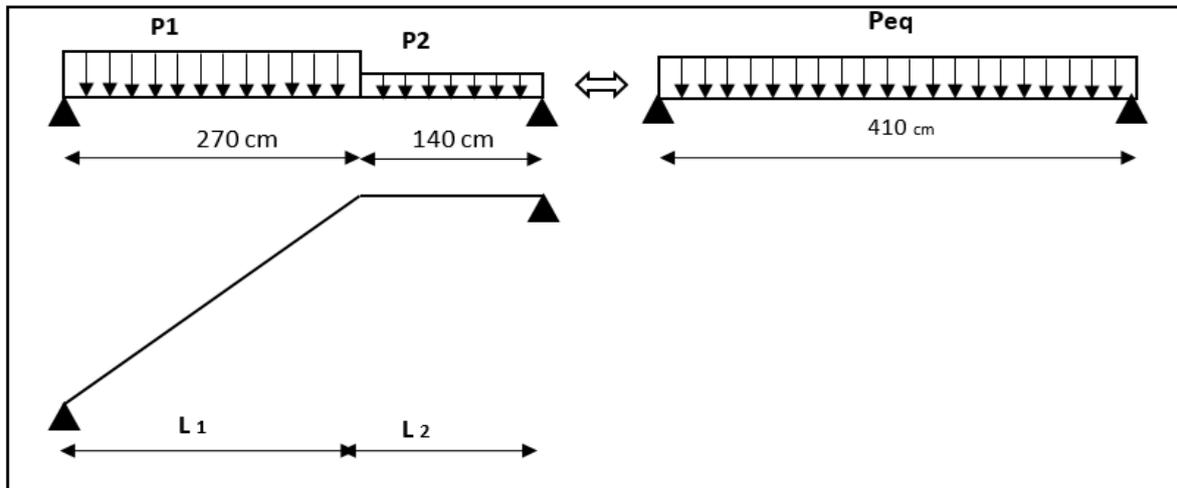


Schéma statique d'escalier type (a)

FigIV. 5.

La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

Le moment isostatique : $M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

L'effort tranchant : $T_U = P_{eq} \frac{L}{2}$

	$P_{eq}(\text{N/ml})$	$M_0(\text{N.m})$	$M^a=0.3M_0$	$M^t=0.85M_0$	$T_U(\text{N})$
ELU	14866.3	31237.8	9371.34	26552.13	30475.9
ELS	10734.3	22555.45	6766.63	19172.13	22005.3

Tableau III.03. Résultats des sollicitations TYPE (a)

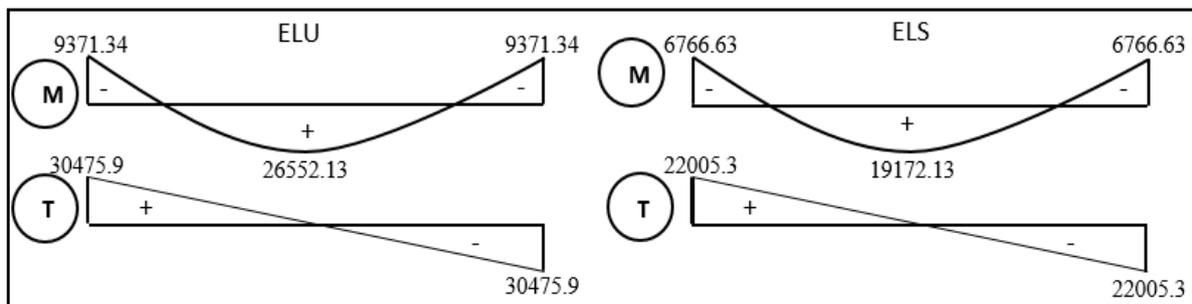


Fig III. 6. Diagramme de moment et de l'effort tranchant type (a)

➤ Type(b) :

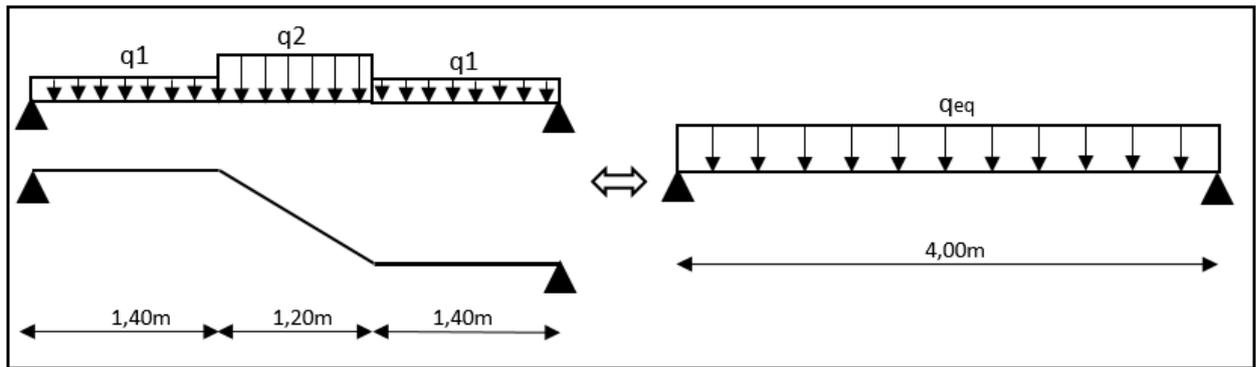


fig III. 7. Schéma statique d'escalier type (b)

	P_{eq} (N/ml)	M_0 (N//.m)	M^a (N.m)	M^t (N.m)	T_u (N)
ELU	13900.8	27801.6	8340.5	23631.3	27801.6
ELS	10019.1	20038.2	6011.5	17032.5	20038.2

Tableau .III.4. Résultat des sollicitations TYPE(b).

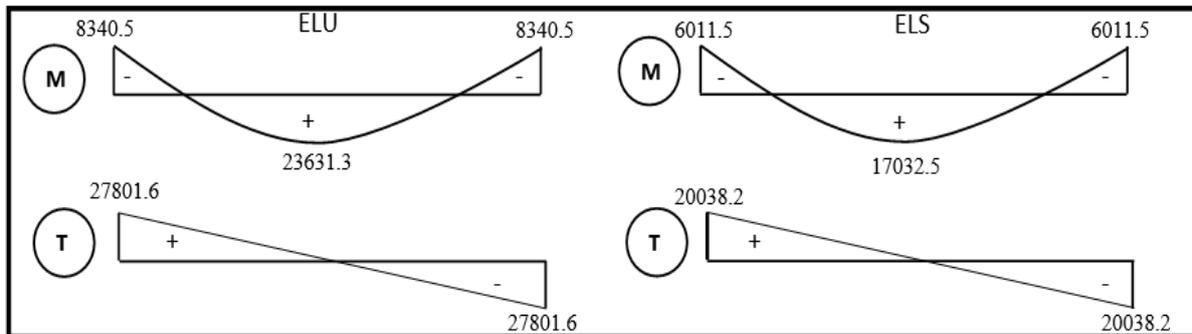


Fig.III. 8. Diagramme de moment et l'effort tranchant type (b)

III.4.5 Calcul de ferrailage :

III.4.5.1 Armatures longitudinales :

✓ 1) Type (a) :

a) ELU :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \quad ; \quad \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.392 \quad ; \quad \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad \text{avec } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$L' \text{enrobage: } c = 3 \Rightarrow e = 20 \text{ cm} \quad ; \quad d = 17 \text{ cm} \quad ; \quad b = 1.0 \text{ m}$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	26552.13	0.0647	0.0836	0.9665	4.65
Appuis	9371.34	0.023	0.029	0.988	1.61

b) ELS:

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	M_u (N.m)	M_s (N.m)	γ	α	F_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	26552.13	19172.13	1.38	0.0796	25	0.44	Vérifiée
Appuis	9371.34	6766.63	1.38	0.0275	25	0.44	Vérifiée

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimale des armatures :

$$- \quad A^1_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$- \quad A^1_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.05 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- \quad A^2_{min} \geq 0,001 \cdot b \cdot h$$

$$- \quad A^2_{min} \geq 0,001 \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_{cal} ; A_{min})$$

	A _{cal} (cm)	A ¹ (cm)	A ² (cm)	A _{max} (cm)	A _{adop} (cm ²)
Appuis	1.61	2.05	2	2.05	5T8=2.51
Travée	4.65	2.05	2	4.65	5T12=5.65

Tableau III.5. Ferrailage d'escalier type (a)

✓ **2) Type (b) :**

a) ELU :

$f_c = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu_l = 0.392$; $\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$; avec $\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$

L'enrobage: $c = 3 \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$; $d = 17 \text{ cm}$; $b = 1.0 \text{ m}$

$\beta = (1 - 0.4\alpha)$, $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$, $A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

	M _u (N.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)
Travée	23631.3	0.0575	0.0741	0.97036	4.12
Appuis	8340.5	0.0203	0.0256	0.98976	1.46

b) ELS:

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

ELS	Mu(N.m)	Ms(N.m)	γ	α	Fc28	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	23631.3	17032.5	1.38	0.0741	25	0.44	vérifiée
Appuis	8340.5	6011.5	1.38	0.0256	25	0.44	vérifiée

Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2,1)

✓ **Section minimale des armatures :**

$$- A^1_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$- A^1_{\min} \geq 0,23.100 \cdot 17 \cdot \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)**

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.100.20 = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}})$$

	A _{cal} (cm)	A ¹ (cm)	A ² (cm)	A _{max} (cm)	A _{adop} (cm)
Appuis	1.46	2.05	2	2.05	5T8=2.51
Travée	4.12	2.05	2	4.12	4T12= 4.52

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = A_t / 4$$

	A _t (cm ²)		A _{dap} (cm ²)	
	Type (a)	Type (b)	Type (a)	Type (b)
Travée	1.41	1.41	3T8=1.51	3T8=1.51
Appuis	0.63	0.63	3T6=0.85	3T6=0.85

✓ **Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)**

a) Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33) = \min (3 \cdot 20; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Type (a): Appuis: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Travée: $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Type (b): Appuis: $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Travée: $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition :

$S_t \leq \min(4h; 45) = \min(4 \cdot 15; 45) = 45 \text{ cm}$

Type (a): Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

Type (b): Appuis: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

Travée: $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$

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

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{30475.9}{1000 \times 170} = 0.179 \text{ MPA.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1, 211})$$

$\gamma_b = 1.5, f_{c28} = 25.$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.179 \text{ MPa}$ (condition vérifiée)

✓ **Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)**

1/ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 < 0.085 \dots \dots \dots$ (condition non vérifiée)

2/ $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.00}{F_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \cdot 17} = 0.0033 < \frac{4.00}{400} = 0.01 \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée)

3/ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{410} = 0.048 < 0.0625 \dots \dots \dots$ (Condition non vérifiée)

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

✓ **Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)**

Type (a):

-Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 5.65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.28 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 20 - 10.28 = 9.72 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 17 - 10.28 = 6.72 \text{ cm}$

✓ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \times \left[\left(\frac{20}{2} \right) - 10.28 \right]^2 + 15 \times 5.65 \times ((17 - 10.28)^2)$$

$$I_0 = 70650.64 \text{ cm}^4$$

✓ **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{17 \times 100} = 0.0033$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0033} = 6.36$$

✓ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0033} = 2.54$$

Calcul des moments fléchissant à E.L.S :

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(6800 \times 1,4) + (8978 \times 2,7)}{2,7 + 1,4} = 8234,29 \text{ N / ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(5908 + 1870) \times 2,70 + (5000 \times 1,4)}{2,7 + 1,4} = 6829,41 \text{ N / ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 8234,29 + 2500 = 10734,29 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{8234,29 \times (4,1)^2}{8} = 17302,3 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6829,41 \times (4,1)^2}{8} = 14350,3 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{10734,29 \times (4,1)^2}{8} = 22555,4 \text{ N.m}$$

✓ Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0,0033 = 0,33$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0,33 \Rightarrow \beta_1 = 0,910$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{17302,3}{5,65 \times 0,910 \times 17} = 197,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{14350,3}{5,65 \times 0,910 \times 17} = 164,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{22555,4}{5,65 \times 0,910 \times 17} = 258,05 \text{ MPa}$$

✓ Calcul du coefficient μ :

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0.0033$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 197.95 + 2,1} = 0.22$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 164.2 + 2,1} = 0.14$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft_{28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 258.05 + 2,1} = 0,333$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 70650.64) / (1 + 2.54 \times 0,22) = 49856.1 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 70650.64) / (1 + 6.36 \times 0,22) = 33392.34 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 70650.64) / (1 + 6.36 \times 0,14) = 41110.7 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 70650.64) / (1 + 6.36 \times 0,333) = 24925.8 \text{ cm}^2$$

✓ Calcul de la flèche:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 17302.3 \times (410)^2 / 10 \times 10818,87 \times 49856.1 = 0.539 \text{ cm}.$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 17302.3 \times (410)^2 / 10 \times 32164,2 \times 33392.34 = 0.270 \text{ cm}.$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 14350.3 \times (410)^2 / 10 \times 32164,2 \times 41110.7 = 0.219 \text{ cm}.$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^p = 22555.4 \times (410)^2 / 10 \times 32164,2 \times 24925.8 = 0.362 \text{ cm}.$$

✓ La flèche totale:

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 0.539 - 0.270 - 0.219 + 0.362 = 0.412 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 4.12 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 4000 / 500 = 8,00 \text{ mm}.$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Type(b) :

-Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 5.65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.28 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 20 - 10.28 = 9.72 \text{ cm}$

$\delta = d - Y_G = 17 - 10.28 = 6.72 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \times \left[\left(\frac{20}{2} \right) - 10.28 \right]^2 + 15 \times 5.65 \times ((17 - 10.28)^2)$$

$$I_0 = 70650.64 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{17 \times 100} = 0.0033$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0033} = 6.36$$

Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0033} = 2.54$$

Calcul des moments fléchissant à E.L.S :

g_{eq} : C'est l'ensemble des charges permanentes.

J_{eq} : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(6800 \times 1,4) + (9197 \times 1,4)}{1,20 + 1,4 + 1,4} = 7978,95 \text{ N / ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(6127 + 1870) \times 2,40 + (5000 \times 1,4) \times 2}{1,2 + 1,4 + 1,4} = 5899,1 \text{ N / ml}$$

$$P = g_{eq} + j_{eq} = 7978,95 + 2500 = 10478,95 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{7978,95 \times (4,0)^2}{8} = 15957,9 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5899,1 \times (4,0)^2}{8} = 11798,2 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{10478,95 \times (4,0)^2}{8} = 20957,9 \text{ N.m}$$

Calcul des contraintes de traction effectives de l'armature :

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0,0033 = 0,33$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0,33 \Rightarrow \beta_1 = 0,910$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{15957,9}{5,65 \times 0,910 \times 17} = 182,56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{11798,2}{5,65 \times 0,91 \times 17} = 134,98 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{20957.9}{5.65 \times 0.91 \times 17} = 239.77 \text{ Mpa}$$

Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 182.56 + 2.1} = 0.185$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 134.98 + 2.1} = 0.0532$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft_{28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 239.77 + 2.1} = 0.302$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 70650.64) / (1 + 2.54 \times 0.185) = 52871.42 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 70650.64) / (1 + 6.36 \times 0.185) = 35705.09 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 70650.64) / (1 + 6.36 \times 0.0532) = 58068.20 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 70650.64) / (1 + 6.36 \times 0.302) = 26608.40 \text{ cm}^2$$

Calcul de la flèche:

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 15957.9 \times (400)^2 / 10 \times 10818.87 \times 52871.42 = 0.44 \text{ cm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 15957.9 \times (400)^2 / 10 \times 32164.2 \times 35705.09 = 0.222 \text{ cm.}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 11798.2 \times (400)^2 / 10 \times 32164.2 \times 58068.20 = 0.136 \text{ cm.}$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^p = 20957.9 \times (400)^2 / 10 \times 32164.2 \times 26608.40 = 0.298 \text{ cm.}$$

▪ La flèche totale:

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 0.44 - 0.222 - 0.136 + 0.298 = 0.38 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 3.8 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 4000 / 500 = 8,00 \text{ mm.}$$

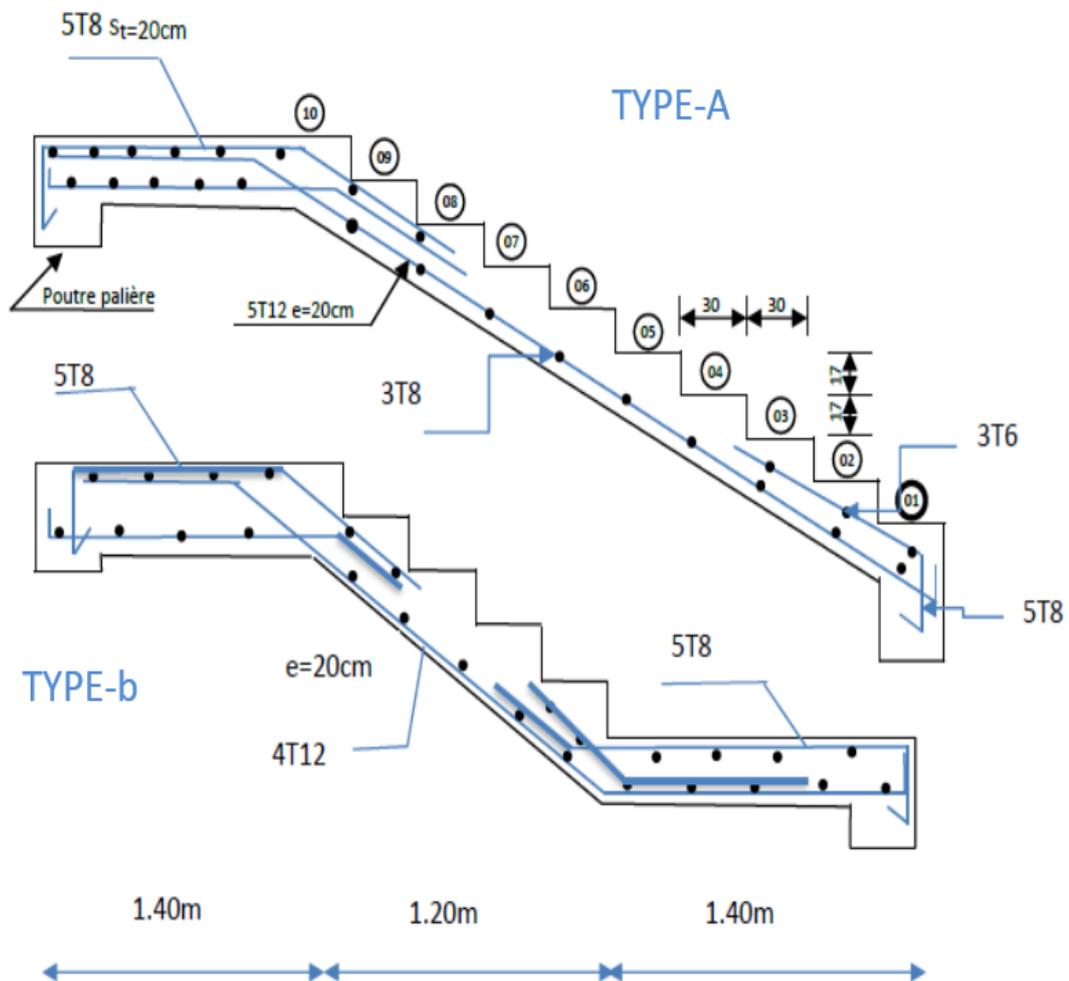


Figure III. 9. Schéma de ferrailage de l'escalier (type a et b).

III.5. Poutre palière :

III.5.1. Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peut être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis est située à gauche d'une section.

III.5.2. Pré-dimensionnement:

D'après le RPA $h \geq 30cm$; Donc on prend $h = 35cm$

$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$; On prend $b = 25cm$

D'après le RPA : - $b \geq 20\text{cm}$ (vérifiée)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ vérifiée}$$

- Donc la section de la poutre palière est $(25 \times 35)\text{cm}^2$

III.5.3. Evaluation des charges :

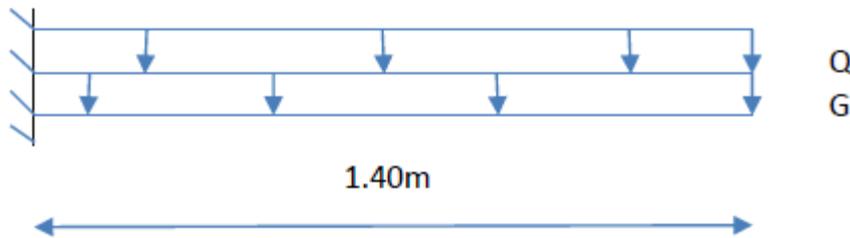


Fig III.10. Schéma statique de la poutre palière

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18\text{KN/ml}$

- Poids du mur : $P_{\text{mur}} = h_{\text{mur}} \times G_{\text{mur}} = 2.15 \times 2.78$

$$P_{\text{mur}} = 5.977 \text{ KN/ml}$$

- Poids de plier:

$$G = 6.8 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 8.978 \text{ KN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1\text{m}$ donc les charges sont :

$$q_{\text{pal}} = 6.8 \times 1 = 6.8 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{pail}} = (8.978 \times 4.10) = 8.978 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{6.8 \times 1.4 + 8.978 \times 2.7}{2} + 5.977 + 2.18 = 25.037 \text{ KN/ml}$$

✓ **Combinaison d'action :**

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

$$Q = (2.5 \times L/2) \rightarrow L = 4\text{m} \Rightarrow Q = 5 \text{ KN/ml}$$

- À l'ELU : $p_u = 1.35 \times 25.037 + 1.5 \times 5 = 41.3 \text{ KN/ml}$

- À l'ELS : $p_s = 25.037 + 5 = 30.037 \text{ KN/ml}$

✓ **Ferraillage (ELU) :**

- En travée : $M_t=0$

- En appui : $M_a=pl^2/2 = 41.3 \times (1.40)^2/2 = 40.5 \text{ KN.m}$

$T=pl/2=35.67 \times (1.40)/2=28.9 \text{ KN.m}$

- En appui :(partie supérieure)

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{40500}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.1047 < \mu_{lu}=0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1047}) = 0.1385$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0.95846$$

$$A = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{40500}{348 \cdot 0.95846 \cdot 33} = 3.678 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T16 avec $A=4.02 \text{ cm}^2$

-Vérification à ELS :

$$M_{as} = p_{ser} l^2 / 2 \Rightarrow 30.037 \times (1.40)^2 / 2 = 29.436 \text{ N.m}$$

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

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Designation	$M_S(\text{KN.m})$	$M_U(\text{KN.m})$	γ	α	$\bar{\alpha}$	f_{c28}	Condition
Appui	29.436	40.5	1.375	0.125	0.4375	25	Vérifiée

-Vérification des conditions de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.996 \text{ cm}^2 \leq 4.02 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_{\min} \geq 0.996 \text{ cm}^2.$$

Pourcentage minimal: RPA99 (art 7.5.2.1)

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 0.5 \% \times b \times h$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} \geq 0.5 \% \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 4.375 \text{ cm}^2.$$

✓ Verifications:**- Vérification de l'effort tranchant : BAEL 91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{28.900}{0.25 \times 0.33} = 350.303 \text{ KN/m}^2 = 0.350 \text{ MPa}.$$

Les fissurations peu nuisibles $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$, $\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33$ MPa

$$\tau_u = 0.350 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}.$$

Donc la condition de cisaillement est vérifiée.

Armatures transversales :

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :

$$A_t = 0,003 S b$$

$$S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_L\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12\phi_L\right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 25 = 0.65625 \text{ cm}^2 \quad \text{dans la zone nodale on adopte 2T8 (1,01 cm}^2\text{)}$$

$$S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}, \text{ Dans la zone courante}$$

$$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2, \text{ donc on adopte 4T8 (2,01 cm}^2\text{)}.$$

✓ Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,00}{F_e} \Rightarrow \frac{4.375}{25 * 33} = 0,005303 < \frac{4,00}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{140} = 0.25 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifier)}$$

Donc la flèche est vérifiée.

✓ Calcul de la poutre palière à la torsion :

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art.A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

Le moment de torsion M_{TOR} est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment des extrémités (aux appuis).

$$M_{TOR} = 0.3M_0 = 9371.34 \text{ N.m}$$

M_{TOR} : c'est le moment d'appui de voler(a) de l'escalier

L'expérience a démontré que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne joue aucun rôle à l'ELU de torsion. C'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive.

Le principe consiste que la section réelle est remplacée par une section creuse d'épaisseur égale à 1/6 de diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieure (BAEL article 3.2)

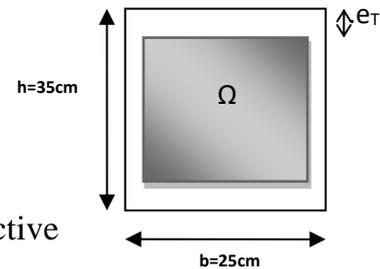


Fig III.11. Coupe Poutre palière

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b-e)(h-e)$$

$$e = b/6 = 25/6 = 4.16 \text{ cm}$$

$$\Omega = 642.7 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est : $M_{TOR} = M_{APPUI} = 9371.34 \text{ N.m}$

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{9371.34}{2 \times 642.7 \times 4.16} = 1.75 \Rightarrow \tau_t = 1.75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

-Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 103.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{lt} = (103.36 \times 9371.34) / (2 \times 642.7 \times 348) = 2.165 \text{ cm}^2$$

$$A_{lt} = 2.165 \text{ cm}^2.$$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	BARRES
Appuis	4.02	$\frac{2.165}{2}$ = 1.0825	5.4575	4,375	5,75	3T12+3T10

Tableau III.6 Ferrailage de la poutre palière.

Tenant compte des aciers de flexion : $A_r = A_f + A_s$

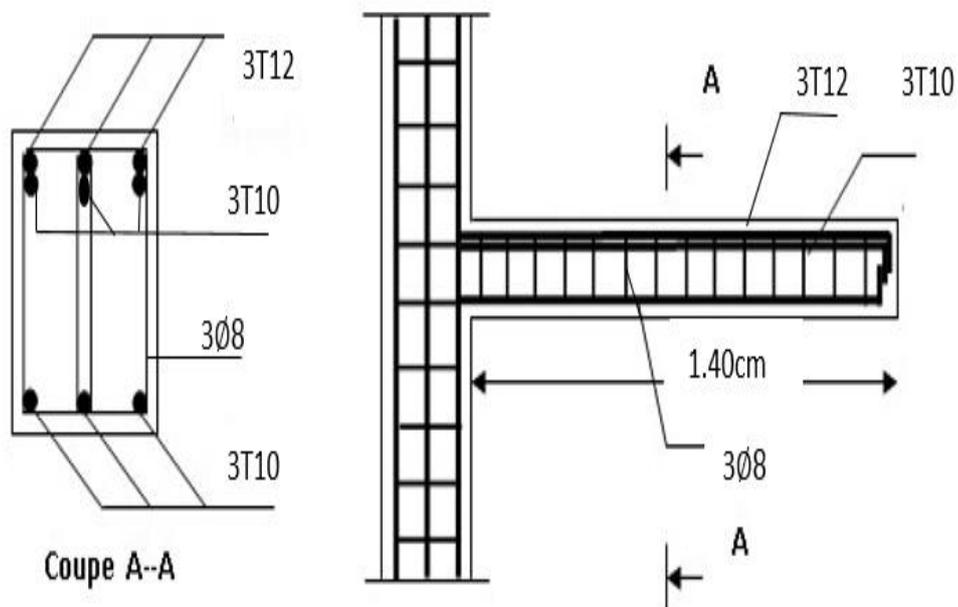
✓ Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{9371.34}{2 \times 642.7 \times 348} = 0.02 cm^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit : $3\emptyset 8 = 1,51 cm^2$



FigIII.12. Ferrailage poutre palière (console)

Chapitre IV

Etude des planchers

Chapitre IV : ETUDE DES PLANCHERS

IV.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique. La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (16x20x65) cm³ et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

IV.2. Méthodes de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment ; parmi elles on peut citer la méthode forfaitaire, la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir aux résultats opportuns, c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

IV.3. Plancher à corps creux :

Il est constitué de:

- Hourdis posés sur les poutrelles.
- Poutrelles qui transmettent aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutres principales qui supportent les poutrelles.

IV.3.1 Calcul des poutrelles :

a) Par la méthode forfaitaire :

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

b) Par la méthode de Caquot :

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

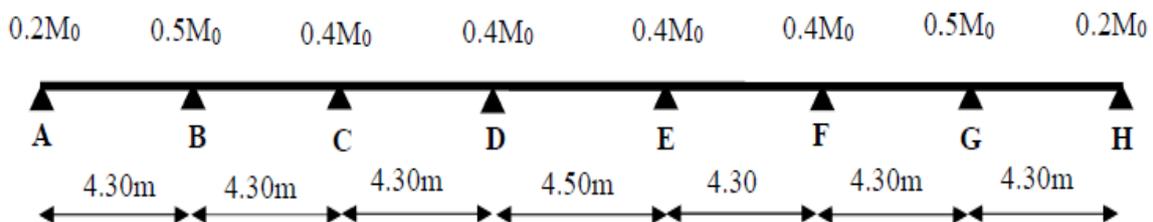
✓ Conditions d'application pour la méthode forfaitaire :

❖ Les types de planchers :

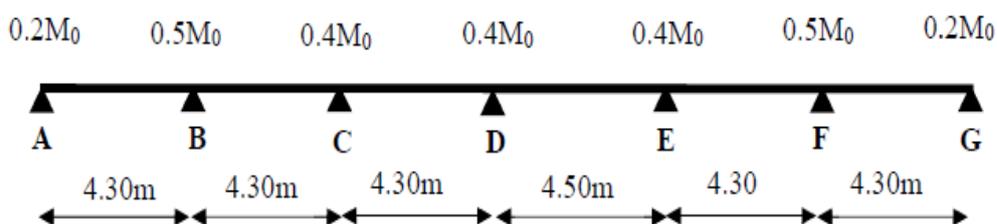
Nous avons 6 types des poutrelles continues dans le **plancher étage courant** et 5 types des poutrelles continues dans le **plancher terrasse**.

- Plancher étage Courant :

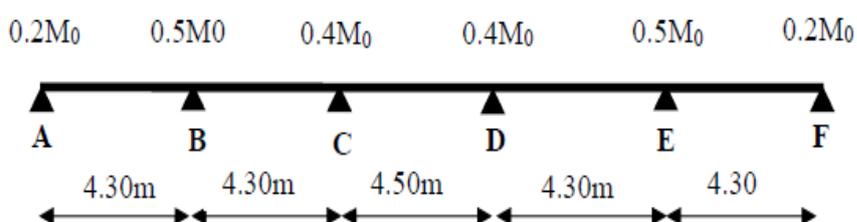
1/ Poutre qui repose sur 8 appuis :



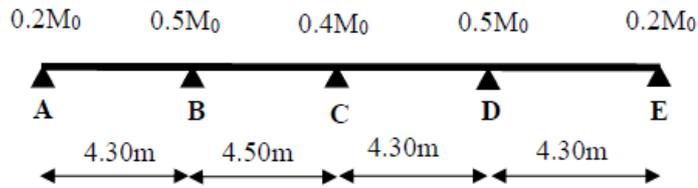
2/ Poutre qui repose sur 7 appuis :



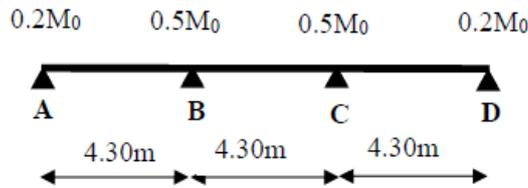
3/ Poutre qui repose sur 6 appuis :



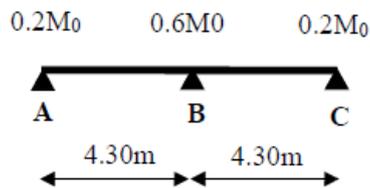
4/ Poutre qui repose sur 5 appuis :



5/ Poutre qui repose sur 4 appuis :

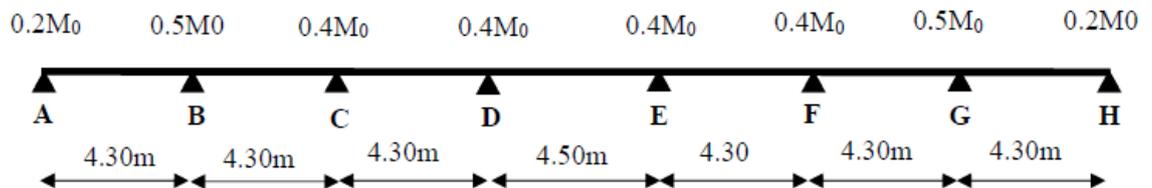


6/ Poutre qui repose sur 3 appuis :

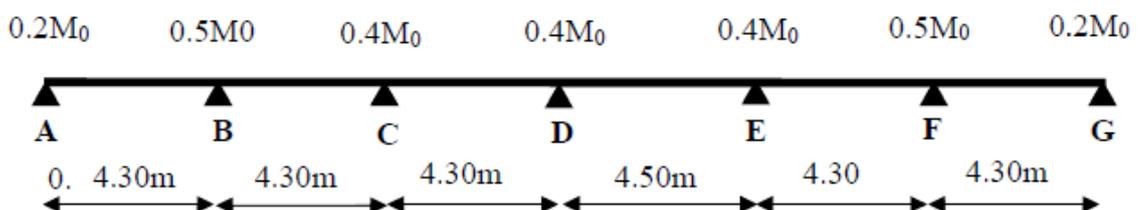


- Plancher Terrasse :

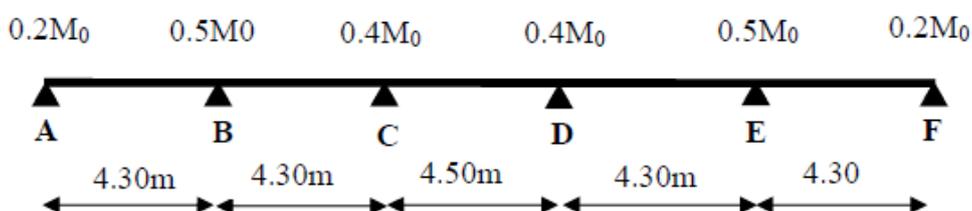
1/ Poutre qui repose sur 8 appuis :



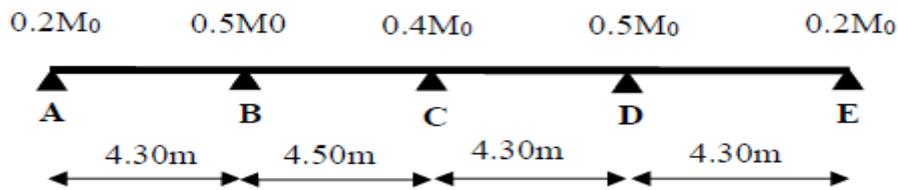
2/ Poutre qui repose sur 7 appuis :



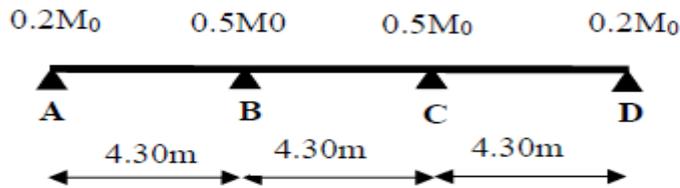
3/ Poutre qui repose sur 6 appuis :



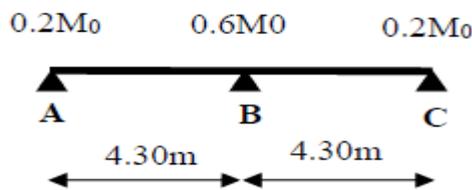
4/ Poutre qui repose sur 5 appuis :



5/ Poutre qui repose sur 4 appuis :



6/ Poutre qui repose sur 3 appuis :



a) Conditions d'application de la méthode forfaitaire pour le plancher terrasse :

$Q = 1\text{KN}$ $G = 6.28\text{KN}$

- $1 \leq 2 \times 6.28 = 12.56\text{KN}$ (Condition vérifiée)
- Inertie constante. (Condition vérifiée)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0.85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.24$

$$\left. \begin{array}{l} 0.85 < \frac{4.30}{4.30} < 1.24, 0.85 < \frac{4.50}{4.30} < 1.24, 0.85 < \frac{4.30}{4.50} < 1.24 \\ 0.85 < 1 < 1.24, 0.85 < 1.04 < 1.24, 0.85 < 0.95 < 1.24 \end{array} \right\} \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Fissuration non préjudiciable parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches..... (Condition vérifiée)

b) Conditions d'application de la méthode forfaitaire pour le plancher courant :

$$Q = 2.5 \text{KN} \quad G = 5.2 \text{KN}$$

- $2.5 \leq 2 \times 5.2 = 10.4 \text{KN}$ (Condition vérifiée)
- Inertie constante. (Condition vérifiée)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0.85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1.24$

$$\left. \begin{array}{l} 0.85 < \frac{4.30}{4.30} < 1.24, 0.85 < \frac{4.50}{4.30} < 1.24, 0.85 < \frac{4.30}{4.50} < 1.24 \\ 0.85 < 1 < 1.24, 0.85 < 1.04 < 1.24, 0.85 < 0.95 < 1.24 \end{array} \right\} \text{ (Condition vérifiée)}$$

- Fissuration non préjudiciable parce que les planchers étage courant sont protégés. (Condition vérifiée)

Etant donné que toutes les conditions sont vérifiées, la méthode de calcul à adopter sera
« LA METHODE FORFAITAIRE »

IV.3.2. Calcul des moments:

a). Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.6M_0$ pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

✓ Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

Les moments en travée :

$$M_T = \max \begin{cases} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_g + M_d}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$$

M_0 : Moment Isostatique d'une travée.

M_t : Moment d'une travée.

M_d : Moment droit.

M_g : Moment gauche.

Calcul α rapport des charges :

$$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{2.5}{2.5 + 5.6} = 0.308$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.28} = 0.137$$

Valeur des efforts tranchants :

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

T_d = l'effort tranchant à droite de la travée

T_g = l'effort tranchant à gauche de la travée

Etude de plancher :

- Plancher **étage courant (administration)**: D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente = $G=5.2 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation = $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

- **Plancher terrasse (administration)** : D'après le (DTR BC 2.2)

Charge permanente : $G=6.28 \text{ KN/m}^2$

Surcharge : $Q=1 \text{ KN/m}^2$

Calcul de la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65$$

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65$$

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Etages courants	5.2	2.5	7	5
Etages terrasse	6.28	1	6.5	4.7

Tableau IV.1 : Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS

✓ Les types de planchers :

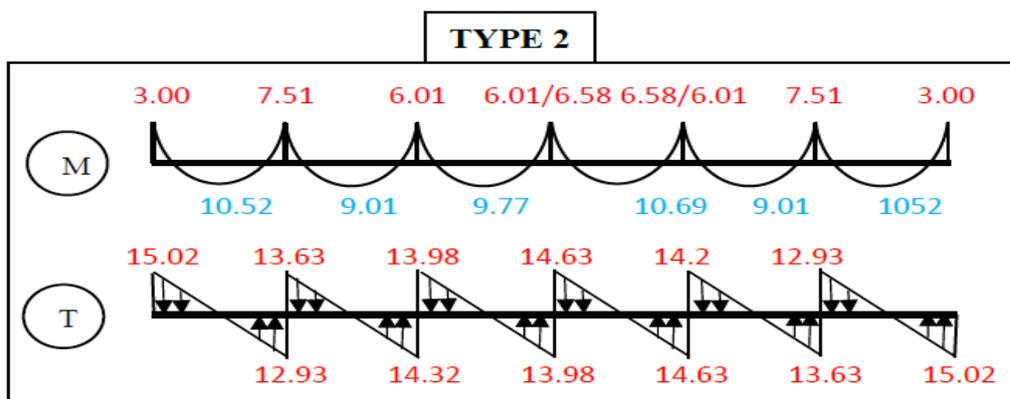
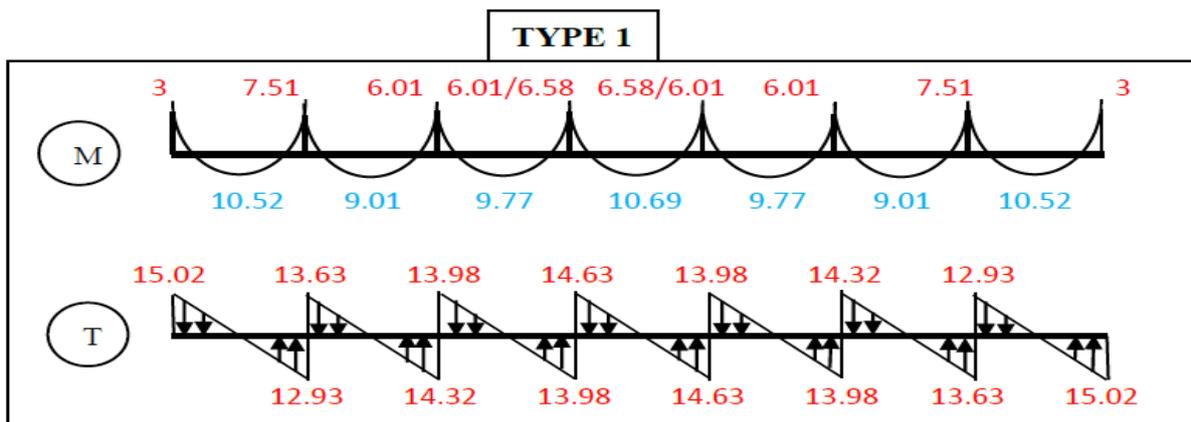
- Calcul des moments et des efforts tranchants du plancher terrasse à l'E.L.U :

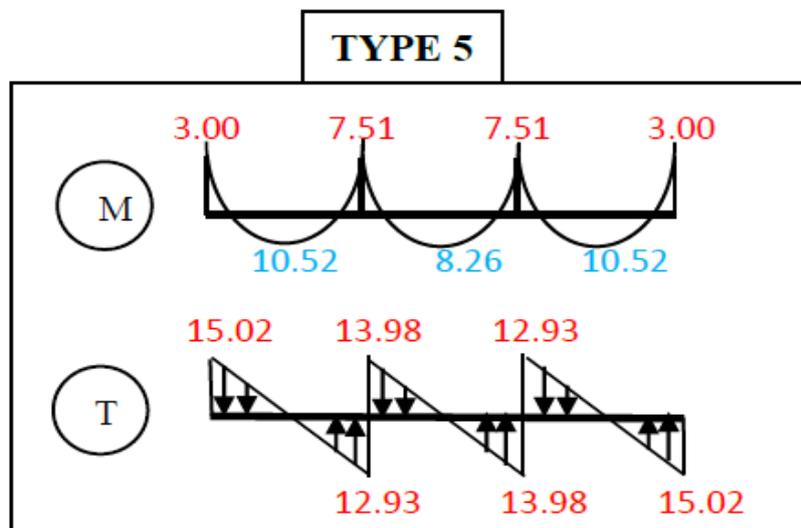
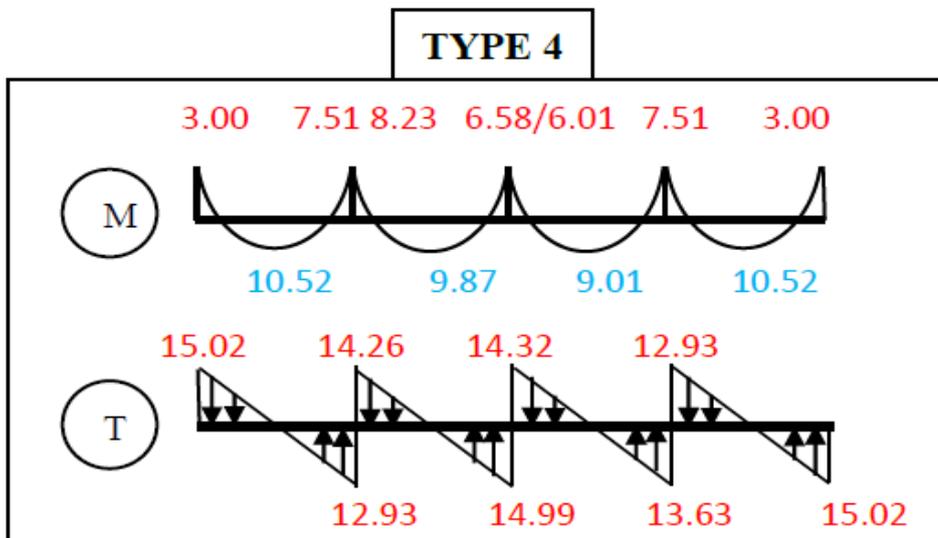
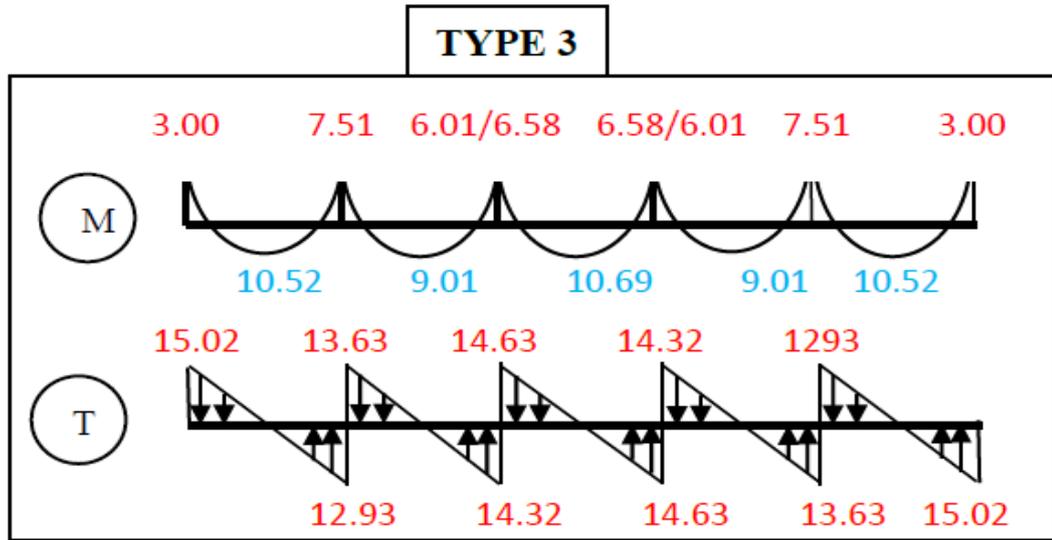
Tableau IV.2 : Etude de plancher terrasse L'ELU

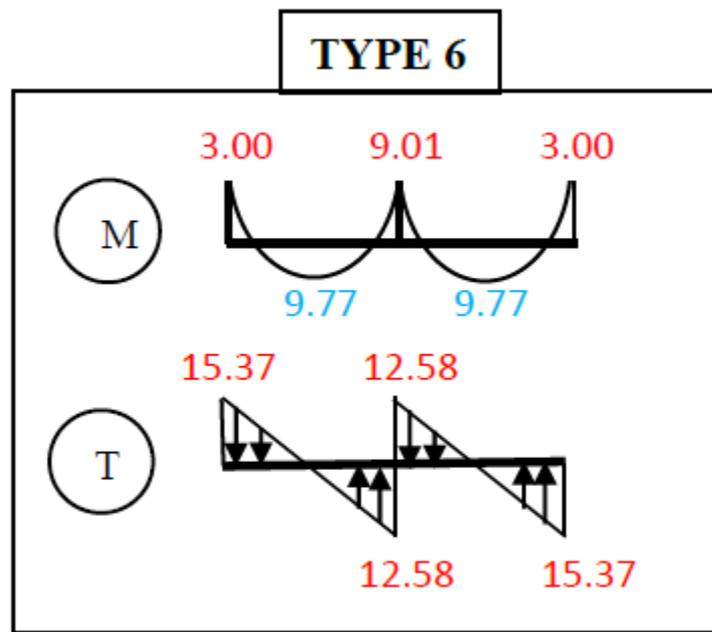
Type	Traveé	L (m)	Pu (kn/ml)	M0 (KN.m)	M _g (kn.m)	M _d (kn.m)	M _t (kn.m)	T _g (kn)	T _d (kn)
1	A-B	4,3	6,5	15,02	3,00	7,51	10,52	15,02	-12,93
	B-C	4,3	6,5	15,02	7,51	6,01	9,01	13,63	-14,32
	C-D	4,3	6,5	15,02	6,01	6,01	9,77	13,98	-13,98
	D-E	4,5	6,5	16,45	6,58	6,58	10,69	14,63	-14,63
	E-F	4,3	6,5	15,02	6,01	6,01	9,77	13,98	-13,98
	F-G	4,3	6,5	15,02	6,01	7,51	9,01	14,32	-13,63
	G-H	4,3	6,5	15,02	7,51	3,00	10,52	12,93	-15,02
2	A-B	4,3	6,5	15,02	3,00	7,51	10,52	15,02	-12,93
	B-C	4,3	6,5	15,02	7,51	6,01	9,01	13,63	-14,32
	C-D	4,3	6,5	15,02	6,01	6,01	9,77	13,98	-13,98
	D-E	4,5	6,5	16,45	6,58	6,58	10,69	14,63	-14,63
	E-F	4,3	6,5	15,02	6,01	7,51	9,01	14,32	-13,63
	F-G	4,3	6,5	15,02	7,51	3,00	10,52	12,93	-15,02
3	A-B	4,3	6,5	15,02	3,00	7,51	10,52	15,02	-12,93
	B-C	4,3	6,5	15,02	7,51	6,01	9,01	13,63	-14,32
	C-D	4,5	6,5	16,45	6,58	6,58	10,69	14,63	-14,63
	D-E	4,3	6,5	15,02	6,01	7,51	9,01	14,32	-13,63
	E-F	4,3	6,5	15,02	7,51	3,00	10,52	12,93	-15,02
4	A-B	4,3	6,5	15,02	3,00	7,51	10,52	15,02	-12,93
	B-C	4,5	6,5	16,45	8,23	6,58	9,87	14,26	-14,99
	C-D	4,3	6,5	15,02	6,01	7,51	9,01	14,32	-13,63

	D-E	4,3	6,5	15,02	7,51	3,00	10,52	12,93	-15,02
5	A-B	4,3	6,5	15,02	3,00	7,51	10,52	15,02	-12,93
	B-C	4,3	6,5	15,02	7,51	7,51	8,26	13,98	-13,98
	C-D	4,3	6,5	15,02	7,51	3,00	10,52	12,93	-15,02
6	A-B	4,3	6,5	15,02	3,00	9,01	9,77	15,37	-12,58
	B-C	4,3	6,5	15,02	9,01	3,00	9,77	12,58	-15,37

• Diagrammes des moments et des efforts tranchants du placher terrasse à l'ELU







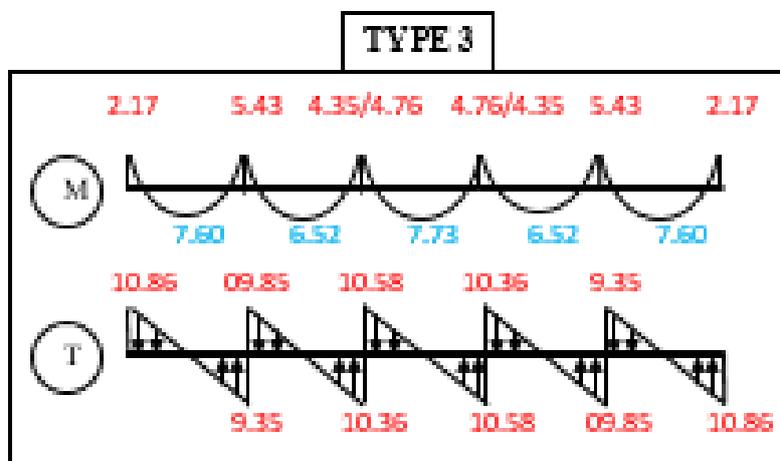
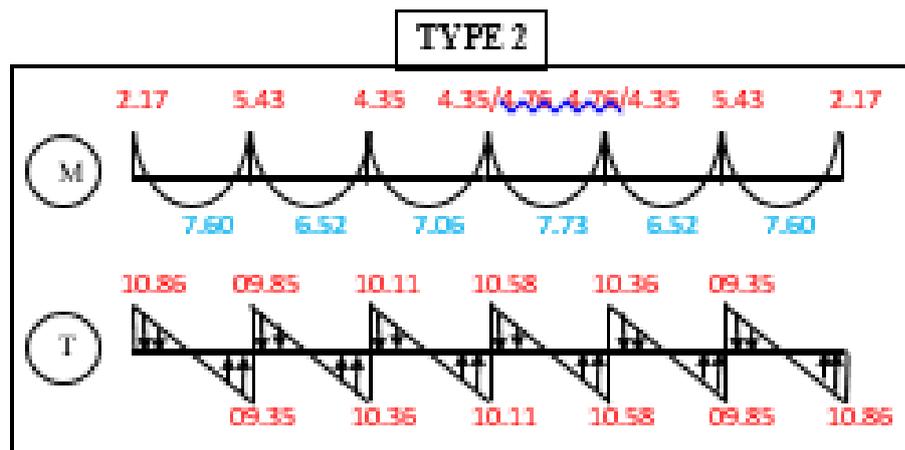
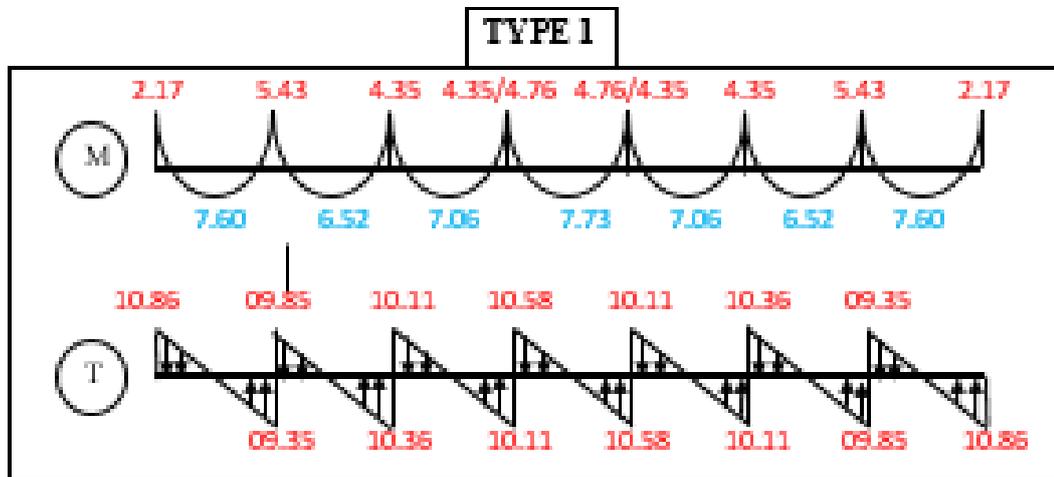
- Calcul des moments et des efforts tranchants du plancher terrasse à l'E.L.S

Tableau.IV.3. Etude de plancher terrasse L'ELS

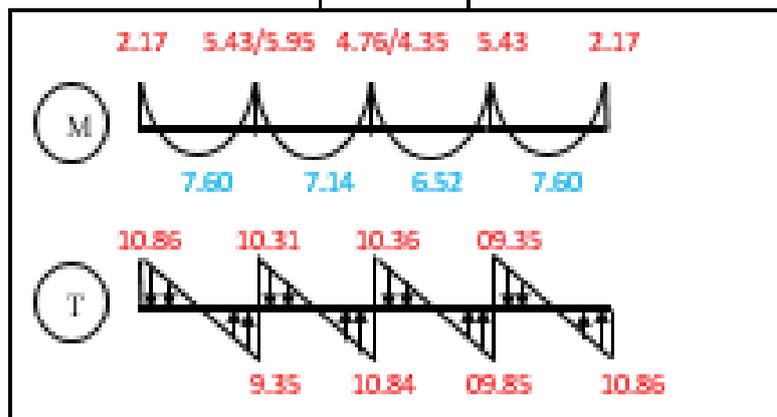
Type	Traveé	L (m)	Ps (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mg (kn.m)	Ma (kn.m)	Mt (kn.m)	Tg (kn)	Ta (kn)
1	A-B	4,3	4,7	10,86	2,17	5,43	7,60	10,86	-9,35
	B-C	4,3	4,7	10,86	5,43	4,35	6,52	9,85	-10,36
	C-D	4,3	4,7	10,86	4,35	4,35	7,06	10,11	-10,11
	D-E	4,5	4,7	11,90	4,76	4,76	7,73	10,58	-10,58
	E-F	4,3	4,7	10,86	4,35	4,35	7,06	10,11	-10,11
	F-G	4,3	4,7	10,86	4,35	5,43	6,52	10,36	-9,85
	G-H	4,3	4,7	10,86	5,43	2,17	7,60	9,35	-10,86

2	A-B	4,3	4,7	10,86	2,17	5,43	7,60	10,86	-9,35
	B-C	4,3	4,7	10,86	5,43	4,35	6,52	9,85	-10,36
	C-D	4,3	4,7	10,86	4,35	4,35	7,06	10,11	-10,11
	D-E	4,5	4,7	11,90	4,76	4,76	7,73	10,58	-10,58
	E-F	4,3	4,7	10,86	4,35	5,43	6,52	10,36	-9,85
	F-G	4,3	4,7	10,86	5,43	2,17	7,60	9,35	-10,86
3	A-B	4,3	4,7	10,86	2,17	5,43	7,60	10,86	-9,35
	B-C	4,3	4,7	10,86	5,43	4,35	6,52	9,85	-10,36
	C-D	4,5	4,7	11,90	4,76	4,76	7,73	10,58	-10,58
	D-E	4,3	4,7	10,86	4,35	5,43	6,52	10,36	-9,85
	E-F	4,3	4,7	10,86	5,43	2,17	7,60	9,35	-10,86
4	A-B	4,3	4,7	10,86	2,17	5,43	7,60	10,86	-9,35
	B-C	4,5	4,7	11,90	5,95	4,76	7,14	10,31	-10,84
	C-D	4,3	4,7	10,86	4,35	5,43	6,52	10,36	-9,85
	D-E	4,3	4,7	10,86	5,43	2,17	7,60	9,35	-10,86
5	A-B	4,3	4,7	10,86	2,17	5,43	7,60	10,86	-9,35
	B-C	4,3	4,7	10,86	5,43	5,43	5,97	10,11	-10,11
	C-D	4,3	4,7	10,86	5,43	2,17	7,60	9,35	-10,86
6	A-B	4,3	4,7	10,86	2,17	6,52	7,06	11,12	-9,09
	B-C	4,3	4,7	10,86	6,52	2,17	7,06	9,09	-11,12

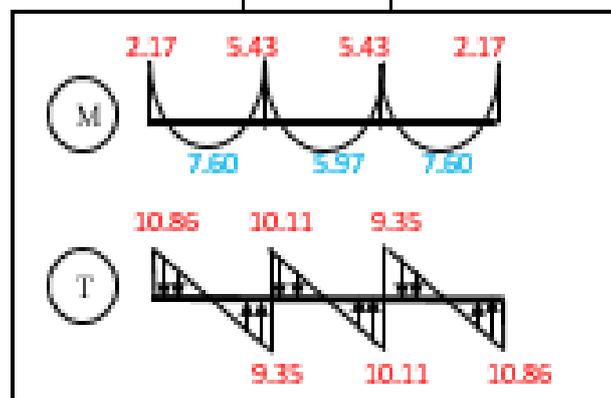
- Diagrammes des moments et des efforts tranchants du plancher terrasse à l'E.L.S



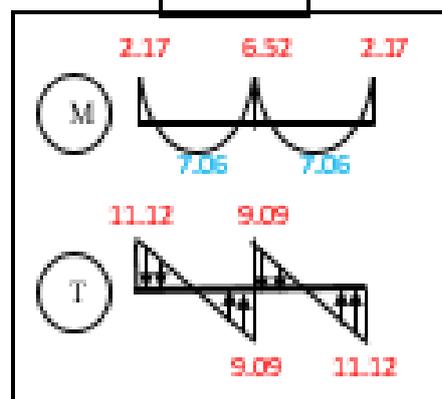
TYPE 4



TYPE 5



TYPE 6



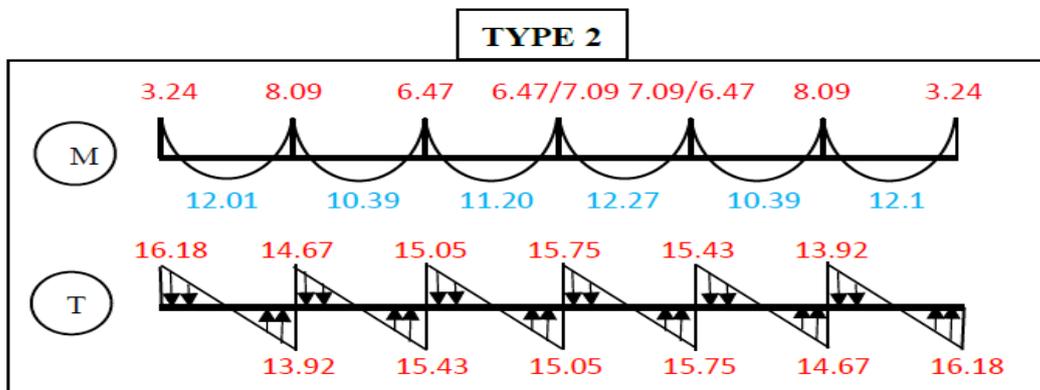
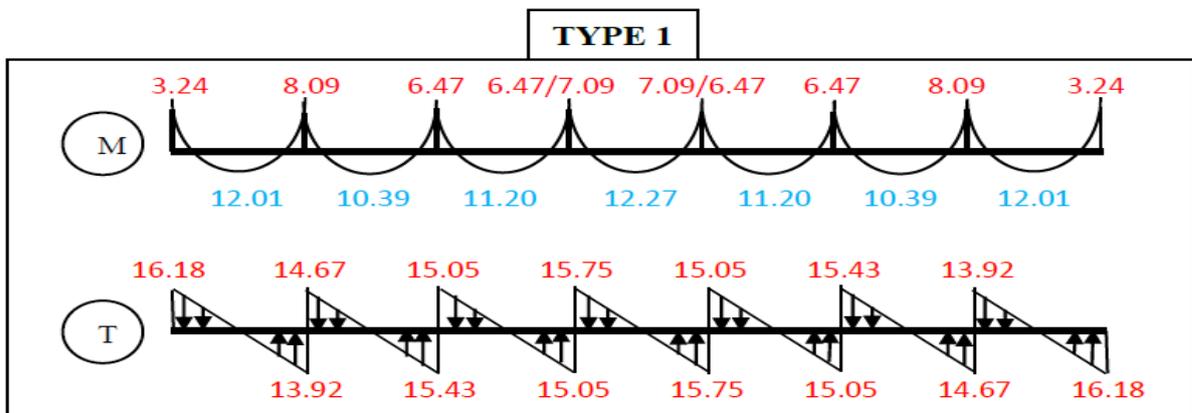
• Calcul des moments et efforts tranchants du plancher courant à l'ELU:

Tableau IV.4. Etude de plancher étage courant L'ELU

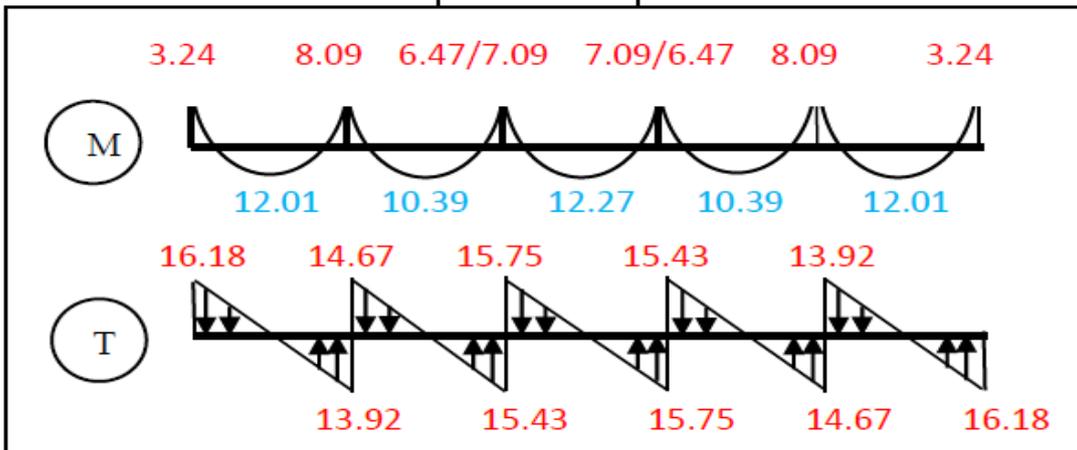
Type	Travée	L (m)	Pu (kn/ml)	M0 (KN.m)	M _g (kn.m)	M _d (kn.m)	M _t (kn.m)	T _g (kn)	T _d (kn)
1	A-B	4,3	7	16,18	3,24	8,09	12,01	16,18	-13,92
	B-C	4,3	7	16,18	8,09	6,47	10,39	14,67	-15,43
	C-D	4,3	7	16,18	6,47	6,47	11,20	15,05	-15,05
	D-E	4,5	7	17,72	7,09	7,09	12,27	15,75	-15,75
	E-F	4,3	7	16,18	6,47	6,47	11,20	15,05	-15,05
	F-G	4,3	7	16,18	6,47	8,09	10,39	15,43	-14,67
	G-H	4,3	7	16,18	8,09	3,24	12,01	13,92	-16,18
2	A-B	4,3	7	16,18	3,24	8,09	12,01	16,18	-13,92
	B-C	4,3	7	16,18	8,09	6,47	10,39	14,67	-15,43
	C-D	4,3	7	16,18	6,47	6,47	11,20	15,05	-15,05
	D-E	4,5	7	17,72	7,09	7,09	12,27	15,75	-15,75
	E-F	4,3	7	16,18	6,47	8,09	10,39	15,43	-14,67
	F-G	4,3	7	16,18	8,09	3,24	12,01	13,92	-16,18
3	A-B	4,3	7	16,18	3,24	8,09	12,01	16,18	-13,92
	B-C	4,3	7	16,18	8,09	6,47	10,39	14,67	-15,43
	C-D	4,5	7	17,72	7,09	7,09	12,27	15,75	-15,75
	D-E	4,3	7	16,18	6,47	8,09	10,39	15,43	-14,67
	E-F	4,3	7	16,18	8,09	3,24	12,01	13,92	-16,18
4	A-B	4,3	7	16,18	3,24	8,09	12,01	16,18	-13,92
	B-C	4,5	7	17,72	8,86	7,09	11,38	15,36	-16,14
	C-D	4,3	7	16,18	6,47	8,09	10,39	15,43	-14,67
	D-E	4,3	7	16,18	8,09	3,24	12,01	13,92	-16,18

5	A-B	4,3	7	16,18	3,24	8,09	12,01	16,18	-13,92
	B-C	4,3	7	16,18	8,09	8,09	9,58	15,05	-15,05
	C-D	4,3	7	16,18	8,09	3,24	12,01	13,92	-16,18
6	A-B	4,3	7	16,18	3,24	9,71	11,20	16,56	-13,55
	B-C	4,3	7	16,18	9,71	3,24	11,20	13,55	-16,56

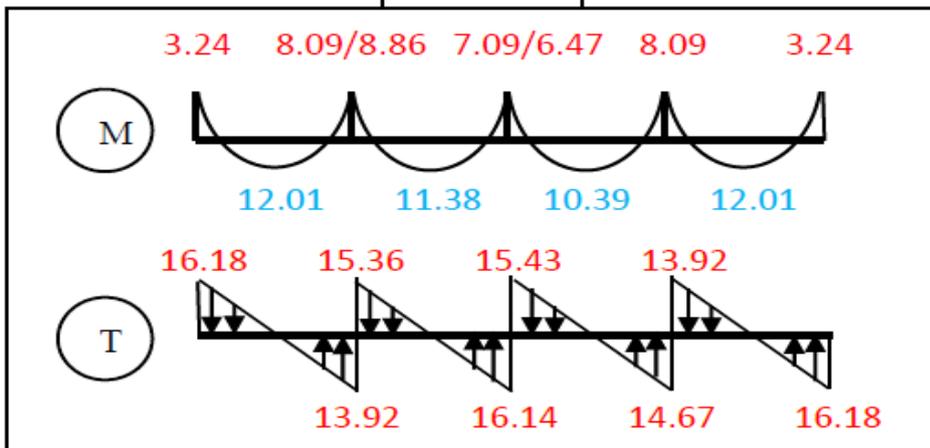
•Diagramme des moments et efforts tranchants du plancher courant à l'ELU:



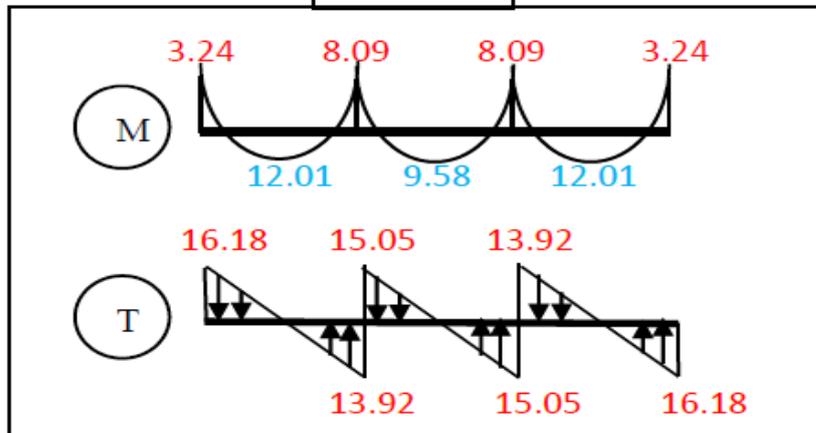
TYPE 3

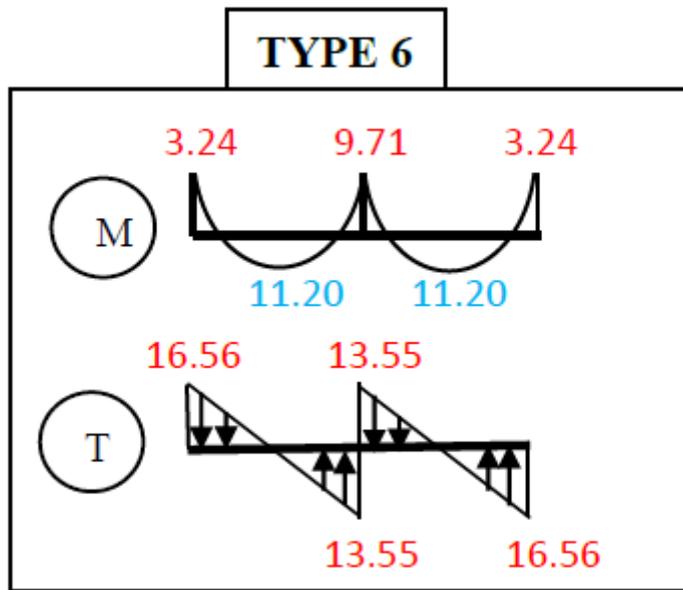


TYPE 4



TYPE 5





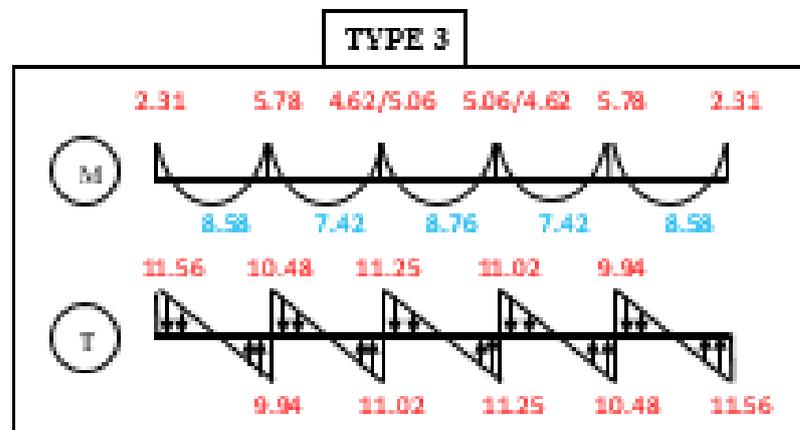
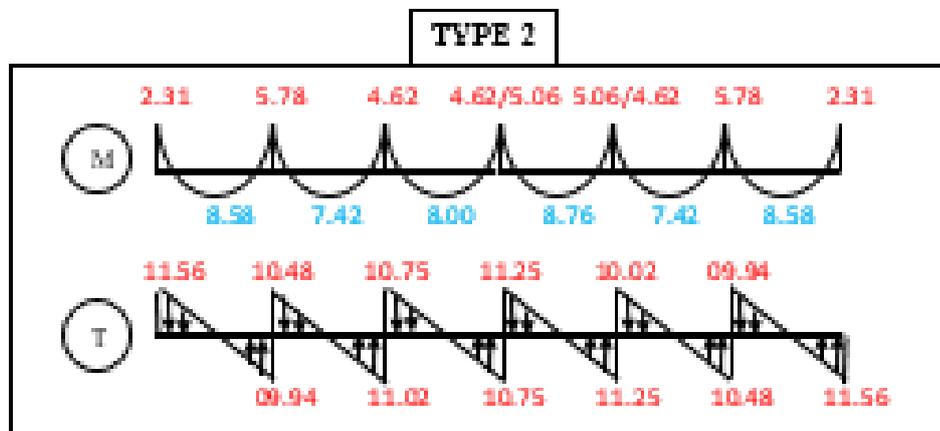
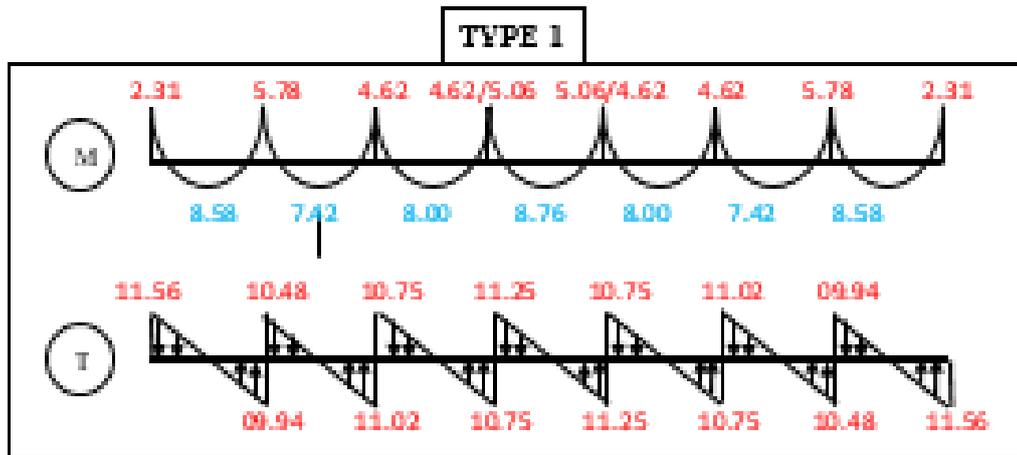
- Calcul des moments et efforts tranchants du plancher courant à l'ELS

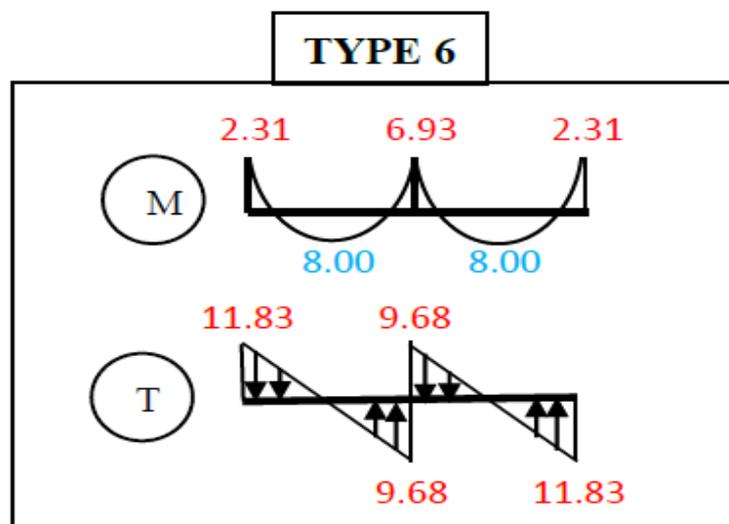
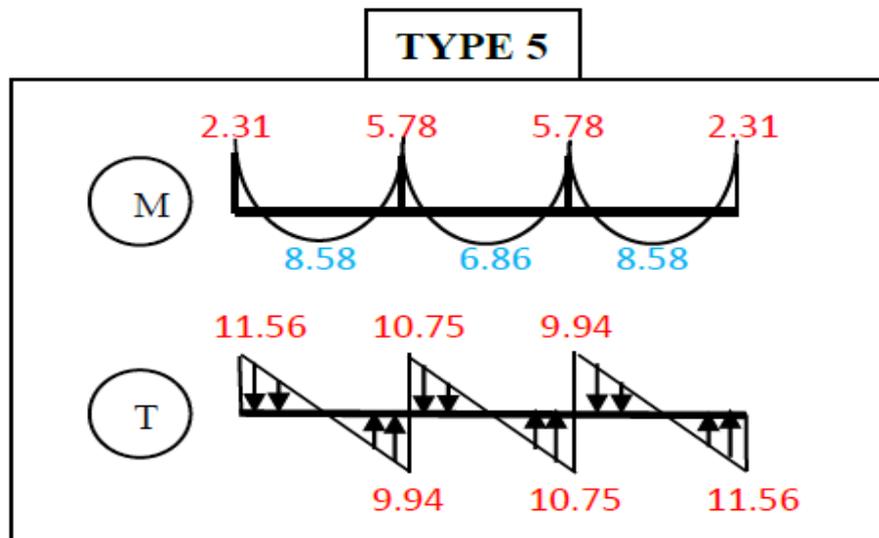
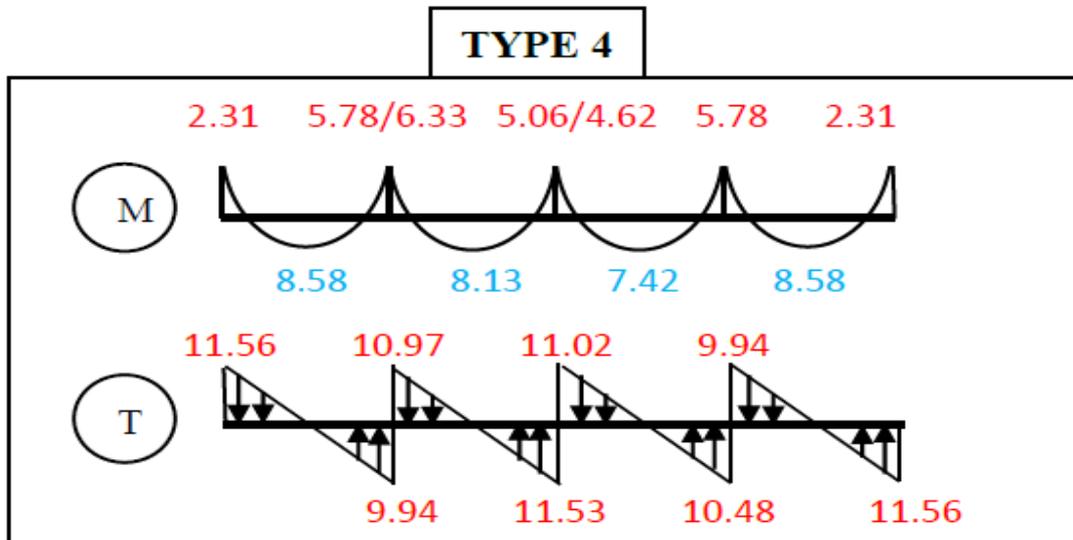
Tableau. IV.5. Etude de plancher étage courant L'ELS

Type	Travée	L (m)	Ps (kn/ml)	M0 (KN.m)	Mg (kn.m)	Ma (kn.m)	Mt (kn.m)	Tg (kn)	Ta (kn)
1	A-B	4,3	5	11,56	2,31	5,78	8,58	11,56	-9,94
	B-C	4,3	5	11,56	5,78	4,62	7,42	10,48	-11,02
	C-D	4,3	5	11,56	4,62	4,62	8,00	10,75	-10,75
	D-E	4,5	5	12,66	5,06	5,06	8,76	11,25	-11,25
	E-F	4,3	5	11,56	4,62	4,62	8,00	10,75	-10,75
	F-G	4,3	5	11,56	4,62	5,78	7,42	11,02	-10,48
	G-H	4,3	5	11,56	5,78	2,31	8,58	9,94	-11,56
2	A-B	4,3	5	11,56	2,31	5,78	8,58	11,56	-9,94
	B-C	4,3	5	11,56	5,78	4,62	7,42	10,48	-11,02
	C-D	4,3	5	11,56	4,62	4,62	8,00	10,75	-10,75
	D-E	4,5	5	12,66	5,06	5,06	8,76	11,25	-11,25
	E-F	4,3	5	11,56	4,62	5,78	7,42	11,02	-10,48
	F-G	4,3	5	11,56	5,78	2,31	8,58	9,94	-11,56

3	A-B	4,3	5	11,56	2,31	5,78	8,58	11,56	-9,94
	B-C	4,3	5	11,56	5,78	4,62	7,42	10,48	-11,02
	C-D	4,5	5	12,66	5,06	5,06	8,76	11,25	-11,25
	D-E	4,3	5	11,56	4,62	5,78	7,42	11,02	-10,48
	E-F	4,3	5	11,56	5,78	2,31	8,58	9,94	-11,56
4	A-B	4,3	5	11,56	2,31	5,78	8,58	11,56	-9,94
	B-C	4,5	5	12,66	6,33	5,06	8,13	10,97	-11,53
	C-D	4,3	5	11,56	4,62	5,78	7,42	11,02	-10,48
	D-E	4,3	5	11,56	5,78	2,31	8,58	9,94	-11,56
5	A-B	4,3	5	11,56	2,31	5,78	8,58	11,56	-9,94
	B-C	4,3	5	11,56	5,78	5,78	6,85	10,75	-10,75
	C-D	4,3	5	11,56	5,78	2,31	8,58	9,94	-11,56
6	A-B	4,3	5	11,56	2,31	6,93	8,00	11,83	-9,68
	B-C	4,3	5	11,56	6,93	2,31	8,00	9,68	-11,83

- Diagrammes des moments et efforts tranchants du plancher courant à l'ELS





IV.4.Calcul du Ferrillage :

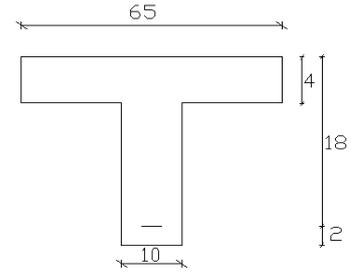
$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$

$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$

- L'enrobage:

$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)



$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$ (BAEL91.A.7.2.1)

$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$

* Donc on adopte $C = 2\text{cm}$.

$\rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18$

$d = 18\text{cm} \quad ; \quad c = 2\text{cm}$

E.L.U

$M_{\max(\text{appui})} = 9710 \text{ N.m}$

$M_{\max(\text{travée})} = 12270 \text{ N.m}$

$T_{\max} = 16560 \text{ N}$

E.L.S

$M_{\max(\text{appui})} = 6930 \text{ N.m}$

$M_{\max(\text{travée})} = 8760 \text{ N.m}$

$T_{\max} = 11830 \text{ N}$

Les armatures longitudinales :

• En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$

$M_t^{\max} = 12270 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12270}{14,2 \times 65 \times 18^2} = 0,041 < \mu_l = 0,392$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$\mu = 0,041 \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0523 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$

$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12270}{348 \times 0,979 \times 18} = 2,0 \text{ cm}^2$

M_t (N.m)	μ	μ_1	α	B	A (cm ²)
12320	0,041	0,392	0,0523	0,979	2

Sur Appuis :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10$ cm.

M_a (N.m)	μ	μ_1	α	B	A (cm ²)
9720	0,211	0,392	0,299	0,8804	1.43

-E. L. S :

D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	A	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	Condition
En Travée	2	12270	8760	1.4	25	0.221	0.0523	vérifié
Sur Appui	1.43	9710	6930	1.40	25	0.45	0.299	vérifié

- **Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)**

$$A_{t_{\min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{t_{\min}} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{t_{\min}} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

- **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En travée: } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur appuis : } A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **Tableau Récapitulatif** :

Eléments	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A min' (cm ²)	A max (cm ²)	A adop (cm ²)
Travée	2	1,41	1,30	2	2HA12 = 2,26
Appuis	1,43	0,22	0,20	1,43	2HA12 = 2,26

$$A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\text{min}} ; A_m')$$

- ✓ **Diamètre minimale Φ_t** : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10} \right)$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5,71; 10; 10)$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235 (BAEL(A.6.1,252))

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **Espacement des cadres S_t** : BAEL91 (A.5.1, 22)

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

$$S_{t1} = 16,2 \text{ cm}$$

- $S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,48 \text{ cm}$

- $S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos \alpha + \sin \alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 21,84 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min (16,2; 33,48; 21,84) \rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm}$$

Alors on prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

✓ **Vérification de l'effort tranchant** : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = T_U / (b_0 \times d)$ BAEL91 (A.5.1, 1)

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 16560 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{16560}{100 \times 180} = 0,92 \text{ Mpa}$$

Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,20 \cdot (25/1,5) ; 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,92 \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ Mpa} \quad (\text{c v})$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis** : BAEL91 (A.5.1,31)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9$. $d = 16,20 \text{ cm}$.

$$T_u = 16560 \text{ N}$$

$$T_u = 16560 \leq 0,267 \times 16,2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

$$A_{adop} \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A_{adop} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A_{adop} \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{16560}{400} = 47,61 \text{ mm}^2$$

$$A_{adop} = 226 \text{ mm}^2 \geq 47,61 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{c v})$$

✓ **Vérification de la flèche :BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 \geq 0,0444 \dots \dots \dots (c.v)$$

$$2/\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15.M0} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 \geq \frac{12270}{15 \times 17700} = 0,046 \dots \dots \dots (c.n.v)$$

$$3/ \frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{3,60}{Fe} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots (c.v)$$

La 2^{ème} conditions n'est pas vérifiées, donc on a un problème de fléché et on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

❖ **Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)**

Position du centre de gravité de la section homogène :

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{65 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 2.26 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.26} = 10.20 \text{ cm}$$

Alors : $Y_G' = h - Y_G = 20 - 10.20 = 9.8 \text{ cm}$

$\Delta = d - Y_G = 18 - 10.20 = 7.8 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left[\left(\frac{h}{2} \right) - Y_G \right]^2 + \eta \times A \times (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 65 \times 20 \times \left[\left(\frac{20}{2} \right) - 10.2 \right]^2 + 15 \times 2.26 \times (18 - 10.2)^2$$

$$I_0 = 43649.75333 \text{ cm}^4$$

Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{2.26}{18 \times 65} = 0.0019$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1$ MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{65}{65}\right) \times 0.0019} = 11.05$$

Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3) \times 0.0019} = 4.42$$

✓ **Calcul des moments fléchissant à E.L.S :**

g_{eq} : C'est l'ensemble des charges permanentes.

J_{eq} : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré

$$g_{eq} = G_{PLANCHERcourant} \times b$$

$$g_{eq} = 5200 \times 0.65 = 3380 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = G_{CORP} \times b$$

$$j_{eq} = 2800 \times 0.65 = 1820 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 3380 + 1820 = 5200 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{3380 \times (4.5)^2}{8} = 8555.625 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{1820 \times (4.5)^2}{8} = 4606.875 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{5200 \times (4.5)^2}{8} = 13162.5 \text{ N.m}$$

✓ **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:**

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes, on a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.0019 = 0.19$$

-D'après le tableau n°7 (Anne7xe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.19 \Rightarrow \beta_1 = 0.9295$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{8555.625}{2.26 \times 0.9295 \times 18} = 226.27 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{4606.875}{2.26 \times 0.9295 \times 18} = 121.84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{13162.5}{2.26 \times 0.9295 \times 18} = 348.1 \text{ Mpa}$$

✓ **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0019 \times 226.27 + 2.1} = 0.0378$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0019 \times 121.84 + 2.1} = -0.21448$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0019 \times 348.1 + 2.1} = 0.23$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 43649.753) / (1 + 4.42 \times 0.0378) = 41141.04677 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 43649.753) / (1 + 11.05 \times 0.0378) = 33868.28453 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 43649.753) / (1 + 11.05 \times (-0.21448)) = -35047.14461 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 43649.753) / (1 + 11.05 \times 0.23) = 13557.73777 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de la flèche:**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 8555.625 \times (450)^2 / 10 \times 10818.87 \times 41141.04677 = 0.389 \text{ cm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10Ei. I_{fi}^g = 8555.625 \times (450)^2 / 10 \times 32164,2 \times 33868.28453 = 0.159 \text{ cm} .$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10Ei. I_{fv}^j = 4606.875 \times (450)^2 / 10 \times 32164,2 \times (-35047.14461) = -0.15369 \text{ cm} .$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10Ei. I_{fv}^p = 13162.5 \times (450)^2 / 10 \times 32164,2 \times 13557.73777 = 0.397 \text{ cm} .$$

▪ **La flèche totale:**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 0.389 - 0.159 + 0.15369 + 0.397 = 0.78 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.78 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 450 / 500 = 0.9 \text{ cm} .$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

❖ **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- Treillis soudé FeE 235 → $f_e = 500 \text{ Mpa}$

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n = 65 \text{ cm}$

$$50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0,49$$

$$\text{On adopte } 3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm².

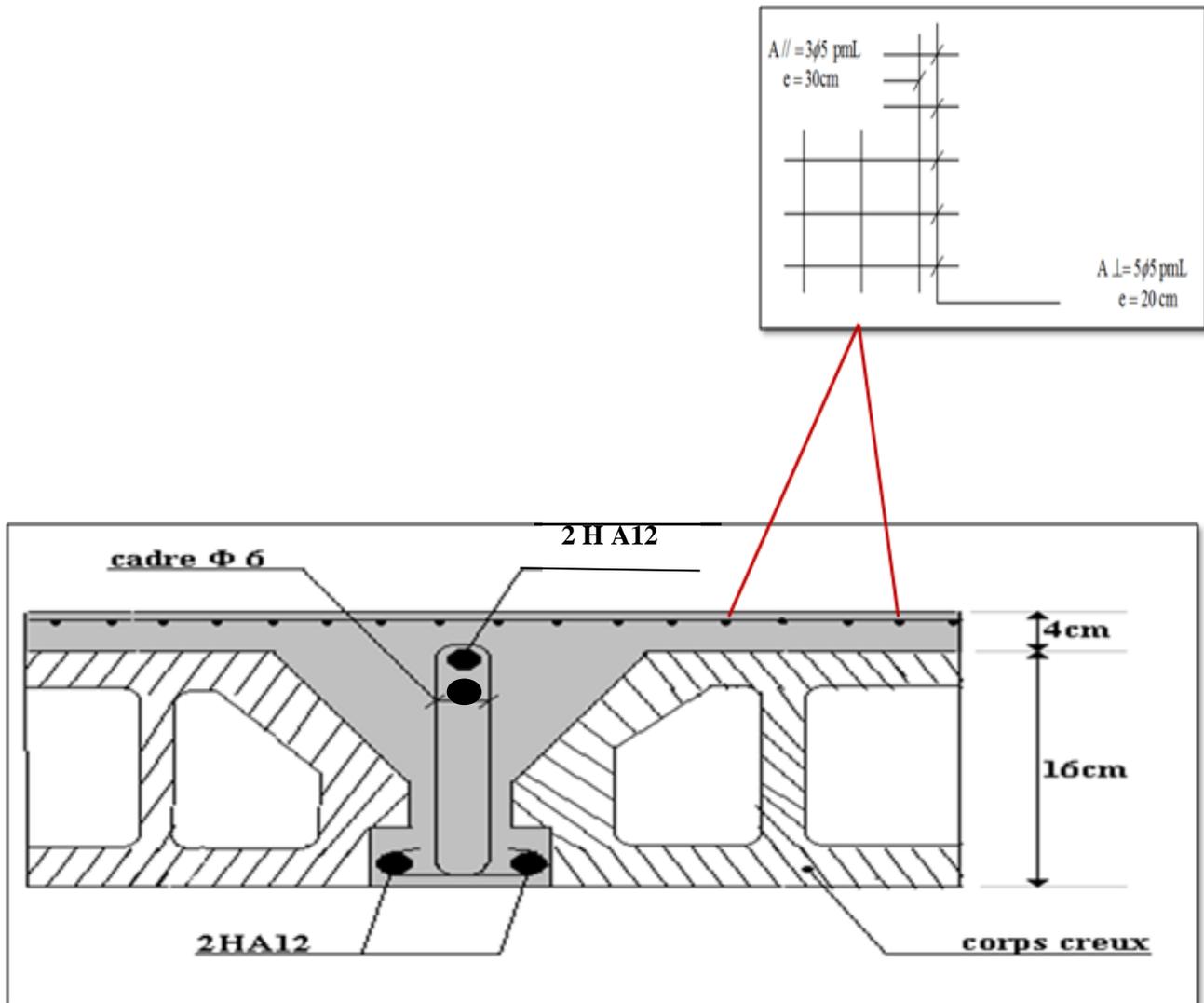


Figure IV. 1. Schéma de ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression.

Chapitre V

Etude dynamique

Chapitre V : ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction:

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol, il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci nous ramène à procéder à une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IL est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

✓ **Calculs sismiques :**

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure.

V.2. Méthode de calcul RPA99 (Art. 4.1.1) :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a) Analyse statique équivalente RPA99 (Art. 4.1.2).**Principe de la méthode :**

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

b) Analyse modale spectrale :**Principe de la méthode :**

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximas

Des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Blida donc en Zone **III**.
- Notre bâtiment est à usage administrative donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **meuble** catégorie **S3**.

Remarque :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon le **RPA99** (pas de régularité en plan **3.5.1. a1**) et selon l'article **4.1.2.b** (Zone III et groupe d'usage 2 mais elle dépasse 17m) d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

✓ Méthode de calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « **Robot 2014** » qui contient différentes méthodes de calcul sismique.

Pour notre cas, on a choisi « Analyse modale spectrale » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

✓ Présentation du logiciel :**➤ Robot Millennium :**

Le programme Robot Millennium est un logiciel d'analyse statique et dynamique des structures de calcul et vitesse d'exécution.

➤ Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

V.4. Évaluation des efforts sismiques :

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

V.4.1. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul. Comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

ξ : pourcentage d'amortissement critique RPA99(tableau 4.2)

Q: Facteur de qualité. (Tableau4.4)

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. R PA99 (tableau 4.7)

Alors dans notre cas :

➤ Sol meuble \Rightarrow site 3 donc $T_1 = 0,15$ sec et $T_2 = 0,5$ sec.

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

➤ Zone sismique III -Groupe d'usage 2

$$\xi = 7\% \begin{cases} - \text{Portique en béton armé.} \\ - \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,88 \geq 0,7$$

➤ R : Coefficient de comportement de la structure.

-structure mixte R = 5

➤ Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_q$

-Pour avoir la valeur du facteur de pénalité P_q tout dépend des six critères de Q .

Critères q	Observée	N/observée	Condition	P_q
1. Condition minimales sur les files de contreventement.	0	0.05	Observée	0
2. Redondance en plan.	0	0.05	Observée	0
3. Régularité en plan.	0	0.05	N. observée	0.05
4. Régularité en élévation.	0	0.05	Observée	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	N. observée	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	N. observée	0.10

Tableau V.1. Facteur de pénalité

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : $Q = 1.2$

A : coefficient d'accélération de zone donne par le RPA (TAB.4.1).

Groupes D'usage	Zones			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V.2. Coefficient d'accélération de zone

ZONE III, group 2 $\Rightarrow A = 0,25$

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

W : le poids total de la structure :

R : coefficient de comportement global de la structure, il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique. Il dépend du type de la structure et de cas contreventement.

$$\text{Ou: } \begin{cases} A = 0,25. \text{ (Tableau 4.1 RPA 99 / version 2003).} \\ Q = 1,2. \text{ (Portiques (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003).} \\ R = 5. \text{ (Tableau 4.7 RPA 99 / version 2003).} \\ T_1, T_2 : \text{ période caractéristique associée à la catégorie du site.} \\ \text{-Sol meuble } \Rightarrow \text{ site 3 donc } T_1 = 0,15 \text{ sec et } T_2 = 0,5 \text{ sec.} \end{cases}$$

V.4.2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_t \cdot h_t^{3/4}$$

h_t : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$T_e = C_T \cdot h_n^{3/4} \quad \text{Ou: } \begin{cases} h_n = 34\text{m} \\ C_T = 0,050. \end{cases}$$

$$T_e = 0,050 \cdot (34)^{3/4} = \mathbf{0.704 \text{ sec.}}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$L_x = 30.60\text{m}$, $L_y = 22\text{m}$

$T_x = 0.55\text{sec}$, $T_y = 0.65\text{se}$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.06 \\ D_y = 1.84 \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA 4.2.3}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$1.3T_x = 1.3 \times 0.55 = 0.715 \text{ s}$$

$$1.3T_y = 1.3 \times 0.65 = 0.845$$

V.5. Analyse de la structure :

V.5.1. Représentation des résultats et l'analyse de la méthode modale spectrale :

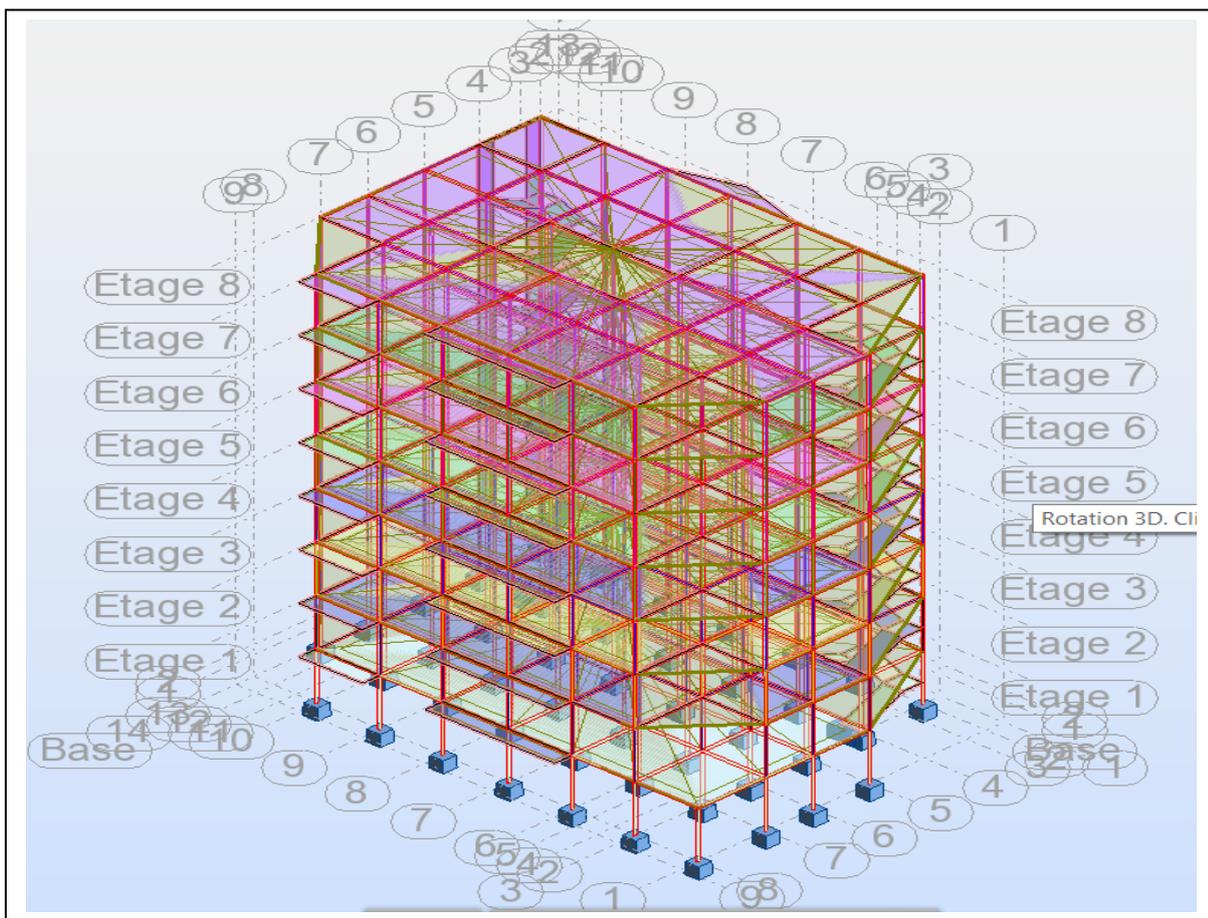


Fig.V.1 : La modélisation de la structure

1) **Analyse de la Première variante :** la disposition des voiles de la 1^{ère} variante est représentée sur la figure suivante (structure initiale):

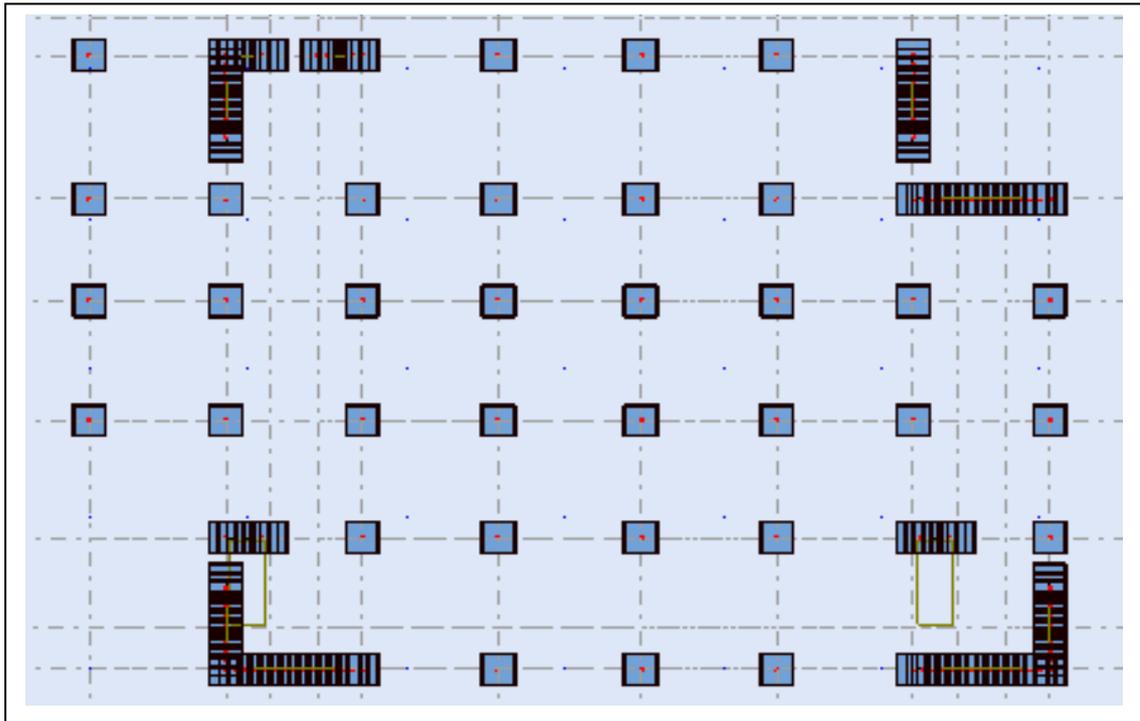


Fig.V.2. Première disposition des voiles.

Les résultats obtenus de la structure initiale sont récapitulés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1,24	0,81	23,71	43,14	0,0	23,71	43,14
5/ 2	1,27	0,79	60,72	71,43	0,0	37,01	28,30
5/ 3	1,73	0,58	69,10	71,45	0,0	8,38	0,01
5/ 4	4,46	0,22	69,14	86,39	0,0	0,04	14,95
5/ 5	4,76	0,21	81,53	86,46	0,0	12,40	0,07
5/ 6	7,02	0,14	86,15	86,48	0,0	4,61	0,01
5/ 7	9,05	0,11	86,15	91,93	0,0	0,00	5,45
5/ 8	10,03	0,10	90,56	91,93	0,0	4,41	0,00
5/ 9	14,39	0,07	90,56	94,80	0,0	0,00	2,88
5/ 10	14,93	0,07	92,20	94,80	0,0	1,64	0,00

Tableau V.3. Périodes et facteurs de participation massique modale (Première variante).

-Interprétation des résultats:

D’après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

-le 1^{er} mode est un mode de torsion.

-le 2^{ème} mode est un mode de torsion.

-le 3^{ème} est un mode de torsion.

A Partir des résultats précédents, nous remarquons l'apparition de la torsion dans le 1^{er} mode donc la structure est instable. Dans ce cas afin d'améliorer le comportement de notre structure on propose une 2^{ème} variante

2) **Analyse de la 2^{ème} variante** : la disposition des voiles de la 2^{ème} variante est représentée sur la figure suivante :



Fig.V.3. Deuxième disposition des voiles.

L'analyse automatique de la 2^{ème} variante en utilisant le logiciel Robot a donné les résultats suivants :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1,08	0,93	72,23	0,00	0,0	72,23	0,00
5/ 2	1,23	0,81	72,24	71,38	0,0	0,01	71,38
5/ 3	1,53	0,65	74,18	71,52	0,0	1,95	0,14
5/ 4	3,62	0,28	86,49	71,53	0,0	12,31	0,01
5/ 5	4,39	0,23	86,49	86,26	0,0	0,00	14,74
5/ 6	5,44	0,18	86,73	86,36	0,0	0,24	0,09
5/ 7	7,02	0,14	91,47	86,36	0,0	4,73	0,00
5/ 8	8,94	0,11	91,47	91,85	0,0	0,00	5,50
5/ 9	10,98	0,09	91,61	91,90	0,0	0,15	0,05
5/ 10	11,28	0,09	94,24	91,91	0,0	2,63	0,00

Tableau.V.4. Périodes et facteurs de participation massique modale (deuxième variante).

Interprétation des résultats:

- Vérification de la période : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.4.4].

$T_{x\text{dyn}}=0.93\text{s} > T_x = T_{\text{omp}} \times 30\% = 0.715\text{s} \dots \dots \dots$ **condition non vérifiée.**

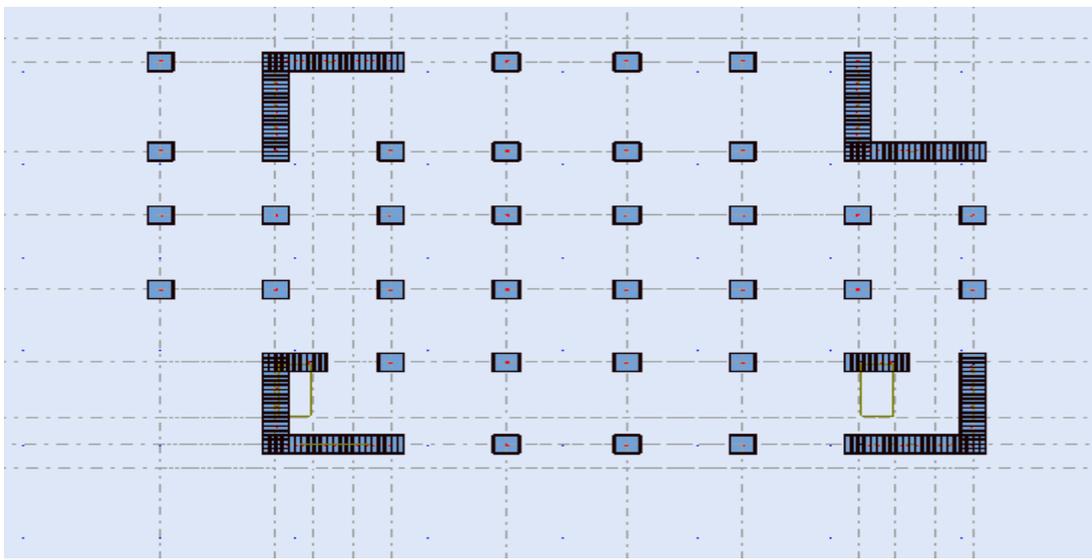
$T_{y\text{dyn}}=0.81\text{s} < T_y = T_{\text{omp}} \times 30\% = 0.845\text{s} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

- Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens X, avec UX :72.23%
- Le deuxième mode c'est un mode de translation dans le sens Y avec UX =71.38%,
- Le troisième mode c'est un mode de torsion.

A partir des résultats précédents, nous remarquons que la condition de la période n'est pas vérifiée donc on propose une 3^{ème} variante dans laquelle on tiendra compte de :

- Changer l'épaisseur et la disposition des voiles.
- Augmenter la longueur des voiles.

3) Analyse de la 2ème variante : (final) :



FigV.4. Disposition finale des voiles.

L'analyse automatique de la 3^{ème} variante a donné les résultats représentés sur le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1,44	0,69	67,59	0,31	0,0	67,59	0,31
5/ 2	1,52	0,66	67,93	68,57	0,0	0,33	68,25
5/ 3	2,09	0,48	67,97	68,64	0,0	0,04	0,07
5/ 4	5,97	0,17	84,15	70,92	0,0	16,18	2,29
5/ 5	6,13	0,16	86,41	87,31	0,0	2,26	16,39
5/ 6	8,72	0,11	86,51	87,32	0,0	0,09	0,01
5/ 7	12,72	0,08	88,75	90,99	0,0	2,24	3,67
5/ 8	12,97	0,08	92,52	93,10	0,0	3,78	2,11
5/ 9	18,12	0,06	92,55	93,10	0,0	0,02	0,00
5/ 10	19,51	0,05	92,76	95,42	0,0	0,21	2,33

Tableau.V.5. Périodes et facteurs de participation massique modale (3^{ème} variante).

Interprétation des résultats

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale **T_x (dyn)= 0,69s.**
- La période fondamentale **T_y (dyn)= 0,64 s.**
- Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse modale pour les deux directions X et Y (U_x et U_y ≥ 90%).

Vérification de la période

Le RPA99/version 2003 (Art 4.2.4) préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a:

- $1.3T_{yemp} = 0.845s > T_y (dyn) = 0.69s$ La condition est vérifiée.
- $1.3T_{xemp} = 0.715s > T_x (dyn) = 0,66$ La condition est vérifiée.

V.5.2. Les modes propres de la structure :

Les trois premiers modes de la structure sont présentés sur les figures suivantes :

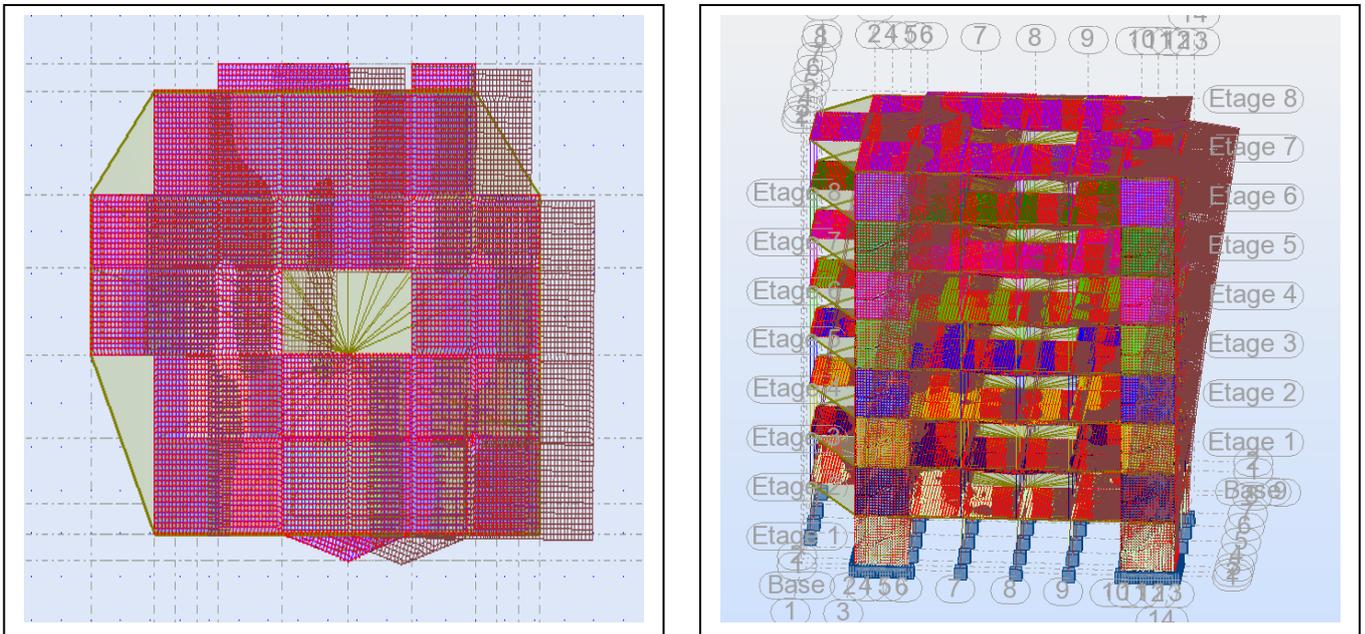


Fig.V.5. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan ($T_1=0,69s$)

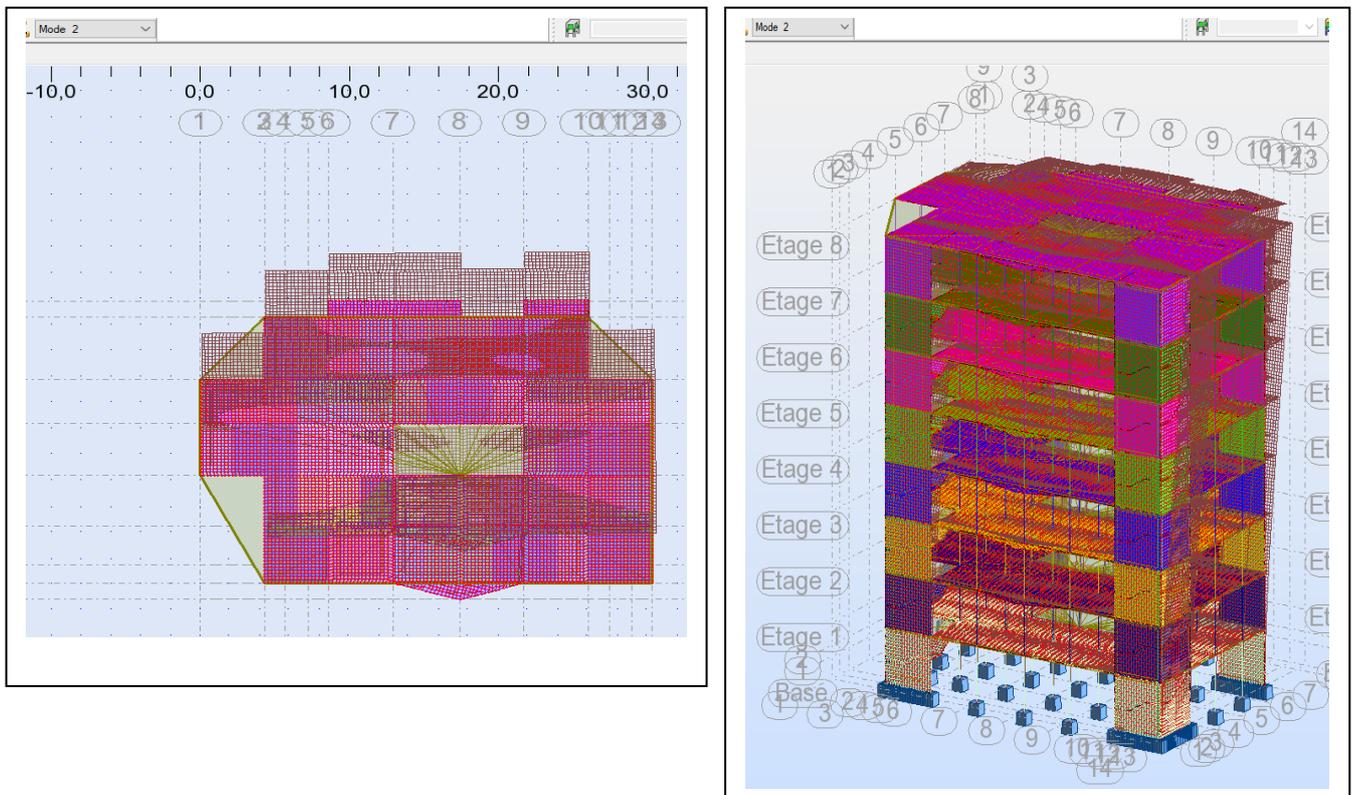


Fig.V.6. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan ($T_1=0,66$)

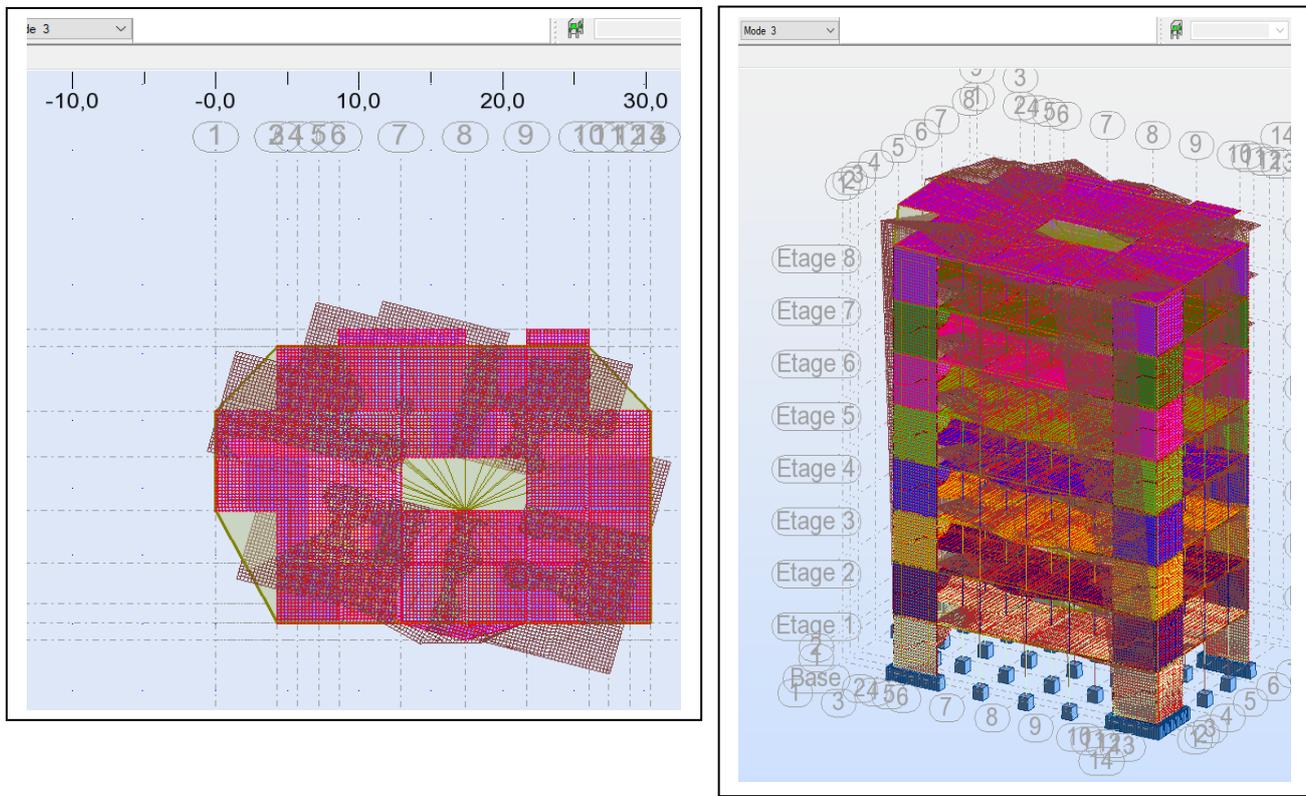


Fig.V .7. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan. (T=0,48s)

V.6. Justification de l'interaction voile-portique selon RPA 99 version 200(art3.4.4. a):

Dans système à contreventement mixte, il faut que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY[T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
611.606	327.936	569.105	256.138	-6452.743	-1188.152

Tableau.V.6 : Les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{327.936}{611.606} = 0.54\%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{256.138}{569.105} = 0.45\%$$

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{-11881.52}{-6452.743} = 0.1841\%$$

Donc le système de contreventement de notre structure est mixte (portiques-voiles).

V.7. Calcul de l'action sismique par la Méthode statique équivalente :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0,8V_{st}/V_t$ (**RPA 99, version 2003.4.3.6**).

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

V_{st} : effort tranchant à la base.

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99) ; W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \quad \text{Avec : } W_i = W G_i + \beta W Q_i$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ; W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment administratif $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$, Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 5763.0889(T)$.

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0,25 \times 2,06 \times 1,20}{5} \times 5763.0889 = 712.3t$$

$$V_{st,y} = \frac{0,25 \times 1,84 \times 1,2}{5} \times 5763.0889 = 636.3t$$

La comparaison entre la force sismique obtenue par la méthode dynamique et statique est représentée sur le tableau suivant :

Sens	A	D	R	Q	W() (T)	V _{dyn} (T)	V _{st} (T)	0,8V _{st}
Longitudinal (XX)	0,25	2,06	5	1,2	5763.0889	611.606	712.3	569.85
Transversal (YY)	0,25	1.84	5	1,2	5763.0889	569.105	636.3	509.04

Tableau V.7. Récapitulatif des forces sismiques

Donc : $V_{dyn} > 0,8 V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) Condition vérifiée

V.8. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99).

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

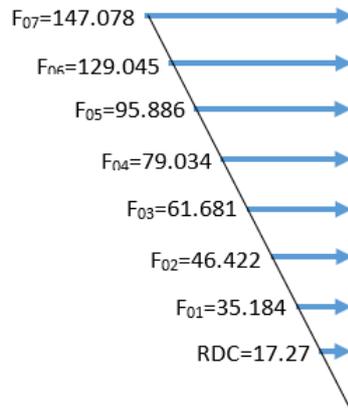
F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher i ; j

Sens X :

FORCE SISMIQUE PAR NIVEAU



EFFORT TRANCHANT PAR NIVEAU

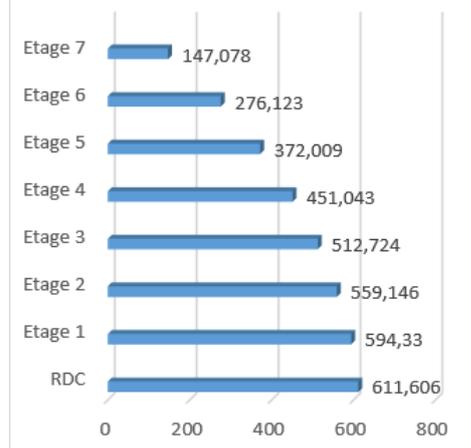
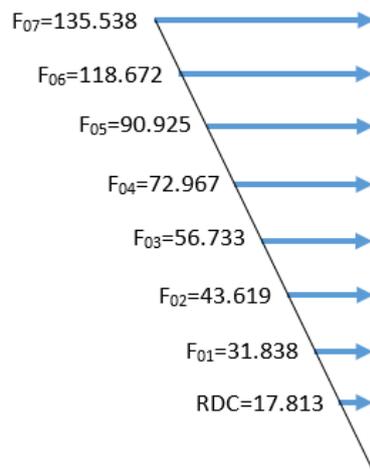


Fig.V.8. Distribution des forces sismiques selon la hauteur (sens x)

Sens-Y :

FORCE SISMIQUE PAR NIVEAU



EFFORT TRANCHANT PAR NIVEAU

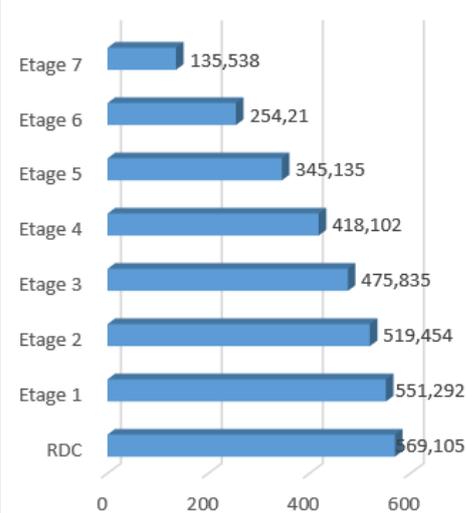


Fig.V.9. Distribution des forces sismiques selon la hauteur (sens Y)

V.9. Vérification des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage ; au moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK} \text{ (RPA 99 :4-19)}$$

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismiques F_i

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \text{ (RPA99:4-20)}.$$

Le déplacement relatif admissible : $\Delta_K = 1\% \cdot h_e = 4.25 \text{ cm}$ étage courant + RDC

Le calcul des déplacements relatifs pour les deux directions sont représenté sur le tableau suivant :

Etage	$\delta_{kx}(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm}) = \delta_{kx} - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm}) = \delta_{ky} - \delta_{k-1}$
RDC	0.6	0.6	0.5	0.5
1	1.8	1.6	1.6	1
2	3.4	1.9	2.9	1.3
3	5.3	2	4.5	1.6
4	7.2	2	6.1	1.6
5	9.2	2	7.7	1.6
6	11.2	2	9.3	1.6
7	13.0	1.8	10.8	1.5

Tableau. V.8. Déplacements absolus pour les deux directions principales.

Donc :

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(4.25) = 0,0425\text{m} = 4.25\text{cm}$.

La condition sur les déplacements relatifs Δ_K est vérifiée.

V.10. Caractéristique géométrique et massique de la structure :

V .10.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.). Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

M_i : Masse de l'élément considéré.

X_i : Cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport au repère (ox).

Y_i : cordonnées du centre de gravité de cet élément par rapport l'axe (oy).

V .10.2. Centre de torsion :(par logicielle ROBOT)

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xj} X_j}{\sum I_{xj}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_{yj} Y_j}{\sum I_{yj}}$$

	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de torsion	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	744.52	15.57	10.32	16.06	9.03
1	726.10	16.01	9.98	16.09	8.99
2	726.10	16.01	9.98	16.09	8.99
3	726.10	16.01	9.98	16.09	8.99
4	726.10	16.01	9.98	16.09	8.99
5	726.10	16.01	9.98	16.09	8.99
6	726.10	16.01	9.98	16.09	8.99
7	661.95	6.06	10.07	16.09	9.10

Tableau. V.9. : Les résultats centres de gravité et de rigidité des différents étages.

V .10.3. L'excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, donnée par les formules suivant (*théorique*) : c'est celle calculée précédemment

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

1-L'excentricité prévue par le RPA 99/version 2003 :

Le **RPA99/version2003** (art 4.3.7) préconise quand il est procédé à une analyse tridimensionnelle, de prendre en plus de l'**excentricité théorique** calculée, une **excentricité accidentelle (additionnelle)** égale à : $\pm 5\% L$.

L : la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau considéré -**L'excentricité accidentelle** :

Fixée par le RPA 99 à : $\pm 5\% L$.

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{ax}=0.05 L_x \quad \text{avec : } L_x= 30.60\text{m}$$

$$e_{ay}=0.05 L_y \quad \text{avec : } L_y= 22.00 \text{ m}$$

L'excentricité à prendre dans le calcul :

$$e_x= 1.53 \text{ m}$$

$$e_y= 1.1 \text{ m}$$

Le tableau suivant résume les résultats : (toutes ces caractéristiques géométriques et massiques sont calculées par logiciel ROBOT)

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
6/ 1	Etage 1	744520,82	15,57 10,32 3,41	16,06 9,03 2,97	37978405,31	69897868,46	104512787,29	0,49	1,30	0,0	0,0
6/ 2	Etage 2	726102,45	16,01 9,98 7,67	16,09 8,99 7,22	36085356,37	65059393,17	97878065,13	0,08	0,99	0,0	0,0
6/ 3	Etage 3	726102,45	16,01 9,98 11,92	16,09 8,99 11,47	36085365,09	65059401,70	97878064,94	0,08	0,99	0,0	0,0
6/ 4	Etage 4	726102,45	16,01 9,98 16,17	16,09 8,99 15,72	36085358,45	65059395,31	97878065,20	0,08	0,99	0,0	0,0
6/ 5	Etage 5	726102,45	16,01 9,98 20,42	16,09 8,99 19,97	36085364,19	65059400,97	97878065,12	0,08	0,99	0,0	0,0
6/ 6	Etage 6	726102,45	16,01 9,98 24,67	16,09 8,99 24,22	36085358,83	65059395,61	97878065,11	0,08	0,99	0,0	0,0
6/ 7	Etage 7	726102,45	16,01 9,98 28,92	16,09 8,99 28,47	36085363,60	65059400,33	97878065,06	0,08	0,99	0,0	0,0
6/ 8	Etage 8	661953,38	6,06 10,07 33,17	16,09 9,10 32,77	30522189,13	55669402,70	83130854,70	0,03	0,97	0,0	0,0

Tableau. V.10. Valeur de l'excentricité pour chaque étage.

V.11. Justification de l'effort P-Δ : RPA99-v2003 (Art:5.9)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k
- $$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k : Hauteur de l'étage k

Vérification de l'effet P- Δ pour Sens Longitudinal :

Etage	W_t (T)	Δx (m)	V_x (T)	H(m)	Θ	Verifications
RDC	744.52	0.006	611.606	4.25	0.0017	Verifié
1	726.10	0.016	594.330	4.25	0.0028	verifié
2	726.10	0.019	559.146	4.25	0.0058	verifié
3	726.10	0.02	521.724	4.25	0.0065	verifié
4	726.10	0.02	451.043	4.25	0.0075	verifié
5	726.10	0.02	372.009	4.25	0.0092	verifié
6	726.10	0.02	276.123	4.25	0.0123	verifié
7	661.95	0.018	147.078	4.25	0.0190	verifié

Tableau. V.11. Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal.

Vérification de l'effet P-Δ pour le Sens Transversal :

Etage	W _t (T)	Δy(m)	Vy (T)	H(m)	Θ	Verifications
RDC	744.52	0.005	569.105	4.25	0.00153	verifié
1	726.10	0.01	551.292	4.25	0.00309	verifié
2	726.10	0.013	519.454	4.25	0.00427	verifié
3	726.10	0.016	475.835	4.25	0.00574	verifié
4	726.10	0.016	418.102	4.25	0.00653	verifié
5	726.10	0.016	345.135	4.25	0.00792	verifié
6	726.10	0.016	254.210	4.25	0.01075	verifié
7	661.95	0.015	135.538	4.25	0.01721	verifié

Tableau V.12: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal.

V.12. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales. $\rightarrow M_r = \sum F_i \times h_i$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales. $\rightarrow M_s = W \times \frac{L}{2}$

W : le poids total de la structure

Sens longitudinal:

Etage	F_{ix} (T)	h_i (m)	$F_{ix} \times h_i$
RDC	17.276	4.25	73.423
1	35.184	8.50	299.064
2	46.422	12.75	591.8805
3	61.681	17.00	1048.577
4	79.034	21.25	1679.4725
5	95.886	25.5	2445.093
6	129.045	29.75	3839.08875
7	147.078	34	5000.652
M_{rx}		$\sum F_i \times h_i = 14977.25$	

Tableau. V.13: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X).

Sens transversal :

Etage	F_{iy} (T)	h_i (m)	$F_{iy} \times h_i$
RDC	17.813	4.25	75.70525
1	31.835	8.50	270.5975
2	43.619	12.75	556.14225
3	56.733	17	964.461
4	72.967	21.25	1550.54875
5	90.925	25.5	2318.5875
6	118.672	29.75	3530.492
7	135.538	34	4608.292
M_{ry}		$\sum F_i h_i = 13874.82625$	

Tableau. V.14: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

- **Verifications:**

$$M_S = 97972.5113 \text{ T.m}$$

$$M_{rx} = 14977.25 \text{ T.m}$$

$$M_{ry} = 13874.82625 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_S}{M_{rx}} = 6.54 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_S}{M_{ry}} = 7.06 > 1.5 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ **La structure est vérifiée contre le renversement suivant les deux directions, donc elle est stables vis-à-vis le renversement.**

V.13. Conclusion:

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants.

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 seront utilisés pour le calcul des armatures des éléments structuraux ce qui va venir dans notre prochain chapitre.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI.1. Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations. La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

VI.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissants à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible ; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

Selon le Règlement BAEL 91 :

Ces sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

- $1,35 G + 1,5Q$ à l'E.L. U
- $G + Q$ à l'E.L. S

Selon le Règlement RPA99:

Ces sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

- $G + Q \pm E$ (1)
- $0,8 G \pm E$ (2)

Les sections d'acier sont calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} M$ correspondant
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} M$ correspondant
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{max} N$ correspondant

Pour le calcul de la section du ferrailage, on utilise les caractéristiques des matériaux représentées dans le tableau suivant :

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{MPa})$	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_e (\text{MPa})$	$\sigma_s (\text{MPa})$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	1.00	25	18.5	400	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

✓ **Recommandations du RPA99/version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

- Leur pourcentage en zone sismique III est limité par :

$$0,9\% < \frac{A_s}{b_a} < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$0,9\% < \frac{A_s}{b_a} < 6\% \text{ en zone de recouvrement.}$$

$$A_s > 0,9\% b_a.$$

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\phi_l$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales

b) Armatures transversales :

❖ **BAEL91 :(art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40\text{cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t b_1}$ en % est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

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 dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

❖ RPA99(VER2003):

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_l f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_l$

\varnothing_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques).

VI.2.1. Calcul de ferrailage

• Poteaux de section : (60×70) cm²

$C=C'=3\text{cm}$; $d=h-c=70-3=67\text{cm}$; Acier Fe E = 400MPa ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

ELU		G+Q+E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.)	M _{MAX} (KN.M)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KNM)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN)
2350.56	8.18	107.72	154.06	53.56	58.56	1704.88	5.86

Tableau. VI.2. Tableau résume les résultats des efforts et moments pour chaque Combinaison.

Ferrailage longitudinal :

✓ **ELU: BAEL91 (art A.4.3):**

Les sections soumises à un effort normal de compression sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime de résistance de forme en adoptant une excentricité totale de calcul : $e_t = e_1 + e_2$

Cependant il est possible de tenir compte des effets du second ordre de façon forfaitaire lorsque :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

Avec : **h** : la hauteur totale de la structure dans la direction du flambement.

e₁: excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales ;

y compris l'excentricité additionnelle. $e_1 = \frac{M}{N} + e_a$

e_a: excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques des efforts appliqués

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 425/250) \rightarrow e_a = \max(2\text{cm}, 1.7\text{cm}) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m.}$$

e₂: excentricité due aux effets du second ordre, liée à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha.\phi)$$

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 0.7 \cdot L = 0.7 \times 4.25 = 2.975 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = \frac{8.18}{2350.56} = 0.00348 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.348 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.348 = 2.348 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

l_0 : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.25 = 2.975 \text{ m.}$$

$$4.25 < \max(15; 0.67)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \phi); \quad \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{2.975}{0.70} = 14.705$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.975^2}{10^4 \times 0.70} (2 + 0.82 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.01 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 \Rightarrow e = 2.348 + 1 \Rightarrow e = 3.348 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{ELU}} \times e = 2350.56 \times 0.03348 = 78.69 \text{ KN.m}$$

✓ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2350.56 \text{ K N} ; M \text{ corrigé} = 78.69 \text{ K N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 3) \cdot 60 \times 70 \times 14.2 = 1261982.4 \text{ (N.m)}$$

$$A = 1261.9824 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 8.18 + 2350.56(0.67 - 0.70/2) = 760.36 \text{ KN.m}$$

$$B = 2350.56(0.67 - 0.03) - 760.36 = 744 \text{ KN.m}$$

$$B = 744 \text{ KN.m}$$

Alors : $A > b$ donc la section sera partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{760.36 \times 10^3 \times 10^3}{14.2 \times 600 \times 670^2} = 0.1988$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ELU.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \alpha = 0.2798 \rightarrow \beta = 0.88808$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{760.36 \times 10^3 \times 10^3}{348 \times 0.88808 \times 670} = 3672 \text{ mm}^2 = 36.72 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 36.72 - \frac{2350.56 \times 10^{-3}}{348} = 36.72 \text{ cm}^2$$

✓ **G+Q ±E:**

$$M_{\text{MAX}} = 107.72 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 154.06 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \Rightarrow e_0 = -\frac{107.72}{154.06} \Rightarrow e_0 = 0.699 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 0.35 \text{ m}$$

Le centre de pression est en dehors de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 107.72 + 154.06(0.67 - 0.70/2) = 157.02 \text{ KN.m}$$

✓ Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{157.02 \times 10^3 \times 10^3}{18.5 \times 400 \times 670^2} = 0.0473$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \alpha = 0.0605 \rightarrow \beta = 0.9752$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{157.02 \times 10^3 \times 10^3}{400 \times 0.9752 \times 670} = 600.8 \text{ mm}^2 = 6.01 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 601 - \frac{157.02 \times 10^3}{100 \times 400} = 597.07 \text{ mm}^2 = 5.97 \text{ cm}^2$$

✓ 0,8G+E:

$$N_{\min} = 53.56 \text{ kN}; M_{\text{corr}} = 58.56 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{53.56}{58.56} = 1.1 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 0.35 \text{ m}$$

Le centre de pression est en dehors de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est en dehors de la section du béton, donc

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times (d - h/2) = 53.56 + 58.56(0.67 - 0.70/2) = 72.3 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{situation accidentelle.}$$

✓ Détermination des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{72.3 \times 10^3 \times 10^3}{18.5 \times 400 \times 670^2} = 0.0217$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \alpha = 0.3095 \rightarrow \beta = 0.8762$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{72.3 \times 10^3 \times 10^3}{400 \times 0.8762 \times 670} = 307.9 \text{ mm}^2 = 3.079 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 307.9 - \frac{58.56 \times 10^3}{100 \times 400} = 597.07 \text{ mm}^2 = 3.064 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification des sections : RPA (99ver2003) :**

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = A_s \cdot 0.9\% \cdot b \times h \rightarrow \text{zone III}$$

$$A_{\min} = A_s \cdot 0.009 \times (60 \times 70) = 37.8 \text{ cm}^2, A_{\min} = 37.8 \text{ cm}^2$$

Zone courante :

$$A_{\max} = (3 \times b \times h) / 100 = (3 \times 60 \times 70) / 100 = 126 \text{ cm}^2$$

Zone de recouvrement :

$$A_{\max} = (6 \times b \times h) / 100 = (6 \times 60 \times 70) / 100 = 252 \text{ cm}^2.$$

✓ **Condition de non-fragilité: BAEL91 art A.4.2**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 60 \times 67 \times \frac{2.1}{400} \left(\frac{110 - 0.455 \times 67}{110 - 0.185 \times 67} \right) = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}^{\text{BAEL}}; A_{\min}^{\text{RPA}}) = 37.8 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA25 4HA20 4HA14 = 38.37 cm²

✓ **Vérification à l'ELS:**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}).

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 1704.88 \text{ K N}; \quad M_{ser} = 5.86 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{5.86}{1704.88} = 0.0344 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0.70}{6} = 0.1166 \text{ m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 60 \times 70 + 15(39.27) = 4789.05 \text{ cm}^2$$

$$\nu_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_1 \cdot c + A_2 \cdot d) \right]$$

$$\nu_1 = \frac{1}{4789.05} \left[\frac{60 \times 70^2}{2} + 15(19.2 \times 3 + 19.2 \times 67) \right] = 35 \text{ cm}$$

$$\nu_2 = h - \nu_1$$

$$\nu_2 = 70 - 35 = 35 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (\nu_1^3 + \nu_2^3) + 15(A_1 \cdot (\nu_1 - c_1)^2 + A_2 \cdot (\nu_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{60}{3} (35^3 + 35^3) + 15(19.2(35 - 3)^2 + 19.2(35 - 3)^2) = 2317112 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 5.86 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 B_0} = \frac{1704.88 \times 10^3}{100 \times 4789.05} = 3.56 \text{ MPa}$$

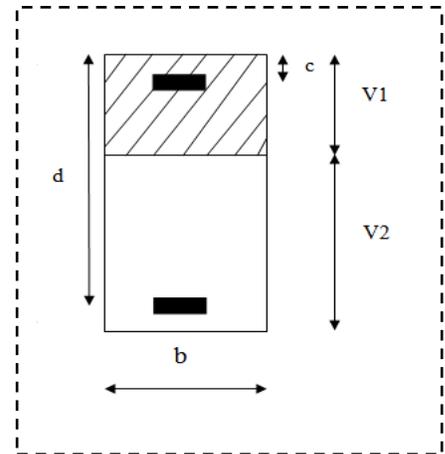
$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{5.86 \times 10^3}{2317112} = 0.0253$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \cdot \nu_1$$

$$\sigma_b = 3.56 + 0.0253 \times 35 = 4.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :



$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(\nu_1 - c')] = 15[3.56 + 0.0253(35 - 3)] = 65.649 MPa$$

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 - K(d - \nu_1)] = 15[3.56 - 0.0253(67 - 35)] = 41.361 MPa$$

$$\sigma_s^1 = 65.649 MPa < \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 MPa \dots\dots\dots (c.v)$$

$$\sigma_s^2 = 41.361 MPa < \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 MPa \dots\dots\dots (c.v)$$

✓ **Vérification du poteau à l'effort tranchant : BAEL91(A.5.1,212) :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armature pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

V max = **340.41KN**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{340.41 \times 10^3}{600 \times 670} = 0.8468 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa\right) = 3.33 MPa$$

$$\tau = 0.8468 MPa < \bar{\tau} = 3.33 MPa \dots\dots\dots (c.v)$$

✓ **Calcul d'armature transversale: Selon (RPA99 version 2003) ART 7.4.2.2**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

V : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 235MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

ρ_a = 3.75 Si λ_g < 5.

ρ_a = 2.5 Si λ_g > 5.

λ_g: L'élancement 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 dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0,7 L$).

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.975}{0.60} \text{ ou } \frac{2.975}{0.70} \right) \Rightarrow \lambda_g = 4.95 \leq 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

Selon (ART 7.4.2.2 R.P. A) ZONE III :

- ✓ La zone nodale : $S_t \leq 10\text{cm}$, en prend $S_t = 10\text{ cm}$
- ✓ La zone courante: $S_t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10\phi) \Rightarrow (30, 35, 10 \times 3.75)\text{cm}$

En prend $S_t = 20\text{cm}$

ϕ_ℓ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

On optera alors un espacement de 10 cm en zone nodale et de 20 cm en zone courante.

Alors :

•En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3.75 \times 34041 \times 0.1}{70 \times 235} = 0.77 \text{ cm}^2$$

•En zone courante :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t = \frac{3.75 \times 34041 \times 0.2}{70 \times 235} = 1.55 \text{ cm}^2$$

$A_t = 1.55 \text{ cm}^2$ soit: $4\phi_{10} = 3.14 \text{ cm}^2$

✓ Vérification des cadres des armatures minimales: RPA99version2003 (7.4.2.2):

Soit la quantité d'armature minimale (Zone III).

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} (\%) = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Dans la zone nodale : $S_t = 10\text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow 0.8 \cdot 0.31 > 0.3 \dots \dots \dots \text{alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $S_t = 20\text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} \geq 0.3\% \Rightarrow 0.8 \cdot 0.63 > 0.3 \dots \dots \dots \text{alors la condition est vérifiée.}$$

• BAEL91 : (art A.8.1,3) :

1. Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifiée

2. Leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30cm ; 40 \text{ cm} ; 70 \text{ cm})$ Condition Vérifiée.

Etage	Section (cm ²)	Barres long	Ferr Trans	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC-7 ^{eme}	60×70	4HA25	4Ø10		
		4HA20		10	20
		4HA14			

VI.2.2. Présentation Du Ferraillage :

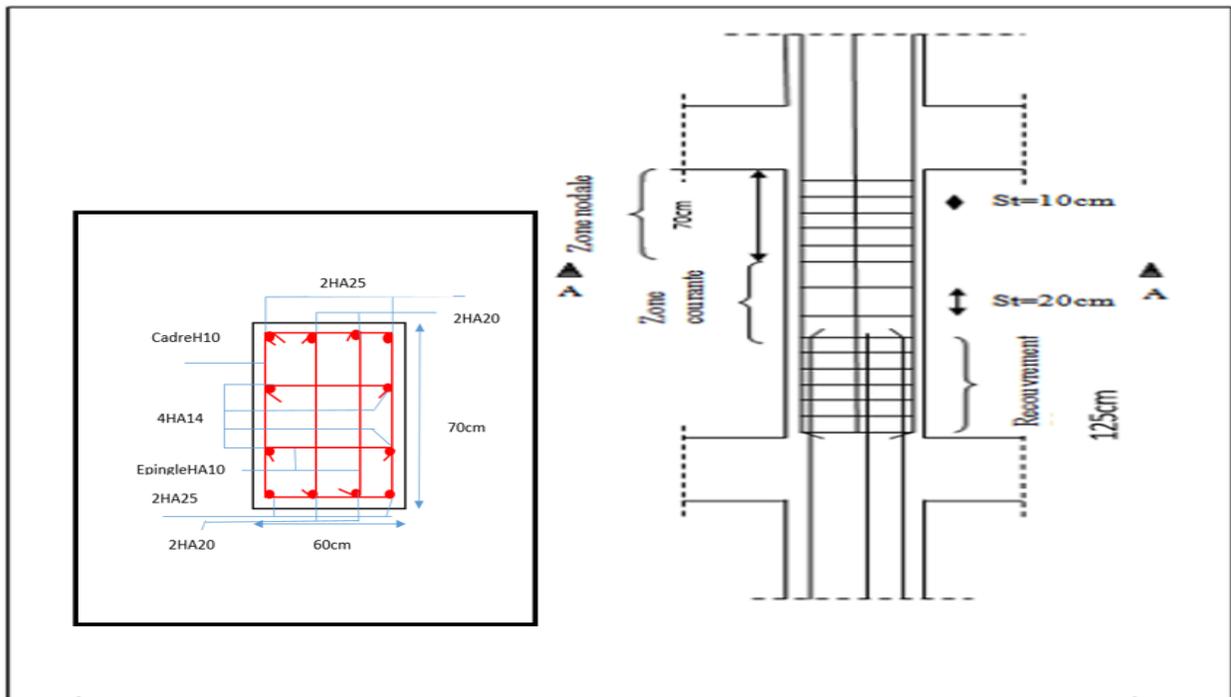


Fig.VI.1. Le ferraillage des poteaux (60× 70).

VI.3. Ferrailage des poutres :

VI.3.1. Introduction :

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux. Les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'action, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'L.E. S

VI.3.2. Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

✓ *Selon BAEL91:*

- ELU :

1.35G+1.5Q en travée.

- ELS :

G+Q en travée.

✓ *Selon le RPA 99/version 2003 :*

G+Q ±E sur appuis.

0,8G ±E sur appuis.

✓ **Recommandations du RPA 99/version 2003 :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6 % en zone recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de : $50\varnothing$ en zone III.

- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°. Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées.
- Le ferraillage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable). Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable transitoire, et en appui pour une situation accidentelle.
- Les résultats sont tirés à partir du logiciel ROBOT 2014 sous les combinaisons d'action suivantes :

Combinaison	1.35G+1.5Q		G+Q		G+Q+E	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
P.P (KN.m)	45.04	-103.06	32.15	-73.61	98.03	-166.81
P.S (KN.m)	22.74	-72.96	16.51	-52.81	61.79	-126.32

Tableau : VI.3. Combinaisons des charges.

VI.3.3 Étapes des calculs des armatures longitudinales :

❖ Poutre principale (30x45) :

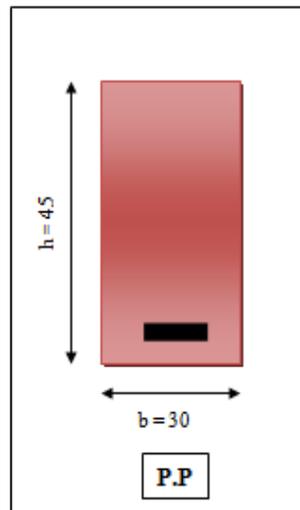
• *Ferraillage longitudinal :*

- *L'enrobage :*

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.50cm$$

$$c \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25cm \Rightarrow c = 3.5cm$$



❖ LaPoutre secondaire (30x40):

• *Ferraillage longitudinal :*

- **L'enrobage :**

$$c \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4\text{cm}$$

$$c \geq 1 + \frac{4}{2} = 3\text{cm} \Rightarrow c = 3\text{cm}$$

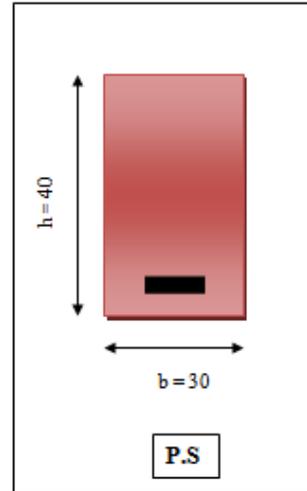
• **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \bar{\sigma}_b = 14.2\text{MPa}$$

$$\left. \begin{matrix} b = 30\text{cm} \\ h = 45\text{cm} \\ d = 41.50\text{cm} \end{matrix} \right\} P.P ; \left. \begin{matrix} b = 30\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \\ d = 37\text{cm} \end{matrix} \right\} P.S$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \sigma_s = 348\text{MPa}$$



• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est vérifiée : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

• **Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 (Art7.5.2.1) :**

$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2$poutre principale.

$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2$poutre secondaire.

• **Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :**

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

• **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art.6.4)**

✓ $A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 45 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$ poutre principale.

✓ $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 40 \times 30 = 1.20 \text{ cm}^2$ poutre secondaire.

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% . b.h$R.P.A.art – 7.5.21

✓ $A_{\min}^{R.P.A} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$ poutre principale.

✓ $A_{\min}^{R.P.A} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$ poutre secondaire.

$A_{\max}^{R.P.A} = 4\% . b.h$ en zone courante.

$A_{\max}^{R.P.A} = 6\% . b.h$ en zone recouvrement.

• **Condition de non fragilité BAEL91(a.4.2.1):**

$$A_{\min}^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ $A_{\min}^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 41.50 \times \frac{2.10}{400} = 1.50 \text{ cm}^2$ poutre principale.

✓ $A_{\min}^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.10}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$ poutre secondaire.

$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{BAEL} ; A_{\min}^{BAEL} ; A_{\min}^{RPA})$.

Calcul des armatures :

	h (cm)	b (cm)	d (cm)	σ_b (MPa)dur	σ_b (MPa)acc	σ_s (MPa)dur	σ_s (MPa)acc
P. Principale	45	30	41.50	14.2	18.5	348	400
P. Secondaire	40	30	37	14.2	18.5	348	400

Tableau VI.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

En travée :

❖ **Combinaisons: 1.35G+1.5Q**

E.U.L :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

	Mu(N.m)	μ	μ_1	α	β	A travée (cm ²)
P.P	45040	0.06138	0.392	0.079236	0.9283	3.35
P.S	22740	0.03899	0.392	0.049726	0.9801	2

Tableau. VI.5 : ELU

E.L.S :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	α	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	condition
P.P	0.07606	45.04	32.15	1.4	0.45	vérifiée
P.S	0.03778	22.74	16.51	1.37	0.435	vérifiée

Tableau : VI.6.ELS

	$A_{travée}$ (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A^{BAEL} (cm ²)	A_{\max}^{RPA} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
P.P	3.35	1.5	1.35	6.75/2=3.37	3.37	3HA12=3.39
P.S	2	1.34	1.20	6/2=3	3	3HA12=3.39

Tableau : VI.7. Choix de la section de ferrillage.

Sur Appuis :

❖ La combinaison : G+Q+E :

Nappe supérieure :

	M (N.m)	μ	μ	α	β	A appuis (cm ²)
P.P	166810	0.1773	0.392	0.2457	0.9017	11.14
P.S	126320	0.1689	0.392	0.2328	0.9068	9.41

	A _{appui} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A ^{BAEL} (cm ²)	A _{max} ^{RPA} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
P.P	11.14	1.50	1.3	6.75	11.14	6HA16 = 12.06
P.S	9.41	1.34	1.20	6	9.41	5HA16 = 10.05

Tableau : VI.8. Récapitulatif de ferraillage des poutres.

❖ Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

Les Poutres Principales :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{485} = 0.092 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{11.78}{30 \times 41.50} = 0.0094 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v$$

Les Poutres Secondaires :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots c.v$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{10.05}{30 \times 37} = 0.00905 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c.v$$

- **Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

Les Poutres Principales :

$$T_u^{\max} = 529.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{52965}{300 \times 415} = 0.425 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 0.425 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots c.v$$

Les Poutres secondaires :

$$T_u^{\max} = 133.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{13355}{300 \times 370} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable}).$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots c.v$$

❖ **Les Armatures Transversales :**

Les Poutres Principales :

- ❖ **En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi; 30\text{cm}) = 10\text{cm}.$$

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- ❖ **En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$St \leq h/2 \rightarrow St \leq 22.5\text{cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm}) \quad St \leq \min (37.35 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_t = \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.510 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition exigée par le RPA2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 20 = 0.6 \text{ cm}^2.$$

Soit: $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$.

Les Poutres secondaires :

❖ **En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 8.75\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

❖ **En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)**

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 17.50\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm}) \quad S_t \leq \min (33.30 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ **Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e}$$

$$A_t = \frac{10 \times 0.4 \times 30}{235} = 0.510 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition exigée par le RPA2003 :**

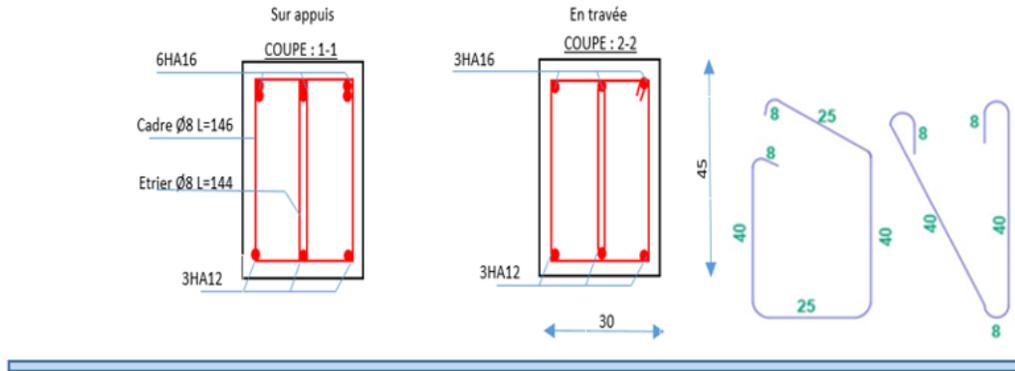
La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

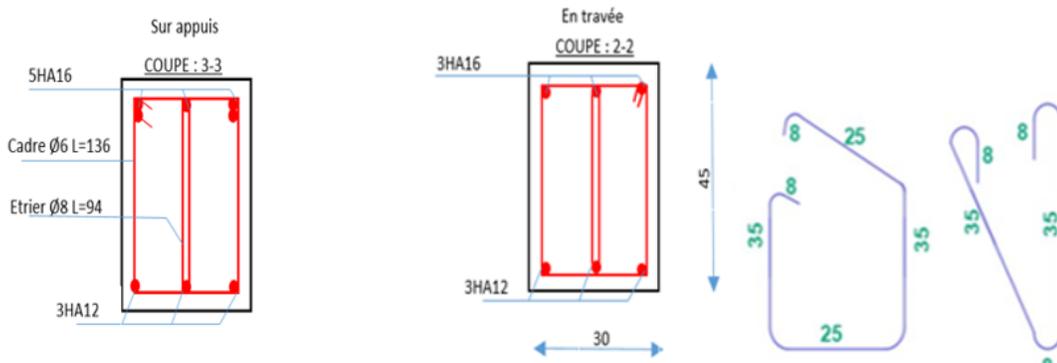
$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

Soit: $4\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

VI.3.4.Présentation du ferrailage:



Ferraillage de la poutre principale



Ferraillage de la poutre secondaire

FigVI .2. Ferraillage des Poutres.

VI.4. Ferraillage des voiles:

VI.4.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d’exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessitait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

VI.4.2. Voiles sans ouvertures:

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

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

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

✓ **Calcul de la section d'armature :** selon les règles BAEL .91

Calcul voile 20 :• **Armatures verticales :**

Soit le voile V1 epesseure20 niveau RDC

$$G+Q+E_x:$$

$$M=2704.78 \text{ KN.m}$$

$$N=836.66 \text{ KN}$$

$$h = 4.30\text{m}; c = 5\text{cm}$$

$$d = h-c = 4.25\text{m}; a = 0,2\text{m}$$

❖ Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} \Rightarrow e = \frac{2704.78}{836.66} = 3.23\text{m}$$

$$a = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$a = (0.337 \times 4300 - 0.81 \times 500) 200 \times 4300 \times 18.5$$

$$a = 16611631\text{N} = 16611.631\text{KN}$$

$$b = N(d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M + N(d - \frac{h}{2})$$

$$M_{ua} = 2704.78 + 836.66(4.25 - \frac{4.30}{2})$$

$$M_{ua} = 4461.8\text{KN.m}$$

$$b = 836.66 \times (4.25 - 0.05) - 4461.8$$

$$b = -947.828 \text{ KN}$$

a) b Donc la section est partiellement comprimée.

- **Vérification de flambement :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20.e}{h}\right)$$

$$\frac{20.e}{h} = \frac{20 \times 3.23}{4.30} = 15.02$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 4.30}{4.30} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5(15.02 \dots \dots \dots \text{c.v})$$

- ❖ **Calcul de ferrailage :**

- **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_A = 4461.8 + 836.66 \left(4.25 - \frac{4.30}{2}\right) = 6218.8 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa Cas accidentel.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\gamma_s = 1) \text{ Cas accidentel.}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6218.8 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 425^2} = 0.09305$$

$$\mu = 0.09305 \langle \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.09035 \Rightarrow \alpha = 0.1185 \Rightarrow \beta = 0.9526$$

$$\text{Donc } A_f' = 0$$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6218.8 \times 10^3 \times 1000}{400 \times 0.9526 \times 4250} = 3840.14 \text{ mm}^2 = 38.4014 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée :** (N effort de compression)

$$A_{\text{Cal}} = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s} = 38.4014 - \frac{836.66 \times 10^3}{100 \times 400} = 17.5 \text{ cm}^2$$

1. L'armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli

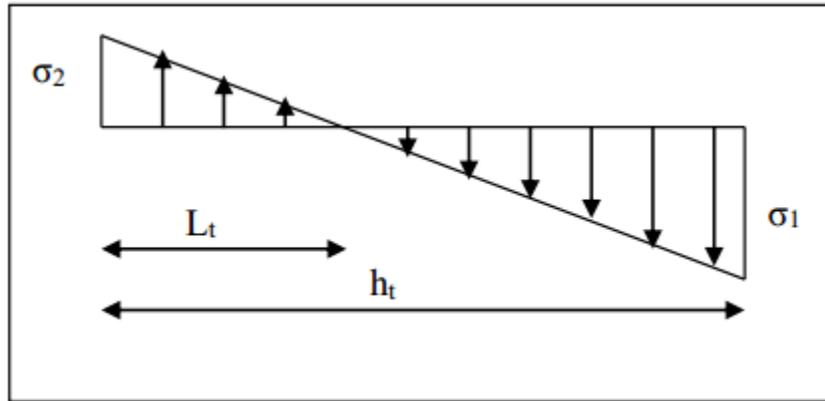


Fig.VI.3. Contraintes sur le voile

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{836.66 \times 10^3}{200 \times 4300} + \frac{6 \times 6218.8 \times 10^6}{200 \times 4300^2} = 11.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{836.66 \times 10^3}{200 \times 4300} - \frac{6 \times 6218.8 \times 10^6}{200 \times 4300^2} = -9.117 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 > 0 ; \sigma_2 < 0$$

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 4.30 \times \frac{9.117}{11.06 + 9.117} = 1.94 \text{ m}$$

$$l_c = l - l_t = 4.30 - 2 \times (1.94) = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times 194 \times 20 = 7.76 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :
- Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times 20 \times 430 = 12.9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

✓ **Dans la zone tendue:** $A = \max(A_{cal}; A_{min}^{RPA}) \Rightarrow A = \max(17.5; 7.76) cm^2$

Alors on prend $A=17.5 cm^2 = 17\phi 12 = 19.23 cm^2$

✓ **En zone courante :**

$$h' = h - 2J_t$$

$$h' = 430 - 2 \times 194 = 42 cm$$

$$A_{min 2} = 0.001 \times b \times h'$$

$$A_{min 2} = 0.001 \times 20 \times 42 = 0.84 cm^2$$

On prend $A_c = 8T6 = 2.26 cm^2$.

$$A_{tot} = 2 \times A_{tendu} + A_c \geq A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 17.5 + 0.84 = 35.84 cm^2 > A_{min}^g = 12.9 cm^2 \dots \dots \dots c.v$$

Donc : $A_{adop} = 17.5 cm^2$

$$A_{adop} = 24HA10 = 17.72 cm^2$$

• **L'espacement**

✓ **D'après (RPA99 version 2003)**

$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 cm) = \min(20 \times 1.5 ; 30 cm)$ On prend : **S=20 cm**

✓ **Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5 \cdot a}{2}, \frac{30}{2} cm \right\} \Rightarrow D = 15 cm$$

On prendra : **D=15cm.**

Les espacements suivant le **(B.A.E.L)** sont négligés par rapport ceux donnés par le R.P.A.99

Choix d'armature :

$$\text{Soit : } A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adp}}{2} = \frac{17.5}{2} = 8.75 cm^2$$

$$A_{nap1} = 14HA10$$

$$A_{nap2} = 14HA10$$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_b = 1.4 \times \frac{T_{calcul}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$\tau_b = 1.4 \times \frac{482.93 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 4300} = 0.8735 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow \tau_b = 0.8735 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

2-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 6 \text{ HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$

L'espace des barres :

Armatures Horizontales:

On a pour chaque nappe $3\phi 8$ par ml, donc on prend St = 20 cm.

Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur) D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré, on prendra 05 épingle/m²

Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

- Il faut que $\sigma_c \leq \overline{\sigma_b} = 18.5MPa$

La vérification se fait pour la combinaison suivante : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{836.66 \times 10^3}{200 \times 4300} + \frac{6 \times 6218.8 \times 10^6}{200 \times 4300^2} = 11.06MPa < 18.5MPa$$

VI.4.3. Présentation du ferrailage voile 20 : coupe AA voile 4.3m

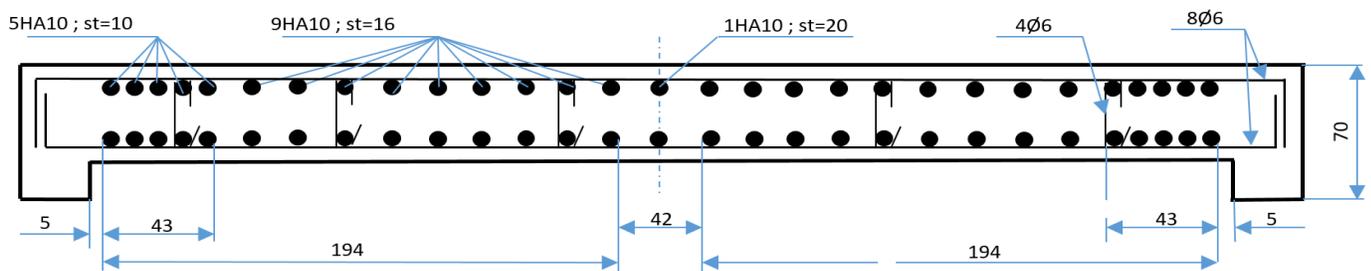


Fig VI.4. Ferrailage des voiles e=20

Calcul du voile d'épaisseur e=15 :

1) Armatures verticales :

Soit le voile V2 épaisseur 15 niveau RDC

G+Q+E_x:

M=2144.18 KN.m

N=592.65 KN

h = 4.40 m ; **c** = 5cm

d = h-c = 4.35m ; **a** = 0,15m

$\sigma_b = 18.5MPa$ Cas accidentel.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa \rightarrow (\gamma_s = 1) \text{ Cas accidentel.}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4692.188 \times 10^3}{18.5 \times 15 \times 435^2} = 0.08935$$

$$\mu = 0.09305 \langle \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.09035 \Rightarrow \alpha = 0.1185 \Rightarrow \beta = 0.9526$$

Donc $A_f' = 0$

$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4692.188 \times 10^3 \times 1000}{400 \times 0.9526 \times 4250} = 3840.14mm^2 = 30cm^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée :** (N effort de compression)

$$A_{Cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 30 - \frac{592.56 \times 10^3}{100 \times 400} = 15.2cm^2$$

$$A_{Cal} = 15.2cm^2$$

- ✓ **L'armature verticale minimale :**

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**

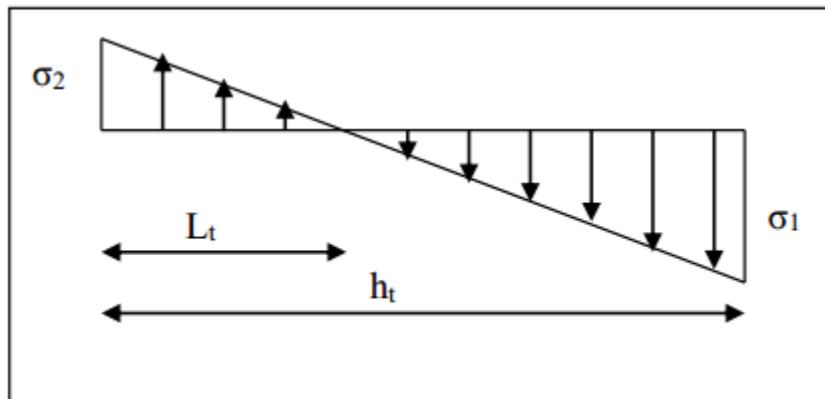


Fig.VI.5..Contraintes sur le voile

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{592.56 \times 10^3}{150 \times 4400} + \frac{6 \times 4692.188 \times 10^6}{150 \times 4400^2} = 10.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{592.56 \times 10^3}{150 \times 4400} - \frac{6 \times 4692.188 \times 10^6}{150 \times 4400^2} = -8.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 > 0 ; \sigma_2 < 0 ; l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 4.40 \times \frac{8.79}{10.6 + 8.79} = 1.99 \text{ m}$$

$$l_c = l - l_t = 4.40 - 2 \times (1.99) = 0.42 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times 199 \times 15 = 5.97 \text{ cm}^2$$

- **Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times 15 \times 440 = 9.9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$\checkmark \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}^{RPA}) \Rightarrow A = \max(15.2; 5.97) \text{ cm}^2$$

Alors on prend $A = 15.2 \text{ cm}^2$.

En zone courante :

$$h' = h - 2.l_t$$

$$h' = 440 - 2 \times 199 = 42 \text{ cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h'$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times 15 \times 42 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times A_{\text{tendu}} + A_c \geq A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 15.2 + 0.63 = 31.03 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 9.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots c.v$$

Donc : $A_{\text{adop}} = 15.2 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{adop}} = 24\text{HA}10$$

- **L'espacement :**

- ✓ **D'après (RPA99 version 2003)**

$S < \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(15 \times 1,5 ; 30 \text{ cm})$ On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

- ✓ **Dans la zone $h/10$:**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min\left\{\frac{1,5 \cdot a}{2}, \frac{30}{2} \text{ cm}\right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$.

Les espacements suivant le **(B.A.E.L)** sont négligés par rapport ceux donnés par le R.P.A.99

Choix d'armature :

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{adp}}{2} = \frac{17,72}{2} = 8,75 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{nap1} = 14 \text{ HA}10$
 $A_{nap2} = 14 \text{ HA}10$

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = 1,4 \times \frac{T_{calcul}}{b_0 \cdot d}$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0.9 h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$\tau_b = 1,4 \times \frac{532,84 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 4400} = 1,2558 \text{ MPa}$$

La contrainte limite est : $\overline{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b \Rightarrow \tau_b = 1,2558 \text{ MPa} < \overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots c.v$$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

2) Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

* Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25cm^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 8HA6 = 2.26cm^2$

L'espacement des barres :

Armatures Horizontales:

On a pour chaque nappe 4 ϕ 6 par ml, donc on prend St = 25 cm.

Les Armatures Transversales: (armatures perpendiculaires aux faces du mur) D'après les RPA99, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, on prendra 05 épingle/m²

Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »

- Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_b = 18.5MPa$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{592.56 \times 10^3}{150 \times 4400} + \frac{6 \times 4692.188 \times 10^6}{150 \times 4400^2} = 10.59MPa < 18.5MPa$$

VI.4.4. Présentation du ferrailage voile 15: coup AA voile 4.4m

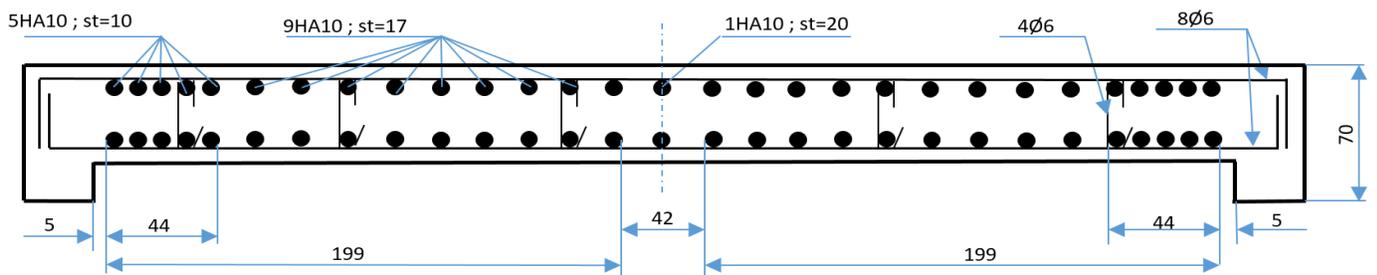


Fig VI.6. Ferrailage des voiles e=15

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII .1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII .2. Combinaisons de calcul :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ELS : (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU : (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle : (0.8G ± E) pour la vérification

VII.3. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Le bâtiment est à usage administratif implanté dans la wilaya de BLIDA les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 2bars$ pour l'ensemble du site.
- type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2003 (site meuble).
- Ancrage des fondations : D = 4 m

VII.3.1. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\bar{\sigma} \geq \frac{N}{S}$

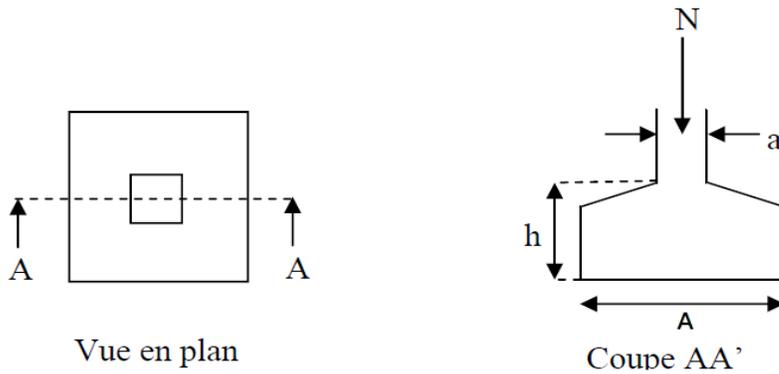


Figure VII.1. Schéma d'une semelle isolée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{radier} \geq \frac{N_{s_{total}}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$N_{Stotal} = N_{(superstructure)} + N_{(infrastructure)},$$

$$N_s = 70980.2 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2bars$$

$$S_{radier} \geq \frac{70980.2}{200} = 354.901m^2$$

$$S_{radier} = 354.901m^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 554m^2.$$

$$\frac{S_{radier}}{S_{bâtiment}} \times 100 = \frac{354.901}{554} \times 100 = 64.06\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution. Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VII.4. Pré dimensionnement du radier et nervure :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre de radier.

VII.4.1. Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h_r) doit satisfaire les conditions suivantes.

a) Condition forfaitaire :

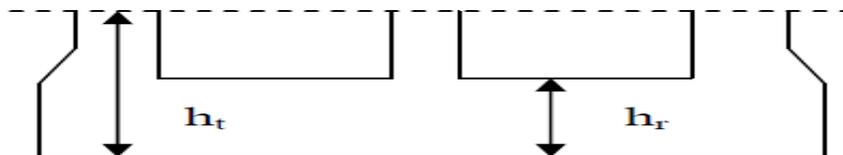


Fig.VII.2. Dimension du radier

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 4.85m$)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{485}{10} = 48.5cm$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{485}{20} = 24.25 cm; \text{ on prend : } h_r = 40$$

b) La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

Avec :

L_e : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol très mauvais donc $K = 0.5 \text{ Kg/cm}^3 = 5.10^3 \text{ KN/m}^3$

$E = 3.21 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{bh_t^3}{12} ; h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 5000 \times 4,85^4}{3216420 \times 3,14^4}} = 0.807m$$

Donc : $h_t = 1m$.

A partir des deux conditions (condition de coffrage et condition de raideur) on prend le max :

$h_t = 0.807m$ On opte un $h_t = 100cm$.

c) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles :** $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

h_r : Épaisseur du radier.

L_{\max} : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 485cm \rightarrow 60.625cm \leq h_r \leq 97cm$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 65cm$

- **Sous poteaux :**

-La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \rightarrow h \geq \frac{485}{20} = 24.25cm$$

Avec : h_r : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 40cm$

VII.4.2. La nervure : $b \geq \frac{L_{\max}}{10}$

L_{\max} : distance maximale entre deux files successives. ($L_{\max} = 4.85m$)

$$b \geq (0.3 ; 0.4) h_t$$

$$b \geq (30 , 40)$$

$$b \geq \frac{485}{10} = 48.5 \text{ cm} \quad , \quad b = 60 \text{ cm}$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_t = 100 \text{ cm} \quad \text{pour les nervures.}$$

$$h_r = 40 \text{ cm} \quad \text{pour le radier.}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad \text{pour la largeur de la nervure}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec: I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,60 \times (1)^3 / 12 = 0.05 \text{ m}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0,60 \text{ m}$.

K : coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.5}{500 \times 0.6}} = 12.1 \text{ m}$$

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi} \rightarrow L_e = 12.1 \text{ m} \geq \frac{2 \times 4.85}{3.14} = 3.089 \text{ m} \rightarrow \text{c.v}$$

VII.5. Calcul de la surface minimale du radier:**VII.5.1. Détermination des efforts :**

$$\text{ELU: } N_u = 97475.5 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 70980.2 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{97475.5}{200} = 487.377 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{70980.2}{200} = 354.901 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 544 \text{ m}^2 > \text{Max} (S1; S2) = 487.377 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de bâtiment > à la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x: longueur en plan.

L_y: largeur en plan.

VII.6. Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\grave{u}: } h_r = 0.40\text{m}$$

$$D \geq \text{Max} (20\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 544 + 0.4 \times 88.85 = 579.54 \text{ m}^2$$

VII.7. Poids du radier :

$$G = (579.54 \times 0.40 \times 25) = 5795.4 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action :

$$N_u = 97475.5 + 1.35 (5795.4) = 105299.3 \text{ KN}$$

$$N_s = 70980.2 + 5795.4 = 76775.6 \text{ KN}$$

Vérifications du radier :

- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa} \dots (1)$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{105299.3 \times 1}{579.54} \cdot 4.85 / 2 = 440.6 \text{ KN}$$

$$\text{D'après (1) : } d \geq \frac{T_u}{1 \times \bar{\tau}} = 0.18 \text{ cm}$$

On prend : $d = 0.44\text{m}$

$$\tau_u = \frac{440.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.33} = 1.335 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)**

$$N_u \leq \frac{0.07 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge revenant sur le point le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

- **Vérification pour les voiles:** Le voile le plus sollicitée et avec $e = 20 \text{ cm}$.

$$\mu_c = 2(0.20 + 4.30 + 2 \times 0.40) = 10.6 \text{ m}$$

$$N_u = 2246.57 \text{ KN} \leq \frac{0.07 \times 10.6 \times 0.40 \times 25000}{1.5} = 4946.66 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

- **Vérification pour les Poteau :** Le Poteau le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.70 + 0.60 + 2 \times 0.40) = 4.2 \text{ m}$$

$$N_u = 2291.48 \text{ KN} \leq \frac{0.07 \times 4.2 \times 0.40 \times 25000}{1.5} = 1960 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

Donc : La condition est Vérifiée pour la structure. Il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

- **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 579.54 \times 10 \times 4.25 = 36945.7 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4.25 \text{ m}$)

$$GT = 59965.3 + 1.35 (5795.4) = 67789.09 \text{ K}$$

$$G_T = 67789.09 \text{ KN} > 36945.7 \text{ KN}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$:

Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales

$$N_{\text{total}} = 97475.5 \text{ KN}$$

$$M_x = 4293.47 \text{ KN}$$

$$M_y = 476.41 \text{ KN}$$

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
N total(KN)	97475.5	97475.5
M(KN.m)	4293.47	476.41
e(m)	0.044	0.0048
L/4(m)	0.975	1.0375
condition	vérifiée	vérifiée

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_{xx} = \frac{b.h^3}{12} = 27152.4 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h.b^3}{12} = 52592.8 \text{ m}^4$$

- Le centre de gravité :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E) :

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 200 = 332.50 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 13.30 \text{ m}, Y_g = 10.90 \text{ m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	27152.4	115154.47	466.19	579.54
Y-Y	52592.8	115154.47	5769.25	579.54

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$
X-X	198.86	198.53	198.8	332.50	C.V
Y-Y	200	197.39	199.35	332.50	C.V

VII.8. Ferrailage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé ou émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la grand portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tels que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$N_u = N_{ucal} + N_{rad} + N_{ner} =$$

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 105299.3 / 579.54$	$q_{ser} = 76775.6 / 579.54$
$q_u = 182 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 132.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau VII.1. Sollicitations sur la dalle du radier

- **Ferraillage de la dalle de radier :**

Le plus grand panneau est le panneau de $(3.90 \times 4.15) \text{ m}^2$.

Le panneau de rive :

1) **A L'ELU** : $v = 0$; $q_u = 180 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 3.9/4.15 = 0.86 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0498 , \quad \mu_y = 0.693$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_x = 0.0498 \times 180 \times (3.90)^2 = 136.3 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$M_y = 0.693 \times 136.3 = 94.5 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 136.3 = 102.3 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 136.3 = 68.2$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 94.5 = 80.4 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 136.3 = 40.9 \text{ KN.m/ml.}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$b = 100 \text{ cm} , \sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\phi \leq \frac{400}{10} = 40 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 40 - 5 - \frac{4}{2} = 33 \text{ cm.} \quad d_y = d_x - \frac{\phi_x}{2} - \frac{\phi_y}{2} = 29 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Sens- X :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 33 \times 2,1 / 400 = 3,98 \text{ cm}^2$$

✓ Sens- y :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 29 \times 2,1 / 400 = 3,5 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 100 = 4,00 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (KN /m²)	68.3	102.3	40.9	80.4
μ	0.04416	0.066	0.034	0.0673
μ < μL	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.0565	0.085	0.043	0.0872
β	0.9774	0.966	0.9828	0.96512
σs	348	348	348	348
As (cm²/ml)	6.08	9.22	4.13	8.26
As min (cm²/ml)	3.98	3.98	3.5	3.5
Choix des barres/ml	5HA14	6HA14	4HA14	6HA14
Ascorres (cm²/ml)	7.70	9.24	6.16	9.24
Espacement (cm)	20	16	25	16

Tableau VII2. Ferrailage la dalle du radier à l'ELU.

2) L'ELS: $v = 0.2$; $q_s = 122.5 \text{ KN/m}$

$$\alpha = 3.9/4.15 = 0.86 > 0.4$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0569 ; \mu_y = 0.791$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

$$M_x = 0.0569 \times 132.5 \times (3.9)^2$$

$$M_x = 114.7 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x ,$$

$$M_y = 0.791 \times 114.7$$

$$M_y = 90.72 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 114.7$$

$$M = 86.1 \text{ KN.m/ml,}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 114.7 = 57.35$$

$$M_{ax} = 57.35 \text{ KN.m/ml,}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y,$$

$$M_{ty} = 0.85 \times 90.72 ,$$

$$M_{ty} = 77.2 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 90.72$$

$$M_{ay} = 27.22 \text{ KN.m/ml.}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mser (KN.m)	57.35	86.1	27.22	77.2
μ	0.035	0.0527	0.0216	0.0612
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15
α	0.0445	0.0677	0.0273	0.0789
β	0.9822	0.97292	0.98908	0.96844
σ_{st}(MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
As (cm²/ml)	8.77	13.3	4.14	11.98
As_{min}(cm²/ml)	2.9	8.33	3.32	6.64
choix des barres/ml	6HA14	7HA16	4HA12	6HA16
As_{corr}(cm²/ml)	9.24	13.85	4.52	12.06
Espacement cm	16	14	25	16

Tableau VII.3. Ferrailage la dalle du radier à l'ELS

- Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{168.2 \times 3.90 \times 4.15}{2(4.15) + 3.90} = 223.14 KN$$

$$\tau_u = \frac{223.14 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.4132 Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.4132 < [\tau_u] = 2.5MPa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

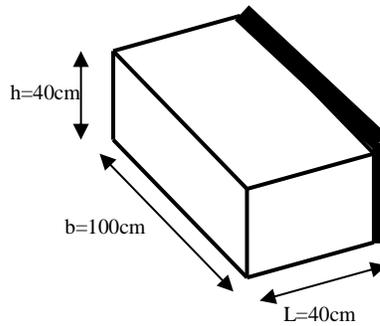
VII.9. Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire.

h = 0.40m

b = 1m

d = 0.9 h = 0.36m



✓ **Présentation schématique :**

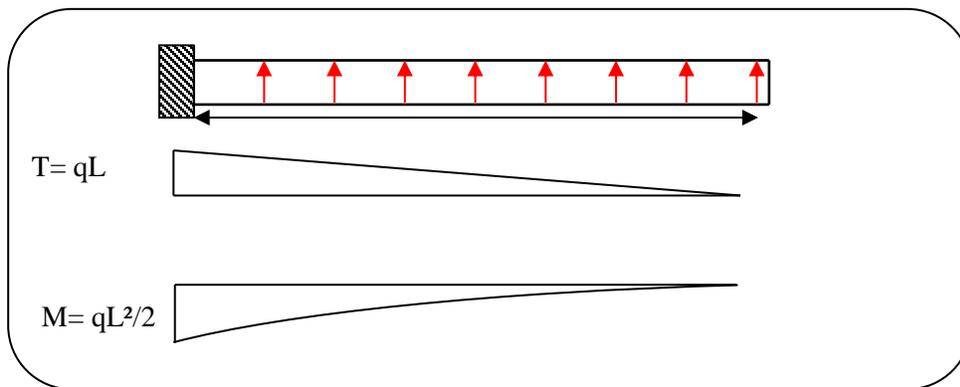


Fig.VII.3. Schéma isostatique et sollicitations des débords.

✓ **L'ELU :**

$$M_{\max} = q_u \times L^2 / 2 = 168.2 \times (0.4)^2 / 2 = 13.5 \text{ KN.m}$$

✓ **L'ELS :** (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 122.5 \times (0.4)^2 / 2 = 9.8 \text{ KN.m}$$

	M_{\max}	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{Adop}}(\text{cm}^2)$
ELU	13.5	0.00733	0.00919	0.9963	1.08	4.34	5.65 = 5HA12
ELS	9.8	0.00694	0.0087	0.99652	1.866	4.34	5.65 = 5HA12

Tableau VII.4. Ferrailage du débord

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m.}$$

$$d = 0,90 \text{ h} = 0.36 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 168.2 \times 0.4 = 67.28 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{67.28 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.1868 \text{ v MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII.10. Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 100 \text{ cm} \quad d = 93 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad c = 7 \text{ cm}$$

a) **Calcul des charges revenant à la nervure :**

$$q_u = \frac{N_U}{S_r} = \frac{97475.5}{579.54} = 168.2 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_r} = \frac{70980.2}{579.54} = 122.5 \text{KN/m}^2$$

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges : trapézoïdales et triangulaires.

Charge triangulaire : $P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale : $p = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}, \rho = 0.93$$

1) Sens X-X

- **ELU :**

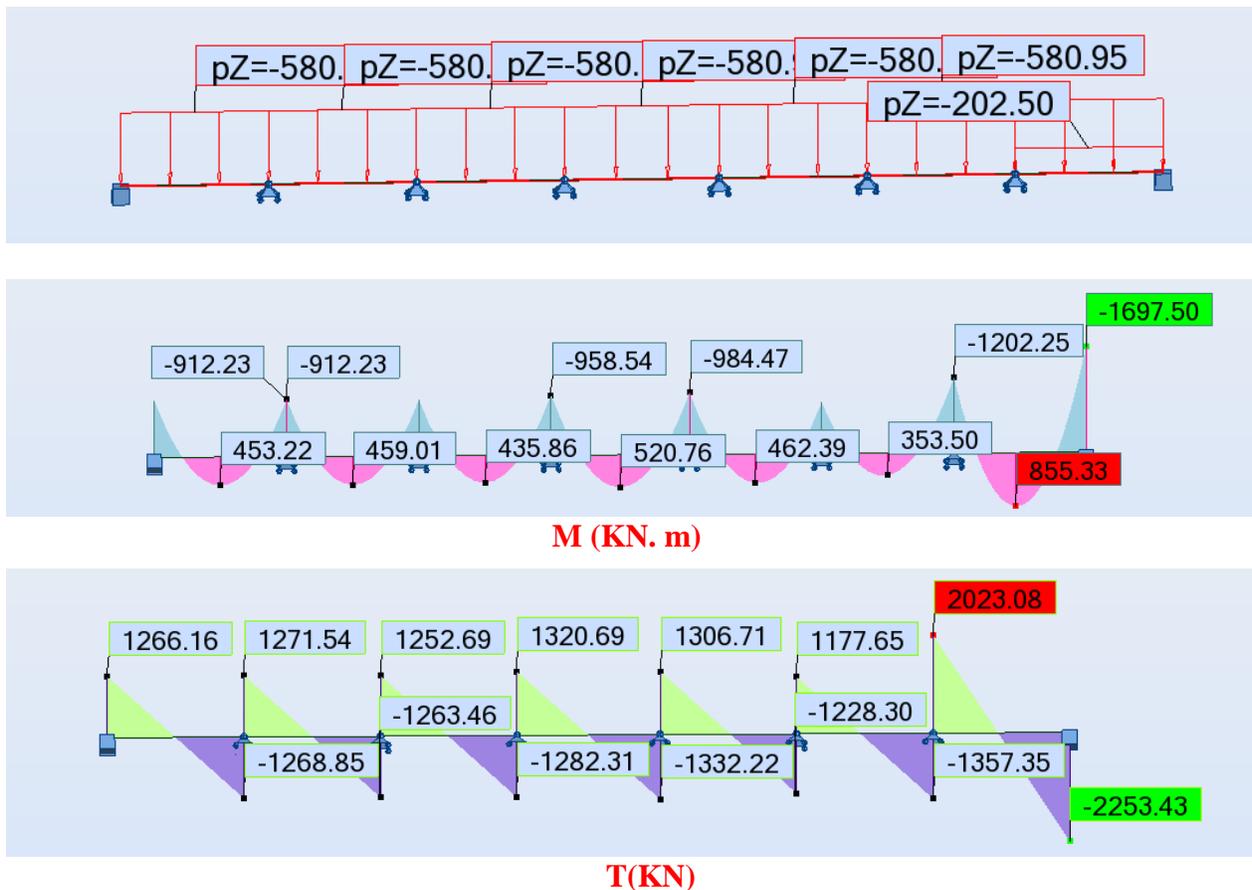
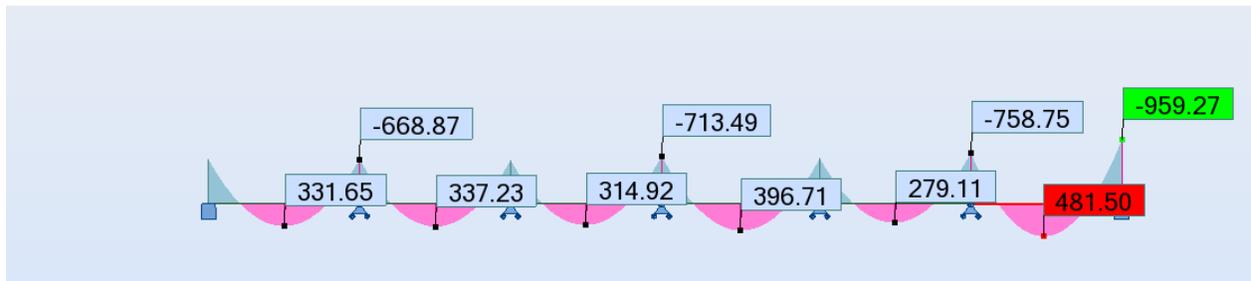
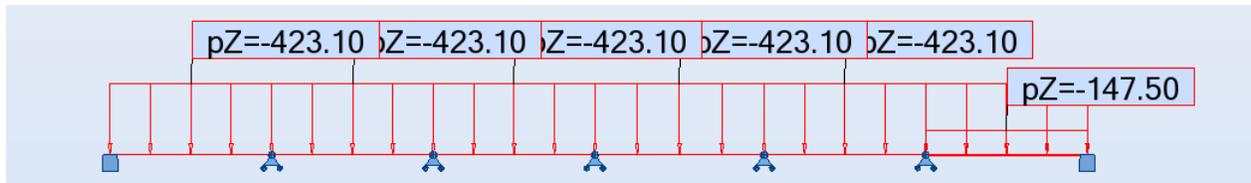
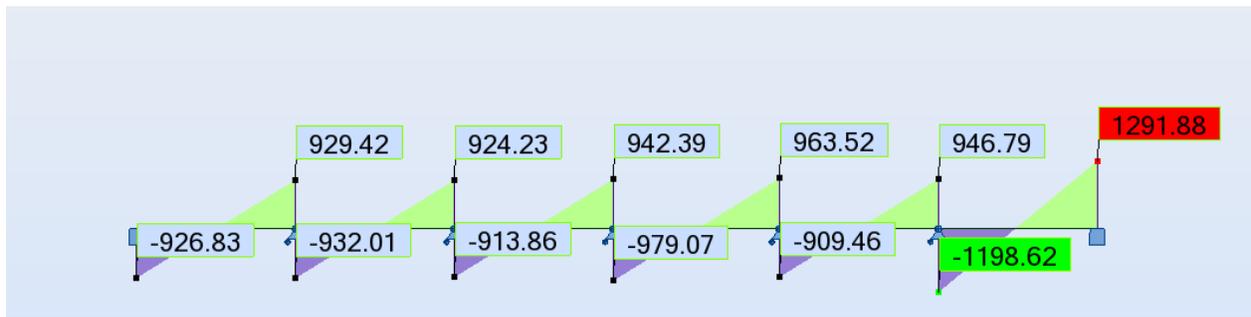


Fig.VII.4. Sollicitation des nervures sens X-X (ELU).

- **ELS :**



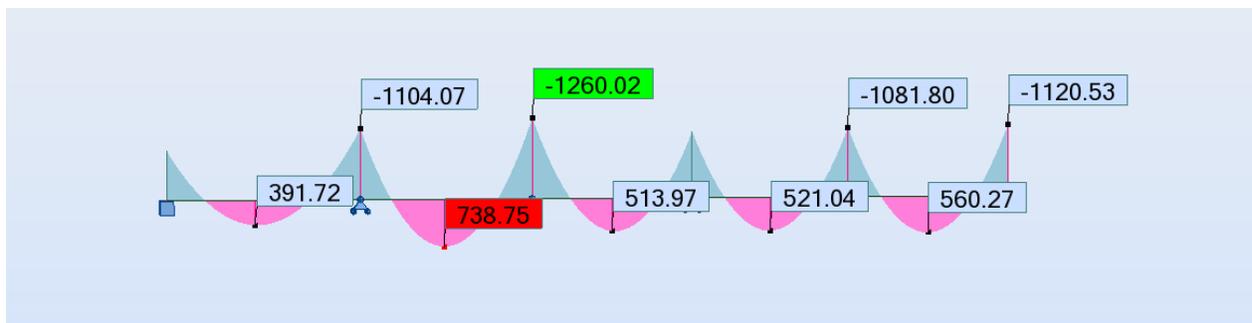
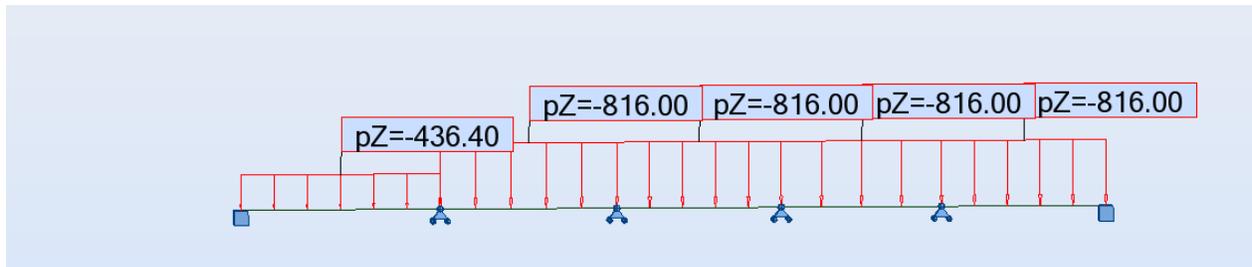
M (KN. m)



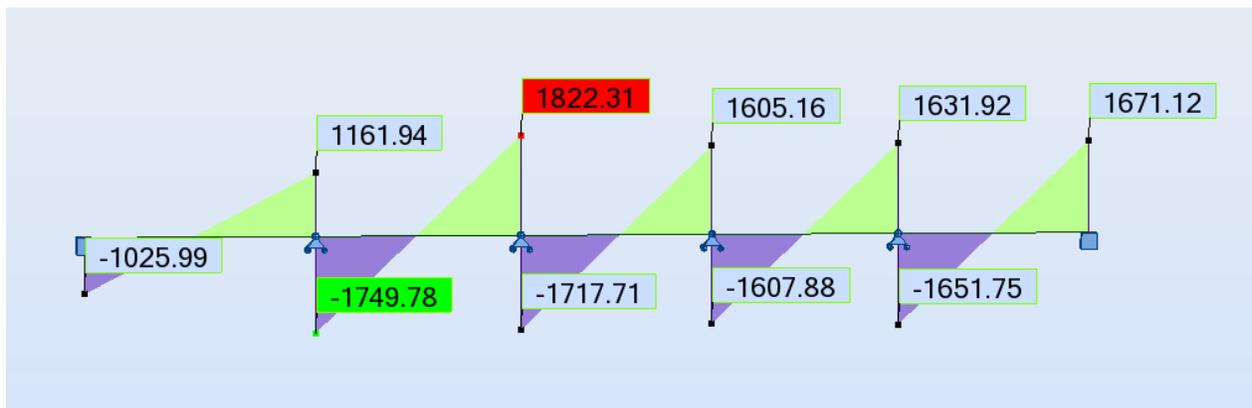
T(KN)

Fig.VII.5. Sollicitation des nervures sens X-X (ELS).

2) Sens-Y-Y
 • ELU



M (KN. m)



T(KN)

Fig.VII.6. Sollicitation des nervures sens Y-Y (ELU)

- **ELS :**

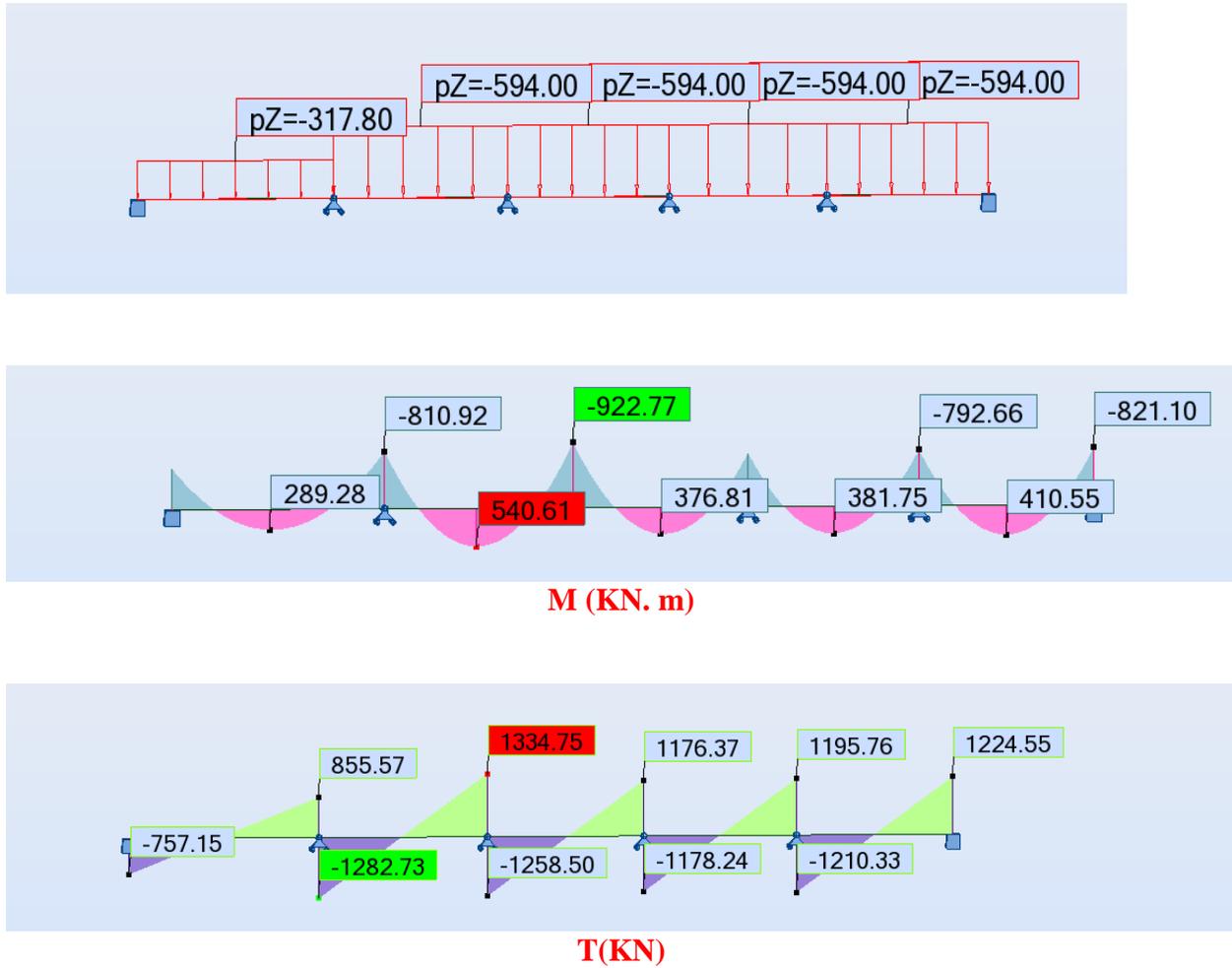


Fig.VII.7. Sollicitation des nervures sens Y-Y (ELS).

- Les sollicitations maximales sur les nervure sont :

$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 855.33 \text{ KN.m} , M_a = -1697.50 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 738.75 \text{ KN.m} , M_a = -1260.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 481.50 \text{ KN.m} , M_a = -959.27 \text{ KN.m} \\ (Y - Y) : M_t = 540.61 \text{ KN.m} , M_a = -922.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Ferrailage de nervure à l'ELU:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	1697.5	0.1382	0.1867	0.92532	56.68	11.23	64.34	8HA32
	Travée	855.33	0.0694	0.0899	0.96404	27.41	11.23	29.45	6HA25
Y-Y	Appuis	1260.02	0.10259	0.13559	0.9457	41.16	11.23	41.99	2HA25+4HA32
	travée	738.75	0.06015	0.07759	0.9689	23.56	11.23	25.9	2HA25+2HA32

Tableau VII.5. Ferrailage de nervure à l'ELU

- Ferrailage de nervure à l'ELS:

Sens		M_u [KN.m]	μ_b	α	β	A_{cal}	A_{min}	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	959.27	0.07394	0.0961	0.96156	53.20	11.23	56.30	7HA32
	Travée	481.50	0.03711	0.04728	0.98108	26.12	11.23	29.45	6HA25
Y-Y	Appuis	922.77	0.07112	0.0923	0.96308	51.1	11.23	52.27	2HA16+6HA32
	travée	540.61	0.04167	0.05322	0.9787	29.46	11.23	30.82	3HA25+3HA25

Tableau VII.6.. Ferrailage de nervure à l'ELS

- Vérifications de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa) τ	Observation
X-X	2253.43	2.42	C.V
Y-Y	1291.88	1.389	C.V

Selon BAEL les armatures transversales sont nécessaires, et il faut les calculer.

- Vérifications nécessaires pour les nervures :

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91. A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 60 \times 93 \times \frac{2,1}{400} = 6,74 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL99 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times 100 \times 60 = 6 \text{ cm}^2$$

Selon RPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \ b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5\% \ 60 \times 100 = 30 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{\min}, \frac{b}{2}\right) = \min\left(\frac{100}{35}, 20, \frac{60}{2}\right) = 20 \text{ mm}$$

On prend $\phi = 10 \text{ mm}$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 60 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 6\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17,5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} \Rightarrow S_t \leq 50$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone courante

VII.11. Schémas des ferrailages :

- Ferrailage de radier :

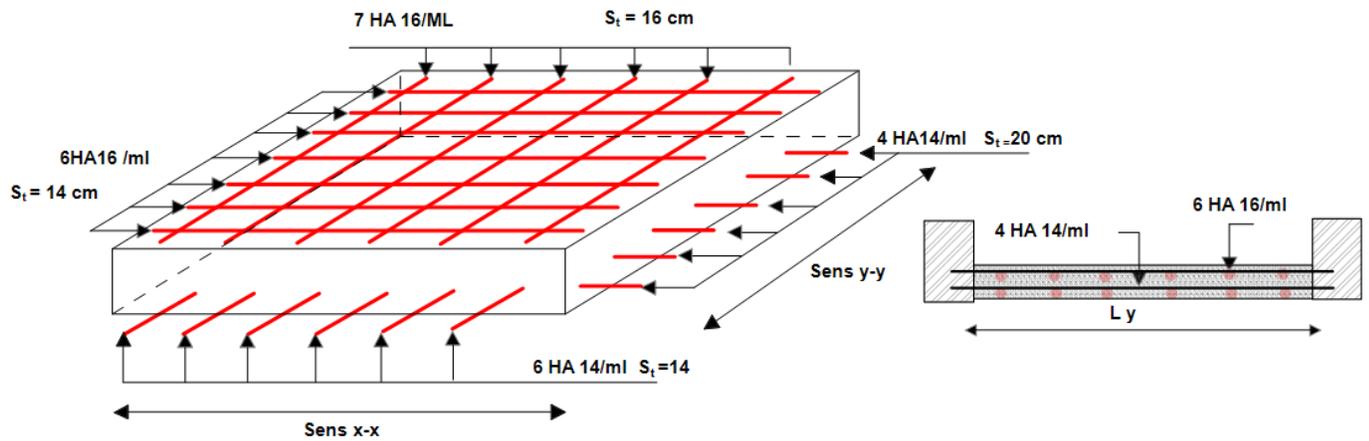


Fig VII.8. Ferrailage de radier

• Ferrailage de nervure :

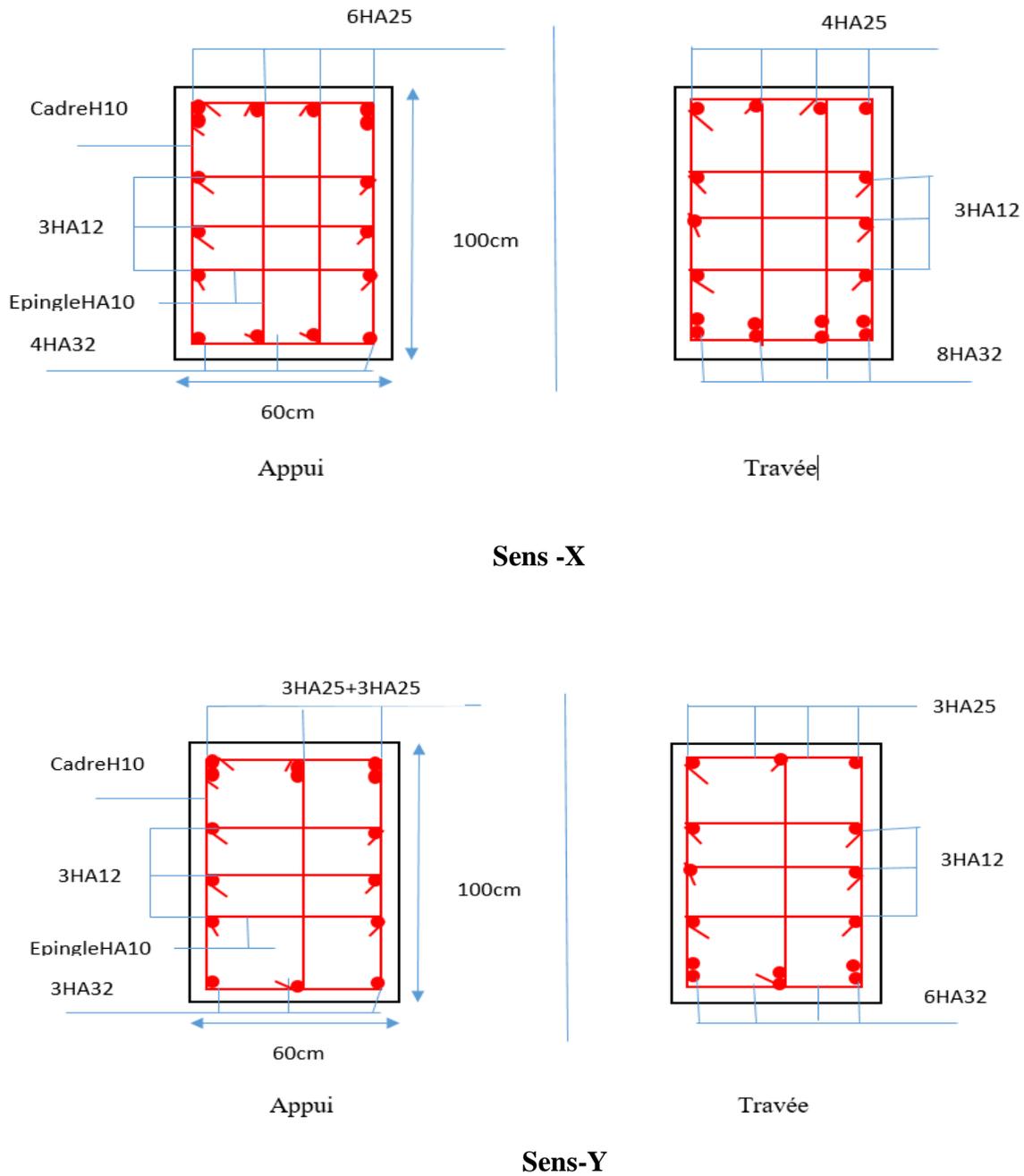


Fig. VII.9. Ferrailage des nervures.

VII.12. Etude du voile périphérique :**VII.12. 1. Introduction :**

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base. Il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VII.12. 2. Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=4.25$ m
- La longueur $L=4.85$ m
- L'épaisseur $e=20$ cm

VII.12. 3. Caractéristiques du sol :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 21.10$ KN /m³
- L'angle de frottement $\varphi = 19.83^\circ$
- La cohésion $c=0,46$ bar

VII.12. 4. Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

- La poussée des terres

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Remarque

L'expérience montre que le rôle de la cohésion qui varie dans le temps est mal connu et difficilement mesurable, pour cela, la négliger va dans le sens de la sécurité (on a pris $c=0$).

$$G = 4.25 \times 21.10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{19.83}{2} \right) = 44.24 \text{KN/ml}$$

Surcharge

$$q = 10 \text{ N/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 4.9339 \text{KN/ml}$$

VII.12. 5. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargées, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

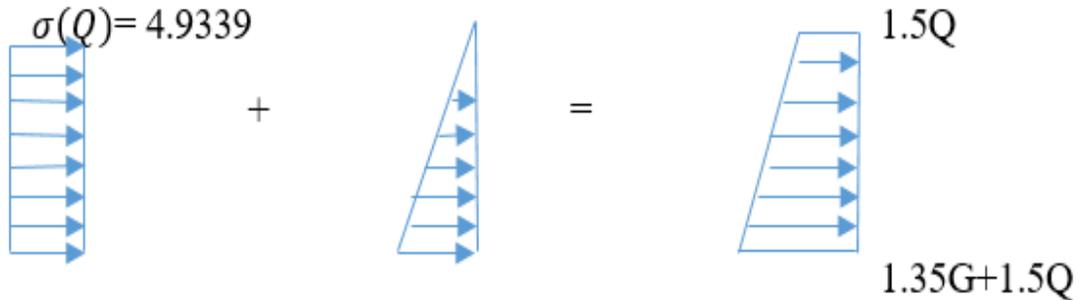


Fig VII.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 52.9 + 7.4}{4} = 41.525 \text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 41.525 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4.25 \text{m} \quad b = 100 \text{cm}$$

$$L_y = 4.85 \text{m} \quad e = 20 \text{cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.876 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte dans les deux sens .}$$

Le calcul est similaire aux calculs effectués dans les planchers en dalle pleine,

$$\mu_x = 0.0488$$

$$\mu_y = 0.721$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 : \text{Moment dans le sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x : \text{Moment dans le sens de la grande portée.}$$

$$M_x = 36.60 \text{KN.m}$$

$$M_y = 26.4 \text{KN.m}$$

• **Calcul des moments corrigés**

- Bande de largeur de 1m parallèle à lx :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 27.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 18.3 \text{ KN.m}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à ly :

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 19.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 13.2 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b h \dots\dots\dots \text{RPA/2003.(art.10.1.2)}$$

- Ferrailage :

	Dans le sens (xx')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (KN.m)	18.3	27.45	13.2	19.8
μ	0.0445	0.0668	0.032	0.0482
α	0.0569	0.08649	0.0406	0.0617
β	0.97724	0.9654	0.98376	0.97532
d (m)	0.17	0.17	0.17	0.17
A_{cal} (cm²/ml)	3.16	4.8	2.27	3.43
A_{min} (cm²/ml)	2	2	2	2
A^{RPA} (cm²/ml)	1.60	1.60	1.60	1.60
A_{adop} (cm²)	5HA10	5HA12	5HA10	5HA12

Tableau : VII.7. Ferrailages des voiles périphériques à L'ELU

✓ **Espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$.

b) l'ELS : $v = 2 \quad q_s = 38.11 \text{ KN.m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.876 > 0.4 \rightarrow$ la dalle porte dans les deux sens .

$$\mu_x = 0.0488$$

$$\mu_y = 0.721$$

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$: Moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \cdot M_x$: Moment dans le sens de la grande portée.

$$M_x = 33.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 24.2 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments corrigés**

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 25.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 16.8 \text{ KN.m}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 18.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_y = 12.1 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b h \dots \dots \dots \text{RPA/2003. (art.10.1.2)}$$

- Ferraillage :

	Dans le sens (xx')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (KN.m)	16.8	25.19	12.1	18.15
μ	0.0387	0.0581	0.0279	0.0418
α	0.0493	0.0748	0.0354	0.0534
β	0.98028	0.9701	0.9859	0.97864
d (m)	0.17	0.17	0.17	0.17
A_{cal} (cm²/ml)	4.99	7.575	3.58	5.41
A_{min} (cm²/ml)	2	2	2	2
A^{RPA} (cm²/ml)	1.60	1.60	1.60	1.60
A_{adop} (cm²)	5HA12	5HA14	5HA10	5HA12

Tableau : VII. 8. Ferraillages des voiles périphériques à L'ELS

Espacements

Sens x-x : $S_t \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm}) = 20\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(2 \times e ; 25\text{cm}) = 20\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$.

VII.12. 6. Presentation du ferrailage :

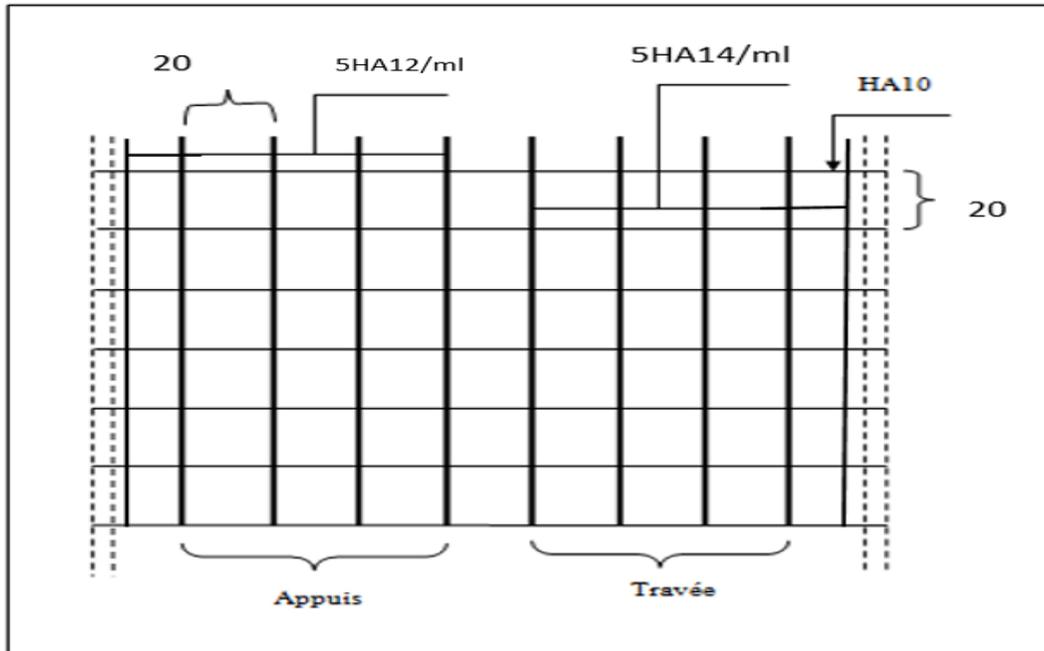


Fig VII.11. Ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Les connaissances acquises tout au long de mon cursus universitaire entre pratique et théorie m'ont permis de réaliser mon mémoire de fin d'étude.

L'évolution portée à l'égard du domaine du génie civil a suscité mon intérêt dans la réalisation de projets tels que les bâtiments, les immeubles etc...

Malgré les différentes contraintes rencontrées lors de la recherche, cela nous a aidés à mieux identifier les besoins et les lacunes dans ce domaine où notre objectif premier est d'étudier un bâtiment administratif R+7+SS.

L'étude est basée sur les règles de calcul des ferraillements des éléments structuraux et est fondée sur les résultats du logiciel ROBOT 2014.

Ce projet répond à la fois aux normes de stabilité (parasismique) et de résistance (contreventement poteaux/voile) dans le but de minimiser les dégâts tout en prenant en considération l'aspect économique afin d'éviter le coût exorbitant du projet.

Notre projet nous a permis de mettre au clair l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations causées par le séisme.

Au final, nous souhaitons que ce projet de fin d'étude prépare le terrain à d'autres projets pour les étudiants des générations à venir et les futurs ingénieurs en génie civil.

BIBLIOGRAPHIE

Les règlements:

- * **RPA99/Version2003:** règlement parasismique algérien.
- * **BAEL91 :** béton armé aux états limites.
- * **C.B.A93 :** règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- * **D.T.R.B.C .2.2:** Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- * **D.T.R.C 2-4.7 :** Document technique réglementaire neige et vent R.N.V.99

Logiciels:

- * ROBOT 2014
- * AUTOCAD 2018
- * WORD & Excel 2007 et 2016

SECTION RÉELLES D'ARMATURES
Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
01	0.2	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
02	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
03	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
04	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.63	32.17	50.27
05	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
06	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
07	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
08	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
09	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU U=0		ELS U=0.2		$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU U=0		ELS U=0.2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

Symboles et notations

Symboles	Notations
A', Aser	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
At	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
b	La largeur en générale.
c	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
Ei	Module de Yong instantané
Ev	Module de Yong différé.
Es	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
fbu	Contrainte de compression du béton.
fe	Limite d'élasticité de l'acier.
fc28	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
ft28	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
fji	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
fgi	Flèche instantanée due aux charges permanentes
fqi	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
fgv	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale
Δf_{adm}	Fleche admissible
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
ht	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
hcc	Hauteur du corps creux
hr	Hauteur de la dalle du radier.
hdc	Hauteur de la dalle de compression
he	Hauteur libre d'étage.

<i>I</i>	Moment d'inertie
<i>I_f</i>	Moment d'inertie fissuré
<i>Q</i>	Charge d'exploitation / facteur de qualité
<i>L</i>	Portée d'un élément.
<i>L_{max}</i>	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
<i>L_x</i>	Distance entre de deux poutrelles
<i>L_y</i>	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.
<i>M</i>	Moment en générale.
<i>M_a</i>	Moment en appui.
<i>M_t</i>	Moment en travée.
<i>M₀</i>	Moment isostatique
<i>N</i>	Effort normal
<i>n</i>	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
<i>R</i>	Coefficient de comportement global.
<i>S</i>	Section d'un élément.
<i>S_{rad}</i>	Surface du radier.
<i>S_t</i>	Espacement des armatures.
<i>T₁, T₂</i>	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
<i>V</i>	Effort tranchant
<i>W</i>	Poids de la structure.
<i>σ_{bc}</i>	Contrainte de compression du béton.
<i>σ_{st}</i>	Contrainte de traction dans l'acier.
<i>γ_b</i>	Coefficient de sécurité concernant le béton.
<i>γ_w</i>	Pois volumique de l'eau.
<i>γ_s</i>	Coefficient de sécurité concernant l'acier
<i>σ_{adm}</i> $\bar{\sigma}$	Contrainte admissible.
<i>τ</i>	Contrainte de cisaillement
<i>ξ</i>	Pourcentage d'amortissement critique.
<i>C_τ</i>	Coefficient qui dépend du système de contreventement
<i>β</i>	Coefficient de pondération
<i>λ_i</i>	Coefficient instantané
<i>λ_v</i>	Coefficient différé.