

**REPUBLIQUE ALGERIENNE
DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**Ministère de l'Enseignement supérieur
et de la Recherche Scientifique**

**Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département Génie Civil**

Mémoire de fin de cycle

*En vue de l'obtention du Diplôme Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structures*

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+7+Sous-sol) à usage d'habitation et
de commerce contreventé par un système mixte
(Voiles - portiques)

Présenté par :

- ❖ *Ousalem Ameur*
- ❖ *Ichallal Azzedine*

Encadré par :

M^{me} Souidi .F.

**Année Universitaire
2014-2015**

INTRODUCTION GENERALE

CPAPITRE I : Généralité

I.1 Introduction.....	1
I.2 Description de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristique de l'ouvrage	1
I.3.1 Caractéristique géométriques.....	1
I.3.2 Contreventement	1
I.3.3 Les planchers	1
I.3.4 Les escaliers	1
I.3.5 La maçonnerie.....	2
I.3.6 L'acrotère.....	2
I.3.7 l'ascenseur.....	2
I.4 Règlementations et normes utilisés.....	2
I.5 Méthodes de calcul	2
I.5.1. Définition de l'état limite.....	2
I.6 Actions et sollicitations.....	3
I.6.1 Définition des actions	3
I.6.2. Les sollicitations	3
I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.7.1 Béton	4
I.7.2. L'Acier	7
I.8. Conclusion	9

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	10
II.2 Les planchers	10
II.2.1. Planchers à corps creux	10
II.2.2 Les poutrelles.....	10
II.2.3 les dalles pleines	12
II.2.3.1 dalles pleines sur trois appuis.....	12
II.4 Les poutres.....	13
II.5 Les voiles de contreventement	14
II.6 Les escaliers.....	14
II.6.1 Escalier type 1 : Escalier droit à deux volées.....	15
II.6.2 Escalier type 2 : Escalier a deux volées avec quartier tournant.....	15
II.7 Evaluation des charges.....	17
II.8 Les poteaux.....	20
II.9 Conclusion	29

CHAPITRE III : Dimensionnement des éléments secondaires

III.1 Introduction	30
III.2 Etude des poutrelles	30
III.2.1 Calcul des poutrelles	33
III.2.2 Les différents types des poutrelles	33
III.2.3 Etude du plancher inaccessible	34
III.2.4 Planchers à usage d'habitation (1 à 6 étage)	41
III.2.5 Planchers sous sol et RDC	45
III.2.6 Ferrailage des poutrelles	49
III.3 Ferrailage de la dalle de compression	57
III. 4 Etude des dalles pleines.....	57
III. 4. 1. Dalle sur trois appuis.....	57
III. 5 Étude de l'acrotère.....	65
III.6 Etude des escaliers.....	71
III. 6. 1 Etude d'escalier Type 01 (escalier droit)	71
III. 2 Etude d'escalier Type 02	75
III. 6. 3 Calcul de la poutre palière	80
III. 6. 4 Etude de la poutre brisée.....	84
III. 7 Conclusion	88

CHAPITRE IV : Etude du séisme

IV. Introduction	89
IV.2 Objectifs et exigences :	89
IV.3 Méthodes de calcul :	89
IV.3.1 Méthode statique équivalente :	89
IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale :	92
IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :	93
IV.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :	93
IV.5 Modalisation et résultats:	94
IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :	94
IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :	97
IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :	98

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :.....	98
IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]	99
IV.6 Conclusion :	100

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction	101
V.2. Etude des poutres.....	101
V.2.1. Ferrailage :.....	101
V.2.2 Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5).....	103
V.2.3.Recommandation de BAEL.....	103
V.2.4. Calcul du ferrailage	103
V.2.5 Vérification des armatures selon le RPA 99.....	105
V.2.6. Les armatures transversales	106
V.2.7. Vérification à l'ELU	106
V.2.8. Vérification à l'ELS :	108
V.2.9. Schéma de ferrailage des Poutres	109
V.3. Etude des poteaux :	111
V.3.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) :	111
V.3.2 Sollicitations de calcul.....	113
V.3.3 Calcul du ferrailage	114
V.3.4 Armatures transversales.....	116
V.3.5 vérification nécessaire	117
V.4. Étude des voiles.....	124
V.4.1. Recommandations du RPA99	124
V.4.2. Sollicitations de calcul.....	125
V.4.3 Calcul du ferrailage	126
V.4.4 Schéma de ferrailage	136
V.5 Conclusion.....	136

CHAPITRE VI : Etudes des fondations

VI.1 Introduction	137
VI.2 Choix du type des fondations	137
VI.3 Combinaisons d'actions à considérer	137
VI.4 Etude des fondations	137
VI.5 Etude du voile périphérique	152
VI.6 Conclusion	156

CONCLUSION GENERALE

Tableau II. 1 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.	17
Tableau II. 2 Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.	17
Tableau II. 3 Evaluation des charges du plancher étage courant.	18
Tableau II. 4 Evaluation des charges de la dalle pleine.	18
Tableau II. 5 Evaluation des charges du mur extérieur.	18
Tableau II. 6 Evaluation des charges sur la volée(e =15cm).	19
Tableau II. 7 Evaluation des charges sur la volée(e =15cm).	19
Tableau II. 8 Evaluation des charges sur la volée(e =15cm).	19
Tableau II. 9 Evaluation des charges sur le palier (e =15cm).	20
Tableau II. 10 sections des poteaux préalables	21
Tableau II. 11 Evaluation des poids propres des poteaux.	22
Tableau II. 12 Descente de charge du poteau p1	25
Tableau II. 13 Résultats des vérifications à la compression simple.	27
Tableau II. 14 Résultats des vérifications au flambement.	27
Tableau II. 15 Résultats des vérifications au flambement des poteaux $l_0=6.12m$	27
Tableau II. 16 Vérifications de l'effort normal réduit.	28
Tableau II. 17 Vérifications de l'effort normal réduit.	28
Tableau III. 1 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELU.	39
Tableau III. 2 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELS.	40
Tableau III. 3 Les sollicitations d'une poutrelle type 3 à l'ELU.	40
Tableau III. 4 Les sollicitations d'une poutrelle type 3 à l'ELS.	40
Tableau III. 5 Les sollicitations d'une poutrelle type 1 à l'ELU.	41
Tableau III. 6 Les sollicitations d'une poutrelle type 1 à l'ELS.	42
Tableau III. 7 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELU.	42
Tableau III. 8 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELS.	43
Tableau III. 9 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELU.	43
Tableau III. 10 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELS.	43
Tableau III. 11 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELU.	44
Tableau III. 12 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELS.	44
Tableau III. 13 Les sollicitations d'une poutrelle type 4 à l'ELU.	44
Tableau III. 14 Les sollicitations d'une poutrelle type 4 à l'ELS.	44
Tableau III. 15 Les sollicitations d'une poutrelle type 1 à l'ELU.	45
Tableau III. 16 Les sollicitations d'une poutrelle type 1 à l'ELS.	45
Tableau III. 17 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELU.	46
Tableau III. 18 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELS.	46
Tableau III. 19 Les sollicitations d'une poutrelle type 4 à l'ELU.	46
Tableau III. 20 Les sollicitations d'une poutrelle type 4 à l'ELS.	47
Tableau III. 21 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELU.	47
Tableau III. 22 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELS.	47
Tableau III. 23 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELU.	47
Tableau III. 24 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELS.	48
Tableau III. 25 Les sollicitations maximales dans les poutrelles.	48
Tableau III. 26 Ferrailage des poutrelles des planchers étage courants et terrasse inaccessible	55
Tableau III. 27 schéma de ferrailage des poutrelles	56
Tableau III. 28 Ferrailage de la dalle pleine type 2.	64
Tableau III. 29 Vérification à l'ELU de la dalle pleine type 2.	64
Tableau III. 30 Vérification à l'ELS de la dalle pleine type 2.	64
Tableau III. 31 Sollicitation de la volée d'escalier type 1	71

Tableau III. 32 Ferrailage de la volée d'escalier type 1	71
Tableau III. 33 Sollicitation d'escalier type 2	75
Tableau III. 34 Ferrailage d'escalier type 2	76
Tableau III. 35 Vérification à l'ELS d'escalier type 2	76
Tableau III. 36 Sollicitation de la volée II d'escalier type 2	77
Tableau III. 37 Ferrailage de la volée II d'escalier type 2	77
Tableau III. 38 Vérification à l'ELS d'escalier type 2	78
Tableau III. 39 Schéma de ferrailage des escaliers	80
Tableau III. 41 Ferrailage de la poutre palier à la flexion simple	81
Tableau III. 40 Les sollicitations de la poutre palière	81
Tableau III. 42 Ferrailage de la poutre brisée a la flexion simple	85
Tableau IV. 1 Valeurs des pénalités Pq	90
Tableau IV. 2 Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	95
Tableau IV. 3 Vérification sous charges verticales	97
Tableau IV. 4 Vérification sous charges horizontales	97
Tableau IV. 5 Vérification de l'effort normal réduit	98
Tableau IV. 6 Vérification de la résultante des forces sismiques	98
Tableau IV. 7 Vérification de la résultante des forces sismiques	99
Tableau IV. 8 Vérification de l'effet $P-\Delta$	100
Tableau V. 1 Ferrailage des poutres principales et secondaires	105
Tableau V. 2 Vérification des contraintes tangentielles	107
Tableau V. 3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	107
Tableau V. 4 Vérification de l'état limite de compression du béton	108
Tableau V. 5 Vérification de la flèche pour les poutres	108
Tableau V. 6 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	112
Tableau V. 7 Sollicitations dans les poteaux	114
Tableau V. 8 Ferrailage des poteaux	116
Tableau V. 9 Calcul des armatures transversales	117
Tableau V. 10 Vérification du flambement pour les poteaux	118
Tableau V. 11 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	119
Tableau V. 12 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	120
Tableau V. 13 Les moments résistants dans les poteaux	121
Tableau V. 14 Vérification de la zone nodale	122
Tableau V. 15 Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à $y-y'$	126
Tableau V. 16 Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} (1,60m) dans tous les niveaux	130
Tableau V. 17 Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} (1,60m) dans tous les niveaux	131
Tableau V. 18 Sollicitations de calcul dans le voile V_y (1,80m) dans tous les niveaux	132
Tableau V. 19 Sollicitations de calcul dans le voile V_X (2,00m) dans tous les niveaux	133
Tableau V. 20 Sollicitations de calcul dans le voile V_X (1,40m) dans tous les niveaux	134
Tableau V. 21 Sollicitations de calcul dans le voile V_X (,20m) dans tous les niveaux	135
Tableau VI. 1 Résumé des résultats du ferrailage	144
Tableau VI. 2 Vérification des contraintes du radier	146
Tableau VI. 3 résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier	146
Tableau VI. 4 Vérification des contraintes du radier	146
Tableau VI. 5 Sollicitations de la nervure principale	149

Tableau VI. 6 Sollicitations de la nervure transversale.....	149
Tableau VI. 7 Résumé des résultats du ferrailage.....	150
Tableau VI. 8 Vérification des contraintes.....	150
Tableau VI. 9 Tableau de ferrailage.....	154
Tableau VI. 10 résultats de calcul et vérification à l'ELS	154

Figure I. 1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U	6
Figure I. 2 Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S.....	7
Figure I. 3 Diagramme contraintes-déformations de calcul	8
Figure II. 1 Plancher à corps creux.....	10
Figure II. 2 Vue en plan de la structure.....	11
Figure II. 3 Poutrelle.	11
Figure II. 4 Dalle sur trois	12
Figure II. 5 Schéma de l'escalier.....	14
Figure II. 6 Escalier à deux Volées	15
Figure II. 7 vue en plans de 2 ^{eme} types d'escalier.	16
Figure II. 8 Dimension de l'acrotère	20
Figure II. 9 poteau	21
Figure II. 10 Surface afférente du poteau p1.....	21
Figure III. 1 Schémas statique d'une poutrelle a deux travées.....	30
Figure III. 2 Schéma statique d'une poutrelle à plusieurs travées.....	31
Figure III. 3 Evaluation des efforts tranchants sur deux appuis.....	32
Figure III. 4 Evaluation des efforts tranchants sur plusieurs appuis.....	32
Figure III. 5 Schémas statique des différents types de poutrelles.....	34
Figure III. 6 Schéma statique de la poutrelle type 1.....	34
Figure III. 7 Diagramme des moments.....	37
Figure III. 8 Diagramme des efforts tranchants.	37
Figure III. 9 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	57
Figure III. 10 Dalle sur trois appuis Type 01.....	57
Figure III. 11 Schéma de ferrailage de la dalle Type 01	63
Figure III. 12 Dalle sur trois appuis Type 02.....	64
Figure III. 13 Schéma de ferrailage de la dalle Type 02.....	65
Figure III. 14 Dimension de l'acrotère.....	66
Figure III. 15 Schéma statique de l'acrotère	66
Figure III. 16 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	71
Figure III. 17 Schéma statique volée I.....	71
Figure III. 18 Schéma statique.....	74
Figure III. 19 Schéma statique.....	75
Figure III. 20 Schéma statique de la volée 1 d'escalier type 2.....	77

Figure III. 21 chéma statique de la poutre palière.....	80
Figure III. 22 Ferrailage de la poutre palière.....	84
Figure III. 23 Schéma statique de la poutre brisée.....	84
Figure III. 24 Ferrailage de la poutre brisée.....	87
Figure IV. 1.Disposition des voiles.....	94
Figure IV. 2. 1 ^{er} mode (translation suivant Y).....	95
Figure IV. 3.2 ^{ème} mode (translation suivant X).....	96
Figure IV. 4.3 ^{ème} mode (torsion autour de Z).....	97
Figure.V.1 Disposition constructives des portiques.....	103
Figure.V.2 Exemple de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	109
Figure.V.3 Détails et coupes des poutres principales.....	110
Figure.V.4 Détails de ferrailage et coupes des poutres secondaires.....	110
Figure.V.5 Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.....	122
Figure.V.6 Coupe en élévation et détail de ferrailage des poteaux.....	123
Figure. V.7 Schéma de ferrailage de voile (V_{y1}) du RDC.....	136
Figure VI. 1Schéma d'une semelle isolée.....	138
Figure VI. 2 Semelle filante.....	139
Figure VI. 3 Zone de contact poteau.....	141
Figure VI. 4 Schéma de ferrailage de radier.....	147
Figure VI. 5 Charges transmises aux nervures transversales du radier.....	148
Figure VI. 6 Charges transmises aux nervures principales du radier.....	148
Figure VI. 7Section à ferrailer.....	149
Figure VI. 8 Schéma de ferrailage des nervures.....	151
Figure VI. 9 Voile périphérique.....	152
Figure VI. 10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	156

Introduction générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir car ces dernières doivent être dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis des différentes sollicitations notamment l'effet sismique.

Dans le cadre de la préparation du diplôme master, un projet nous a été confié pour l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerces + habitations) en R + 7 + sous sol, contreventé par un système mixte (voiles portiques).

L'étude de ce bâtiment s'est faite tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U13.2 et le D.T.R BC 22. BC 2.33.2).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et ce la par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ. Une étude du sol d'implantation de notre ouvrage a donc été menée par le laboratoire et (Engineering de la construction) et ceci dans le but de connaître la qualité du sol en place ainsi que sa capacité portante. (Voire annexe)

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaire : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée

par le logiciel SAP2000 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec RPA99/2003. En fin nous avons fait un choix de fondation qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.

I.1 Introduction

Ce chapitre rassemblera quelques connaissances de bases sur les quelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, plus une description de ce dernier avec les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2 Description de l'ouvrage

L'étude d'un bâtiment de R+7+sous sol en béton armé a usage mixte : habitation, commerce, qui nous a été présenté par le bureau d'études d'architecture et d'urbanisme (BART) fait l'objet de notre mémoire de fin d'études.

Le projet sera érigé au niveau de (l'Ex-Jute) à Ihaddaden, wilaya de Bejaïa, qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 version 2003 Art.3.2) en zone IIa (zone de la moyenne sismicité) et de groupe d'usage 2 ayant une importance moyenne.

I.3 Caractéristique de l'ouvrage

I.3.1 Caractéristique géométriques

Longueur.....	$L = 20.50$ m.
Largeur.....	$l = 12$ m.
Hauteur totale.....	$h_t = 24.48$ m.
Hauteur du sous sol de rez-de-chaussée	$h_{ss}, RDC = 3.06$ m.
Hauteur des autres étages	$h_e = 3.06$ m.

I.3.2 Contreventement

En se référant au RPA 99 version 2003 Art.3.4.A.1.a qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, l'introduction des voiles.

I.3.3 Les planchers

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles).

On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers d'escalier).

I.3.4 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, seront réalisés en béton armé coulé sur place.

On a deux types d'escaliers (simple, avec quartier tournant).

I.3.5 La maçonnerie

- les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

I.3.6 L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments.

I.3.7 l'ascenseur

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers a travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.4 Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.(Règlement Parasismique Algérien)
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux Etats Limites).

I.5 Méthodes de calcul

I.5.1. Définition de l'état limite

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

a. Etat limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

b. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

I.6 Actions et sollicitations

I.6.1 Définition des actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes
- . Des charges d'exploitations
- . Des charges climatiques.

On distingue :

a. Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

b. Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

c. Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, chocs,...etc.

I.6.2 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

1. Les combinaisons d'action

a. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU :

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i.$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b. Sollicitations accidentelles : (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} \times Q_1 + \sum \psi_{21} \times Q_i$$

F_A : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

1. Combinaison d'action à considérer : (RPA99/2003 article V.5.2)

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E : \text{uniquement pour les structures auto-stables} \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Avec E : action de séisme.

I.7 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.7.1 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau et des adjuvants, il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

1. Caractéristiques mécaniques du béton

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression. Il est nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents pour connaître l'évolution de cette résistance dans le temps. La contrainte de référence correspond à l'âge de 28 jours pour un béton courant.

a. Résistance à la compression

Elle est mesurée sur des éprouvettes cylindriques ayant un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm, écrasées à un effort de compression centrée.

On peut estimer la résistance d'un béton à « j » jour notée f_{cj} comme suite :

- $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \rightarrow$ pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa ($j \leq 28$ jours) (CBA Art A.2.1.1.1)

- $f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \rightarrow$ pour $f_{c28} > 40$ Mpa ($j > 28$ jours) (CBA Art A.2.1.1.1)

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a: $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25$ Mpa.

b. La résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est donnée par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa.}$$

c. Module d'élasticité longitudinale du béton (CBA93 Art : A. 2. 1. 2. 1)

- Sous charge instantanées (< 24 heures)

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

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à « j » jour est $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

- Pour les vérifications courantes : j > 28 jours : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{28}}$

- Pour $f_{cj} = 25$ Mpa $\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 32164.20 \text{ Mpa} \\ E_v = 10818.86 \text{ Mpa} \end{array} \right.$

Module de déformation transversale du béton G

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$v = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

d. Diagramme contraintes - déformations (σ, ϵ) :

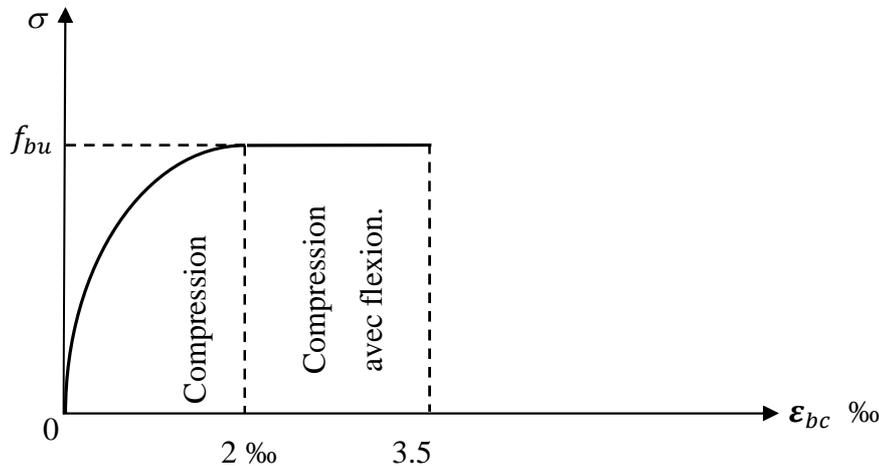


Fig.I.1 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont donnée dans le tableau suivant :

θ	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

γ_b Vaut **1.5** sauf en cas de combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut alors **1.15**.

e. Contrainte de cisaillement du béton

La contrainte admissible dans le cas du béton est limitée comme suite :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right]$$

Pour : $f_{cj}=25\text{MPa}$ $\tau_u=3,33\text{MPa}$.

- Dans le cas de la fissuration nuisible où très nuisible

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right]$$

Pour : $f_{cj}=25\text{MPa}$ $\tau_u=2,50\text{MPa}$

f. Le coefficient de Poisson

Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :

ν = Déformation Transversale/Déformation Longitudinale.

On admet que :

-A l'ELU : $\nu = 0$

-A l'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré). **CBA93 (Art : A. 2. 1. 3)**

g. Contrainte de calcul a l'ELS

Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

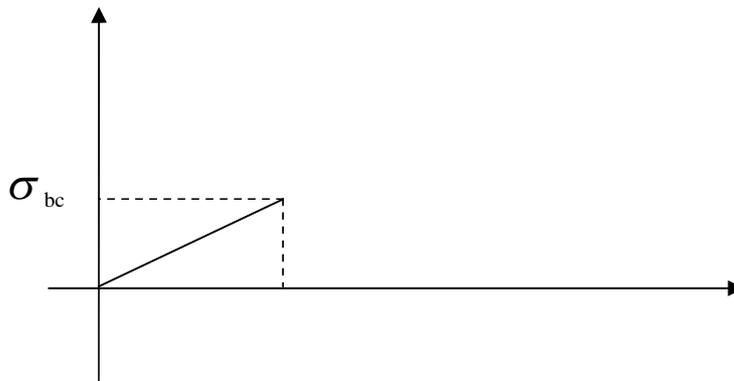


Fig.I.2 Diagramme contraintes-déformations de calcul à l'E.L.S

I.7.2 L'Acier

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

a. Différents types d'aciers

- Les ronds lisses (R.L):

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6, 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25, 32,40 et 50mm.

- Les aciers à haute adhérence (H.A)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

- Treillis soudés:

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

* TL50($\phi > 6\text{mm}$) ; $f_e = 500\text{Mpa}$.

* TL52($\phi \leq 6\text{mm}$) ; $f_e = 520\text{Mpa}$.

b. Caractéristique mécanique des aciers

– à l'ELU

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini comme suit:

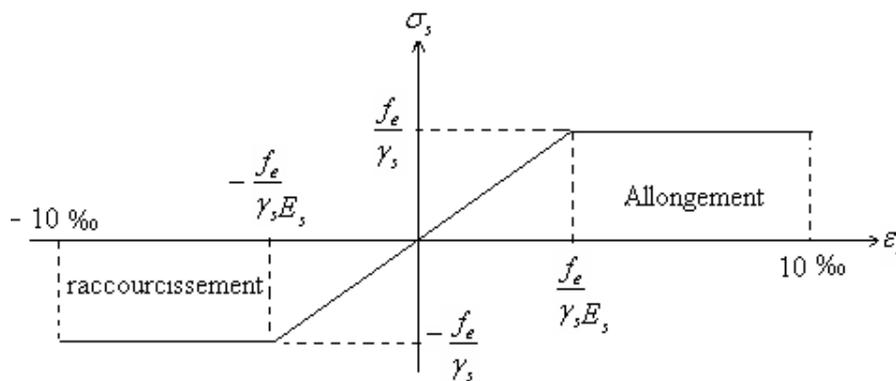


Fig.I.3 Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

État limite ultime: la contrainte de l'acier est $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

– à l'ELS

(CBA Art A.4.5.32)

On distingue les cas suivants:

- Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.
- Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

– Cas où fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$\eta=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences $\phi \geq 6mm$.

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences $\phi < 6mm$.

I.8 Conclusion

Ce chapitre a concerné une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi que les caractéristiques des matériaux à adopter.

II.1 Introduction

Dans ce chapitre on va pré dimensionner les éléments secondaires selon les réglementations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, du CBA et de DTR. Afin qu'ils résistent aux différentes sollicitations et chargements.

II.2. Les planchers

Notre structure sera réalisée avec des planchers à corps creux, sauf pour les balcons.

II.2.1 Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art B.6.8.4.2.4})$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur du plancher.

$$L = 390 - 30 = 360 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16 \text{ cm.}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20$ cm.

Avec :

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : hauteur de la dalle de compression.

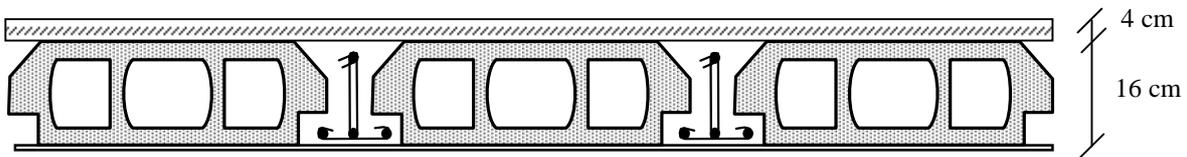


Figure II.1 Plancher à corps creux

II.2.2 Les poutrelles

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- Le critère de la continuité (la ou il y a plus d'appuis).

La disposition choisie pour notre cas respecte les deux critères, la figure suivante montre la disposition choisie.

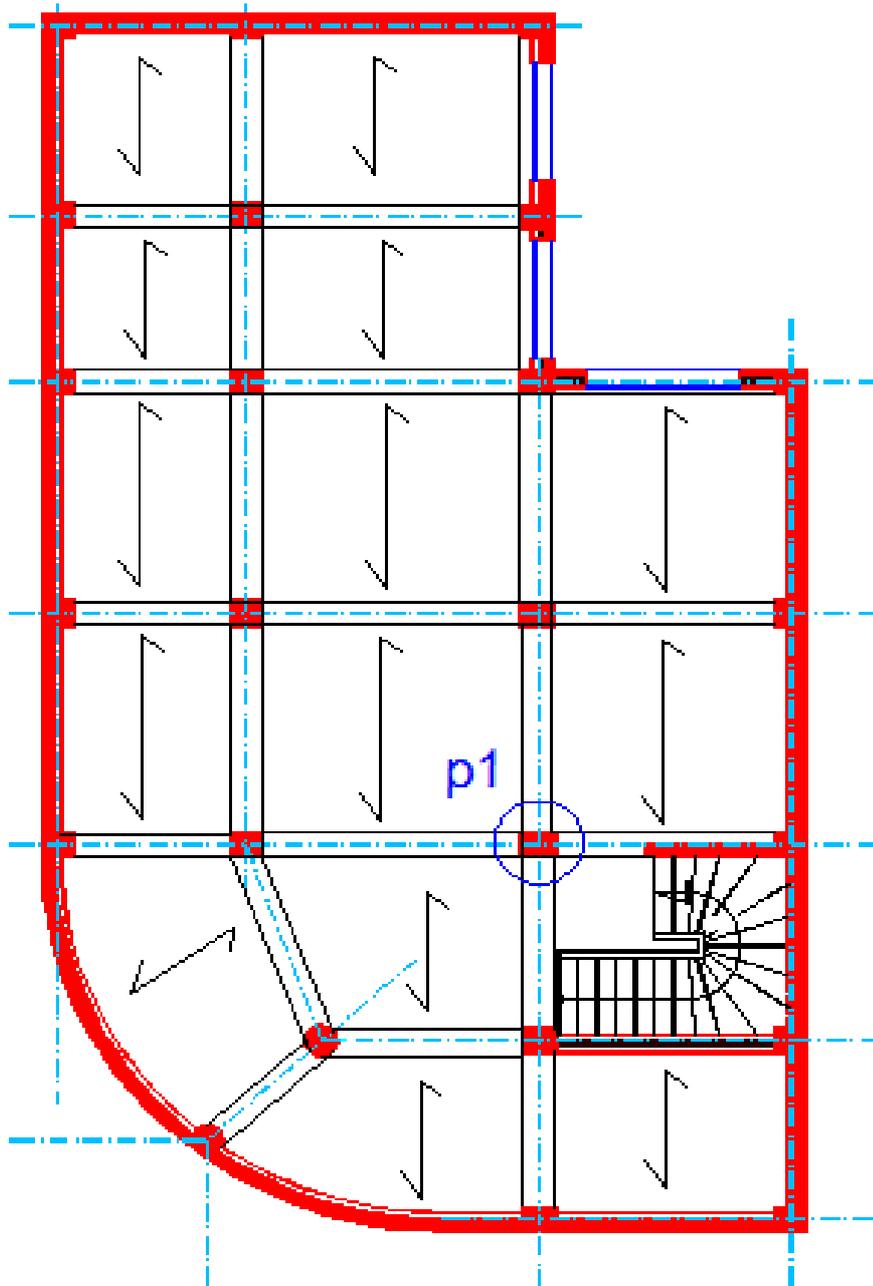


Fig.II.2 Vue en plan de la structure.

Les poutrelles se calculent comme étant des en section en T. la largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \text{ Avec :}$$

L_x : distance entre axes de poutrelles.

L_y : distance entre axes d'appuis des poutres principales.

Soient :

$$L_x = 55 \text{ cm.}$$

$$L_y = 390 \text{ cm.}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h_t \rightarrow b_0 = 10 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm.}$$

$$h_t = 20 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min(55/2, 390/10) = 27.5 \text{ cm.}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 65 \text{ cm.}$$

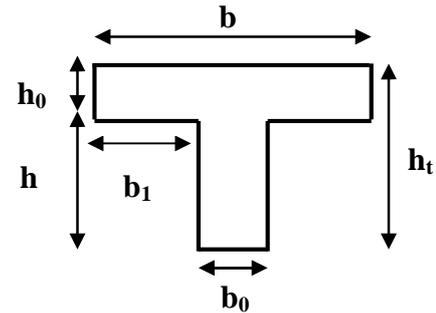


Fig.II.1 Poutrelle.

II.3 les dalles pleines

- Critère de résistance à la flexion (CBA93)

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

L_x : la plus petite portée de panneau sollicité

- Résistance au feu (CBA93)

$$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour une heure de coupe feu.}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow \text{Pour deux heures de coupe feu.}$$

II.3.1 dalles pleines sur trois appuis

a. Type 01 (étages 1 à 6)

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$\Rightarrow 2.4 \leq e \leq 3 \text{ cm}$$

On opte pour $e = 12 \text{ cm}$.

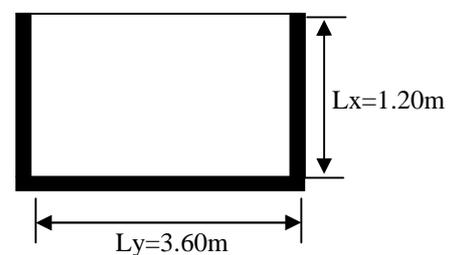


Fig.II.3 Dalle sur trois Appuis, type 01

b. Type 02 (étages 2 à 6)

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

$$\Rightarrow 2.4cm \leq e \leq 3cm$$

On opte pour $e = 12cm$.

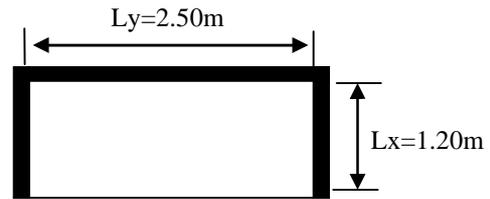


Fig.II.4 Dalle sur trois Appuis, type 02

II.4 Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis, on a deux types (poutres principales, poutres secondaires).

a. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 482cm.$$

$$\Rightarrow 32.13cm \leq h \leq 48.2cm.$$

Soit : $h=40cm$ (hauteur) et $b=30cm$ (largeur de la poutre).

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \quad (\text{RPA 99 Art.7.5.1}) \\ h / b = 40/30 = 1.33 < 4.00 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

b- Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{Condition de flèche}).$$

L_{max} : Portée libre maximale entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 460cm \Rightarrow 30.66cm \leq h \leq 46cm.$$

On prend: $h = 35cm$ et $b = 30cm$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30cm > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \\ h / b = 35 / 30 = 1.17 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérfiée} \end{array} \right.$$

II.5 Les voiles de contreventement

Selon le RPA99 (article 7.7.1) un voile de contreventement doit satisfaire les conditions suivantes :

- l'épaisseur minimale du voile est de 15cm.

$$a \geq \max [h_e/22, 15\text{cm}].$$

Avec : h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

On a : $h_e = 2.86 \text{ m}$ pour le sous sol + RDC + niveau 1 + étages 1 à 6.

$$a \geq \frac{286}{22} = 13\text{cm} \quad (\text{Sous sol} + \text{RDC} + \text{niveau 1} + \text{étages 1 à 6}).$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de « $a = 15 \text{ cm}$ ».

II.6 Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : Epaisseur du palier de repos (e).

(2) : projection horizontale de paillasse (L_0)

(3) : Giron (g)

(4) : Hauteur de la contre marche (h)

(5) : Hauteur de la volée (h)

(6) : Inclinaison de la paillasse (α)

(7) : Emmarchement

H : Hauteur d'étage

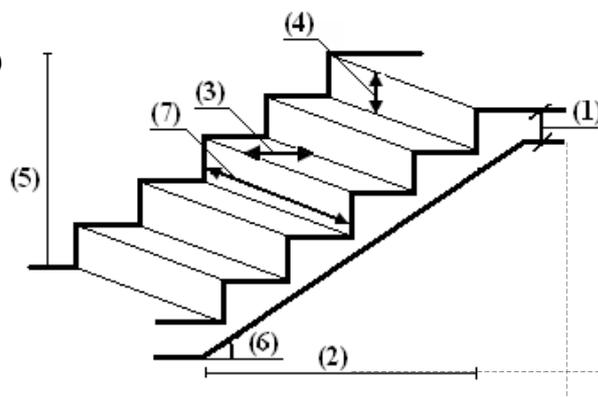


Fig. II.5 Schéma de l'escalier

Notre projet présente deux types d'escalier :

Le 1^{er} type : Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire (niveau 1 + étage 1 à 6).

Le 2^{ème} type : Escalier à trois volées à quartiers tournant (sous sol + RDC).

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2 \times h \leq 0,64 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad ; \quad \begin{cases} n : & \text{Nombre de contremarches.} \\ n-1 : & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

II.6.1 Escalier type 1 : Escalier droit à deux volées

- Pour la première volée :

$L_0 = 2.40m$

$H_0 = 1.53m.$

$L_p = 1.45m$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1.53 + 2.4) n + 2 \times 1.53 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$n=9$ (nombre de contre marche).

$n-1=8$ (nombre de marche).

Donc : $h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow \alpha = 32.517^\circ$$

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.45 + \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 4.30m.$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{430}{30} \leq e \leq \frac{430}{20}$$

$\Rightarrow 14.33 \leq e \leq 21.5cm$ Soit $e = 15cm.$

II.6.2 Escalier type 2 : Escalier balancer.

1^{er} volée

$H_0 = 170cm$

$L_0 = 360cm.$

On fixe $g+2h=64cm$

En remplaçant dans l'équation (2)

$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1.7 + 3.60) n + 2 \times 1.7 = 0$$

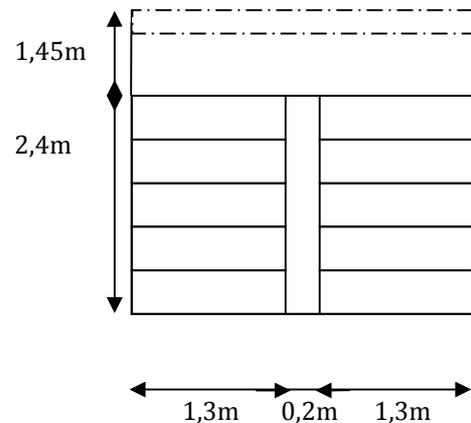
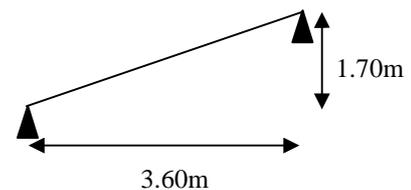
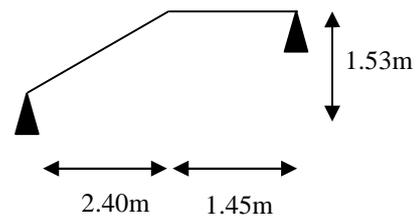


Fig.II.6 Escalier à deux volées



Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n=12$ (nombre de contre marche).

$n-1=11$ (nombre de marche).

$h=14.17$ cm ; $g = 32.72$ cm.

L'angle α :

$\text{tg } \alpha = H_0/L_0 = 170/360=0.47$; donc $\alpha =25.27^\circ$

Dimensionnement de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{398.12}{30} \leq e \leq \frac{398.12}{20}$$

$13.27\text{cm} \leq e \leq 19.90\text{cm} \Rightarrow e = 15\text{cm}$.

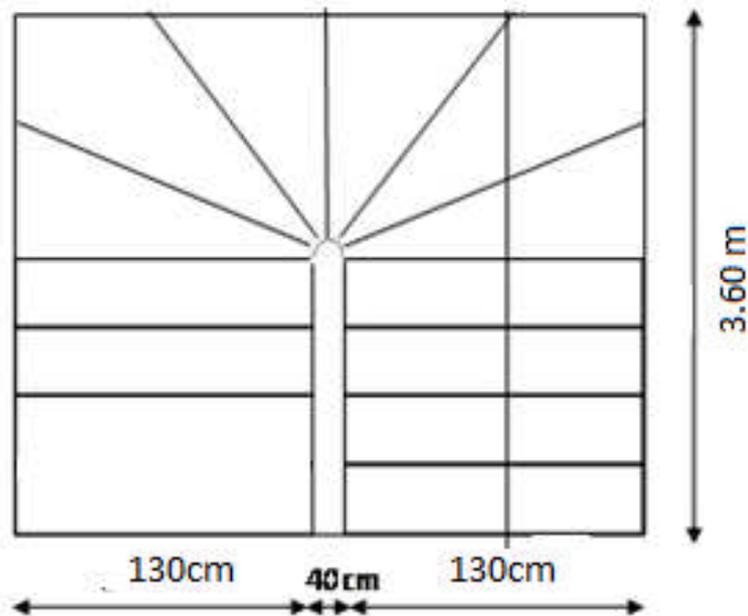


Fig.II.7 vue en plans de 2^{ème} types d'escalier.

2^{ème} volée

$H_0 = 136\text{cm}$

$L_0 = 210\text{cm}$.

On fixe $g+2h=64\text{cm}$

En remplaçant dans l'équation (2)

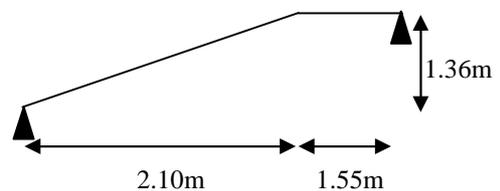
$$(2) = 0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1.36 + 2.10) n + 2 \times 1.36 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve : $n= 8$ (nombre de contre marche).

$n-1 = 7$ (nombre de marche).

$h = 17\text{cm}$; $g = 30\text{cm}$.

L'angle α :



$$\operatorname{tg} \alpha = H_0/L_0 = 136/210=0.646 ; \text{ donc } \alpha =32.31^\circ$$

Dimensionnement de l'épaisseur de la paillasse :

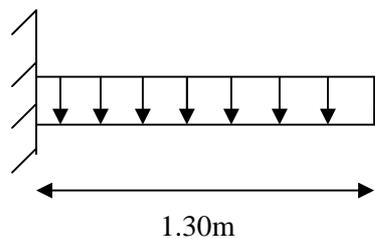
$$\frac{405.19}{30} \leq e \leq \frac{405.19}{20}$$

$$13.51\text{cm} \leq e \leq 20.26\text{cm} \Rightarrow e = 15\text{cm}$$

$$n_t = 12+8 = 20 \text{ (nombre de contre marche total).}$$

$$n_t-1 = 20-1 = 19 \text{ (nombre de marche total).}$$

Schéma statique



II.7 Evaluation des charges

- **Plancher terrasse inaccessible.**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Plancher à corps creux	0.20	14	2.8
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	G =5.62 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=1KN /m ²		

Tableau.II.1 Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

- **Plancher terrasse accessible.**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Forme de pente	-	0,10	2,12
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Plancher à corps creux (16+4)	14	0,20	2,80
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente totale	G = 6.48 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 1,5 KN/m ²		

Tableau.II.2 Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.

- **Plancher étage courant :**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Sable fin	18	0.02	0.36
Plancher à corps creux (16+4)	14	0.20	2.8
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Cloison de séparation	10	0.10	1
Charge permanente totale	$G = 5.2 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau.II.3 Evaluation des charges du plancher étage courant.

- **Balcons :**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Sable fin	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,12	3
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale	$G = 4.47 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau.II.4 Evaluation des charges de la dalle pleine.

- **Mur extérieur**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Brique creuse	-	0,15	1.35
Lame d'air	-	0,05	-
Brique creuse	-	0,10	0.9
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale	$G = 2.65 \text{ KN/m}^2$		

Tableau.II.5 Evaluation des charges du mur extérieur.

- Escalier

- Evaluation des charges et surcharges sur la volée (e =15cm)

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Paillasse.	25	0.15/cos32.517°	4.45
Enduit de plâtre	10	0.015	0,15
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.02	0,44
Marche	25	0,15/2	1.88
Charge permanente totale	G = 7.76 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m ²		

Tableau.II.6 Evaluation des charges sur la volée(e =15cm).

- Evaluation des charges et surcharges sur la volée (e =15cm)

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Paillasse.	25	0.15/cos25.27°	4.14
Enduit de plâtre	10	0.015	0,15
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.02	0,44
Marche	25	0,15/2	1.88
Charge permanente totale	G = 7.46 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5KN/m ²		

Tableau.II.7 Evaluation des charges sur la volée(e =15cm).

- Evaluation des charges et surcharges sur la volée (e =15cm)

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Paillasse.	25	0.15/cos32.31°	4.44
Enduit de plâtre	10	0.015	0,15
Revêtement du sol en carrelage vertical	22	0.02	0,44
Marche	25	0,15/2	1.875
Charge permanente totale	G = 7.74 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5KN/m ²		

Tableau.II.8 Evaluation des charges sur la volée(e =15cm).

- **Evaluation des charges sur le palier (e = 15cm)**

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de plâtre	10	0,015	0,15
Charge permanente totale	G = 5.1 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q = 2.5 KN/m²		

Tableau.II.9 Evaluation des charges sur le palier (e =15cm).

Remarque: Q= 5 KN/m² pour le RDC, sous sol et niveau 1.

- **Acrotère :**

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse

Cet élément est réalisé en béton armé.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

$$S = 0.6 \times 0.1 + (0.1 + 0.07) \times 0.1/2$$

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

- **Charge Permanente :**

- **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c \times e$$

$$G = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.7125 + 0.4 = 2.1125 \text{ KN/ml}$$

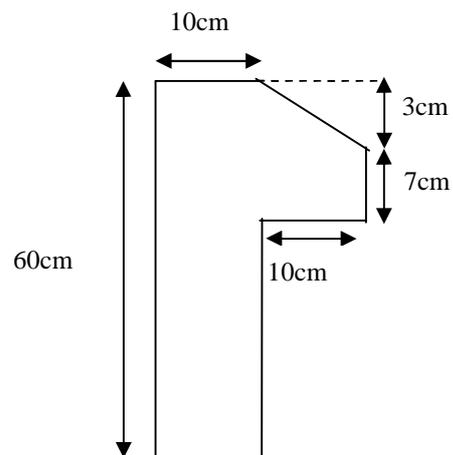


Fig. II.8 Dimension de l'acrotère

- **La Surcharge d'exploitation :**

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

II.8 Les poteaux

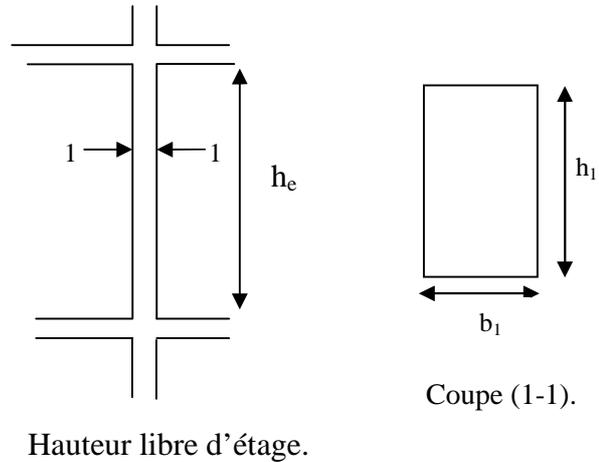
Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

• **Stabilité de forme (flambement).**

• **Resistance a la compression :** Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone IIa** :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25cm. \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}. \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{cases}$$



Tel que :

Fig.II.9 poteau

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$h_e = 2.86m$ Pour tous les niveaux

$H_t = 3.06m$ Pour tous les niveaux.

On adopte préalablement aux sections des poteaux comme suit :

Etage	Sous sol et RDC	Niveau 1et Etage 1	Etage 2, 3	Etage 4, 5	Etage 6
Section (b x h) cm ²	50 x 40	45 x 40	45 x 35	40 x 35	40 x 30

Tableau.II.10 sections des poteaux préalables

• **Descente de charge**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

• **Poteau p1 :**

La surface afférente

$$S = (1.8 + 1.5) \times (2.15 + 1.825) - (1.825 \times 1.5)$$

$$\Rightarrow S_{pl} = 10.38 \text{ m}^2$$

$$S = (1.5 \times 1.825) - (0.2 \times 1.825)$$

$$S_{esc} = 2.3725 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 13.117 \text{ m}^2$$

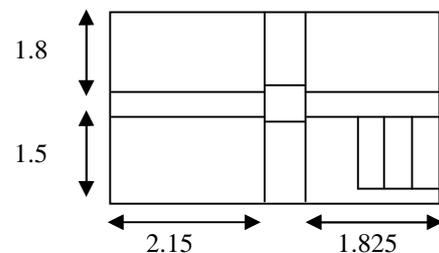


Fig.II.10 Surface afférente du poteau p1.

Les charges et surcharges :

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G = 13.117 \times 5.62 = 73.72 \text{ KN} \\ Q = 13.117 \times 1 = 13.117 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher terrasse accessible : } \begin{cases} G = 10.38 \times 6.48 = 67.26 \text{ KN} \\ Q = 10.38 \times 1,5 = 15.57 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher RDC, sous sol et niveau 1 : } \begin{cases} G = 53.98 \text{ KN} \\ Q = 10.38 \times 5 = 51.9 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Etage 1 à 6 : } \begin{cases} G = 53.98 \text{ KN} \\ Q = 10.38 \times 1.5 = 15.57 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{L'escalier : } G_{\text{escalier}} = (2.40 / \cos 32.517^\circ) \times 7.46 = 21.23 \text{ KN}$$

$$\text{Les poutres : } \begin{cases} G_{\text{pp}} = 3.975 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 11.925 \text{ KN} \\ G_{\text{ps}} = 3.3 \times 0.35 \times 0.3 \times 25 = 8.66 \text{ KN} \end{cases}$$

Les poteaux :

$$G_p = S \cdot 25 \cdot H_t$$

Etage	Sous sol et RDC	Niveau 1 et Etage 1	Etage 2, 3	Etage 4,5	Etage 6
S (cm ²)	0.2	0.18	0.1575	0.14	0.12
GP (KN)	15.3	13.77	12.05	10.71	9.18

Tableau.II.1 Evaluation des poids propres des poteaux.

- **Application de la dégression (DTR BC 2.2.6.3).**

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

On a le nombre d'étage est supérieur à 5, donc le coefficient $\left(\frac{3+n}{2 \times n}\right)$ étant valable, et

on obtient les valeurs suivantes :

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

$$\text{Terrasse inaccessible (} N_1 \text{) : } Q_6 = Q_t = 1 \times S_{\text{tot}} = 13.117 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 5 (} N_2 \text{) : } Q_5 = Q_t + 1.5 \times S_{\text{pl}} + S_{\text{es}} \times 2.5 = 34.62 \text{ KN}$$

$$\text{Etage 4 (} N_3 \text{) : } Q_4 = Q_t + 0.95 \times (Q_e + Q_e) = 53.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Etage 3 (} N_4 \text{) : } Q_3 = Q_t + 0.90 \times (Q_e + Q_e + Q_e) = 71.17 \text{ KN/m}^2$$

Etage 2 (N₅) : $Q_2 = Q_t + 0.85 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 86.22 \text{ KN/m}^2$.

Etage 1 (N₆) : $Q_1 = Q_t + 0.80 \times (Q_e + Q_e + Q_e + Q_e + Q_e) = 99.12 \text{ KN/m}^2$

Niveau 1 (N₇) : $Q_{n1} = \text{venant du 1}^{\text{ème}} \text{ étage} + 5 \times 10.38 = 151.02 \text{ KN/m}^2$.

RDC (N₈) : $Q_R = \text{venant du niveau 1} + 5 \times 10.38 = 202.92 \text{ KN/m}^2$

Sous sol (N₉) : $Q_{ss} = \text{venant du RDC} + 5 \times 10.38 = 254.82 \text{ KN/m}^2$.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N1	Plancher terrasse inaccessible	73.72	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (40 x 30) cm ²	9.18	
	Total	103.485	13.117
N2	Venant de N1	103.485	
	Plancher étage (16+4)	53.98	
	G _{escalier}	21.23	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (40 x 35) cm ²	10.71	
Total	209.99	34.62	
N3	Venant de N2	209.99	
	Plancher étage (16+4)	53.98	
	G _{escalier}	21.23	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (40 x 35) cm ²	10.71	
Total	316.495	53.77	
N4	Venant de N3	316.495	
	Plancher étage (16+4)	53.98	
	G _{escalier}	21.23	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (45 x 35) cm ²	12.05	
Total	424.34	71.17	

N5	Venant de N4	424.34	
	Plancher étage (16+4)	53.98	
	G _{escalier}	21.23	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (45 x 35) cm ²	12.05	
	Total	532.185	86.22
N6	Venant de N5	532.185	
	Plancher étage (16+4)	53.98	
	G _{escalier}	21.23	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (45 x 40) cm ²	13.77	
	Total	641.75	99.12
N7	Venant de N6	641.75	
	Plancher étage (16+4)	53.98	
	G _{escalier}	21.23	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (45 x 40) cm ²	13.77	
	Total	751.315	151.02
N8	Venant de N7	751.315	
	Plancher étage (16+4)	53.98	
	G _{escalier}	21.23	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (50 x 40) cm ²	15.3	
	Total	862.41	202.92

N9	Venant de N8	862.41	
	Plancher étage (16+4)	53.98	
	G _{escalier}	21.23	
	G _{pp} (40 x 30) cm ²	11.925	
	G _{ps} (35 x 30) cm ²	08.66	
	Poteau (50 x 40) cm ²	15.3	
	Total	973.505	254.82

Tableau.II.2 Descente de charge du poteau p1.

- **Les vérifications nécessaires**

a) Poteau sous sol

- **L'effort normal ultime**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 973.505 + 1.5 \times 254.82 = 1696.46 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc $N_u = 1.1 \times 1696.46 = 1866.12 \text{ KN}$

- **Vérification à la compression simple**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \quad \text{Avec } B : \text{section du béton.}$$

$$B \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \Rightarrow B \geq \frac{1866.12 \times 10^{-3}}{14.2} = 0.1314 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.50 \times 0.40 = 0.2 \text{ m}^2$.

$B = 0.2 \text{ m}^2 > 0.1314 \text{ m}^2$. Condition vérifiée.

- **Vérification au flambement**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

CBA 93 (Article B.8.2.1)

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{h_1 \times b_1^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.142m.$$

$$B = 0.2m^2.$$

$$I = \frac{0.032}{12} = 0.2666 \times 10^{-2} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{0.2666 \times 10^{-2}}{0.2}} = 0.115$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.115} = 18.62 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.62}{35}\right)^2} = 0.80$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1866.12 \times 10^{-3}}{0.80 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.103m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50 - 2) \times (40 - 2) \times 10^{-4} = 0.1824m^2$$

0.1824 > 0.103donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats concernant les autres poteaux de la structure sont résumés sur les tableaux suivants :

▪ **Vérification à la compression simple**

poteau	Sous sol et RDC	Niveau1 et Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
N_u (KN)	1866.12	1364.88	932.56	558.72	175.32
B_{cal} (m ²)	0.1314	0.096	0.065	0.039	0.0123
B_{adop} (m ²)	0.2	0.18	0.1575	0.14	0.12

Tableau.II.12 Résultats des vérifications à la compression simple.

▪ **Vérification au flambement**

poteau	Sous sol et RDC	Niveau1 et Etage 1	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6
N_u (KN)	1866.12	1364.88	932.56	558.72	175.32
B_{adop} (m ²)	0.2	0.18	0.1575	0.14	0.12
l_0 (m)	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
l_f (m)	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
$I.10^{-2}$ (m ⁴)	0.2666	0.24	0.1607	0.1429	0.09
i (m)	0.115	0.115	0.101	0.101	0.0866
λ	18.62	18.62	21.20	21.20	24.73
α	0.80	0.80	0.79	0.79	0.77
$B_{r cal}$ (m ²)	0.103	0.0766	0.0523	0.0317	0.01
$B_{r adp}$ (m ²)	0.1824	0.1634	0.1575	0.1400	0.1200

Tableau.II.13 Résultats des vérifications au flambement.

Poteau	N_u (KN)	B_{adop} (m ²)	l_f (m)	$I.10^{-2}$ (m ⁴)	i (m)	λ	α	$B_{r cal}$ (m ²)	$B_{r adp}$ (m ²)
RDC $l_0=$ 6.12(m)	1866.12	0.2	4.284	0.4167	0.144	29.75	0.74	0.1146	0.1781

Tableau.II.14 Résultats des vérifications au flambement des poteaux $l_0=6.12m$.

▪ **Vérification de l'effort normal réduit :**

Selon le **RPA99/version2003 (article.7.4.3.1)** il faut vérifier :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$N_d = 1.35G + 1.5Q$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit pour les différent poteaux de notre structure.

Niveau	N _d (KN)	B (m ²)	v	v ≤ 0.3
Sous sol et RDC	1696.46	0.2	0.339	Non vérifiée
Niveau1 et Etage1	1240.805	0.18	0.275	Vérifiée
Etage 2 et 3	847.78	0.1575	0.215	Vérifiée
Etage 4 et 5	507.92	0.14	0.145	Vérifiée
Etage 6	159.38	0.12	0.053	Vérifiée

Tableau.II.15 Vérifications de l'effort normal réduit.

On devra dans ce cas augmenter la section des poteaux.

Niveau	N _d (KN)	B (m ²)	v	v ≤ 0.3
Sous sol et RDC	1696.46	0.2475 (0.55x0.45)	0.274	Vérifiée
Niveau1 et Etage1	1240.805	0.2 (0.50x0.40)	0.248	Vérifiée
Etage 2 et 3	847.78	0.1575 (0.45x0.35)	0.215	Vérifiée
Etage 4 et 5	507.92	0.12 (0.40x0.30)	0.169	Vérifiée
Etage 6	159.38	0.105 (0.35x0.30)	0.061	Vérifiée

Tableau.II.16 Vérifications de l'effort normal réduit.

II.9 Conclusion

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

- Poutres principales : (30 x 40) cm²
- Poutres secondaires : (30 x 35) cm²
- Poteaux de sous sol et RDC : (55 x 45) cm²
- Poteaux de niveau1 et etage1 : (50 x 40) cm²
- Poteaux d'étages 2 et 3 : (45 x 35) cm²
- Poteaux d'étages 4 et 5 : (40 x 30) cm²
- Poteaux d'étages 6 : (35 x 30) cm²
- Epaisseur des balcons (12) cm
- Epaisseur des voiles (15) cm
- Epaisseur des volées (15) cm

Au terme de ce chapitre, un pré dimensionnement de tous éléments de notre structure à été fait, ainsi nous avons adopté les différentes sections des poutres et poteaux à prendre en compte ainsi que les différentes épaisseurs des dalles plaines, voiles et des escaliers.

III.1 Introduction

Dans ce chapitre on étudiera tous les éléments qui ne participe pas dans le contreventement tel les planchers, les escaliers, l'acrotère les poutrelles.

III.2 Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continue.

Pour le calcul des sollicitations on peut applique l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$). Donnée par le BAEL91 (Art III.2)

• Conditions d'application de la méthode forfaitaire : Il faut que :

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- le rapport des portées successives soit compris entre 0.8 et 1.25.
- La fissuration est peu nuisible.

• Principe de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient qui traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

• Moment sur appuis

- **Appuis de rive** : les moments sont nuls, cependant on les ferraille avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15M_0)$ (aciers de fissuration).
- **Appuis intermédiaires**

Poutres à deux travées

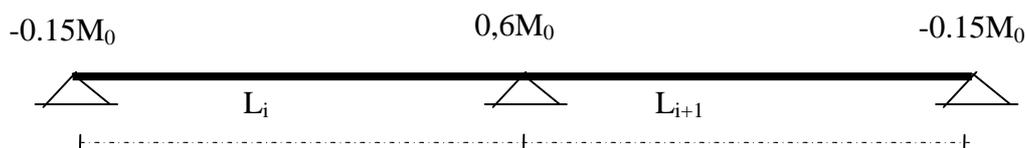


Fig.III.1 Schémas statique d'une poutrelle a deux travées.

Poutres à plus de deux travées

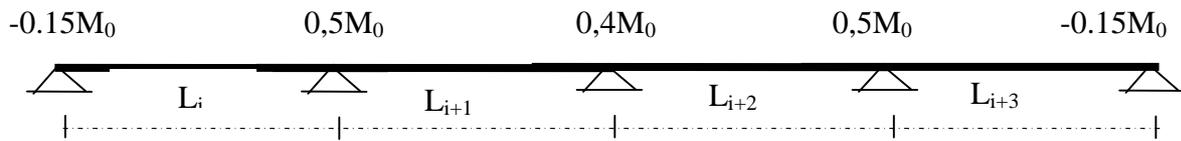


Fig.III.2 Schéma statique d'une poutre à plusieurs travées.

Les moments lesquelles sont de l'ordre de : $(-0,5M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive, et $(-0,4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré. $M_0 = \frac{q \cdot L_i^2}{8}$

• Moment en Travées

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0 \\ 1,05 \cdot M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(a) & \text{Pour une travée de rive.} \\ & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \cdot \alpha) \cdot M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_g : moment gauche ; M_d : moment droite.

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

• Evaluation des efforts tranchant

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

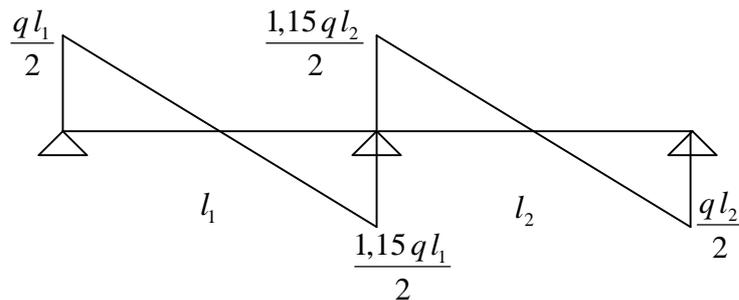


Fig.III.3 Evaluation des efforts tranchants sur deux appuis.

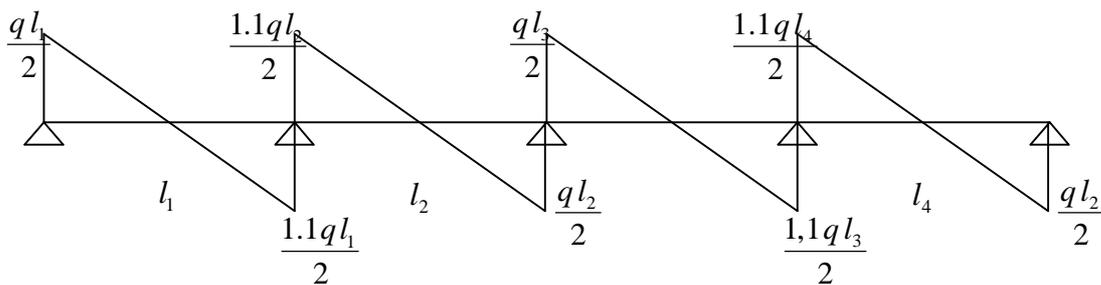


Fig.III.4 Evaluation des efforts tranchants sur plusieurs appuis.

b. Méthode de CAQUOT

▪ Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

▪ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

▪ Moment aux appuis

$$M_i = \frac{q_g L'_g{}^3 + q_d L'_d{}^3}{8,5(L'_g + L'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

▪ Moment en travée

$$M(x) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2}(l-x)$$

$$M(x) = \frac{P_U \times x}{2}(l-x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \Rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \left[\frac{M_d - M_g}{l \times P_U} \right] + \frac{l}{2}$$

$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

▪ L'effort tranchant

$$V_{i-1} = \frac{p \times l}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$$V_i = -\frac{p \times l}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

III.2.1 Calcul des poutrelles

Calcul des charges revenant aux poutrelles

- **Plancher terrasse inaccessible** : $G=5.62\text{KN/m}^2$; $Q=1\text{KN/m}^2$.

$$q_u = (1.35G+1.5Q) b \Rightarrow q_u = (1.35 \times 5.62 + 1.5 \times 1) \times 0.65 \Rightarrow q_u = 5.90 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G+Q) b \Rightarrow q_s = (5.62+1) 0.65 \Rightarrow q_s = 4.3 \text{ KN/ml.}$$

- **Planchers étage 1 à 6** : $G=4.2+1(\text{cloison légère de séparation})=5.2\text{KN/m}^2$

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G+1.5Q) b \Rightarrow q_u = (1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 \Rightarrow q_u = 6.02 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G+Q) b \Rightarrow q_s = (5.2+1.5) 0.65 \Rightarrow q_s = 4.35 \text{ KN/ml.}$$

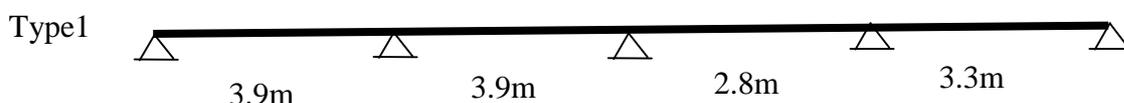
- **Planchers sous sol, RDC** : $G=5.2 \text{ KN/m}^2$; $Q=5\text{KN/m}^2$

$$q_u = (1.35G+1.5Q) b \Rightarrow q_u = (1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 5) \times 0.65 \Rightarrow q_u = 9.43 \text{ KN/ml.}$$

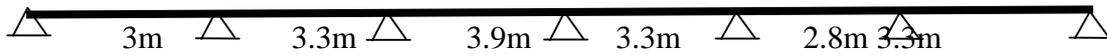
$$q_s = (G+Q) b \Rightarrow q_s = (5.2+5) 0.65 \Rightarrow q_s = 6.63 \text{ KN/ml}$$

III.2.2 Les différents types des poutrelles

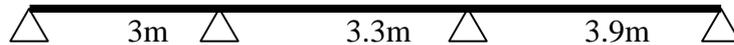
Conformément aux plans de disposition des poutrelles nous avons plusieurs type montré à la (figure II.2) dans le chapitre précédent



TYPE 2



Type3



TYPE4



TYPE5



Fig.III.5 Schémas statique des différents types de poutrelles.

III.2.3 Etude du plancher inaccessible

$$G = 5,62 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) b \Rightarrow q_u = (1.35 \times 5.62 + 1.5 \times 1) \times 0.65$$

$$\Rightarrow q_u = 5.90 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = (G + Q) b \Rightarrow q_s = (5.62 + 1) 0.65 \Rightarrow q_s = 4.3 \text{ KN/ml.}$$

a) Calcul a l'ELU

- Calcul des sollicitations : calcul de la poutrelle type 1, plancher inaccessible.

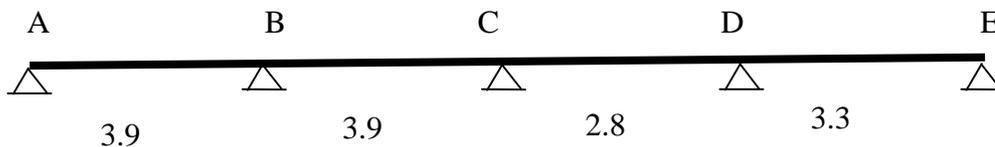


Fig.III.6 Schéma statique de la poutrelle type 1.

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,9}{2,8} \Rightarrow 1.39 > 1.25$$

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant non vérifiées ; nous appliquons la méthode de Caquot

- **Calcul les moments aux appuis**

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -\frac{5.9(3.9)^3 + 5.9 \times (3.12)^3}{8.5(3.9 + 3.12)} = -8.86 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5.9(3.12)^3 + 5.9 \times (2.24)^3}{8.5(3.12 + 2.24)} = -5.38 \text{KN.m}$$

$$M_D = -\frac{5.9(2.24)^3 + 5.9 \times (3.3)^3}{8.5(3.3 + 2.24)} = -5.91 \text{KN.m}$$

- **Calcul les moments en travées**

Travée AB

$$x_0 = \frac{(0) - (8.86)}{3.9 \times 5.9} + \frac{3.9}{2} = 1,56 \text{m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{5,9 \times 1,56}{2} \times (3,9 - 1,56) = 10,76 \text{KN.m}$$

$$M(x_0) = 10,76 + (-8,86) \times \left(1 - \frac{1,56}{3,9}\right) + (-0) \times \frac{1,56}{3,9} = 7,23 \text{KN.m}$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{(8.86) - (5.38)}{3.9 \times 5.9} + \frac{3.9}{2} = 2,1 \text{m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{5,9 \times 2,1}{2} \times (3,9 - 2,1) = 11,51 \text{KN.m}$$

$$M(x_0) = 10,76 + (-5,38) \times \left(1 - \frac{1,56}{3,9}\right) + (-8,86) \times \frac{1,56}{3,9} = 4,2 \text{KN.m}$$

Travée CD

$$x_0 = \frac{(5.38) - (5.91)}{2.8 \times 5.9} + \frac{2.8}{2} = 1,36 \text{m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{5,9 \times 1,36}{2} \times (3,9 - 1,36) = 5,75 \text{KN.m}$$

$$M(x_0) = 5.75 + (-5.91) \times \left(1 - \frac{1.36}{2.8}\right) + (-5.38) \times \frac{1.36}{2.8} = 0,135. KN.m$$

Travée DE

$$x_0 = \frac{(5.91) - (0)}{3.3 \times 5.9} + \frac{3.3}{2} = 1,95m$$

$$M_0(x_0) = \frac{5,9 \times 1,95}{2} \times (2,8 - 1,95) = 4,88KN.m$$

$$M(x_0) = 4,88 + (0) \times \left(1 - \frac{1,36}{2,8}\right) + (-5,91) \times \frac{1,36}{2,8} = 5,35. m$$

Calcul les efforts tranchants**Travée AB**

$$V_A = \frac{5,9 \times 3,9}{2} + \frac{0 - (-8,86)}{3,9} = 13,79KN$$

$$V_B = -\frac{5,9 \times 3,9}{2} + \frac{0 - (-8,86)}{3,9} = -9,23KN$$

Travée BC

$$V_B = \frac{5,9 \times 3,9}{2} + \frac{(-8,86) - (-5,38)}{3,9} = 10,61KN$$

$$V_C = -\frac{5,9 \times 3,9}{2} + \frac{(-8,86) - (-5,38)}{3,9} = -12,40KN$$

Travée CD

$$V_C = \frac{5,9 \times 2,8}{2} + \frac{(-5,38) - (-5,91)}{3,9} = 8,45KN$$

$$V_D = -\frac{5,9 \times 2,8}{2} + \frac{(-5,38) - (-5,91)}{2,8} = -8,07KN$$

Travée DE

$$V_D = \frac{5,9 \times 3,3}{2} + \frac{(5,38) - (0)}{3,3} = 11,36KN$$

$$V_E = -\frac{5,9 \times 3,3}{2} + \frac{(5,38) - (0)}{3,3} = -8,10KN$$

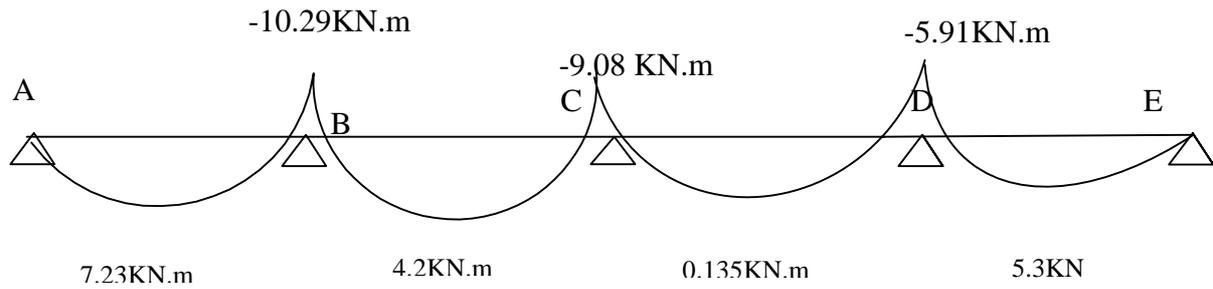


Fig.III.7 Diagramme des moments.

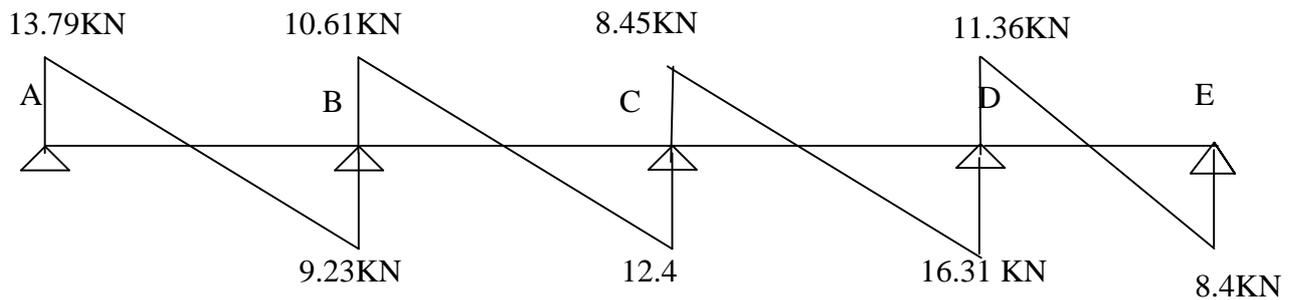


Fig.III.8 Diagramme des efforts tranchants.

b) calcul a l'ELS

Calcul les moments aux appuis

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -\frac{4.3(3.9)^3 + 4.3 \times (3.12)^3}{8.5(3.9 + 3.12)} = -6.46 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.3(3.12)^3 + 4.3 \times (2.24)^3}{8.5(3.12 + 2.24)} = -3.92 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -\frac{4.3(2.24)^3 + 4.3 \times (3.3)^3}{8.5(3.3 + 2.24)} = -4.31 \text{ KN.m}$$

• Calcul les moments en travées

Travée AB

$$x_0 = \frac{(0) - (6.46)}{3.9 \times 4.3} + \frac{3.9}{2} = 1.56 \text{ m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{4.3 \times 1.56}{2} \times (3.9 - 1.56) = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$M(x_0) = 7.84 + (-6.46) \times \left(1 - \frac{1.56}{3.9}\right) + (-0) \times \frac{1.56}{3.9} = 3,96KN.m$$

Travée BC

$$x_0 = \frac{(6.46) - (3.93)}{3.9 \times 4.3} + \frac{3.9}{2} = 2,1m$$

$$M_0(x_0) = \frac{4,3 \times 2,1}{2} \times (3,9 - 2,1) = 8.12KN.m$$

$$M(x_0) = 8.12 + (-3.93) \times \left(1 - \frac{2.1}{3.9}\right) + (-6.46) \times \frac{2.1}{3.9} = 2,82KN.m$$

Travée CD

$$x_0 = \frac{(3.93) - (4.31)}{2.8 \times 4.3} + \frac{2.8}{2} = 1,36m$$

$$M_0(x_0) = \frac{4,3 \times 1,36}{2} \times (2,8 - 1,36) = 4.21KN.m$$

$$M(x_0) = 4.21 + (-4.31) \times \left(1 - \frac{1.36}{2.8}\right) + (-3.93) \times \frac{1.36}{2.8} = 0,08.m$$

Travée DE

$$x_0 = \frac{(4.31) - (0)}{3.3 \times 4} + \frac{3.3}{2} = 1,95m$$

$$M_0(x_0) = \frac{4,3 \times 1,95}{2} \times (2,8 - 1,95) = 3.56KN.m$$

$$M(x_0) = 3.56 + (0) \times \left(1 - \frac{1.36}{2.8}\right) + (-5.91) \times \frac{1.36}{2.8} = 0,68KN.m$$

Calcul les efforts tranchants**Travée AB**

$$V_A = \frac{4.3 \times 3.9}{2} + \frac{0 - (-6.46)}{3.9} = 10.04KN$$

$$V_B = -\frac{5.9 \times 3.9}{2} + \frac{0 - (-6.46)}{3.9} = -9.84KN$$

Travée BC

$$V_B = \frac{4.3 \times 3.9}{2} + \frac{(-6.46) - (-3.92)}{3.9} = 7.73KN$$

$$V_C = -\frac{4.3 \times 3.9}{2} + \frac{(-6.46) - (-3.92)}{3.9} = -9.03KN$$

Travée CD

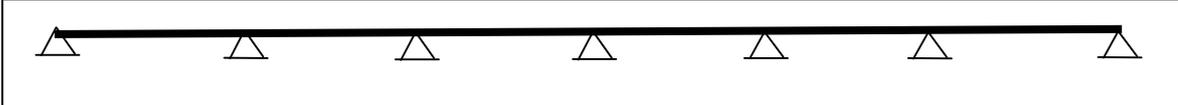
$$V_C = \frac{4.3 \times 2.8}{2} + \frac{(-3.92) - (-4.31)}{2.8} = 6.21KN$$

$$V_D = -\frac{4.3 \times 2.8}{2} + \frac{(-3.92) - (-4.31)}{2.8} = -5.92KN$$

Travée DE

$$V_D = \frac{4.3 \times 3.3}{2} + \frac{(-4.31) - (0)}{3.3} = 5.78KN$$

$$V_E = -\frac{4.3 \times 3.3}{2} + \frac{(-4.31) - (0)}{3.3} = -8.40KN$$

Calcul a l'ELU : TYPE 2(terrasse inaccessible)


	Travée	L	q _u	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
Plancher terrasse inaccessible	AB	3	5.9	0	-5.58	4.13	6.98	-10.71
	BC	3.3	5.9	-5.58	-5.87	2.3	9.67	-9.82
	CD	3.9	5.9	-5.87	-6.76	4.90	11.27	-11.72
	DE	3.9	5.9	-6.76	-5.39	5.16	11.85	-11.15
	EF	2.8	5.9	-5.39	-4.15	1.02	8.69	-7.82
	FG	3.3	5.9	-4.15	0	6.09	10.98	-8.47

Tableau III.1 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELU.

L'ELS : TYPE 2 (terrasse inaccessible)



Plancher terrasse inaccessible	travée	L	q _s	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	AB	3	4.3	0	-4.07	3.01	5.09	-7.8
	BC	3.3	4.3	-4.07	-4.28	1.67	7.03	-7.15
	CD	3.9	4.3	-4.28	-4.92	3.57	8.22	-8.54
	DE	3.9	4.3	-4.92	-3.32	3.56	8.64	-8.12
	EF	2.8	4.3	-3.32	-3.03	0.74	6.34	-5.7
	FG	3.3	4.3	-3.03	0	4.43	8.01	-6.17

Tableau.III.2 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELS.

L'ELU : TYPE 3(terrasse inaccessible)



Plancher terrasse inaccessible	travée	L	q _u	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	AB	3	5.9	0	-5.58	4.13	6.98	-10.71
	BC	3.3	5.9	-5.58	-8.24	1.51	8.92	-10.54
	CD	3.9	5.9	-8.24	0	7.47	13.62	-9.31

Tableau.III.3 Les sollicitations d'une poutrelle type 3 à l'ELU.

L'ELU : TYPE 3(terrasse inaccessible)



Plancher terrasse inaccessible	travée	L	q _u	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	AB	3	4.3	0	-4.07	3.10	5.09	-7.8
	BC	3.3	4.3	-4.07	-6.01	0.85	6.5	-7.68
	CD	3.9	4.3	-6.01	0	5.44	9.92	-6.84

Tableau.III.4 Les sollicitations d'une poutrelle type 3 à l'ELS.

Calcul a L'ELU Type 5(terrasse innaccecible)**Calcul des moments isostatiques**

$$M_0 = 5,9 \times (2,7)^2 / 8 \Rightarrow M_{01} = 5.37 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

$$M_A = M_B = 0$$

Le Moment en travée

$$M = 5,9 \times (2,7)^2 / 8 \Rightarrow M_{01} = 5.37 \text{KN.m}$$

Les efforts tranchants

$$V_A = V_B = 7.76 \text{KN}$$

Calcul a L'ELS**Calcul des moments isostatiques**

$$M_0 = 4,3 \times (2,7)^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 3.91 \text{KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis

$$M_A = M_B = 0$$

Le Moment en travée

$$M = 4,3 \times (3)^2 / 8 \Rightarrow M = 4.3 \text{KN.m}$$

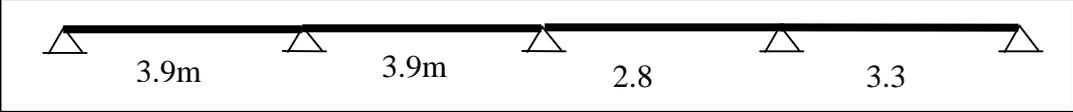
Les efforts tranchants

$$V_A = V_B = 5.8 \text{KN}$$

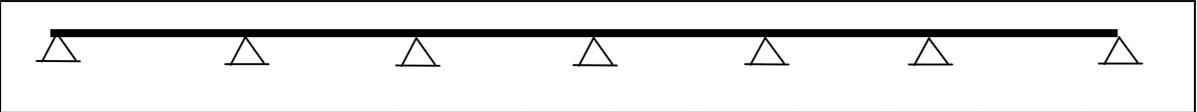
III.2.4 Planchers à usage d'habitation (1 à 6 étage)**TYPE 1 : à L'ELU**

Plancher à usage d'habitation	travée	L	Q _u	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
	AB	3.9	6.02	0	-9.04	7.36	9.41	-14.05
	BC	3.9	6.02	-9.04	-5.45	4.24	12.65	-10.82
	CD	2.8	6.02	-5.45	-6.03	0.13	8.23	-8.61
	DE	3.3	6.02	-6.03	0	5.45	11.76	-8.10

Tableau.III.5 Les sollicitations d'une poutrelle type 1 à l'ELU.

TYPE 1 : à L'ELS


Plancher à usage d'habitation	travée	L	Q_u	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
	AB	3.9	4.35	0	-6.53	5.32	6.08	-10.15
	BC	3.9	4.35	-6.5	-3.97	3.06	9.14	-7.82
	CD	2.8	4.35	-3.9	-4.35	0.1	5.95	6.22
	DE	3.3	4.35	-4.3	0	3.94	8.49	5.85

Tableau.III.6 Les sollicitations d'une poutrelle type 1 à l'ELS.**L'ELU : TYPE 2**


Plancher usage d'habitation	travée	L	q_u	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
	AB	3	6.02	0	-5,7	4,22	7.13	-10.94
	BC	3.3	6.02	-5,7	-6	2.34	9.85	-10.03
	CD	3.9	6.02	-6	-6,9	5.0	11.52	-11.98
	DE	3.9	6.02	-6,9	-5,5	5.26	12.10	-11.39
	EF	2.8	6.02	-5,5	-4,27	1.04	8.88	-7.98
	FG	3.3	6.02	-4,27	0	6.21	11,23	-8,65

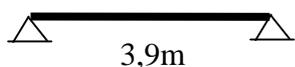
Tableau.III.7 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELU

L'ELS : TYPE 2


	travée	L	q_u	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
Plancher usage d'habitation	AB	3	4.35	0	-4.12	3.05	5.15	-7.89
	BC	3.3	4.35	-4.12	-4.33	1.69	7.11	-7.24
	CD	3.9	4.35	-4.33	-4.98	3.16	8.31	8.64
	DE	3.9	4.35	-4.98	-3.97	3.8	8.74	8.22
	EF	2.8	4.35	-3.97	-3.06	0.75	6.14	7.76
	FG	3.3	4.35	-3.06	0	4.49	8.10	6.24

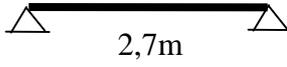
Tableau.III.8 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELS**Type 5 : à L'ELU**


	travée	L	q_u	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
Plancher à usage d'habitation	AB	3.90	6.02	11.45	0	0	11.45	11.75	11.75

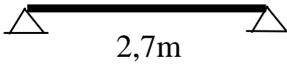
Tableau.III.9 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELU.**Type 5 : à L'ELS**


	travée	L	q_s	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
Plancher à usage d'habitation	AB	3.90	4.35	8.27	0	0	11.21	8.48	8.48

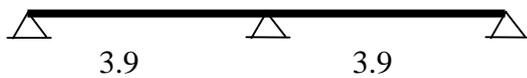
Tableau.III.10 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELS

Type5 : à L'ELU


Plancher	travée	L	q_u	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
d'habitation	AB	2.70	6.02	5.48	0	0	5.48	8.12	8.12

Tableau.III.11 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELU.**Type5 : à L'ELS**


Plancher	travée	L	q_u	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
d'habitation	AB	2.70	4.35	3.96	0	0	3.96	5.87	5.87

Tableau.III.12 Les sollicitations d'une poutrelle type5 à l'ELS.**Type 4 : à L'ELU**


Planchers	travé	L	Q_U	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
d'habitation	AB	3.9	6.02	11.46	-12.24	-4.97	6.35	8.49	-9.97
	BC	3.9	6.02	11.46	-4.97	-12.24	6.35	9.97	-8.49

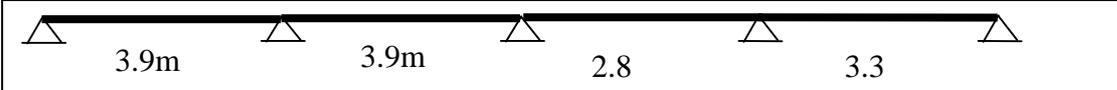
Tableau.III.13 Les sollicitations d'une poutrelle type 4 à l'ELU.**Type 4 : à L'ELS**


Planchers	travé	L	Q_s	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
d'habitation	AB	3.9	4.35	8,8	1,32	5,2	6,72	9,02	10,38
	BC	3.9	4.35	8,8	5,2	1,32	6,72	10,38	9,02

Tableau.III.14 Les sollicitations d'une poutrelle type 4 à l'ELS.

III.2.5 Planchers sous sol et RDC

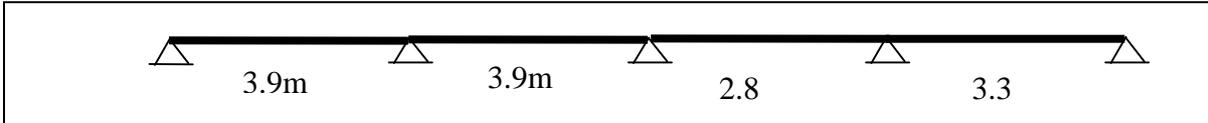
Type 1 : à L'ELU



Plancher sous sol et RDC	travée	L	Q_U	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
	AB	3.9	3.9	9.43	0	-14.17	11.54	14.75
BC	3.9	3.9	9.43	-14.17	-8.61	6.24	19.81	-16.76
CD	2.8	2.8	9.43	-8.61	-9.44	0.21	12.9	13.5
DE	3.3	3.3	9.43	-9.44	0	8.54	18.42	-12.69

Tableau.III.15 Les sollicitations d'une poutrelle type 1 à l'ELU.

Type 1 : à L'ELS



Plancher sous sol et RDC	travée	L	Q_u	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
	AB	3.9	3.9	6.63	0	-9.66	8.11	10,37
BC	3.9	3.9	6.63	-9.66	-6.05	4.67	13,93	-11,92
CD	2.8	2.8	6.63	-6.05	-6.64	0.15	9,07	-9,49
DE	3.3	3.3	6.63	-6.64	0	6.01	12,95	-8,92

Tableau.III.16 Les sollicitations d'une poutrelle type 1 à l'ELS.

TYPE 2 : à L'ELU


Plancher sous sol et RDC	travée	L	q_u	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
		AB	3	9,43	0	-8,93	6,61	11.16
	BC	3.3	9,43	-8,93	-9,39	3.67	15.41	-15.7
	CD	3.9	9,43	-9,39	-10,79	7.83	18.02	-18.74
	DE	3.9	9,43	-10,79	-8,61	8.23	18.94	-17.82
	EF	2.8	9,43	-8,61	-6,64	1.63	13.9	-12.5
	FG	3.3	9,43	-6,64	0	9.72	17,57	-13,54

Tableau.III.17 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELU**TYPE 2 : à L'ELS**


Plancher sous sol et RDC	travée	L	Q_s	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
		AB	3	6.63	0	-6,27	4,65	5.85
	BC	3.3	6.63	-6,27	-6,6	2.58	10.84	-11.03
	CD	3.9	6.63	-6,6	-7,59	5.51	12.67	-13.18
	DE	3.9	6.63	-7,59	-6,05	5.79	13.32	-12.53
	EF	2.8	6.63	-6,05	-4,67	1.15	9.77	-8.78
	FG	3.3	6.63	-4,67	0	6.84	12,35	-9,52

Tableau.III. 18 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELS**Type 4 : à L'ELU**


Plancher sous sol et RDC	travé	L	Q_U	M_0	M_g	M_d	M_t	V_g	V_d
		AB	3.9	9.43	17.94	2.69	10.76	15.20	18.49
	BC	3.9	9.43	17.94	10.76	2.69	15.20	21.97	-18.49

Tableau.III.19 Les sollicitations d'une poutrelle type 4 à l'ELU

Type 4 : à L'ELS

										
		travée	L	Q _s	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
Plancher sous sol et RDC	AB	3.9	3.9	6.63	12.61	-1.89	-7.57	10.68	12.93	-14.87
	BC	3.9	3.9	6.63	12.61	-7.57	-1.89	10.68	9.97	-12.93

Tableau.III.20 Les sollicitations d'une poutrelle type 4 à l'ELS**Type 5 : à L'ELU**

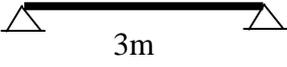
										
		travée	L	q _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
Plancher sous sol et RDC	AB	3	3	9.43	10.6	0	0	15.97	14.14	14.14

Tableau.III.21 Les sollicitations d'une poutrelle type 2 à l'ELU**Type 5 : à L'ELS**

										
		travée	L	Q _s	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
Plancher sous sol et RDC	AB	3	3	6.63	11.47	0	0	11.47	15.3	15.3

Tableau.III.22 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELS**Type 5 : à L'ELU**

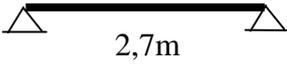
										
		travée	L	q _u	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
Plancher sous sol et RDC	AB	2.70	2.70	9.43	13.23	0	0	13.23	19.6	19.6

Tableau.III.23 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELU.

Type 5 : à L'ELS

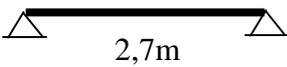
									
Plancher	travée	L	Q _s	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
sous sol et RDC	AB	2.70	6.63	6.04	0	0	6.04	8.95	8.95

Tableau.III.24 Les sollicitations d'une poutrelle type 5 à l'ELS

- **Les sollicitations maximales**

Les sollicitations maximales des différents types des poutrelles à chaque niveau à l'ELU et l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

POUTRELLES	ELU	ELS
Planchers Sous sol, RDC	$M_t = 15.97 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -14.17 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -15.97 \times 0.15 =$ -2.35 KN.m $V_u = 22.02 \text{ KN}$	$M_t = 11.47 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -9.66 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -11. \times 0.15 = -1.72 \text{ KN.m}$ $V_u = 14.48 \text{ KN}$
Etage 1 à 6	$M_t = 11.45 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -12.24 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -11.45 \times 0.15 = -1.71$ KN.m $V_u = 14.05 \text{ KN}$	$M_t = 11.921 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -6.87 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -11.21 \times 0.15 = -1.68$ KN.m $V_u = 10.15 \text{ KN}$
Plancher terrasse inaccessible	$M_t = 7.47 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -8.24 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -7.47 \times 0.15 = 1.11 \text{ KN.m}$ $V_u = 13.62 \text{ KN}$	$M_t = 5.44 \text{ KN.m}$ $M_{inter}^a = -6.01 \text{ KN.m}$ $M_{rive}^a = -5.44 \times 0.15 = -$ 0.16 KN.m $V_u = 9.92 \text{ KN}$

Tableau.III.25 Les sollicitations maximales dans les poutrelles.

III.2.6 Ferrailage des poutrelles

Calcul a l'ELU

- Plancher sous sol, RDC

Le calcul se fera pour une section en T.

En travée

$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0/2)$Moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \Rightarrow M_{tu} = 25 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre passe dans la table de Compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire

$$b \times h = 65 \times 20.$$

$$\mu_{bu} = M_t / b \cdot d^2 \times f_{bu}; \quad d = 0,9 h$$

$$\mu_{bu} = \frac{15,97 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,053; \quad \mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,053 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,068$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,175 \text{ m}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$A_t = M_t / z \times f_{st.} \Rightarrow A_t = 2,6 \text{ cm}^2$$

On adopte donc : 3T12 = 3,39 cm².

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{400}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

En appui intermédiaire : Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_{ai} = -14,17 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = 14,17 \times 10^{-3} / 0,10 \cdot (0,18)^2 \times 14,2 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,307$$

$$\alpha = [1 - (1 - 2 \times 0,03)^{1/2}] / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$z = 0,19 (1 - 0,4 \times 0,039) \Rightarrow z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_{ai} = M_{ai} / z \times f_{st.} A_{ai} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

$$A_{ai} = 2,31 \text{ cm}^2.$$

On adopte donc : $T14+T10 = 2,33\text{cm}^2$.

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{400} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0,21\text{cm}^2$$

$A_{\min} = 0,21\text{cm}^2 < A_{ai} \Rightarrow$ vérifiée.

En appui de rive

$$M_{ar} = -2,35\text{KN.m}; \quad \mu_{bu} = 2,35 \times 10^{-3} / 0,65 \cdot (0,18)^2 \times 14,2 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,007$$

$$\alpha = [1 - (1 - 2 \times 0,007)^{1/2}] / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,08$$

$$z = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,08) \Rightarrow z = 0,174\text{m}$$

$$A_{ar} = 0,33\text{cm}^2.$$

On adopte donc : $1T8 = 0,50\text{cm}^2$

a) Vérification a l'ELU

• Cisaillement

$$V_u = 22,02\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{22,02 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} \Rightarrow \tau_u = 1,22\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28}; 4\text{ Mpa}] = 3,25\text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

• Choix des armatures transversales

$$\bullet \Phi_t \leq \min (h/35, b_0/10, \Phi_t^{\min})$$

$$\bullet \Phi_t \leq \min (6, 10, 8) \Rightarrow \text{on opte pour } \Phi_t = 6\text{mm}.$$

$$\bullet \text{Vérification de la jonction table nervure } b_1 = b - b_0/2 \Rightarrow b_1 = 0,275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 1,12\text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28}; 4\text{ Mpa}] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25\text{ Mpa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

• Vérification à l'effort tranchant

Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau l'appui:

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0,9d})$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} (22,02 \times 10^{-3} - \frac{14,17 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18}) = -1,87\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

• **Vérification des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \times s_t} = 0.0038 \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj} \times K}{0.8 \times f_e} = 0.002 \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée.}$$

$K=1$ fissuration peu nuisible.

b) Vérification des poutrelles à l'ELS

▪ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

En travée

$$M_t = 11.47 KN.m$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = -19.2 \cdot 10^{-3} < 0 \text{ donc l'axe neutre passe par la nervure}$$

Vérification d'une section en T

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 \times A + (b - b_0) \times h_0] y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 3.39 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.05y^2 + 0.027y - 0.0013 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.031$$

$$y = 4cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.04)^3 - \frac{(0.65 - 0.1) \times (0.04 - 0.05)^3}{3} + 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)^2 \Rightarrow I = 11334.93cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{11.47 \times 10^{-3}}{11334.93 \times 10^{-8}} \times 0.04$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 4.04MPa \\ \sigma_{bc} = 15MPa \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

En appuis intermédiaire

$$M_{ser} = -9.66 \times 10^{-3} MN.m$$

$$A_{ai} = 2.26cm^2.$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \Rightarrow H = -39.46 \times 10^{-5} < 0 \text{ donc l'axe neutre passe par la nervure.}$$

Vérification d'une section en T

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 \times A + (b - b_0) \times h_0] y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 2.26 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.05 y^2 + 0.025 y - 0.001 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.028$$

$$y = 3 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.03)^3 - \frac{(0.65 - 0.1) \times (0.04 - 0.05)^3}{3} + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.03)^2 \Rightarrow I = 8194.16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.66 \times 10^{-3}}{8194.16 \times 10^{-8}} \times 0.03$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.53 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

▪ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification n'est pas nécessaire.

▪ Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

▪ Evaluation de la flèche selon CBA 93 (Article B.6.5.1)

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} V$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{390} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0.05 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une

vérification à la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0.78 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

Avec :

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} \Rightarrow E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$\lambda_v = 0.82$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \rho = 0.021$$

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 [A_s (\frac{h}{2} - d)^2 + A'_s (\frac{h}{2} - d')^2]$$

$$A'_s = 0 ; I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 [A_s (\frac{h}{2} - d)^2]$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 [3.39 (\frac{20}{2} - 18)^2] \Rightarrow I_0 = 46587.73 \text{ cm}^4$$

Caractéristiques de la section

$$y = 4 \text{ cm.}$$

$$E_i = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$I_0 = 46587.73 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) \times 0.021} \Rightarrow \lambda = 2.05$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.05 \Rightarrow \lambda_v = 0.82$$

Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.94 \Rightarrow q_{jser} = 1.911 \text{ KN/ml}$$

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.2 \Rightarrow q_{gser} = 3.38 \text{ KN/ml}$$

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 0.65 \times 10.2 \Rightarrow q_{pser} = 6.63 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 2.72 \text{ KN.m}; \quad M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 4.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 9.45 \text{ KN.m}$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 50.39 \text{ Mpa}; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 89.11 \text{ Mpa} \quad ;$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 122.83 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 0.41; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 0.61$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.76$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{f_{ij}} = 27843.8 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{ig}} = 22771.16 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{f_{ip}} = 20033.8 \text{ cm}^4; \quad I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{f_{vg}} = 34159.7 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.72 \times 10^{-3} \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 27843.8 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0,00046 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{4.81 \times 10^{-3} \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 22771.16 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.0001 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.45 \times 10^{-3} \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 20033.8 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.0022m$$

$$f_{vg} = \frac{9.45 \times 10^{-3} \times 3.9^2}{10 \times 10721.4 \times 34159.7 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.0039m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.0039 - 0.00046 + 0.0022 - 0.0001 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0055m$$

$$\Delta f = 0.55cm \leq f_{adm} = 0.78cm \dots\dots\dots C'est vérifié$$

Le tableau suivant résume les sections d'acier retenues pour ferrailer les poutrelles des différents étages :

	nature	M	μ_{bu}	α	z	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	$A_{choisie}$ cm ²
Plancher RDC	travée	15.97	0.05	0.068	0.175	2.6	1.41	3T12=3.39
	App (inter)	-14.17	0.04	0.051	0.176	2.31	2.33	1T14+1T10
	App (rive)	-2.35	0,007	0.08	0.174	0.33	0.21	1T10=0.79
Etagel à6	travée	11.45	0.038	0.004	0.17	0.183	1.41	3T8=1.51
	App (inter)	-12.41	0.027	0.034	0.17	0.201	1.41	2T10=1.5
	App (rive)	-1.71	0.037	0.047	0.17	0.27	0.21	1T10=0.79
Plancher Terrasse inaccessible	travée	7.47	0.025	0.031	0.17	1.20	1.41	3T8=1.51
	App (inter)	-8.84	0.184	0.25	0.17	1.50	0.21	2T10=1.5
	App(rive)	-1.11	0.39	0.03	0.17	0.179	0.21	1T10=0.79

Tableau.III.26 Ferrailage des poutrelles des planchers courant et terrasse inaccessible

Planchers	Schéma de ferrailage	
	En travée et appui intermédiaire	En appuis de rive
Planchers Sous sol, RDC.		
Etage 1 à 6		
Plancher Terrasse inaccessible		

Tableau.III.27 Schémas de ferrailage des poutrelles.

III.3 Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

▪ Les armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 0.65}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{CBA 93 (B.6.8.4.2.3)}$$

▪ Les armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0.65}{2} \Rightarrow A_{//} = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de 20cm.}$$

$$A_{//} = 5 \phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de 20cm.}$$

On prend un treillis soudé $\phi 6$ (200 × 200)

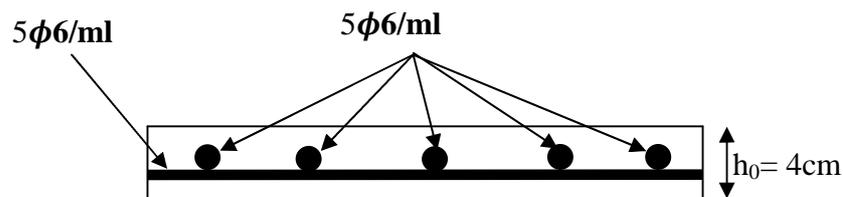


Fig.III.7 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.4 Etude des dalles pleines

III.4.1. Dalle sur trois appuis

-Type 01 (étages 1 à 6)

$$G = 4.47 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2; e = 12 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.33 < 0.4 \text{ la dalle porte dans un seul sens (flexion principale suivant } l_x).$$

a) Calcul des sollicitations

$$p_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow p_u = 11.28 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q \Rightarrow p_s = 7.97 \text{ KN/m}^2$$

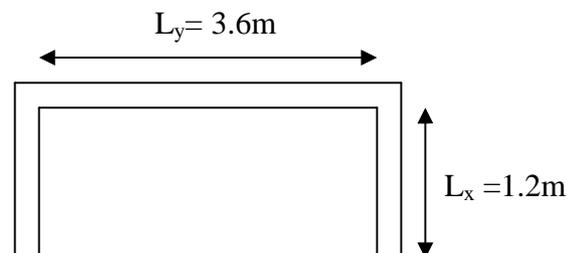


Fig.III.8 Dalle sur trois appuis
Type 01

b) Calcul a l'ELU**Méthode de calcul**

On utilise la théorie des lignes de ruptures, et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suite : deux cas peuvent se présenter

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } \begin{cases} \text{Si } l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} \end{cases}$$

$$2^{\text{eme}} \text{ cas : } \begin{cases} \text{Si } l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{q l_x^2}{2} \cdot l_y - \frac{2q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :

$$l_x = 1.2m < \frac{l_y}{2} = 1.8m, \text{ donc on est dans le } 2^{\text{eme}} \text{ cas.}$$

$$M_x = 11.28 \frac{(1.2)^2}{2} \times 3.6 - 2 \times \frac{11.28(1.2)^3}{3} \Rightarrow M_x = 16.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 11.28 \frac{(1.2)^3}{6} = 3.25 \text{ KNm}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_{t_x} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{t_x} = 13.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{t_y} = 2.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis : } M_{a_x} = 0.3 M_x \Rightarrow M_{a_x} = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_y} = 0.3 M_y \Rightarrow M_{a_y} = 0.975 \text{ KN.m}$$

$$M_{a_{\max}} = 4.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_x = p_u \frac{l_x}{2} \left(\frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) \Rightarrow V_x = 6.685 \text{ KN.}$$

$$V_y = p_u \frac{l_y}{2} \left(\frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) \Rightarrow V_y = 0.247 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 6.685 \text{ KN.}$$

▪ Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m à la flexion simple.

Le diamètre des armatures :

$$\Phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ mm. Soit } \Phi = 12 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage « $c' = 2\text{cm}$ » (fissuration peu nuisible)

$$\text{Le sens x-x : } dx = e - \frac{\Phi}{2} - c' \Rightarrow dx = 9.4\text{cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } dy = d_x - \Phi \Rightarrow dy = 8.2\text{ cm} \quad d_y = e - \left(\frac{3}{2}\phi + c'\right) \Rightarrow d_y = 8.2\text{cm}$$

- **En travée**

Sens x-x

$$M_{tx} = 13.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot dx^2 \times f_{bu}} = 0.11$$

$$\mu_{bu} = 0.11 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A.}$$

$$\varepsilon_{sc} = 10\text{‰} \Rightarrow f_{st} = 348\text{MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.146$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.0926\text{m.}$$

$$A_t = M_{tx} / z \times f_{st.} \Rightarrow A_t = 4.28 \text{ cm}^2; \text{ on adopte pour 4HA12} = 4.52\text{cm}^2.$$

Espacement: $St \leq \text{Min}(33\text{cm}, 3e) = 33\text{cm}$ (fissuration peu nuisible)

$$St = 25\text{cm.}$$

Sens y-y

$$M_{ty} = 2.76 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d_y^2 \times f_{bu}} = 0.029$$

$$\mu_{bu} = 0.029 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 [1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}] \Rightarrow \alpha = 0.037$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.0807\text{m.}$$

$$A_t = M_{ty} / z \times f_{st.} \Rightarrow A_t = 0.98\text{cm}^2; \text{ on adopte pour 3HA8} = 1.51\text{cm}^2.$$

Espacement: $St \leq \text{Min}(45\text{cm}, 4e) = 45\text{cm} \Rightarrow St = 30\text{cm.}$

- **En appuis**

$$M_{amax} = 4.87 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = 0.0389; \quad \alpha = 0.0496$$

$$z = 0.092\text{m} \Rightarrow A_{ax} = 1.52\text{cm}^2; \text{ on adopte pour 4HA8} = 2.01\text{cm}^2.$$

c) Vérifications à l'ELU**-Condition de non-fragilité****Sens x-x**

$$A_{\min} = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times e \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \left(\frac{3-0.33}{2} \right) 100 \times 12 \Rightarrow A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 < A_{\text{opt}} = 4.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

Sens y-y

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2 < A_{\text{opt}} = 1.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

• En appuis

$$A_{\text{xopt}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.28 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

-L'effort tranchant

$$V_u = 6.685 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{6.685 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094} = 0.071 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

d) Vérifications à l'ELS

$$M_{\text{xser}} = 7.97 \frac{(1.2)^2}{2} \times 3.6 - 7.97 \times \frac{2(1.2)^3}{3} \Rightarrow M_{\text{xser}} = 11.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{y ser}} = 7.97 \frac{(1.2)^3}{6} \Rightarrow M_{\text{y ser}} = 2.3 \text{ KNm}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_{t_x} = 0.85 M_x \Rightarrow M_{t_x} = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.85 M_y \Rightarrow M_{t_y} = 1.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en appuis : } M_{\text{amax}} = 0.3 M_x \Rightarrow M_{\text{amax}} = 3.44 \text{ KN.m}$$

• La contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y$$

Sens x-x

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \quad .$$

$$\Rightarrow y = 2.96 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 3676.39 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 7.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 1.43 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 791.84 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc}^x = 3.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En appuis :

$$M_{\text{amax}} = 3.44 \text{ KN.m} ; A_a = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$y = 2.1 \text{ cm} ; I = 1915.39 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc}^x = 3.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

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

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

- **Etat limite de déformation :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

- **la flèche**

Sens x-x

$$1. \frac{e}{l_x} = 0.1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.0048 < \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$3. \frac{e}{l_x} = \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Sens y-y

$$1. \frac{h_t}{l_y} = 0.033 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085. \quad \text{n'est pas vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0.00123 < \frac{2,4}{f_e} = 0,006. \quad \text{Vérifiée.}$$

$$3. \frac{e}{l_y} = \frac{0.12}{3.6} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{n'est pas vérifiée.}$$

La 1^{er} et la 3^{eme} condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est recommandé.

La flèche totale est définie d'après le BAEL 91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Pour une portée inférieure à 5 m, la flèche admissible : $f_{adm} = 360/500 = 0.72\text{cm}$

$$\rho = \frac{A_s}{b.d} \Rightarrow \rho = \frac{1.01 \times 10^{-4}}{1 \times 0.082} = 0.00123.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} \Rightarrow \lambda_i = 17 \quad ; \quad \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 6.8 \quad ; \quad \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} [(v_1^3 + v_2^3) + 15 A_s (v_2 - d')^2]$$

$$v_1 = \frac{1}{B} \left(\frac{be^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d \right)$$

$$B = b \times e + 15A = 1215.15 \text{cm}^2$$

$$v_1 = 6.03 \text{cm}$$

$$v_2 = e - v_1 = 5.97 \text{cm}$$

$$I_0 = 22360.33 \text{cm}^4$$

Calcul de σ_s :

σ_s : contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considérée.

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) ; \text{ avec } n = 1$$

$$M_{jser} = 0,75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ; \quad M_{gser} = 0,75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; \quad M_{pser} = 0,75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

$q_{jser} = 1 \times G$: La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

$$q_{jser} = 1 \times 3 = 3 \text{KN/ml}$$

$q_{gser} = 1 \times G$: La charge permanente.

$$q_{gser} = 1 \times 4.47 = 4.47 \text{ KN/ml}$$

$q_{pser} = 1 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{pser} = 1 \times 7.97 = 7.97 \text{ KN/ml}$$

$$M_{jser} = 3.645 \text{KN.m} ; \quad M_{gser} = 5.43 \text{KN.m} ; \quad M_{pser} = 9.68 \text{KN.m}$$

$$\sigma_s^j = 31.16 \text{Mpa} ; \quad \sigma_s^g = 46.42 \text{Mpa} ; \quad \sigma_s^p = 82.76 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = -0.63 ; \quad \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = -0.578$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = -0.465$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{ij}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{ij}^f = 24596.363 \text{ cm}^4 ; I_{ig}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 24596.363 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{ip}^f = 24596.363 \text{ cm}^4 ; I_{vg}^f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{vg}^f = 24596.363 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ Mpa} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$f_{gi} = \frac{5.43 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.19 \times 24596.363 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00089 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{9.68 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.19 \times 24596.363 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00158 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{5.43 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 10721.4 \times 24596.363 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 0.00267 \text{ m}$$

$$f_{ji} = \frac{3.645 \times 10^{-3} \times 3.6^2}{10 \times 32164.19 \times 24596.363 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.0006 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00267 - 0.0006 + 0.00158 - 0.00089 = 0.00276 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.276 \text{ cm} < f_{adm} = 0.72 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

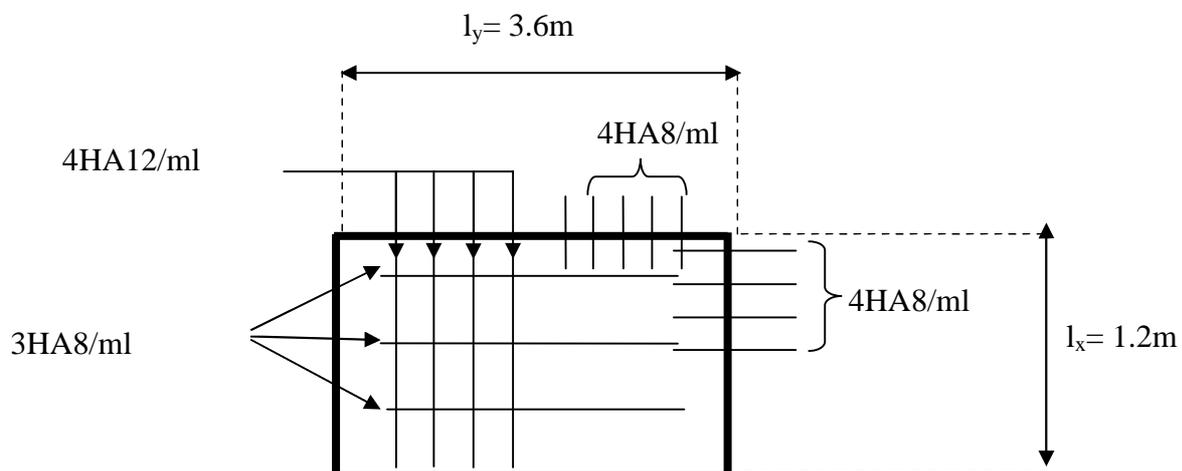


Fig.III.9 Schéma de ferrailage de la dalle Type 01

-Type 02 (étages 2 à 6)

$$G = 4.47 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

e = 12 cm

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.48 > 0.4 \text{ la dalle porte dans les deux sens.}$$

Calcul des sollicitations

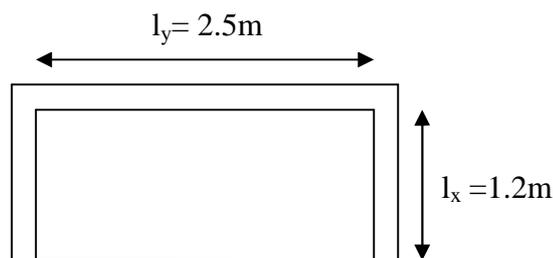
$$p_u = 1.35G + 1.5Q = 11.28 \text{ KN/m}^2$$

$$p_s = G + Q = 7.97 \text{ KN/m}^2$$

Calcul à l'ELU

$$M_{0y} = 7.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0x} = 3.24 \text{ KN.m}$$



**Fig.III.10 Dalle sur trois appuis
Type 02**

	En travée							
	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)	S_t (cm ²)
Sens-x	6.21	0.049	0.063	0.092	1.93	1.21	4HA8=2.01	30
Sens-y	2.76	0.029	0.037	0.081	0.98	0.96	3HA8=1.51	45
En appui								
Sens-x-y	2.92	0.023	0.029	0.093	0.9	1.21	3HA8=1.51	45

Tableau.III.28 Ferrailage de la dalle pleine type 2.

- **Vérification a l'ELU**

	ϕ (mm)	S_t (cm)	V (KN)	τ_U (Mpa)	τ_U^{adm} (Mpa)	observation
Sens-x	8 < 12	30 < 33	4.51	0.048	1.25	vérifié
Sens-y	8 < 12	45 ≤ 45	5.46	0.066	1.25	vérifié

Tableau.III.29 Vérification à l'ELU de la dalle pleine type 2.

- **Vérification a l'ELS**

$$M_{0x} = 5.16 \text{ KN.m} ; M_{0y} = 2.29 \text{ KN.m}$$

	En travée					
	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^{adm} (Mpa)	observation
Sens-x	4.39	2.1	1915.39	4.81	15	vérifié
Sens-y	1.95	1.71	1120.69	2.98	15	vérifié
En appui						
Sens-x-y	1.55	1.85	1502.16	1.91	15	vérifié

Tableau.III.30 Vérification à l'ELS de la dalle pleine type 2.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Puisque la fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer.

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire.

Sens x-x

1. $\frac{e}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.1 > 0.042 \dots \dots \dots$ Vérifié.
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.002 < 0.005 \dots \dots \dots$ Vérifié.
3. $\frac{e}{l_x} = \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ c'est vérifiée.

Sens y-y

1. $\frac{e}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \Leftrightarrow 0.048 > 0.042 \dots \dots \dots$ Vérifié.
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots \dots \dots$ Vérifié.
3. $\frac{e}{l_x} = \frac{0.12}{1.2} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ c'est vérifiée.

Les conditions de flèche sont vérifiées dans les deux sens.

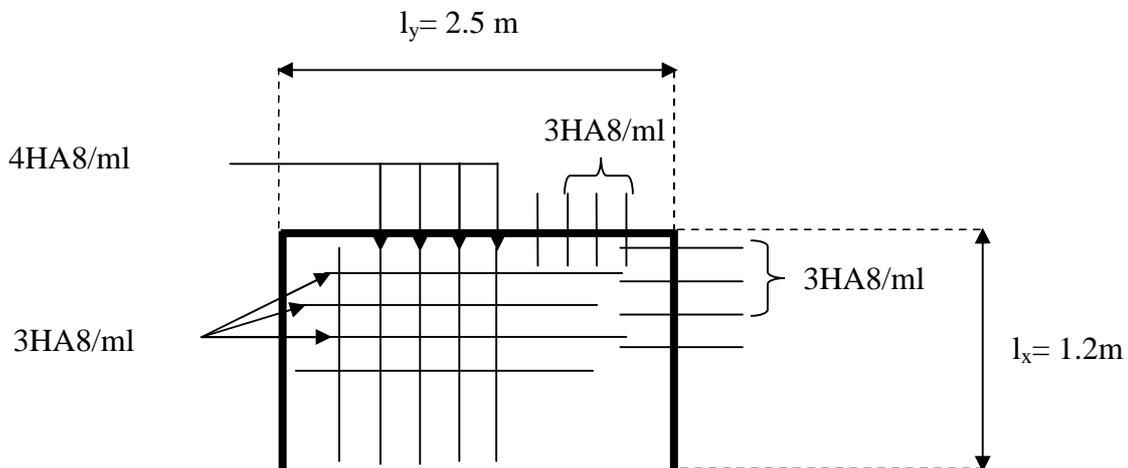


Fig.III.11 Schéma de ferrailage de la dalle Type 02

III.5 Étude de l'acrotère

-Hypothèse de calcul :

- 1-) Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.
- 2-) La fissuration est préjudiciable.

3-) Le calcul se fait à la flexion composée.

-Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre : $G = 2.11 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due à la main courant : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge horizontale due au séisme qui est de $F_p = 4 A C_p W_p$

A : Coefficient de l'accélération de la zone (zone IIa, groupe 2) $\Rightarrow A = 0.15$

C_p : Facteur de la force horizontale

W_p : Poids propre de l'acrotère

Avec : $A = 0.15$ (zone IIa, groupe 2)

$C_p = 0.8$

$W_p = 2.11 \text{ KN/m}$

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.11 = 1.01 \text{ KN/ml}$

-Calcul de centre de gravité de la section :

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

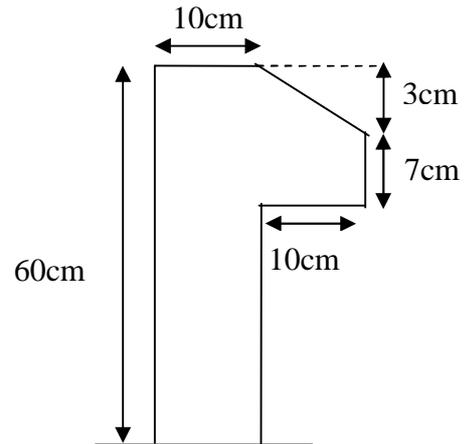


Fig.III.12 Dimension de l'acrotère

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 5 + (10 \times 7) \times 15 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 13.33]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 6.20 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{[(60 \times 10) \times 30 + (10 \times 7) \times 53.5 + (10 \times 3) \times (1/2) \times 58]}{60 \times 10 + 10 \times 7 + (10 \times 3) \times (1/2)} = 33.01 \text{ cm}$$

-Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité à la flexion composée par les efforts suivants

Un effort normale dû à son poids propre $G = 2.11 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $Q = 1 \text{ KN}$

Un effort dû à l'action sismique $F_p = 1.01 \text{ KN/ml}$

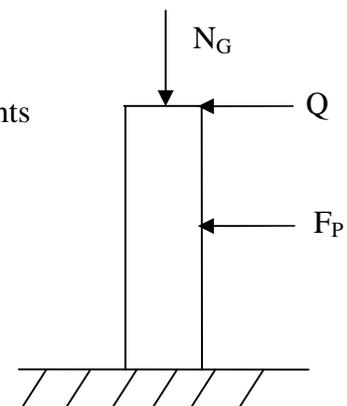


Fig.III.13 Schéma statique de l'acrotère

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

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

$$M_F = F_p \times Y_G = 1.01 \times 0.33 = 0.33 \text{ KN.m}$$

-Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.11	2.84	2.11
M (KN .m)	0.936	0.9	0.6

-Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.84} = 0.32 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_1 par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.32m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{h}{250}) \Rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} , \frac{60}{250}) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.32 + 0.02 = 0.34 \text{ m}$$

e_2 : excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi)$$

Avec l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1,2}{0.1} = 12 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.32}{0.1}\right) = 64$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.009$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.32 + 0.02 + 0.009 = 0.35 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.84 \text{ m}$

$$M_u = N_u \times e = 2,84 \times 0.35 = 0.994 \text{ KN.m}$$

À l'ÉLU :

$$N_u = 2.84 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.994 \text{ KN m}$$

Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.84} = 0.35 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.35 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ cm} \Rightarrow \text{(c) à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (spc).

spc \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.08 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.39 - \frac{2.84 \times 10^{-3}}{348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

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

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ T6} = 1.12 \text{ cm}^2$$

-L'espace :

-Armature principale :

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

-Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

-Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 3Mpa) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2,5 ; 3Mpa) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq 2,5Mpa$$

$$V_u = 1.5 \times W_p \Rightarrow V_u = 1.35 \times 2.11 \Rightarrow V_u = 2.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2,85 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,036 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

-À l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite de l'acier
2. Contrainte limite du béton

- Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

-Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.11} = 0.28 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.056 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - e_y \Rightarrow |c| = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow$$

$$P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3 \times 0.23^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23) = -0.16141 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2 \times 0.23^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.02440 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.23 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.23 = 0.01 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.01^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.01) = -1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.01}{-1.61 \times 10^{-4}} = -0.037 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.11 \times 10^{-3}}{-1.61 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

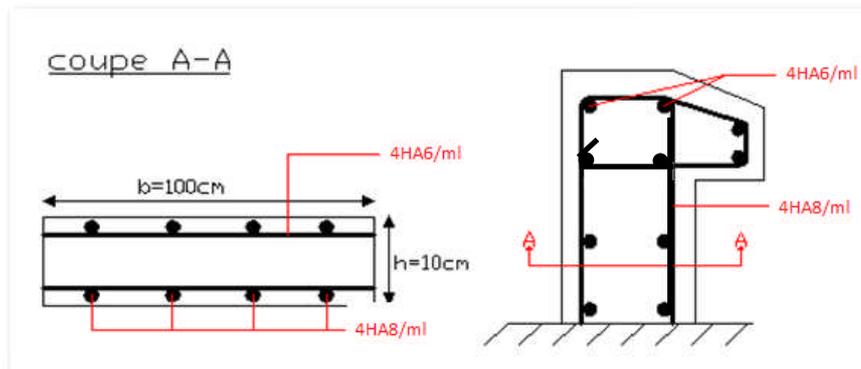


Fig.III.14 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.6 Etude des escaliers

III.6.1 Etude d'escalier Type 01 (escalier droit)

$$G_v = 7.76 \text{ KN/m}^2; \quad G_p = 5.1 \text{ KN/m}^2; \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

▪ Pour les volées

a) Calcul des sollicitations

• A L'ELU

Volée : $q_v = 1.35 \times 7.76 + 1.5 \times 2.5 = 14.23 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_p = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 2.5 = 10.63 \text{ KN/m}$.

• A L'ELS

Volée : $q_v = 7.76 + 2.5 = 10.26 \text{ KN/m}$.

Palier : $q_p = 5.1 + 2.5 = 7.6 \text{ KN/m}$.

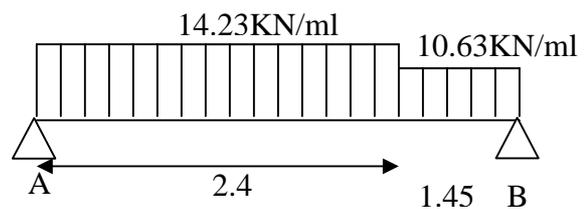


Fig.III.15 Schéma statique volée I

	$q_{eq}(\text{KN.m})$	$M_0(\text{KN.m})$	$M_t^{\max}(\text{KN.m})$	$M_A = M_B^{\max}(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	12.87	23.84	17.88	11.92	24.77
ELS	9.26	17.16	12.87	8.85	17.82

Tableau.III.31 Sollicitation de la volée d'escalier type 1

b) Calcul du Ferrailage à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$;

$d = 13 \text{ cm}$.

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{CAL}(\text{cm}^2)$	$A_{Adobté}(\text{cm}^2)$	$S_t \text{ cm}$
En Travée	17.88	0.074	0.096	0.125	4.11	4HA12 = 4.52	25
En appui	11.92	0.05	0.064	0.127	2.7	4HA10 = 3.14	25

Tableau.III.32 Ferrailage de la volée d'escalier type 1

- **Les armatures de répartition**

$$A_r = A_s/4 \Rightarrow \text{En travée : } A_r = 4.52/4 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appui : } A_r = 3.14/4 = 0.785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc, on adopte : 4HA8 = 2.01 cm² ; S_r = 25 cm.

c) Vérification a l'ELU

- **la condition de non-fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

On a : $A_{\text{cal}} > A_{\min}$ condition vérifiée.

- **l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq (\tau_u^- = \min(0.13 \times f_{c28}; 5) = 3.25 \text{ MPa.})$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{24.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.19 \text{ MPa} < (\tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}). \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$A_s \geq \left[24.77 \times 10^{-3} - \frac{11.92 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s > -2.22 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Ecartement des barres :**

- armature principales : $S_{\max} \leq \min(3 \times h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{\max} \leq 30 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

- armature secondaires : $S_{\max} \leq \min(4 \times h, 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_{\max} \leq 40 \text{ cm.} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

d) Vérification a l'ELS

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression du béton**

-En travée

$$(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y) \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow \frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 13 = 0$$

$$Y = 3.57 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = 7545.75 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.87 \times 10^{-3}}{7545.75 \times 10^{-8}} \times 3.57 \times 10^{-2} = 6.1 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

-En appui

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0; \quad Y = 3.06 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2; \quad I = 5608.73 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.85 \times 10^{-3}}{5608.73 \times 10^{-8}} \times 3.06 \times 10^{-2} \Rightarrow (4.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• Calcul de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h / l \geq 1/16 \dots \dots \dots (1). \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots \dots \dots (2). \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots \dots \dots (3). \end{cases}$$

On a: $h=15\text{cm}$; $L=385\text{cm}$.

$$(1) \Leftrightarrow h/l = 15 / 385 \Rightarrow 0.039 < 1/16 = 0.06 \dots \dots \dots \text{non vérifiée.}$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.00347$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00347} = 6.05$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.42$$

$$I_0 = 189551 \text{ cm}^4$$

$$M_{jser} = 6.18 \text{ KN.m}; \quad M_{gser} = 10.78 \text{ KN.m}; \quad M_{pser} = 14.26 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_s^j = 115.85 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s^g = 202.08 \text{ Mpa}; \quad \sigma_s^p = 267.31 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_j = 0.0098; \quad \mu_g = 0.2515; \quad \mu_p = 0.3680.$$

$$I_{f_{ij}} = 196817.5\text{cm}^4; I_{f_{ig}} = 82688.8\text{cm}^4; I_{f_{ip}} = 64625\text{cm}^4; I_{f_{vg}} = 129617.19\text{cm}^4.$$

$$f_{ji} = 0.00014\text{m}; f_{gi} = 0.0006\text{m}; f_{pi} = 0.001\text{m}; f_{vg} = 0.0011\text{m}.$$

$$\Delta f_t = 0.0011 - 0.00014 + 0.001 - 0.0006 = 0.00136\text{m}.$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{Si } L \leq 5\text{m}.$$

$$\Delta f = 0.136\text{cm} \leq f_{adm} = 0.77\text{cm} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

▪ **Pour le palier de repos**

Elle sera étudiée comme une console encastree dans la poutre palière.

a) Calcul des sollicitations

• **A l'ELU**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow q_u = 10.63\text{KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} \Rightarrow M_u = 11.17\text{KN.m}$$

$$V_u = q_u l \Rightarrow V_u = 15.41\text{KN}$$

• **A l'ELS**

$$q_{ser} = G + Q = 5.1 + 2.5 \Rightarrow q_{ser} = 7.6\text{KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 8\text{KN.m}; V_s = q_s l \Rightarrow V_s = 11.02\text{KN}$$

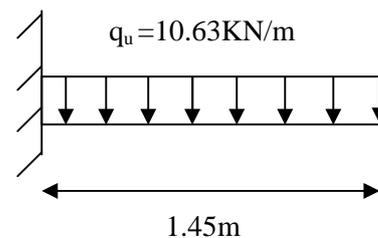


Fig.III.16 Schéma statique

b) Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

$$\mu_{bu} = 0.046; \alpha = 0.059; z = 0.127; A = 2.53\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit 4HA10 = 3.14cm²/ml

Les armatures transversales

$$A_t = \frac{A}{4} \Rightarrow A_t = 0.78\text{cm}^2. \text{ On choisit des 4HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

c) Vérification à l'ELU

• **Condition de non-fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \cdot f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0.13 \times 2,1 / 400 \Rightarrow A_{min} = 1,56\text{cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A_{adopté} > A_{min}$ Condition vérifiée.

• **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \quad \text{On adopte } S_t = 25\text{cm}$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = 0.05 \times f_{c28} \Rightarrow \tau_u = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{15.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.118 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

d) Vérification à l'ELS

• **Vérification des contraintes**

$$A=3.14 \text{ cm}^2, Y=3.06 \text{ cm}, I = 5608.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y_{ser}}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.36 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_{bc} = 4.36) < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

• **Vérification de la flèche**

- $(\frac{h}{l} = 0.103) \geq \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

- $(\frac{A}{b \times d} = 0.0024) \leq (\frac{4.2}{400} = 0.0105) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

III.6.2 Etude d'escalier Type 02

Volée 02

$G_v = 7.74 \text{ KN/ml}; Q=2.5 \text{ KN/ml.}$

a) Combinaisons de charges

$$q_u = 1.35 \times 7.74 + 1.5 \times 2.5 \Rightarrow q_u = 14.20 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 7.74 + 2.5 \Rightarrow q_s = 10.24 \text{ KN/m}$$

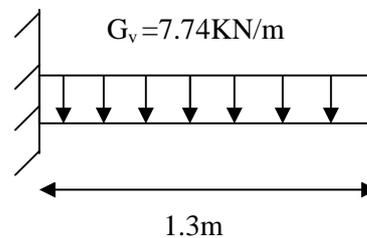


Fig.III.17 Schéma statique d'escalier type 2.

b) Les sollicitations

	q (KN/ml)	M (KN.m)	V (KN)
ELU	14.20	12	18.46
ELS	10.24	8.65	13.31

Tableau.III.33 Sollicitation d'escalier type 2

c) Ferrailage

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)	S_t (cm ²)
12	0.064	0.083	0.121	3.37	1.51	4HA12=4.52	25

Tableau.III.34 Ferrailage d'escalier type 2

d) Les armatures de répartition

$$A_r = A_s/4 \Rightarrow A_r = 4.52/4 \Rightarrow A_r = 1.13cm^2.$$

Donc, on adopte : 4HA8 =2.01cm² ; S_t=25cm.

e) Vérification a l'ELU

• l'effort tranchant

$$\tau_u^- = 3.25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow (\tau_u = 0.14MPa < \tau_u^- = 3.25MPa). \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifiée.

• des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$A_s \geq \left[18.46 \times 10^{-3} - \frac{12 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s \geq -2.41 \times 10^{-4} m^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

f) Vérification a l'ELS

• Vérification de l'état limite de compression du béton

M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^{adm} (Mpa)	observation
08.65	3.57	7545.7	4.06	15	OK

Tableau.III.35 Vérification à l'ELS d'escalier type 2.

• Vérification de l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \Rightarrow 0.115 > 0.062 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ h/l \geq M_t/10M_0 \Rightarrow 0.115 > 0.05 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.} \\ A/b.d \leq 4.2/f_c \Rightarrow 0.0034 < 0.0105 \dots\dots \text{Vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Volée 1

d) Calcul des sollicitations

$G_v = 7.76 \text{KN/m}^2; Q = 2.5 \text{KN/m}^2$

• **A L'ELU**

$q_u = 1.35 \times 7.76 + 1.5 \times 2.5 = 14.23 \text{KN/m}$.

$q_s = 7.76 + 2.5 \Rightarrow q_s = 10.26 \text{KN/m}$.

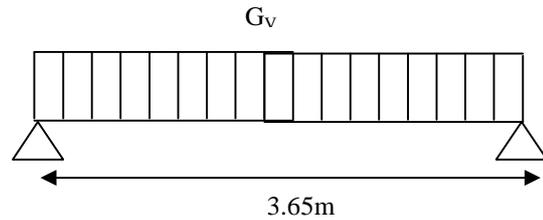


Fig.III.18 Schéma statique de la volée 1 d'escalier type 2.

a) Les sollicitations

	q (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	V (KN)
ELU	14.23	23.7	17.77	11.85	25.97
ELS	10.26	17.08	12.81	8.54	18.72

Tableau.III.36 Sollicitation de la volée II d'escalier type2.

b) Ferrailage

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opt} (cm ²)	S _t (cm ²)
En travée	17.77	0.0803	0.0104	0.119	4.27	1.51	4HA12=4.52	25
En appui	11.85	0.0535	0.0688	0.1216	2.8	1.51	4HA10=3.14	25

Tableau.III.37 Ferrailage de la volée II d'escalier type2.

c) Les armatures de répartition

$A_r = A_s / 4 \Rightarrow$ En travée : $A_r = 4.52 / 4 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{cm}^2$.

En appui : $A_r = 3.14 / 4 \Rightarrow A_r = 0.785 \text{cm}^2$.

Donc, on adopte : 4HA8 = 2.01cm² ; S_t=25cm.

d) Vérification a l'ELU

• **l'effort tranchant : $\tau_u^- = 3.25 \text{MPa}$.**

$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{25.97 \times 10^{-3}}{1 \times 0.125} \Rightarrow (\tau_u = 0.207 \text{MPa} < \tau_u^- = 3.25 \text{MPa}). \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

• **des armatures longitudinales au cisaillement**

$A_s \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0.9 * d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e}$.

$A_s \geq \left[25.97 \times 10^{-3} - \frac{11.85 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.125} \right] \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A_s \geq -2.28 \times 10^{-4} \text{m}^2 \dots \dots \text{verifiée.}$

e) Vérification a l'ELS

• Vérification de l'état limite de compression du béton

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{bc} ^{adm} (Mpa)	observation
En travée	12.81	3.49	6920	6.46	15	OK
En appui	8.54	3	5150	4.97	15	OK

Tableau.III.38 Vérification à l'ELS d'escalier type 2.

• Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\begin{cases} h/l \geq 1/16 \dots\dots\dots(1). \\ h/l \geq M_t / 10M_0 \dots\dots\dots(2). \\ A/b.d \leq 4.2 / f_c \dots\dots\dots(3). \end{cases}$$

On a: h=15cm; L=365cm.

(1) ⇔ h/l = 15 / 365 ⇒ 0.041 < 1/16 = 0.06non vérifiée.

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.13} = 0.00347$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5\rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00347} = 6.05$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 2.42$$

$$I_0 = 189551 \text{ cm}^4$$

$$M_{jser} = 6.18 \text{ KN.m}; M_{gser} = 10.78 \text{ KN.m}; M_{pser} = 14.26 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_s^j = 115.85 \text{ Mpa}; \sigma_s^g = 202.08 \text{ Mpa}; \sigma_s^p = 267.31 \text{ Mpa.}$$

$$\mu_j = 0.0098; \mu_g = 0.2515; \mu_p = 0.3680.$$

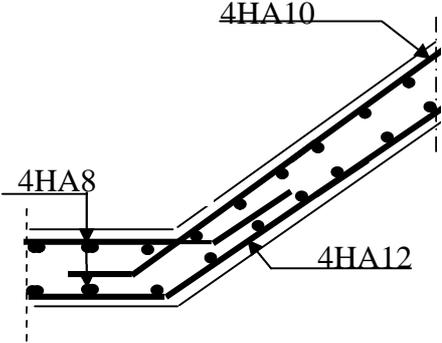
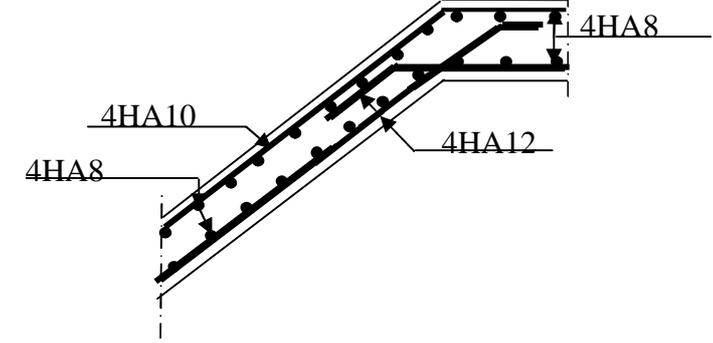
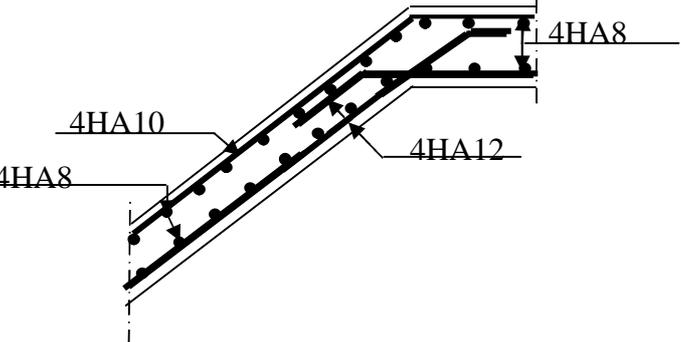
$$If_{ij} = 196817.5 \text{ cm}^4; If_{ig} = 82688.8 \text{ cm}^4; If_{ip} = 64625 \text{ cm}^4; If_{vg} = 129617.19 \text{ cm}^4.$$

$$f_{ji} = 0.00014 \text{ m}; f_{gi} = 0.0006 \text{ m}; f_{pi} = 0.001 \text{ m}; f_{vg} = 0.0011 \text{ m.}$$

$$\Delta f_i = 0.0011 - 0.00014 + 0.001 - 0.0006 = 0.00136 \text{ m.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots \text{ Si } L \leq 5 \text{ m.}$$

$\Delta f = 0.136cm \leq f_{adm} = 0.77cm$ C'est vérifié.

Type d'escalier	Exemple	Schéma de ferrailage
Type 01	Volées (2)	
Type 01	Volée 01	
Type 02	Volée 01 et 03	

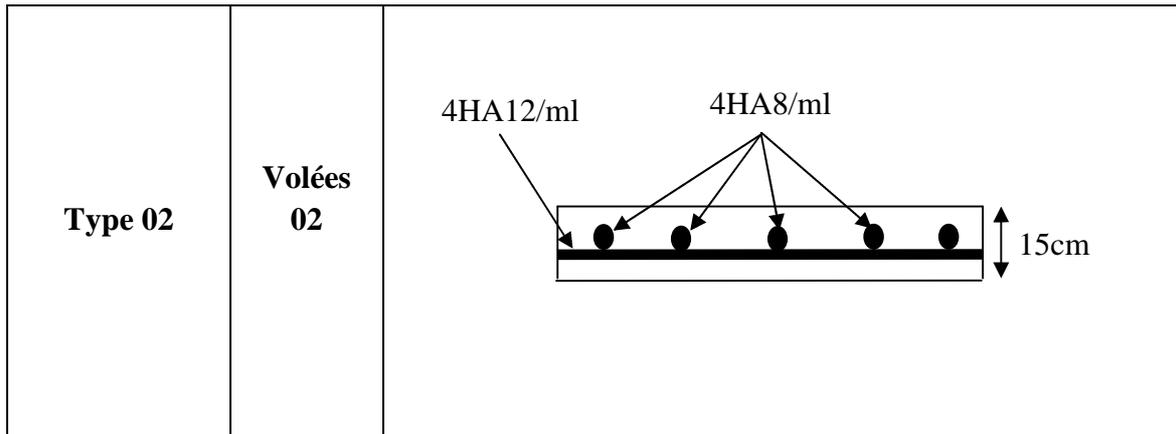


Tableau.III.39 Schéma de ferrailage des escaliers.

III.6.3 Calcul de la poutre palière

g) Dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33$$

On opte pour $h=30$ cm, $b= 30$ cm

h) Vérification des conditions du RPA

$b \geq 20cm$ vérifiée.

$h \geq 30cm$ vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b}$ vérifiée.

i) Calcul des charges

Poids propre de la poutre :

$g_0 = 0.30 \times 0.30 \times 25 \Rightarrow g_0 = 2.25$ KN/ml

poids propre de mur : $g_m = 2.65$ KN/m² , $h_{mur}=1.33$ m

$g_u = 1.35 \times (g_0 + 1.33g_m) = 7.8$ KN/ml

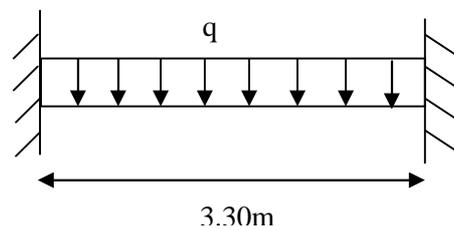


Fig.III.19 Schéma statique de la poutre palière.

En plus elle est soumise aux charges transmise par l'escalier :

$$\left. \begin{array}{l} R_v = 14.23 \text{KN/ml} \\ R_p = 10.63 \text{KN/ml} \end{array} \right\} \text{ELU}$$

$R_B = R_v/2 + R_p = 17.75$ KN/ml

$$\left. \begin{array}{l} R_v = 10.26 \text{KN/ml} \\ R_p = 7.6 \text{KN/ml} \end{array} \right\} \text{ELS}$$

$R_B = R_v/2 + R_p = 12.73$ KN/ml

j) Calcul des sollicitations

ELU	ELS
$R_B = 17.75\text{KN/ml}$	$R_B = 12,73\text{KN/ml}$
$P_u = g_u + R_B$	$P_S = g_0 + 1.33g_m + R_B$
$P_u = 25.55 \text{ KN/ml}$	$P_S = 18.50 \text{ KN/ml}$
$M^t = \frac{P_u \times l^2}{24} = 11.6\text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_S \times l^2}{24} = 8.39\text{K N.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -23.17\text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_S \times l^2}{12} = -16.79\text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 42.16\text{KN}$	$V_S = \frac{P_S \times l}{2} = 30.52\text{KN}$

Tableau.III.40 Les sollicitations de la poutre palière.

k) Le ferrailage

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	ζ	$A_{cal}^{flexion} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	9.43	0.0361	0.0460	0.27	1.2354	0.9962
En appui	18.87	0.0721	0.0936	0.2647	2.52	0.9962

Tableau.III.41 Ferrailage de la poutre palier à la flexion simple.

- Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \cdot h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{ cm}^2$

l) Vérification a l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$\bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$.

$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{42.16 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.275} \Rightarrow (\tau_u = 0.51\text{MPa} < \bar{\tau}_u^-)$Condition vérifiée.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A > (42.16 \times 10^{-3} - \frac{11.6 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.275}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -2.83\text{cm}^2$Verifiée.

- Calcul de l'espacement St

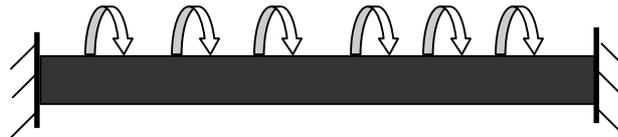
$St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 24.75$. On opte: $St = 15\text{cm}$ en travée et $St = 10\text{cm}$ en appui.

m) calcul de la poutre palière a la torsion

Le moment de torsion sur la poutre est transmis par le palier est la volée

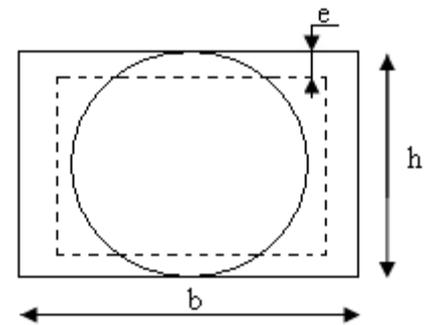
$$M_a^{\max} = 11.92 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU : } M_{\text{tor}} = \frac{M_a^{\max} \times l}{2} = 19.67 \text{ KN.m}$$



Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section équivalente
Dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur.

- U : périmètre de la section.
 - Ω : air du contour tracé a mi hauteur.
 - e : épaisseur de la paroi $\Rightarrow e = h/6 = D/6 = 5 \text{ cm}$
- $$\Omega = [b-e] \times [h-e] \Rightarrow \Omega = 0.0625 \text{ m}^2$$
- $$U = 2 \times [(h-e)+(b-e)] \Rightarrow U = 1 \text{ m}$$



$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{Tu}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{\text{tor}} = \frac{19.67 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.0625 \times 348} \Rightarrow A_{\text{tor}} = 5.2 \text{ cm}^2$$

- Sections des armatures finales

$$\text{En travée : } A_{\text{Totale}} = \frac{A_{\text{tor}}}{2} + A_{\text{flexion}} \Rightarrow A_{\text{Totale}} = 2.6 + 1.2354 \Rightarrow (A_{\text{Totale}} = 3.835 \text{ cm}^2) < A_{\text{min}}$$

$$\text{On choisie } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{\text{Totale}} = \frac{A_{\text{tor}}}{2} + A_{\text{flexion}} \Rightarrow A_{\text{Totale}} = 2.6 + 2.52 \Rightarrow (A_{\text{Totale}} = 5.12 \text{ cm}^2) > A_{\text{min}}$$

$$\text{On choisie } 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_U < \tau_{adm}$ (BAEL91.Art A.5.421)

τ_u : Contrainte de cisaillement du à l'effort tranchant :

$$\tau_U = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2}; \text{ avec } \tau_T = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau_T = \frac{19.67 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0625 \times 5 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_T = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_U = \sqrt{(0.51)^2 + 3.15^2} \Rightarrow (\tau_U = 3.18 \text{ Mpa}) < (\tau_{adm} = 3.25 \text{ Mpa}) \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Armature de transversale**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ sur travée et 10 cm Sur appuis.

$$A_t^{\min} \geq S_t \times 0,003 \times b . \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_t = 0.68 \text{ cm}^2$$

D’ou $A_t = 0.9 + 0.68 = 1.58 \text{ cm}^2$. Soit un cadre et un étrier de 4HA8= 2.01 cm^2 .

n) Vérification a L’ELS

a) vérification de l’état limite de compression du béton

En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y; \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; M_{t_{ser}} = 8.39 \text{ KN.m}$$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 9.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 30994.76 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appui

$$M_{aser} = 16.79 \text{ KN.m}$$

$$y = 10.21 \text{ cm}; \quad I = 37628.82 \text{ m}^4; \quad \sigma_{bc} = 4.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) vérification de l'état limite de déformation

$$\left(\frac{h}{l} = \frac{0.3}{3.3} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,09\right) > \left(\frac{1}{16} = 0,062\right) \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,09 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,075 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A / b.d \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.007 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites donc on n'a pas à vérifier la flèche.

• **Schémas de ferrailage de la poutre palière**

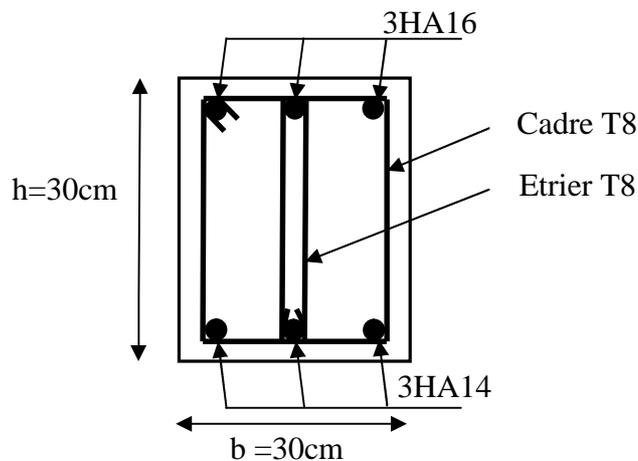


Fig.III.20 Ferrailage de la poutre palière.

III.6.4 Etude de la poutre brisée

La poutre inclinée se calcul en flexion et en torsion.

1) Le pré dimensionnement

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{330}{16} \leq h \leq \frac{330}{10}$$

$$20.62\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm.} \Rightarrow h = 30\text{cm} ; b = 30\text{cm}$$

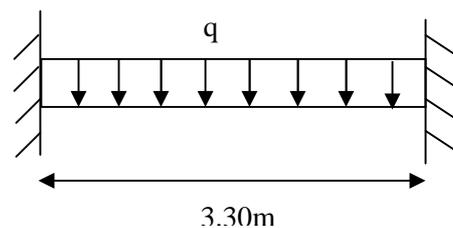


Fig.III.21 Schéma statique de la poutre brisée.

a) Vérification des conditions du RPA

$$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

2) Calcul a la flexion simple

a) **Calcul des sollicitations** : la poutre est soumise a son

Poids propre: $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 \Rightarrow G_p = 2,25 \text{ KN/ml}$.

poids propre de mur : $g_m = 2.65 \text{ KN/m}^2$, $h_{mur} = 1.33 \text{ m}$

$g_u = 1.35 \times (G_p + 1.33 g_m) = 7.8 \text{ KN/ml}$

La transmise par la volée est une réaction

-à l'ELU : $R_v = 14.23 \text{ KN/ml}$.

$$P_U = 7.8 + 14.20 \Rightarrow P_U = 22 \text{ KN/ml}$$

-à l'ELS : $R_v = 10.26 \text{ KN/ml}$.

$$P_s = 5.78 + 10.26 \Rightarrow P_s = 16.04 \text{ KN/ml}$$

b) **Les moments sollicitant**

-à l'ELU :

$$M^t = \frac{P_U \times l^2}{24} = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -\frac{P_U \times l^2}{12} = -19.96 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_U \times l}{2} = 36.3 \text{ KN}$$

-à l'ELS

$$M^t = \frac{P_s \times l^2}{24} = 7.28 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -\frac{P_s \times l^2}{12} = -14.56 \text{ KN.m}$$

$$V_s = \frac{P_s \times l}{2} = 26.46 \text{ KN}$$

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	ζ	$A_{cal}^{flexion} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
En travée	9.98	0.0311	0.0394	0.2707	1.06	0.99
En appui	19.96	0.0621	0.0802	0.2662	2.16	0.99

Tableau.III.42 Ferrailage de la poutre brisée a la flexion simple.

3) Vérification a l'ELU

- Vérification de l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{36.3 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.275} \Rightarrow \tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (36.3 \times 10^{-3} - \frac{9.98 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.275}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -2.43 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Verifiée.}$$

5) Calcul de l'espacement St

$St \leq \text{Min}(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 25.2\text{cm}$. On opte: $St = 15\text{cm}$ en travée et $St = 10\text{cm}$ en appui.

6) calcul de la poutre brisée a la torsion

Le moment de torsion sur la poutre est transmis par la volée $M = 19.98 \text{ KN/ml}$.

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{\text{tor}} = \frac{14.09 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.065 \times 348} \Rightarrow A_{\text{tor}} = 3.58 \text{ cm}^2$$

- **Sections des armatures finales :** la section des armatures apprendre en compte pour ferrailé la poutre brisée tien compte de calcul de cette dernière a la flexion simple ainsi qu'a la torsion. Les calculs donnent les résultats suivants

En travée : $A_{\text{Totale}} = 1.79 + 1.06 \Rightarrow A_{\text{Total}} = 2.85 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} ;$

On choisie 3HA14 = 4.62 cm².

En appuis : $A_{\text{Totale}} = 1.79 + 2.16 \Rightarrow A_{\text{Total}} = 3.95 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} ;$

On choisie 3HA14 = 4.62 cm².

- Vérification de la contrainte de cisaillement

On vérifie que : $\tau_U < \tau_{adm}$

τ_u : Contrainte de cisaillement du à l'effort tranchant : $\tau_U = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2}$

Avec : $\tau_T = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_T = \frac{14.09 \times 10^{-3}}{2 \times 0.065 \times 5 \times 10^{-2}} \Rightarrow \tau_T = 2.17 \text{ Mpa}$ (BAEL91.Art A.5.421)

$$\tau_U = \sqrt{0.44^2 + 2.17^2} \Rightarrow \tau_U = 2.21 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Armature de transversale

Soit $St = 15 \text{ cm}$ sur travée et 10 cm Sur appuis.

$$A_t^{\text{min}} \geq S_t \times 0,003 \times b . \text{ Soit } S_t = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t^{\text{min}} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_t = 0.46 \text{ cm}^2$$

D’ou $A_t = 1.35 + 0.46 \Rightarrow A_t = 1.81 \text{ cm}^2$. Soit un cadre et un étrier de 4HA8= 2.01cm².

7) Vérification a L’ELS

a) vérification de l’état limite de compression du béton

En travée

$y = 9.2 \text{ cm}; \quad I = 30990 \text{ cm}^4; \quad \sigma_{bc} = 2.16 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

En appui

$y = 9.2 \text{ cm}; \quad I = 30990 \text{ cm}^4; \quad \sigma_{bc} = 4.32 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \sigma^{adm} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

c) vérification de l’état limite de déformation

$\frac{h}{l} = \frac{30}{330} \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

$\frac{h}{l} = 0,09 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,074 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

$A / b.d \leq 4.2 / f_e \Rightarrow 0.0016 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

Les conditions sont satisfaites donc on n’a pas à vérifier la flèche.

• Schémas de ferrailage de la poutre brisée

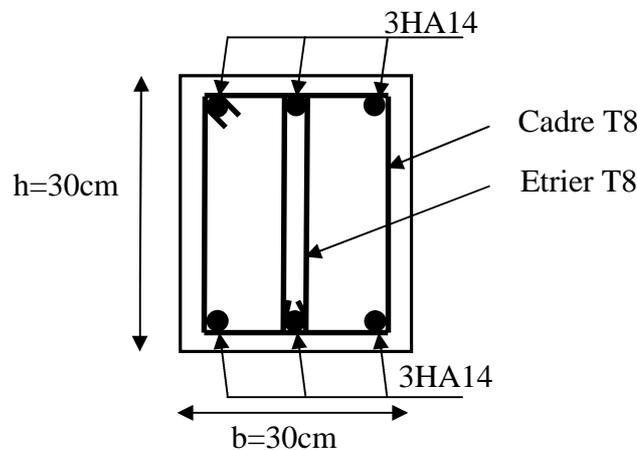


Fig.III.22 Ferrailage de la poutre brisée.

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre ; il a été question de calculé les éléments secondaires ne participant pas directement au contreventement de la structure.

Ainsi ; les différents types de poutrelles ont été étudiées et ferrillées.

Le même travail a été fait pour les différents types de dalles pleines et d'escalier.

Nous nous sommes aussi intéressés à l'acrotère. Ce dernier a été étudié à la flexion composée, un ferrillage adéquat a été adopté.

IV.1 Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines. Le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît donc insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet d'une sollicitation dynamique.

IV.2 Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3 Méthodes de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) 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.

IV.3.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Calcul de la résultante des forces sismique de calcul totale selon RPA99**

(Article 4.2.3)

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre

termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l’année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :} \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observé	P_q / xx	Observé	P_q / yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d’exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités Pq

Donc

$$Q_x = 1.15 \quad Q_y = 1.1$$

- **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d’exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$$\beta = 0.2 \text{ pour usage d’habitation}$$

$$\Rightarrow W = 21078.977 \text{ KN.}$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_2 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2 + \zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 27.54m$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (27.54)^{3/4} \Rightarrow T_c = 0.60s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 12m, \quad L_y = 20.50m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.71s \\ T_y = 0.55s \end{cases}; T_2 = 0.4s$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) \Rightarrow T_x = 0.60s \Rightarrow T_x > T_2$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) \Rightarrow T_y = 0.55s \Rightarrow T_y > T_2$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.6} \right)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.545 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.55} \right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.637 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

RPA99 .Art (4.2.3)

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.6 \Rightarrow T_{Sx} = 0.78s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.55 \Rightarrow T_{Sy} = 0.715s \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.545 \times 1.15}{5} \times 21078.977 \Rightarrow V_{stx} = 1123.56KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.637 \times 1.1}{5} \times 21078.977 \Rightarrow V_{sty} = 1138.71KN$$

IV.3.2 Méthode dynamique modale spectrale

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation

de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4 Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales 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 de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.5 Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement

La présence des locaux de commerce dans notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est la suivante :

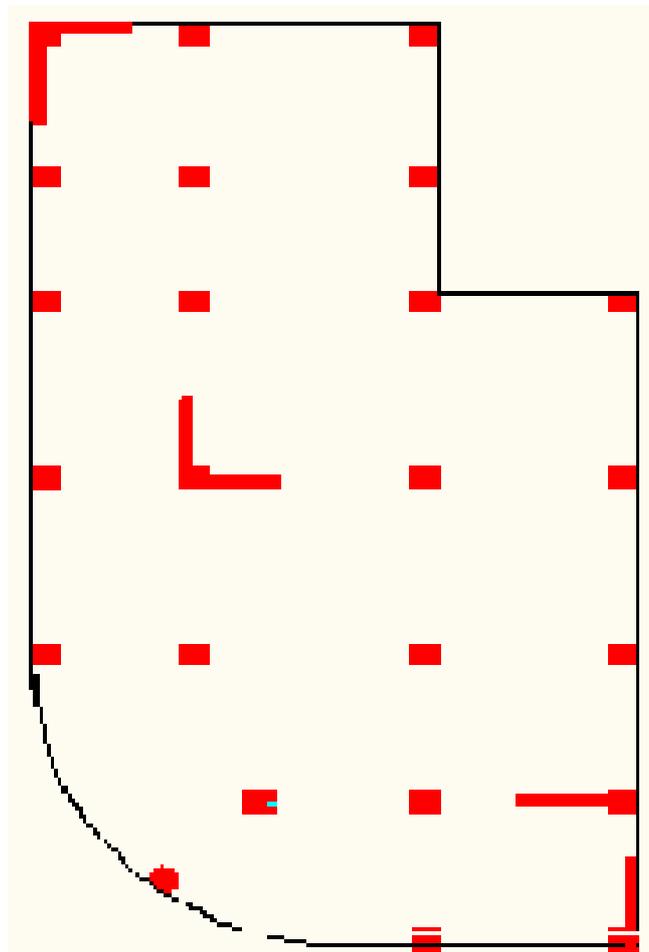


Fig.IV.1 Disposition des voiles

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.719284	0.63248	0.10594	63.248	10.594
Mode 2	0.671688	0.0902	0.608832	72.268	71.426
Mode 3	0.608072	0.0298	0.03301	75.248	74.727
Mode 4	0.218965	0.10892	0.01095	86.14	75.821
Mode 5	0.204474	0.00898	0.11145	87.038	86.967
Mode 6	0.17974	0.00545	0.00076	87.584	87.043
Mode 13	0.126447	1.015E-08	6.339E-07	87.587	87.045
Mode 14	0.126157	3.367E-06	2.419E-06	87.587	87.045
Mode 15	0.107132	0.03613	0.00257	91.2	87.302
Mode 16	0.103503	1.023E-08	6.484E-10	91.2	87.302
Mode 17	0.103453	0.0016	0.00016	91.36	87.319
Mode 18	0.100732	0.00268	0.04136	91.628	91.455

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les exigences du RPA sont vérifiées, à savoir le taux de participation massique qui est de l'ordre de 91.628% > 90% exigé par le RPA dans le sens x au 18^{ème} mode de vibration.

Dans le sens y ; ce taux avoisine les 91.455% > 90% au 18^{ème} mode de vibration.

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.1, IV.2 et IV. 3.

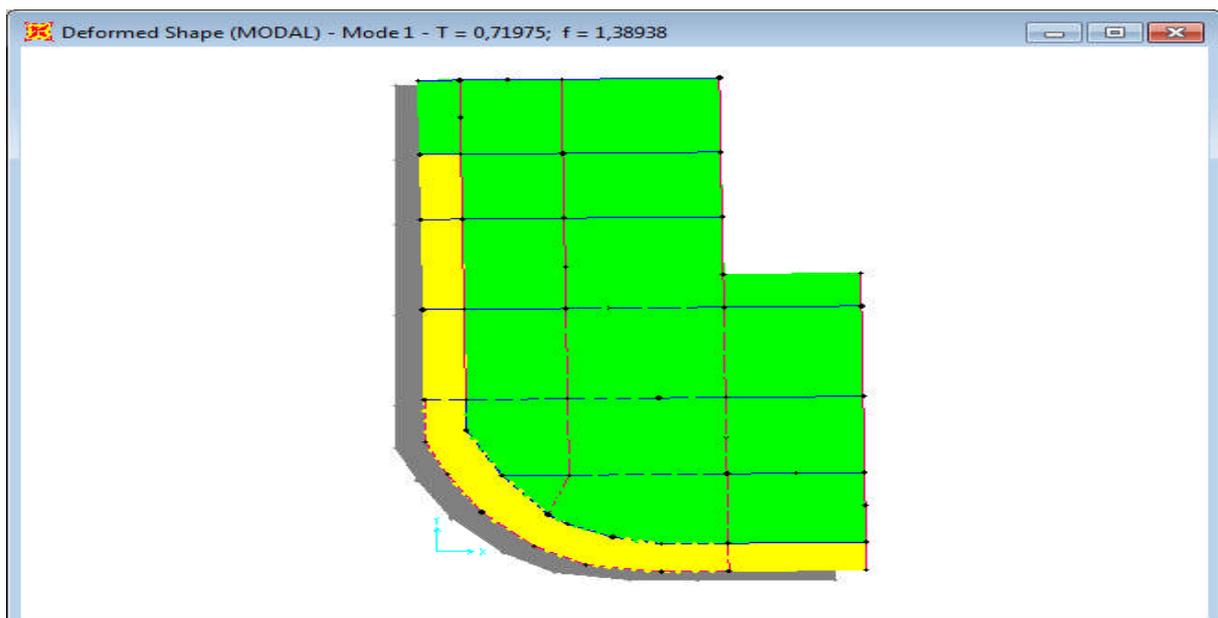


Fig. IV.1. 1^{er} mode (translation suivant x)

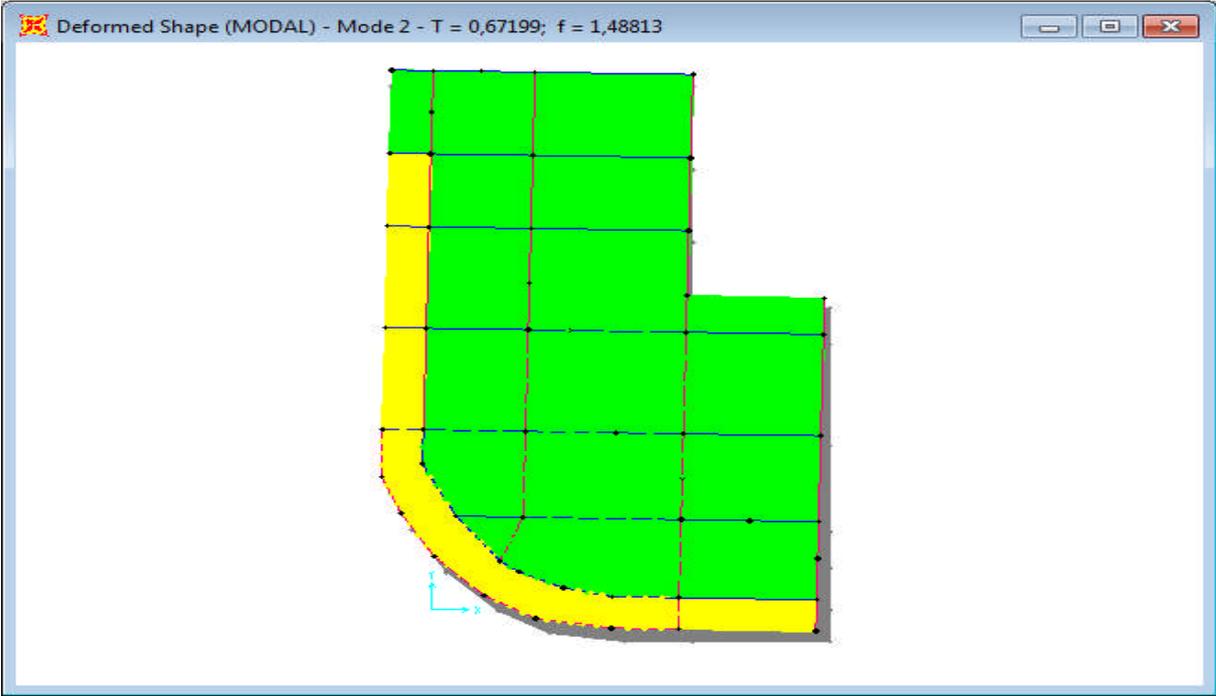


Fig. IV.2.2^{ème} mode (translation suivant y)

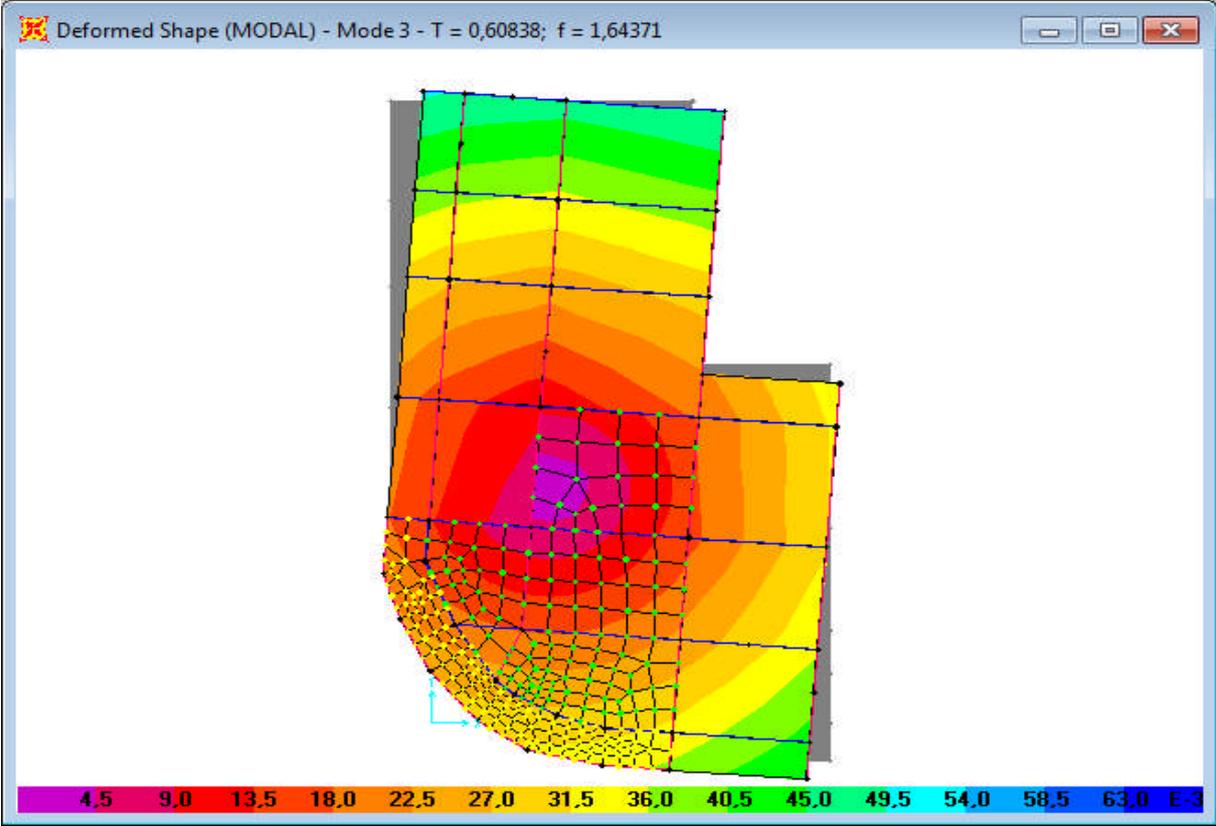


Fig. IV.3.3^{ème} mode (torsion autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

Les tableaux IV.3 et IV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
RDC	18002,811	3404,36	84,10	15,90
NIV 01	10263,136	1932,951	84,15	15,85
NIV 02	13547,833	2780,715	82,97	17,03
NIV 03	11036,825	2416,037	82,04	17,96
NIV 04	8675,379	1948,892	81,66	18,34
NIV 05	6307,059	1488,06	80,91	19,09
NIV 06	4136,327	973,172	80,95	19,05
NIV 07	1958,79	514,059	79,21	20,79

Tableau IV.3 Vérification de l'interaction sous charges verticales

- ✓ L'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux sauf le dernier niveau où l'écart est de 0.79% ce qui peut être négligé.

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	324,764	241,081	627,16	705,111	34,12	25,48	65,88	74,52
NIV 01	308,756	242,135	349,263	152,104	46,92	61,42	53,08	38,58
NIV 02	543,024	515,701	293,475	287,184	64,92	64,23	35,08	35,77
NIV 03	463,439	382,698	289,531	337,189	61,55	53,16	38,45	46,84
NIV 04	449,896	380,834	202,153	245,867	69,00	60,77	31,00	39,23
NIV 05	324,553	301,87	200,879	202,637	61,77	59,83	38,23	40,17
NIV 06	271,837	257,649	117,502	117,497	69,82	68,68	30,18	31,32
NIV 07	222,355	192,694	56,08	72,461	79,86	72,67	20,14	27,33

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction sous charges horizontales

- ✓ L'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5.

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	Observation
Sous sol et RDC	55×45	2475	1642,693	0.265	vérifiée
Niveau1, et 1 ^{er} étage	50×45	2250	1286.509	0.228	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étage	50×40	2000	1047.337	0.209	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	45×40	1800	617.085	0.137	vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	1600	214.088	0.053	vérifiée

Tableau IV.5 Vérification de l'effort normal réduit

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'article 4.3.6 du l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	962,727	1123.56	0.856	vérifiée
Sens y-y	998,909	1138.71	0.877	vérifiée

Tableau IV.6 Vérification de la résultante des forces sismiques

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 5.10), 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.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	h_K (cm)	Δ_K/h_K (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h_K (%)
RDC	0.078	0.39	0	0.39	306	0.127	0.065	0.325	0	0.325	0.106
NIV 01	0.258	1.29	0.39	0.9	306	0.294	0.206	1.03	0.325	0.705	0.230
NIV 02	0.457	2.285	1.29	0.995	306	0.325	0.383	1.915	1.03	0.885	0.289
NIV 03	0.661	3.305	2.285	1.02	306	0.333	0.565	2.825	1.915	0.910	0.297
NIV 04	0.852	4.26	3.305	0.955	306	0.325	0.737	3.685	2.825	0.860	0.281
NIV 05	1.024	5.12	4.26	0.86	306	0.281	0.891	4.455	3.685	0.770	0.252
NIV 06	1.170	5.85	5.12	0.73	306	0.238	1.024	5.12	4.455	0.665	0.217
NIV 07	1.294	6.47	5.85	0.62	306	0.202	1.139	5.695	5.12	0.575	0.188

Tableau IV.7 Vérification des déplacements

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ [RPA (5.9)]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q_K)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8.

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V_k (KN)	Θ_k	Δ_k	V_k (KN)	Θ_k
RDC	306	20434.22	0.39	962,727	0.027	0.325	998,909	0.022
NIV 01	306	17772.089	0.9	690.581	0.076	0.705	891.875	0.046
NIV 02	306	16283.626	0.995	898.217	0.059	0.885	931.465	0.051
NIV 03	306	13749.224	1.02	838.187	0.055	0.910	875.468	0.047
NIV 04	306	11269.368	0.955	687.083	0.051	0.860	706.22	0.045
NIV 05	306	8803.282	0.86	520.368	0.047	0.770	534.113	0.041
NIV 06	306	6374.939	0.73	343.433	0.044	0.665	353.117	0.039
NIV 07	306	4028.159	0.62	285.019	0.029	0.575	284.633	0.027

Tableau IV.8 Vérification de l'effet P- Δ

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6 Conclusion

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'a pas été une chose aisée pour notre structure. Les contraintes architecturales étaient vraiment un obstacle à la disposition des voiles.

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis des exigences du RPA.

Ainsi ; l'interaction voiles – portiques dans les deux sens x et y s'est trouvée vérifiée.

L'effort normal réduit calculé répond à la condition édicté par le RPA (≤ 0.3).

L'effet P- Δ est négligeable à tous les niveaux étant donné que la constante $\Theta \leq 0.1$ pour tous les niveaux les déplacements d'un niveau par rapport à l'autre sont inférieurs au centièmes de la hauteur d'étage.

Une légère torsion sans incidence sur les résultats de l'interaction si sur les autres exigences est observée au deuxième mode de vibration.

V.1 Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.2.1. Ferrailage

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal 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 de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90°.

- Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

St : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

– $St \leq \min (h/4; 12\Phi_t)$ en zone nodale,

– $St \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_t des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Dispositions constructives des portiques (RPA 99 (Figure 7.5))

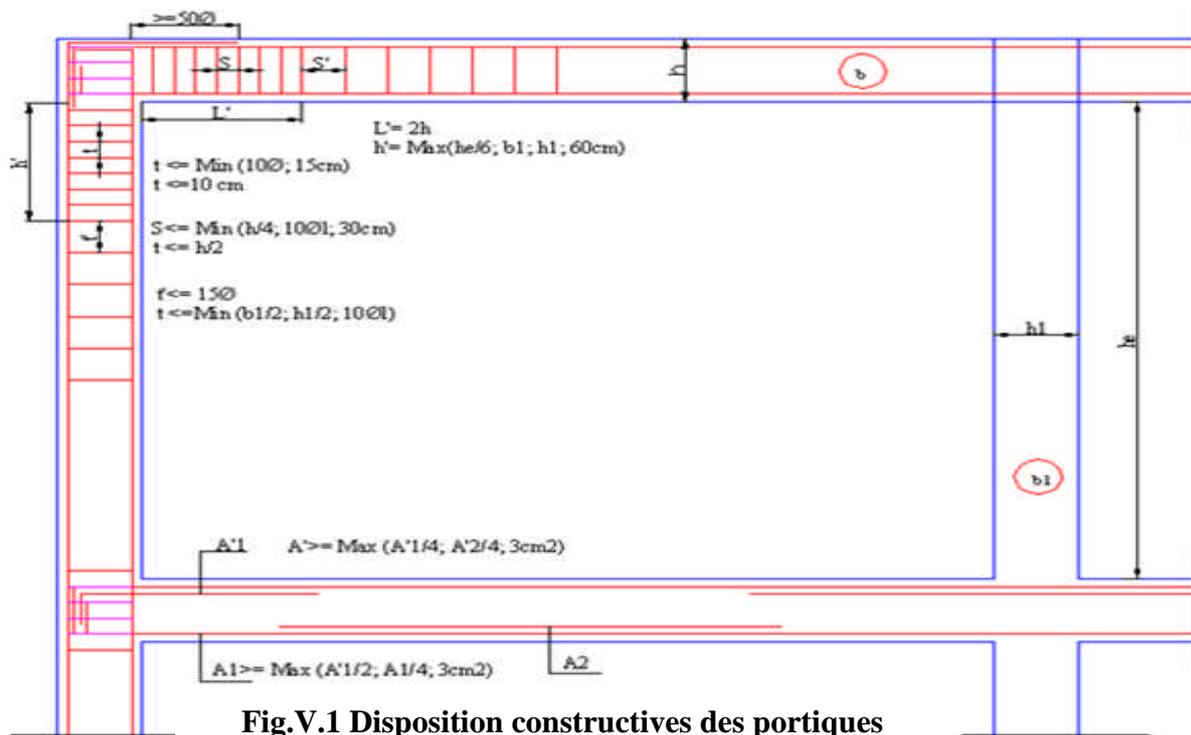


Fig.V.1 Disposition constructives des portiques

V.2.3.Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.2.4. Calcul du ferrailage

A). Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple)

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000

Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{avec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

B).Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale (30×40) de RDC

$$\text{avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 48.25 \text{KN.m} \dots (\text{ELU}) \\ M_a = 90.62 \text{KN.m} \dots (G+Q+E_x) \end{cases}$$

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{48.25 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14.20} = 0.083$$

$$\mu_{bu} = 0.083 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivotA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.108$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 356 \text{mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{48.25 \times 10^6}{356 \times 348} = 3.87 \text{cm}^2$$

Armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{90.62 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 18.48} = 0.119.4$$

$$\mu_{bu} = 0.119.4 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivotA} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.160$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 346.3 \text{mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_A}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{90.62 \times 10^6}{346.3 \times 400} = 6.55 \text{cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Niveau	Type de poutre	section	localis	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Sous – sol, RDC et niveau 1	Poutre principale	30×40	Appuis	90.62	137.22	6.57	6	8.01	3T14+3T12
			Travée	48.25		3.86		6.77	6T12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	44.93	47.74	3.59	5.25	6.77	6T12
			Travée	49.53		3.97		6.77	6T12
Etage 1 à 6	Poutre principale	30×40	Appuis	105.1	128.11	8.93	6	9.24	6T14
			Travée	125.63		10.94		11.12	4T16+2T14
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	87.11	130.71	7.25	5.25	8.01	3T14+3T12
			Travée	93.32		7.82		8.01	3T14+3T12
Terrass	Poutre principale	30×40	Appuis	24.65	93.53	1.93	6	3.83	3T12
			Travée	75.87		6.24		6.77	6T12
	Poutre secondaire	30×35	Appuis	46.41	54.11	3.72	5.25	6.77	6T12
			Travée	58.91		4.76		6.77	6T12

Tableau.V.1 Ferrailage des poutres principales et secondaires

V.2.5 Vérification des armatures selon le RPA 99

- Pourcentage maximum des armatures longitudinales

En zone courante : $P.P : A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

$P.S : A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $P.P : A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

$P.S : A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 30 \times 45 = 63 \text{ cm}^2 > A_{adopté}$

- Les longueurs de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 16\text{mm} \Rightarrow l_r > 64\text{cm}; \text{ on adopte } l_r = 70 \text{ cm}$$

$$\phi = 14\text{cm} \Rightarrow l_r > 56\text{cm}; \text{ on adopte } l_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12\text{cm} \Rightarrow l_r > 48\text{cm}; \text{ on adopte } l_r = 50 \text{ cm}$$

V.2.6. Les armatures transversales

a).Calcul de Φ_t

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

▪ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(16; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(16; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

▪ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(14; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(14; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

b).Calcul des espacements des armatures transversales

▪ Selon le **BAEL91 (Article H.III.3)**

$$S_t \leq \text{Min} (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \text{ avec : } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 33.8\text{cm} ; S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 56.77\text{cm}$$

▪ Selon le **RPA 99**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l; 30\text{cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 10\text{cm}$; soit $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$; soit $S_t = 15\text{cm}$

a) Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.7. Vérification à l'ELU

a).Condition de non fragilité BAEL91 (Art F.IV.2)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1.3\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b).Contrainte tangentielle maximale

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

BAEL91 (Art H.III.2)

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
principales	137.22	1.22	3.33	Vérifiée
secondaires	130.71	1.162	3.33	Vérifiée

Tableau.V.2 Vérification des contraintes tangentielles

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c).Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

✓ Appuis de rives $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$ **BAEL91 (Art H.IV.2)**

✓ Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \dots\dots\dots(2)$ $\gamma_s = 1 \square 15 \square$

$f_e = 400MPa$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	A_l (cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	08.01	137.22	90.62	3.94	-3.78	Vérifiée
Secondaires	08.01	130.71	87.11	3.75	-3.68	Vérifiée

Tableau.V.3 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

V.2.8. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{BAEL91 (Art E.III.1)}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
PP	Appuis	44.61	126679.6	7.22	2.54	15	vérifiée
	Travées	22.78	147474.3	7.736	1.19	15	vérifiée
PS	Appuis	17.20	887789.9	6.37	1.25	15	vérifiée
	Travées	14.93	887789.9	6.37	1.08	15	vérifiée

Tableau.V.4 Vérification de l'état limite de compression du béton

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

	h _t cm	b cm	L cm	A _s cm ²	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	5.65	10.68	0.079	0.033	0.0036	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	5.70	10.68	0.079	0.033	0.0036	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.V.5 Vérification de la flèche pour les poutres

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

V.2.9. Schéma de ferrailage des Poutres

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous

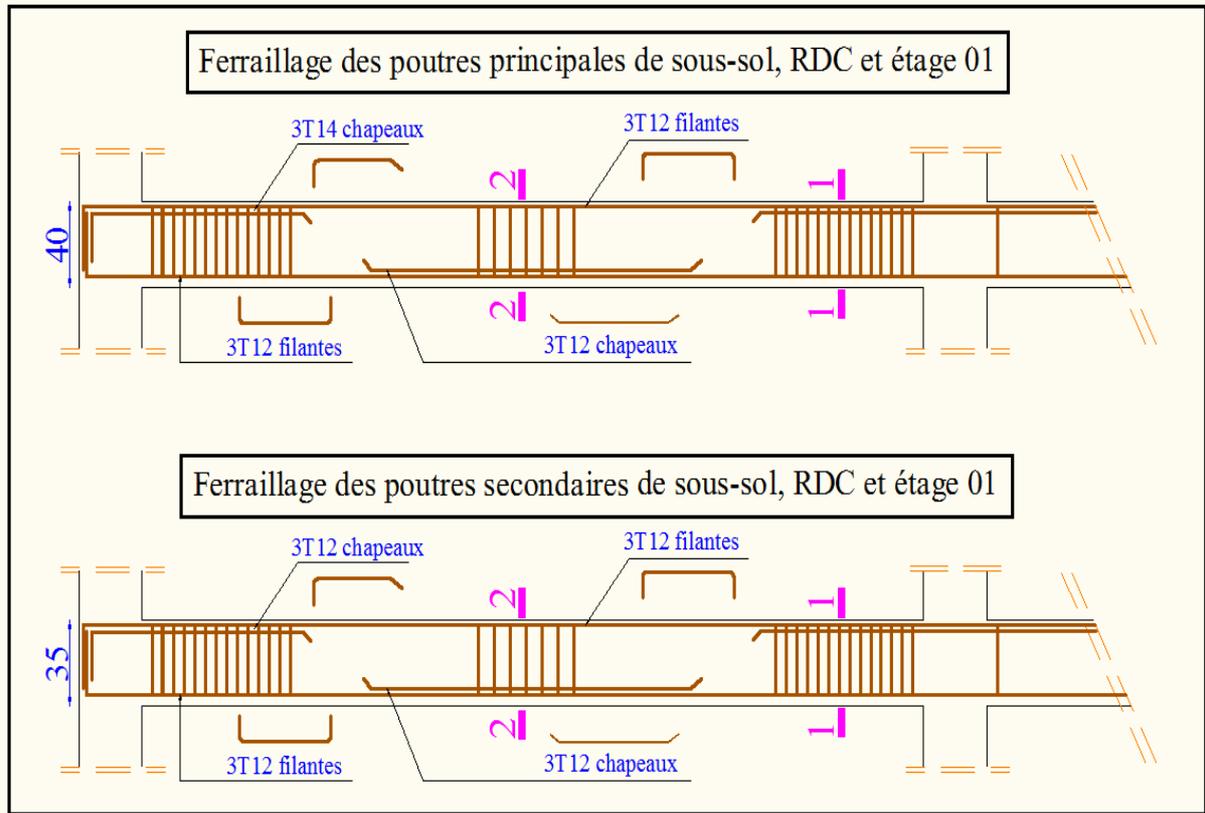


Fig.V.2 Exemple de ferrailage des poutres principales et secondaires

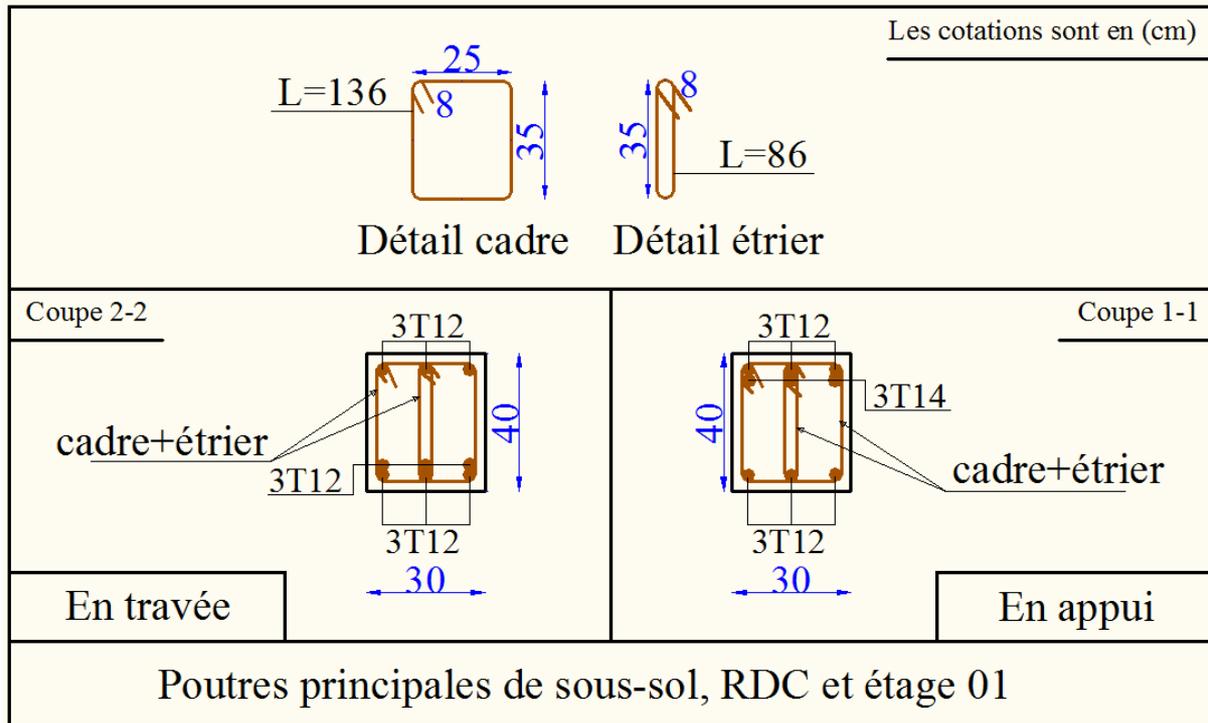


Fig.V.3 Détails et coupes des poutres principales

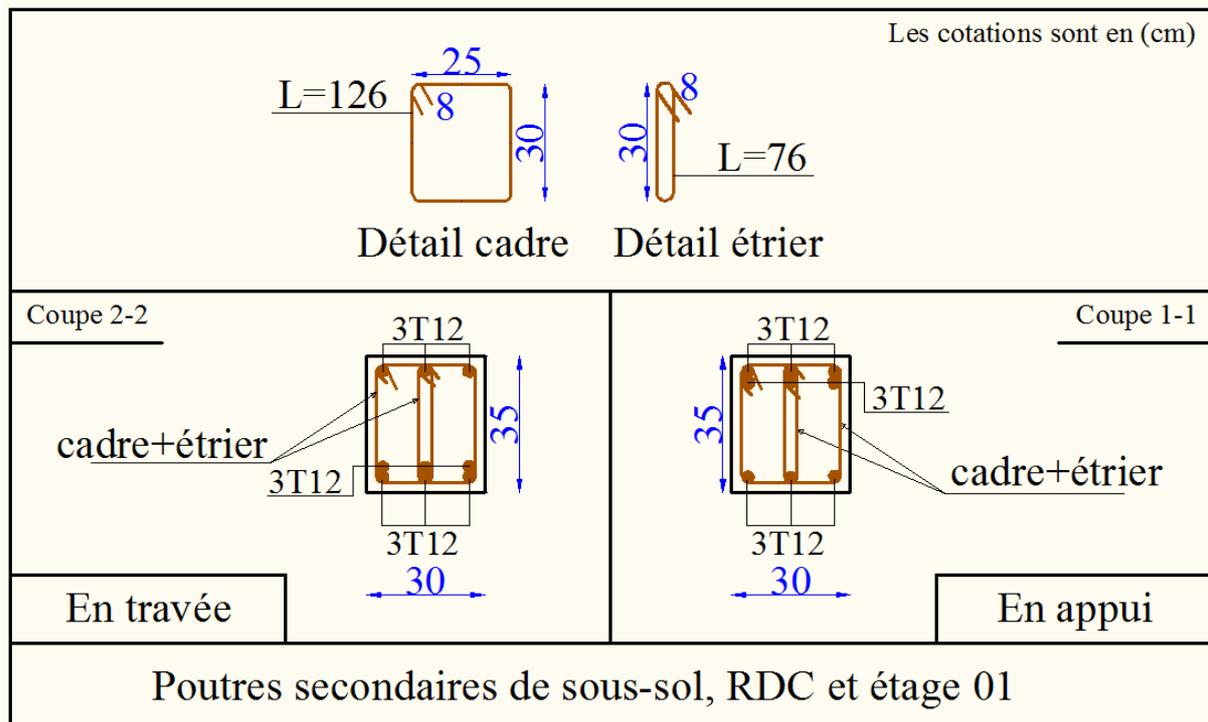


Fig.V.4 Détails de ferrailage et coupes des poutres secondaires

V.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q$

3). $G+Q+E$

4). $G+Q-E$

5). $0.8G+E$

6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

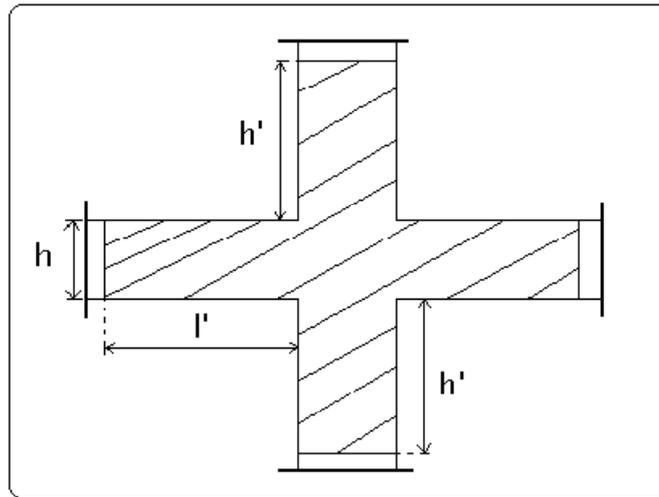
- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$



Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	section du poteau (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) Zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement
Poteaux circulaires				
S.sol, RDC et galerie du 1 ^{er} niveau	D = 55	19.00	95.03	142.55
1 ^{er} étage	D = 50	15.71	78.54	117.81
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	D = 45	12.72	63.62	95.42
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	D = 40	10.05	50.26	75.4
6 ^{ème} étage	D = 35	7.7	38.48	57.73
Poteaux rectangulaires				
Sous-sol, RDC	45×55	19.8	99.00	148.50
galerie du 1 ^{er} niveau et 1 ^{er} étage	45×50	18.00	90.00	135.00
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40×50	16.00	80.00	120.00
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40×45	14.40	72.00	108.00
6 ^{ème} étage	40×40	12.80	64.00	96.00

Tableau.V.6 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b). Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots\dots\dots(I).$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left[\begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élanement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5. \end{array} \right.$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :
 - ✓ dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm})$ (en zones IIa).
 - ✓ dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\min}$ (en zones IIa).

La quantité **d'armatures transversales minimale** $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.3.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Poteaux circulaires						
RDC et galerie du 1 ^{er} niveau	1547.352	2.9029	39.8508	913.521	-206.195	39.1532
1 ^{er} étage	1277.147	15.9543	56.995	767.654	-162.81	45.0876
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	1047.337	14.7322	45.2757	659.45	-162.92	29.677
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	617.085	16.9961	30.9624	311.09	-46.498	0.9
6 ^{ème} étage	214.088	15.5757	20.8572	152.678	-6.548	0.626
Poteaux rectangulaires						
Sous-sol et RDC	1591.406	15.1886	66.4496	649.433	-555.899	17.6262
1 ^{er} niveau et 1 ^{er} étage	1286.509	25.9696	84.2607	774.796	-413.15	8.2026
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	973.201	31.2661	79.5002	527.076	-166.245	37.6149
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	575.555	9.6038	60.1078	341.284	-105.867	12.9018
6 ^{ème} étage	184.439	11.0519	54.8895	99.016	-60.61	15.7749

Tableau.V.7 Sollicitations dans les poteaux

V.3.3 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 1591.406KN \rightarrow M_{cor} = 15.1886KN.m(ELU)$
- $M_{max} = 66.4496KN.m \rightarrow N_{cor} = 649.433KN (G+Q+E)$
- $N_{min} = -555.899KN \rightarrow M_{cor} = 17.6262KN.m (0.8G-E_y)$

A).Calcul sous N_{max} et M_{cor}

$d = 50cm; d' = 0.05m.$

$N = 1591.406KN$ (de compression)(ELU)

$M = 15.1886KN \cdot m \rightarrow e_G = M/N = 0.0095m$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275m \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$(a) \leq (b).....(I).$

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$

$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 15.1886 + 1591.406 \times (0.5 - 0.55/2) = 373.25KN.m.$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55 \times 0.45 \times 14.2 = 0.51 > 1591.406 \times (0.50 - 0.05) - 373.25 \times 10^{-3} = 0.34$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{373.25 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.5^2 \times 14.2} = 0.233$$

$$\mu_{bu} = 0.233 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.336 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 6.9 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.433 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{373.25 \times 10^{-3}}{0.433 \times 348} = 24.77 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 24.77 - \frac{1591.406 \times 10^{-3}}{348} = -20.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M = 66.4496 \text{ KN.m}, N = 649.433 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0.1 \text{ m} < (h/2) = 0.275 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 66.4496 + 649.433 \times (0.5 - 0.55/2) = 212.57 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.45 \times 0.55 \times 14.2 = 0.51 > [649.433 \times (0.55 - 0.05) - 212.57] \times 10^{-3} = 0.112$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_{UA} = 212.57 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.133 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.1792 \rightarrow z = 0.464 \rightarrow A_1 = 10.16 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$N = 555.899 \text{ KN} \rightarrow M = 17.6262 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.032 \text{ m} < (h/2) = 0.275 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 17.6262 + 555.899 \times (0.5 - 0.55/2) = 142.7 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.45 \times 0.55 \times 14.2 = 0.51 > [555.899 \times (0.50 - 0.05) - 142.7] \times 10^{-3} = 0.107$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

$$M_{UA} = 142.7 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.089 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.117 \rightarrow z = 0.476 \text{ m} \rightarrow A_1 = 8.60 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	sections	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	barres
Poteaux circulaires					
RDC et galerie du 1 ^{er} niveau + Sous sol	D = 55	10.68	19	20.61	4HA20+4HA16
1 ^{er} étage	D = 50	10.48	15.71	16.08	8HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	D = 45	9.19	12.72	14.20	4HA16+4HA14
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	D = 40	1.34	10.05	12.32	8HA14
6 ^{ème} étage	D = 35	0.3	7.7	9.05	8HA12
Poteaux rectangulaires					
Sous sol et RDC	45×55	0	19.8	20.61	4HA20+4HA16
1 ^{er} niveau et 1 ^{er} étage	45×50	11.87	18.00	20.61	4HA20+4HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40×50	4.79	16.00	16.08	8HA16
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40×45	3.04	14.40	16.08	8HA16
6 ^{ème} étage	40×40	3.02	12.80	14.20	4HA16+4HA14

Tableau.V.8 Ferrailage des poteaux

V.3.4 Armatures transversales

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Sections (cm ²)	Φ_l^{min} cm	Vd (KN)	l _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	barres
Poteaux circulaires									
D=55	1.6	10.458	64	10	15	0.03	2.47	3.02	6HA8
D=50	1.6	36.671	64	10	15	0.12	2.25	3.02	6HA8
D=45	1.6	28.677	64	10	15	0.09	2.02	3.02	6HA8
D=40	1.4	19.642	56	10	15	0.06	1.8	3.02	6HA8
D=35	1.2	12.892	48	10	15	0.042	1.57	3.02	6HA8
Poteaux rectangulaires									
45×55	1.6	42.311	64	10	15	0.138	2.47	3.02	6HA8
45×50	1.6	62.303	64	10	15	0.2	2.25	3.02	6HA8
40×50	1.6	59.415	64	10	15	0.19	2.25	3.02	6HA8
40×45	1.6	45.517	64	10	15	0.15	2.02	3.02	6HA8
40×40	1.4	33.305	56	10	15	0.11	2.02	3.02	6HA8

Tableau.V.9 Calcul des armatures transversales

V.3.5 Vérifications nécessaires

a). Vérification au flambement

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

- As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul .
- Br :est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;
- $\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$
- α :est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \dots\dots\dots \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

$$\left[\begin{array}{l} \lambda = 3.46 \times l_f / b \text{ pour les sections rectangulaires.} \\ \lambda = 4 \times l_f / f \text{ pour les sections circulaires.} \end{array} \right.$$

$L_f = 0.7l_0$ longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$N_d = 1591.406 \text{ KN}$$

$$l_f = 2.142 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 13.49 < 50 \rightarrow \alpha = 0.825 / 1.10 = 0.750$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.45 - 0.02) = 0.2279 \text{ m}^2.$$

$$N_u = 0.75 \times \left[\frac{0.2279 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{20.61 \times 10^{-3} \times 400}{1.15} \right] = 8.54 \text{ MN}.$$

$N_d = 2.319 \text{ MN} < 12.34 \text{ MN} \rightarrow$ pas de risque de flambement.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (MN)	Nd (MN)	Obs.
Sous-sol, RDC	55×45	306	214.2	13.49	0.75	20.61	0.2279	8.54	1.59	vérifiée
1 ^{er} étage et 1 ^{er} niv	50×45	306	214.2	14.84	0.746	20.61	0.2064	8.19	1.286	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×40	306	214.2	14.84	0.746	16.08	0.1824	6.69	0.973	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	45×40	306	214.2	16.49	0.74	16.08	0.1634	6.38	0.575	vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	306	214.2	18.55	0.731	14.2	0.1444	5.56	0.184	vérifiée
Poteaux circulaires	D=55	6.12	4.284	0.311	0.85	20.61	0.2205	9.56	1.547	vérifiée

Tableau.V.10 Vérification du flambement pour les poteaux

b).Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus

sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

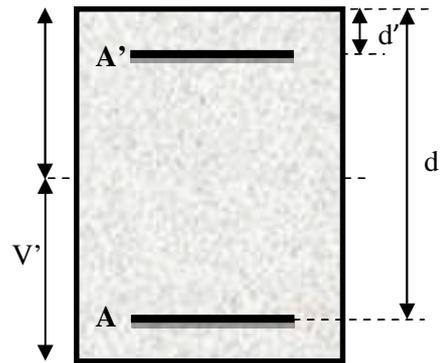
$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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



Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Sous-sol, RDC	1 ^{er} niveau et 1 ^{er} étage	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} étage
Section (cm²)	55×45	50×45	50×40	45×40	40×40
d (cm)	50	45	45	40	35
A' (cm²)	10.305	10.305	8.04	8.04	7.1
A (cm²)	10.305	10.305	8.04	8.04	7.1
V (cm)	27.5	25	25	22.5	20
V' (cm)	27.5	25	25	22.5	20
I_{yy'} (m⁴)	0.007804	0.005924	0.005131	0.003776	0.002612
N^{ser} (MN)	1.00652	0.850874	0.546028	0.260541	0.11867
M^{ser} (MN.m)	0.02917	0.03397	0.02769	0.02939	0.03018
M_G^{ser} (MN.m)	0.02917	0.03397	0.02769	0.02939	0.03018
σ_{bc1} (MPa)	5.09	5.21	4.08	3.20	3.05
σ_{bc2} (MPa)	3.04	2.35	1.38	-0.30	-1.57
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.V.11 Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

c).Vérification aux sollicitations tangentes

D’après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5. \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

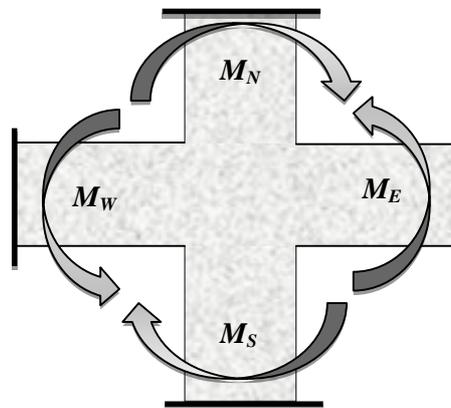
Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous-sol, RDC	55×45	214.2	13.49	0.040	52	42.311	0.18	1	vérifiée
1 ^{er} niv et 1 ^{er} étage	50×45	241.2	14.84	0.040	47	62.303	0.29	1	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×40	241.2	14.84	0.040	47	59.415	0.28	1	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	45×40	241.2	16.49	0.040	42	45.517	0.27	1	vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	241.2	18.55	0.075	37	33.305	0.225	1.875	vérifiée

Tableau.V.12 Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

d).Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$



d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{avec : } z = 0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	MR(KN.m)
Sous-sol, RDC	55×45	49.5	20.61	355.027
1 ^{er} niv et 1 ^{er} étage	50×45	45	20.61	322.752
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×40	45	16.08	251.813
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×40	40.5	16.08	226.631
6 ^{ème} étage	40×40	36	14.2	190.425

Tableau.V.13 Les moments résistants dans les poteaux

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ;

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23).

On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
S.soul	355.027	355.027	710.054	100.35	100.35	250.875	vérifiée
RDC	355.027	355.027	710.054	100.35	100.35	250.875	vérifiée
1 ^{er} niveau	322.752	355.027	677.779	100.35	100.35	250.875	vérifiée
Etage1	322.752	322.752	645.504	118.97	118.97	297.425	vérifiée
Etage2	251.813	322.752	574.565	118.97	118.97	297.425	vérifiée
Etage3	251.813	251.813	503.626	118.97	118.97	297.425	vérifiée
Etage4	226.631	251.813	478.444	118.97	118.97	297.425	vérifiée
Etage5	226.631	226.631	453.262	118.97	118.97	297.425	vérifiée
Etage6	190.425	226.631	417.056	43.52	43.52	108.8	vérifiée

Tableau.V.14 Vérification de la zone nodale

- **Conclusion :** La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux
- **Schémas de ferrailage**

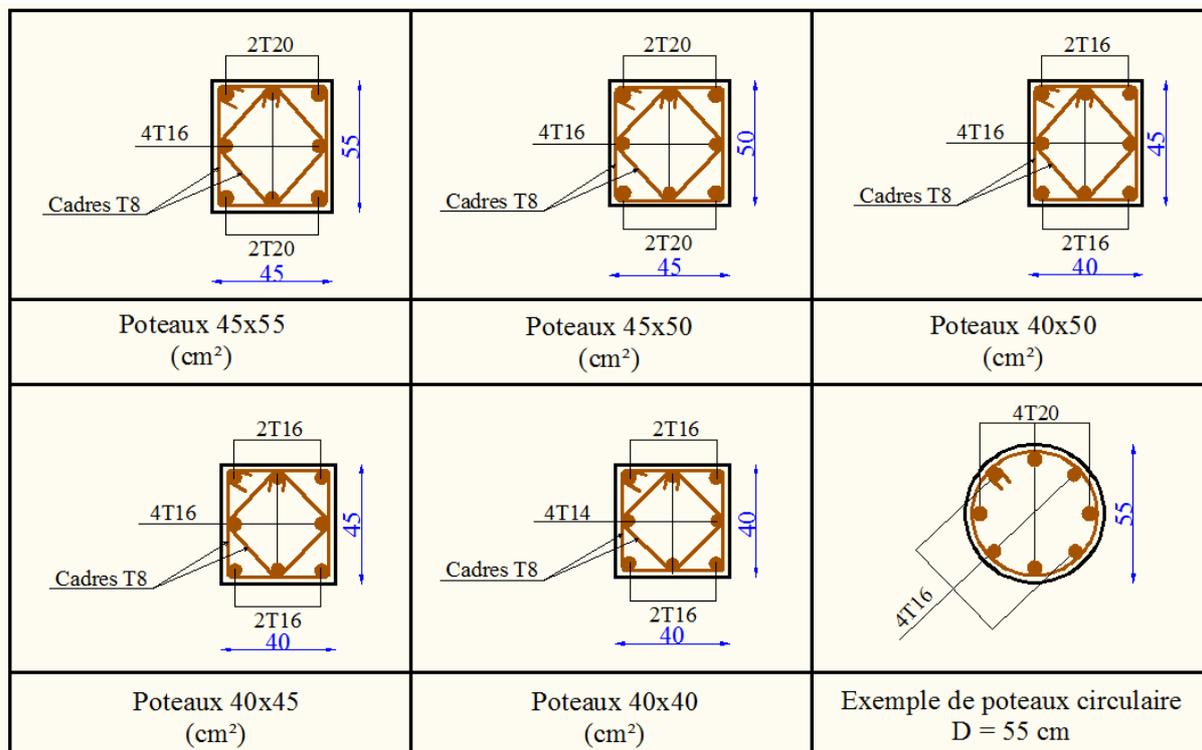


Fig.V.5 Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

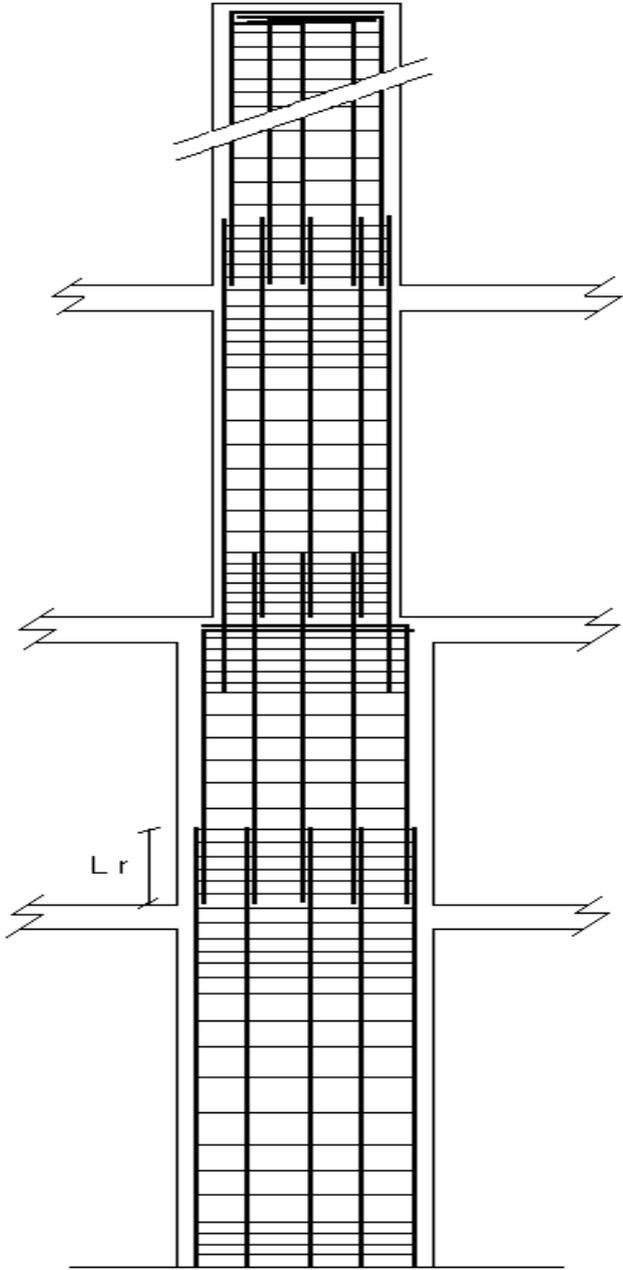


Fig.V.6 Coupe en élévation et détail de ferrailage des poteaux

V.4. Étude des voiles

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

V.4.1 Recommandations du RPA99

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [7.7.4.1]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc il doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1.4Vu$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.4.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC et 1 ^{er} niveau	$V_{x1, (1,2,3)}$	656,62	-293,891	845,439	541,787	144,738	271,181	219,982
1,2 et 3 ^{ème} étage	$V_{x1, (4,5,6)}$	506,777	-275,038	338,684	153,72	59,987	331,305	77,195
4,5 et 6 ^{ème} étage	$V_{x1, (7,8,9)}$	152,222	38,6818	269,237	57,656	33,663	214,655	55,9

Tableau.V.15 Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y'

V.4.3 Calcul du ferrailage

On va exposer un seul exemple de calcul // à y-y' et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor}

a). Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 1.60 \text{ m}, d = 1.55 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 656.62 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 293.891 \text{ KN. m. (Combinaison } G+Q+E_x).$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.44 \text{ m} < \frac{l}{2} = 0.8 \text{ m} \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{UA}$$

$$MUA = M + N \times (d \times h / 2) = 293.891 + 656.62 \times (1.55 \times 1.60 / 2) = 1108.01 \text{ KN.m.}$$

$$(0.337 \times 1.60 - 0.81 \times 0.05) \times 1.60 \times 1.60 \times 18.48 = 26.62 > \times [1339.00 \times (2.45 - 0.05) - 2918.36] \times 10^{-3} = 0.995$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1108.01 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.55^2 \times 18.48} = 0.124$$

$$\mu_{bu} = 0.124 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot } A \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.166$$

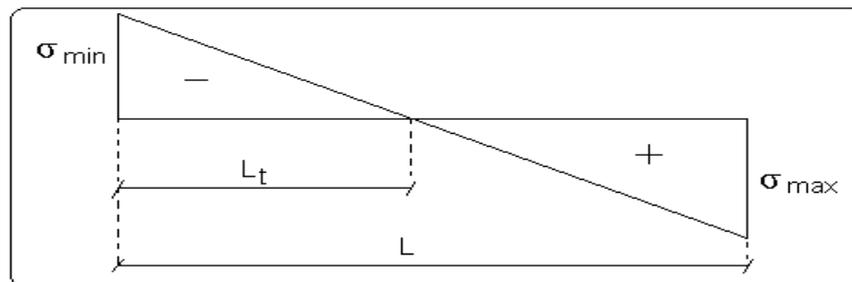
$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.44 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{2918.36 \times 10^{-3}}{2.21 \times 400} = 19,23 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_1 - \frac{N}{f_e} = 19,23 - \frac{656.62 \times 10^{-3}}{400} = 2.82 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 2,82 \text{ m}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t



$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{656.62 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.60} + \frac{293.89 \times 10^{-3}}{0.068266} \times 0.8 = 5.49 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{656.62 \times 10^{-3}}{0.2 \times 1.6} - \frac{293.89 \times 10^{-3}}{0.068266} \times 0.8 = -1.39 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{1.39 \times 1.6}{1.39 + 5.49} = 0.32 \text{ m.}$$

b). Armatures horizontales

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{\max} = 219.982 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 219.98 \times 10^3}{0.2 \times 1.55} = 0.99 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.25 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor}

$$M_{max} = 845,439 \text{ N.m (Compression)} \rightarrow N_{cor} = 541,787 \text{ KN}$$

a). Armatures verticales

$$e_G = 1.56 \text{ m} > (h/2) = 0.8 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 845.439 + 541.787 \times (1.55 - 0.8) = 1251.779 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 1251.779 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.140 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.188 \rightarrow z = 1.43 \text{ m} \rightarrow A_l = 19.788 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 6.34 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t

$$\sigma_{max} = 11.61 \text{ MPa}; \quad \sigma_{min} = -8.23 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.66 \text{ m.}$$

C). Calcul sous N_{min} et M_{cor}

$$N_{min} = 144,73 \text{ KN (compression)} \rightarrow M_{cor} = 271,181 \text{ KN.m. (Combinaison } 0.8G + E_x).$$

a). Armatures verticales

$$e_G = 1.87 \text{ m} > (h/2) = 0.8 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section → section partiellement comprimée

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 271,181 + 144,73 \times (1.55 - 0.8) = 379.72 \text{ KN.m.}$$

$$M_{UA} = 379.72 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.042 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.053 \rightarrow z = 1.51 \text{ m} \rightarrow A_l = 6.28 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 26.7 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 3.63 \text{ MPa}; \quad \sigma_{\min} = -2.72 \text{ MPa}$$

$$L_t = 0.68 \text{ m.}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V_{Y1} ,

(1,2,3)

$$A_{V(ZT)} = A_I = 19.78 \text{ cm}^2$$

$$A_H \geq 1.25 \text{ cm}^2 \text{ soit}$$

- **Vérifications:**

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 20 \times 66 = 2.64 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone tendue par le RPA).

$A_{\min(\text{BAEL})} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 245 \times 15 \times 2.1 / 400 = 3.74 \text{ cm}^2$. (A_{\min} dans le voile par le BAEL).

$A_{\min(\text{ZC})} = 0.1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0.1\% \times 20 \times (160 - 2 \times 66) = 0.56 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone comprimée par le RPA).

$A_{\min(\text{ZG})} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 15 \times 250 = 3.6 \text{ cm}^2$. (A_{\min} en zone globale du voile par le RPA).

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{V(ZT)} = 19.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 13HA14 = 20.01 cm² (Schéma ferrailage fig.V.5)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de voile V_{Y1} dans les autres niveaux :

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{er} niveau	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6
M(KN)	845,439	275,038	269,237
N(KN)	541,78	506,777	57,656
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	219,982	77,195	55,9
τ (MPa)	0.99	0,375	0,272
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	19.78	12,26	4,15
A_v^{min} (cm ²)	4.8	4,8	4,8
A_v^{adop} (cm ²)	20.01	12,43	8,69
N^{bre} /par face	13HA14	11HA12	11HA10
S_t (cm)	13	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.25	0,47	0,25
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1,58	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau.V.16 Sollicitations de calcul dans le voile V_{v1} (1 ,60m) dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{er} niveau	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.6	0.2×1.6	0.2×1.6
M(KN)	969,0133	307,6489	192,8171
N(KN)	74,744	94,719	182,517
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	248,243	90,721	41,181
τ (MPa)	1.207	1.05	0,20
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16.5	12,077	5,56
A_v^{min} (cm ²)	4.8	4,8	4,8
A_v^{adop} (cm ²)	16.94	12,43	8,69
N^{bre} /par face	11HA14	11HA12	11HA10
S_t (cm)	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	1.51	0,55	0,25
A_h^{min} (cm ²)	0.45	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.26	1,58	1.01
N^{bre} /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau.V.17 Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} (1 ,60m) dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{er} niveau	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2 × 1,80	0.2 × 1,80	0.2 × 1,80
M(KN)	10,9507	9,2528	163,2748
N(KN)	1090,729	723,197	90,274
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	152,33	91,517	34,657
τ (MPa)	0,658	0,395	0,150
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13,86	9,23	1,553
A_v^{min} (cm ²)	5,400	5,40	5,40
A_v^{adop} (cm ²)	13,86	10,17	7,11
N^{bre} /par face	9HA14	9HA12	9HA10
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0,82	0,49	0,19
A_h^{min} (cm ²)	0,60	0,60	0,60
A_h^{adop} (cm ²)	1.57	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau.V.18 Sollicitations de calcul dans le voile V_y (1,80m) dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×2	0.2×2	0.2×2
M(KN)	-97,9206	9,2528	145,1185
N(KN)	960,886	723,197	48,728
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	302,903	-91,517	34,657
τ (MPa)	1,178	0.812	0,135
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	13.84	9,213	1,508
A_v^{min} (cm ²)	6	6	6
A_v^{adop} (cm ²)	15,86	10,17	7,11
N^{bre} /par face	9HA14	9HA12	9HA10
S_t (cm)	25	25	20
A_h^{cal} (cm ²)	1,47	0,44	0,17
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau.V.19 Sollicitations de calcul dans le voile VX(2 .00m) dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	2,3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2 × 1,40	0.2 × 1,40	0.2 × 1,40
M(KN)	702,1143	357,9689	165,916
N(KN)	144,948	360,454	157,52
section	Partialement comprimée	Partialement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	189,39	80,915	34,739
τ (MPa)	1,052	0.683	0,193
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	16,132	3,175	1,583
A_v^{min} (cm ²)	4,200	4,200	4,200
A_v^{adop} (cm ²)	13.86	10,17	10,17
N^{bre} /par face	9HA14	9HA12	9HA12
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1,32	0,56	0,24
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau.V.20 Sollicitations de calcul dans le voile V_x(1,40m) dans tous les niveaux

Niveau	Sous-sol, RDC et 1 ^{ème} étage	1,2 et 3 ^{ème} étage	4,5 et 6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.2×1.2	0.2×1.2	0.2×1.2
M(KN)	15,9044	248,3351	368,2089
N(KN)	153,137	466,778	180,564
section	Entièrement comprimée	Partialement comprimée	Partialement comprimée
V (KN)	128,558	141.045	127.166
τ (MPa)	0,833	0,608	0,536
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	2,411	0,530	6,779
A_v^{min} (cm ²)	3,600	3,600	3,600
A_v^{adop} (cm ²)	10,17	10,17	10,17
N^{bre} /par face	9HA12	9HA12	9HA12
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1,04	0,76	0,67
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,60
A_h^{adop} (cm ²)	1.58	1.01	1.01
N^{bre} /par plan	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20

Tableau.V.21 Sollicitations de calcul dans le voile V_X (,20m) dans tous les niveaux

V.4.4 Schéma de ferrailage

On présente le schéma de ferrailage, du voile (V_{y1}) de RDC comme exemple .

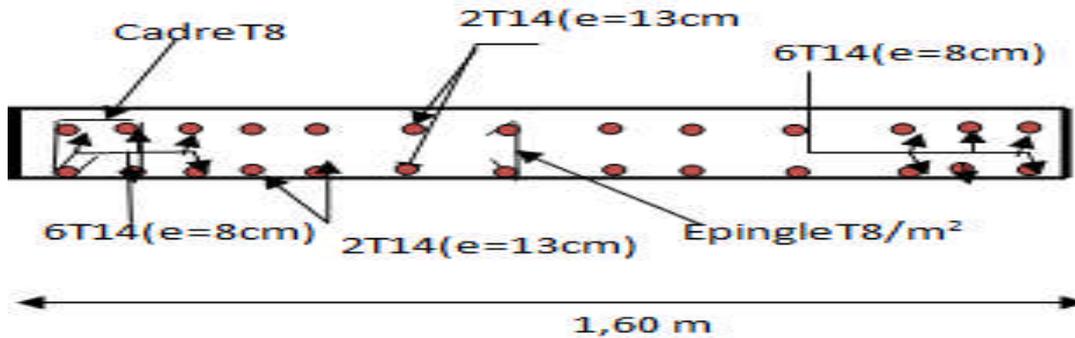


Fig.V.5 Schéma de ferrailage de voile (V_{y1}) du RDC

V.5 Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrillages obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 V14 et Socotec) ainsi que le ferrillage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

VI. 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.

VI.1 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 les fondation en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général).

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.5 bar à une profondeur de 2 m.

VI.2 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.3 Etude des fondations

1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux étant de sections rectangulaires, on choisit des semelles rectangulaires.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle

la plus sollicitée, Avec :

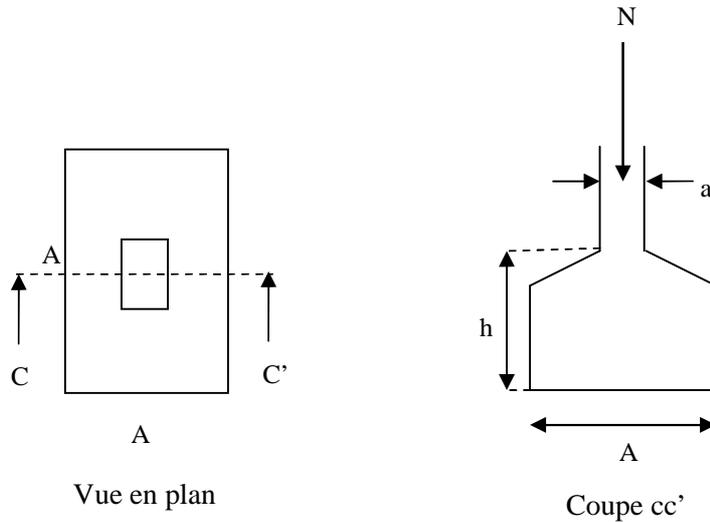


Fig.VI.1 Schéma d'une semelle isolée

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$N = N_{max} + P_s + Pa$$

N_{max} : Effort normal à la base de poteau, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

P_s = Poids de la semelle estimé à 28,12 KN.

Pa = poids propre de l'avant poteau ; $Pa = 6.19$ KN.

$$N_{max} = 1645.386 \text{ KN}$$

$$N = 1645.386 + 28.12 + 6.19 = 1679.7 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad ; \quad (A \times B) \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1.6797}{0.15}} = 3.35 \text{ m}$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

2. Vérification des semelles filantes

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} ; \text{ Avec}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 + N7 \Rightarrow N = 11.517702 \text{ MN}$$

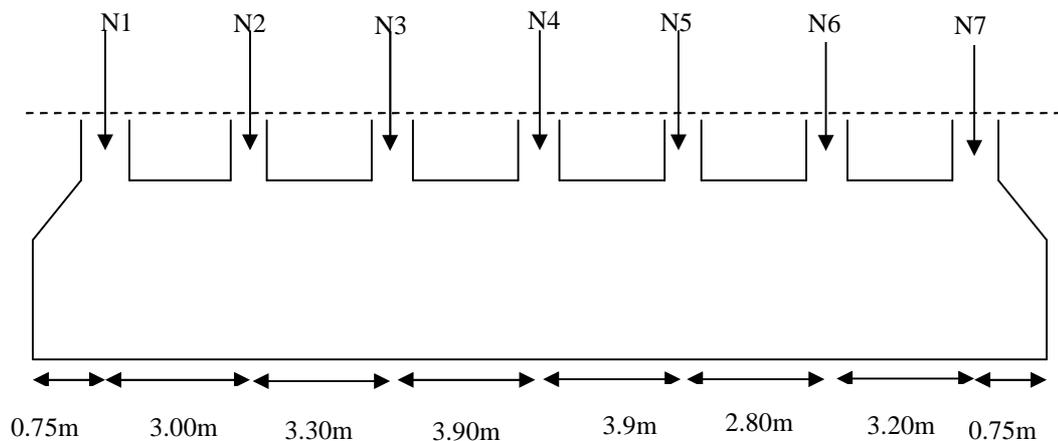


Fig.VI.2 Semelle filante

Le Portique le plus sollicité

$$B_1 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{11.517702}{0.15 \times 22} = 3.49 \text{ m} .$$

Remarque

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc se choix ne convient pas.

3. Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

3.1. Pré dimensionnement

a) Condition de coffrage

Pour les nervures

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} \dots\dots\dots(1) ; \text{ avec } h_t \text{ est la hauteur de la nervure.}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ; $L_{\max} = 460 \text{ cm}$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h_t \geq 46 \text{ cm}$

On opte pour une hauteur $h_t = 60 \text{ cm}$

Pour la dalle $h_0 \geq \frac{l_{\max}}{20} \Rightarrow h_0 \geq 23 \text{ cm}$; On opte pour une hauteur $h_0 = 40 \text{ cm}$

b) La condition de raideur (rigidité)

$$\text{Pour un radier rigide, il faut que } L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2} \dots\dots\dots(1)$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} ; l_e \text{ est la longueur élastique.} \dots\dots\dots(2)$$

E: Module de Young.

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases} ; \text{ Dans notre cas on a un sol moyen donc } K = 4 \text{ Kg/cm}^3.$$

$$E = 3.216 \times 10^4 \text{ MPa.}$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml, on prend 1ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{De (1), (2) et (3)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} ; \text{ Donc : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.6^4 \times 40}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^4}} \Rightarrow h_t > 0.65 \text{ m}$$

A partir des deux conditions précédentes on prend $h_t = 70 \text{ cm}$ Pour les nervures du radier.

b) La surface du radier

$$\frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_T}{\sigma_{sol}} = \frac{24126.352}{150} = 160.84 \text{ m}^2.$$

Or la surface du bâtiment est $S_{bat}=210.8m^2$.

$S_{rad} < S_{bat} \Rightarrow$ On opte $S_{rad} = S_{bat} = 210.8 m^2$

3.2 Les vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement

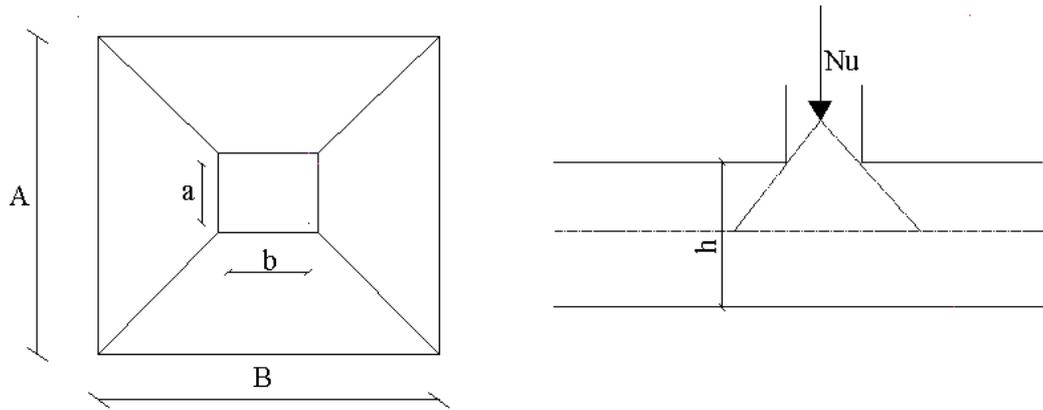


Fig.VI.3 Zone de contact poteau

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (CBA93 article A.5.2.4.2)

N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 55 + 70 \Rightarrow A = 125cm \\ B = 45 + 70 \Rightarrow B = 115cm \end{cases}$$

Après le calcul on trouve $U_c = 4.8m$ ce qui donne :

$$N_U = 1651.975 < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow 0.045 \times 4.8 \times 0.7 \frac{25}{1.15} = 3286.96 KN \dots\dots C'est vérifiée$$

b) Vérification des contraintes dans le sol

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times Y$$

$$\text{A partir du programme SOCOTEC on trouve : } \begin{cases} X_g = 5.8m.; & I_{xx} = 6444.8m^4 \\ Y_g = 9.81m.; & I_{yy} = 2268m^4 \\ & S_{rad} = 210.8m^2 \end{cases}$$

- Dans le sens xx

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y}{I_y} \times Y_g$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N = 24126.352 \text{ KN} \text{ et } M_x = 17573.9418 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_1 = 141.2 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_g \Rightarrow \sigma_2 = 87.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 141.2 + 87.7}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.128 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

- Dans le sens y-y

$$M_y = 17525.1807 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_1 = 159.27 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times X_g \Rightarrow \sigma_2 = 69.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 159.27 + 69.63}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.137 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

$$\sigma_{moy} < \bar{\sigma}_{sol} \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

c) Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :

$$N \geq fs \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$fs = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 210.8 \text{ m}$ (surface du radier).

$H = 3.06 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 24126.352 \text{ KN} > 1.15 \times 10 \times 3.06 \times 210.8 = 7418.052 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

d) Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA 99/version 2003**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x} : e = \frac{17525.1807}{24126.352} \Rightarrow e = 0.726m < 3m \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

$$\text{Sens y-y} : e = \frac{17573.9418}{24126.352} \Rightarrow e = 0.728m < 5.125m \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

3.3 La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension $l_x = 3.9m$ et $l_y = 4.6m$.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10KN/m^2 \text{ (} G_0 \text{ : le poids propre du radier)}$$

a) Calcul des sollicitations**▪ Calcul a l'ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 = \frac{33229,742}{210.8} + 1.35 \times 10 \Rightarrow q_u = 171.136 KN/m^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = \frac{24126.352}{210.8} + 10 \Rightarrow q_{ser} = 124.451KN/m^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\bullet \text{ A L'ELU : } \rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad [2]$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 131.71KNm$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 90.406KNm$$

-En travée

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 111.95KNm$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 76.84 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 65.855 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 45.203 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \text{ A L'ELS : } \rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases} \quad [2]$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 109.03 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = M_0^x = 84.98 \text{ KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 92.68 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 72.233 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 54.515 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 42.49 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

		μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A (cm ² /ml) adopté
Sens x.x	Travée	0.0576	0,0742	0,359	8.96	5HA16 = 10.05
	appui	0,0338	0,043	0,363	5.20	5HA12 = 5.65
Sens y.y	Travée	0,0395	0,0504	0.362	6.09	5HA14 = 7.70
	appui	0.0232	0.0294	0.366	4.41	5HA12 = 5.65

Tableau.VI.1 Résumé des résultats du ferrailage.

• Espacement des barres

$$\text{Sens } x-x' : S_t \leq \min(3 \times h_0; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens } y-y' : S_t \leq \min(4 \times h_0; 45) = 45 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_t = 20 \text{ cm dans les deux sens}$$

▪ **Vérification à l'ELU**

• **Condition de non fragilité**

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_0; \frac{A_{\min}^x}{4}) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} h_0 = e = 40cm \\ ; b = 100cm \\ \rho = 0.85 \end{array}$$

On a des HA $f_c E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = 3.44 cm^2 / ml \\ A_{\min}^y = 3.2 cm^2 / ml \end{array} \right. \Rightarrow A_{\min}^x > A_{\min}^y \dots\dots C'est vérifiée$$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 234.19 KN;$$

$$\tau_u = \frac{234.19}{1 \times 0.37} \Rightarrow \tau_u = 0.63 MPa < 1.25 MPa. \dots\dots vérifiée$$

$$-V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 222.476 KN; \tau_u = \frac{222.476}{1 \times 0.37} \Rightarrow \tau_u = 0.60 MPa < 1.25 MPa. \dots\dots vérifiée$$

b) Vérification à l'ELS

$$\text{On doit vérifier que : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{n \cdot f_{t28}}) = 201.63 MPa \end{array} \right.$$

On a en travée : $A = 10.05 cm^2$; $y = 12.176 cm$; $I = 153068.57 cm^4$

$A = 7.70 cm^2$; $y = 10.472$; $I = 119560.76 cm^4$

En appui : $A = 5.65 cm^2$; $y = 8.812 cm$; $I = 90148.03 cm^4$

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M _t	92.68	7.37	225.46	15	201.63
	M _a	54.515	5.33	255.69	15	201.63
y-y	M _t	72.233	6.33	240.40	15	201.63
	M _a	42.49	4.15	199.29	15	201.63

Tableau.VI.2 Vérification des contraintes du radier

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut recalculer la section d'acier tendu A_s en admettant que ces armatures travaillent au maximum possible, c'est-à-dire a la contrainte limite de service $\bar{\sigma}_s$.

La méthode de calcul à suivre et celle de (BAEL E.III.3.a)

$$\lambda = 1 + \frac{30 \times M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s}; \quad \cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}; \quad \alpha = 1 + 2 \times \sqrt{\lambda} \times \cos(240^\circ + \frac{\varphi}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \times \frac{\alpha}{1 - \alpha} < 0.6 f_{c28}; \quad A_s = \frac{\alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{2 \times \bar{\sigma}_s}$$

		M (KN)	λ	φ (°)	α	σ_{bc} (MPa)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A (cm ² /ml) adopté	S _t (cm)
Sens x.x	Travée	92.68	1.085	27.77	0.262	5.68	11.47	3.44	5HA20 = 15.71	20
	appui	54.51	1.05	21.65	0.206	4.15	6.59	3.44	5HA14 = 7.70	20
Sens y.y	Travée	72.23	1.066	24.69	0.234	4.89	8.82	3.2	5HA16 = 10.05	20
	appui	42.49	1.038	18.99	0.182	3.56	4.99	3.2	5HA12 = 5.65	20

Tableau.VI.3 résumé des résultats de ferrailage à l'ELS du radier.

On verifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 10.05 > 3.92 \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} Mpa	σ_s Mpa	observation
x-x	M _t	92.68	15.77	236951.29	6.17	124.56	vérifiée
	M _a	54.51	10.47	196128.14	2.91	110.61	vérifiée
y-y	M _t	72.23	12.176	153068.57	5.75	175.72	vérifiée
	M _a	42.49	8.812	90148.03	4.15	199.29	vérifiée

Tableau.VI.4 Vérification des contraintes du radier.

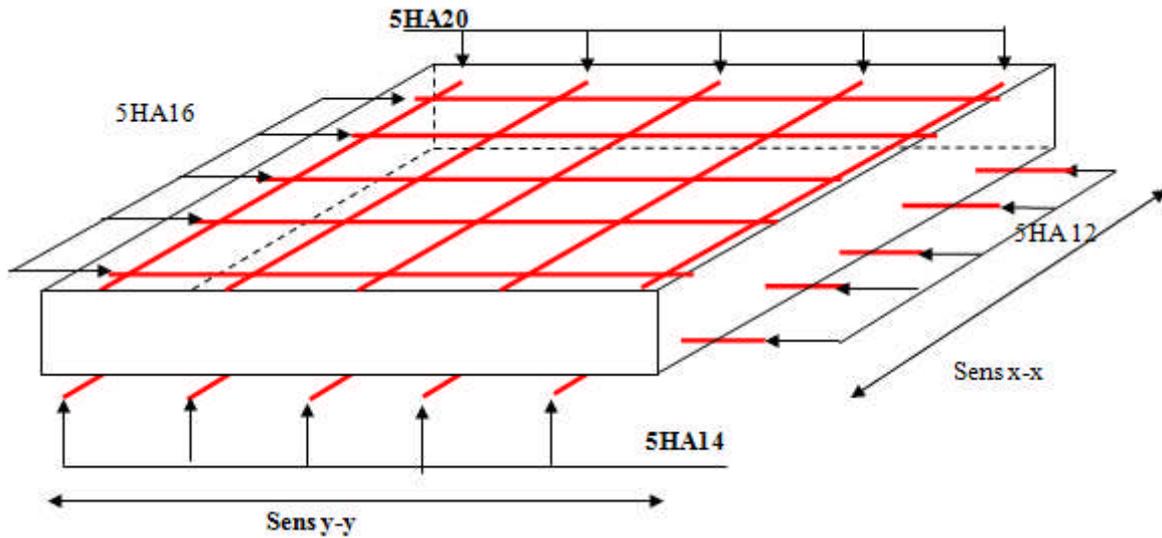


Fig.VI.4 Schéma de ferrailage de radier.

3.5. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en (Té), elles sont calculées à la flexion simple.

a) Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$	$P'_v = p'_m = \frac{Q_u}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$
$P_v = \frac{Q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$	

- $q_u = 171.136 \text{ KN/m}^2$
- $q_{ser} = 124.45 \text{ KN/m}^2$

- **Moments aux appuis** $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$; avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1-x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

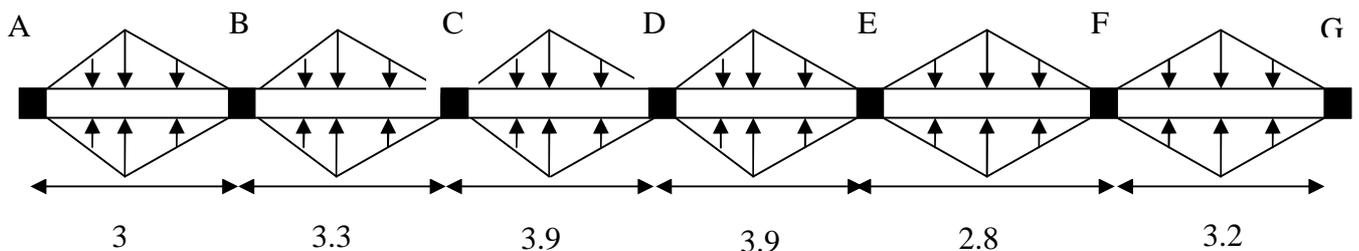


Fig.VI.5 Charges transmises aux nervures transversales du radier

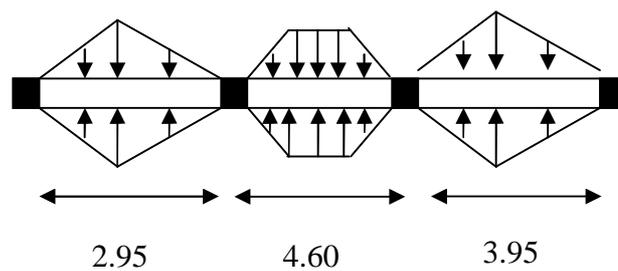


Fig.VI.6 Charges transmises aux nervures principales du radier

- Sens longitudinal x-x

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		x (m)	M_t KN.m
				M_g	M_d		
A-B	2.95	2.95	252.42	41.18	560.37	0.77	199.05
B-C	4.60	3.68	503.65	560.37	708.19	2.23	58.7
C-D	3.95	3.95	337.99	708.19	98.87	2.43	253.9

Tableau.VI.5 Sollicitations de la nervure principale.

- Sens transversal y-y

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	3.00	3.00	256.70	43.32	240.17	1.24	86.49
B-C	3.30	2.64	282.37	240.17	313.13	1.57	148.53
C-D	3.9	3.12	333.71	313.13	382.17	1.89	65.92
D-E	3.9	3.12	333.71	382.17	281.2	2.02	13.92
E-F	2.80	2.24	239.59	281.2	252.27	1.44	190.42
F-G	3.20	3.20	273.81	252.27	52.57	1.83	69.88

Tableau.VI.6 Sollicitations de la nervure transversale.

b) Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (Té) en flexion simple.

$$h_t = 0.7\text{m}$$

$$h_0 = 0.4\text{m}$$

$$b_0 = 0.6\text{m}$$

$$d = 0.65\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.6}{10}; \frac{3.9}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.46; 1.8)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.45\text{m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.5\text{m}$$

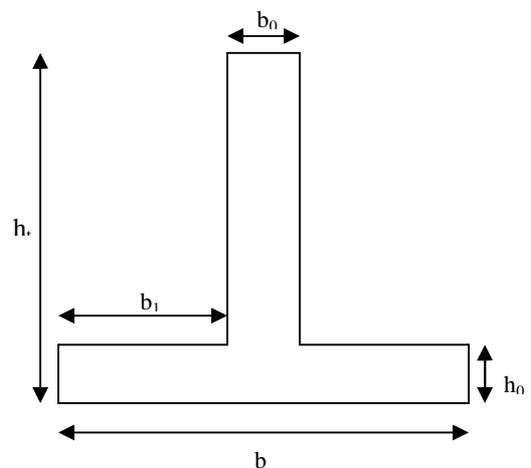


Fig.VI.7 Section à ferrailer

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
y-y	Travée	190.42	11.77	21	5HA25=24.54
	Appui	382.17	17.28	21	5HA25=24.54
x-x	Travée	253.9	11.77	21	5HA25=24.54
	Appui	708.19	32.667	21	5HA25+5HA16=34.59

Tableau.VI.7 Résumé des résultats du ferrailage.

c) Vérification à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_u = 1434.17 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 1.47 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

d) Vérification à l'ELS

Localisation	Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
y-y	Travée	161.79	15.57	1088120.3	2.31	15	110.24	201.63
	appui	286.63	15.57	1088120.3	1.64	15	195.3	201.63
x-x	Travée	215.81	15.57	1088120.3	1.9	15	147.05	201.63
	appui	431.14	19.19	1619090	2.05	15	182.9	201.63

Tableau.VI.8 Vérification des contraintes.

On remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ donc c'est vérifiée.

e) Schéma de ferrailage des nervures

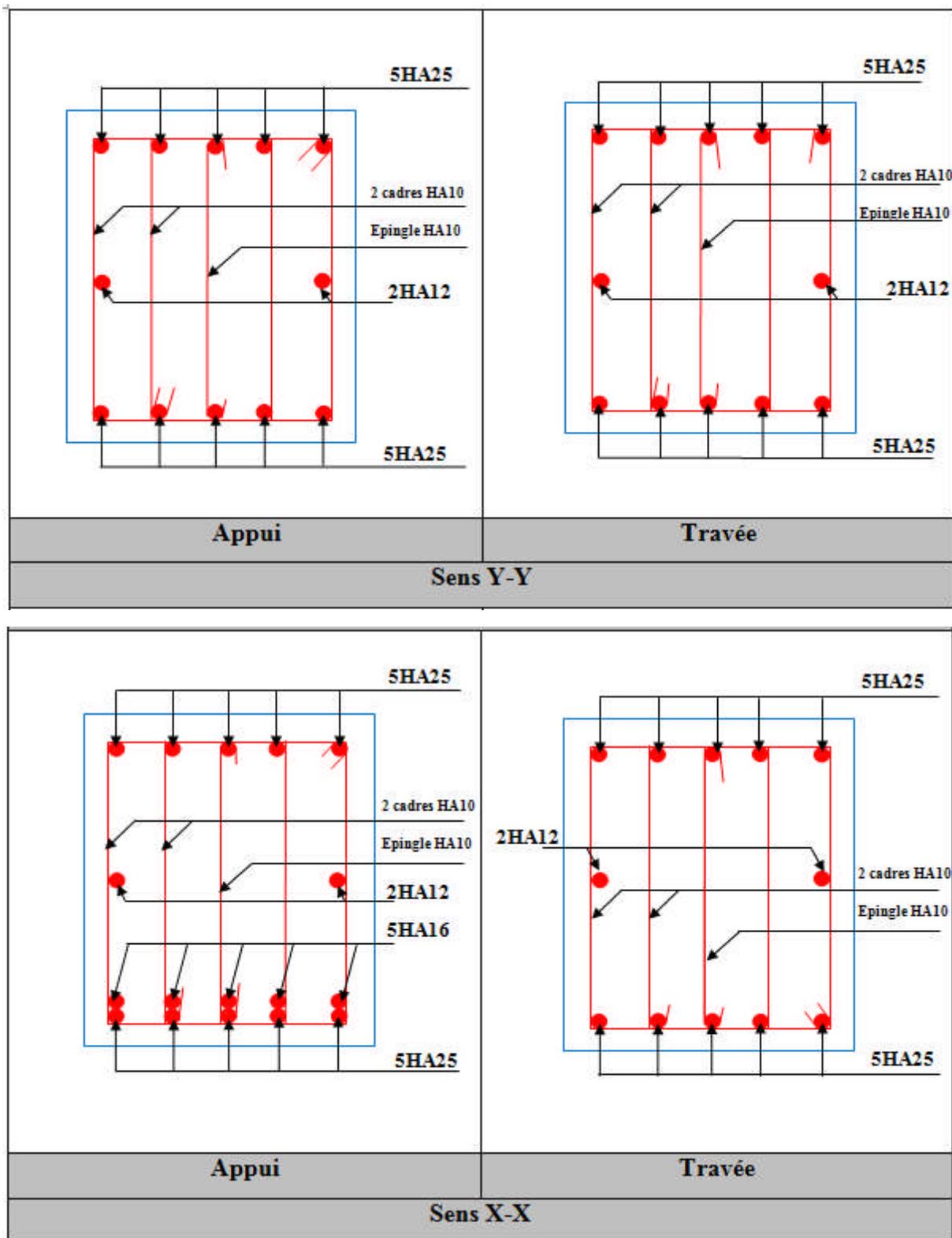


Fig.VI.8 Schéma de ferrailage des nervures

VI.4 Etude du voile périphérique

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres et les transmettre aux poteaux.

a) Dimensionnement

Selon le RPA 99/version 2003

$e \geq 15\text{cm}$; on prend $e = 20\text{cm}$

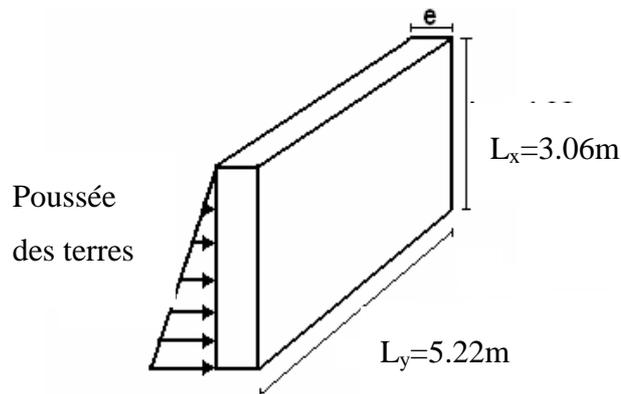


Fig.VI.9 Voile périphérique

b) Caractéristiques géotechniques du sol

L'angle de frottement interne : $\varphi = 4^\circ$

La cohésion : $C = 50 \text{ KN/m}^2$

Poids volumique des terres humide: $\gamma_h = 20,5 \text{ KN/m}^3$

a) Evaluation des charges et surcharges

• La poussée des terres sur le rideau

$$G = h \times (\gamma_h \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times C \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$\Rightarrow G = 3.06 \times (20.5 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2})) - 2 \times 50 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2}) \quad \text{pour } h = 3.06\text{m}$$

$$G = -38.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } h = 0\text{m} \Rightarrow G = 93.25 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{4}{2} \right) \Rightarrow Q = 8.7 \text{ KN/m}^2$$

b) Ferrailage du voile

Le voile s'appuie sur la structure (poteau – poutre) et la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 13.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 77.625 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 77.625 + 13.05}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.06148 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.58 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

• A l'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2582 \end{cases} ; q_u = 61.48 \text{ KN/ml} \quad [2]$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 48.99 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 12.65 \text{ KN.m}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 41.64 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 10.75 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 24.5 \text{ KN.m}$$

• À l'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4456 \end{cases} ; q_s = 37.725 \text{ KN/ml} \quad [2]$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 31.686 \text{ KNm} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 14.12 \text{ KNm}$$

-En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 26.93 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 12.002 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 15.843 \text{ KNm}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{\min} = 0.1\% b \times h$ condition exigée par le RPA .

Localisation		μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\text{adoptée}} (\text{cm}^2/\text{ml})$
En travée	Sens-x	0.101	0.133	0.161	7.43	2	5HA14=7.70
	Sens-y	0.026	0.033	0.167	1.85	2	5HA8=2.51
En appui		0.060	0.077	0.165	4.27	2	5HA12=5.65

Tableau.VI.9 Tableau de ferrailage

• **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x : $St = 20\text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $St = 20\text{cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\left. \begin{matrix} h_0 > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{\min}^x = 1.936\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée} \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_r; \frac{A_t^x}{4}) \Rightarrow A_{\min}^y = 1.925\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 150\eta) = 240\text{MPa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	26.93	7.70	7.53	24573.8	8.25	15	155.67	201.6
	Sens y-y	12	2.51	3.97	12353	5.61	15	276.4	201.6
En appui		15.84	5.65	6.28	18002.81	5.52	15	141.48	201.6

Tableau.VI.10 résultats de calcul et vérification à l'ELS

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st}$ *Condition non vérifiée*, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{12 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17^2 \times 201,63} = 2,05 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0,31$

$$A_{st} = 3,98 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{ty} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa.}$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 62,71 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{62,71}{1 \times 0,17} \Rightarrow \tau_u = 0,37 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} \Rightarrow V_y = 72,92 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{72,92}{1 \times 0,17} \Rightarrow \tau_u = 0,43 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

- Schéma de ferrailage

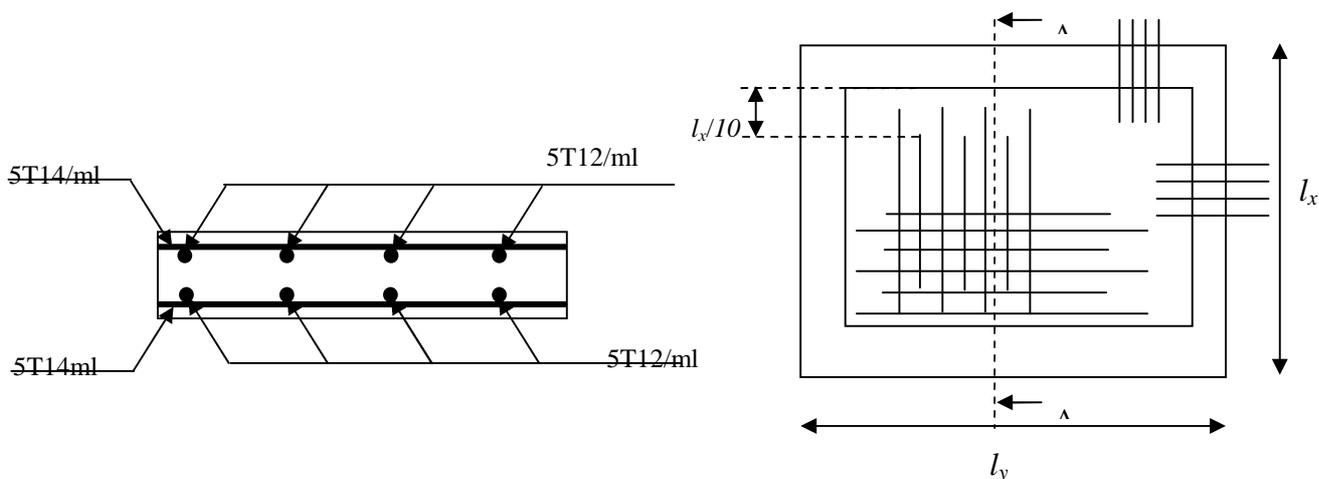


Fig.VI.10 Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.5 Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (commerce et habitation) composé de (R+7+un sous-sol), cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier- béton).

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont la plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coupe feu.
- Le poteau le plus sollicité est souvent celui de la cage d'escalier, c'est le cas de notre projet.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, dans la plus part des cas car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduit à une augmentation des sections des poteaux estimées par le prédimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99/2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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