



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Etude et conception d'un bâtiment à usage d'habitation RDC+5 étages

Réalisé par : -M^{elle}. TAHRI Manal
-M^{elle}. AYADI Massouda

Membres de jury :
M. MAMEN Belgacem Président (MCA)
M. BOUTRID Abdelaziz Examineur (MCA)

Dirigé par :
M. BENADDI Hachemi (MAA)

Présenté le : 15/07/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



**D'abord nous remercions Dieu de bien fait au
terme de cette étude en achevant notre mémoire
Nous voudrions exprimer notre sincère gratitude à
notre encadreur « Mr : BENADDI Hachemi » Qui
nous a aidés pour faire se travaille la.**

**Et aussi nos remerciements s'adressent en
particulier à tous les enseignants de département
de génie civil**

**A tous ceux qui nous ont aidés et encouragés de
prés ou de loin**

Merci

A red heart on a stem, with a red swoosh underline.

الإهداء

من جعل الحمد خاتمة النعمة , جعلها الله فاتحة المزيد فالحمد لله

من قبل ومن بعد , الحمد لله الذي يعطي فيجزل , الحمد لله ما ختم

جهد ولا تم سعي إلا بفضلله , وأهدي نجاحي إلى

من هي قنديل ظلامي وكل شيء في حياتي... أمي الحبيبة

صاحب القلب الكبير ونور حياتي.. أبي العزيز

سندي وعضدي .. إخوتي وسيم ورائد

إلى اللاتي قيل عنهن يد اليمنى و ضلع ثابت لايميل , وقطعة من

الأم تورد الحياة أخواتي .. هديل وشهد

كما لن أنسى جدي وجدتي أطال الله أعمارهم , إلى عماتي

وجميع أخوالي وخالاتي .

إلى الأخ والسند الذي لم تلده أمي

إلى صديقتي التي تحملت أعباء إنجاز هذا العمل

DÉDICACE

أولا الحمد لله الذي اتبع عسرنا ببسر وكسرنا بجبر وجعل لنا في كل أمر خير

أهدي هذا العمل الى سندي كتفي الثابت (أبي) الى شماعة دربي لولاها لما

وصلت الى هذه المرحلة (أمي) حفظك الله وجعلك تاجا فوق رأسي

الى عائلتي مصد قوتي وفخري

لمن كانوا بالنسبة لي سبعين نجمة مضيئة في السماء (أصدقائي)

الى من كان يفخر بي حتى في ذروة فشلي

الى أصغر فرد في عائلتنا مصدر فرحتنا وبهجتنا (تيم)

الى من يشتد عضدي به أخي (يحي)

مسعودة عيادي

Résumé

L'étude technique des projets de construction est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Le but de ce projet de fin d'étude est la conception d'une structure à usage d'habitation (R +5) qui sera implanté dans la wilaya de Khenchela (Algérie), classé en zone I selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par un contreventement mixte (portiques ; voiles).

L'analyse sismique et dynamique de cette structure a été établie par le logiciel (**robot Autodesk structural analyse version 2014**). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié 99, le DTR et le RPA99 version 2003.

En fin, cette étude fait l'objet d'une réponse sur le plan technique du comportement de la structure étudiée vis-à-vis des diverses sollicitations pour assurer une protection acceptable des constructions et des vies humaines en visant un maximum de stabilité, une durabilité sans négliger le coté économique.

Mots clés :

Béton armé, contreventement, séisme, économie, sécurité, règlements.

ملخص

الدراسة الفنية لمشاريع البناء هي خطوة أساسية وخطوة ضرورية في عملية البناء. الهدف من هذا المشروع هو تصميم مبنى سكني (R +7) ليتم زراعته في ولاية خنشلة (الجزائر)، المصنفة في المنطقة الأولى وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية (RPA 99 ، الإصدار 2003). يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال دعامة مختلطة (جسرية ، أسرع).

تم إنشاء التحليل الزلزالي والديناميكي لهذا الهيكل بواسطة البرنامج (Autodesk Structural analysis 2014 robot). تتوافق الأبعاد وحسابات التعزيز لجميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها في 99 BAEL91 المعدل و DTR و RPA99 الإصدار 2003.

أخيراً ، هذه الدراسة هي موضوع استجابة فنية لسلوك الهيكل المدروس فيما يتعلق بالمطالب المختلفة لضمان حماية مقبولة للمباني والأرواح البشرية مع استهداف أقصى قدر من الاستقرار والاستدامة دون إهمال الجانب الاقتصادي
كلمات البحث:

الخرسانة المسلحة، نظام استقرار مختلط، زلزال، الاقتصاد، السلامة، قواعد

Summary

The technical study of construction projects is a key step and a necessary step in the act of building. The aim of this end-of-project is the design of a residential structure (R +7) to be implanted in the wilaya of Khenchela (Algeria), classified in zone I according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by a mixed bracing (gantries, sails).

The seismic and dynamic analysis of this structure was established by the software (Autodesk structural analysis 2014 robot). The dimensions and reinforcement calculations for all the resistant elements are in accordance with the applicable rules in force the modified BAEL91 99, the DTR and the RPA99 version 2003.

Finally, this study is the subject of a technical response to the behavior of the structure studied with regard to the various demands to ensure an acceptable protection of buildings and human lives while aiming for maximum stability, sustainability without neglecting the economic side.

Keywords:

Reinforced concrete, bracing, earthquake, economy, safety, regulations.

LISTE DES MATIERES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction	01
I.2. Caractéristiques de l'ouvrage	01
I.2.1 Caractéristiques architecturales	01
I.2.2 Données du site	01
I.3. Eléments de l'ouvrage	02
I.4 Règlements et normes utilisées	02
I.4.1 Introduction	02
I.4.1 Le béton	02
I.4.2.1 Dosage du béton	02
I.4.2.1 Composition de béton	03
I.4.2.3 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	03
I.4.2. Résistances caractéristiques du béton	04
I.4.2.5 Coefficient de Poisson	04
I.4.3 Les aciers	05
I.4.2.6 Déformation du béton	05
I.4.3.1 Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91)	05
I.4.3.3 Contrainte de calcul d'acier	06
I.4.3.3.a. Etat limite ultime (E.L.U).	07
I.4.3.3.b. Etat limite service (E.L.S).	07
I.4.4 Déformation et contrainte de calcul	08
I.4.4.1 Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R)	08
I.4.2.2. Etat limite service (E.L.S)	08
I.4.4.3 Contrainte ultime de cisaillement	09
I.4.5 Règles des trois pivots	10
.5 HYPOTHESES DE CALCUL	10
I.5.1 Définition des états- limitent	10
I.5.1 Etats limites ultimes (ELU)	10
I.5.2 Etats limites de service (ELS)	11
I.6 Actions et sollicitations	12
I.6.1 Actions	12
I.6.1.1 Charges permanentes (actions permanentes).	12
I.6.1.2 Charges variables (action variable)	12
I.6.1.3 Charges accidentelles	12
I.6.2 Sollicitations	
I.6.3 Combinaisons d'actions	13
Chapitre II : Pré-dimensionnement	
II.1. Introduction	16
II.2. Pré dimensionnement des planchers	16
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers a corps creux	16
II.2.1.1. les nervures	17

II.2.2-Les dalles pleines	18
II.3- Pré- dimensionnement des poutres	19
II.3.2 poutres principales	20
II-3-3 Poutre secondaires	20
II-4- pré dimensionnement des poteaux	21
II.5- Pré dimensionnement des voiles	22
II.6- Pré-dimensionnement des escaliers	23
II.6.1 Définition	23
II.6.2 Définition des éléments d'un escalier	24
II.7- Pré dimensionnement de L'acrotère	25

Chapitre III : Evaluation et descente des charges

III.1-Evaluation des charges et surcharges	27
III.2- Détermination des charges et surcharges	28
III.2.1- Charges permanentes	28
III.2-La descente des charges	32
III.2- Introduction	32
III.2-2-Loi de descente des charges sur les poteaux	32
III.2-3- Loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 16-17)	32
III.3.3.Calcul de Nu max	33
III.3.3.1.Détermination du chargement	33
III.3.3.4.Vérification de la section des poteaux	42

Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires

IV.1. Introduction	46
IV.2.L'acrotère	46
IV.2.1.Mode de réalisation	46
IV.2.2 Evaluation des charges	47
IV.2.3.Calcul des sollicitations	48
IV.2.4.Calcul de ferrailage	49
IV.2.5.Récapitulatif de calcul	52
IV.2.6.Schéma de ferrailage	53
IV.3.Balcon	53
IV.3.1.Définition	53
IV.3.2Evaluation de charge	53
IV.3.4.Détermination des sollicitations	54
IV.3.5.Calcul du ferrailage	55
IV.3.6.Calcul des contraintes	56
IV.3.7.Schéma du ferrailage	57
IV.4.L'escalier	58
IV.4.1.Calcul des sollicitations	58
IV.4.2.Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants	59
IV.4.3Ferrailage des escaliers	60
IV.4.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS)	61

IV.4.5.Schéma du ferrailage	62
IV.4.6.Calcul de la poutre palière	62
IV.4.6.1.Pré dimensionnement	62
IV.4.6.2.Evaluation des charges	63
IV.4.6.3Combinaison des charges	64
IV.4.6.4.Calcul des efforts internes	64
IV.4.6.5.Ferrailage sous sollicitation de flexion simple	64
IV.4.6.6.Calcul des armatures transversales	65
IV.4.6.7.Vérification au cisaillement(ELU)	65
IV.4.6.8.Vérification à l'état limite de service(ELS	66
IV.4.6.9.Vérification de la flèche :BAEL91 Article(B.6.5,1)	66
IV.4.6.10.Ferrailage sous sollicitations de la torsion	66
IV.6.4.11.Schémas de ferrailage de la poutre palière	68
IV.5. Etude du plancher	68
IV.5.1. Introduction	68
IV.5.2 .Les méthodes de calcul	68
IV.5. 3. Méthode Caquot	68
IV.5.4. Méthode forfaitaire	69
IV.5. 5. Les types des poutrelles	72
IV.5.5.1. Plancher terrasse et étage	73
IV.5.5.1.1. Méthode forfaitaire du plancher terrasse	73
IV.5.5.1.2. Plancher étage	76
IV.5.6. Ferrailages des nervures	80
IV.5.7. Schéma de ferrailage	85
Chapitre V : Etude Sismique	
V.1 Introduction	87
V.2.Objectif de l'étude dynamique	87
V .3.Modélisation de la structure	87
V.3.1.Modélisation de la variante (système portique)	88
V.4.Combinaisons d'actions	89
V.5.Méthodes de calcul	90
V.5.1.Méthode statique équivalente	90
V.5.1.1.Principe de la méthode	90
V.5.1.2.Conditions d'application de la méthode statique équivalente	90
V.5.1.3.Calcul de l'action sismique	91
V.5.1.3.1.Calcul de l'action sismique système portique	91
V.5.1.4.Modélisation des masses	94
V.5.1.5.La résultante de force sismique	94
V.5.2. Méthodes dynamiques	94
V. 5.2.1.Méthode dynamique spectrale modale	95
V.5.2.2.Modélisation de la structure	97
V.5.2.2.1.Analyse statique et dynamique	97
V.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"	98
V.5.2.2.3.Les données géométriques	98
V.5.2.2.3.1.Centre de masse	99
V.5.2.2.3.2.Centre de torsion	100
V.5.2.2.3.4.L'excentricité accidentelle	100
V.6.Résultats de calcul (ROBOT)	101
V.6.1.Périodes et facteurs de participation modale	101
V.6.2.Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement	102

V.6.2.1. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement	102
V.7. Distribution verticale de la force sismique	104
V.7.1. Distribution verticale de la force sismique système portique	104
V.8. Vérification des méthodes	106
V.8.1. Vérification de la période	106
V.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base.	106
V.8.2.1. Vérification de l'effort tranchant à la base	106
V.9. Calcul des déplacements	106
V.9.1. Calcul des déplacements système portique	107
V.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ	108
V.10.1. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P- Δ	108
V.11. Vérification au renversement	109
V.11.1. Vérification au renversement système portique	110
Chapitre VI: Etude des éléments principaux	
VI.1. Introduction	111
V.2. Etude des poutres	111
VI. 2.1. Combinaisons des charges	111
VI.2.2. Calcul des Armatures longitudinales	111
VI.2.3 Armatures transversales	112
VI.2.4 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques	112
VI.2.5 Exemple de calcul	113
VI.2.5.1 Poutres principales (poutres porteuses)	113
VI.2.5.1.1. Ferrailage en travée	113
VI.2.5.1.1 Ferrailage sur appuis	114
VI.2.5.1.2 Ferrailage transversal	115
VI.2.5.1.4- Vérification au cisaillement (ELU)	116
VI.2.5.1.5- Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	117
VI.2.5.1.6 Recouvrement Des Armatures Longitudinales	117
VI.2.5.1.7 Vérification de la flèche	117
VI.2.5.2 Poutres transversales (poutres secondaires)	117
VI.2.5.2.1 Ferrailage en travée	117
VI.2.5.2.2 Ferrailage sur appui	119
VI.2.5.2.3 Ferrailage transversal	120
VI.2.5.2.4 Vérification au cisaillement (ELU)	121
VI.2.5.2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	121
VI.2.5.2.7 Vérification de la flèche	122
VI.2.6 Résultats de ferrailage	122
VI.2.7 Schéma de ferrailage de poutres	123
VI.3. Etude des poteaux	124
VI.3.1. Introduction.	124
VI.3.2 Aspects réglementaires	124
VI.3.3 Les sollicitations	126
VI.3.4. Exemple de calcul	127
VI.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux	132
VI.3.5. Schéma de ferrailage	133
VI.4. Les voiles	134
VI.4.1. Introduction	134
VI.4.2. Recommandations du RPA99/2003	134
VI.4.3. Les sollicitations	136
VI.4. 4. Exemple de calcul d'un voile	136

VI.4.8.Schéma de ferrailage	140
Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure	
VII-1-1.Introduction	142
VII-1-2.Le choix de type de fondation	142
VII-1.3.Combinaisons d'actions à considérer	143
VII-1.4.Calcul des semelles	143
VII-1.4.1.Calcul de la semelle isolée	143
VII-1.4.2.Calcul du ferrailage	145
VII-1.4.3.Vérification du non poinçonnement de la semelle	146
VII-1.5.Calcul de la semelle filante sous voile	147
VII-1.5.1.Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens X-X	147
VII-1.5.2.Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens y-y	149
VII-2. Les longrines	152
VII-2.1. Introduction	152
VII.2.2 .Pré dimensionnement selon le R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88]	152
VII.2.3.Sollicitations	152
VII.2.4.Ferrailage de longrines	153
VII.2.5.Section minimale :(RPA 99	153
VII.2.6.Système voile (Variante 02)	154
VII.2.7.Combinaisons d'actions à	155
VII.3.Calcul des semelles	156
VII.3.1.Calcul de la semelle filante sous voile	156
VII.3.1.1 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens X-X	156
VII.3.1.2.Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens y-y	158
VII.4.Conclusion	161

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : valeur de la limite d'élasticité garantie f_e .	06
---	----

CHAPITRE II :Pré-dimensionnement.

Tableau II.2.1.1: Les caractéristiques géométriques de nervure.	18
Tableau II .3 : Dimensions des poutres	21

CHAPITRE III : Evaluation et descente des charges

Tableau III.1.1 : Poids volumiques des matériaux.	27
Tableau III.1.2 : Surcharges d'exploitations.	27
Tableau III : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse = 20 cm.	28
Tableau III.3 : Evaluation des charges permanente du plancher courant.	29
Tableau III : Evaluation des charges permanente du Murs extérieurs .	29
Tableau III : Evaluation des charges permanente du Murs intérieurs	30
Tableau III.6: Evaluation des charges permanente d'un balcon .	30
Tableau III.7: Evaluation des charges permanente palier.	31
Tableau III.8 : Evaluation des charges permanente paillasse.	32
Tableau III.9 : La charge permanent de chaque niveau (poteau intermédiaire)	
Tableau III.10 :Charge exploitation pour chaque niveau. (poteau intermédiaire).	38
Tableau III.11 :La charge permanent de chaque niveau(poteau de rive).	38
Tableau III.12 :La charge d' exploitation de chaque niveau.(poteau de rive).	41
Tableau III.13 :récapitulatif pour la vérification du poteau.	42

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

Tableau IV .1 : récapitulatif des combinaisons de charge	48
Tableau IV .2 : Récapitulatif de ferrailage d'acrotère.	52
Tableau IV .3 : Récapitulatif de vérification à ELS d'acrotère.	52
Tableau VI : Chargement est sollicitations sur le balcon.	55
Tableau IV.5 :Ferrailage du balcon.	56

Liste des tableaux

Tableau IV : Chargement sur l'escalier.	58
Tableau IV : Moments des escaliers aux états limites.	59
Tableau VI.9 :Moment et l'effort tranchants (P. Palière).	64
Tableau IV.10 : Chargement sur les planchers.	72
Tableau IV.11: Sollicitations des planchers terrasse à l'ELU .	74
Tableau IV.12 : Sollicitations du plancher terrasse à l'ELS	75
Tableau IV.13: Sollicitations du plancher étage à l'ELU.	77
Tableau IV.14 : Sollicitations du plancher étage à l'ELS .	78
Tableau IV.15 : Les sollicitations des calculs.	80
Tableau IV.16 : Récapitulatif de ferrailage.	82
Tableau IV.17. : Récapitulatif schéma de ferrailage des poutrelles.	86

CHAPITRE V : Etude sismique et dynamique

Tableau V.1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante.	92
Tableau V.2 Caractéristique dynamique de la structure.	94
Tableau V.3: Poids de chaque étage de la structure	98
Tableau V.4 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 1.	100
Tableau V. 5: Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.	101
Tableau V.6 : Périodes et facteurs de participation modale système portique.	102
Tableau IV.7: Les valeurs des efforts de la variante 1.	105
Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts de la variante.	105
Tableau IV. 9 : L'effort tranchant à la base variante 1.	106
Tableau IV. 10 : Vérification des déplacements dans le sens x-x système portique.	107
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements dans le sens y-y système portique.	107
Tableau IV.12 : Vérification des effets (P- Δ) sans x-x système portique.	109
Tableau IV.13 : Vérification des effets (P- Δ) sans y-y système portique.	109

Liste des tableaux

CHAPITRE VI : Calcul des éléments structuraux

Tableau VI.1: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.	112
Tableau VI.2: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.	113
Tableau VI.3: Ferrailage en travée de la poutre principale.	115
Tableau VI.4: Ferrailage en appui de poutre principale.	117
Tableau VI.5: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.	119
Tableau VI.6: Ferrailage en travée de la poutre secondaire	120
Tableau VI.7: Ferrailage sur appui de poutre secondaire.	122
Tableau VI.8: Sollicitation des poteaux (40 X40).	127
Tableau VI.9: Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (40*40).	132
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes des poteaux .	132
Tableau VI.11: Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.	136

CHAPITRE VII : Calcul des éléments de l'infrastructure

Tableau VII.1 : conclusion de ferrailage pour les éléments d'infrastructure .	161
---	-----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I. 1: Déformation transversale	05
Figure I.2 : Diagramme de contraintes déformation	07
Figure I.3 : Diagramme déformation-contrainte du béton	08
Figure I.4: Diagramme des déformations limites de la section.....	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement

Figure II.1 : Détaille de plancher à corps creux	17
Figure II.2 : Section de la nervure	17
Figure II.3 : Section de la poutre.....	19
Figure II.4 : Poutre principale	20
Figure II.5 : Poutre secondaire	20
Figure II.6: Hauteur libre d'étage	22
Figure II.7 : Pré dimensionnement des voiles selon le RPA 99 v 2003	23
Figure II.8: Schémas d'escalier	24
Figure II.9 : Schémas d'acrotère	26

Chapitre III : Evaluation et descente des charges

Figure III.1 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux	28
Figure III. 2 : Composants d'un plancher étage courant en corps creux	29
Figure III.3: Composants d'un balcon (dalle pleine).	30
Figure III.4: Composants d'un palier	30
Figure III.5 : Composants d'un paillasse	31
Figure III.6 : Schémas explicatif de la loi de dégression	33
Figure III.7 : Surface du poteau intermédiaire	34
Figure III.8: la surface de poteau de rive	38

Chapitre IV : Calcul des élément secondaire

Figure IV.1 Principe et dimensions de l'acrotère	47
Figure IV.2 Schémes statique de M & T	49
Figure IV.3 Section de calcul de l'acrotère	49
Figure IV.4 : Ferrailage d'acrotère	52
Figure IV.5 : Schémes statique	53
Figure IV.6 : Ferrailage du balcon.....	56
Figure IV.7 : Position des armatures structurales du palier.....	57
Figure IV.8 : Schémes statique et chargement des escaliers.....	58
Figure IV.9 : Schémes de ferrailage des escaliers.....	60
Figure IV- 1: Schéma statique de la poutre palière	61
Figure IV .11 : ferrailage de la poutre palière	65
Figure IV.12: Valeur forfaitaire de l'effort tranchant dans des poutres continues à deux travées et plus de deux travées	69
Figure IV.13 : Les types des poutrelles (terrasse)	70
Figure IV.14 : Les types des poutrelles (étage)	71
Figure IV.15: Schèmes statique de la poutrelle type 2	71
Figure IV.16 : Diagramme des moments fléchissants à ELU plancher terrasse....	72
Figure IV.17 : Diagramme des efforts tranchants a ELU.....	72
Figure V.1 : Modélisation en 3D de la structure système portique	85

Chapitre V : ÉTUDE SISMIQUE

Figure V.1: Position des voiles	96
Figure V.2: Modélisation en 3D de la structure système portique.....	98

Figure V.3: Modélisation en 3D de la structure vue escalier système portique.....	99
Figure V.4 : MODE 1 système portique.....	101
Figure IV.5: MODE 2 système portique.....	102
Figure IV.6 : MODE 3 système portique.....	102

Chapitre VI: Etude des éléments principaux

Figure VI.1 : Schéma de ferrailage des poutres principales	118
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	118
Figure VI.3 : Ferrailage des poteaux (40*40)	128
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du voile	135

Chapitre VII : Etude de l'Infrastructure

Figure VII.1 : Semelle isolée	139
Figure VII.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée	141
Figure VII.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire	143
Figure VII.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x	147
Figure VII.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y	148
Figure.VII.6: schéma de Ferrailage des longrines	150
Figure VII.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x	156
Figure VII.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y	156

Liste des symboles

A: Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

A_s : Section d'armatures.

∅ : Diamètre des armatures, mode propre.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

γ_s: Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b: Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s: Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc}: Contrainte de compression du béton.

σ_s: Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc}: Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u: Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol}: Contrainte du sol.

σ_m: Contrainte moyenne.

ζ: Déformation relative.

G : Charge permanente.

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

T_u : Effort tranchant ultime.

S_t: Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f: Flèche admissible.

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

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

E_{ij} : Module de déformation instantanée.

E_{vj} : Module de déformation différée.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton à (j) jours d'âge.

Y : Position de l'axe neutre.

MPa : Méga pascal.

RDC: Rez de chaussée.

HA : Haute adhérence.

BA : Béton armé.

BAEL: Béton armé aux états limite.

E.N.A : Entreprise nationale des ascenseurs

Introduction générale

Le rôle des spécialistes dans le domaine des structures de bâtiments de génie civil est fondamental. Ils assurent la conception et le calcul des éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante qui assurent l'exploitation du bâtiment pendant toute sa durée de vie.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons procédé aux calculs d'un bâtiment de huit niveaux (RDC + 5 étages) à usage d'habitation et assuré par des voiles et des portiques en béton armé.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (BAEL91) et les règles Parasismiques algériennes (RPA99 vs2003) sont utilisées dans ce projet. Certains calculs sont effectués avec le logiciel robot structural analysés Professional et les autres calculs ont été faits manuellement, tous les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel AUTOCAD.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail le suivant :

- ✓ le premier chapitre, consacré aux la présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement.
- ✓ Le troisième chapitre, pour l'évaluation et la descente des charges.
- ✓ Le quatrième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- ✓ Le cinquième chapitre, pour l'étude sismique.
- ✓ Le sixième chapitre pour l'étude des éléments principaux.
- ✓ Le septième chapitre pour l'étude l'infrastructure.

On termine avec une conclusion générale.

Chapitre I :

<< PRESENTATION DE L'OUVRAGE >>

I.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (**poteaux, poutres, voile**) aux différentes sollicitations (**compression, flexion...**) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91) , RPA99 modifié en 2003 qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment (R+5) à usage d'habitation.

D'après le règlement parasismique algérien (**RPA99 vers03**) la commune de bouhmama à la willaya de khanechela est classé comme étant une zone de faible sismicité (**zone I**).

I.2.Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1.Caractéristiques architecturales

- Hauteur total du bâtiment est $h_t=15.3$ m
- Hauteur du RDC : $h_{RDC}= 3.06$ m
- Hauteur d'étage : $h_{étg}= 3.06$ m
- La longueur totale du bâtiment : $L= 23$ m
- La largeur totale du bâtiment : $l= 9.5$ m

I.2.2. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de faible sismicité (zone I).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme ferme : catégorie S2
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1.5$ bars

I.3.Eléments de l'ouvrage:

➤ **Les planchers :**

Constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

➤ **Les escaliers :**

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place , permettant le passage d'un niveau à un autre.

➤ **La Maçonnerie :**

Les murs extérieurs : seront en double cloison en brique de **10 cm** d'épaisseur pour les cloisons intérieures et **15 cm** pour les cloisons extérieures.

Les murs de séparations intérieurs : seront réalisés en cloison en brique creuse de **10 cm** d'épaisseur.

➤ **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

➤ **Balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

➤ **Les voiles**

Seront réalisés en béton armé , le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

➤ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

- Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
- Limitation des tassements différentiels

I.4. Règlements et normes utilisées :

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- RPA 99 /version 2003.
- BAEL91/ modifiées 99.
- CBA 93.
- DTR B.C.2.33.2.

I.4.1. Introduction :

Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93) règlement en vigueur en Algérie.

I.4.1. Le béton :

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux interne appelés granulats, (sable, gravier, pierres cassées...), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants, Pour en modifier les propriétés.

I.4.2.1. Dosage du béton :

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Ciment (CPA 425) dosé à $350\text{kg}/\text{m}^3$
- Sable grossier $0 < D_g < 5\text{mm} \rightarrow 400\text{l}$
- Gravier $15 < D_g < 25\text{m} \rightarrow 800\text{l}$
- Eau de gâchage 175 l
- Enrobage : 3 cm en Infrastructure ; 2,5 cm en super structure. Le béton obtenu aura une masse volumique de $25\text{KN}/\text{m}^3$.

I.4.2.2. Composition de béton :

Le dosage de différent constituant du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physique et mécanique dépend de sa composition et

de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- 350kg/m² de ciment. CPA.
- 400L de sable de diamètre (0-5) mm
- 800L de gravier de diamètre (7-25) mm
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.4.2.3. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **Masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m³.)
- **Retrait hygrométrique** : Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume : c'est le retrait.
- **Fluage** : Le retrait sous charges vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

I.4.2.4. Résistance caractéristiques du béton :

- **En compression** « f_{cj} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,11).

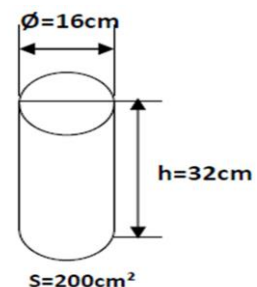
Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28

jours par essais sur éprouvettes cylindriques. ($\varnothing=16\text{cm}$; surface=200cm² ; h=32cm)

Le CBA93 préconise pour $j < 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} : \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$



- **En traction** « f_{tj} » : BAEL91 Article (A.2.1 ,12).

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans notre cas on prendra comme données : $f_{cj} = 25\text{MPa}$.

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa.}$$

I.4.2.5. Coefficient de Poisson : BAEL91 Article (A.2.1, 3).

$$V = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Le coefficient de Poisson est pris égal à :

$\nu = 0.20$ pour la justification aux E.L.S (section non fissurée)

$\nu = 0$ pour la justification aux E.L.U

ΔL : raccourcissement longitudinal

ΔT : Allongement transversal

$$\nu = \frac{\Delta T}{\Delta L} \text{ Coefficient de poisson}$$

Béton non fissuré : $\nu = 0.20$

Béton fissuré : $\nu = 0.00$

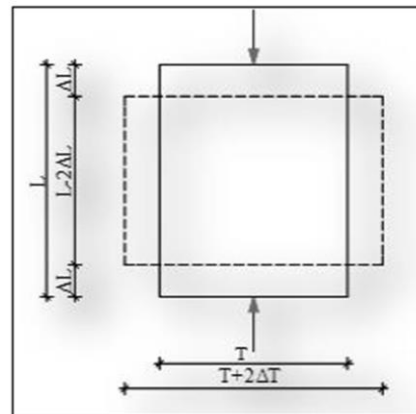


Figure 1.1 : déformation transversale

I.4.2.6. Déformation du béton :

- **Déformation longitudinale (C.B.A 93) :** On distingue :

a. Module de déformation instantané E_{ij} (durée d'applications des charges < 24 heures) :

$$E_{ij} = 11000 f^{1/3}$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

b. Module de déformation différée E_{vj} (longue durée d'application) :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3}$$

$$E_{vj} = 10818.9 \text{ MPa.}$$

I.4.3. Les aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'acier :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

I.4.3.1. Caractéristiques mécaniques (B.A.E.L.91) :

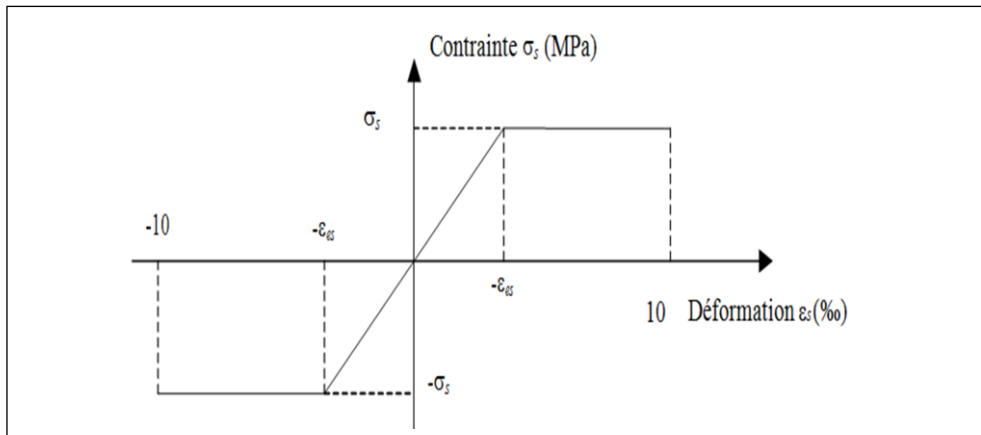
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2.1 du BAEL) cette valeur varie en fonction du type d'acier.
- Le module d'élasticité longitudinal E_S est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé

E_S est pris égal à : $E_S=200\ 000\ \text{MPa}$.

• Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses Ronds lisses	FeE2 2 FeE2 4	215 235	Emploi courant Epingle des pièces préfabriquées
Barre HA	Fe TE40	400	Emploi courant
Type 3	Fe TE50	500	
Fils tréfiles HA	Fe TE40	400	Emploi sous forme de
Type 3	Fe TE	500	barres droites ou treillis
	TL		
Fils tréfiles HA	50 \varnothing >6m m	500	Treillis soudés uniquement
Type 4	TL	520	Emploi courant
	52 \varnothing ≤6m m		

Tableau I.1 : valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de Fe E40 type 1, $f_e=400\ \text{MPa}$.

I.4.3.2 Diagramme contrainte déformation : BAEL91 Article (A.2.2.2).**Figure I-4:** Diagramme de calcul contrainte-déformation.**I.4.3.3. Contrainte de calcul d'acier :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armatures sont donnés de façon empirique à partir des essais de traction en déterminant la relation entre σ relative ε

I.4.3.3.a. Etat limite ultime (E.L.U) :

f_e = (limite d'élasticité de l'acier) = 400 MPa.

$\gamma_s = 1$ – (Coefficient de sécurité) = 1.15 (Situation durable).

2 – (coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle).

E_s = (module d'élasticité de l'acier) = 2×10^5 MPa

$$\varepsilon_L = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)} = \frac{400}{(1.15 \times 2 \times 10^5)} = 1.739\%$$

$$\varepsilon_s < \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha_L = \frac{3.5}{(3.5 + 1.739)} = 0.668 \text{ MPa.}$$

$$\mu_L = 0.8\alpha_L(1 - 0.4\alpha_L) = 0.392$$

I.4.3.3.b. Etat limite service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suit :

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s .

E .L.S :

$$\left\{ \begin{array}{l} -\text{Cas de fissuration peut préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = f_e \\ -\text{Cas de fissuration préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(110\sqrt{\eta f_{tj}}, \frac{f_e}{2} \text{MPa}) \right\} \\ -\text{Cas de fissuration très préjudiciable} : \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, \max(90 \times \sqrt{\eta f_{tj}}, 200 \text{MPa}) \right\} \end{array} \right.$$

Avec : η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour rondes lisses.

$\eta = 1,6$ Pour acier HA.

I.4.4. Déformations de calcul :

I.4.4.1. Etat limite ultime de résistance (E.L.U.R) :

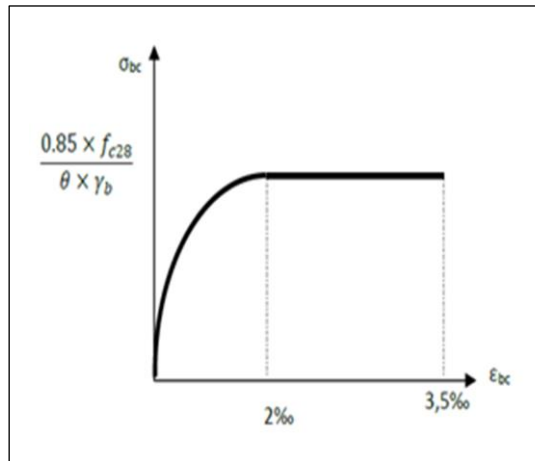


Figure I-5 : Diagramme contraintes déformation du béton.

✓ Contrainte de calcul du béton :

Si : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ la courbe est sous forme d'une parabole.

$$\sigma_s = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\varepsilon_{bc}}{2} \right) \right]}$$

ε_{bc} : la déformation de béton à la compression:

- $t > 24\text{heures}$ $\theta = 1$
- $1 \leq t \leq 24\text{heures}$ $\theta = 0.91$
- $t < 1\text{heures}$ $\theta = 0.85$

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

$$\text{Si } :2\% \leq \varepsilon_{abc} \leq 3.5 \Rightarrow f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de la sécurité.

$$\gamma_b = 1.5 \text{ en situation durables} \Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelles} \Rightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

I.4.2.2. Etat limite service (E.L.S) :

✓ La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_c 28 = 15 \text{ MPa.}$$

$$v = \frac{\left(\frac{\Delta_a}{a}\right)}{\left(\frac{\Delta_L}{L}\right)}$$

Avec :

$\frac{\Delta_a}{a}$: Allongement relatif de la section transversale.

$\frac{\Delta_L}{L}$: Allongement relatif de la section longitudinale.

$v = 0.2$ Pour l'état limite service (E.L.S).

$v = 0$ Pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

I.4.4.3. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte de cisaillement a ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

la contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\begin{cases} \tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable.} \\ \tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable + fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

I.4.5.Règles des trois pivots :

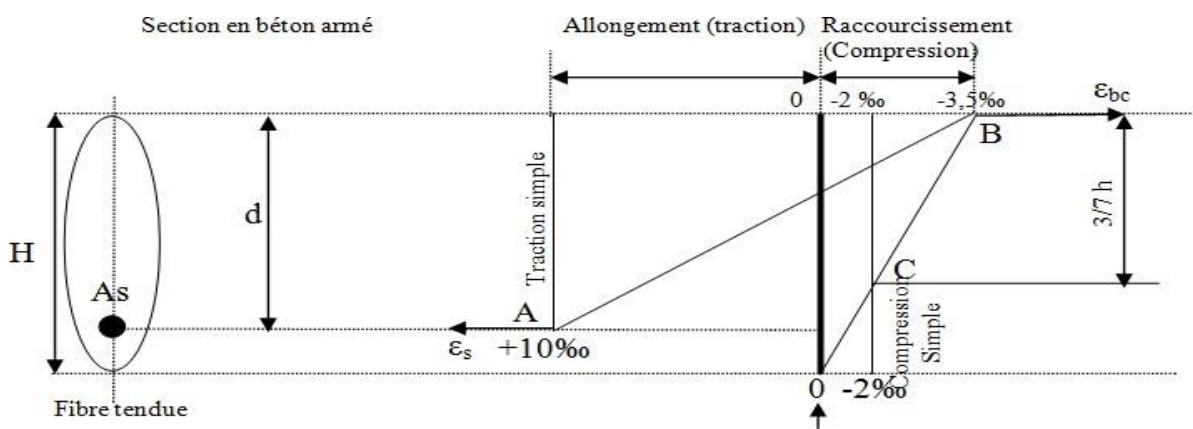


Figure I-6 : Diagrammes des déformations limites de la section

- **Pivot A** : Traction simple ou compression, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : Flexion avec état ultime atteint dans le béton.
- **Pivot C** : Compression simple ou composée.

I.5.HYPOTHESES DE CALCUL :

Les principes des hypothèses de calcul sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le *DTR-BC 21* "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

I.5.1.Définition des états- limites

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas), On distingue deux sortes d'état limite :

I.5.1.Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme

➤ **Hypothèses :**

- les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton : $\epsilon_{bu} = 3,5\%$ en flexion.
 $\epsilon_{bu} = 2 \%$ en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : A, B ou C.

I.5.2. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses :**

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $\eta = 15$).

I.6.Actions et sollicitations :

I.6.1.Actions :

Les charges ou les actions sont les forces directement appliquées à une construction (charge permanente, d'exploitation, climatique, etc.) ou résultat de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, déplacement d'appuis, etc.).

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment de torsion). Développés dans une construction par une combinaison d'action donnée.

On distingue trois types d'action :

I.6.1.1.Charges permanentes (actions permanentes) :

Les actions permanentes notées G ont une intensité constante ou peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Les poids propre de la structure.
- Les actions permanentes autres que le poids propre de la structure.
- Les poussées des terres ou les pressions d'hydrostatiques dont les valeurs sont pratiquement constantes dans le temps.
- Les déformations permanentes imposées à la construction (tassement, retraits...)

I.6.1.2.Charges variables (Actions variables) :

Ce sont des actions dont l'intensité est plus aux moins constante ; mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes; on distingue :

- charge d'exploitation.
- actions climatiques.
- les actions dues à la température.
- les actions appliquées en cours d'exécution.

I.6.1.3.Charges accidentelles :

Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisent rarement et avec une faible durée d'application comme par exemple :

- les séismes.
- les incendies.
- les chocs.
- les explosions.

I.6.2.Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées

- G= charge permanent.
- Q= charge d'exploitation.
- W= action du vent.
- E= action du séisme.

I.6.3.Combinaison d'actions :

Dans le cas où les planchers sont soumis uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitation, les combinaisons à considérés et ceci pour tous les éléments du plancher (nervure etc....).

Sont : **selon BAEL 91 :**

➤ **Combinaison d'actions à l'ELU : BAEL99 (Art. A.3.3.21)**

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q_1} Q_1 + \sum 1,3\psi_{oi} Q_i$$

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

Ψ_0 , ψ_1 , et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93 (Art A 3.1.3.1)**

Expressions dans lesquels γ_Q : $\gamma_{Q1} =$

- | | |
|---|--|
| { | - 1.5 dans le cas général |
| | - 1.35 Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine) |

➤ **Situations accidentelles ELS : (Art. A.3.3.22 BAEL99)**

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

F_A : Valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

➤ On que pour les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges variables on à la formule suivante : selon **RPA99 VERSION 2003**

- **Situations durables** : - l'E.L.U : $1.35G + 1.5Q$
- l'E.L.S : $G + Q$
- **Situations accidentelles** : - $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 * E$

Chapitre II:

<<Pré dimensionnement>>

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a fait pour le but L'obtient des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon deux règles importants : B.A.E.L 91 et le R.P.A 99V2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement du béton et du d'acier , les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après tous les vérifications possibles

II.2.Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une surface plane et horizontale en béton armé qui limiter les différents niveaux, qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. Pour ce projet étudié, il y'a un deux type de plancher qui va être utilisé :

- **Plancher a corps creux et une dalle pleine pour les balcons .**

II.2.1.Pré-dimensionnement des planchers a corps creux :

Ce plancher sera constitué de corps creux (sans rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance), de poutrelle (ce sont les éléments résistances du plancher) , la hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA93 :

$$h_t \geq L_{max} / 22.5$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher .

Plancher pour tous les étages :

$$L_{max} = L_{entre_axes} - L_{poteau}$$

$$L_{max} = 380 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{380}{22.5} = 16.88 \text{ cm}$$

On prend un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$

Avec :

16cm : Hauteur du corps creux.

4cm : Hauteur de la dalle de compression.

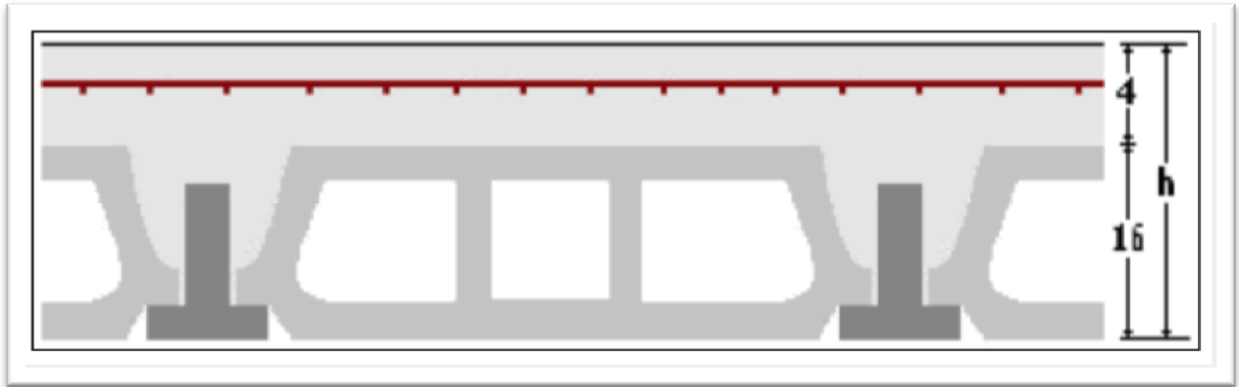


Figure II.2.1 : Détail du plancher à corps creux.

II.2.1.1.les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section té (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

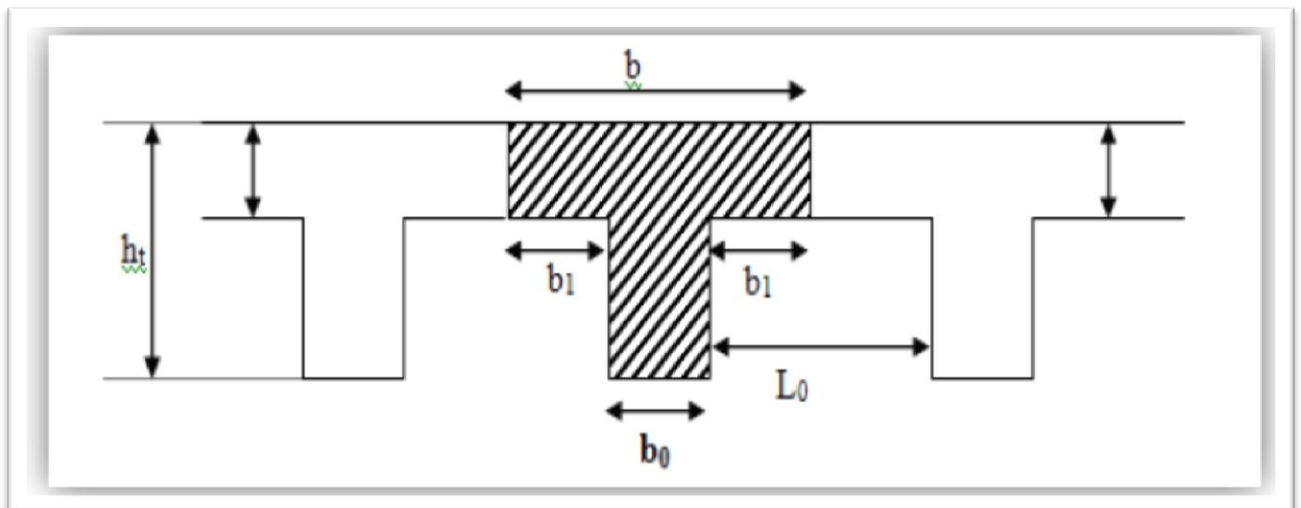


Figure II.2.1.1 : Section de la nervure

selon BAEL99 :

La largeur de la dalle compression est égale à $b = 2b_1 + b_0$

b_0 : largeur de la nervure est telle que :

$$b_0 \geq [0.3h_t ; 0; 4h_t] \text{ Avec } h_t = 20\text{cm}$$

$$b_0 \geq [6 ; 8] \quad \longrightarrow \quad \text{on adopte : } b_0 = 10\text{cm}$$

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L}{2} ; \frac{L_{max}}{10} \right] \text{ Avec : } L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq \min \left[\frac{55}{2} ; \frac{380}{10} \right] \text{ min } [27.5 ; 38] \text{ cm on adopte : } b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

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

Epaisseur de la dalle de compression	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
Entraxe des nervures	65 cm
Largeur b_0 des nervures	10 cm
Distance L_0 entre deux nervures	55 cm

Tableau II.2.1.1 : les caractéristiques géométriques de nervure.

II.2.1. Les dalles pleines

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que des Vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir de conditions ci-après

a- Résistance au feu :

- ✓ **e = 7 cm** Pour une heure de coupe-feu.
 - ✓ **e = 11 cm** Pour deux heures de coupe-feu.
- On admet : **e = 11cm**

b- Isolation phonique :

Selon les règles « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Soit **e = 15 cm**.

c- Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

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

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur trois cotés a une portée égale à : $L_x=350\text{cm}$

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow 7\text{ cm} \leq e \leq 8.75\text{cm}$$

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

Pour des raisons pratiques on prend $e = 15\text{ cm}$

II.3.Pré-dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après l'article 7.5.1 du RPA99/version 2003, les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

$$b \geq 20\text{ cm}, \quad h \geq 30\text{cm}, \quad \frac{h}{b} \leq 4, \quad b_{max} \leq 1.5 h + b_1$$

Ou :

b : est la largeur de la poutre

h : hauteur utile de la poutre

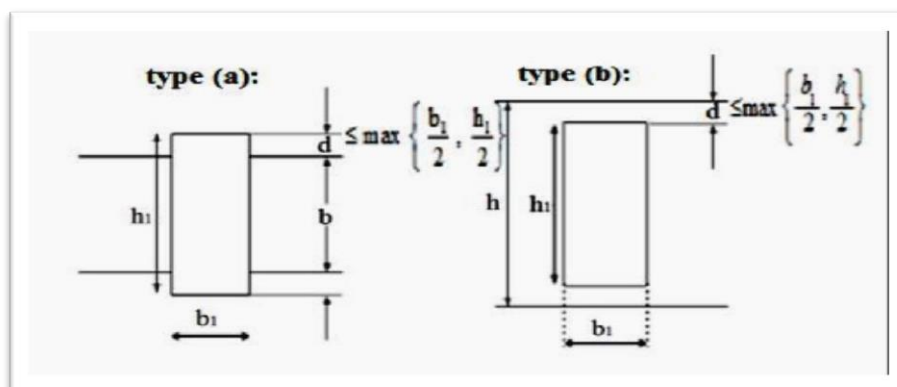


Figure II.3 : section de la poutre.

II.3.2. poutres principales :

D'après le RPA99 les dimensions de la poutre h et b sont déterminées comme suite :

-Détermination de « h » :

Si (L) la plus grande portée entre nues, dans notre cas L=520m

Condition de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\Rightarrow \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

$$\Rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

Nous opterons pour

$$h = 45 \text{ cm .}$$

-Détermination de « b » :

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$\rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}$$

Nous opterons pour $b = 35 \text{ cm}$

-Vérification (RPA99) :

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA99 D'après le R.P.A99 (Art 7.5.1) :

- $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.25 \leq 4$

Vérification → Les condition sont vérifiées.

II.3.2. Poutre secondaires :

L_{\max} : portée maximale entre nus d'appuis

$$(L_{\max} = 420 - 40 = 380 \text{ cm})$$

-Détermination de « h » :

Condition de flèche :

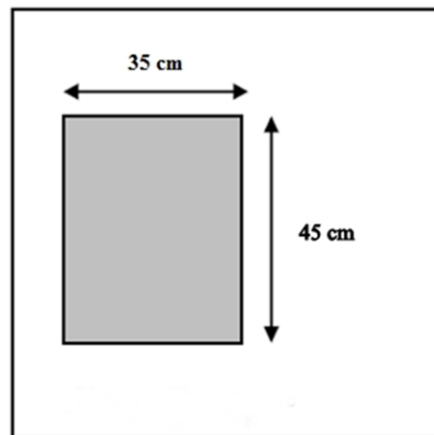


Figure II.4 : poutre principale

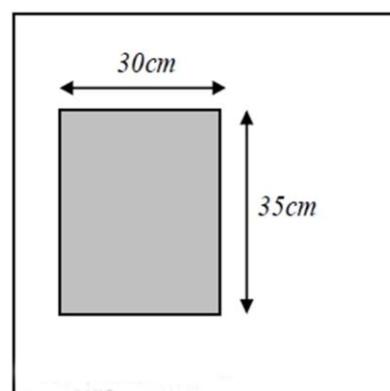


Figure II.5 : poutre secondaire

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25.33 \leq h \leq 38$$

Nous opterons pour **h= 35cm**

-Détermination de « b » :

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Nous opterons pour **b= 30 cm**

Et donc : $\begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

-Vérification : D'après le (RPA 99)

Les dimensions de la poutre doivent respecter les conditions énoncées par le RPA99 D'après le R.P.A99 (Art 7.5.1) :

- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$
- $\frac{b}{h} < 4 \text{ cm} \rightarrow h/b = 0.85 < 4$

Vérification → Les condition sont vérifiées.

-Tableau de Dimensions des poutres

poutres	Sections cm²
principales	(30×40)
secondaires	(30×35)

Tableau II .3 : Dimensions des poutres

II.4.pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se feront réduits à une force de compression centrée N perpendiculaire à la surface S et passant par le centre de gravité, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux sont données comme suit :

Dans premier temps on prend la section des poteaux comme des raisons d'architecture :

(40×40) des sections carrées pour tous les étages .Selon les conditions du RPA99 (version 2003) , doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone 1

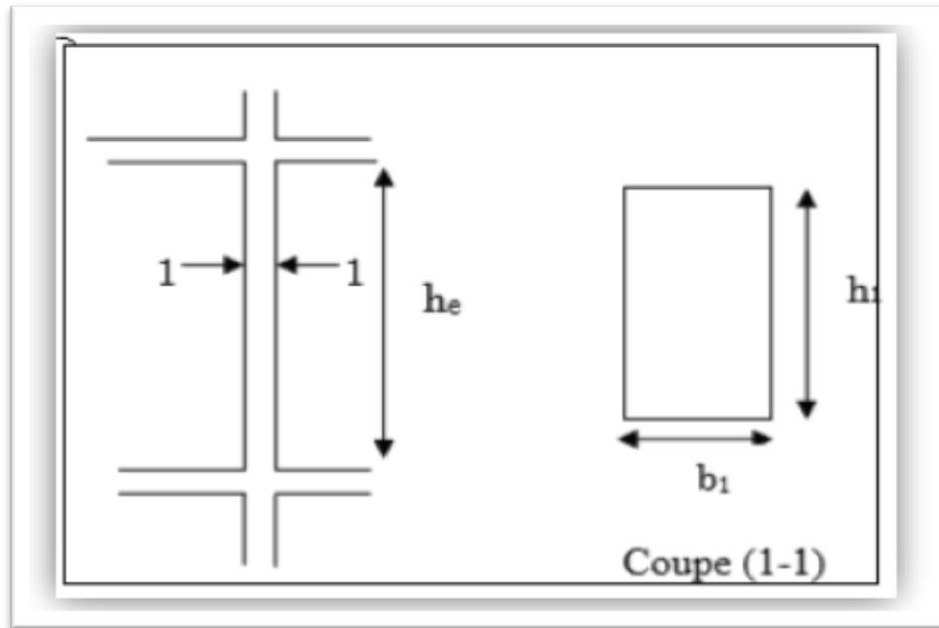


Figure II.6 : Hauteur libre d'étage.

$$\begin{cases} \text{Min} (b ; h) > 25 \text{ cm} \\ \text{Min} (b ; h) > \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

Tel que :

h_e : la hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$$h_e : 3.06 - 0.4 = 2.66\text{m}$$

II.5.Pré dimensionnement des voiles :

- ❖ Reprendre les charges verticales et horizontales ;
- ❖ Participer au contreventement des structures ;
- ❖ Assure une isolation thermique et phonique ;
- ❖ Assurer une protection incendie .

a-Pré-dimensionnement :

Les voiles sont des éléments de contreventement. Pour une structure contreventée par voiles, toutes les charges et surcharges sont reprises par ces dernier.

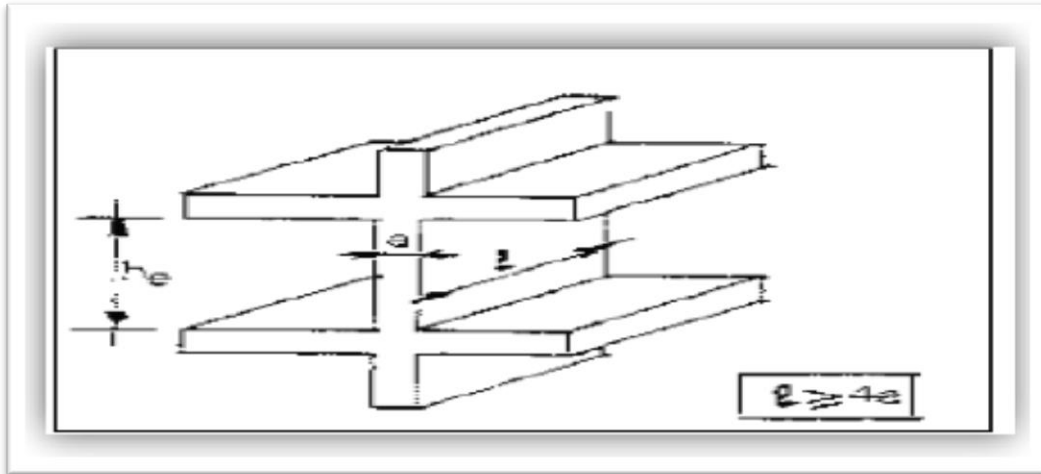


Figure II.7 : pré-dimensionnement des voiles selon le RPA 99 v 2003

b-Epaisseur :

Pour le voile simple :

$$\begin{cases} e \geq h_e \geq 20 \text{ cm} \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{cases}$$

h_e : hauteur libre d'étage

e : épaisseur du voile

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 271 \text{ m}$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{271}{20} = 13.55 \text{ cm}$$

on prend $e = 15 \text{ cm}$

II.6.Pré-dimensionnement des escaliers :

II.6.1.Définition

Escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant selon la disposition.

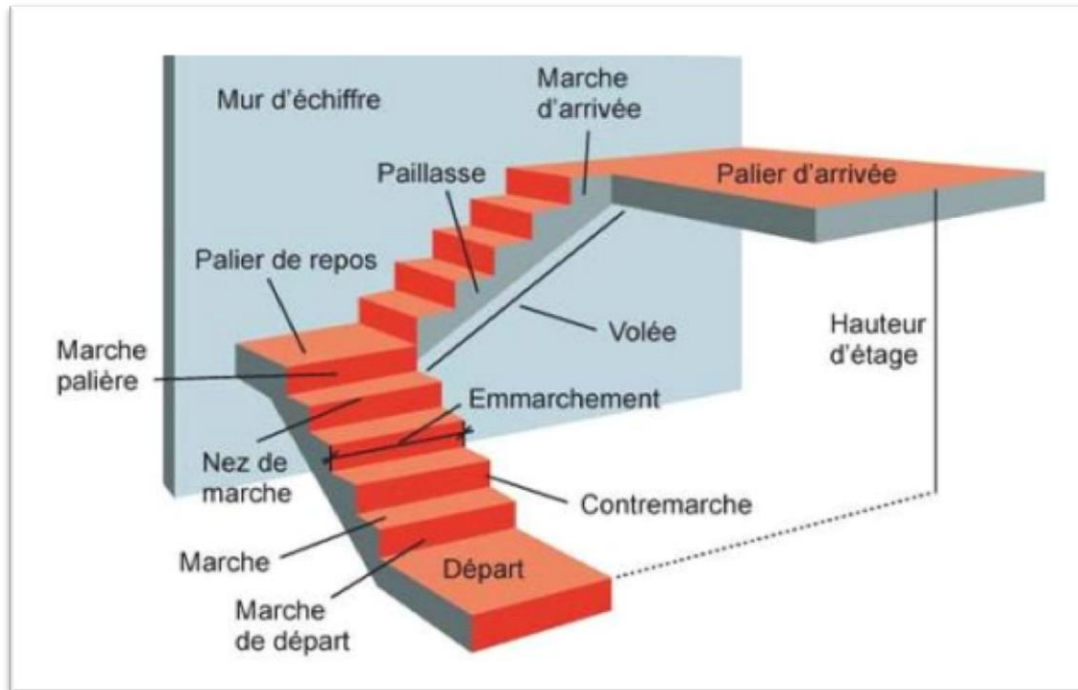


Figure II.8: Schéma d'escalier

II.6.2. Définition des éléments d'un escalier :

on appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (h) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : La longueur horizontale de la paillasse.

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de BLONDEL suivante :

$$59 < g + 2h < 64$$

Dans notre cas :

La hauteur d'étage courant : 3.06m avec deux volées

Deux volées de hauteur H=1.53 m dites : volées 01

On utilise la formule de «BLONDEL» :

$$2h + g = 64$$

$$n \times h = H$$

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

Avec :

n : le nombre des contre marches.

$(n-1)$: le nombre des marches.

➤ **Pré-dimensionnement :**

-Hauteur de la contre marche $h= 17$ cm ($16 \leq h \leq 18$) cm.

-largeur de la marche $g= 30$ cm ($22 \leq g \leq 34$) cm.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On adopte 18 marches (9 marches par volée).

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

On doit vérifier que : $59 < g + 2h < 66$ cm

Donc : la largeur de palier $L_p = 1.2$ m

Calculer la longueur de la paillasse :

$$\tan \alpha = H/L_0 = 153/240 = 0.637 \text{ Donc } \alpha = 32.517^\circ$$

Epaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e_p \leq \frac{l}{20} \quad \text{et } l = l_{\text{paillasse}}$$

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{1.53^2 + 2.4^2} = 2.84\text{m}$$

$$\frac{284}{30} \leq e_p \leq \frac{284}{20} \quad 9.46\text{cm} \leq e_p \leq 14.2\text{cm} \text{ On adopte } \rightarrow e_p = 15\text{cm}$$

II.7.Pré-dimensionnement de L'acrotère :

C'est un élément en béton armée, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente e le plancher terrasse , ses dimensions sont mentionnées dans les plans d' architecture .

La surface de l'acrotère est :

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.02 \times 0.1 \times 0.5) + (0.08 \times 0.1)$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

Chapitre III:

<< Evaluation et descente des charges >>

III.1.Evaluation des charges et surcharges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient de chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

- **Les différents charges et surcharges existantes sont :**
 - Les charges permanentes (G).
 - Les surcharges d'exploitation (Q).
 - **Charges permanentes G (DTR B.C.2.2) :**

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumiques des matériaux qui les constituent.

- **Poids volumiques des matériaux:**

Matériaux	Poids volumique (KN/m ³)	Matériaux	Poids volumique (KN/m ³)
Béton armé	25	Gravier	20
Enduit en ciment	22	Sable	18
Isolation thermique	4	Plâtre	10
Carrelage	22	Forme de pente	20
Briques creuses	9	Etanchéité	6

Tableau III.1.1 : Poids volumiques des matériaux.

- **Surcharges d'exploitation Q (DTR B.C.2.2) :**

Nature du local	Surcharges Q (KN/m ²)
Plancher terrasse (non accessible)	1
Plancher Etage courant	1.5
Escalier courant (accessible au public)	2.5
balcon	3.5

Tableau III.1.2 : Surcharges d'exploitation.

III.2.Détermination des charges et surcharges:

III.2.1.Charges permanentes :

➤ Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

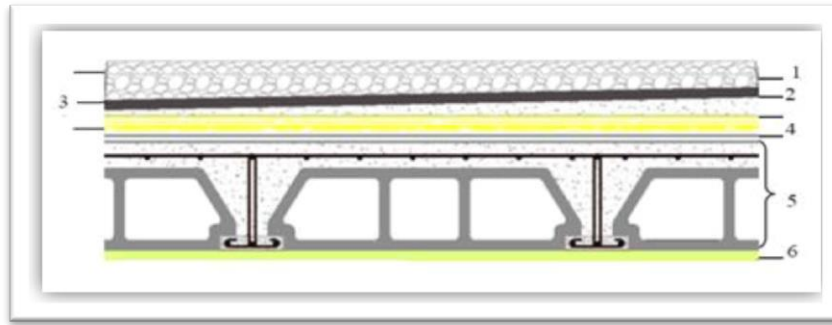


Figure III.1.1.a: Composants d'un plancher terrasse en corps creux .

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1- Protection en gravillon	0.05	20	1.00
2- Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- Forme de pente	0.10	20	2.00
4- Dalle en corps creux	0.2	/	2.80
5- Isolation thermique	0.04	4	0.16
6- Enduit plâtre	0.02	/	0.10
			G= 6.18KN/m²
			Q= 1.00 KN/m²

Tableau III.2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse = 20 cm.

➤ **Plancher étage courant :**

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

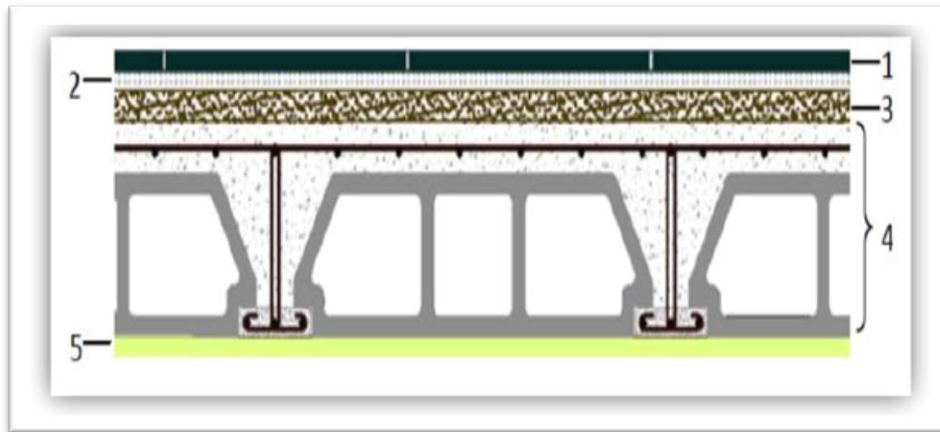


Figure III.1.1.b: Composants d'un plancher étage courant en corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	pois Volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1-carrelage	0.02	22	0.44
2 - mortier de pose	0.02	20	0.40
3-lit e sable	0.02	18	0.36
4- dalle en corps creux	0.20	/	2.8
5- enduit de plâtre	0.02	/	0.10
6- cloisons	/	/	0.1
			G= 5.1KN/m
			Q=1.5KN/m

Tableau III.3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

➤ **Maçonnerie :**

-Murs extérieurs :

Éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1- Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2- Briques creuses	0.15	9	0.9
3- lame d'aire	0.05	-	-
4- Briques creuses	0.10	9	0.9
5- Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			G= 2.44

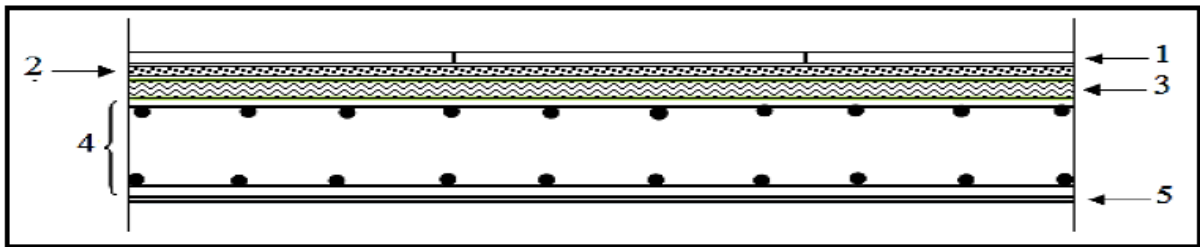
Tableau III.4 : Evaluation des charges permanentes des Murs extérieurs

-Murs intérieurs :

Éléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2- Briques creuses	0.10	9	0.9
3- Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G= 1.3

*Tableau III.5 : Evaluation des charges permanentes des murs intérieurs***➤ Balcons :**

Les balcons sont en dalle pleine .

*Figure.III.2.1.d: Composants d'un balcon (dalle pleine).*

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1- Carrelage	0.02	22	0.44
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit de sable	0.02	18	0.36
4- Dalle pleine	0.15	25	3.75
5- Enduit en plâtre	0.02	/	0.10
			G= 5.05 KN/m ²
			Q= 3.5 KN/m ²

Tableau III.6: Evaluation des charges permanentes du balcon.

- L'escalier :
- Palier

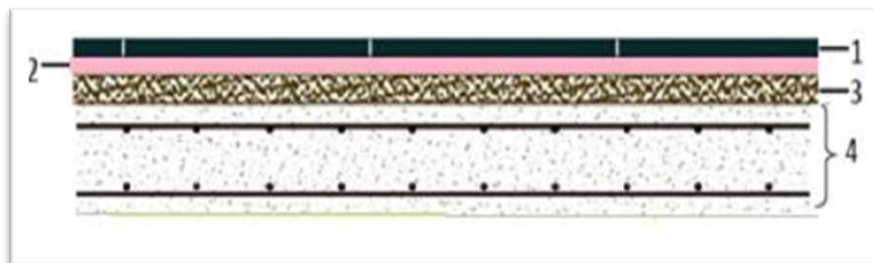


Figure III.3 : Composants d'un palier.

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /m ³)	Poids surfacique (KN /m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36
4. Dalle en BA	0 .15	25	3.75
			G=4.95KN/m2
			Q=2.5KN/m2

Tableau III.7: Evaluation des charges permanentes du palier.

- Paillasse

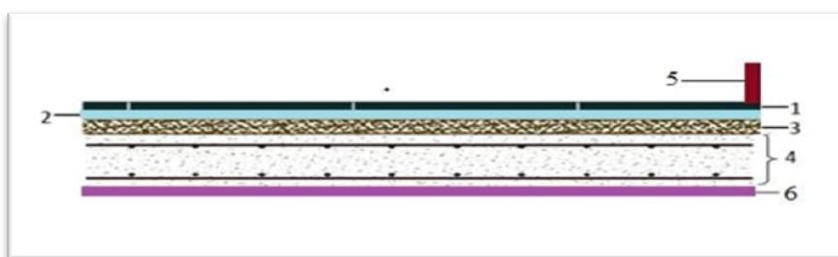


Figure III.4 : Composants d'un paillasse.

Compositions	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1. Carrelage	0.02	22	0.44
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Lit sable	0,02	18	0.36

4. Poids propre de paillasse	0.15/ Cos (32.20)	25	4.43
5. Garde-corps métal	-	-	0.10
6. poids de marches	0.17 /2	22	1.87
			G=7.6KN/m ²
			Q=2.5KN/m ²

Tableau III.8 : Evaluation des charges permanentes paillasse.

➤ **L'acrotère :**

S : section transversale de l'acrotère

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + [(0.02 \times 0.1) / 2]$$

$$\Rightarrow S = 0.069 \text{ m}^2$$

G₁ : Poids Proper de l'acrotère

$$G_1 = S \times 25 = 1.7225 \text{ KN /ml}$$

G₂ : Poids du Revêtement en enduit de ciment :

Pour revêtement de 2 cm on a :

$$X = \sqrt{(0.1^2 + 0.02^2)} = 0.102 \text{ m}$$

$$G_2 = 0.02 \times 2000 (0.6 + 0.1 + 0.102 + 0.08 + 0.5 + 0.1) = 0.583 \text{ KN / ml}$$

$$G_{\text{TOT}} = G_1 + G_2 \rightarrow G = 2.31 \text{ KN/m}^2 \text{ Avec: } Q_1 = 1 \text{ KN /m}^2$$

III.2.La descente des charges:

III.2.Introduction :

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges et les surcharges provenant à un élément porteur de la structure , depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, et ainsi la vérification des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire, et ainsi la vérification de leur section proposé, on aura à considérer :

- La poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu' il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère....)

-Les charges permanentes : la descente de charges du aux poids propre peut s'effectue en considérant pour chaque poteau son poids propre ainsi que la charge des autres éléments rapportés sur lui.

-Les charges d'exploitation : Les charges d'exploitation de chaque poteau seront réduites pour faire compte la loi de dégression DTR

III.2.2. La loi de descente des charges sur les poteaux :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étages .

III.2.3. La loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3 page 16-17)

Soit : Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasses couvrant le bâtiment,

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages (1,2,3...n) numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes :

- Sous toit ou terrasse Q_0
- Sous dernier étages (étages 1)..... Q_0+Q_1
- Sous étages immédiatement inférieur

(étage2)..... $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$

(étage3)..... $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)$

(étage4)..... $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$

(étage5)..... $(3+n)/2n (Q_1+Q_2+Q_3+ \dots Q_n)$

- Le coefficient $(3+n)/2n$, étant valable pour $n \geq 5$.
- Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :
- Pour le toi ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0.88Q$

Et ainsi de suit réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants) .

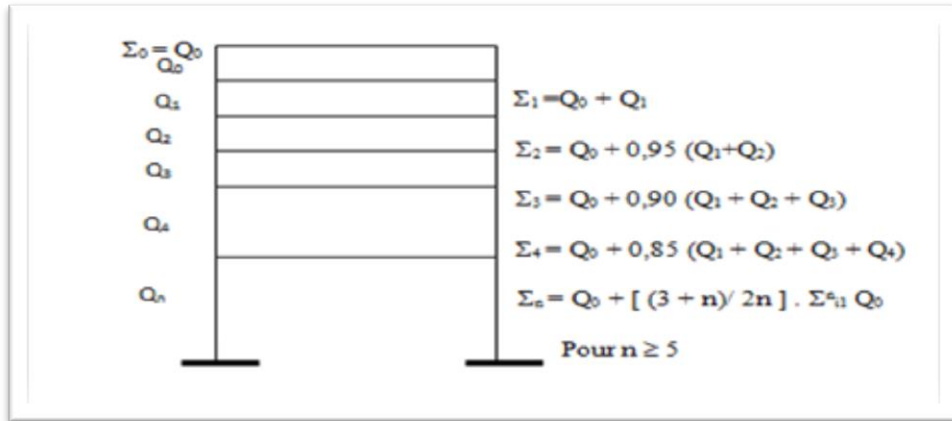


Figure III.5: Schéma explicatif de la loi de dégression

Dans ce cas on ne peut pas utiliser la méthode de la loi de dégradation parce que on est entrain d'étudier une R+5 bâtiment

III.3.3. Calcul de N_u max

III.3.3.1. Détermination du chargement

- Poteau intermédiaire

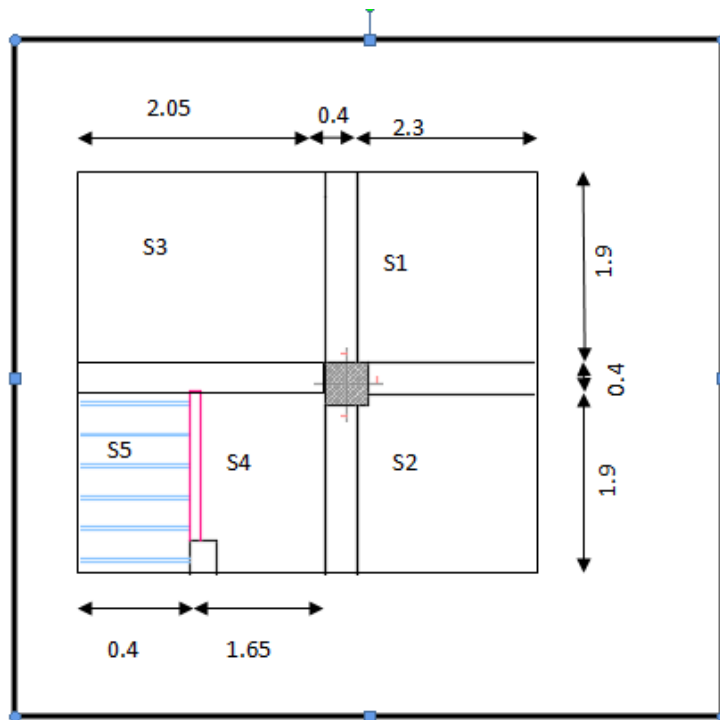


Figure III.6: surface du poteau intermédiaire

- **Calcul de la section**

$$S_1 = (2.3 \times 1.9) = 4.37 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2.3 \times 1.9) = 4.37 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.05 \times 1.9) = 3.895 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.65 \times 1.9) = 3.135 \text{ m}^2$$

$$S_5 = (0.4 \times 1.9) = 0.76 \text{ m}^2$$

Poutre principale (pp) : $S = 0.45 \times 0.35 = 0.1575 \text{ m}^2$

Poutre secondaire (PS) : $S = 0.35 \times 0.30 = 0.105 \text{ m}^2$

Poteau = $0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$

Poids des éléments :

Terrasse non accessible

$$G_{\text{pla}} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) \times G_{\text{pla}} = (4.37 + 4.37 + 3.895 + 3.135 + 0.76) \times 6.18 = 102.1554 \text{ KN}$$

Etage courant et RDC

$$G_{\text{pla}} = (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times G_{\text{pla}} = (4.37 + 4.37 + 3.895 + 3.135) \times 5.1 = 80.427 \text{ KN}$$

$$G_{\text{pla}} = (S_5 \times G_{\text{paillais}}) = 0.76 \times 7.30 = 5.548 \text{ KN}$$

Etage	Niveau et élément	G(KN)
Etage 5	Section 0-0	
	P. terrasse :	102.1554
	P. principale :	17.128
	P. secondaire : $(0.12 \times 25 \times 4.45)$	9.975
	TOTAL	129.2584
	Section 1-1	
	Venant 0-0	116.503
	Poteau : $(2.66 \times 25 \times 0.4 \times 0.4)$	10.64
	TOTAL	127.143
Etage 4	Section 2-2	
	Venant 1-1	127.143

	P. étage courant $(S_1+S_2+S_3+S_4) \times G_{pl}$	80.427
	p. Paillais: $(S_5 \times G_{paillais})$	5.548
	P. principale :	17.128
	P. secondaire :	9.975
	TOTAL	240.221
	Section 3-3	
	Venant2-2	240.221
	Poteau : $(0.18 \times 25 \times 2.66)$	10.64
	TOTAL	250.861
Etage 3	Section 4-4	
	Venant3-3	250.861
	P. étage courant : $S_T \times G$	80.427
	p. Paillais: $(S_5 \times G_{paillais})$	5.548
	P. principale : $(0.135 \times 25 \times 3.275)$	17.128
	P. secondaire : $(0.12 \times 25 \times 4.45)$	9.975
	TOTAL	363.939
	Section 5-5	
	Venant4-4	341.969
	Poteau :	10.64
	TOTAL	374.579
Etage 2	Section 4-4	
	Venant3-3	374.579
	P. étage courant : $S_T \times G$	80.427
	p. Paillais: $(S_5 \times G_{paillais})$	5.548
	P. principale : $(0.135 \times 25 \times 3.275)$	17.128
	P. secondaire : $(0.12 \times 25 \times 4.45)$	9.975

	TOTAL	487.657
	Section 5-5	
	Venant4-4	487.657
	Poteau :	10.64
	TOTAL	498.297
ETAG1	Section 6-6	
	Venant5-5	498.297
	P. étage courant : $S_T \times G$	80.427
	p. Paillais: $(S_5 \times G_{\text{paillais}})$	5.548
	P. principale : $(0.135 \times 25 \times 3.275)$	17.128
	P. secondaire : $(0.12 \times 25 \times 4.45)$	9.975
	TOTAL	610.948
	Section 7-7	
	Venant6-6	610.948
	Poteau : $(0.18 \times 25 \times 2.66)$	10.64
	TOTAL	621.588
RDC	Section 8-8	
	Venan7-7	621.588
	P. étage courant : $S_T \times G$	80.427
	p. Paillais: $(S_5 \times G_{\text{paillais}})$	5.548
	P. principale : $(0.135 \times 25 \times 3.275)$	17.128
	P. secondaire : $(0.12 \times 25 \times 4.45)$	9.975
	TOTAL	734.666
	Section 9-9	
	Venant 8-8	734.666

	Poteau : (0.18 × 25 × 2.66)	10.64
	TOTAL	745.306
	TOTAL	745.306

Tableau III.9: La charge permanente de chaque niveau (Poteau intermédiaire)

Etage	Q(KN)
Etage 05	16.53
Etage 04	25.55
Etage 03	25.55
Etage 02	25.55
Etage 01	25.55
RDC	25.55
TOTAL= 144.28	

Tableau III.10 : Evaluation des Charge d'exploitation de chaque niveau.

- Poteau de rive

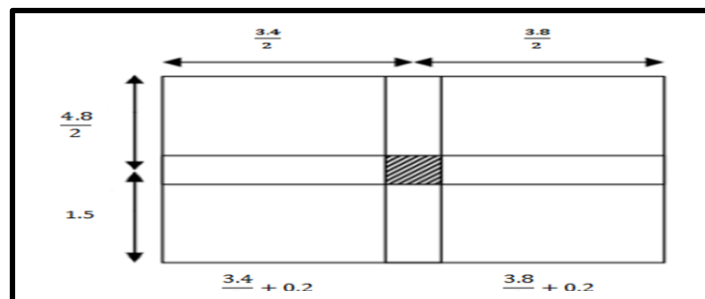


Figure III.7 : la surface du poteau de rive

- Calcul de la section

$$S_1 = 3.4/2 \times 4.8/2 = 4.80 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3.8/2 \times 4.8/2 = 4.3 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.15 \times (3.4/2 + 0.2) = 2.185 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.15 \times (3.8/2 + 0.2) = 2.415 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre principale (pp)} : S = 0.45 \times 0.35 = 0.157 \text{ m}^2$$

$$\text{Poutre secondaire (ps)} : S = 0.35 \times 0.30 = 0.105 \text{ m}^2$$

$$Poteau1 = 0.40 \times 0.4 = 0.16m^2$$

Poids des éléments :**Terrasse non accessible**

$$G_{pla1} = (S_1 + S_2) \times G_{pla} + S_3 \times G_{balcon} + S_4 \times G_{dalle\ plien}$$

$$G_{plal} = (4.80 + 4.3) \times 6.18 + 2.185 \times 5.50 + 2.415 \times 6.40 = 83.7115 \text{ KN}$$

Etage courant et RDC :

$$G'_{pla1} = (S_1 + S_2) \times G_{étg} + S_3 \times G_{balcon} + S_4 \times G_{dalle\ plien}$$

$$G'_{plal} = (4.80 + 4.3) \times 5.1 + 2.185 \times 5.50 + 2.415 \times 6.40 = 73.8835 \text{ KN}$$

Etage	Niveau et élément	G(KN)
Niveau 6 (Etage 5)	Section 0-0 :	
	Plancher	83.7115
	p. principale : (2.4×0.45×0.35×25)	9.45
	p. secondaire : (3.6×0.35×0.30×25)	9.45
	TOTAL	102.6115
Niveau 5 (Etage 4)	Section 1-1 :	
	Venant 0-0 :	102.6115
	Poteau : (0.16×25× 2.66)	10.64
	TOTAL	113.2515
Niveau 5 (Etage 4)	Section 2-2 :	
	Venant 1-1:	113.2515
	Étage courante et RDC :	73.8835
	p. principale	9.45
	p. secondaire	9.45
	TOTAL	206.035

	Section 3-3 :	
	Venant 2-2 :	206.035
	Poteau : (0.16×25× 2.66)	10.64
	TOTAL	216.675
Niveau 4	Section 4-4 :	
(Etage 3)	Venant 3-3:	216.675
	Plancher étage courant	73.8835
	p. principale	9.45
	p. secondaire	9.45
	TOTAL	308.575
	Section 5-5 :	
	Venant 4-4 :	308.575
	Poteau : (0.16×25×2.6	10.6
	TOTAL	319.215
Niveau 3	Section 6-6 :	
(Etage 2)	Venant 5-5 :	319.215
	Plancher étage courant	73.8835
	p.p. principale : (0.135×25×5.35)	9.45
	p.p. secondaire : (0.105×25×1.65)	9.45
	TOTAL	411.9985
	Section 7-7 :	
	Venant 6-6 :	411.9985
	Poteau : (0.16×25× 2.66)	10.64
	TOTAL	422.6385

Niveau 2 (Etag1)	Section 8-8 :	
	Venant 7-7 :	422.6385
	Plancher étage courant	73.8835
	p.p. principale	9.45
	p.p. secondaire	9.45
	TOTAL	515.422
	Section 9-9 :	
	Venant 8-8 :	515.422
	Poteau	10.64
	TOTAL	526.062
	Niveau 1 (RDC)	Section 8-8 :
	Venant 7-7 :	526.062
	Plancher étage courant	73.8835
	p.p. principale	9.45
	p.p. secondaire	9.45
	TOTAL	618.8455
	Section 9-9 :	
	Venant 8-8 :	618.8455
	Poteau	10.64
	TOTAL	629.4855
		629.4855

Tableau III.11 : La charge permanente de chaque niveau

Etage	Q (KN)
Etage5	12.78
Etage4	19.17
Etage 3	19.17
Etage 2	19.17
Etage1	19.17
RDC	19.17
TOTAL= 108.63 KN	

Tableau III.12: La charge d'exploitation de chaque niveau.

Donc le poteau le plus sollicité est le poteau intermédiaire

- La charge permanente totale : $G = 745.306 \text{ KN}$
- La charge d'exploitation totale : $Q = 144.28 \text{ KN}$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1222.5838 \text{ KN.}$$

III.3.3.4. Vérification de la section des poteaux

Après avoir déterminé la descente de charge du poteau le plus sollicité ; plusieurs vérifications doivent être effectuées.

- **Vérification selon BAEL91**

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

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

Considérons une section rectangulaire de dimension $b \times h$ avec $b < h$, et une section circulaire de dimension D :

$$\text{L'élancement } \lambda = \frac{L_f}{i} ; \text{ Avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie ;

B : section du béton ;

L_f : longueur du flambement.

- **Poteau (40*40)**

Dans notre cas $L_f = 0.7 L_0$: poteau encastré

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 2.31 \times 10^5 \text{ cm}^4 \quad ; \quad \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{12.01} = 17.83 \quad ;$$

$$B = b \times h = 1600 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la section réduite du béton**

A : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique tel que : $B_r = (b-0.02)(h-0.02) \text{ m}^2$

$$\gamma_s = 1.15 \quad ; \quad \gamma_b = 1.5$$

N_u : est l'effort normal ultime $N_u = 1.35G + 1.5Q$;

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ; Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ;

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 ; \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 . \end{cases}$$

A_s : section d'acier minimale ;

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) ;

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400 \text{ MPa}$) ;

On a le pourcentage d'armature est de 1 % tel que $A/Br=1/100$.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.83}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$K = \begin{cases} 1.1 & \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée à } j < 90 \text{ jours ;} \\ 1.2 & \text{Si le majeur des charges est appliqué à 28 jours ; ans les autres cas.} \end{cases}$$

On prend $K=1.1$.

si plus de la moitié des charges est appliquée à $j < 90$ jours, on devise α par 1.1

$$\alpha = \frac{0.80}{1.1} = 0.74$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(400+400)}{100} = 64 \text{ mm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.7 \% B \text{ (zone I)} = 0.007 \times (400 \times 400) = 1120 \text{ mm}^2$$

N_u (KN)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	B_r (mm ²)	\bar{N} (N)	Condition
539.63	320	1120	1120	144400	3063.64	vérifiée

Tableau III.13 : récapitulatif pour la vérification du poteau.

- **Vérification selon le RPA**

$$N_d / B_c \cdot f_{c28} \leq 0.3$$

N_d : l'effort normal

G+Q ;

B_c : section brute du poteau.

$$N_d = 745.306 + 144.28 = 889.586 \text{ KN}$$

$$889.586 \times 10^3 / 10^2 \times 40 \times 40 \times 25 = 0.1 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

- calcul du poids supplémentaire RDC :

$$\text{RDC} = 0.1 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 = 3.06 \text{ KN}$$

- Etage:

$$0.1 \times 0.4 \times 3.06 \times 25 \times 5 = 15.3 \text{ KN}$$

Total: 18.36KN

$$N_d = N_d + 18.36 = 829.447 \text{ KN}$$

$$889.856 \times 10^3 / 10^2 \times 40 \times 40 \times 25 = 0.10 \leq 0 \dots \text{CV}$$

Chapitre IV:

<< Calcul des éléments secondaires >>

IV.1.Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Les balcons.

IV.2.L'acrotère

Il sera calculé comme une console encastrée à niveau de la plancher terrasse, travail à la flexion composée. Cet élément soumis à effort horizontal G , effort normal Q et moment de reversement M dans la section d'encastrement.

IV.2.1.Mode de réalisation

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- L'effet normal dû à son poids propre G ;
- La surface horizontale due à la main courante.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$;
- Hauteur $H=60\text{cm}$;
- Epaisseur $e=10\text{cm}$.

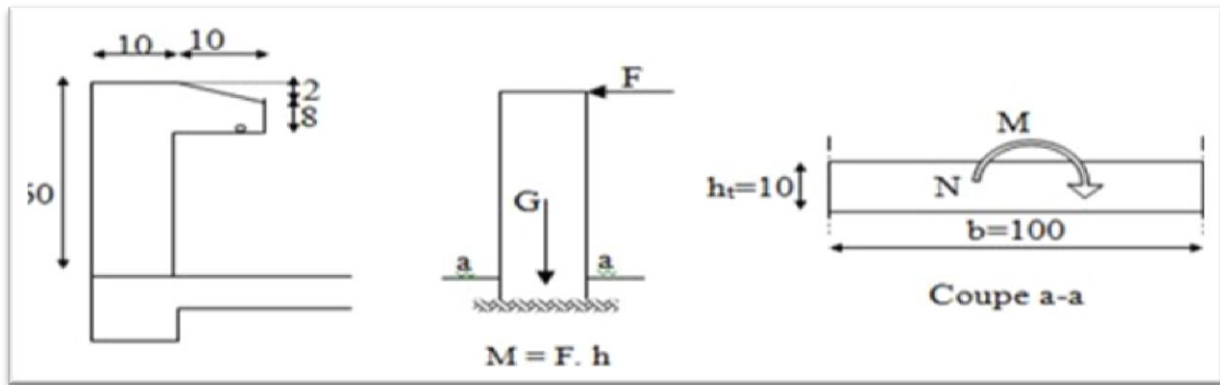


Figure IV.1 : Principe et dimensions de l'acrotère.

IV.2.2. Evaluation des charges :

L'acrotère est soumis à :

- Une charge permanente (G) :

Comme il est déjà calculé dans le chapitre III de la présente étude, sa valeur vaut :

$$G = 2.31 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation (Q) :

Suit au rôle « garde-corps » de l'acrotère, ce dernier est soumis, selon l'article 7.7 du DTR B.C.2.2, à la charge variable suivante :

$$Q = 1 \text{ KN/m (poussée de la main courante).}$$

- L'action des forces horizontales (F_p) :

D'après l'article 6.2.3 du RPA99/version 2003, les éléments secondaires sont calculés sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ;

C_p : facteur de force horizontale ;

W_p : poids de l'élément.

Dans notre cas la valeur de $A = 0.1$ (zone sismiques I, group d'usage II), la valeur de

$C_p = 0.8$ (tableau 6.1, du RPA99/version 2003), le poids propre de l'acrotère

$W_p = G = 2.25 \text{ KN/m}$ Donc : $F_p = 4AC_pW_p \Rightarrow F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 2.31 = 0,738 \text{ KN/ml}$

$F = \max (Q, FP) \Rightarrow F = Q = 1 \text{ KN/ml}$

IV.2.3.Calcul des sollicitations :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, elle est sollicitée par l'effort normal N et le moment M du à la charge horizontale.

$N = G = 2.25 \text{ KN/m}$, $V = Q = 1 \text{ KN/m}$.

Donc : $M = Q \cdot H = 1 \times 0.6 \text{ KN.m}$

- **Sollicitation et combinaison d'action :**

N_G : effort de compression due au poids (G) : $N_G = G = 2.25 \text{ KN/m}$

M_G : moment crée par N_G : $M_G = N_G \times l = 0$ (l : bras de levier = 0)

N_Q : le moment crée par la charge $M_Q = Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Effort normal de compression : $N_u = 1.35N_G = 1.35 \times 2.31 = 3.12 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1.5Q H = 1.5 \times 1.2 \times 0.8 = 0.90 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$

- **Etat limite service (ELS) :**

Effort normal de compression : $N_s = G = 2.31 \text{ KN}$

Moment d'encastrement : $M_s = Q \times H = 0.60 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $V = Q = 1 \text{ KN}$

	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
ELU	3.12	0.90	1.5
ELS	2.31	0.60	1

Tableau IV .1 : Récapitulatif des combinaisons des charge.

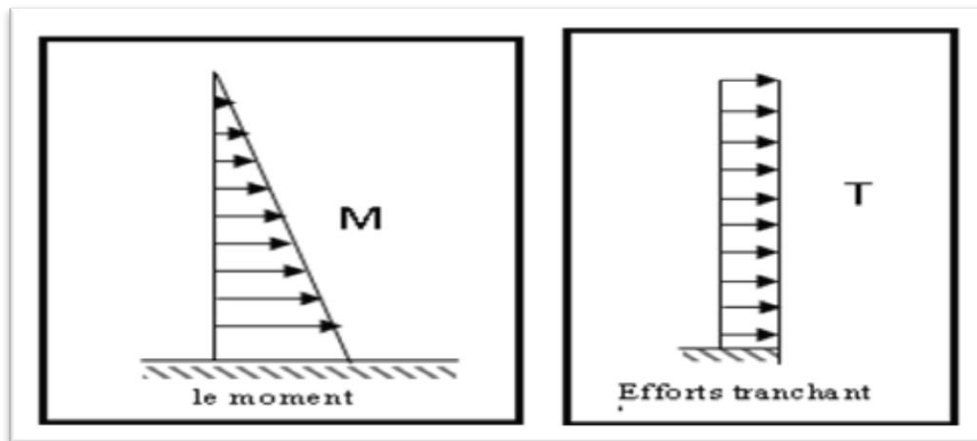


Figure IV.2: Schèmes statique de M & T

IV.2.4.Calcul du ferrailage

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur). On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries.

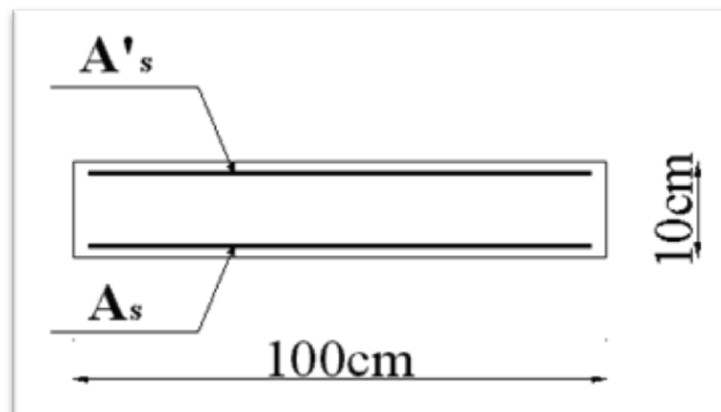


Figure IV.3 : Section de calcul de l'acrotère.

- Détermination des armatures longitudinales

- Ferrailage à l'ELU

- Calcul de l'excentricité

$$e_u = M_u / N_u \Rightarrow e_u = 0.90 / 3.1155 \Rightarrow e_u = 0.288 \text{ m} \quad e_0 = h/6 = 0.10/6 = 0.017$$

$e_u > h/6 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

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

– **Détermination de la section des armatures à la flexion simple**

$$M_{ua} = N_U \times e_a$$

$$e_a = e_a \left(d + \frac{h}{2} \right) = 0.288 \left(0.9 \times 0.1 + \frac{0.01}{2} \right) \Rightarrow e_a = 0.328 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 3.1155 \times 0.328 \Rightarrow M_{ua} = 1.021 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1021}{14.2 \times 100 \times 9^2} = 0.0088 < \mu = 0.392$$

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

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.996$$

$$A_{U1} = \frac{1021}{348 \times 0.996 \times 9} = 0.327 \text{ cm}^2$$

– **Détermination de la section des armatures à la flexion composée**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$$

$$\Rightarrow A = 0.327 - \frac{3105}{100 \times 348} = 0.237 \text{ cm}^2$$

– **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot 100 \cdot 9 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A; A_{\min}) \Rightarrow A = A_u = 1.09 \text{ cm}^2$$

Alors, on prend : $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Armatures de répartition**

- $A_r = A_{st} / 4 = 2.01/4 = 0.50 \text{ cm}^2$

- $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **Les Espacements**

- **Armatures longitudinales**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{CV.}$$

$$S_t = 100/4 \quad \rightarrow \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Armatures de répartition**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{ CV.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification à l'ELS**

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 25 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \right.$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa}$$

$$0.017 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

- **Vérification de la contrainte à la compression du béton :**

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

– Position de l’axe neutre

$$by_{12} / 2 + 15A_{st}y_1 - 15dA = 0$$

$$y_1 = 2.045 \text{ cm}$$

– Moment d’inertie

$$I = b/ 3y_{13} + n (A_{st} (d - y_1)^2)$$

$$I = 1743.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = (M_{ser} / I) y_1 = 0.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{cv})$$

– Contrainte maximale de traction des aciers

$$\sigma_s = n .M_{ser} (d - y) / I = 74.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e, \max \left[110 \sqrt{\eta f_{tj}}; \frac{F_e}{2} \right] \right] = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 74.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa} \dots\dots (\text{cv})$$

IV.2.5. Récapitulatif de calcul

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
Longitudinal	0.237	1.09	4HA8	2.01	25
transversal	0.50	1.09	4HA8	2.01	20

Tableau IV .2 : Récapitulatif de ferrailage d’acrotère.

τ _u	τ _u	σ _{bc}	σ _{bc}	σ _s	σ _s	Observation
0.017	2.5	0.70	15	74.53	201.66	C.V

Tableau IV .3 : Récapitulatif de vérification à ELS d’acrotère

IV.2.6. Schémas de ferrailage

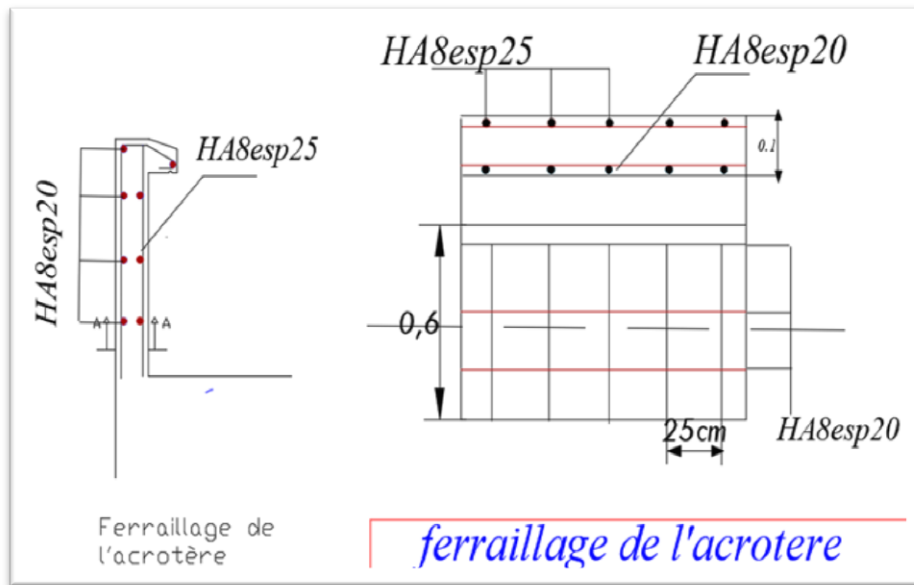


Figure IV.4 : Ferrailage d'acrotère

IV.3. Balcon

IV.3.1. Définition

Le balcon est une dalle pleine encadrée dans les poutres, il est calculé comme une console, ferrillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q

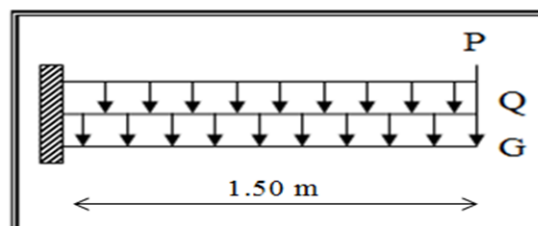


Figure IV.5 : schéma statique.

IV.3.2. Evaluation des charges

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère

$$G = 5.05 \text{ KN/m}^2$$

$$P = G_{\text{m ex}} \times h_L = 2.44 \times (3.06 - 0.35) = 6.61 \text{ KN}$$

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

IV.3.3. Combinaison de charge

- ELU

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(5.05) + 1.5(3.5) = 12.067 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1.35p = 1.35 \times 6.61 = 8.923 \text{ KN/ml}$$

- ELS

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5.05 + 3.5 = 8.55 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 6.61 \text{ KN/ml}$$

IV.3.4. Détermination des sollicitations

$$M_u = q_u l^2 / 2 + p_u l$$

$$M_u = [12.067 \times (1.15)^2 / 2] + [8.923 \times 1.15] = 18.240 \text{ KN.ml}$$

$$M_{\text{ser}} = [q_s l^2 / 2] + P_s l = 8.55 \times (1.15)^2 / 2 + 6.61 \times 1.15 = 13.255 \text{ KN.ml}$$

$$V_u = q_u l + p_u = 12.067 \times 1.15 + 8.923 = 22.80 \text{ KN}$$

q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)	P_u (KN/ml)	P_s (KN/ml)	M_u (KN.ml)	M_{ser} (KN.ml)	V_u (KN)
12.067	8.55	8.923	6.61	18.240	13.288	22.80

Tableau VI.4 : Chargement et sollicitations sur le balcon

IV.3.5. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur et la fissuration considérée comme préjudiciable.

On a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bu} = 14.20\text{MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$; $\sigma_s = 34\text{MPa}$; $f_e = 400\text{MPa}$

$b = 100\text{ cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0.9h = 13.5\text{cm}$.

- **Calcul à l'ELU:**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18240}{100 \times 13.5^2 \times 14.20} = 0.070; \mu < \mu_1 = \Rightarrow \text{Section sans armatures comprimées}$$

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.090 ; \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.964$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18240}{0.964 \times 13.5 \times 348} = 4.027 \text{ cm}^2/\text{1m}$$

- **Condition de non fragilité :** d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adopte : $A_s = \max(A_{su} ; A_{\min}) \Rightarrow A_s = A_{su} = 4.027 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est : **4HA12 = 4.52 cm²/ml**

- **Espacement des armatures :**

$$S_t = \frac{b}{4} = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition:**

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est : **4HA8 = 2.01 cm²**

• **Espacement des armatures :**

$$S_t = \frac{b}{4} = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$	$A_{\text{rép}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
0.070	0.090	0.964	4.027	1.63	4HA12=4.52	25	4HA8=2.01	25

Tableau IV.5 : Ferrailage du balcon.

• **Vérification au cisaillement:** selon le BAEL91 Article (A.5.1.1)

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, tel que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22.80 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.168 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Donc on a : $\tau_u = 0.168 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

• **Vérification à L'ELS :**

Contrainte limite de compression du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

Contrainte limite de traction de l'acier en fissuration préjudiciable est :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max\left(\frac{f_e}{2} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right) = 201.63\text{MPa}$$

IV.3.6. Calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s :

Position de l'axe neutre y_1 : ($A' = 0$)

$$\Rightarrow by^2 + 30 Ay - 30dA = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 30 \times 4.52 y - 30 \times 13.5 \times 4.52 = 0$$

$$\Rightarrow 100y^2 + 135.6 y - 1830.6 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = b^2 - 4 a c \Rightarrow \Delta = 750627.36 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 866.387$$

$$\Rightarrow y = 3.65 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I_x = \frac{b.y_1^3}{3} + n.A_s(d - y_1)^2$$

$$I_x = 7481.548\text{cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} = 5.44\text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{n.M_{ser}}{I_x}(d - y_1) = 26.24\text{MPa} \end{array} \right.$$

• **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.44\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \sigma_s = 26.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 Article (B.C.5,2), si les deux condition suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{6} \Rightarrow \frac{0.15}{1.15} = 0.130 > \frac{1}{1.6} = 0.625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bullet \frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 113.5} = 0.0033 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.7 Schémas du ferrailage :

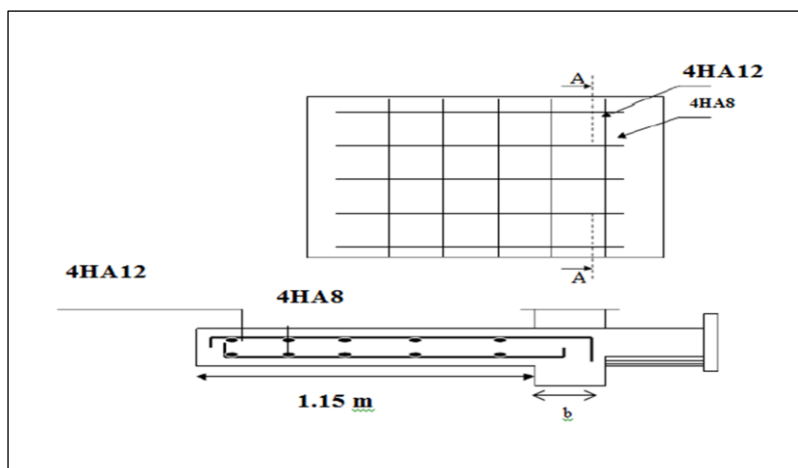


Figure IV.6 : Ferrailage du balcon

IV.4.L'escalier :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (paillasse).

- **Les dimensions de la section**

- $h = 15 \text{ cm}$;
- $b = 100 \text{ cm}$;
- $d = 13.5 \text{ cm}$.

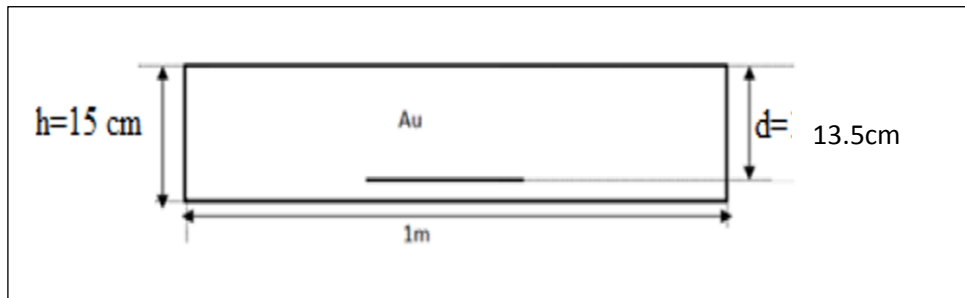


Figure IV.7 : position des armatures structurales du plaier.

IV.4.1.Calcul des sollicitations

	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	$q_u=1,35G+1,5Q$	$q_s=G+Q$
Paillasse	7.6	2,50	14.01	10.1
Palier	4.95	2,50	6.8	7.45

Tableau IV.6 : Chargement sur l'escalier.

- **La charge équivalente** : $q_{\text{éq}} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_1 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$

Avec :

q_1 : la charge du paillasse.

q_2 : la charge du palier.

– Etat limite ultime (ELU) :

$$q_{\acute{e}q} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_1 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$q_{\acute{e}q} = \frac{(6.8 \times 0.6) + (14.01 \times 2.40) + (6.8 \times 1.20)}{0.6 + 2.40 + 1.20} = 10.92 \text{ KN/m}$$

– Etat limite service (ELS) :

$$q_{\acute{e}q} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_1 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$q_{\acute{e}q} = \frac{(7.45 \times 0.6) + (10.1 \times 2.40) + (7.45 \times 1.20)}{0.6 + 2.40 + 1.20} = 8.964 \text{ KN/m}$$

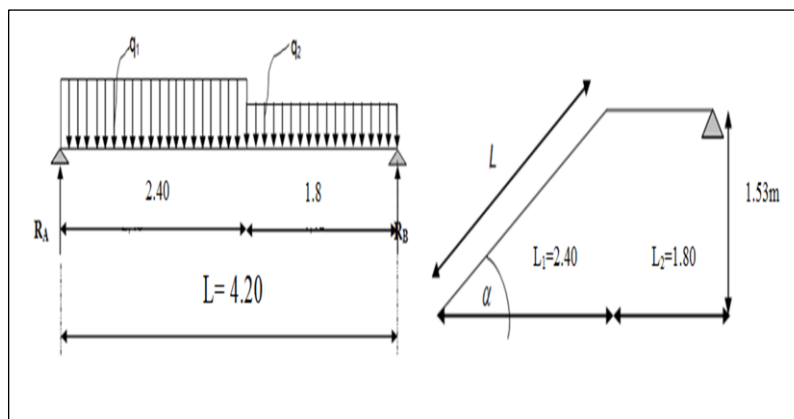


Figure IV.8: Schéma statique et chargement des escaliers.

IV.4.2. Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants :

On prend une bande de 1mètre linéaire

- Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{\acute{e}q} \cdot L^2}{8}$
- Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$
- L'effort tranchant : $V = \frac{q_{\acute{e}q} \cdot L}{2}$

Les efforts internes de l'escalier sont donnés par le tableau :

	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	V(KN)
ELU	24.078	20.466	12.039	22.932
ELS	19.765	16.800	9.882	18.824

Tableau IV .7 : Moments des escaliers aux états limites.

IV.4.3. Ferrailage des escaliers

❖ Ferrailage en travée :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

Les données sont : $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bu} = 14.20\text{ MPa}$; $f_{ij} = 2.1\text{MPa}$; $\sigma_s = 348\text{MPa}$;

$f_e = 400\text{MPa}$; $b = 100\text{cm}$; $h = 15\text{cm}$; $d = 0.9h = 13.5\text{cm}$.

• Calcul à l'ELU:

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20466}{100 \times 13.5^2 \times 14.20} = 0.079; \mu < \mu_1 = 0.392$$

⇒ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.103, \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.547\text{cm}^2$$

• Condition de non fragilité : d'après le BAEL91 Article (B.7.4)

$$A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.63\text{cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 4.547\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63\text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On va adopter en travée **4HA14** de la section $A_{adp} = 6.16\text{ cm}^2$

• Calcul de l'espacement :

$$S_t = \frac{b}{5} = 20\text{cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$A_{\text{rép}} = \frac{A_{adp}}{4} = 1.54\text{cm}^2, \text{ On a choisi : } \mathbf{4HA8 = 2.01\text{cm}^2}$$

Avec un espacement : $S_t = 25\text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{ cm}$

❖ Ferrailage sur appuis :

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

M_{au}	μ	α	A'_s (cm^2)	β	$A_{sa}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$	S_t (cm)
12039	0.046	0.058	0	0.976	2.62	4HA10=3.14	25

Tableau IV.8 : Ferrailage sur appuis à L'ELU(escalier)

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28.b.d}}{f_e} = 1.63 cm^2$$

Donc : $A_s = 2.62 > A_{min} = 1.63 cm^2$ Condition vérifiée

- **Armature de répartition :**

$$A_{rép} = \frac{A_{adp}}{4} = 0.785 cm^2. \text{ On choisit : } \mathbf{4HA8} = 2.01 cm^2$$

Avec un espacement : $S_t = 25 cm < \min(3h ; 33cm) = 33cm$

- **Vérification des contraintes de cisaillement (ELU) :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) = 3.33MPa \quad (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{22.932 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.169MPa < \bar{\tau} = 33MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires pour ce cas.

IV.4.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service (ELS) :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

La vérification de la contrainte de compression de béton σ_{bc} n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **En travée :**

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = 1.218$$

$\alpha = 0.103 < \alpha_1 = 0.359$ condition vérifier.

• **Sur appui :**

$$\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_{au}}{M_{a\ ser}} = 1.218$$

$\alpha = 0.058 < \alpha_1 = 0.359$ condition vérifier.

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

IV.4.5.Schéma du ferrailage :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la figure suivante :

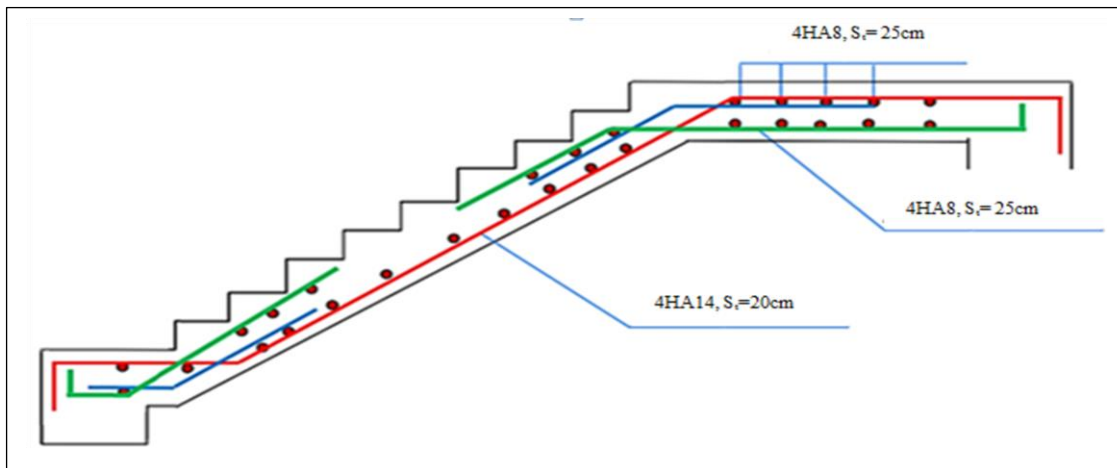


Figure IV.9 : Schémas de ferrailage des escaliers.

IV.4.6.Calcul de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

IV.4.6.1.Pré-dimensionnement :

Selon le BAEL91 : La hauteur h et la largeur b de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : } L= 300\text{cm} \Rightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

On prend $h = 35\text{cm}$.

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \text{Avec } h = 35\text{cm} \Rightarrow 10\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

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

- Vérification selon le RPA99/version 2003 :

$$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section de la poutre palière sera donc de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

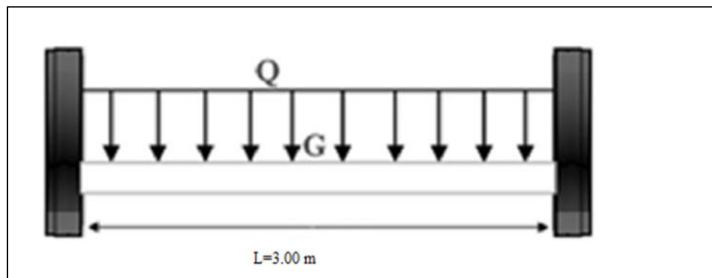


Figure IV.10 : Schémas statique de la poutre palière.

IV.4.6.2. Evaluation des charges

- Charge permanente (G) :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du mur : } 2.44 \times (3.06 - 1.53 - 0.40) = 2.75 \text{ KN/ml}$$

$$G = 5.375 \text{ KN/m}^2$$

- Charge d'exploitation (Q) :

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

- La réaction du palier due à l'escalier (R) :

$$\text{Les réactions du palier sur la poutre : } R = q_{\text{éq}} L/2$$

$$R_u = 10.92 \times \frac{3}{2} = 16.38 \text{ KN/m}$$

$$R_s = 8.964 \times \frac{3}{2} = 13.446 \text{ KN/m}$$

IV.4.6.3. Combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1.35G + 1.5Q + R = 27.386 \text{ KN/m}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q + R = 21.321 \text{ KN/m}$$

IV.4.6.4. Calcul des efforts internes :

$$\text{Le moment fléchissant} : M_0 = M(x) = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

$$\text{Effort tranchant} : V = V(x) = \frac{q \cdot L}{2}$$

$$\text{Moment en travée} : M_t = 0.85M_0$$

$$\text{Moment sur appuis} : M_0 = 0.3M_0$$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	M_0 KN.m	M_t KN.m	M_a KN.m	V KN
E.L.U	30.809	26.187	9.242	46.213
E.L.S	23.986	20.388	7.195	31.981

Tableau VI.9 : Moments et effort tranchants (PP)

IV.4.6.5. Ferrailage sous sollicitations de la flexion simple :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, le ferrailage de la poutre palière est fait en flexion simple à l'ELU. Sachant que :

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.20 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}.$$

❖ Ferrailage en travée :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.018 \quad \mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{section sans armatures comprimées } A_s' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.022, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.41 \text{ cm}^2$$

On adopte **3HA12** avec $A_{adp} = 3.39 \text{ cm}^2$

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

$$A_{st} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28,b,d}}{f_e} \quad (\text{BAEL91 Article (B.7.4)})$$

Donc :

$$\left\{ A_{st} = 2.41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91}) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \right.$$

- ❖ **Ferraillage sur appui :**

$$\mu = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.065, \mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section des armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.084 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.966, A_{sa} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 0.872 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{sa} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28,b,d}}{f_e} \quad (\text{BAEL91 Article (B.7.4)})$$

Donc : $A_{sa} = 0.872 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91}) \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

On adopte **3HA14** avec $A_{adp} = 4.622 \text{ cm}^2$

IV.4.6.6. Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA/99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par l'expression suivante : $A_t = 0.003 S_t \cdot b$

$$\text{Avec : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \left(\frac{35}{4}, 1.4 \times 12\right) \Rightarrow S_t = 8.75 \text{ cm}$$

$A_t = 0.003 \times 8.75 \times 30 = 0.787 \text{ cm}^2$, dans la zone nodale on adopte **2HA8** = 1 cm^2 .

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 17.5 \text{ cm, dans la zone courante.}$$

$A_t = 0.003 \times 17.5 \times 30 = 1.575 \text{ cm}^2$, donc on adopte **4HA8** = 2.01 cm^2 .

IV.4.6.7. Vérification au cisaillement (ELU) :

Il faut vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

Sachent que la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{42.213 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.446MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa$$

IV.4.6.8. Vérification à l'état limite de service(ELS) :

Aucune vérification à l'ELS si : $\alpha \leq \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

- **En travée** : $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{26.187}{20.388} = 1.284$, $\alpha = 0.022 < \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.392$

Fissuration non préjudiciable, Donc aucune vérification à l'ELS à effectuer.

- **Sur appui** : $\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = \frac{9242}{7195} = 1.284$, $\alpha = 0.084 < \alpha_1 = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.392$

Donc aucune vérification à l'ELS à effectuer.

IV.4.6.9. Vérification de la flèche :BAEL91 Article(B.6.5,1)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{240} = 0.145 > \frac{1}{16} = 0.0625$... Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{240} = 0.145 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.084$... Condition vérifiées.
- $\frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 31.5} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$... Condition vérifiées.

IV.4.6.10. Ferrailage sous sollicitations de la torsion :

- **Calcul de la contrainte tangentielle de la torsion :**

Selon l'article (A.5.4.2) des règles BAEL91, l'contrainte de cisaillement dû à la torsion pour une section pleine se calcule comme suit :

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} \quad (\text{Formule de Rausch})$$

Avec : M_{tor} : le moment de torsion, dont il est égal à:

$$M_{tor} = M_{au}(\text{Escalier}) = 12.039KN.m$$

e : Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$: L'aire du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi (aire hachuré).

$$\Omega = (h - e)(b - e) = 750 \text{ cm}^2. \text{ Donc: } \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{12.039 \times 10^3}{2 \times 750 \times 5} = 1.605 \text{ MPa}$$

- **Vérification des contraintes tangentielles:**

L'article A.5.4.3 des règles BAEL 91 recommande de faire la vérification suivante :

$$\sqrt{\tau_u^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Section plein}).$$

Donc : $\sqrt{\tau_u^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0.438^2 + 1.605^2} = 1.663 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- **Détermination des armatures de torsion**
- **Les armatures longitudinales :**

Suivant la règle des coutures décrit par l'article A.5.3.1 des règles BAEL91 on a :

$$A_L = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2\Omega \cdot \sigma_s} \text{ Avec : } \mu : \text{ Le périmètre de l'aire } \Omega, \text{ et qui se calcul comme suit :}$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h + e)] = 110 \text{ cm} \text{ Donc: } A_L = \frac{\mu \cdot M_{tor}}{2\Omega \cdot \sigma_s} = 2.53 \text{ cm}^2.$$

- **Les armatures transversales :**

Selon la même règle on a : $A_T = \frac{S_t \cdot M_{tor}}{2\Omega \cdot \sigma_s}$ On prend un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$.

$$\text{Donc : } A_T = \frac{S_t \cdot M_{tor}}{2\Omega \cdot \sigma_s} = \frac{15 \times 12.039 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 0.345 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale des armatures (BAEL91)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sum A_L \cdot f_e}{e \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.53 \times 400}{5 \times 110} = 2.024 > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_T \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.345 \times 400}{30 \times 15} = 0.30 > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.6.4.11. Schéma de ferrailage de la poutre palière :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la figure suivante :

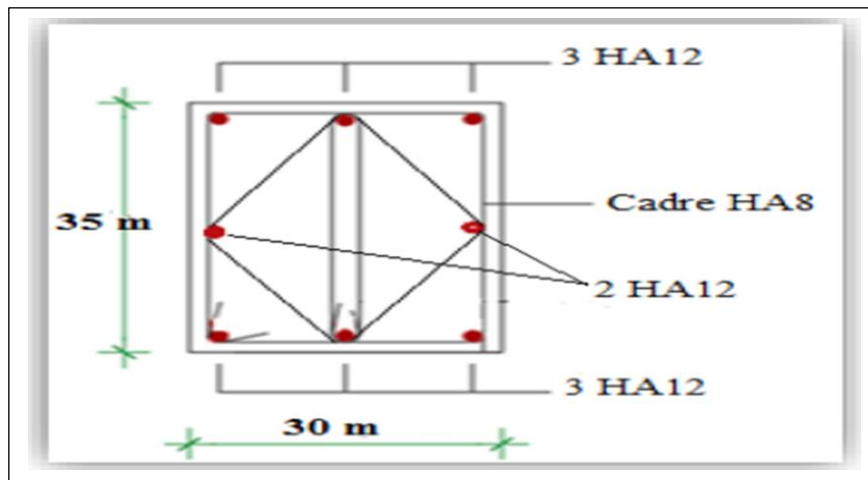


Figure IV .11 : ferrailage de la poutre palière

Chapitre V:

<< Etude Sismique >>

V.1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Le séisme correspond à des vibrations du sol provoqué une vibration soudaine d'énergie de déformation accumulée la croûte terre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau. Ce phénomène naturel peut causer des pertes humaines et matérielles ce qui rend l'étude de comportement de structure sans l'effet des actions dynamique dues au séisme est obligatoire et doit être justifié selon les règles parasismique algériennes.

V.2.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3.Méthodes de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente ;
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.3.1.Méthode statique équivalente

V.3.1.1.Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.3.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec

Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les Conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante : zone I :

Touts groupes

Notre bâtiment présente une régularité en élévation, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **65 m**, donc selon RPA 99, on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

V.3.1.3. Calcul de l'action sismique

V.3.1.3.1. Calcul de l'action sismique système portique

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

--

❖ Caractéristiques Dynamiques de la structure

-Zone I : sismicité faible;

-Groupe d'usage : 2 ;

-A : coefficient d'accélération de zone, $A = 0.08$;

-Q : Facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
- la régularité en plan et en élévation ;
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

- Valeurs des pénalités P_q

Critère « q »	Sans X-X	Sans Y-Y
1. Condition minimales sur les files de contreventement	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
2. Redondance en plan	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
3. Régularité en plan	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
4. Régularité en élévation	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé $P_q=0.05$	Non Observé $P_q=0.05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé $P_q=0$	Observé $P_q=0$

Tableau V.1 : Valeurs des facteurs de qualités de la variante

$$Q = 1 + P \Rightarrow Q = 1 + 0.1 \Rightarrow Q = 1.1$$

-D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur -de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement [70]

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

-Amortissement : $\xi = 7\%$ [71]

Donc

$$\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0.88 > 0.7$$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

Avant tout, il faut calcul la période fondamentale du bâtiment en utilisant deux formules empirique suivant :

-Estimation empirique avec la formule 1

$$T_{\text{emp}} = C_t \times h_N^{3/4}$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour noter cas C_t est le même dans deux direction.

$$C_{tx} = C_{ty} = 0.05$$

h_N : hauteur totale de la structure.

$$h_N = 18.36 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } T_{y1} = T_{x1} = 0.44 \text{ sec}$$

- Estimation empirique avec la formule 2

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{L}$$

L : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$L_x = 23 \text{ m} \quad L_y = 9.5 \text{ m}$$

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{23}} = 0.34 \text{ sec} \Rightarrow T_{x2} = 0.34 \text{ sec}$$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 18.36}{\sqrt{9.5}} = 0.53 \text{ sec} \Rightarrow T_{y2} = 0.53 \text{ sec}$$

Condition sur la période fondamentale du bâtiment retenir dans chaque direction considère

La plus petite des 2 valeur données. Par la formule empirique.

$$T_X = \min (T_{x1}, T_{x2}) \quad \mathbf{T_X = 0.34 \text{ sec}}$$

$$T_y = \min (T_{y1}, T_{y2}) \quad \mathbf{T_y = 0.44 \text{ sec}}$$

Tableau.4.7 RPA99 p34 (valeurs de T_1 et T_2)

Site S 2 : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0.40 \text{ sec}$.

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site ;

T : période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 0 \leq T_X \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.34 \leq 0.4 \rightarrow DX = 2.5\eta \\ T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow 0.4 \leq 0.44 \leq 3.0 \text{ s} \rightarrow DY = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \end{cases}$$

Alor :

$$D_x = 2.2$$

$$D_y = 2.06$$

-**R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système

De contreventement

✓ Sens X-X : $R_x=4$; Sens-Y-Y : $R_y=4$.

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	V _{staq}
Longitudinal	0.08	2.2	4	1.1	15245.42	737.87
Transversal	0.08	2.06	4	1.1	15245.42	690.92

Tableau V. 2: Caractéristique dynamique de la structure.

V.3.1.4. Modélisation des masses

✓ Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est Plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés ;

✓ La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à

✓ partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie ;

✓ Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.1.5. La résultante de la force sismique

La résultante de force sismique à la base V_t , obtenue par combinaison de valeurs modales ne doit pas être inférieure à «80% »de la résultante des forces sismique déterminer par la méthode statique équivalente V par une valeur du période fondamental donne par la formule empirique appropriée, Si ($V_d > 0,8V_s$).

V.3.2. Méthodes dynamiques

a) La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise ;

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.3.2.1. Méthode dynamique spectrale modale

- **Principe de la méthode**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel « **ROBOT** ».

- **Nombre de modes à considérer**

a- Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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,

- où 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 de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

b- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de

L'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K = 3 (N)^{1/2} \quad \text{et} \quad T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

- **Spectre de réponse**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Pour cette étude on a utilisé le logiciel *Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014*

- **Présentation du logiciel de calcul**

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, est le progiciel (groupe de logiciels) *ROBOT structural Analysis Professional 2014*.

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non- linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception international (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyse, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes:

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet ;
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO.

La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.).

IV.3.2.2. Modélisation de la structure

IV.3.2.2.1. Analyse statique et dynamique

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements.

a) Analyse statique

Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec :

$[K]$: Matrice de rigidité,

$\{U\}$: Vecteur de déplacement,

$\{R\}$: Vecteur de chargement,

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- - Le poids propre de l'élément poutre ou poteau ;
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique ;
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b) Analyse par le spectre de réponse

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\} \quad \text{Avec :}$$

$[C]$: Matrice d'amortissement ;

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol ;

$\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélération sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

V.5.2.2.2. Poids total de la structure "W"

-W: poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes ;

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération donné par le $\rightarrow \beta = 0.2$. [83]

a. Système portique

<i>Niveau</i>	<i>W_{étage} (KN)</i>
<i>RDC</i>	<i>2456.48</i>
<i>1^{er} étage</i>	<i>2496.87</i>
<i>2^{émé} étage</i>	<i>2496.87</i>
<i>3^{émé} étage</i>	<i>2496.87</i>
<i>4^{émé} étage</i>	<i>2535.51</i>
<i>5^{émé} étage</i>	<i>2762.82</i>

Tableau V. 3: Poids de chaque étage de la structure

V.3.2.2.3. Les données géométriques

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

Système portique

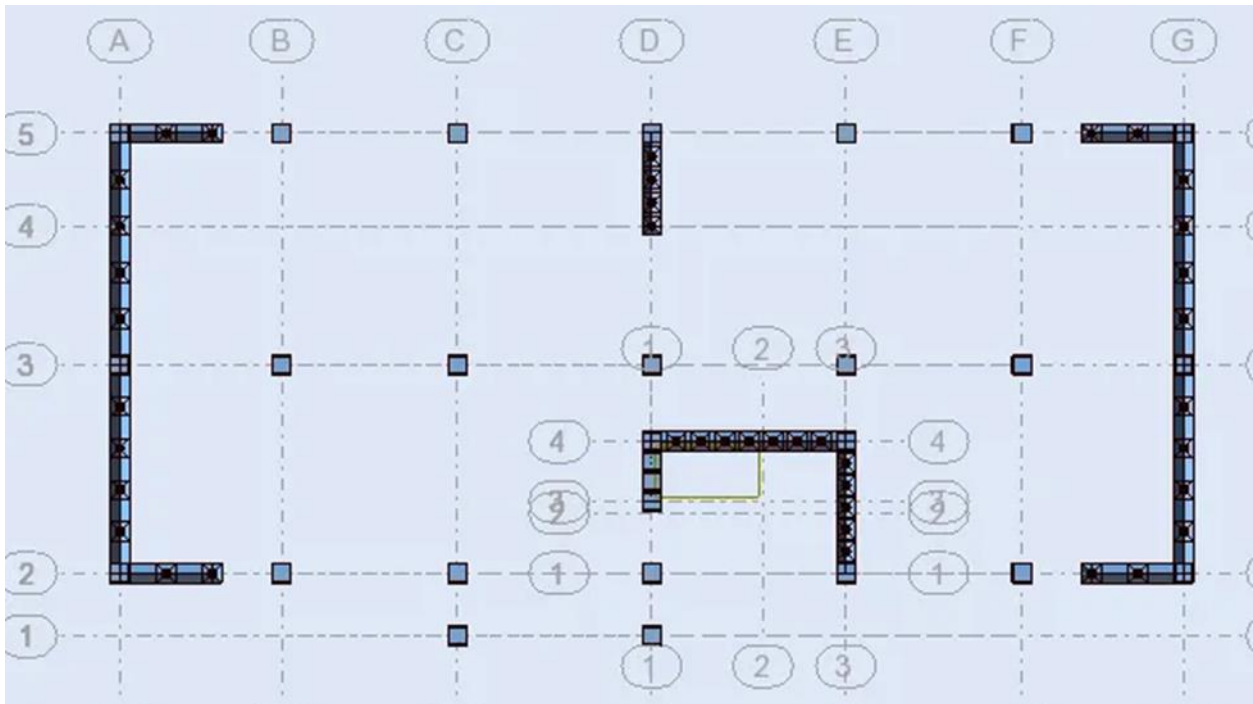


Figure V.1: Position des voiles .

V.3.2.2.3.1. Centre de masse

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, Plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.), Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec : M : la masse de l'élément i ;

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

V.3.2.2.3.2. Centre de torsion

Les coordonnées du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_{cj} = \sum I_{jy} X_j / I_{jy} \quad \text{Et} \quad Y_{cj} = \sum I_{jx} Y_j / I_{jx}$$

Avec :

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y ;

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} ;

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x ;

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

-L'excentricité théorique :

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}| \quad \text{Et} \quad e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité:

a. Système portique

Etage	Position de center de masse		Position du center de torsion		Excentricité	
	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	X_{CR}	Y_{CR}	e_{xt}	e_{yt}
RDC	11.71	4.68	12.01	3.14	0.3	1.54
1	11.75	5.03	12.01	3.14	0.26	1.89
2	11.75	5.03	12.01	3.14	0.26	1.89
3	1.75	5.03	2.01	3.14	0.26	1.89
4	1.75	5.12	2.01	3.14	0.26	1.98
5	1.74	5.04	2.01	3.14	0.26	4.78

Tableau V.4: Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau variante 1.

V.3.2.2.3.4.L'excentricité accidentelle [84]

$$e_{xa} = \max(5\%L_{Xmax}; e_{xt}) \quad \text{et} \quad e_{ya} = \max(5\%L_{max}; e_{yt})$$

L_{imax} : variable pour tout le niveau.

Niveau	L_x	L_y	e_{xa}	e_{ya}
RDC	23.00	12.55	1.15	0.63
1	23.00	11.20	1.15	0.56
2	23.00	11.20	1.15	0.56
3	23.00	11.20	1.15	0.56
4	23.00	11.20	1.15	0.56

5	23.00	11.20	1.15	0.56
---	-------	-------	------	------

Tableau V.5 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau

V.4.Modélisation de la structure étudiée

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ✓ Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud;
- ✓ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds;
- ✓ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

V.4.1.Modélisation de la variante (système portique)

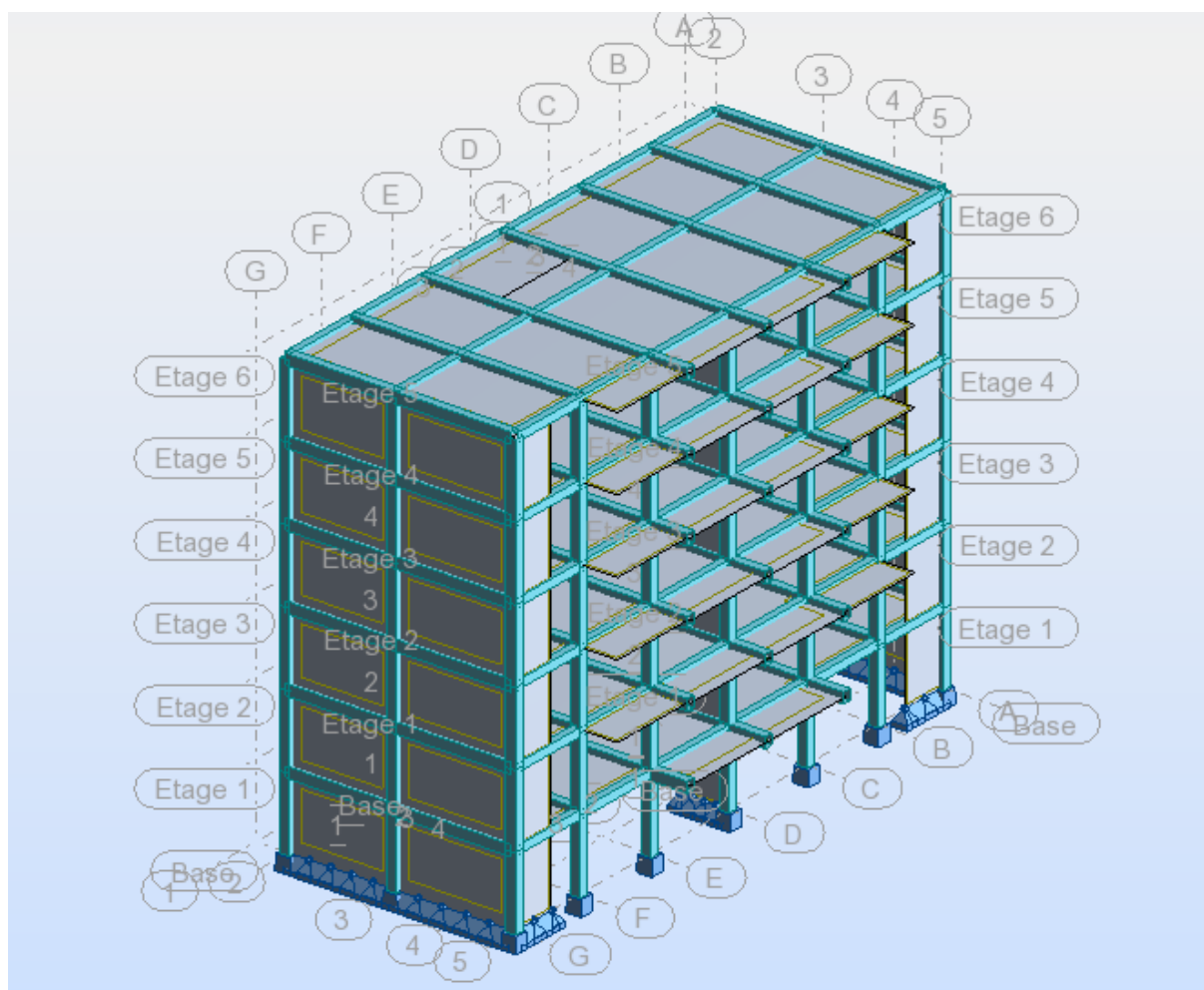


Figure V.2: Modélisation en 3D de la structure système portique.

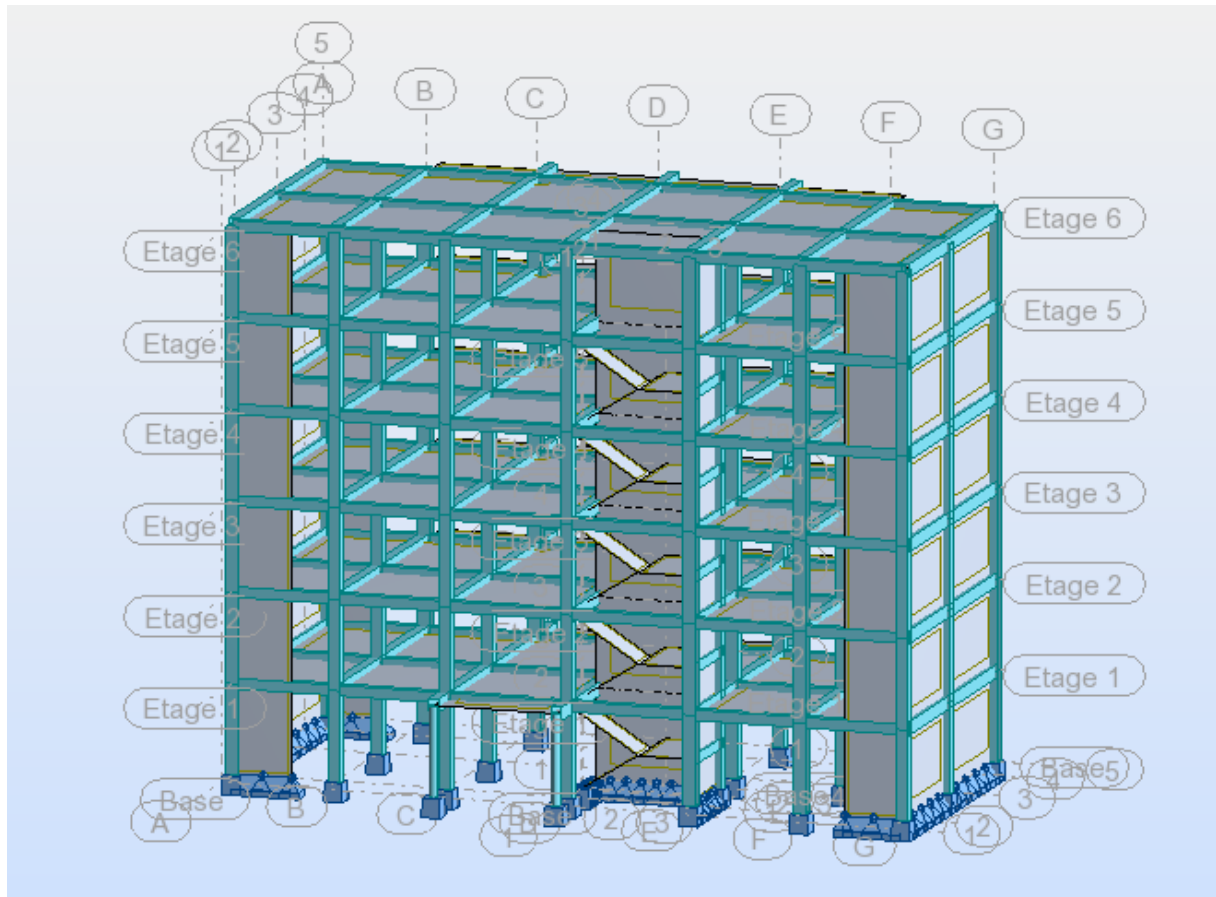


Figure V.3: Modélisation en 3D de la structure vue escalier système portique.

V.5. Combinaison d'actions

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

BAEL

-ELU : $1,35G + 1.5Q$;

-ELS : $G + Q$.

RPA99/version 2003 : [62]

-x : $G + Q \mp Ex$;

-y : $G + Q \mp Ey$;

-0.8GEx : $0,8G \mp Ex$;

-0.8GEy : $0,8G \mp Ey$.

Avec :

G: Ensemble des charges permanentes;

Q: Ensemble des charges d'exploitation;

Ex : Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens X-X;

Ey: Action sismique affectée à la structure en tant que spectre de réponse de calcul dans le Sens-Y-Y.

V.6.Résultats de calcul (ROBOT)

V.6.1.Périodes et facteurs de participation modale

<i>Mode</i>	Fréquence [Hz]	<i>Période</i> [sec]	<i>Masse cumulée</i> Ux [%]	<i>Masse cumulée</i> Uy [%]	<i>Nature</i>	<i>Masse modale</i> Ux [%]	<i>Masse modale</i> Uy [%]
1	3,09	0,32	70,38	0,30	Translation	70,38	0,30
2	5,68	0,18	70,68	71,19	Translation	0,30	70,90
3	8,49	0,12	70,69	71,19	Torsion	0,01	0,00
4	11,47	0,09	87,71	71,63	/	17,02	0,44
5	14,95	0,07	88,36	85,09	/	0,65	13,45
6	20,38	0,05	93,09	85,11	/	4,73	0,02
7	22,19	0,06	93,09	87,76	/	0,00	2,64
8	22,81	0,04	93,10	89,09	/	0,01	1,33
9	24,45	0,04	93,12	89,82	/	0,02	0,73
10	26,82	0,04	95,19	89,82	/	2,07	0,00
11	28,10	0,04	95,26	90,35	/	0,07	0,53

12	28,68	0,03	95,42	91,15	/	0,16	0,80
----	-------	------	-------	-------	---	------	------

Tableau V.6: Périodes et facteurs de participation modale système portique.

V.6.2. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement

V.6.2.1. Formes modales de la structure non-rigidifiée latéralement

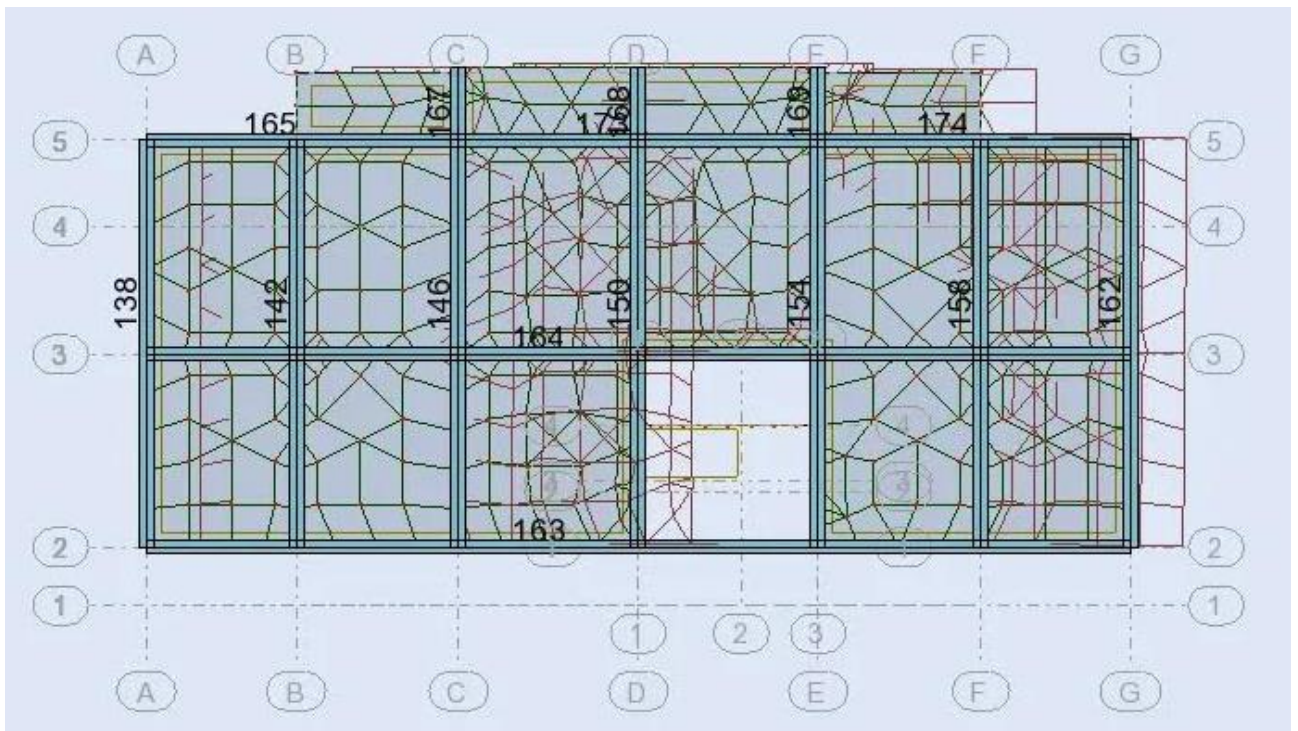


Figure V.4 : MODE 1 système portique.

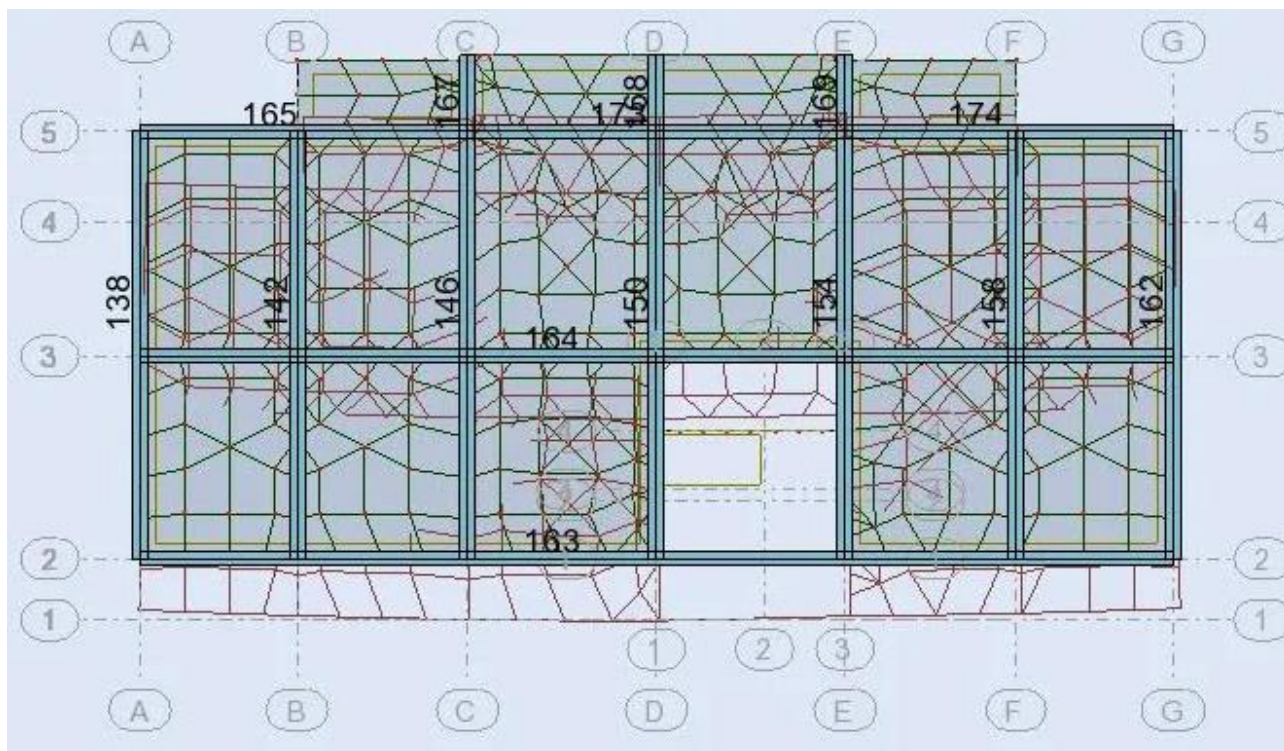


Figure IV.5: MODE 2 système portique.

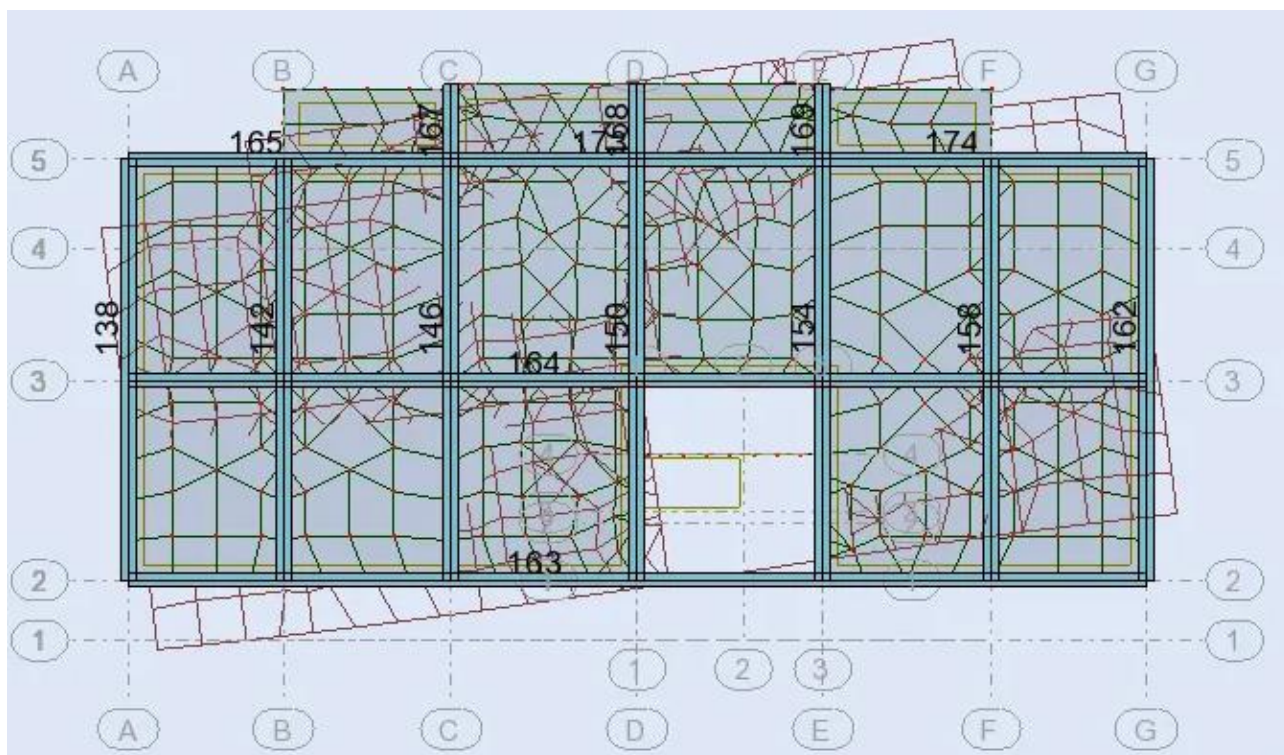


Figure IV.6 : MODE 3 système portique.

V.7. Distribution verticale de la force sismique

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T = s < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante [86]

$$F_i = \frac{(v - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau j ;

H_i : niveau de plancher ;

F_t : force concentrée au sommet de la structure ;

W_i : poids de l'étage.

V.7.1. Distribution verticale de la force sismique système portique

Niveau	V (KN)	h (m)	W (KN)	W.h (KN.m)	$\Sigma W.h$ (KN.m)	F (KN)
RDC	737.87	3.06	2456.48	7516.82	165170.27	33.58
1 ^{er} étage		6.12	2496.87	15280.84		68.26
2 ^{ème} étage		9.18	2496.87	22921.26		102.39
3 ^{ème} étage		12.24	2496.87	30561.68		136.52

4 ^{ème} étage		15.30	2535.51	38793.30		173.30
5 ^{ème} étage		18.36	2762.82	50725.37		226.60
$\Sigma F_i = 740.65$						

Tableau IV.7 : Les valeurs des efforts de la structure.

Niveau	V (KN)	h (m)	W (KN)	W.h (KN.m)	$\Sigma W.h$ (KN.m)	F (KN)
RDC	690.92	3.06	2456. 48	7516.82	165170.2 7	31.40
1 ^{er} étage		6.12	2496. 87	15280.84		63.92
2 ^{ème} étage		9.18	2496. 87	22921.26		95.88
3 ^{ème} étage		12.24	2496. 87	30561.68		127.84
4 ^{ème} étage		15.30	2535. 51	38793.30		162.27
5 ^{ème} Etage		18.36	2762. 82	50725.37		212.18
$\Sigma F_i = 693.49$						

Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts de la structure.

V.8. Vérification des méthodes

V.8.1. Vérification de la période

Les valeurs de T, calculées à partir de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T_{\text{dynamique}} < 1.3 \times T_{\text{empirique}}$$

V.8.1.1. Vérification de la période

- La période donnée par **ROBOT** est : $T_{\text{ROBOT}} = 0.32s$;
- La période de la méthode statique équivalente est : $T_{\text{MSE}} = 0.34s$.

$$1.3 \times 0.34 = 0.44s$$

$$T_{\text{ROBOT}} < T_{\text{MSE}} \dots \dots \dots \text{cv}$$

V.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

V.8.2.1. Vérification de l'effort tranchant à la base

<i>Sens</i>	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8V_{st}$ (KN)	<i>Observation</i>
<i>x-x</i>	966.24	737.87	590.29	<i>Observé</i>
<i>y-y</i>	961.64	690.92	552.73	<i>observé</i>

Tableau IV.9 : L'effort tranchant à la base.

V.9. Calcul des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Avec :}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i ;

R : Coefficient de comportement ($R=4$) ;

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\Delta_k < 1\% h_K$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

V.9.1. Calcul des déplacements système portique

Niveau	Sens x-x					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_K (cm)	Δ_k / h_K (%)	
5 ^{ème} étage	1.3	5.2	1.2	3060	0.0039	Observé
4 ^{ème} étage	1.0	4	0.5	306	0.0016	Observé
3 ^{ème} étage	0.8	3.2	1.2	306	0.0039	Observé
2 ^{ème} étage	0.5	2	1.2	306	0.0039	Observé
1 ^{er} étage	0.3	1.2	1.2	306	0.0039	Observé
RDC	0.1	0.4	1.2	306	0.0039	Observé

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements dans le sens x-x système portique.

Niveau	Sens y-y					Observation
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_K (cm)	Δ_k / h_K (%)	
5 ^{ème} étage	0.4	1.6	0.4	306	0.0013	Observé
4 ^{ème} étage	0.3	1.2	0.0	306	0	Observé
3 ^{er} étage	0.3	1.2	0.4	306	0.0013	Observé
2 ^{er} étage	0.2	0.8	0.4	306	0.0013	Observé
1 ^{er} étage	0.1	0.4	0.4	306	0.0013	Observé
RDC	0.0	0.0	0.4	306	0.0013	Observé

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements dans le sens y-y système portique.

V.10. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau «k» :

$$P_k = \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i=k, \dots, n ;$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

Si :

$-0.10 < \Theta_k \leq 0.20$: Les effets (P-Δ) peuvent être pris en compte de manière approximative

En amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1-\Theta)$.

-Si $0.20 > \Theta_k$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

V.10.1. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P-Δ

Niveau	Sens x-x					Observation
	h_K (cm)	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	Θ_k	
5 ^{ème} étage	306	2761.82	1.2	335.49	0.03	Observé
4 ^{ème} étage	306	5297.33	0.5	563.43	0.0015	Observé

3 ^{ème} étage	306	7794.2	1.2	7226.66	0.004	Observé
2 ^{ème} étage	306	10291.07	1.2	847.05	0.04	Observé
1 ^{er} étage	306	12787.94	1.2	928.33	0.05	Observé
RDC	306	15244.42	1.2	966.24	0.06	Observé

Tableau IV.12 : Vérification des effets (P-Δ) sans x-x système portique.

Niveau	Sens y-y					Observation
	h _K (cm)	P _K (KN)	Δ _K (cm)	V _K (KN)	Θ _K	
5 ^{ème} étage	306	2761.82	1.2	324.47	0.03	Observé
4 ^{er} étage	306	5297.33	0.5	554.74	0.01	Observé
3 ^{er} étage	306	7794.2	1.2	721.98	0.042	Observé
2 ^{er} étage	306	10291.07	1.2	844.48	0.043	Observé
1 ^{er} étage	306	12787.94	1.2	925.75	0.05	Observé
RDC	306	15244.42	1.2	961.64	0.06	Observé

Tableau IV.13 : Vérification des effets (P-Δ) sans y-y système portique.

V.11. Vérification au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un

Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant / moment de renversement** ≥ 1.5

V.11.1. Vérification au renversement système portique

- *Sans X-X :*

$$M_{resi} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Renver}} = \frac{175322.33}{11331.945} = 15.85 > 1.5 \dots\dots cv$$

- *Sans Y-Y :*

$$M_{resi} = W \times l/2$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i$$

$$\frac{M_{Résist}}{M_{Renver}} = \frac{7240.995}{15455.68634} = 6.82 \geq 1.5 \dots\dots CV$$

Chapitre VI:

<< Etude des éléments principaux >>

VI.1.Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

VI.2.Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné que les efforts normaux correspondant aux moments fléchissant maximaux sont considérés très faibles, Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable), à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

VI.2.1.Combinaisons des charges :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL91** : (Combinaisons fondamentale)

E.L.S : G+Q

E.L.U : 1.35G+1.5Q

- **Selon l'article 5.2 du RPA99/verssion2003** : (Combinaisons accidentelle

E.L.A : G+Q± E

E.LA : 0.8G± E

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

VI.2.2.Calcul des Armatures longitudinales :

D'après l'article 7.5.2.1 du RPA99/version 2003, on a :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_s \geq A_{\min} = 0.5\% b. h$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone I.

-Condition de non-fragilité:(BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e}$$

- La section d'armature finale : Avec : $A_s = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA})$

A_{cal} : Section d'armature calculée en flexion simple ;

A_{min} : Condition de non-fragilité ;

A_{RPA} : Section d'armature minimale RPA99/version 2003.

VI.2.3.Armatures transversales :

D'après l'article.7.5.2.2 du **RPA99/version 2003**, on a : $A_t = 0.003 \cdot S \cdot b$

D'où : $S \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right)$...en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

b : Largeur de la section ;

S : L'espacement des armatures transversales ;

ϕ_l : La valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

VI.2.4.Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.50	1.15	25	14.2	400	348
Accidentals	1.15	1.00	25	18.5	400	400

Tableau VI.1: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

VI.2.5.Exemple de calcul :

VI.2.5.1.Poutres principales (poutres porteuses) :

- Poutre (35×45):

Section (cm ²)	E.L.U		E.L.S		E.L.A	
	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
35×45	44.63	108.48	32.58	78.60	45.06	78.75

Tableau VI.2.: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

VI.2.5.1.1.Ferraillage en travée :

En règle générale, le ferraillage en travée des poutres se déduit de la combinaison déduite de l'état limite ultime qui intègre le maximum de charge verticale et néglige les horizontales.

- Situation durable :

Moment maximal en travée : $M_{ut} = 44.63$ KN.m

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.054$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.07$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

$$A_{cal} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 3.20 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle :

Moment maximale en travée : $M_{acct} = 45.06$ KN.m

$$\mu = \frac{M_{acct}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.042$$

$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.053, \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.978$$

$$A_{cal} = \frac{M_{acct}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 2.84 \text{ cm}^2$$

- Vérifications selon le RPA99/version 2003:

Le pourcentage total minimal:

$$A_{min} = 0.5 \% b. h = 7.87 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- Condition de non-fragilité: (BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Situation	M_{ua} (KN.m)	μ	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Durable	44.63	0.054	3.20	1.71	7.87	3HA12+3HA14
Accidentelle	45.06	0.042	2.84	1.71	7.87	3HA12+3HA14

VI.2.5.1.1. Ferrailage sur appuis :

- Situation durable:

Moment maximal en appuis : $M_{ua} = 108.48 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.13$$

$\mu \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.175$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.93$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 7.27 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle :

Moment maximal en appuis : $M_{acca} = 78.75 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{acca}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.074$$

$\mu < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.096$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.961$$

$$A_{cal} = \frac{M_{acca}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 5.05 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications selon le RPA99/version 2003:**

Le pourcentage total minimal : $A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 7.87 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

- **Condition de non-fragilité:**(BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_{bu}} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Situation	M_{ua} (KN.m)	μ	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Durable	108.48	0.013	7.27	1.71	7.87	3HA12+3HA14
Accidentals	78.54	0.096	5.05	1.71	7.87	3HA12+3HA14

Tableau VI.3: Ferrailage en appui de poutre principale.

VI.2.5.1.2. Ferrailage transversal : D'après le BAEL91 Article (7.7.2)

Le diamètre des armatures d'âme est donné par l'inéquation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \min(12.85; 35; 14), \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

D'après le **RPA99/version2003-ART(7.5.2.2)** la quantité d'armatures transversales minimal est donnée par l'expression suivante : $A_t = 0.003 S_t \cdot b$

Avec :

- **En zone nodale**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.4\right) \Rightarrow S_t = 11.25$$

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b = 1.18 \text{ cm}^2, \text{ dans la zone nodale on adopt: } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 22.5 \text{ cm}$$

$A_t = 0.003S_t \cdot b = 2.36 \text{ cm}^2$, donc on adopte 3HA10 = 2.36cm².

- **Section minimale des armatures transversales donnée par BAEL (A.5.1.2.3)**

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t 0.4.b_0}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{225 \times 0.4 \times 350}{400} = 0.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.78 \text{ cm}^2$$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

VI.2.5.1.4. Vérification au cisaillement (ELU) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{82.48 \times 10^3}{350 \times 405} = 0.58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.5.1.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

La vérification de la contrainte de compression de béton σ_{sc} n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ D'où: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- **En travée :** $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = 1.36$

$$\alpha = 0.104 \leq \alpha_l = 0.43 \text{ condition vérifiée}$$

- **Sur appui :** $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = 1.38$

$$\alpha = 0.104 \leq \alpha_l = 0.439 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

-Vérification au glissement :

- **Sur appuis :** $T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0$ Avec : $T_u = 82.48 \text{ KNet}$ $M_u = 108.48 \text{ KN.m}$

$$82.48 - \frac{108.48}{0.9 \times 0.405} \leq 0 \Rightarrow -215.13 \leq 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b , \alpha = 0.9d = 36.45 \text{ cm} \quad \text{On a : } T_u = 82.48 < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b$$

$$= 850.5 \text{ KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

VI.2.5.1.6 .Recouvrement Des Armatures Longitudinales : BAEL91 Article (7.5.2.1)

$$L_r = 40\phi \text{ (Zone I)}$$

$$L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

VI.2.5.1.7 .Vérification de la flèche : BAEL91 Article (B.6.5, 1)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{560} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{45}{560} = 0.08 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.08 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{35 \times 40.5} = 0.0056 < \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

VI.2.5.2.Poutres transversales (poutres secondaires) :

- **Poutre (30x35) :**

	E.L.U		E.L.S		E.L.A	
	<i>Mt</i>	<i>Ma</i>	<i>Mt</i>	<i>Ma</i>	<i>Mt</i>	<i>Ma</i>
Section (cm ²)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
30x35	41.75	47.96	30.16	34.69	49.92	55.52

Tableau VI.4: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

VI.2.5.2.1.Ferrailage en travée :

En règle générale, le ferrailage en travée des poutres se déduit de la combinaison déduite de l'état limite ultime qui intègre le maximum de charge verticales et néglige les horizontales.

- **Situation durable :**

Moment maximal en travée : $M_t = 41.75$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.084$$

$\mu < \mu_1 \Rightarrow$ section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.109$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.956$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.35 \text{ cm}^2$$

- **Situation accidentelle :**

Moment maximal en travée: $M_{acct} = 49.92$

$$\mu = \frac{M_{acct}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.11$$

$\mu < \mu_1 = 0 \Rightarrow = 0.39$ Section sans armatures comprimées $A'_s = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.14$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.944$$

$$A_{cal} = \frac{M_{acct}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.98 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérfications selon le RPA99/version 2003:**

Le pourcentage total minimal :

$$A_{min} = 0.5\%b \cdot h = 5.25 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

❖ **Condition de non-fragilité: (BAEL91 Article (B.7.4))**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Situation	M_{ut} (KN.m)	μ	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{RPA} (cm^2)	A_{adp} (cm^2)
Durable	41.75	0.084	4.35	1.14	5.25	5HA12 = 5.65
Accidentelle	49.92	0.11	4.98	1.14	5.25	5HA12 = 5.65

Tableau VI.5: Ferrailage en travée de la poutre secondaire

VI.2.5.2.2 Ferrailage sur appui :

Le Ferrailage sur appui se déduit de la combinaison qui intègre l'action sismique.

- Situation durable:

Moment maximal en appuis: $M_{ua} = 47.96\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bu}} = 0.113$$

$$\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_s} = 4.65$$

- Situation accidentelle :

Moment maximal sur appuis : $M_{acca} = 55.52$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bu}} = 0.131$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow \text{section sans armatures comprimées } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.176$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.929$$

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_s} = 5.45\text{cm}^2$$

Vérifications selon le RPA99/version 2003:

Le pourcentage total minimal :

$$A_{min} = 0.5\%b.h = 5.25\text{cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Condition de non-fragilité: (BAEL91 Article (B.7.4))

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}.b.d}{f_e} = 1.14\text{cm}^2$$

Situation	M_{ua} (KN.m)	μ	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Durable	47.96	0.113	4.65	1.14	5.25	5HA12 = 5.65
Accidentelle	55.52	0.131	5.45	1.14	5.25	5HA12 = 5.65

Tableau VI.6: Ferrailage en appuis de la poutre secondaire

VI.2.5.2.3. Ferrailage transversal : D'après le BAEL91 Article (7.7.2)

Le diamètre des armatures d'âme est donné par l'inéquation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \min(10; 30; 12), \text{ Donc on prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

D'après le RPA99/version 2003-ART(7.5.2.2) la quantité d'armatures transversales minimal

est donnée par l'expression suivante : $A_t = 0.003 S_t \cdot b$

Avec :

- **En zone nodale**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right) \Rightarrow S_t = 8.75 \text{ cm on prend } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b = 1.35 \text{ cm}^2, \text{ dans la zone nodale on adopte: } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 17.5 \text{ cm, On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 S_t \cdot b = 1.35 \text{ cm}^2, \text{ donc on adopte } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

Section minimale des armatures transversales donnée par BAEL(A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow A_t \geq \frac{S_t \cdot 0.4 \cdot b_0}{f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{150 \times 0.4 \times 300}{400} = 0.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

VI.2.5.2.4 .Vérification au cisaillement (ELU) :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{64.89 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire pour ce cas.

VI.2.5.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service:

La fissuration est considérée comme non préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s

La vérification de la contrainte de compression de béton σ_{sc} n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$- \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} D' \text{ où: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\bullet \text{ En travée : } \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = 1.38$$

$\alpha = 0.105 \leq \alpha_l = 0.433$ condition vérifiée

$$\bullet \text{ Sur appui : } \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = 1.38$$

$\alpha = 0.105 \leq \alpha_l = 0.438$ condition vérifiée.

Donc aucune vérification des contraintes à l'ELS.

-Vérification au glissement :

$$\bullet \text{ Sur appuis: } T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \text{ Avec : } T_u = 64.89 \text{KN} \text{ et } M_u = 47.92 \text{ KN.m}$$

$$64.89 - \frac{47.92}{0.9 \times 0.315} \leq 0 \Rightarrow -121.044 \leq 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b , \alpha = 0.9d = 28.35 \text{ cm} \quad \text{On a : } T_u = 64.89 < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b$$

$$= 739.56 \text{KN}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

VI.2.5.2.7 .Recouvrement Des Armatures Longitudinales :BAEL91 Article (7.5.2.1)

$$L_r = 40\phi \text{ (Zone I)}$$

L_r : Longueur de recouvrements.

$$\text{Donc: } L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm}$$

VI.2.5.2.7 .Vérification de la flèche : BAEL91 Article (B.6.5, 1)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\bullet \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{395} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{395} = 0.08 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.07 \dots \dots \dots$ condition vérifiée .
- $\frac{A_{adp}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{30 \times 31.5} = 0.0059 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

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

VI.2.6 .Résultats de ferrailage :

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Situation	Position	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	A_t (cm ²)
Poutres principales	Travée	1.59	6	3HA12+3HA14	3HA8
	appui	3.71	6	3HA12+3HA14 = 6.79	3HA8
Poutres secondaires	Travée	2.76	5.25	5HA12 = 5.65	3HA8
	appui	4.60	5.25	5HA12 = 5.65	3HA8

Tableau VI.7: tableau récapitulatif du Ferrailage des poutres.

VI.2.7 Schéma de ferrailage de poutres :

Le schéma de ferrailage est détaillé dans la figure suivante :

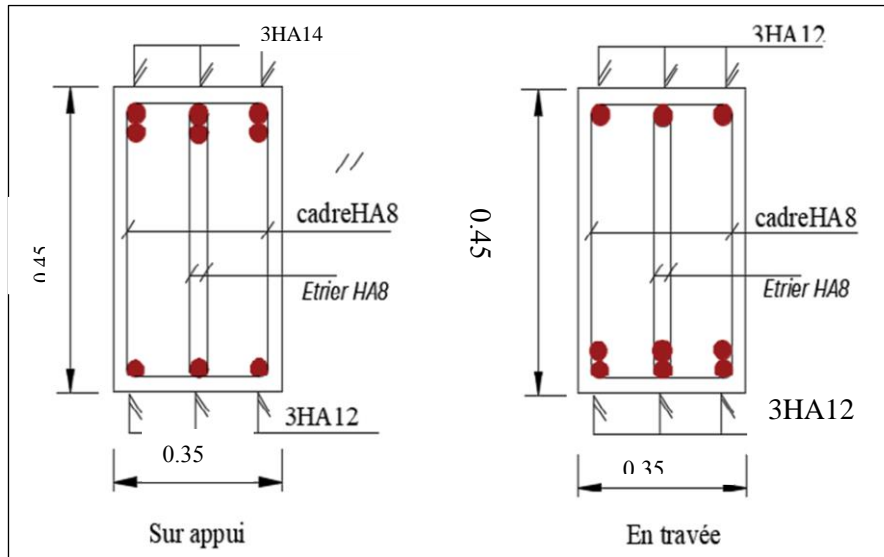


Figure VI.2.7: Schèmes de ferrailage des poutres principales.

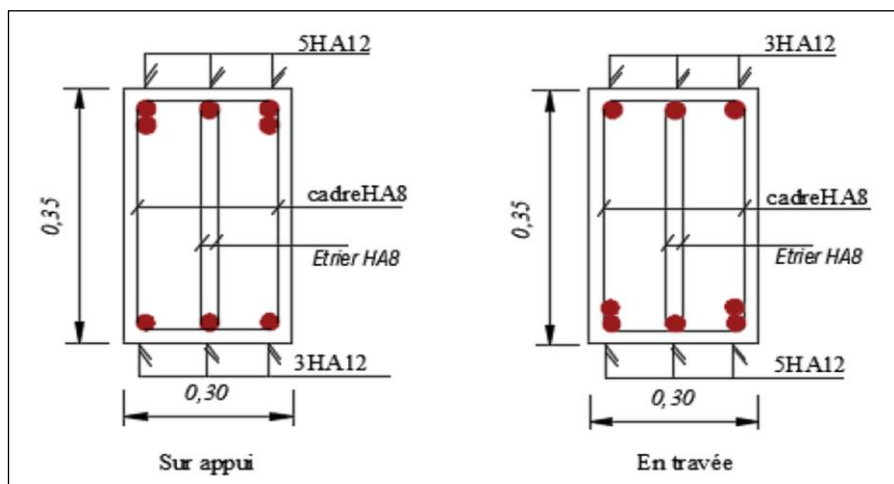


Figure VI.2.8: Schèmes de ferrailage des poutres secondaires.

VI.3. Etude des poteaux

VI.3.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées 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.

VI.3.2. Aspects réglementaires

• Les combinaisons accidentelles

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

• Les combinaisons fondamentales

Suivant le BAEL

E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S : $G + Q$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1^{ère} cas : $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$;
- 2^{ème} cas : $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 3^{ème} cas : $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$;
- 4^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$.

▪ Armatures longitudinales

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12mm.

* Armatures minimales : 0.7% en zone I ;

* Armatures maximales : $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I ;

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

▪ Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec

- V_u : effort tranchant de calcul;

- h_L : hauteur totale de la section brute;

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;

- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux -dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à 3,75 dans le cas contraire.

- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15cm) \text{ En zone I}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b} \text{ En \% et est donnée comme suit :}$$

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

- Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limitent précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

h 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.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

VI.3.3 .Les sollicitations

✓ **Poteaux (40 X 40)**

CAS	Efforts	ELU	ELA	ELS
Cas 1	N_{max} [KN]	1181.42	867.70	856.83
	M_{Ycor} [KN.m]	2.08	2.09	4.20
	M_{Zcor} [KN.m]	5.88	2.01	1.49
Cas 2	M_{Zmax} [KN.m]	51.67	44.21	37.48
	M_{Ycor} [KN.m]	12.03	1.43	8.71
	N_{cor} [KN]	115.26	91.98	84.65

Cas 3	$M_{Ymax} [KN.m]$	53.20	56.46	38.41
	$M_{Zcor} [KN.m]$	29.16	18.50	21.42
	$N_{cor} [KN]$	119.59	76.86	86.70
Cas 4	$N_{min} [KN]$	87.13	135.48	0.74
	$M_{Zcor} [KN.m]$	0.08	4.36	0.57
	$M_{Ycor} [KN.m]$	40.58	10.65	3.28

Tableau VI.8 : Sollicitation des poteaux (40 X40)

VI.3.4.Exemple de calcul

✓ *Etat Limite De Stabilité De Forme [..]*

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec

e_1 : excentricité du premier ordre ;

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi)$$

Avec :

L : longueur du poteau;

l_f : longueur de flambement du poteau;

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement;

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1;

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$$N_{max} = 1181.42KN; M_{corr} = 5.88KN.m; M_{ser} = 4.20KN.m$$

*** Calcul de L'excentricité**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{5.88}{11181.42} = 0.0049 \text{ m}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right) = \max(2, 1.49)$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{5.88}{1.5 \times 4.20}\right) = 0.66$$

$$\alpha = 0.66 ; \phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10000 \times 0.40} \times (2 + 0.66 \times 2)$$

$$e_2 = 0.011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.031 \text{ m}$$

*** Calcul de coefficient de remplissage ψ**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1181.42 \times 10^3}{400 \times 400 \times 14.2} = 0.51$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

*** Calcul l'excentricité critique relative ζ :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.51}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0.51})} = 0.143$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.143 \times 0.40 = 0.057$$

$e = 0.031 < e_{Nc} = 0.057 \rightarrow$ Section entièrement comprimée.

$e < e_{Nc} \rightarrow$: Section entièrement comprimée.

$A'_{s,\min}=4\text{cm}^2$ x périmètre de la section.

$$A'_{s,\min}=4 \times [(0.40+0.40) \times 2] = \mathbf{6.4\text{cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s\min} \geq \max\left\{\frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{s\min} \geq \max\left\{\frac{40 \times 40}{1000}, 40 \times 40 \times \frac{2.1}{400}\right\}$$

$$A_{s\min} \geq \max\{1.6, 8.4\}$$

$$A_{s\min} \geq 8.4$$

Suivant le RPA :

- **Armatures maximales**

- * **en zone courante**

$$A_s \leq A_{\max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = \mathbf{64\text{cm}^2}$$

- * **en zone de recouvrement**

$$A_s \leq A_{\max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = \mathbf{96\text{cm}^2}$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12\text{mm}$.

- **Armatures minimales**

$$A_{\min} = 0.7\% \times 40 \times 40 = \mathbf{11.2\text{cm}^2}$$

- * **Choix des armatures**

$$A_s \geq A_{s\min} = \mathbf{11.2\text{cm}^2}$$

On adopte: $A_s = 8\text{HA}14 = \mathbf{12.32\text{cm}^2}$

- **Vérification vis -à vis de l'état limite de service**

- **Contrainte maximale de compression de béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \mathbf{0.0049\text{m}}$$

$$S = bh + 15A_{\text{totale}} = 40 \times 40 + 15 \times 12.32 = \mathbf{1784.8\text{cm}^2}$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = 3.9cm$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

I= 269886.57 cm⁴

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 7.324MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 5.915MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

(De la fibre inf.)

Max ($\sigma_{sup}, \sigma_{inf}$) = **7.324MPa** ≤ $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ cv

– **Contrainte maximale de traction des aciers**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

V₁ = 22.35 cm

V₂ = h - v₁

V₂ = 17.65cm

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 88.51MPa$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 88.48MPa$$

Max (σ_s^1, σ_s^2) = **88.51 MPa** ≤ $\bar{\sigma}_s = 201.66MPa$ cv

– **Calcul des armatures transversales**

L_f = 0.7 × 3.06 = 2.142m

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{40} = 5.35$$

donc $\lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$

– Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b+10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 14 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(21, 40, 50)$$

$$t \leq 21\text{cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

– Suivant le RPA :

*** Zone nodale**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 14\text{mm}$$

$$t \leq \min(14; 15\text{cm})$$

$$t \leq 14\text{cm} \Rightarrow t = 10\text{cm}$$

*** Zone courante**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 21\text{cm} \Rightarrow t' = 15\text{cm}$$

– Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{14}{3} = 5 \text{ cm}$$

Remarque : vue le marché algérien on adopte $\phi_t = 6 \text{ cm}$

Donc on prendra **HA14**

– Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 31.83 \times 0.1}{40 \times 400} \times 10^{-2} = 0.074 \text{ cm}^2$$

– Armatures transversales minimales

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{340}{40} = 8.5 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0.3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0.3\% \cdot t \cdot b_1$$

$$A_{t,min} = 0,3\% t.b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

VI.3.4.1. Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux

CAS	A_{cal} (cm2)	A_{min} RPA (cm2)	Choix	$A_{adopté}$	Longueur de Rec (cm)
CAS1	6.4	11.2	8HA14	12.32	HA14 : (60 cm)
CAS2	3.12	11.2	8HA14	12.32	HA14 : (60 cm)
CAS3	1.55	11.2	8HA14	12.32	HA14 : (60 cm)
CAS4	0.40	11.2	8HA14	12.32	HA14 : (60 cm)

Tableau VI.9: Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (40*40).

– Vérification à l'ELS

Cas	N_{ser}	M_{ser}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	$\bar{\sigma}_s$
1	814.55	3.87	5.87	15	47.16	201.66
2	146.46	34,79	3.91	15	66.5	201.66
3	130.43	29.49	3.3	15	52.2	201.66
4	14.38	0.91	0.13	15	1.86	201.66

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes des poteaux .

Vérification de l'effort tranchant

✓ Poteaux :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{31.83}{0,4 \times 0,37} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{814.55}{1634 \times 25} = 0.01 \leq 0.30 \dots\dots\dots \text{CV}$$

VI.3.5. Schémas de ferrailage :

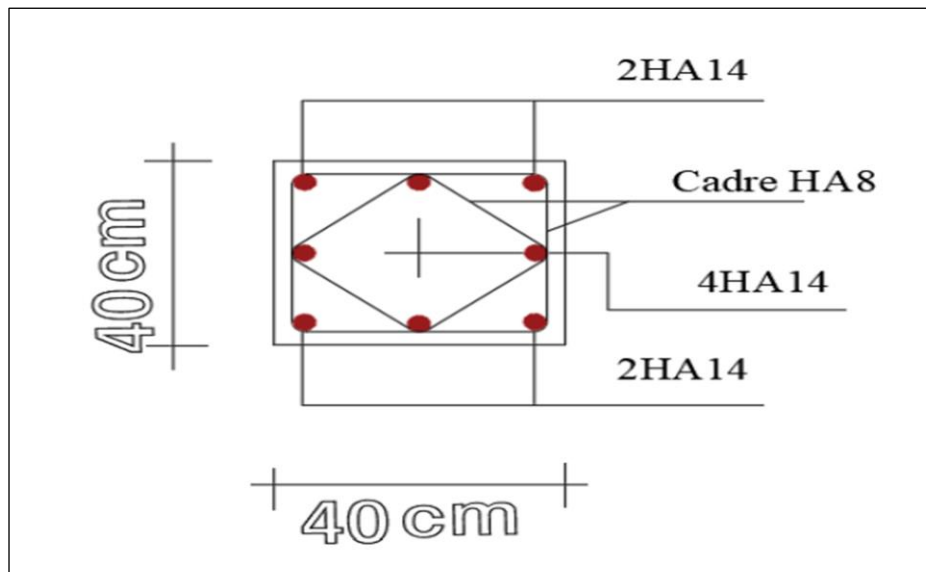


Figure VI.3 : Ferrailage des poteaux (40*40)

VI.4. Les voiles

VI.4.1. Introduction

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.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

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.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales;
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

VI.4.2. Recommandations du RPA99/2003

a. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

l_t : Longueur de la zone tendue;

e : Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement : $S_t \leq e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_i$.

c. Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d. Les armatures de couture

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = I.V / f_e$$

e. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{min} = 0.15\%(b \times h)$ → Globalement dans la section du voile ;

$A_{min} = 0.10\%(b \times h)$ → En zone courante.

❖ L'espacement

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ Longueurs de recouvrement

- 40Ø: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts et possible ;
- 20Ø: Pour les barres situées dans.

VI.4.3. Les sollicitations

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- Cas 1 : N min – M correspondant;
- Cas 2 : N max – M correspondant;
- Cas 3 : M max – N correspondant.

✓ Système portique

sens X-X							
Les voiles	N max – M corr		N min – M corr		M max – N corr		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	
	487.25	199.60	2151.50	210.22	295.67	437.04	
Sens Y-Y							
154.85	2560.94	2914.82	2294.69	2612.90	262.20	624.51	

Tableau. VI. 11 : Sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

VI.4. 4.Exemple de calcul d'un voile :

$$M = 199.60 \text{ KN.m}$$

$$N = 487.25 \text{ KN.m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 2.85^3}{12} = 0.28 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.15 \times 2.85 = 0.42 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{2.85}{2} = 1.42 \text{ Gm}$$

Avec:

I: Inertie du voile;

Ω : Surface en plan du voile ;

v : La position de l'axe neutre.

- Armatures verticales

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 2172.37 \text{ K/m}^2$$

$$\sigma_2 = 635.11 \text{ KN/m}^2$$

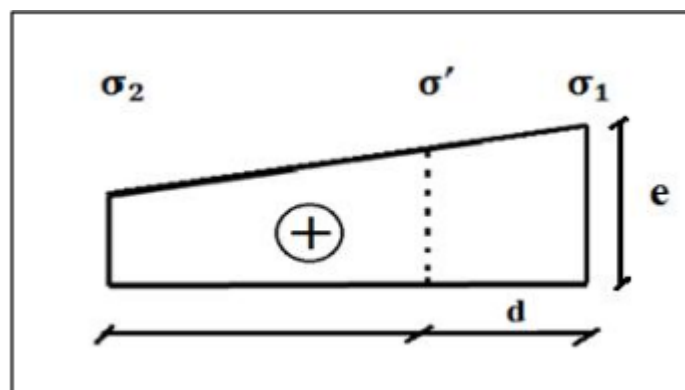


Figure VI.4 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

Si : σ_1 et $\sigma_2 > 0$ → la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$L = 285 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.20\% \times e \times L$$

$$A_{min} = 0.002 \times 15 \times 285 = 8.5 \text{ cm}^2$$

permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur d est tel que :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_C \right)$$

h_e : Hauteur d'étage.

L_C : Longueur de la zone comprimée.

➤ Calcul de L'

$$L_C = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.20$$

➤ **Calcul de d**

$$d \leq \min\left(\frac{3.06}{2}; \frac{2}{3} \times 2.20\right) \Rightarrow d \leq \min(1.53; 3.3)$$

On adopte **d= 1m**

D'après le RPA 99 on a :

✓ **La section globale :**

$$A_s \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A_s \geq 0.0015 \times 15 \times 285 = 6.41 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante :**

$$A \geq 0.10\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.001 \times 15 \times 285 = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15; 30 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

$$L_2 = L - 2L_1 = 285 - (2 \times 28.5) = 228 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N(\text{espacements}) : L_2/S_t = 228/20 = 12$$

On prend : $N(\text{espacements}) = 12$

$$\Rightarrow N(\text{barres}) = N(\text{espacements}) + 1 = 12 + 1 = 13$$

✓ **La zone d'about**

$$S_t/2 = 10 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 28.5 \text{ cm}$$

$$N(\text{espacements}) = L_1/S_t = 2$$

$$\Rightarrow N(\text{barres}) = N(\text{espacements}) + 1 = 2 + 1 = 3$$

✓ **Le diamètre**

$$\emptyset \leq a/10 = 15 \text{ mm}$$

On adopte : $\emptyset = 12 \text{ mm}$

✓ **Zone Courante**

$$A_s = 13 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone d'about**

$$A_s = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 4.52 + 14.70 = 23.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ tot}} = 23.74 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}(\text{globale}) = 6.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

✓ **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau = 0.63\text{MPa} < 5\text{MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

$$\tau = 0.73\text{MPa} < 5\text{MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$, $S_t \leq (1,5e, 30\text{cm})$ donc : $S_t = 20\text{cm}$

$$A_t \geq 0.66 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures**

On adopte : = 4HA8/ml=2.01 cm²

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

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **Le pourcentage minimum d'armatures:**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t,\min}(\text{RPA}) = 0.25\% \times b \times S_t = 0.93\text{cm}^2, \text{ On adopt : } 5\text{HA8} = 2.5 \text{ cm}^2.$$

VI.4.8. Schéma du ferrailage:

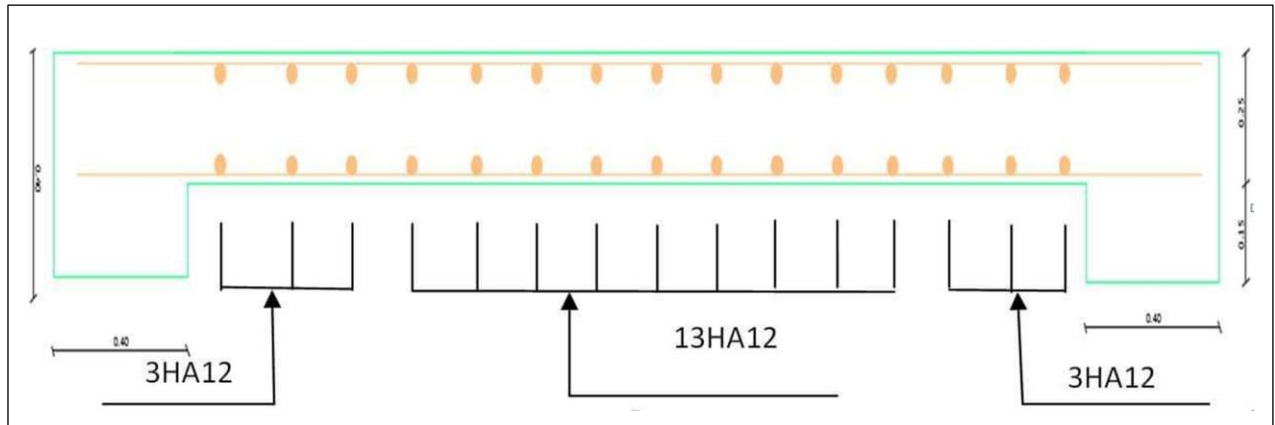


Figure VI .5: schéma du ferrailage du voile.

Chapitre VII:

<< L' étude de l'Infrastructure >>

VII-1-Etude de l'Infrastructure

VII-1-1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle 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.

Système portique (Variante 01)

VII-1-2.Le choix de type de fondation

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire ;
- ❖ La nature et l'homogénéité du sol ;
- ❖ La capacité portante du terrain de fondation ;
- ❖ La charge totale transmise au sol ;
- ❖ La raison économique ;
- ❖ La facilité de réalisation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

σ_s : La contrainte admissible pour le sol de fondation.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

$$S_0 = 218.5 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 15245.42 \text{ KN (Robot)}$$

Suivant l'étude de sols élaborée sur le laboratoire LABO-BTP Khenchella ;
On prend $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$.

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{15245.42}{150} = 101.63 \text{ m}^2$$

• **Vérification:**

$$- \quad S / S_0 = \frac{101.63}{218.5} = 46.51 \%$$

$$- \quad S / S_0 = 46.51\% < 50 \%$$

Alors on adopte une semelle isolée sous poteaux et filante sous voiles.

VII-1.3. Combinaison d'actions à considérer

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\checkmark \quad G + Q \pm E$$

$$\checkmark \quad 0.8 \times G \pm E$$

VII-1.4. Calcul des semelles

VII-1.4.1. Calcul de la semelle isolée

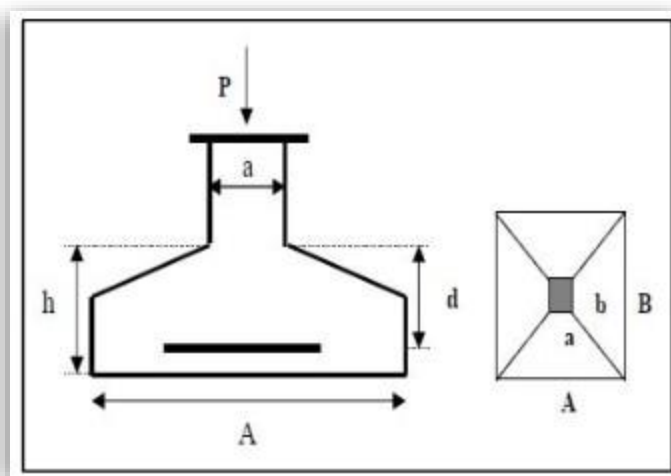


Figure VII.1 : Semelle isolée.

➤ **Condition d'homogénéité**

$$a = 40 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}$$

$$A/B = a/b = 1$$

On a :

$$N_{ser} = 856.83 \text{ KN}; M_{ser} = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1181.42 \text{ KN}; M_u = 5.88 \text{ KN.m}$$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 5.71 \text{ m}^2; \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = 7.87 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_u}{A \times B} \quad A \times B = \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_u}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1181.42}{150}} = 2.80$$

$$\mathbf{B = A = 2.80m}$$

Donc finalement on choisie une semelle de **(2.80m×2.80m)**.

➤ **Détermination de "d" et "ht"**

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$d \geq A - a / 4 = 60 \text{ cm} \iff d = 60$$

$$B - b / 4 = 60 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } h = d + 5 \text{ cm} \rightarrow h = \mathbf{65 \text{ cm}}$$

➤ **Vérification des conditions de stabilité**

Selon le BAEL on a :

$$e_{0.u} = \frac{M_u}{N_u} = \frac{5.88}{1181.42} = 0.0049 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.0049 \text{ m} \leq A / 6 = 2.80 / 6 = 0.46 \dots \dots \dots \text{ cv}$$

Donc le ferrailage se calcule avec la méthode des bielles, et on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Selon on a :

$$e_0 = 0.0049m \leq A/4 = 2.80/4 = 0.70 \dots \dots \dots \text{cv.}$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité**

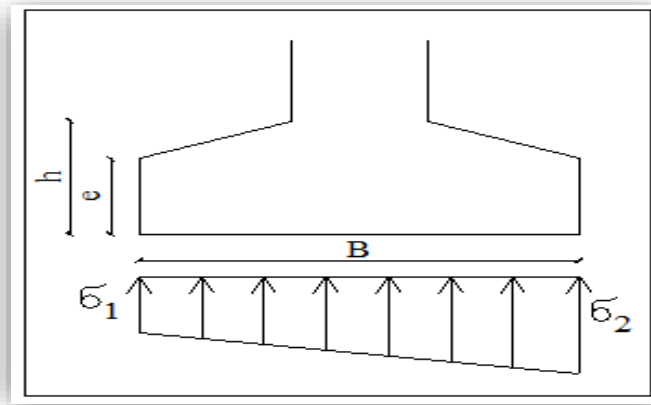


Figure VI.2. Schéma équivalent d'une semelle isolée.

$$\sigma_1 = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_u}{A.B} = 149.10 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \cdot \frac{N_u}{A.B} = 152.27 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + 3\sigma_2}{4} = 151.47 \text{ KN / m}^2$$

VII-1.4.2. Calcul du ferrailage :

- **Poids propre de la semelle**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{sum1} = 25 \times (2.8) (2.8) \times 0.55 = 107.80 \text{ KN}$$

- **Sens X-X**

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u = 1188.62 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = \frac{N_s'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1188.62(2.80-0.4)}{8 \times 0.60 \times 348} = 17.07 \text{ cm}^2$$

$$A_{xst} = A_{yst} = 17.07 \text{ cm}^2.$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 2.89 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min} ; A_u\} = 17.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: } A_s = 12\text{HA}14 = 18.47 \text{ cm}^2$$

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

➤ **Vérification de l'espace**

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{ cv.}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\sigma}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$$L_s = 50\text{cm}$$

$$B/8 \leq L_s \leq B/4$$

$$B/8 \leq 50 \text{ cm} \leq B/4 ; 35\text{cm} \leq 50\text{cm} \leq 70\text{cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VII-1.4.3. Vérification du non poinçonnement de la semelle

$$a1 = a + h = 2.8 + 0.65 = 3.45\text{m}$$

$$b1 = b + h = 2.8 + 0.65 = 3.45\text{m}$$

$$a2 = a + 2h = 2.8 + (2 \times 0.65) = 4.1\text{m}$$

$$b2 = b + 2h = 2.8 + (2 \times 0.65) = 4.1\text{m}$$

$$u_c = 2(a1 + b1) = 2(3.45 + 3.45)$$

$$u_c = 13.80\text{m}$$

$$P_u' = (P_s + 1.35 \times G_o) [1 - (a2 \times b2 / AB)] = -125.80\text{KN}$$

$$P_u' = -125.80\text{KN} \leq 0.045 \times u_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 753.48\text{KN}$$

Schéma de ferrailage :

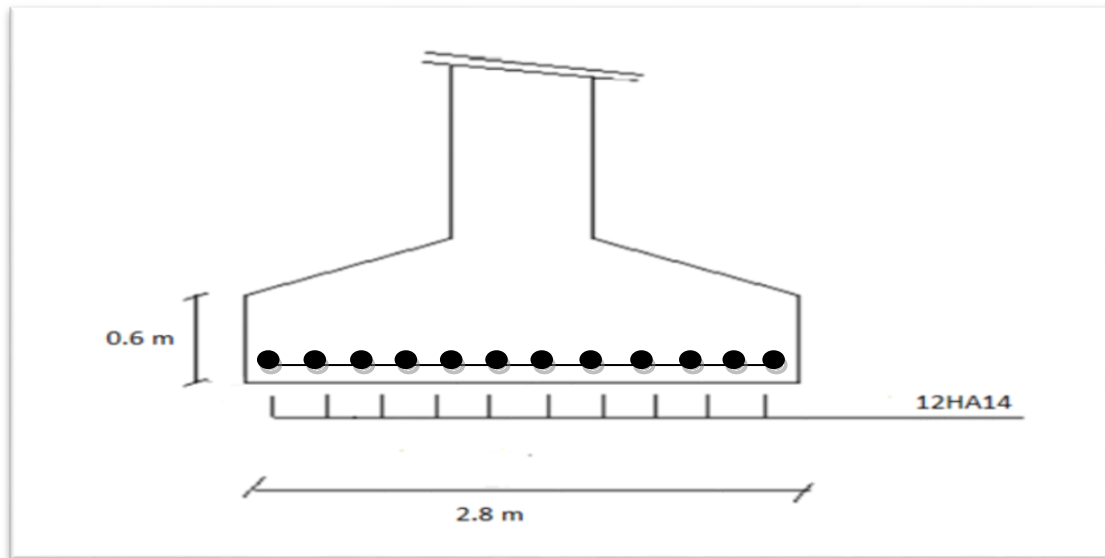


Figure VII.3. Ferrailage de la semelle intermédiaire.

VII-1.5.Calcul de la semelle filante sous voile

VII-1.5.1.Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm(X-X)

Avec : $L=2.00m$

➤ Calcul des sollicitations

$$N_{ser}=204.28KN; M_{ser}=10.13 KN.m$$

$$N_u=280.86KN; M_u=13.69KN.m$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{204.28}{2.00} = 102.14 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{10.13}{2.00} = 5.065 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{280.86}{2.00} = 140.43 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{13.69}{2.00} = 6.84 \text{ KN.m/ml}$$

➤ Vérification

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.70m^2; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.037m^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13.69}{280.86} = 0.548\text{m}$$

Il est vraisemblablement que

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 3.28\text{m}$$

Il faut que

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.548}{3.28}\right) \frac{280.86}{200} = 2.118\text{m}$$

Donc on adopte : B=3.5 m

$$B=2.5 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.548}{3.5}\right) \frac{280.86}{1 \times 3.5} = 117.93 \text{KN/m}^2$$

$$117.93 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0.83 \Rightarrow d = 90\text{cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 95\text{cm}$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B}\right) (B - b) = \frac{102.14}{8 \times 90 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.548}{3.5}\right) (3.5 - 0.15) = 4.93 \text{cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{A_{\min} ; A_u\} = 10.84 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **L'espacement**

$$\text{Soit : } S_t = 100/6 = 17\text{cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 12.5\text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.015 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = 4\text{HA10}/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 25\text{cm}$$

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV.}$$

• **La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\sigma}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$$L_s = 46 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq L_s \leq B/4$$

$$B/8 \leq 46 \text{ cm} \leq B/4; 3 \cdot 25 \text{ cm} \leq 46 \text{ cm} \leq 62.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VII-1.5.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens y-y)

Avec **L=5.00m**

➤ **Calcul des sollicitations**

$$N_u = 41.13 \text{ KN}; M_u = 43.36 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser} = 30.31 \text{ KN}; M_{ser} = 31.96 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{30.31}{5.00} = \mathbf{6.06 \text{ KN/ml}}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{31.96}{5.00} = \mathbf{6.39 \text{ KN/ml}}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{41.13}{5.00} = \mathbf{8.22 \text{ KN/ml}}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{43.36}{5.00} = \mathbf{8.67 \text{ KN.m/ml}}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0.15 \text{ m}^2 ; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.16 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{6.06}{6.39} = 0.094m$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.56m$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.094}{0.56}\right) \frac{6.39}{200} = 1.19m$$

Donc on adopte : B=2 m

$$B=2 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.094}{2}\right) \frac{6.39}{1 \times 2} = 3.64 \text{ KN/m}^2$$

$$3.64 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 50 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 55 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B}\right) (B-b) = \frac{6.06}{8 \times 50 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.094}{2}\right) (2-0.15) = 3.85 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 5.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **L'espacement**

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

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \dots \text{ cv.}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s} \text{ avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; (\psi = 1.5 \text{ pour les barres HA})$$

$$L_s = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq L_s \leq B/4$$

$$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4 ; \quad 25 \text{ cm} \leq 56 \text{ cm} \leq 50 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

Schéma de ferrailage :

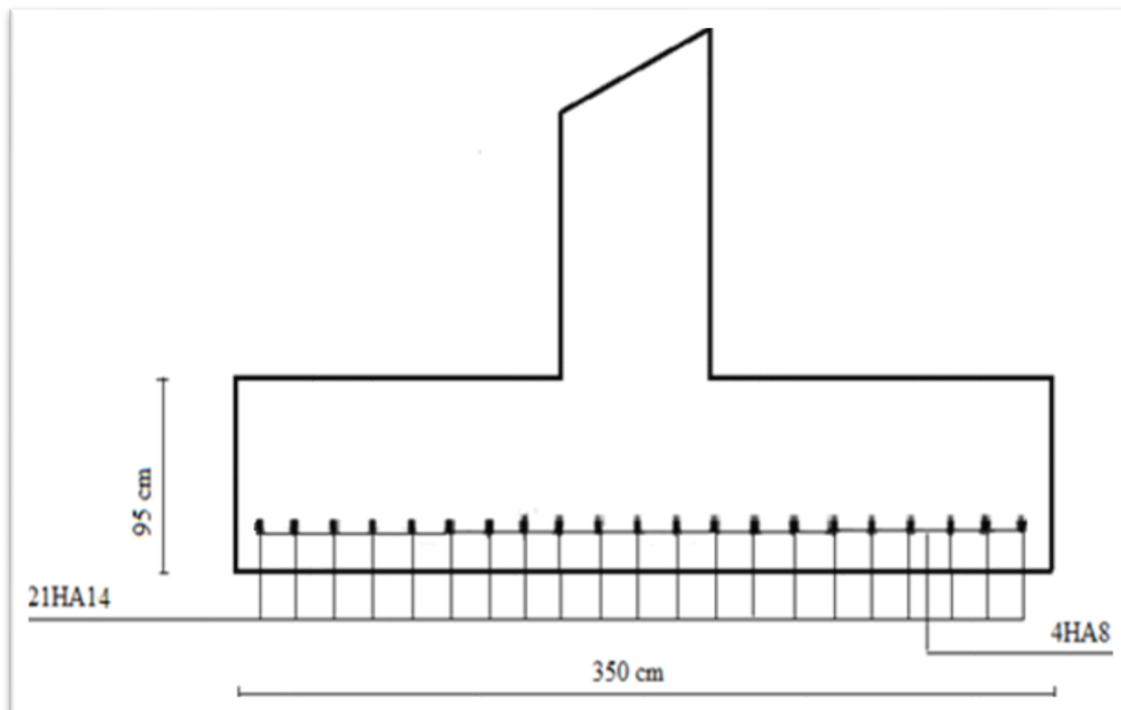


Figure VII.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x

Schéma de ferrailage :

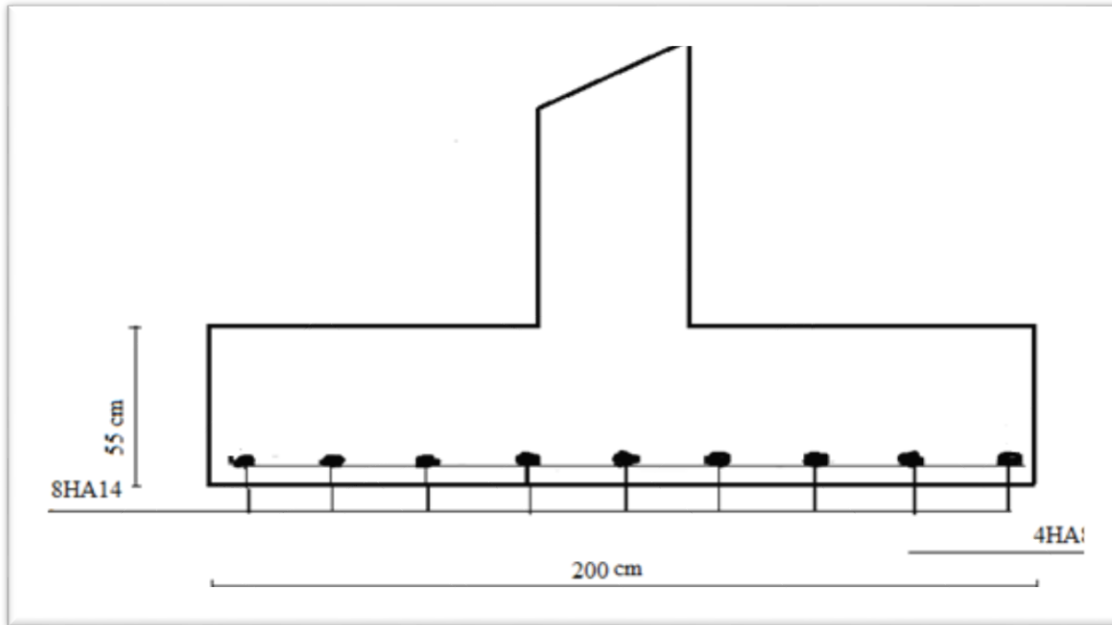


Figure VII.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.

VII-2. Les longrines

VII-2.1. Introduction

Les longrines sont des poutres longitudinales reposant sur le sol, elles sont situées juste au dessus des semelles, leurs rôles d'abord l'effort normal provenant des charges et surcharges et les transformer à un effort de traction.

VII.2.2 .Pré dimensionnement: R.P.A 99-2003 [A10.1.1 page 88],

Pour un sol de fondation de catégorie (S 3) , les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont (30 x 25) cm².

On adopte (b x h) = (30 x 25) cm².

VII.2.3.Sollicitations

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force " F " égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N: effort à la base du poteau le plus sollicité ;

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique ;

(Dans notre cas $\alpha = 15$).

VII.2.4.Ferraillage de la longrine

➤ A l'état limite ultime

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u \geq \frac{N}{15\sigma_s} [1]$$

On a: $N_u = 1181.42 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_u \geq \frac{1181.42 \times 1000}{348 \times 15} = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service: (CBA 93)

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$N_{ser} = 856.83 \text{ KN}$

$$\text{Alors: } A_s \geq \frac{856.83}{15 \times 201.66} = 2.83 \text{ cm}^2$$

VII.2.5.Section minimale :(RPA 99)

Le ferraillage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ).

Alors: $A_r \geq 0.6\% \times (30 \times 25)$

$$A_r = 5.41 \text{ cm}^2$$

➤ Résultats

$$A = \max [A_u ; A_{ser} ; A_r] = 5.41 \text{ cm}^2$$

On adopte $A = 6 \text{ HA } 12 = 6.79 \text{ cm}^2$

➤ Espacement

$$S_t = \min [20 \text{ cm} ; 15 \phi] = \min [20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}]$$

On adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ Armatures transversales:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

On adopte : $\varphi_t = 8\text{mm}$

Schéma de ferrailage :

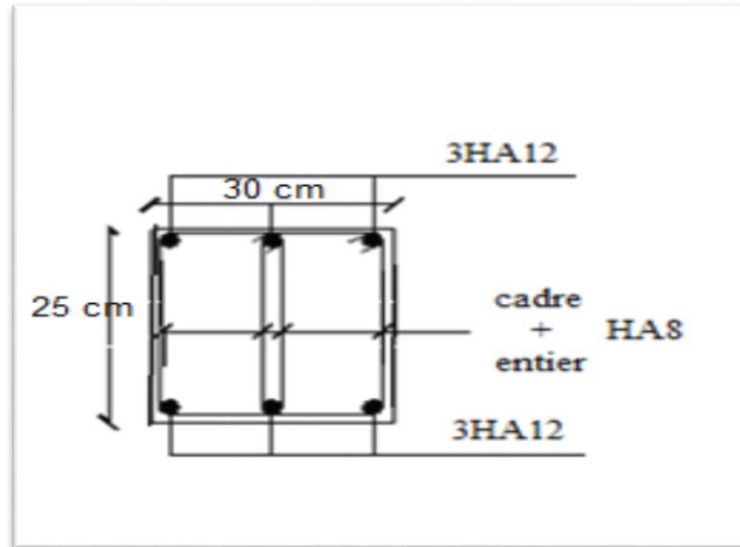


Figure.VII.6:schéma de Ferrailage des longrines.

VII.2.6.Système voile (Variante 02)

$$S_0 = 218.50 \text{ m}^2$$

$$N_{\max} = 11855.12 \text{ KN (Robot)}$$

$$S = \frac{N_{\max}}{\sigma_s} = \frac{11855.12}{200} = 59.28 \text{ m}^2$$

- **Verification:**

$$S / S_0 = 59.28 / 218.50 =$$

$$27.13\%$$

$$S / S_0 = 27.13\% < 50 \%$$

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$$

VII.2.7. Combinaison d'actions à considérer

D'après le RPA99 version 2003 les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VII.3.Calcul des semelles

VII.3.1.Calcul de la semelle filante sous voile

VII.3.1.1 Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm(X-X)

Avec : $L=3.80$ m

➤ **Calcul des sollicitations**

$$N_u=23202.89 \text{ KN}; M_u=89.28 \text{ KN.m}$$

$$N_{ser}=16950.48 \text{ KN}; M_{ser}=64.01 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{23202.8}{3.80} = 610.65 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{89.28}{3.80} = 23.49 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{16950.48}{3.80} = 446.06 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{64.01}{3.80} = 16.84 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 2.22 \text{ m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 2.26 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23.49}{610.65} = 0.0385 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 0.231 \text{ m}$$

Il faut que:

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.0385}{3.24}\right) \frac{610.65}{200} = 2.45 \text{ m}$$

Donc on adopte : $B=3.50$ m

$$B=3.00 \text{ m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.0385}{3.5}\right) \frac{610.65}{1 \times 3.5} = 155.22 \text{ KN/m}^2$$

$$155.22 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 90 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 95 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B} \right) (B-b) = \frac{610.65}{8 \times 90 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.54}{3.5} \right) (3.5 - 0.15) = 3.22 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 6.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 6.01 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 5 \text{ HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **L'espacement**

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\text{rep}} = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **L'espacement**

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

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40\Phi = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4; \quad 43.75 \text{ cm} \leq 56 \text{ cm} \leq 87.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

VII.3.1.2. Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 15 cm (sens y-y)

Avec $L=4.60\text{m}$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$N_u=23202.89 \text{ KN}; M_u=28.73$$

$$\text{KN.m } N_{ser}= 16950.48 \text{ KN};$$

$$M_{ser}=20.68 \text{ KN.m}$$

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{23202.89}{4.60} = 504.41 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{28.73}{4.60} = 6.24 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{16950.48}{4.60} = 368.48 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{20.68}{4.60} = 4.49 \text{ KN.m/ml}$$

➤ **Vérification**

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 1.84 \text{ m}^2 ; \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 1.86 \text{ m}^2$$

Donc le Pré-dimensionnement se fera à l'ELU

➤ **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.57 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow B \geq 6e_0 = 3.42 \text{ m}$$

Il faut que :

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0.57}{3.42}\right) \frac{504.41}{200} = 2.78 \text{ m}$$

Donc on adopte : **B=3.50 m**

$$B=3.50\text{m} \Rightarrow \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_u}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0.57}{3.5}\right) \frac{504.41}{1 \times 3.5} = 114.52 \text{ KN/m}^2$$

$$114.52 \text{ KN/m}^2 < 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow d = 90 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5 = 95 \text{ cm}$$

➤ **Le ferrailage**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{N_u}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{B} \right) (B-b) = \frac{504.41}{8 \times 90 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 0.57}{3.5} \right) (3.5 - 0.15) = 3.84 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 9.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max \{ A_{\min} ; A_u \} = 9.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 6 \text{ HA14} = 9.24 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement**

$$\text{Soit : } S_t = 17 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

➤ **Les armatures de répartition**

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{\text{rep}} = 4 \text{ HA10/ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ **Vérification de l'espacement**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

➤ **La longueur de scellement**

$$L_s = 40 \Phi = 56 \text{ cm}$$

$$B/8 \leq 56 \text{ cm} \leq B/4; \quad 43.75 \text{ cm} \leq 56 \text{ cm} \leq 87.5 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et ne comportent pas des crochets.

Schéma de ferrailage :

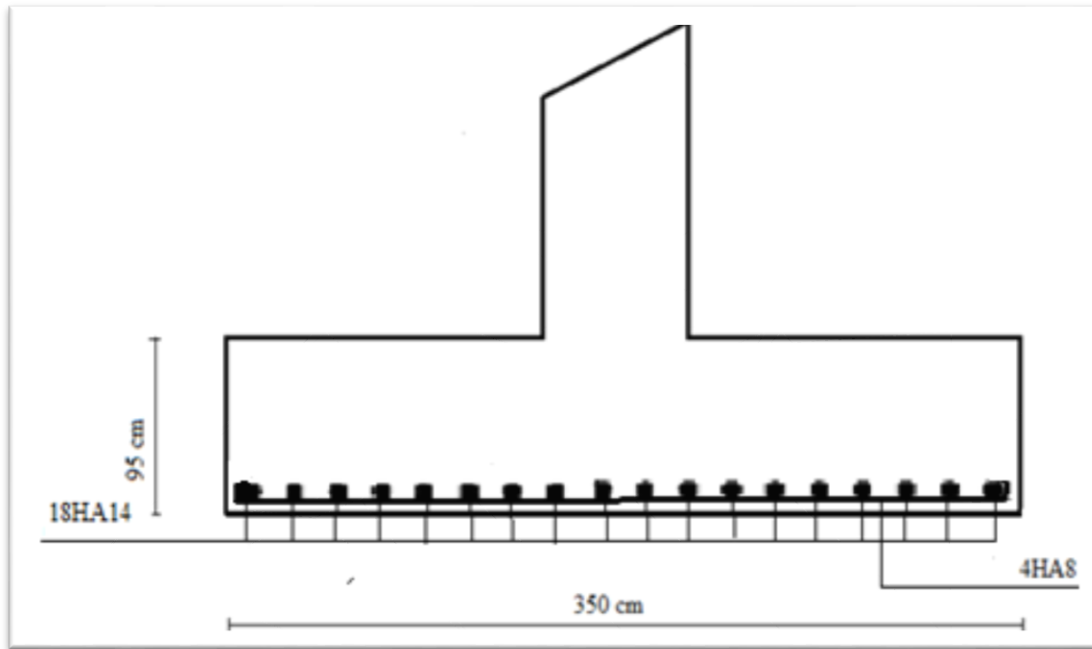


Figure VII.4: Ferrailage de semelle filante sens x-x

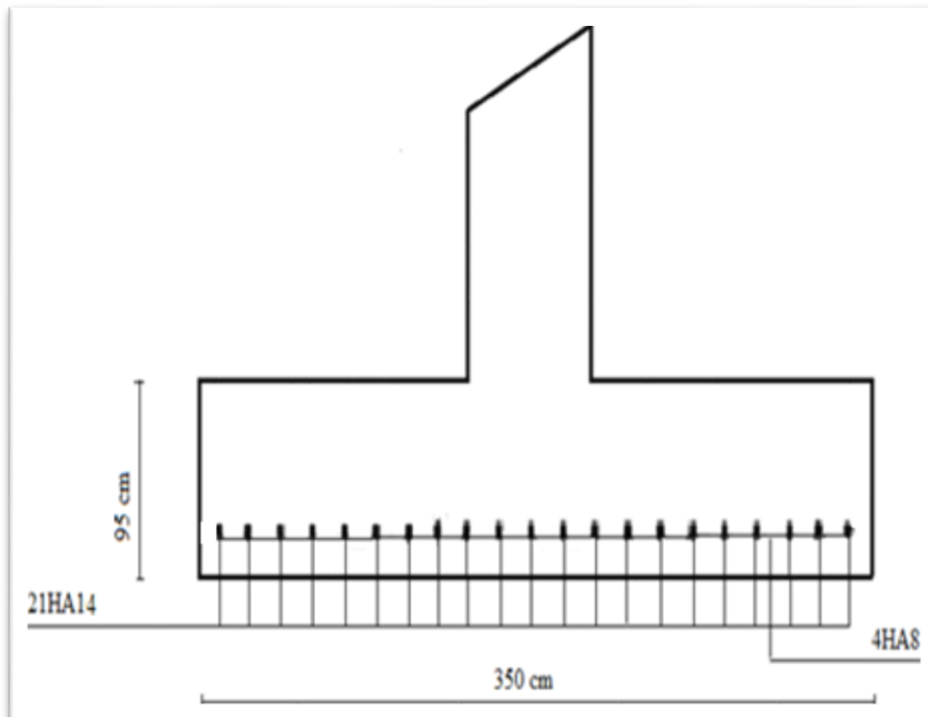


Figure VII.5: Ferrailage de semelle filante sens y-y.

VII.4.Conclusion

		Type de semelle	A _{Cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Choix	S _t (cm)	A _{rep} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
Var 1		Isolée	17.07	2.89	17.07	12HA14	25	1.	4HA10	25
	Filante	Sens x-x	4.93	10.84	10.84	6HA16	12.5	3.015	4HA10	25
		Sens y-y	3.85	5.91	6.19	4HA14	25	1.56	4HA10	25
		Longrine	2.26	5.41	5.41	6HA12	15	/	HA8	25
Var 2	Filante	Sens x-x	3.22	6.01	6.01	5HA14	20	1.93	4HA10	25
		Sens y-y	3.84	9.02	9.02	6HA14	17	2.31	4HA10	25

Tableau. VII.1 : conclusion de ferrailages pour les éléments d'infrastructure

Conclusion générale :

Le présent projet consiste à étudier une structure à usage d'habitation «R+5 » en béton armé avec un contreventement mixt, ce qui nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel.

Ce projet est composé de sept chapitres : tout d'abord, on a commencé par une description de l'ouvrage et une présentation des caractéristiques des matériaux. Puis, on a fait un pré dimensionnement judicieux, une évaluation et une descente des charges. Ensuite on a étudié tous les éléments secondaires composant cette structure, on a fait une modélisation numérique en utilisant le logiciel robot Autodesk structural analyse version 2014, et on a calculé le ferrailage de tous les éléments structuraux. On a fini par l'étude de l'infrastructure dont on a adopté des semelles filantes sous mur voile et des semelles isolées sous les autres poteaux.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, puis on a recherché aussitôt, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.



ANNEXES

$\alpha = L_x / L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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

ANNEXE I

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

ANNEXE II
Tableau d'armateur
(en cm²)

Bibliographie

Règlements :

- ✓ DTR B.C.2.2 charge permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ DTR B.C.2.47 règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- ✓ DTR B.C.2.48 règle parasismique algériennes (RPA99/Version2003).
- ✓ DTR B.C.2.331 règle de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Fascicule n° 62 BAEL 91 révisé 99
- ✓ Internet

Cours:

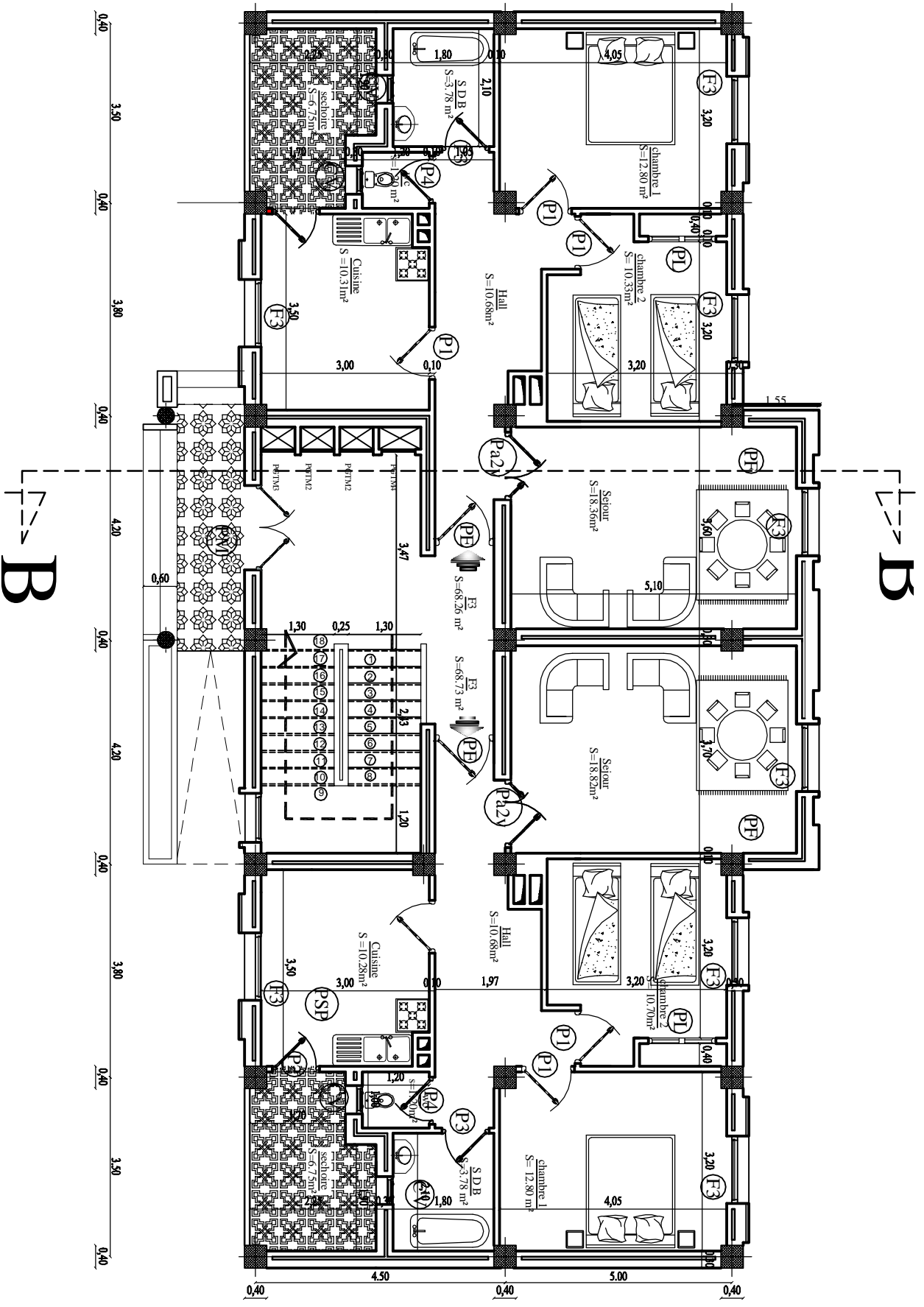
- ✓ Cours de dynamique des structures Université Abbes laghrou
- ✓ Cours de béton armé Université Abbes laghrou
- ✓ Cours de bâtiment Université Abbes laghrou
- ✓ Cours de résistance des matériaux Université Abbes laghrou
- ✓ Cours de génie parasismique Université Abbes laghrou
- ✓ Cours de robo structural analyses professional Université Abbes laghrou
- ✓ livre : Henry Thonier

Logiciels et programmes :

- ✓ AutoCAD 2018 (Dessin).
- ✓ ROBOT 2018 (Analyse des structures et modélisation).
- ✓ Office 2010 (Word; Excel et PowerPoint).

Ainsi que plusieurs thèses des promotions précédentes

Les plans

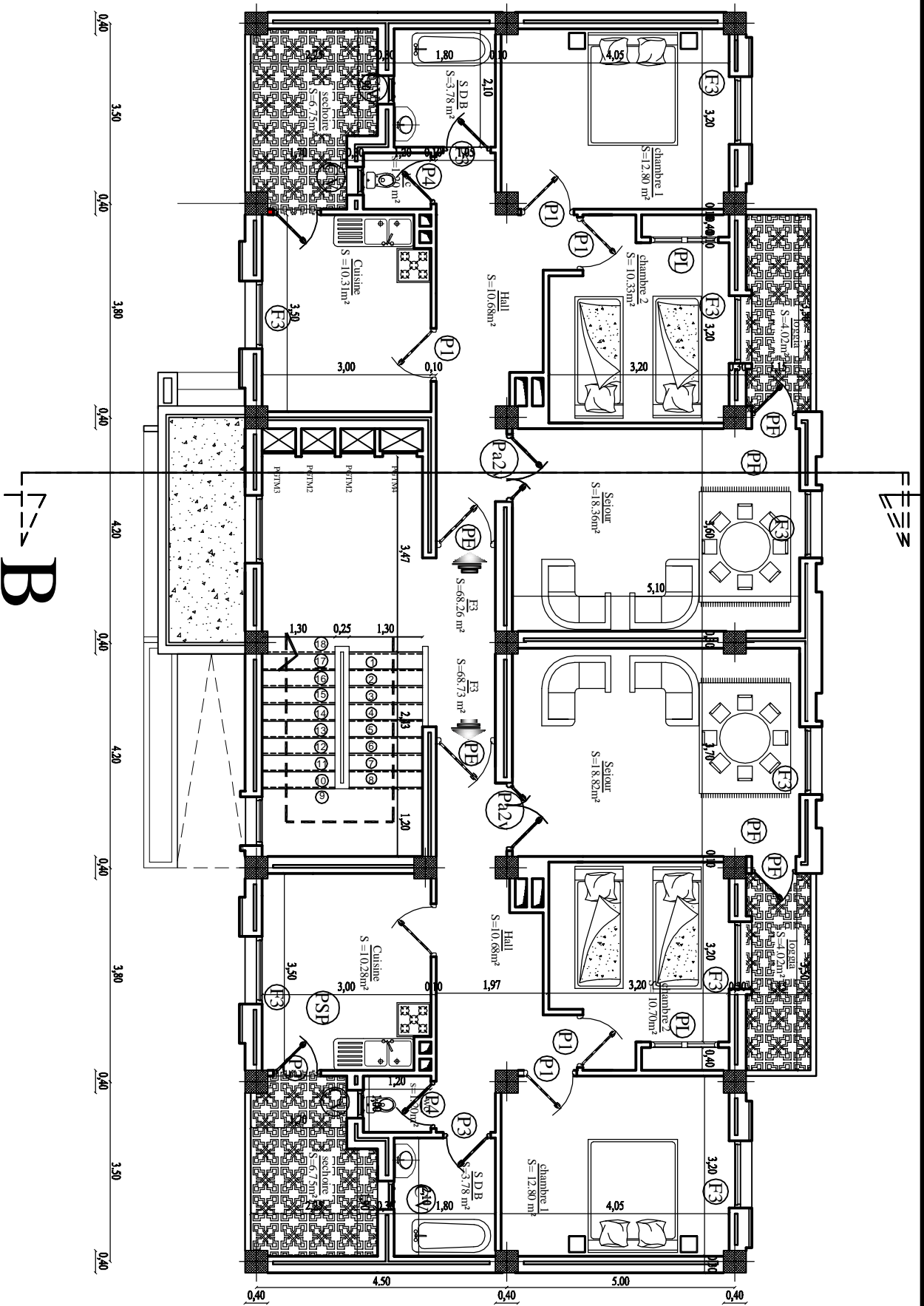


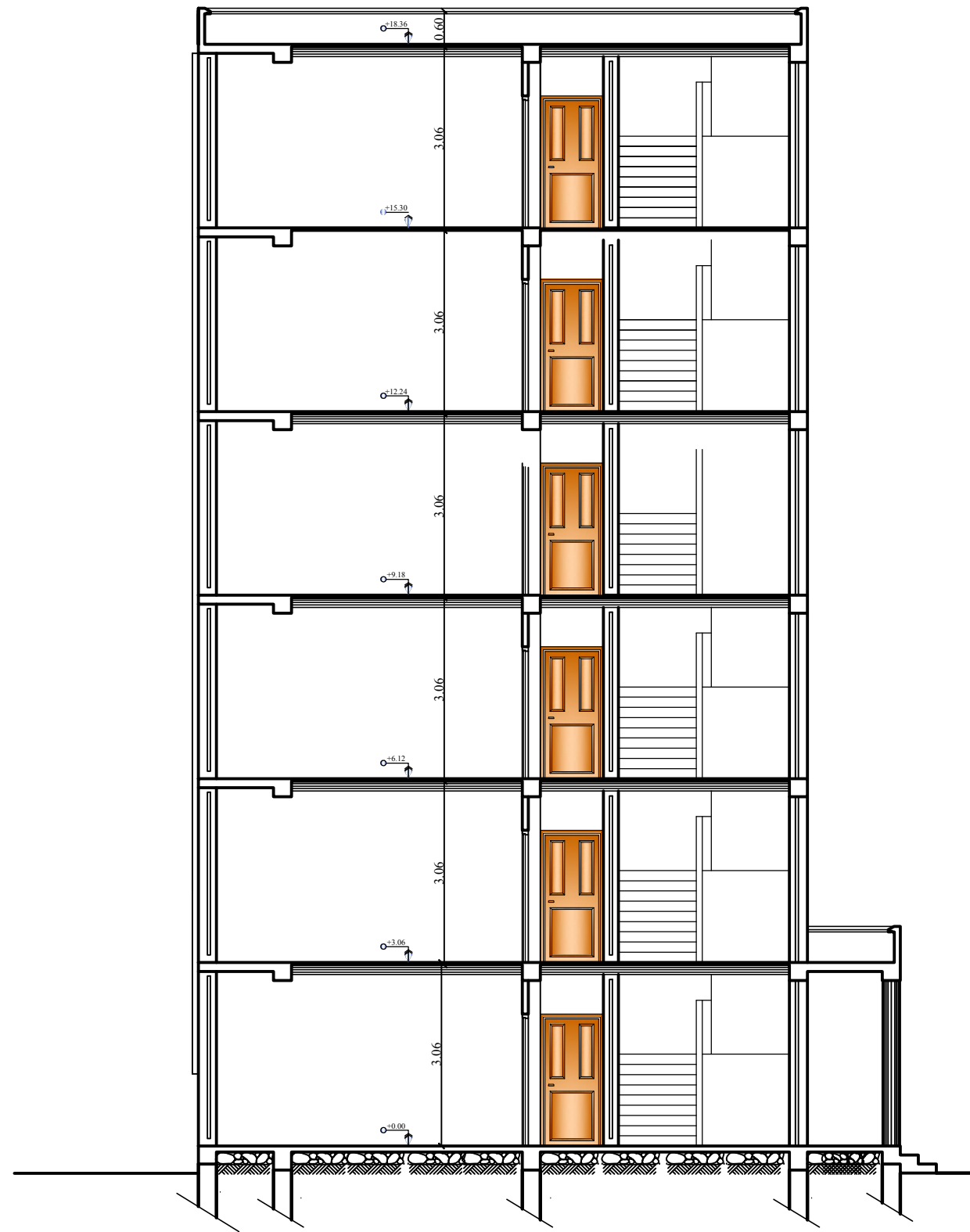
Plan De Rez de Chaussée

Bloc B

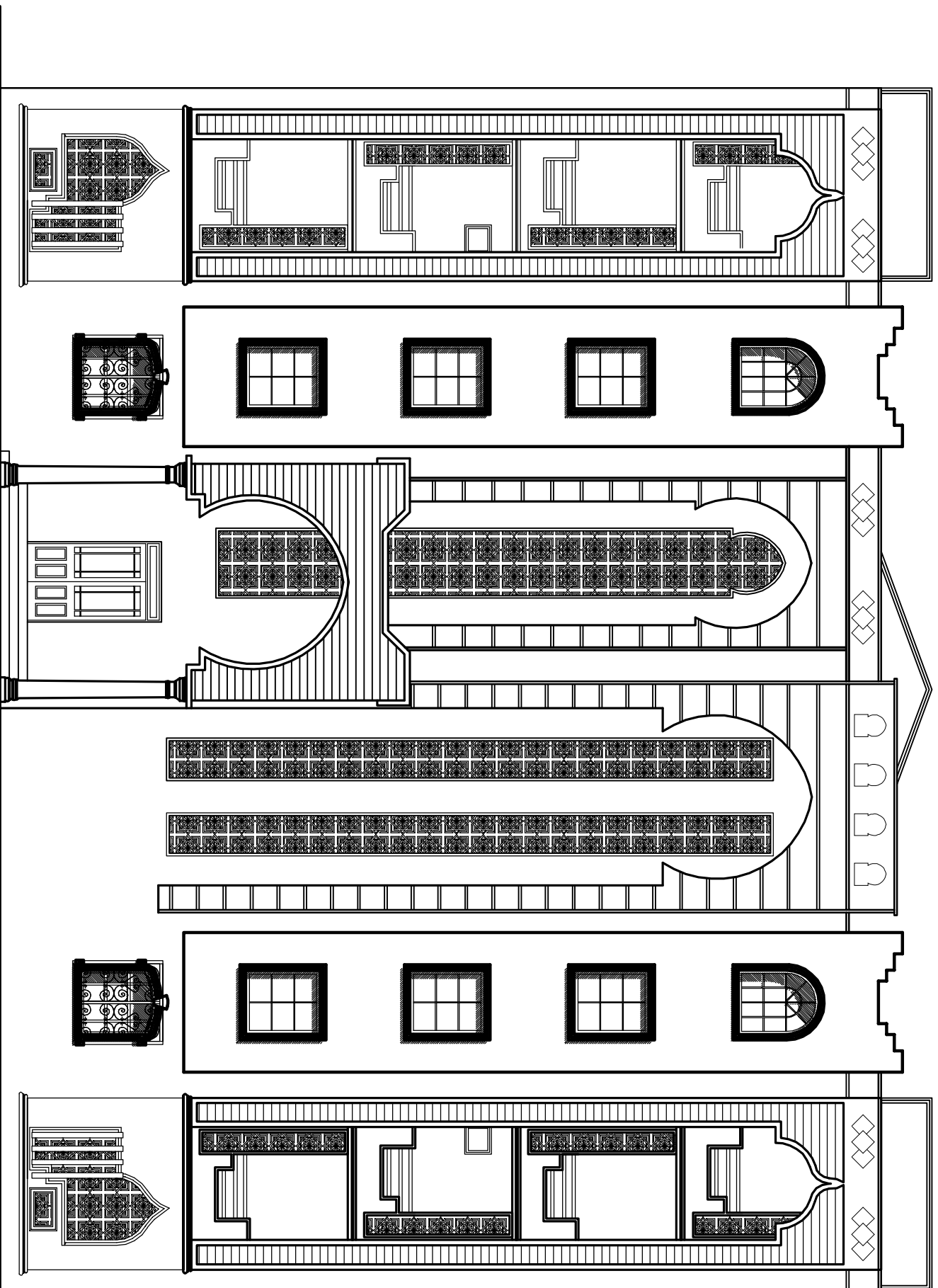
Plan De Etage Courant et terrasse

Bloc B





COUPE BB



FACADE PRINCIPALE

Bloc B