

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Sciences de l'Ingénierat

Département : Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Année : 2019

Thème

**Etude d'un centre multifonctionnel à usage commercial et
d'habitation << 4 entresol + RDC + 5 étage >> en Béton armé**

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURE

Réalisé Par :

- MOULA CHOUAIB
- ZOUICHE MERIEM

DIRECTEUR DE MEMOIRE : MERZLOUD.M PROFESSEUR U.ANNABA

DEVANT LE JURY

A.GOUASMIA PROFESSEUR U.ANNABA

M.SLOUGHA DOCTEUR U.ANNABA

Remerciement

► Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

► C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur **Merzoud Mouloud** pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

► Mes chers parents, toutes m'a famille Moula et Tahraoui qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.

► Mes chers parents, toutes m'a famille Zouiche qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.

► Nous exprimons notre reconnaissance à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

► A tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من أربعة طوابق تحت الأرض زائد طابق ارضي و خمسة طوابق علوية

اشتملت الدراسة على أربعة محاور :

المحور الأول :

تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر و حمالة كل عنصر مكون لها

المحور الثاني :

دراسة الأجزاء الثانوية من البنية (المدارج والبلاطات المفرغة والمملوءة)

المحور الثالث :

الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامج

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018

المحور الرابع :

يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الأعمدة العارضات الأساسات) اعتمادا على

BAEL 91 révisée 99 ،RPA 99 / version 2003

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 ; RPA 99 / Version 2003 ;

BAEL 91 révisée 99 .

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un Bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué de quatre entresol, un rez de chaussée + 5 étages, implanté dans la wilaya de Annaba. Cette étude se compose de quatre parties.

-**La première partie** : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

- **La deuxième partie** : a été consacrée aux éléments secondaires (Poutrelles, dalles pleines, Escalier et l'acrotère).

- **La Troisième partie** : (L'étude dynamique de la structure) a été entamée par Autodesk

Robot Structural Analysis Professional 2018 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-**La dernière partie** : le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres, voile).

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés : Bâtiment, béton, Robot; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

Summary

This project presents a detailed study of a regular shaped Building multi-use consists of four basements, a ground floor + 5^{étage} implanted in the wilaya of Annaba. This study consists of four parts.

-The first part : is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the prédimensionnement structure and finally the descent of the load.

- The second part : was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solids labs and parapet wall).

- The dynamic study of the structure : was begun in the third part determined by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018, to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

-The last part : includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée 99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

-Keywords : Building, concrete, Robot; Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 ; RPA 99 / version 2003 .

Sommaire

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I-Introduction générale	01
I-Introduction	02
I-1-Historique	02
I-2-Introduction générale	03
II-Présentation de l'ouvrage	04
II-1-Caractéristiques géométriques.....	05
II-1-2-Ossature et système constructif adopté.....	14
II-2-Caractéristiques géotechniques du sol.....	15
II-3-Caractéristique mécanique des matériaux.....	15
II-3-1-Le béton	15
II-3-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	17
II-3-3-Résistance mécanique.....	18
II-3-4-Méthode de calcul	19
II-3-5-Déformation et contrainte de calcul.....	20
II-3-6-Contrainte admissible de cisaillement.....	23
II-3-7-Module de déformation longitudinale du béton	23
II-3-8-Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$	25
II-3-9-Contrainte limite de traction des armatures.....	26
II-4-Etats limites.....	27
II-4-1-ELU	27
II-4-2-Hypothèse de calcul	27
II-4-3-Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83)	28
II-4-4-ELS.....	30

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

I-Introduction	33
II-1-Pré dimensionnement des planchers	33
II-2- Pré-dimensionnement des voiles	35
II-3-Pré dimensionnement des escaliers	37
II-4-Descente des charges.....	40
II-5-Pré dimensionnement des Poutres	47
II-6-Pré dimensionnement des Poteaux.....	50

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III-1-Introduction.....	62
III-2-Calcul des éléments non structuraux (secondaires).....	62
III-2-1-Etude de l'acrotère	62
III-2-2-Etude d'escalier.....	73
III-2-3-Etude de la poutre palière.....	92
III-2-4- Etude des planchers.....	99
III-2-5-La dalle flottante.....	118
III-2-6-Etude des balcons.....	119

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

IV-1-Introduction.....	127
IV-2-Choix de la méthode de calcul.....	127
IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale.....	128
IV-3-1-Principe.....	128
IV-3-2-Domaine d'application.....	128
IV-3-3-Spectre de réponse de calcul	128
IV-3-4-Classification de site.....	129
IV-3-5-Détermination des paramètres du spectre de réponse	129
▶ Coefficient d'accélération A	129
▶ Facteur d'amplification dynamique moyen D	130
▶ Coefficient de comportement global de la structure R	132
▶ Facteur de qualité Q.....	132
IV-3-6-Nombre de mode à considérer	137
IV-3-7-Modélisation	138
A)-Les dispositions des voiles	138
B)-Poids total de la structure.....	140
C)-Application de la méthode d'analyse modale spectrale	141
D)-Nombre des modes considérées.....	142
E)-Calcul de la force sismique statique.....	147
F)-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente.....	147
G)-Vérification de déplacement	148
H)-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	149

K)-Vérification de L'excentricité accidentelle	151
M)-Vérification au renversement.....	153

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V-1-Introduction	155
V-2-Etude de ferrailage des poteaux.....	155
V-2-1- Combinaisons spécifiques de calcul.....	155
V-2-2- Calcul des armatures longitudinales.....	156
V-2-3-Calcul des armatures transversales	156
V-3-Etude de ferrailage des poutres.....	162
A)-L'étude des Poutres principales	162
Calcul des armatures longitudinales.....	163
Calcul des armatures transversales.....	169
B)-L'étude des Poutres secondaires	172
V-4-Etude de ferrailage des voiles	173
A)-Introduction	173
B)-Conception	173
C)-Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales	173
D)-Rôle de contreventement	173
E)-Combinaison.....	174
F)-Pré dimensionnement des voiles	174
H)-Ferrailage des voiles	174

Chapitre VI : Etude des voiles périphériques

I-Introduction	181
II-Etude du voile périphérique	181
III-Dimensionnement.....	182
III-1-Evaluation des efforts permanents.....	183
VI-Ferrailage.....	184
VI-1-Calcul des armatures	184
A)-Etapas de calcul.....	184
B)-Combinaison.....	185
C)-Pré dimensionnement des voiles périphériques	185
D)-Ferrailage des voiles périphériques.....	186

Chapitre VII : Etude des fondations

I-Introduction	186
II-Contrainte admissible du sol.....	186
III-Types des fondations superficielles.....	187
IV-Déterminations du type de fondation	187
IV-1-Calcul de la semelle isolée.....	187
A)-Pré dimensionnement	187
• Condition d'homothétie	188
• Détermination de "d" et "ht"	189
• Vérification des conditions de stabilité	190
B)-Calcul du ferrailage.....	190
• ELU	191
• ELS	191
IV-2-Calcul de la semelle continue sous voile.....	196
A)-Dimensionnement	196
B)-Ferrailage principal	197
C)-L'espacement	197
D)-Ferrailage de répartition	197
IV-3-Etude des Longrines	199
A)-Introduction	199
B)-Dimensionnement de longrine	199
C)-Le ferrailage	200

Liste des figures :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I-1: vue en plan du centre multifonctionnelle de 4 blocs.....	06
Figure I-2: vue en plan niveau terrasse BLOC 2.....	07
Figure I-3: vue en plan niveau étage courant de la structure.....	08
Figure I-4 : vue en plan niveau 1 ère étage open space bureau.....	09
Figure I-5 : vue en plan niveau RDC open space commercial.....	10
Figure I-6 : vue en plan niveau entresol parking.....	11
Figure I-7 : coupe vertical du bâtiment.....	12
Figure I-8 : Vue de la structure en 3D.....	13
Figure I-9 : abaque de DREUX.....	16
Figure I-10 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....	20
Figure I-11 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	21
Figure I-12: diagramme Contrainte-Déformation d'acier.....	26
Figure I-13 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	28

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Figure II-1: Coupe verticale du plancher en corps creux.....	33
Figure II-2 : Section de la poutrelle.....	34
Figure II-3 : Section réduite du voile.....	35
Figure II-4 : schéma d'escalier.....	37
Figure II-5 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.....	41
Figure II-6 Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.....	41
Figure II-7 : coupe plancher étage courant.....	42
Figure II-8 : Mur double parois.....	43
Figure II-9: acrotère.....	44
Figure II-10 : Section réduite de poteaux carré.....	53

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Figure III-1: Schéma l'acrotère.....	62
Figure III-2: section de calcul d'acrotère.....	63
Figure III-3 : schéma de ferrailage de l'acrotère	72
Figure III-4 : schéma d'escalier	73

Figure III-5 : schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau RDC et les 2SS	75
Figure III-6 : schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau étage courant.....	75
Figure III-7 : Diagramme des sollicitations niveau RDC et les 2SS à ELU.....	76
Figure III-8 : Diagramme des sollicitations niveau étage courant à ELU.....	77
Figure III-9 : schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau RDC.....	82
Figure III-10 : schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau étage courant.....	82
Figure III-11 : Diagramme des sollicitations niveau RDC à ELS.....	83
Figure III-12 : Diagramme des sollicitations niveau étage courant à ELS.....	84
Figure III-13 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	91
Figure III-14 : Schéma de ferrailage de poutre palier de 2 ème étage à 5ème étage.....	98
Figure III-15 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type terrasse inaccessible..	101
Figure III-16 : disposition des armatures dans la poutrelle (appuis et travée).....	110
Figure III-17 : disposition des armatures du dalle pleine.....	117
Figure III-18 : Schéma de dalle flottante sur terre-plein.....	118
Figure III-19 : schéma statique de balcon.....	119
Figure III-20 : Ferrailage de la dalle pleine (balcon).....	126

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Figure IV-1 : Limites des décrochements en plan.....	135
Figure IV-2 : 1 ^{ère} Limite des décrochements en élévation.....	136
Figure IV-3 : 2 ^{ème} Limite des décrochements en élévation.....	136
Figure IV-4 : La disposition des murs voiles et poteaux.....	138
Figure IV-5 : Spectre de réponse.....	141
Figure IV-6 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de Robot 2018).....	142
Figure IV-7 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z.....	143
Figure IV-8 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D.....	144
Figure IV-9 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : (Y-Z).....	145
Figure IV-10 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D.....	146

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Figure V-1 : Coupe de ferrailage des poteaux 65×65 cm ²	160
Figure V-2 : Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm ²	161
Figure V-3 : Coupe de ferrailage des poteaux 30×30 cm ²	161
Figure V-4 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée niv 4 ème SS.....	171
Figure V-5 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée niv terrasse.....	172
Figure V-6 : coupe de Ferrailage voile Vx1.....	180

Chapitre VI : Etude des voiles périphériques

Figure VI-1 : schéma des voiles périphérique longitudinales avec les poteaux et les poutres.....	182
---	-----

Chapitre VII : Etude des fondations

Figure VII-1 : Diagramme des contraintes du sol agissant sur les semelles isolées.....	188
Figure VII-2 : coupe de ferrailage de semelle isolée centré.....	193
Figure VII-3 : présentation des transmissions des charges agissantes au niveau de semelle.....	196
Figure VII-4 : exemple de coupe de ferrailage de semelle filante.....	198
Figure VII-5 : coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée.....	201

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I-1 : Coefficient d'application.....	21
--	----

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....	40
Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.....	41
Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	42
Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur double parois.....	43
Tableau II-5 : Charge permanente du mur double cloison.....	44
Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	45
Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de palier.....	46
Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC.....	46
Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant.....	47
Tableau II-10 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	51
Tableau II-11 : Calcule de \bar{N}_u des poteaux du bâtiment.....	54
Tableau II-12 : les valeurs de Nu max des poteaux de chaque étage a l'elu.....	55
Tableau II-13 : Vérifications du $1,1N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux de Bâtiment.....	57
Tableau II-14 : 1 ^{ère} Vérificationselon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux....	57
Tableau II-15 : 2 ^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux.....	58
Tableau II-16 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.....	60

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Tableau III-1 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	89
Tableau III-2 : Les différentes descentes de charge.....	100
Tableau III-3 : Ferrailage des poutrelles.....	108
Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx et Ly).....	113
Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx et Ly).....	114
Tableau III-6 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis.....	116

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Tableau IV-1: Caractéristiques massiques et géométriques de la Structure.....	134
Tableau IV-2 : Pénalité en fonction de critère de qualité.....	137

Tableau IV-3 : Périodes et facteurs de participation modale.....	139
Tableau IV-4 : Les réactions à la base.....	147
Tableau IV-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	148
Tableau IV-6 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes.....	149
Tableau IV-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- δ sens X (Combinaison Ex).....	150
Tableau IV-8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- δ sens Y (Combinaison Ey).....	151
Tableau IV-9 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels.....	152
Tableau IV-10 : vérification de renversement sens longitudinal.....	153
Tableau IV-11 : vérification de renversement sens transversal.....	154

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.1 : Les sollicitations max chaque niveau.....	158
Tableau V.2 : Les armatures longitudinales des poteaux :.....	159
Tableau V.3 : Les Armatures transversale des poteaux :.....	160
Tableau V-4 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (1 ^{ème} étage).....	163
Tableau V-5 : Ferrailage des poutres principales.....	171
Tableau V-6 : résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires.....	172
Tableau V-7 : Pré dimensionnement des voiles.....	174
Tableau V-8 : Calcul d'armatures des voiles longitudinales V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}	177
Tableau V-9 : Calcul d'armatures des voiles longitudinales V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}	178

Chapitre VI : Etude des voiles périphériques

Tableau VI- 1 : Pré dimensionnement des voiles.....	185
Tableau VI- 2 : Calcul d'armatures des voiles périphériques longitudinales avec N_{max} et $M_{corresp}$	186

Chapitre VII : Etude des fondations

Tableau VII-1 : Résultats des efforts appliqués sur les fondations	194
Tableau VII-2 : dimensionnement et ferrailage des fondations isolée	195

LISTE DES NOTATIONS

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- **A_s** : Aire d'une section d'acier.
- **A_t** : Section d'armatures transversales.
- **B** : Aire d'une section de béton.
- **∅** : Diamètre des armatures.
- **φ** : Angle de frottement.
- **C** : Cohésion.
- **q** : Capacité portante admissible.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **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.
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- **τ_u** : Contrainte ultime de cisaillement.
- **τ** : Contrainte tangentielle.
- **β** : Coefficient de pondération.
- **σ_{sol}** : Contrainte du sol.
- **G** : Charge permanente.

- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- **ELU** : Etat limite ultime.
- **ELS** : Etat limite service.
- **Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **Tu** : Effort tranchant ultime.
- **T** : Effort tranchant, Période.
- **St** : Espacement.
- λ : Elancement.
- **e** : Epaisseur, Indice des vides.
- **F** : Force concentrée.
- **f** : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- **L** : Longueur ou portée.
- **Lf** : Longueur de flambement.
- **Ip** : Indice de plasticité.
- **Ic** : Indice de consistance.
- **W** : Poids total de la structure.
- **d** : Hauteur utile.
- **Fe** : Limite d'élasticité de l'acier.
- **Mu** : Moment à l'état limite ultime.
- **Mser** : Moment à l'état limite de service.

- **Ma** : Moment sur appuis.
- **M0** : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- **I** : Moment d'inertie.
- **fi** : Flèche due aux charges instantanées.
- **fv** : Flèche due aux charges de longue durée.
- **Ifi** : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- **M** : Moment, Masse.
- **Eij** : Module d'élasticité instantané.
- **Evj** : Module d'élasticité différé.
- **Es** : Module d'élasticité de l'acier.
- **fc28** : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- **ft28** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- **Fcj** : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- **K** : Coefficient de raideur de sol.
- **Y** : Position de l'axe neutre.
- **I0** : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Introduction générale :

Le domaine de construction est un vaste domaine, qui a connu durant son histoire

Plusieurs innovations non seulement dans les procédés de conception et de réalisation, mais

Aussi dans les techniques et les matériaux utilisés dans les structures ; selon les besoins et les

Capacités. Ainsi on a désormais une variété de choix dans les matériaux tel que le béton armé,

le béton précontrainte, l'acier, le bois.

Toute étude de projet d'un bâtiment doit respecter trois buts:

- a)- Un maximum de sécurité (le plus important) : consiste d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- b)- Economie : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- c)- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup

d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

I-Introduction:

I-1-Historique:

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'art ...etc. il permet d'avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et **Joseph Monnier** imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.

- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

I-2-Introduction générale :

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) 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 va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

II-Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un Bâtiment à usage commerciale et d'habitation, composé de quatre étages entresol et un Rez de chaussée + 4étages, implanté à Annaba, dans une zone Iia de moyenne sismicité d'après les règles parasismiques algériennes **(RPA 99 / version 2003)**.

Les étages entresol pour parking,RDC open space commercial,1er étage open space bureaux et les autres étages sont des logements d'habitation.

II-1-Caractéristiques géométriques :

Le Centre multifonctionnel à étudier est constitué de quatre blocs de forme régulière en plan, on va étudier seulement un seul bloc (BLOC 2)

Le BLOC 2de dimension:

- Hauteur de la chambre niveau terrasse.....3.06m
- Hauteur des étages courants.....3.06m
- Hauteur de 1^{er} étage3.40m
- Hauteur de RDC.....3.40m
- Hauteur de 1^{er} entresol.4.00m
- Hauteur des 3 étages entresol.....3.40m
- Hauteur totale du bâtiment.....33.24m
- Longueur totale du bâtiment a la base en plan.....22.00m
- Larguer totale du bâtiment à la base en plan.....23.50m

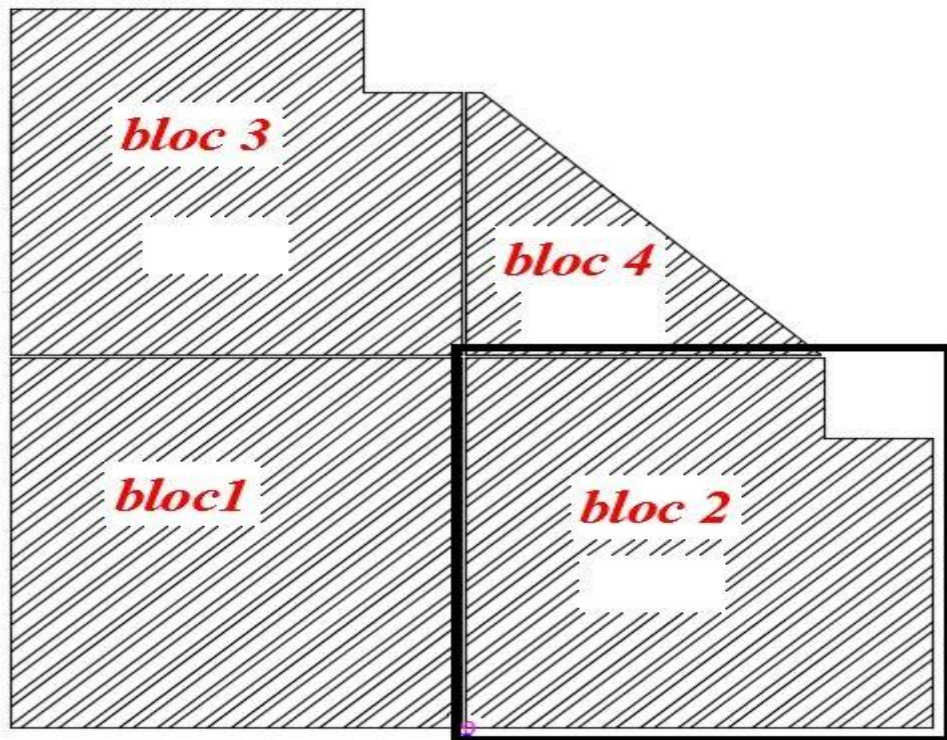


Figure I-1: vue en plan du centre multifonctionnelle de 4 blocs

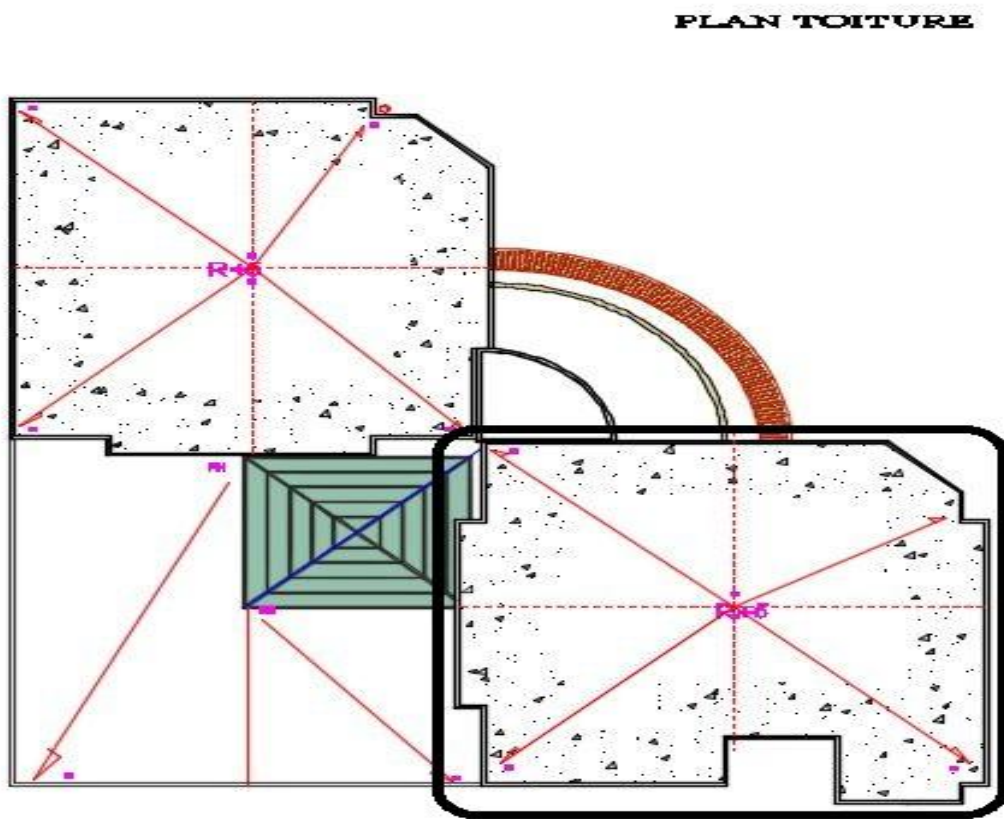


Figure I-2: vue en plan niveau terrasse BLOC 2

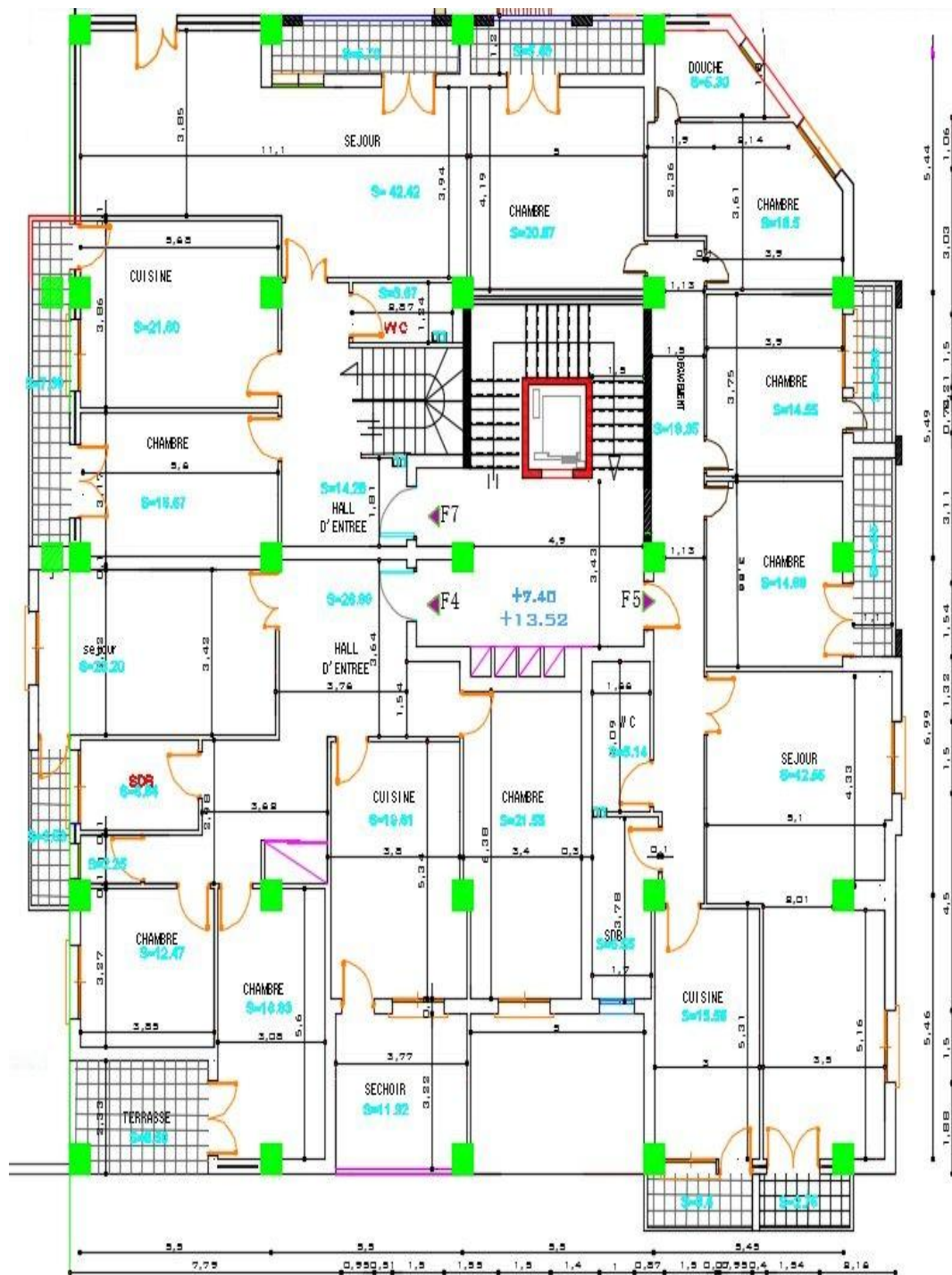


Figure I-3: vue en plan niveau étage courant de la structure

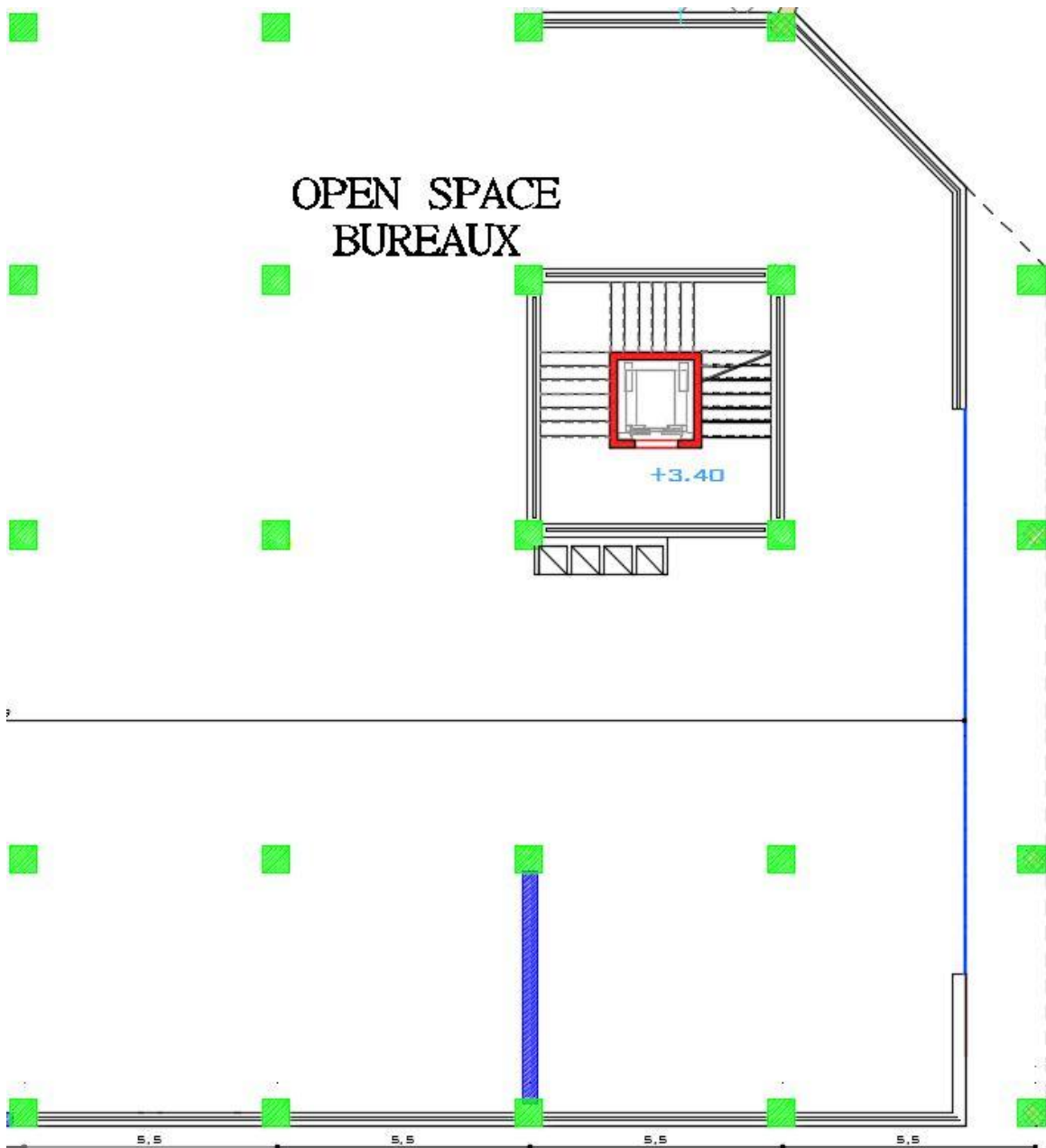


Figure I-4 : vue en plan niveau 1 ère étage open space bureau

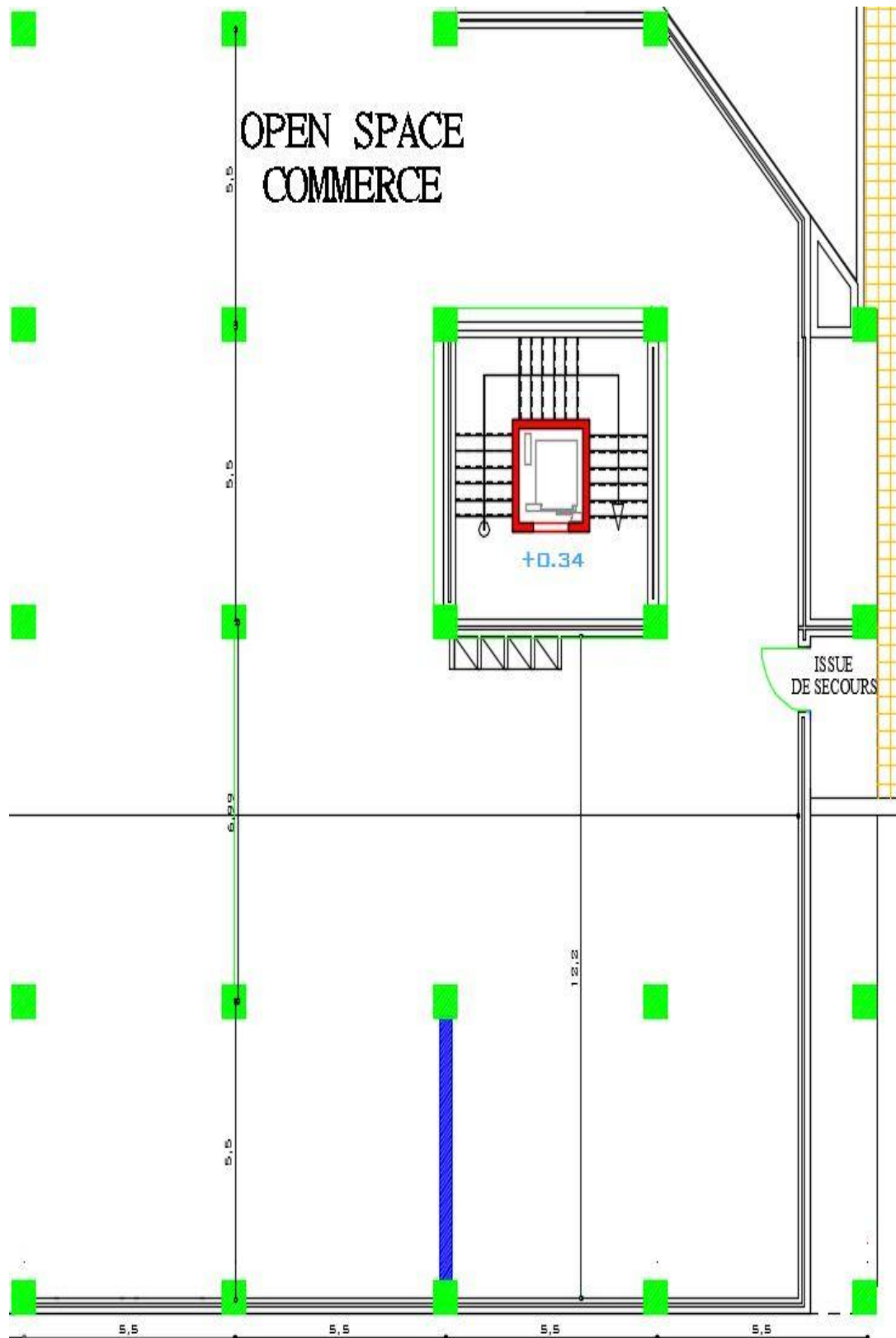


Figure I-5 : vue en plan niveau RDC open space commercial

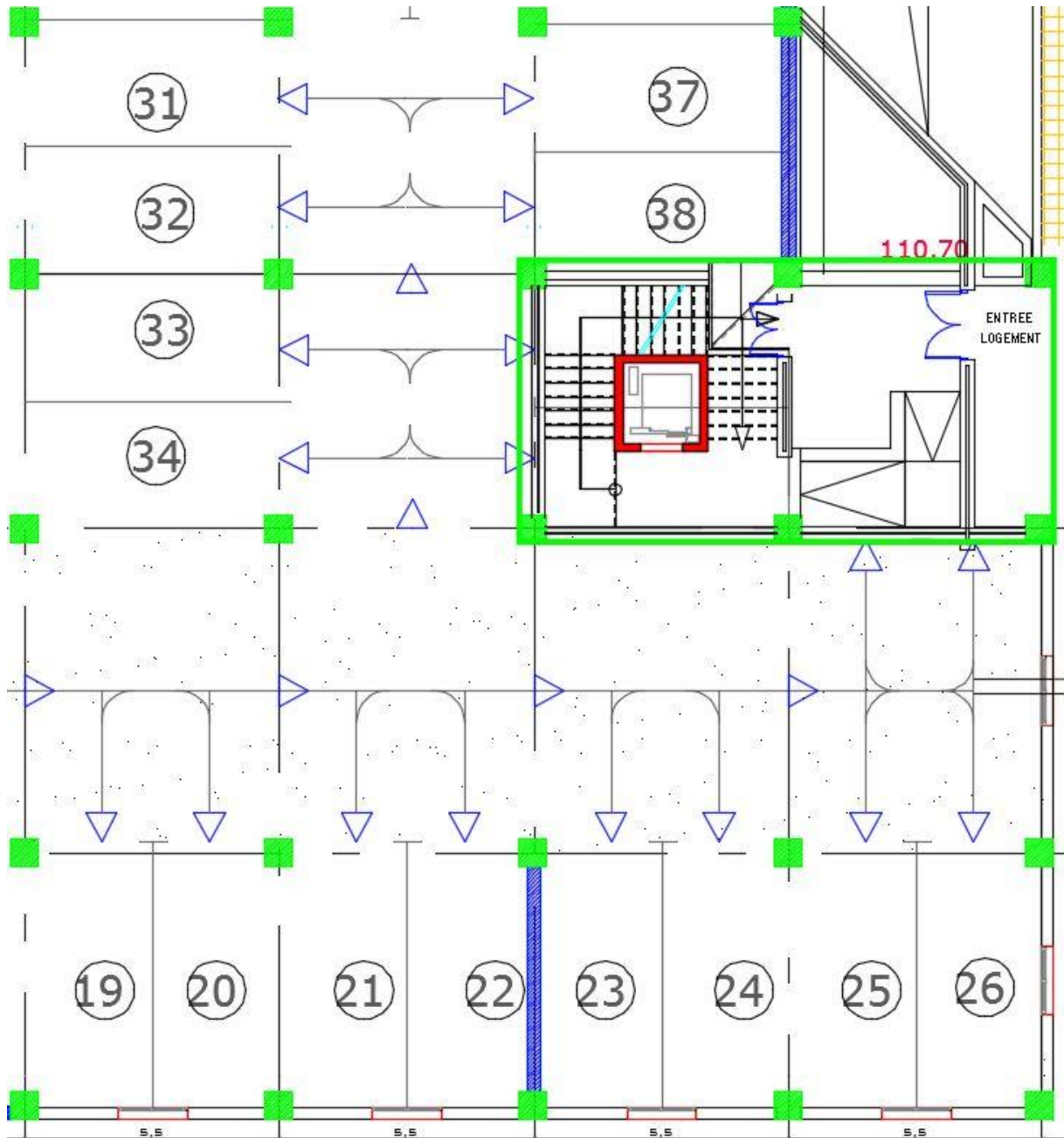


Figure I-6 : vue en plan niveau entresol parking

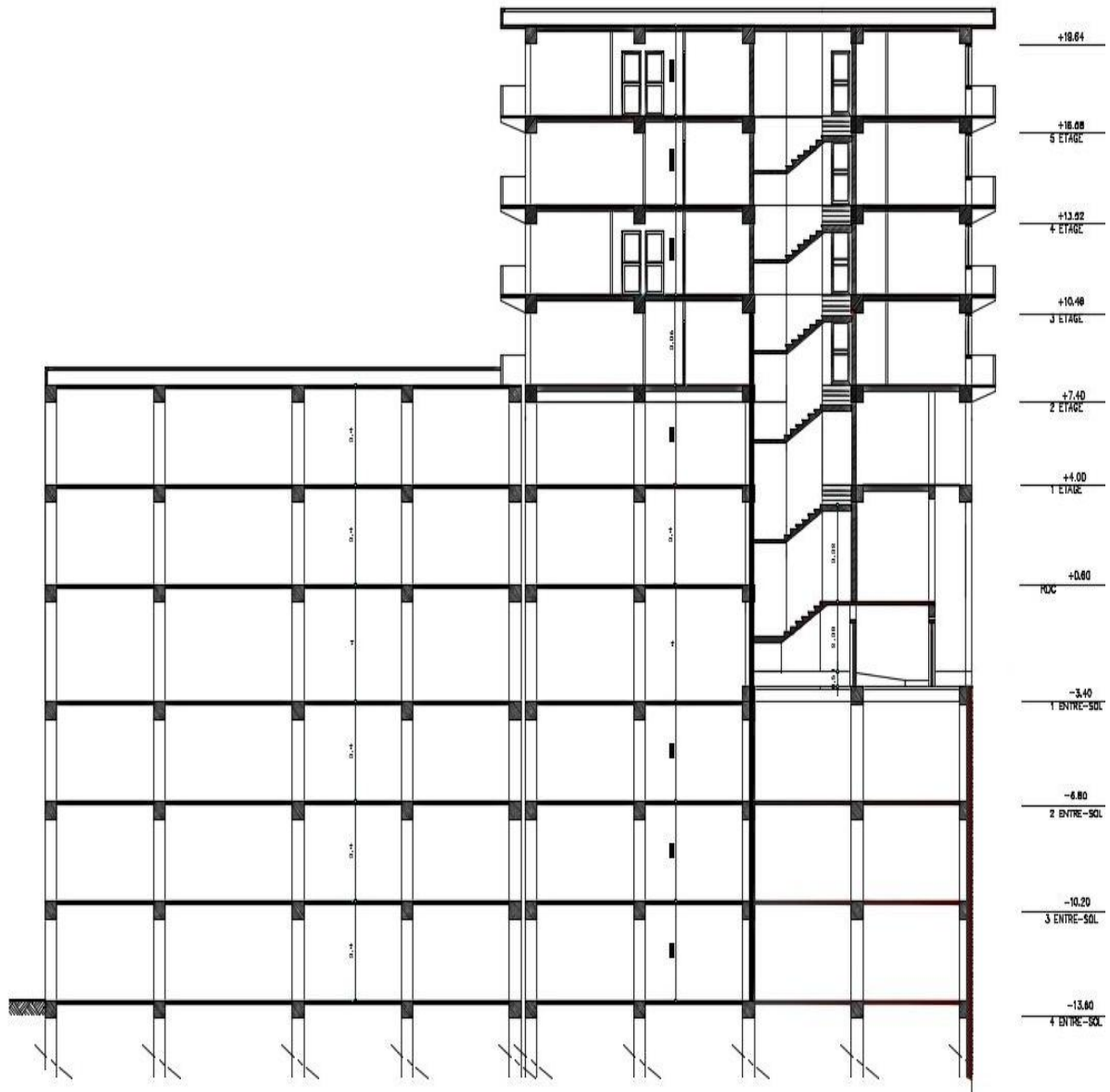


Figure I-7 : coupe vertical du bâtiment

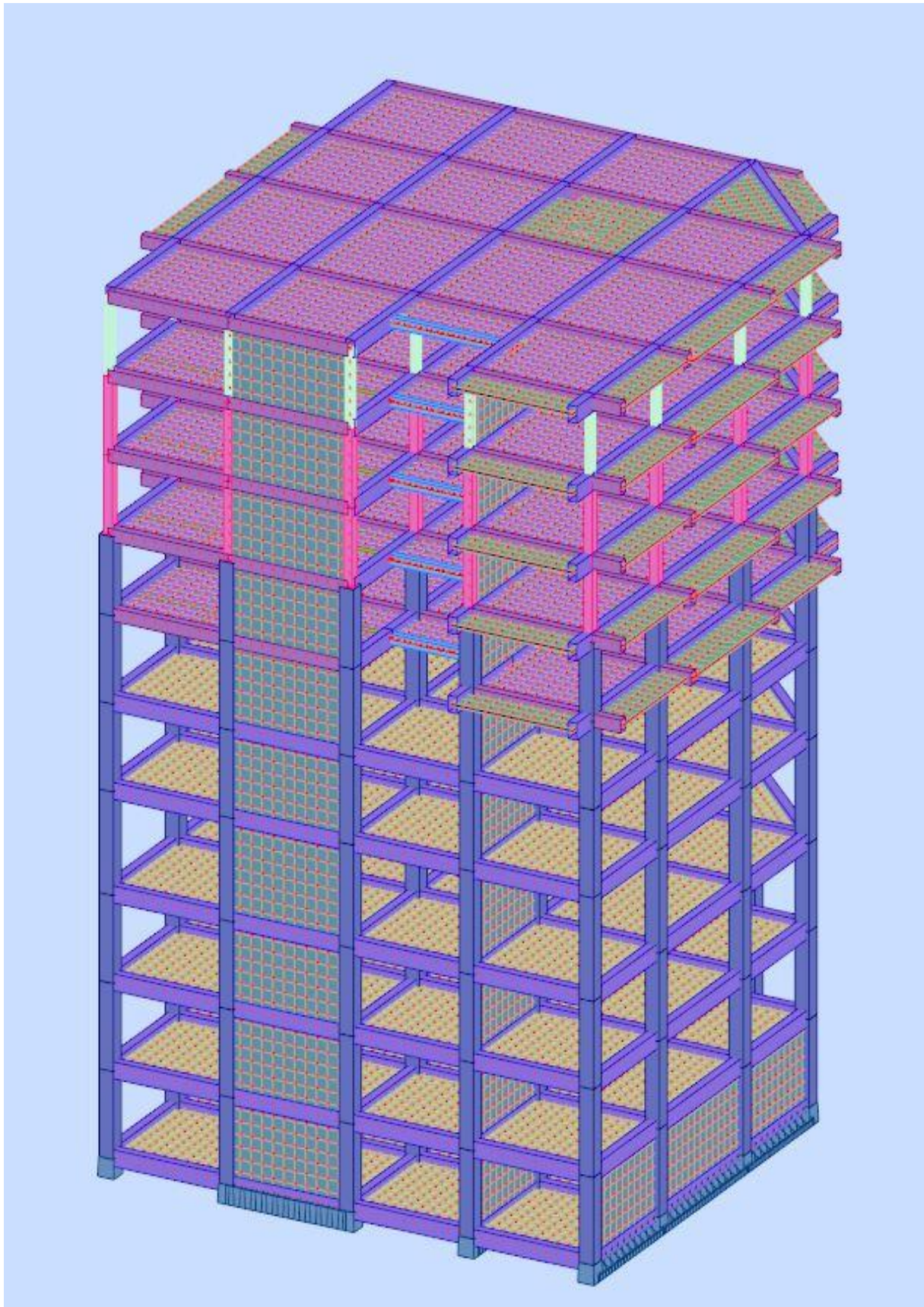


Figure I-8 : Vue de la structure en 3D

II-1-2-Ossature et système constructif adopté :

• Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le **RPA 99 / version 2003**, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

• Planchers :

Les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (20+5) cm pour les étages d'habitation et en dalle pleine pour open space bureau et open space commercial et pour les parkings de 20 cm d'épaisseur.

• Escaliers:

On a un deux type d'escalier, le premier type est constitué de deux paliers intermédiaires ,le deuxième type constitué d'un seul paliers repos .

• Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

• Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

II-2-Caractéristiques géotechniques du sol :

Suivant le B.E.T la contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 3$ bars.

II-3-Caractéristique mécanique des matériaux :

II-3-1-Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

Nous avons utilisé une méthode pratique dite <<Méthode de **DREUX** et **GORISSE**>>Pour obtenir un béton normal (D=20mm) ayant une maniabilité plastique et une résistance a la compression = 25MPa, en supposant que les granulats utilisés sont secs, Nous utilisons l'abaque de Dreux énoncés dans la figure suivant:

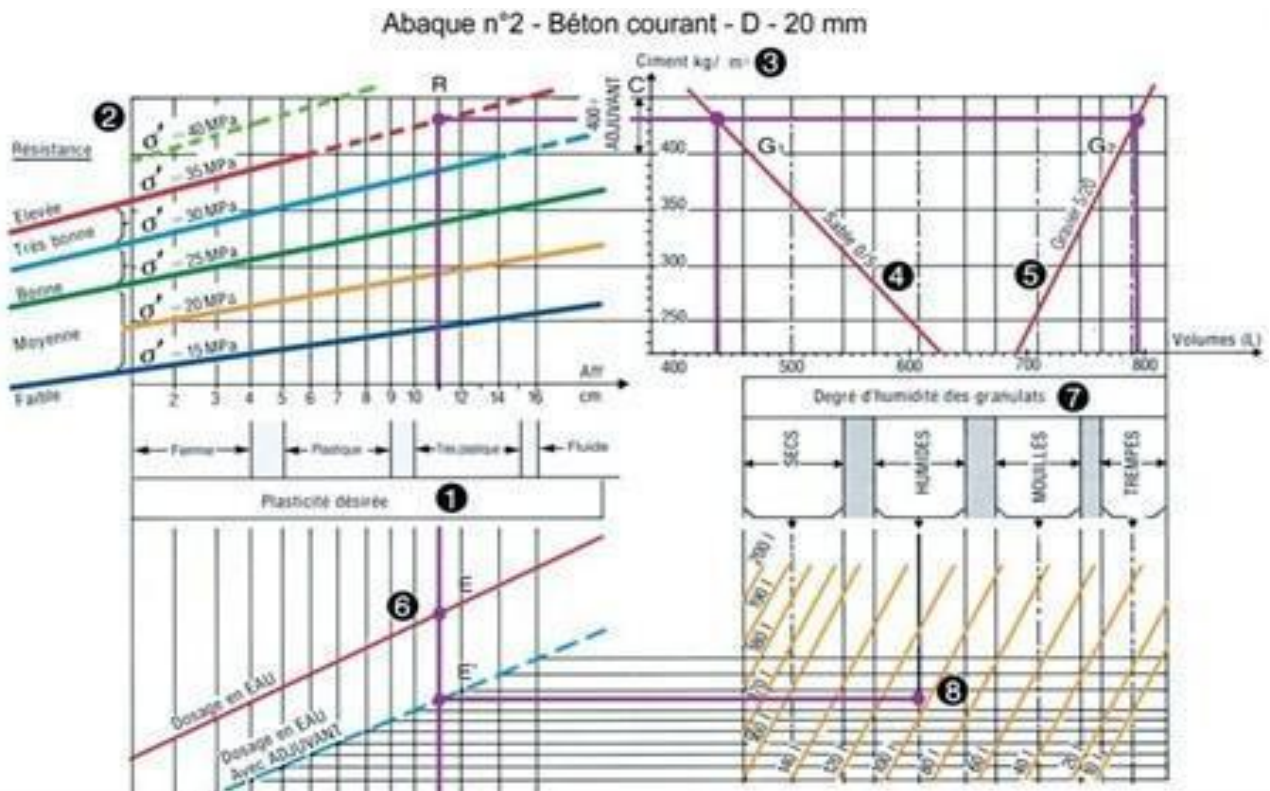


Figure I-9 : abaque de DREUX

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

II-3-2-Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du

béton. Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

II-3-3-Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section. Lorsque les sollicitations s'exercent

sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

Avec :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow a = 4,76 \text{ et } b = 0,83$$

$$40 \leq f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow a = 1,40 \text{ et } b = 0,95$$

$$\text{Pour } j \geq 60 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

- Pour notre étude on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$. Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

$$\text{Pour } : f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

II-3-4-Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

⚡-Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

✓ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton.

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

✓ Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

II-3-5-Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle (BAEL 91 révisée 99,p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de **ELU** (en compression 2 ‰ et 3,5‰).

σ_{bc} : contrainte de compression du béton

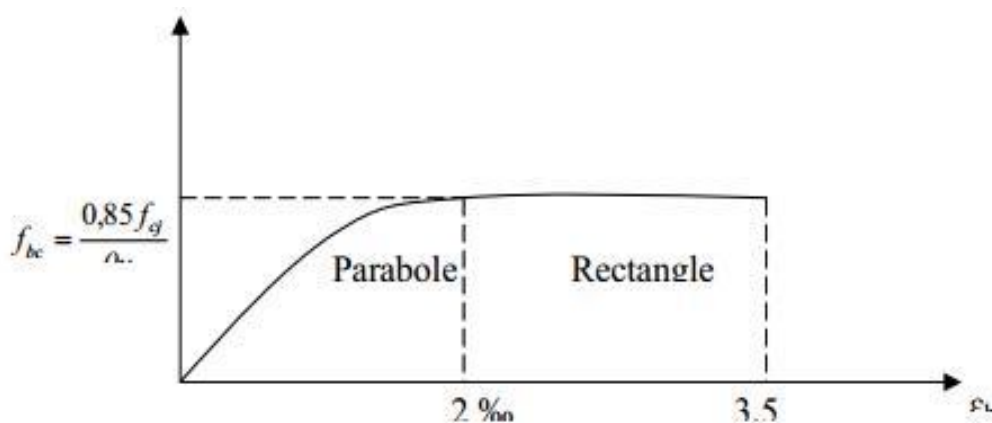


Figure I-10 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \varepsilon_{bc} (4-10^3 \times \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau).

Tableau I-1 : Coefficient d'application

θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

ELS : La contrainte de compression du béton a l'**ELS** (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Diagramme rectangulaire (BAEL91 révisée 99.p81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

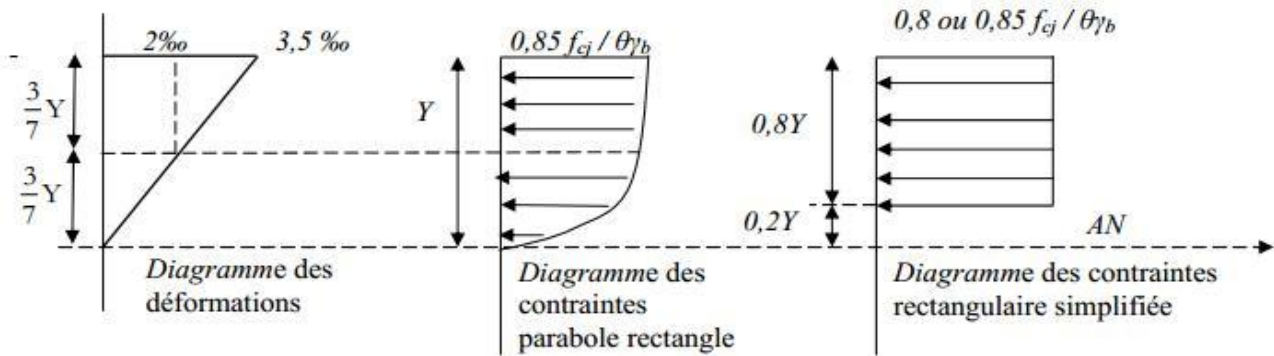


Figure I-11 : Diagramme rectangulaire simplifié

Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante 0,8 y la contrainte a pour valeur $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

II-3-6-Contrainte admissible de cisaillement :

$\bar{\sigma} = \text{Min} (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\sigma} = \text{Min} (0,15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime **Tu**.

$$\tau_u = T_u / b d$$

Avec : **b** : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

II-3-7-Module de déformation longitudinale du béton :

✓ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton **E_{ij}** est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

✓ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton **E_{vj}** est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

a)-Module de déformation transversale :

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

b)-Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilisé les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel FeE 215, FeE 235.
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500.

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$.

- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

II-3-8-Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$:

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les

valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

Diagramme déformation- contrainte (BAEL 91 modifié 99,p78) :

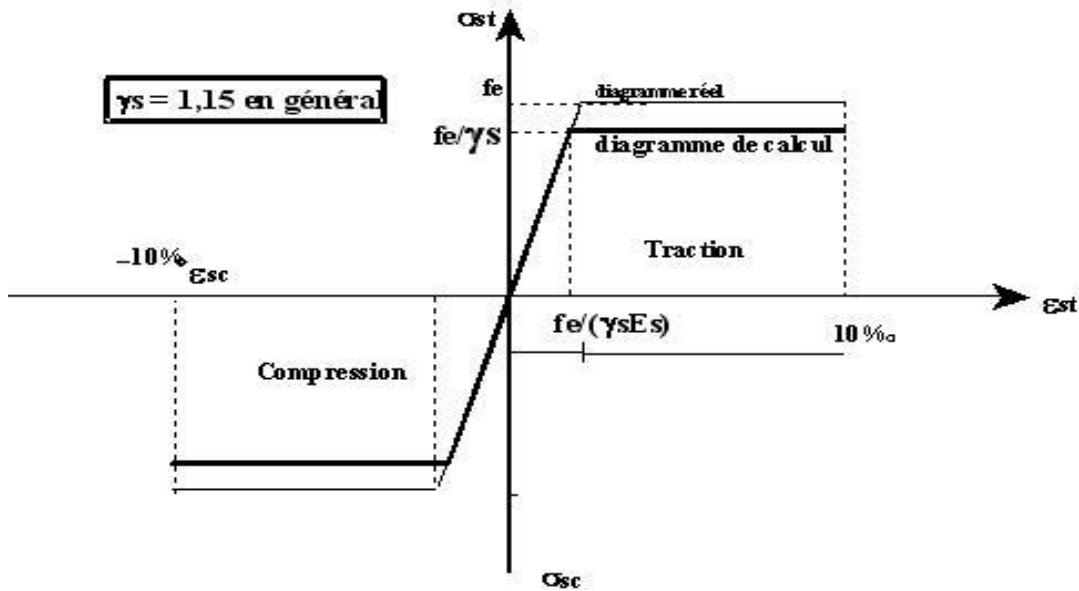


Figure I-12: diagramme Contrainte-Déformation d'acier

II-3-9-Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable : $\sigma_{st} \leq f_{ep}$ pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} = \min ((3/2)f_e; 110\sqrt{(\eta * Ftj)})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} = \min (0.5f_e; 90\sqrt{(\eta * Ftj)})$.

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$: pour des ronds lisses(RL).

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

Poids volumique :

Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{KN} / \text{m}^3$

Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{KN} / \text{m}^3$

Acier $\rightarrow \gamma_b = 78,5 \text{ KN} / \text{m}^3$

II-4-Etats limites :

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

Etats limite ultime de résistance **ELU.

Etats limite de service **ELS.

II-4-1-ELU :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99 / version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'**ELU** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

II-4-2-Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- La résistance du béton à la traction est négligée.

- Le raccourcissement du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 2\%$ en flexion composée.

$\epsilon_{bc} = 3,5\%$ en compression simple.

- L'allongement de l'acier est limité à $\epsilon_s=10\text{‰}$.

- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.

✓ Le béton en compression.

✓ L'acier en traction et en compression.

II-4-3-Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83) :

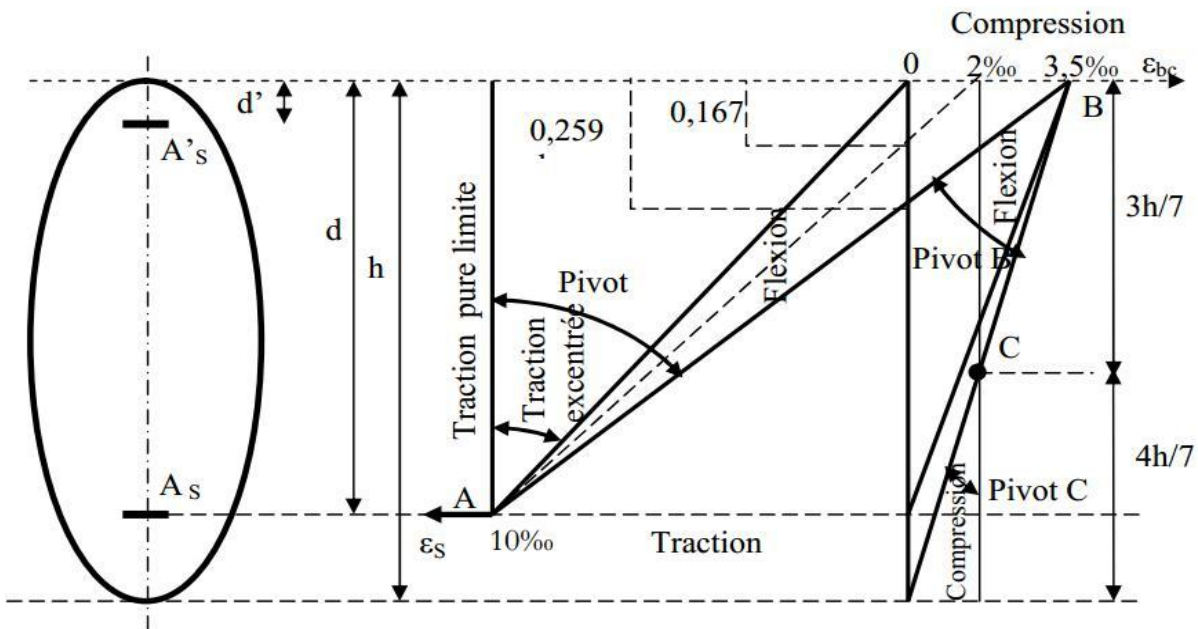


Figure I-13 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

**Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier. La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

****Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

**L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

****Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

****Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée. L'état limite ultime est atteint avec $\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $\epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

** La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \times AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \times AB = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec

$0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

**Le cas particulier où $\epsilon_s = 10\text{‰}$ et $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2)$ donc : $\alpha = 0,167$

**Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ϵ_{bc} au delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\epsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.

**La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B. **Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

**Compression : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation

du béton ne peut pas dépasser $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$.

**La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2 \text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée.

$\epsilon_{bc} \leq 2 \text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

✓ **En résumé :**

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

II-4-4-ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- Le béton tendu est négligé.

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E \times \varepsilon_{bc} ; \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$$

- Par convention n correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du

béton.

$n = E_s / E_b = 15$ « coefficient d'équivalence ».

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

✓ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

✓ **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques

algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G + Q \pm E$ **G**: charge permanente.

$G + Q \pm 1,2 E$ avec **Q** : charge d'exploitation.

$0,8 G \pm E$ **E** : effort de séisme.

I-Introduction:

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, son but est de déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

II-1-Pré dimensionnement des planchers :

A- Plancher à corps creux (figure II-1) :

Le dimensionnement d'un plancher en corps creux se résume le dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche qui stipule que:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} ; \text{ on a : } L_{\max} = 5,50m \text{ (longueur max d'une travée de la poutrelle).}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq \frac{550}{22,5} = 24,45\text{cm} \quad \text{On adopte } \mathbf{ht = 25 cm}$$

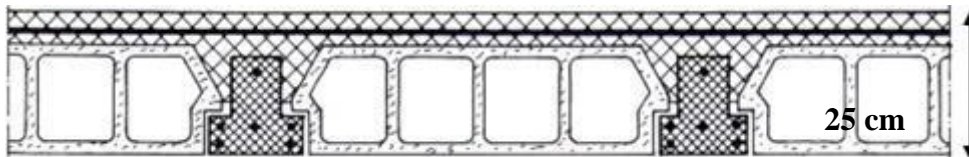


Figure II-1: Coupe verticale du plancher en corps creux.

Condition d'isolation thermique :

$$h_{\min} \geq 16\text{cm} \text{ D'ou on a : } h=25\text{cm} > 16\text{cm} \quad . \text{ Condition vérifiée}$$

$$h_t = 25\text{cm} \quad \text{donc: } \begin{cases} 5 \text{ cm de dalle de compression.} \\ 20 \text{ cm de corps creux.} \end{cases}$$

A-1-Dimension des poutrelles :(Figure II-2)

$$b = L_n = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq \frac{ht}{2} \text{ Donc : } b_0 \geq 12,5\text{cm} \quad \text{on adopte } b_0 = 15\text{cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{\max}}{10}\right) \quad \text{Donc : } b_1 = 25\text{cm}$$

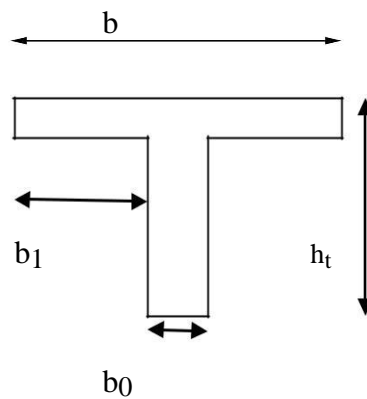


Figure II-2 : Section de la poutrelle

B- dalle pleine de balcons :

Largeur : 1,40 m

Longueur : 7,00 m

$$é_p < L/10 = 140/10 = 14 \text{ cm}$$

é_p doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (d'après **RPA 99 / version 2003**).

On adopte : **é_p = 15 cm**

Largeur : 1,20 m

Longueur : 5,50 m

$$é_p < L/10 = 120/10 = 12 \text{ cm}$$

On adopte : **é_p = 15 cm**

II-2-Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales.

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.

On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le **RPA 99 / version 2003**, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $a \geq \text{Max}[h_e / 25; 15\text{cm}]$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $a \geq \text{Max}[h_e / 22; 15\text{cm}]$
- Pour les voiles à abouts libres : $a \geq \text{Max}[h_e / 20; 15\text{cm}]$

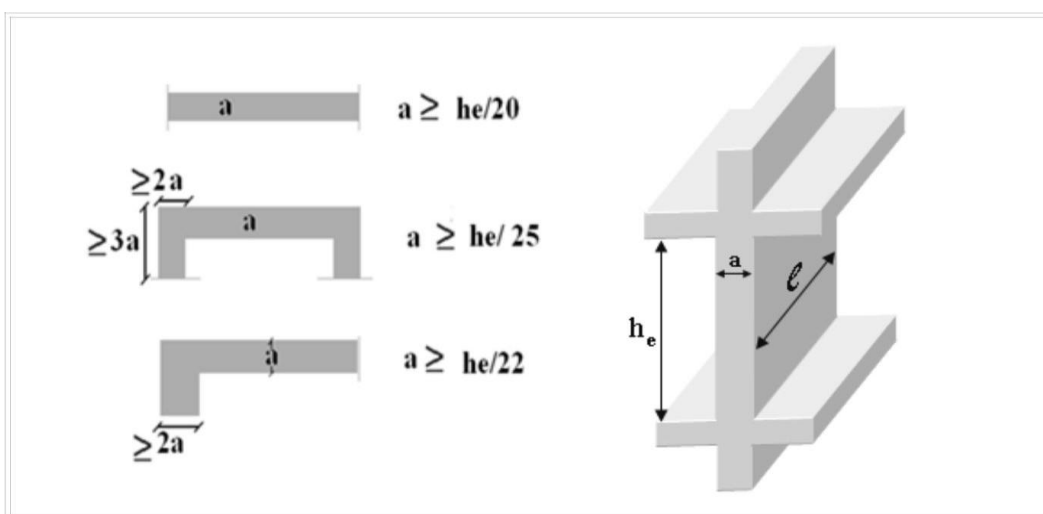


Figure II-3 : Section réduite du voile

En résumé, pour notre cas, on peut utiliser le premier type avec $h = 3.40$ m :

Le **RPA 99 / version 2003** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \leq 4a \\ a \geq h_e/20 \end{array} \right.$$

$$h_e = 3,40 - 0,25 = 3,15\text{m}$$

$$a \geq \text{Max}[315 / 20; 15\text{cm}]$$

$$a \geq \text{Max}[15,75\text{cm}; 15\text{cm}]$$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : **a = 20 cm**

Pour les voiles de sous-sol, ils servent comme un mur de soutènement au sol et en même temps de contreventement, ils sont encastés sur les quatre côtés et ils travaillent comme une dalle pleine, leurs épaisseurs peuvent être modifiées après l'étude dynamique de la structure.

II-2-1-Disposition des voiles :

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

II-3-Pré dimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation *entre les étages* se fait par l'intermédiaire des escaliers. les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

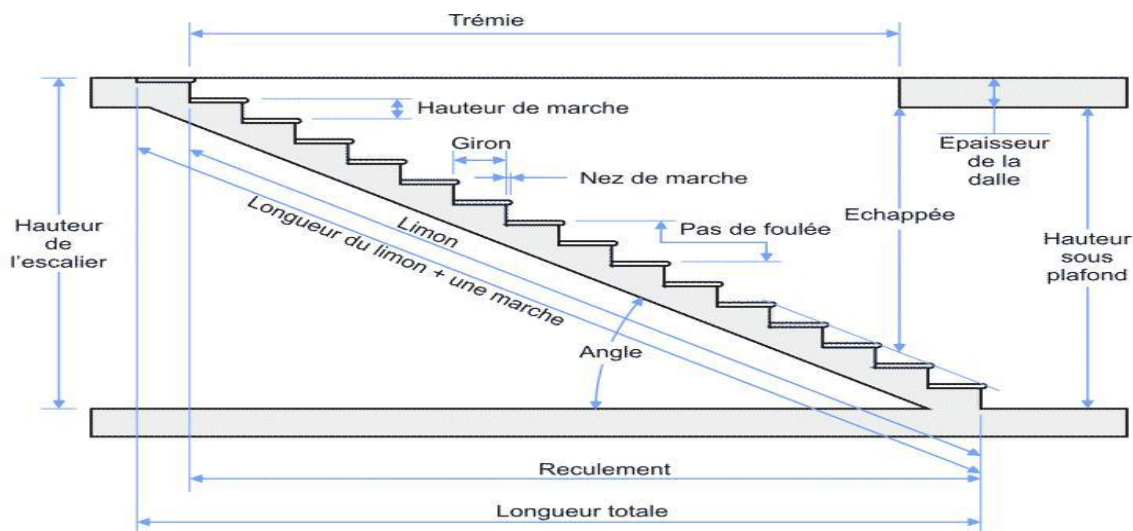


Figure II-4 : schéma d'escalier

Caractéristiques techniques:

Hauteur : $H = 3,40$ m (entresol ; RDC)

Hauteur : $H = 3,06$ m (Etages)

Giron : $g = 30$ cm

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL**:

On a: $59 < 2h + g < 66$ donc : $14,5 < h < 18$

h : varie de 15cm a 18cm

g : varie de 22cm a 33cm

Pour : h = 17cm

$$NC(SS;RDC) = H/h = 340/17 = 20$$

$$NC(ETAGE) = H/h = 306/17 = 18$$

NC: nombre des contremarches.

On aura 20 contremarches entre chaque étage 10 contremarches pour RDC.

On aura 18 contremarches entre chaque étage 9 contremarches pour niveau étage courant.

$$n = NC(RDC) - 1 = 9 \text{ marches pour niveau RDC.}$$

$$n = NC(ETAGE) - 1 = 8 \text{ marches pour niveau étage courant.}$$

Inclinaison de la pailasse:

Niveau RDC et 1^{ère}SS et 2^{ème}SS:

$$\tan \alpha = h'/L'$$

$$h' = Nc \times h \quad : \quad h' = 10 \times 17 \quad \rightarrow \quad h' = 1,7 \text{ m}$$

$$L' = (n - 1) \times g \quad : \quad L' = (10 - 1) \times 30 \rightarrow L' = 2,7 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 1,7/2,7$$

$$\alpha = 32,20^\circ$$

La longueur de volée est : $L = h' / \sin\alpha \rightarrow L = 3,19\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$

L₀: Longueur développée = $3,19+1,5 = 3,99 \rightarrow 4,69 / 30 \leq e \leq 4,69 / 20 \rightarrow e = 17 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-a-dire : $e = 17\text{cm}$

Niveau étage courant:

$$\tan\alpha = h'/L'$$

$$h' = N_c \times h \rightarrow h' = 9 \times 17 \rightarrow h' = 1.53 \text{ m}$$

$$L' = (n - 1) \times g \rightarrow L' = (9 - 1) \times 30 \rightarrow L' = 2,4 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = 1.53/2.4 \alpha = 32.52^\circ$$

La longueur de volée est : $L = h' / \sin\alpha \rightarrow L = 2.85\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L_0 / 30 \leq e \leq L_0 / 20$

L₀: Longueur développée = $2.85+1.5 = 3,99 \rightarrow 4.35 / 30 \leq e \leq 4,35 / 20 \rightarrow e = 17 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse c'est-a-dire : $e = 17\text{cm}$

II-4-Descente des charges :

A-Introduction :

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

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

B- Les planchers :

B-1-Plancher terrasse :

La terrasse est a un zone accessible et une zone inaccessible et réalisée en plancher a corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II-1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle en corps creux	20+5	1360	360
6-Enduit plâtre	2	1000	20
7-Couche de papier kraft	/	/	1
8-couche de par vapeur	0.8	1200	10

La charge permanente $G = 0,717 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 0,100 \text{ T/m}^2$

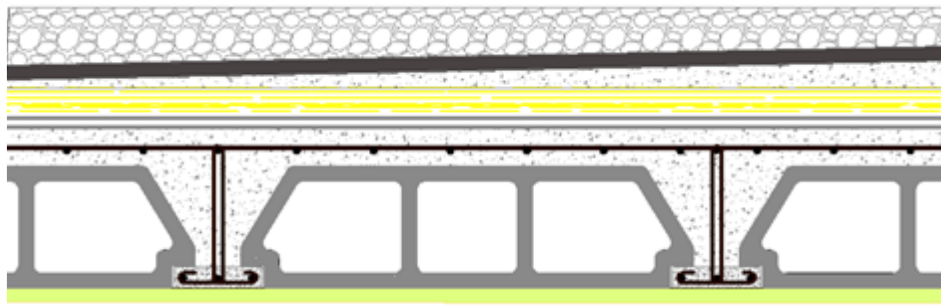


Figure II-5 : Composants d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II-2 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-protection en gravillon	5	1600	80
2-Etanchéité multicouche	5	200	10
3-Forme de pente 1%	10	2200	220
4-Isolation thermique	4	400	16
5-Dalle pleine	15	2500	400
6-Enduit plâtre	2	1000	20

La charge permanente $G = 0,746 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation (terrasse inaccessible) $Q = 0,100 \text{ T/m}^2$

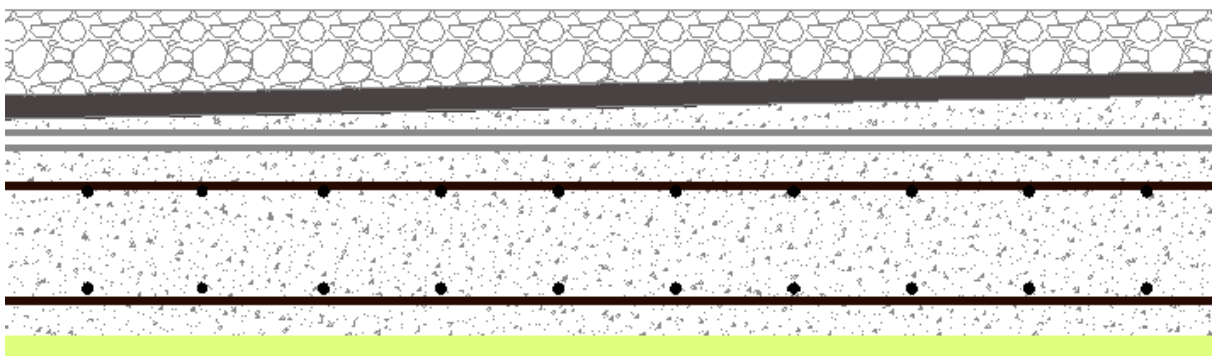


Figure II-6 Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

B-2-Plancher étages courant :

Les plancher des étages courant en corps creux.

Tableau II-3 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-lite de sable	3	1800	54
4-Dalle en corps creux	20+5	1360	360
5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-Cloison de séparation	10	1000	100

La charge permanente $G = 0,638 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation (chambres) $Q = 0,150 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation (hall de circulation) $Q = 0,250 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation (balcon) $Q = 0,350 \text{ T/m}^2$

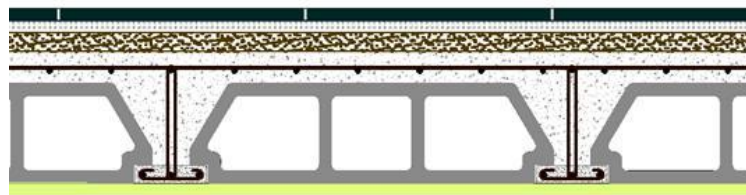


Figure II-7 : coupe plancher étage courant

C-Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II-4 : Evaluation des charges permanentes dues au mur double parois

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m3)	G (Kg/m2)
1-Brique creuse	25	900	225
2-Mortier de ciment	4	2000	80
TOTAL			305

La charge permanente (niveau entresol) $G = 305 \times (3,4 - 0,65) = 0,839 \text{ T/m}$

La charge permanente (niveau étage courant) $G = 305 \times (3,06 - 0,65) = 0,735 \text{ T/m}$

La charge permanente (niveau RDC) $G = 305 \times (4,00 - 0,65) = 1,021 \text{ T/m}$

La charge permanente (niveau étage courant suivant x) $G = 305 \times (3,06 - 0,50) = 0,780 \text{ T/m}$

La charge permanente (niveau étage courant suivant y) $G = 305 \times (3,06 - 0,65) = 0,735 \text{ T/m}$

La charge permanente (niveau étage courant suivant y) $G = 305 \times (3,06 - 0,25) = 0,857 \text{ T/m}$

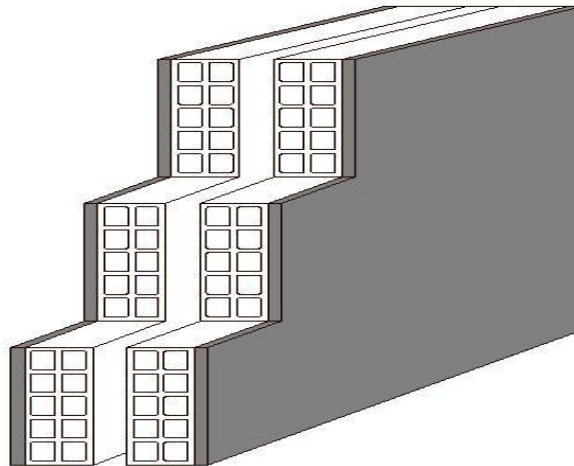


Figure II-8 : Mur double parois

D- Murs intérieurs (simple cloison) :

Tableau II-5 : Charge permanente du mur double cloison.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m)	Poids surfacique (kg/m)
1	Enduit en ciment extérieurs	0,02	2000	40
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	Enduit en ciment intérieur	0,02	1400	28
			TOTAL	158

E-L 'acrotère :

$$S = (0,04 \times 0,15) / (2) + (0,04 \times 0,15) + (0,09 \times 0,3) + (0,15 \times 0,57) = 0,1215 \text{ m}^2$$

$$P = (0,1215 \times 2500) = 0,304 \text{ T/ml}$$

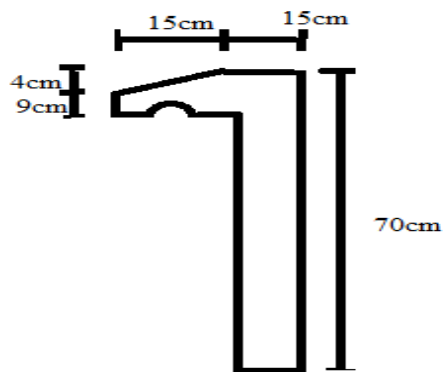


Figure II-9: acrotère

Enduit : ép 2cm = 0.055 T/ ml

Charge permanente : $G = 0,359$ T/ml

Charge d'exploitation : $Q = 0,100$ T/ml

F-Les balcons : Nos balcons sont en dalle pleine

Tableau II-6 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	15	2500	375
5-Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente $G = 0,573$ T/m²

La charge d'exploitation $Q = 0,350$ T/m²

K-L' escalier (Palier) :

Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Dalle en BA	17	2500	425
5-Enduit ciment	2	2000	40

La charge permanente $G = 0,623 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 0,250 \text{ T/m}^2$

L-Paillasse :

Tableau II-8 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse niveau RDC

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	17	2500	$(2500 \times 0,17) / \cos 32,20 = 502,36$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente $G = 0,925 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 0,250 \text{ T/m}^2$

Tableau II-9 : Evaluation des charges permanentes de Paillasse Niveau étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	3	2000	60
3-Lit de sable	3	1800	54
4-Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
5-Paillasse	17	2500	$(2500 \times 0,17) / \cos 32,54 = 504.15$
6-Enduit ciment	2	2000	40
7-Gardes corps	/	/	20

La charge permanente $G = 0,909 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 0,250 \text{ T/m}^2$

II-5-Pré dimensionnement des Poutres :

A-Définition :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé, de sections rectangulaires **B**, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront prés dimensionnés selon les formules empiriques données par le **BAEL 91révisée 99** et vérifiées par la suite selon le **RPA 99 / version 2003**.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

On a deux types de poutres :

• Les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

* elles relient les poteaux.

*elles supportent la dalle.

• Les poutres secondaires (Châinages) :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

B-Pré dimensionnement :

D'après les règles de **BAEL 91 révisée 99** on a :

$$L / 15 \leq h \leq L / 10$$

Avec :

- L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

- h : hauteur de la poutre.

• Les poutres principales : $L_{\max} = 7,00$ m

$$\text{Donc } 7,00 / 15 \leq h \leq 7,00 / 10 \rightarrow 0,47 \leq h \leq 0,70$$

Alors on prend : **h = 65 cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 19,50 \leq b \leq 45,50$$

On prend $\rightarrow b = 30 \text{ cm}$ pour l'étage terrasse et $b = 40 \text{ cm}$ pour tous les poutres principales qui reste.

D'après le **RPA 99 / version 2003** :

* $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

* $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 65 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

* $h / b < 4 \rightarrow 65 / 40 = 1,62 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

➤ **Les poutres secondaires** : $L_{\max} = 5,50 \text{ m}$

Donc ; $5,50/15 \leq h \leq 5,50/10 \rightarrow 0,37 \leq h \leq 0,55$

Alors en prend : **$h = 50 \text{ cm}$

$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 15 \leq b \leq 35$

On prend $\rightarrow b = 40 \text{ cm}$ pour tous les poutres secondaires.

D'après le **RPA 99 / version 2003** :

* $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

* $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ Condition Vérifiée.

* $h / b < 4 \rightarrow 50 / 40 = 1,25 < 4 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

Finalement

Poutres principales étage terrasse : $(30 \times 65) \text{ cm}^2$

Poutres principales pour le reste des étages : $(40 \times 65) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(40 \times 50) \text{ cm}^2$

II-6-Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de **10%** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tours comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($N_u = 1,1N_u$).

➤ Etapes de Pré-dimensionnement

- Choix du poteau le plus sollicité.
- Dimensionnements des poteaux.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003**.

II-6-1-Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « **B-3** ». à l'aide de logiciel du calcul robot structural analysis 2018

II-6-2-Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaire doivent répondre aux conditions du **RPA 99 / version 2003** : $\text{MIN}(a,b) \geq 30\text{cm}$ en **zone IIa**.

Tableau II-10 : Pré-dimensionnement des poteaux

Etage	Dimension (cm)	
	a	b
5 ^{ème} étage	30	30
4 ^{ème} étage	40	40
3 ^{ème} étage	40	40
2 ^{ème} étage	65	65
1 ^{ème} étage	65	65
RDC	65	65
1 ^{ème} SS	65	65
2 ^{ème} SS	65	65
3 ^{ème} SS	65	65
4 ^{ème} SS	65	65

II-6-3-Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

- $0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :
- Soit encastré dans un massif de fondation.
 - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➤ L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7L_0$ (poteau avec des extrémités encastres jusqu'à fondation).

Etage courant : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14\text{m}$

1^{er} Entresol : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 4,00 = 2,80\text{m}$

RDC + Entresol : $\Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38\text{m}$

II-6-4-Calcul de l'effort \bar{N}_u :

L'effort normal admissible est : $\bar{N}_u = \infty \left[\frac{B_r \times f_{C28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$

- \bar{N}_u : Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sapériphérie.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{te} = 400 \text{ MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau
- α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau : Selon le **BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1)**.

$$\alpha = \left(\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \right) / K \text{ Pour } \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = \left(0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \right) / K; \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}; i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Ou i : Rayon de giration

λ : L'élanement géométrique

L_f : Longueur de flambement

Nu/2 applique avant 28 jours : $K = 1,1$

Nu/2 appliqué avant 90 jours : $K = 1,2$

Nu/2 appliqué après 90 jours : $K = 1,0$

Pour notre projet on adopte : $K = 1,0$

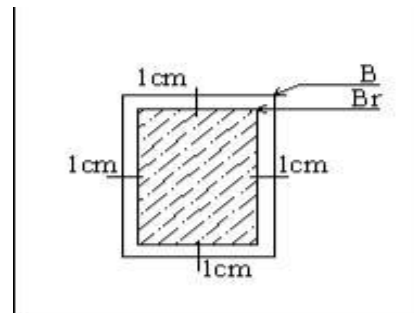


Figure II-10 : Section réduite de Poteau carré

Tableau II-11 : Calcul de \bar{N}_u des poteaux du bâtiment

Étage	Dimension (cm)	Br (cm²)	Lf (cm)	λ	α	As (cm²)	\bar{N}_u (t)
5 ^{ème} étage	30x30	784,00	214,20	24,73	0,77	4,80	125,104
4 ^{ème} étage	40x40	1444,00	214,20	18,55	0,80	6,40	233,121
3 ^{ème} étage	40x40	1444,00	214,20	18,55	0,80	6,40	233,121
2 ^{ème} étage	65x65	3969,00	214,20	11,42	0,83	10,40	641,842
1 ^{ème} étage	65x65	3969,00	238,00	12,68	0,83	10,40	638,721
RDC	65x65	3969,00	238,00	12,68	0,83	10,40	638,721
1 ^{ème} SS	65x65	3969,00	280,00	14,92	0,82	10,40	632,503
2 ^{ème} SS	65x65	3969,00	238,00	12,68	0,83	10,40	638,721
3 ^{ème} SS	65x65	3969,00	238,00	12,68	0,83	10,40	638,721
4 ^{ème} SS	65x65	3969,00	238,00	12,68	0,83	10,40	638,721

II-6-5-Descente des charges :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

Toute charge agissant sur une dalle a tendance à être reportée par celle-ci sur les porteurs verticaux les plus proches.

A) Charge d'exploitation :

$$\triangleright Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

- n : Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est "0").
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2, ..., Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs
- On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

B) Charges permanentes et l'effort normal «Nu» :

Etage	Nu (t)	1,1 Nu (t)
5 ^{ème} étage	20,280	22,308
4 ^{ème} étage	42,180	46,398
3 ^{ème} étage	63,340	69,674
2 ^{ème} étage	83,440	91,784
1 ^{ème} étage	104,680	115,148
RDC	123,830	136,213
1 ^{ème} SS	157,150	172,865
2 ^{ème} SS	192,270	211,497
3 ^{ème} SS	227,960	250,756
4 ^{ème} SS	265,680	292,248

Tableau II-12 : les valeurs de **Nu max** des poteaux de chaque étage a l'elu

II-6-6-Vérification selon le BAEL91 révisées 99 :

A-évaluation des charges verticales :

Selon le BAEL99 révisées 99 (Art B.8.1,1) : Les charges verticales agissant sur les poteaux peuvent être évaluées en faisant, s'il y a lieu, application de la loi de dégression des charges variables dans les bâtiments à étages, telle qu'elle est énoncée par les normes en vigueur et en admettant la discontinuité des différents éléments de planchers (hourdis, poutrelles et poutres). Toutefois, dans les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calculs plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées :

- de **15 %** pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées.
- de **10 %** pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

-Donc : dans notre cas on va prendre **10%** de majoration des charges verticales.

➤ **Vérifications du $1,1N_u \leq \bar{N}_u$:**

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteau de rive ($N_u = 1,35G + 1,5Q$).

Tableau II-13 : Vérifications du $1,1N_u \leq \bar{N}_u$ des poteaux de Bâtiment

Etage	Dimension (cm)		Nu (t)	1,1 Nu (t)	\bar{N}_u (t)	1,1 Nu \leq \bar{N}_u
5 ^{ème} étage	30	30	20,280	22,308	125,104	oui
4 ^{ème} étage	40	40	42,180	46,398	233,121	oui
3 ^{ème} étage	40	40	63,340	69,674	233,121	oui
2 ^{ème} étage	65	65	83,440	91,784	641,842	oui
1 ^{ème} étage	65	65	104,680	115,148	638,721	oui
RDC	65	65	123,830	136,213	638,721	oui
1 ^{ème} SS	65	65	157,150	172,865	632,503	oui
2 ^{ème} SS	65	65	192,270	211,497	638,721	oui
3 ^{ème} SS	65	65	227,960	250,756	638,721	oui
4 ^{ème} SS	65	65	265,680	292,248	638,721	oui

II-6-7- Vérification selon le RPA 99 version 2003 :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les clauses suivantes doivent être vérifiées :

A) - Coffrage : (RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.1))

Tableau II-14 : 1^{ère} Vérifications selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

Condition à vérifier	Application de condition	Vérification
Min (b, h) \geq 30 cm	Min (b, h) = 30 cm \geq 30 cm	oui
Min (b, h) \geq he /20	Min (b, h) = 30 cm \geq (he/20) =306/20= 15,30 cm	oui
0,25 \leq (b/h) \leq 4	0,25 \leq (b/h)=1 \leq 4	oui

B) -Vérification spécifiques selon le RPA 99 / version 2003 : Sollicitations normale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.3.1) :

Autre vérifications prescrites par le RPA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de

rupture fragile sous sollicitations d'embrée dues à séisme , l'effort normal de compression de calcul

est limité par la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B \times Fc28} \leq 0,3$$

Tableau II-15 : 2^{ème} Vérification selon le RPA 99 / version 2003 des dimensions des poteaux

Etage	Dimension		N acc (t)	fc28 (t/m2)	B (m2)	$\frac{N acc}{B \times fc28}$	Remarque
	(m)	(m)					
5 ^{ème} étage	0.30	0.30	26,63	2500	0,09	0.118	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	0.40	0.40	34,1	2500	0,16	0.085	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	0.40	0.40	52,6	2500	0,16	0.132	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	0.65	0.65	75,83	2500	0,423	0.072	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	0.65	0.65	96,22	2500	0,423	0.091	Condition vérifiée
RDC	0.65	0.65	126,33	2500	0,423	0.120	Condition vérifiée
1 ^{ème} SS	0.65	0.65	163,89	2500	0,423	0.155	Condition vérifiée
2 ^{ème} SS	0.65	0.65	166,56	2500	0,423	0.158	Condition vérifiée
3 ^{ème} SS	0.65	0.65	170,77	2500	0,423	0.162	Condition vérifiée
4 ^{ème} SS	0.65	0.65	196,6	2500	0,423	0.186	Condition vérifiée

C)-Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 Art 7.4.3.2** :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

- $\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \bullet \lambda_g \geq 5 \implies \rho_d = 0,075 \\ \bullet \lambda_g < 5 \implies \rho_d = 0,040 \end{array} \right.$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau .

- $\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right) \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)}$

*Avec **a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

***L_f** : longueur de flambement du poteau.

$L_f = 0,7 \times 3,40 = 2,38 \text{ m}$



$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$

$L_f = 0,7 \times 4,00 = 2,80 \text{ m}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

Avec :

b = largeur de poteaux

d = hauteur utile = 0,9 h

Tableau II-16 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Étage	Dimension (m)		T max (T)	τ_u (t/m2)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (t/m2)	Observation
5 ^{ème} étage	0.30	0.30	14.65	180,86	7.14	0.075	187.50	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	0.40	0.40	20,93	145,35	5.36	0.075	187.50	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	0.40	0.40	26.95	187,15	5.36	0.075	187.50	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	0.65	0.65	33,23	87,39	3.30	0.040	100.00	Condition vérifiée
1 ^{ème} étage	0.65	0.65	15.63	41,10	3.66	0.040	100.00	Condition vérifiée
RDC	0.65	0.65	18.11	47,63	3.66	0.040	100.00	Condition vérifiée
1 ^{ème} SS	0.65	0.65	21,36	56.17	4.31	0.040	100.00	Condition vérifiée
2 ^{ème} SS	0.65	0.65	19,12	50.28	3.66	0.040	100.00	Condition vérifiée
3 ^{ème} SS	0.65	0.65	12,38	32.56	3.66	0.040	100.00	Condition vérifiée
4 ^{ème} SS	0.65	0.65	11,83	31.11	3.66	0.040	100.00	Condition vérifiée

II-6-8- Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 5^{ème} étage parce qu'il a la plus faible section.

- **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_x = I_y = ab^3/12 = 30^4/12 = 67500\text{cm}^4$$

- Rayon de giration **ix, iy**

$$ix = iy = \sqrt{I_x / (a \times b)} = \sqrt{67500 / 900} = 8,66\text{cm}$$

• **Elancement mécanique λ (x, y) :**

$$L_f = K \times H_o$$

Avec :

- **L_f** : longueur de flambement.

- **H_o** = 3,06 m (La hauteur étage).

- **K** = 0,7 ; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = 0,7 \times 3,06 / 8,66 \times 10^{-2} = 24,73$$

$\lambda_x = \lambda_y = 24,73 < 70 \implies$ **Condition vérifiée.**

III-1-Introduction :

les éléments structuraux n'apportent pas de conditions significatives à la résistance aux actions sismiques d'ensemble, à leur distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'ils ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

III-2-Calcul des éléments non structuraux (secondaires) :

III-2-1-Etude de l'acrotère

III-2-1-1-Introduction

L'acrotère sera calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible. L'étude sera faite sur une bande de **1,00m**.

L'acrotère sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal **NG** dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge de la main courante estimée à : $Q=1,0$ KN

III-2-1-2-Détermination des sollicitations

La surface de l'acrotère est : $S = 0,1215 \text{ m}^2$

$$P = (0,1215 \times 2500) = 303,75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Enduit : } \text{ép } 2\text{cm} = 55\text{Kg/ml}$$

$$\text{Charge permanente : } \mathbf{G} = 358,75 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } \mathbf{Q} = 100 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = Q \times 1\text{ml} = 100 \text{ Kg}$$

$$\text{Moment fléchissant max dû a la surcharge : } \mathbf{Q} : M_Q = T \times H = Q \times 1\text{ml} \times H = 70 \text{ Kg.m}$$

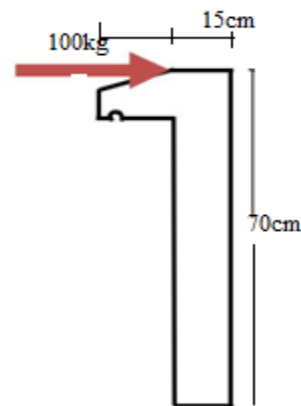


Figure III-1: Schéma l'acrotère

- **Calcul à l'ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 358,75 = 484,65 \text{ Kg} = 4,85 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 100 \times 0,7 = 105 \text{ Kg.m} = 1,05 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à l'ELS :**

$$N_s = G = 358,75 \text{ Kg} = 3,59 \text{ KN}$$

$$M_s = M_Q = QL^2/2 = 100 \times (0,7)^2 / 2 = 24,5 \text{ Kg.m} = 0,245 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = M_u / N_u = 1,05 / 4,85 = 0,21 \text{ m}$$

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

$e = h_t/6 = 15/6 = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est a priori partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

III-2-1-3-Ferraillage de l'acrotère

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera fait pour une bande d'un mètre linéaire ; pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

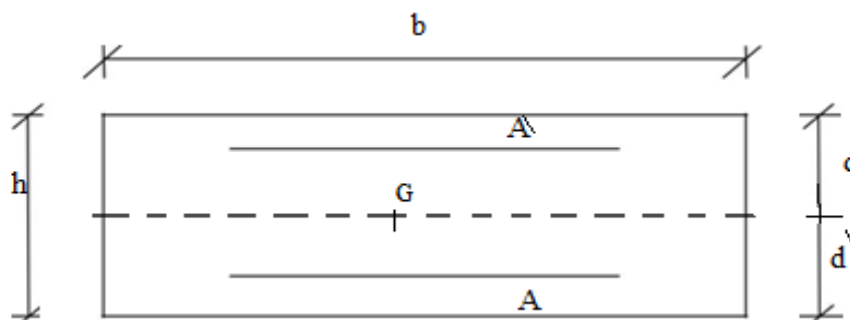


Figure III-2: section de calcul d'acrotère

h : Epaisseur de la section : 15 cm

b : Largeur de la section : 100 cm

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

d = h - d' : Hauteur utile = 13 cm

a) Calcul des armatures a L'ELU :

► Calcul en flexion simple :

• Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2) = 1,05 + 4,85 \times (0,13 - 0,15/2)$$

$$\Rightarrow M_f = 2,04425 \text{ KN.m} = 2,04425 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

• Moment réduit (μ_u) :

$$\mu_u = M_f / (b \times d^2 \times f_{bc})$$

$$f_{bc} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_b$$

$$\text{Avec : } \gamma_b = 1,50 ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 0,85 \times 25 / 1,50 \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 2,04425 \times 10^{-3} / [1 \times (0,13)^2 \times 14,17]$$

$$\mu_u = 0,00854$$

$$\mu_u = 0,00854 < \mu_1 = 0,392 \quad (\mu_1 = 0,392 \text{ pour FeE400})$$

$$\Rightarrow \text{La section est simplement armée donc } A'_u = 0$$

• Armatures fictives :

$$A_f = 1 * \left(\frac{M_f}{\beta * b * \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \right)$$

- $\beta = 1 - (0,4 * \alpha)$ et $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0,00854})$

$$\alpha = 0,0107 \rightarrow \beta = 0,99752$$

$$\beta * d = 0,13 * 0,99752 = 0,129 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{st} = f_e / \gamma_s \\ F_e = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \text{Donc : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = 1 * \left(\frac{M_f}{\beta * b * \sigma_{st}} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \right) = A_f = 1 * \left(\frac{0,00204425}{0,129 * 348} - \frac{0,00485}{348} \right) = 0,316 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,316 \text{ cm}^2$$

► Vérification a l'ELU :

• Condition de non fragilité: (Art.A.4.2.1/BAEL 91) :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 100 * 13 * \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$; on adopte $A_{st} = 5 * \text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,51 / 4 = 0,63 \text{ cm}^2$$

On adopte $6 \times \text{HA6} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 art 5.1.1) :**

$$N_u = 1,5 Q = 150 \text{ Kg}$$

$$\tau = \frac{N_u}{bd} = \frac{1500}{1000 \times 130} = 0,012 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPA} \rightarrow \tau < \bar{\tau}$$



Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :**

$$l_s = 40 \varnothing = 40 \times 0,6 = 24 \text{ cm}$$

C)-ELS :

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ et } (\overline{\sigma}_{bc} \text{ est choisie en fonction de la fissuration})$$

$$\sigma_{sc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * Z * Y_{ser}}{I} ; \sigma_{st} = \frac{N_{ser} * Z * (d - Y_{ser})}{I} ; \sigma_{sc} = \frac{\eta * N_{ser} * Z * (Y_{ser} - d)}{I}$$

- $\eta = 15$; c'est le coefficient d'équivalence acier –béton.
- **Yser** : c'est la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée à l'état limite de service.

On a :

$$N_{ser} = 358,75 \text{ Kg}$$

$$M_{ser} = 24,5 \text{ Kg.m}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{24,5}{358,75} = 0,068 \text{ m}$$

$$Y_{ser} = Z + C$$

Avec :

$$C = (h / 2) - e \rightarrow C = (0,15 / 2) - 0,068$$

$$\rightarrow C = 0,007 \text{ m}$$

Z ; est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante : $Z^3 + PZ + q = 0$

$$\bullet P = -3C^2 - \frac{(c-d') * 6\eta * Asc}{b} + \frac{(d-c) * 6\eta * Ast}{b} \quad \text{Avec : Asc} = 0$$

$$P = -3(0,007)^2 + \frac{(0,13 - 0,007) * 6 * 15 * 2,51 * 10^{-4}}{1,00} = 0,00263 \text{ m}^2$$

$$\bullet q = -3C^2 - \frac{(c-d')^2 * 6\eta * Asc}{b} + \frac{(d-c)^2 * 6\eta * Ast}{b}$$

$$q = -3(0,007)^2 + \frac{(0.13-0.007)^2 * 6 * 15 * 2.51 * 10^{-4}}{1.00} = 0.000195 m^3$$

$$\Delta = q^2 + (4 p_3 / 27)$$

$$\Delta = (0,000195)^2 + \frac{4 * (0.00263)^3}{27} = 4,072 \times 10^{-8} m^6 \Rightarrow \Delta > 0 \text{ donc :}$$

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) = 1,358 \times 10^{-5} m^3$$

● Calcul de (L) :

$$L = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow L = 0,0238 \text{ m}$$

● Calcul de Z :

$$Z = L - P / 3L$$

$$\Rightarrow Z = 0,0130 \text{ m}$$

Donc :

$$Y_{ser} = Z + C = 0,0130 + (0,007)$$



$$Y_{ser} = 0,020 \text{ m}$$

● Calcul d'inertie (I)

$$I = \frac{b * (Y_{ser})^3}{3} + 5[A_{st}(d - Y_{ser})^2 + A_{sc} * (Y_{ser} - d)^2] \quad \text{Avec : } A_{sc} = 0$$

$$I = \frac{1(0.020)^3}{3} + 5[2,51 \times 10^{-4} \times (0,13 - 0,020)_2] = 1,79 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = 1,79 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

● **Calcul des contraintes:**

● **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} * Z * Y_{ser}}{I} = \frac{358.75 * 10^{-5} * 0.0130 * 0.020}{1.79 * 10^{-5}} = 0.05 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

● **Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :**

$$\sigma_{st} = \frac{N_{ser} * Z * (d - Y_{ser})}{I} = \frac{358.75 * 10^{-5} * 0.0130 * (0.13 - 0.0020)}{1.79 * 10^{-5}} = 0.333 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable ce qui veut dire : $\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * f_e; 110 \sqrt{\eta} * f_{t28} \right)$

Avec :

- $\eta = 1,6$
- $F_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 0,333 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

● Contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T}{b * d}$$

$$T = 1,5Q = 1,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.50}{1.00 * 0.13} = 11,54 \text{ KN/m}^2 = 0,001154 \text{ MPa}$$

$\tau_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa})$ Fissuration préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,001154 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

c)-Vérification de (ELS) :

$$e_{SER} = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{0.245}{3.590} = 0,068 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,025$$

$$M_{SA} = N_{SER} \times (d - h/2) + M_{SER} = 359 \times (0,13 - 0,15/2) + 59 = 78,75 \text{ Kg.m} = 0,7875 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{ST} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{\bar{y}}{3} \text{ avec } : \bar{y} = \frac{n \times \bar{\sigma}_{bc}}{n \times \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{ST}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 130 = 68,56 \text{ mm}$$

$$\bar{z}_1 = 13 - \frac{6.8}{3} = 10.73 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{sa}}{\bar{z}_1 * \sigma_{ST}} = \frac{0.7875}{0.06856 * 15} = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max(A_{st} - \frac{M_s}{\sigma_{ST}}; A_{min}) \rightarrow A_s \geq 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \times HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le **RPA 99 / version 2003**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés

aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p: facteur de force horizontal C_p = 0,8

W_p: poids propre de l'acrotère W_p = 3,59 KN

F_p: force horizontale pour les éléments secondaires des structures.

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 3,04 = 1,46 \text{ KN}$$

$$F_p = 1,46 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

Résultats :

$$A_{\text{prin}} = 5\text{HA}8/\text{ml}$$

$$A_t = 6\text{Ø}6/\text{ml}$$

On prend des armatures dans la zone comprimé son rôle est constructive :

$$A_{\text{sec}} = 5\text{HA}8/\text{ml}$$

$$A_t = 6 \text{ Ø}6/\text{ml}$$

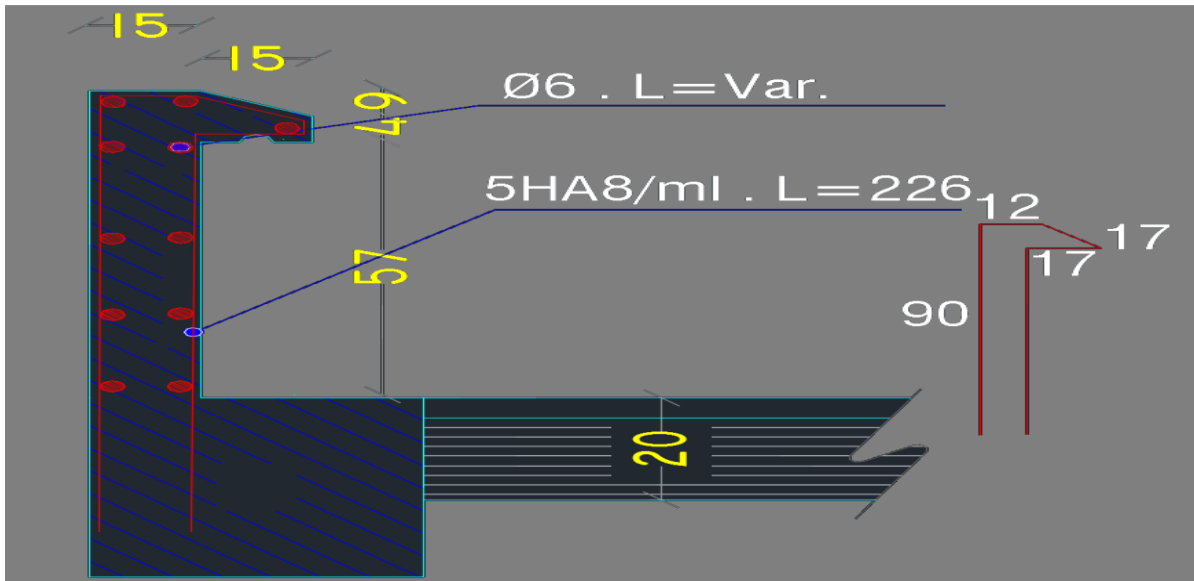


Figure III-3 : schéma de ferrailage de l'acrotère

III-2-2-Etude d'escalier

III-2-2-1-Introduction

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importants en cas d'incendie.

III-2-2-2-Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

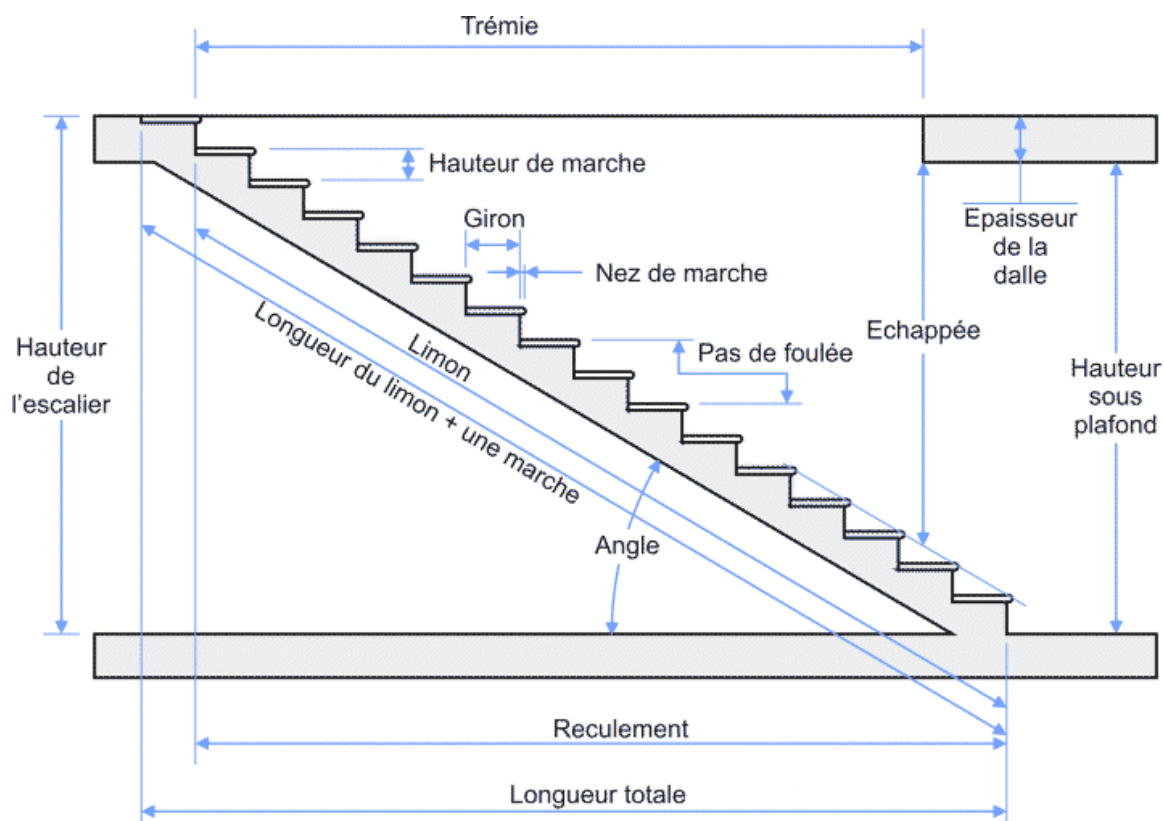


Figure III-4 : schéma d'escalier

III-2-2-3-Charges et surcharges

Palier : G = 566,00 Kg/m²

Q = 250,00 Kg/m²

Paillasse niveau RDC G = 850,36 Kg/m²

Q = 250,00 Kg/m²

voile niveau RDC G = $2500 \times 0,2 \times (1,6 - 0,17) = 715$ Kg/m²

Paillasse niveau étage courant G = 852,15 Kg/m²

Q = 250,00 Kg/m²

voile niveau étage courant G = $2500 \times 0,2 \times (1,45 - 0,17) = 640$ Kg/m²

III-2-2-4-Calcul à l'état limite ultime (ELU)**● Combinaison a l'état limite ultime (ELU) niveau RDC**

Palier : q_{u1} = $(1,35 \times 5,66 + 1,5 \times 2,5) \times 1,95 = 22,22$ KN/ml

Paillasse : q_{u2} = $(1,35 \times 8,5036 + 1,5 \times 2,5) \times 1,95 = 29,70$ KN/ml

Voile : q_{uv} = $(1,35 \times 7,15) \times 1,95 = 18,83$ KN/ml

● Combinaison a l'état limite ultime (ELU) niveau étage courant

Palier : q_{u1} = $(1,35 \times 5,66 + 1,5 \times 2,5) \times 1,95 = 22,22$ KN/ml

Paillasse : q_{u2} = $(1,35 \times 8,5215 + 1,5 \times 2,5) \times 1,95 = 29,75$ KN/ml

Voile : q_{uv} = $(1,35 \times 6,4) \times 1,95 = 16,85$ KN/ml

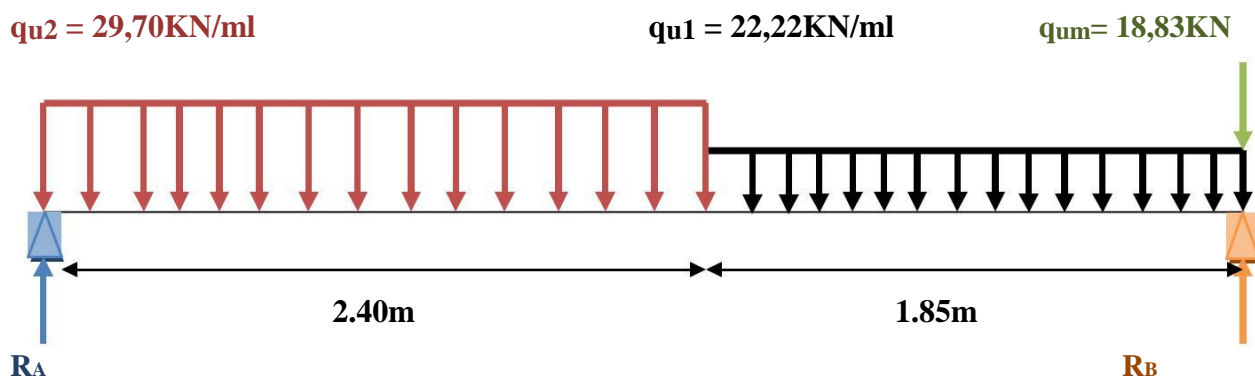


Figure III-5 : schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau RDC et les 2SS

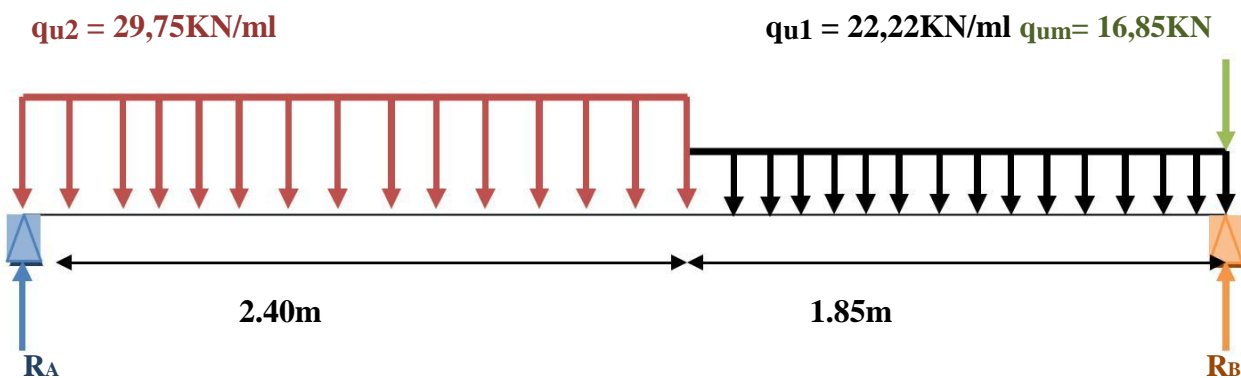


Figure III-6 : schéma des efforts appliqué à ELU aux escaliers niveau étage courant

• Diagramme des sollicitations (ELU)

Niveau RDC

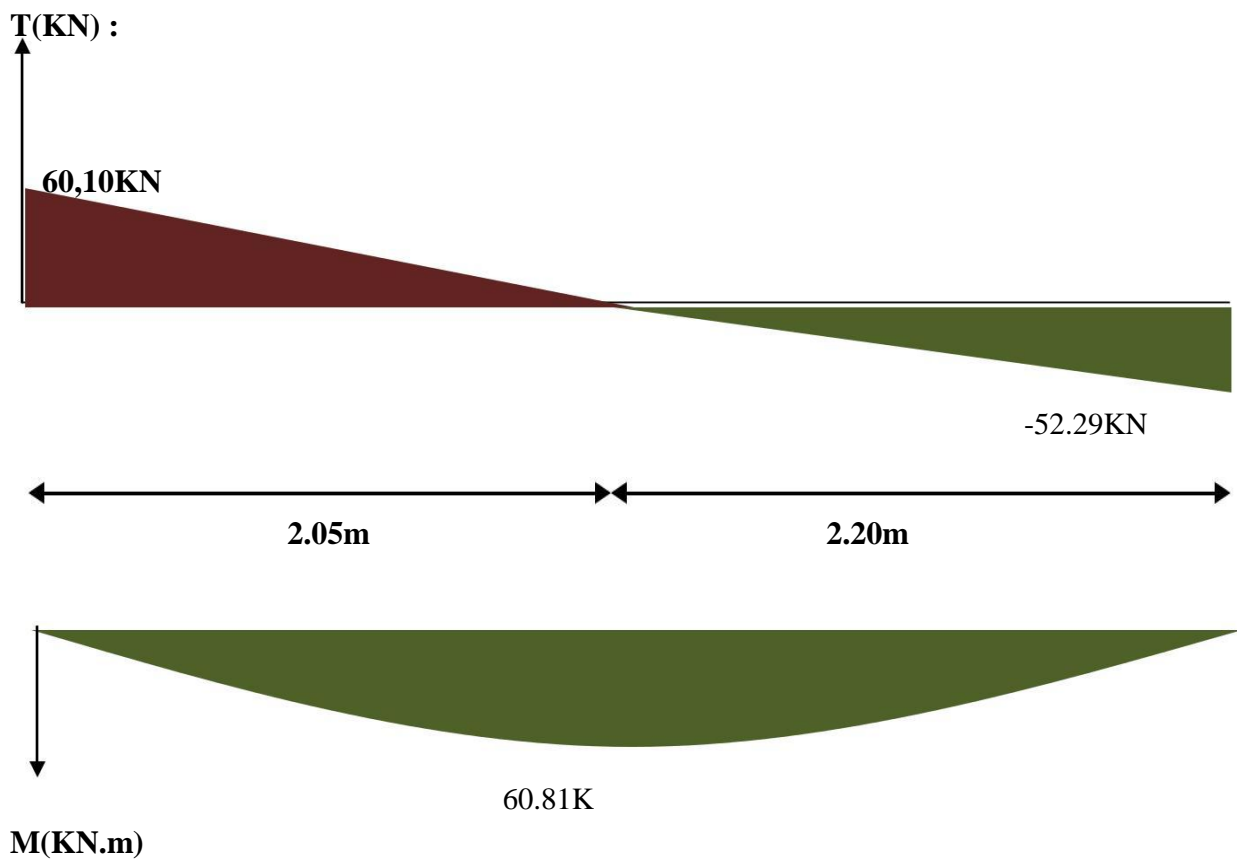
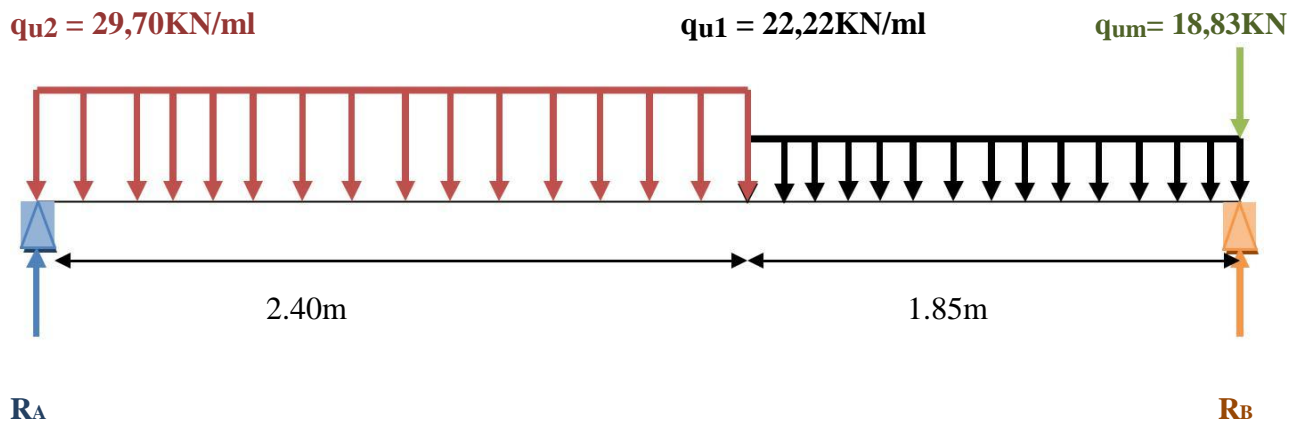
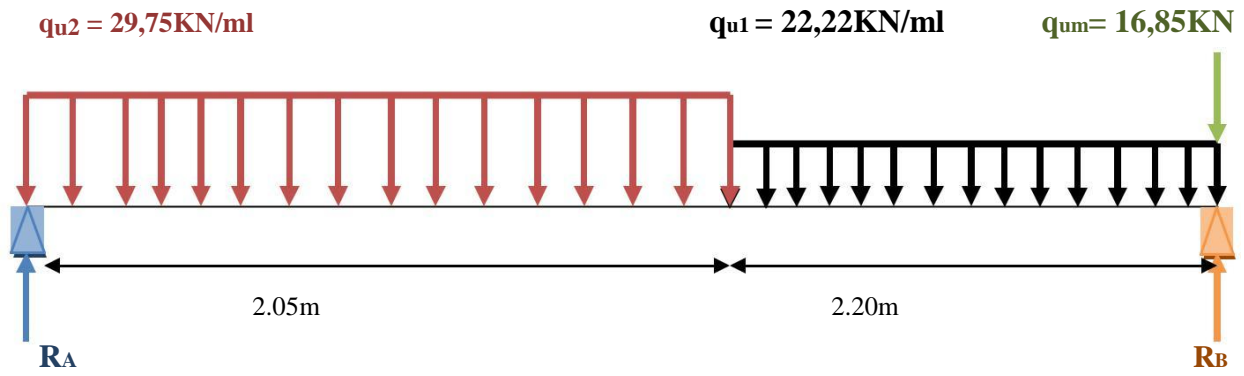


Figure III-7 : Diagramme des sollicitations niveau RDC et les 2SS à ELU



T(KN) :

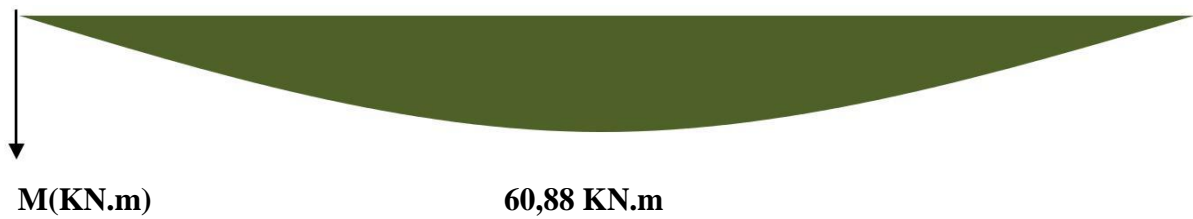
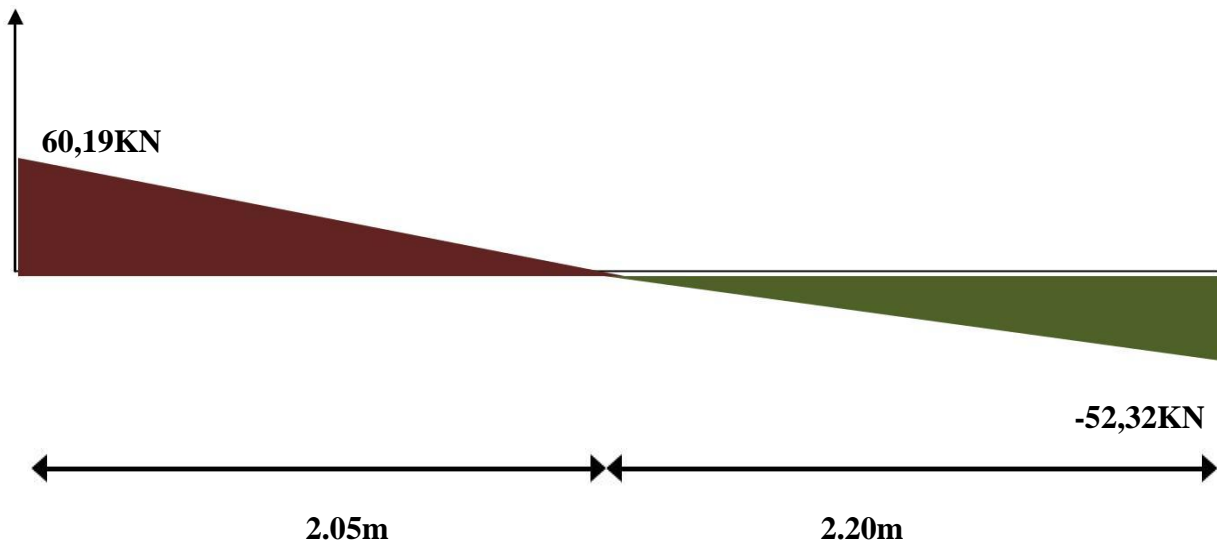


Figure III-8 : Diagramme des sollicitations niveau étage courant à ELU

III-2-2-4-Détermination du ferrailage

On va déterminer le ferrailage du type de niveau étage courant car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

$$h = 0,17 \text{ m} ; b = 1 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,153 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

- A-ELU

- En travée

$$M_{ut} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 60,88 = 51,75 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{60,88 \cdot 10^{-3}}{1,95 \cdot 14,17 \cdot 0,153^2} = 0,094$$

$$\mu_u = 0,094 < \mu_r = 0,392$$

- La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 0,094})$$

$$\alpha = 0,124$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,153 \times (1 - 0,4 \times 0,124)$$

$$Z = 0,145 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{60.88 * 10^{-3}}{0.145 * 347.83}$$

$$A_{st} = 12,07 \text{ cm}^2$$

On adopte: **13×HA12** de section **14,70cm²**

● **Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st(\min)} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st(\min)} \geq 0.23 * 1.95 * 0.153 * \frac{2.1}{400}$$

$A_{st(\min)} \geq 3,60 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

● **Armature de répartition**

$$A_r = A_{st}/4 = 14,70/4 = 3,68 \text{ cm}^2$$

On adopte : **7×HA10** de section **5,50 cm²/ml**

● **En appuis A et B**

$$M_{uapp} = 0,5 * M_u = 0,5 * 60,88 = 30,44 \text{ MPa} = 30,44 * 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b * f_{bc} * d^2} = \frac{30.44 * 10^{-3}}{1.95 * 14.17 * (0.153)^2} = 0.047$$

$$\mu_u = 0,047 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1} - 2\mu) = 1.25 * (1 - \sqrt{1} - 2 * 0.047)$$

$$\alpha = 0,060$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,153 \times (1 - 0,4 \times 0,060)$$

$$Z = 0,149 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu_{app}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{30.44 * 10^{-3}}{0.149 * 347.83}$$

$$A_{st} = 5,87 \text{ cm}^2$$

On choisit : **10×HA10** de section **7,85 cm²**

• **Condition de non fragilité**

La section minimale : $A_{st}(\min) \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st}(\min) \geq 0.23 * 1.85 * 0.153 \frac{2.1}{400}$$

$A_{st}(\min) \geq 3,42 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Armature de répartition**

$$A_r = A_{st}/4 = 7,85/4 = 1,96 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5×HA8** de section **2,51 cm²/ml.**

• **Espacement des barres (Armatures principales)**

$$S_t = \min (3h ; 33\text{cm}) \implies S_t = \min (51\text{cm} ; 33\text{cm}) \implies S_t \leq 33\text{cm}$$

En travée

Nous allons utiliser **13×HA12 esp 15cm**

En appuis

$S_t = \frac{195}{2} = 97.5\text{cm} > 33\text{cm}$ nous allons utiliser **10×HA10 esp 20cm**

B-Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art.A.5.5.2)

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b*d} = \frac{60.19*10^3}{1950*153} = 0.208\text{Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\text{MPa}$$

$\overline{\tau_u} < \tau_u \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

B-Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art.A.5.5.2)

$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 5.10^{-3} \times 195.17 = 16.58 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

C-Vérification des contraintes à ELS

Combinaison à l'état limite ultime (ELS) niveau RDC

Palier $q_{u1} = (5.66 + 2.5) \times 1.95 = 15.912 \text{ KN/ml}$

Pailasse $q_{u2} = (8.5036 + 2.5) \times 1.95 = 21.46 \text{ KN/ml}$

voile $q_{uv} = (7.15) \times 1.95 = 13.95 \text{ KN/ml}$

● Combinaison à l'état limite ultime (ELS) niveau étage courant:

Palier $q_{u1} = (5,66+2,5) \times 1,95 = 15,912 \text{ KN/ml}$

Paillasse $q_{u2} = (8,5215+2,5) \times 1,95 = 21,49 \text{ KN/ml}$

voile $q_{uv} = (6,40) \times 1,95 = 12,48 \text{ KN/ml}$

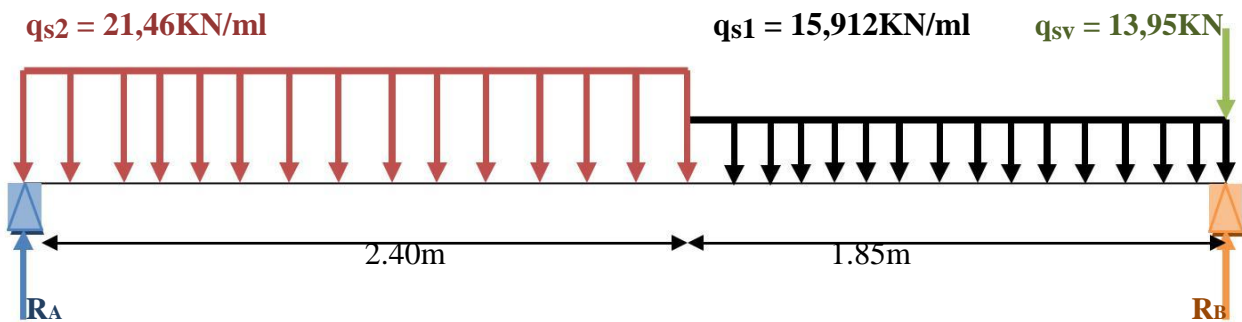


Figure III-9 : schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau RDC

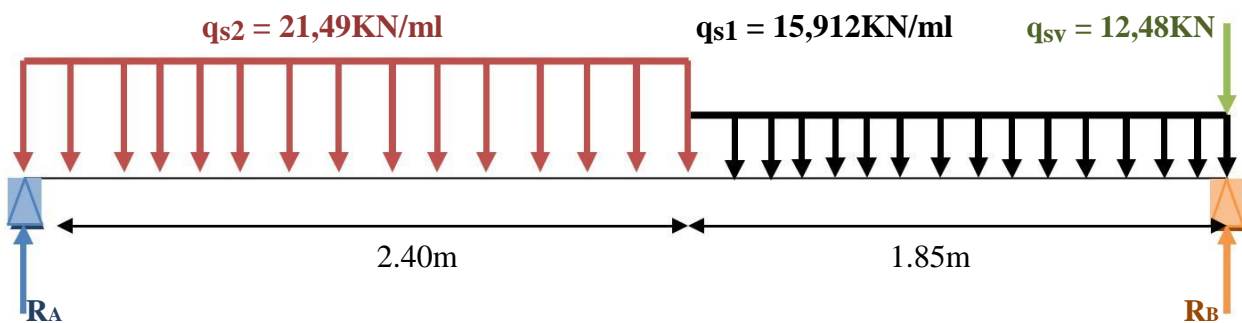


Figure III-10 : schéma des efforts appliqué à ELS aux escaliers niveau étage courant

Diagramme des sollicitations :

(ELS) Niveau RDC

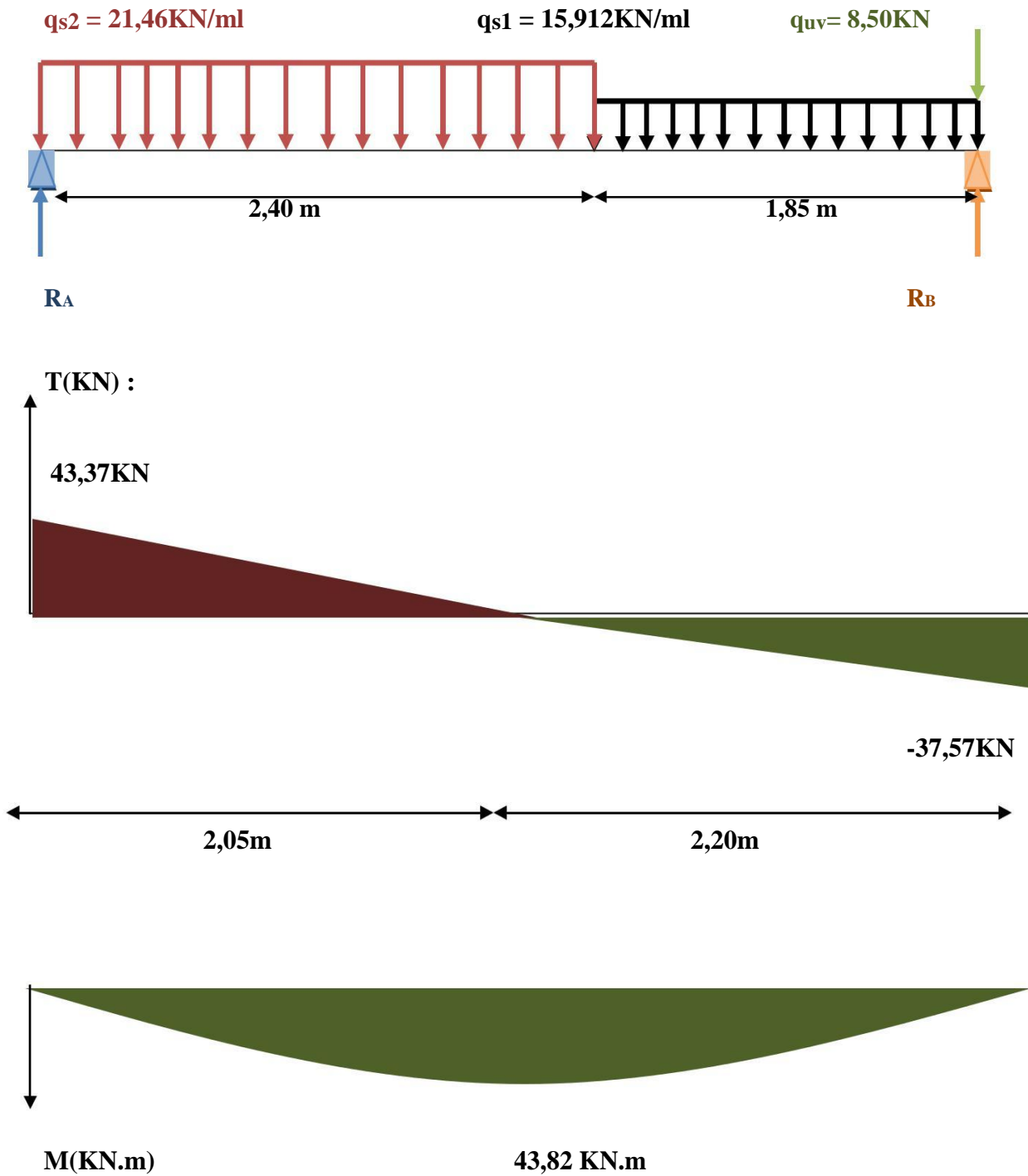


Figure III-11 : Diagramme des sollicitations niveau RDC à ELS

• Diagramme des sollicitations : (ELS)

Niveau RDC :

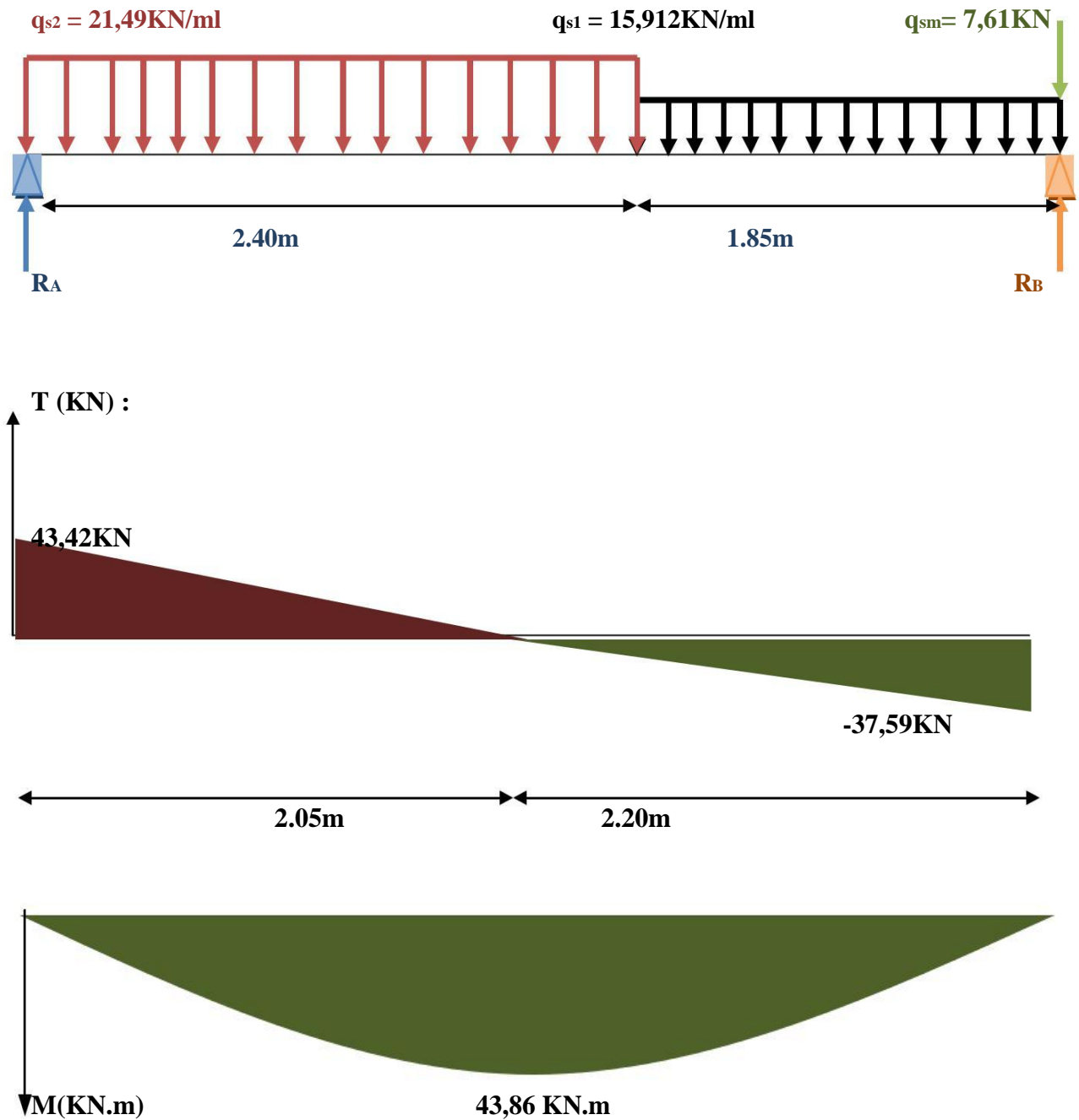


Figure III-12 : Diagramme des sollicitations niveau étage courant à ELS

On va déterminer le ferrailage du type de niveau étage courant car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

Afin de tenir compte des semi encastresments, les moments en travées et aux appuis seront effectués de 0,85 et de 0,5 respectivement.

• **Armatures principales**

• **Appui A et B**

$$\mu_1 = \frac{0.3M_{smax}}{b \cdot \sigma_{st} \cdot d^2} ; \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} * f_{tj}\right) \text{ avec } : \eta = 1,6$$

$$\mu_1 = \frac{0.3 \cdot 43.86 \cdot 10^6}{1950 \cdot 201.34 \cdot 153^2} = 0.00114$$

$$K = 0.015$$

$$\sigma_{bc} = k \times \overline{\sigma_{st}} = 0,015 \times 201,34 = 3,02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \Rightarrow \text{Les armatures comprimé ne sont pas nécessaires.}$$

$$\beta_1 = 0,94$$

$$A'_s = \frac{0,3M_{smax}}{\beta_1 \times \sigma_{st} \times d} = \frac{0,3 \times 43,86 \times 10^5}{0,94 \times 201,34 \times 19,5 \times 10^2} = 3,57 \text{ cm}^2 < A_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$I_G = \frac{by^2}{2} + \eta * Asc * (y - c') - \eta * Asc * (d - y) = 0$$

$$97,5y^2 - 15 \times 7.07(0,153 - y) = 0 \rightarrow y = 1,22 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta * Asc * (y - c') + \eta * Asc * (d - y)^2$$

$$I_G = \frac{195 \cdot 1.22^3}{3} + 15 \cdot 7.07 \cdot (15.3 - 1.22)^2$$

$$I_G = 21142,061 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = 0.759 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \text{ Condition vérifiée.}$$

• Travée :

$$\mu^1 = \frac{0.85 M_{smax}}{b \cdot \overline{\sigma_{st}} \cdot d^2}; \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \sqrt{\eta} \cdot f_{tj}\right) \quad \text{avec } \eta = 1.6$$

$$\mu^1 = \frac{0.85 \cdot 43.86 \cdot 10^6}{1950 \cdot 201.34 \cdot 153^2} = 0.0040$$

$$k = 0,015$$

$$\sigma_{bc} = k \times \overline{\sigma_{st}} = 0,015 \times 201,34 = 3,02 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} \rightarrow \text{Les armatures comprimé ne sont pas nécessaires.}$$

$$\beta_1 = 0,94$$

$$A'_s = \frac{0.85 M_{smax}}{\beta_1 \cdot \overline{\sigma_{st}} \cdot d} = \frac{0.85 \cdot 43.86 \cdot 10^5}{0.94 \cdot 201.34 \cdot 19.5 \cdot 10^2} = 10.12 \text{ cm} < A_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

● Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} + \eta \times Asc \times (y - c') - \eta \times Ast \times (d - y) = 0$$

$$97,5y^2 - 15 \times 12,57(0,153 - y) = 0 \rightarrow y = 1,77 \text{ cm}$$

● Le moment d'inertie:

$$IG = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta \times Asc \times (y - c') + \eta \times Ast \times (d - y)^2$$

$$IG = \frac{195 \cdot 1,77^3}{3} + 15 \times 12,57(15,3 - 1,77)^2$$

$$IG = 34876,573 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{IG} * y = 1,89 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

(BAEL 91 révisée 99) :

$$\left(\frac{ht}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \rightarrow (0,071 > 0,0625) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{ht}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10M_{ser}}\right) \rightarrow (0,071 < 0,22) \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\left(\frac{As}{b \cdot d}\right) \leq \left(\frac{4,2}{f_e}\right) \rightarrow (0,00339 < 0,0105) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Avec:

$h_t = 17\text{cm}$; $b = 195\text{cm}$; $d = 15,3\text{cm}$; $L = 2,4\text{m}$; $M_{\text{tser}} = 37,28 \text{ KN.m}$; $A_s = 10,12\text{cm}^2$;

$f_e = 400\text{MPa}$ Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \tilde{f}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} \\ f_v = \frac{M_{\text{ser}} \times L^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} \quad L = 2,4 \text{ m} < 5 \text{ m} \\ f = \frac{L}{500} \end{cases}$$

► **Moment d'inertie de la section homogène I_0**

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + \eta \times A_{sc} \times \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1 \cdot I_0}{1 + \mu + \lambda_i} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \mu + \lambda_v} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})} \delta = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rightarrow \mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 * f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b_0}{b})}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s * d}$$

Ei=32164,20MPa ; Ev= 10818,86MPa

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III-1 : Vérification de la flèche de l'escalier

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
37.28	10.12	0.00339	240.77	8.75	3.50	0.315	86855.482	9492.40	180338.52

Donc :

$$f_i = 0.703cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,397cm$$

$$f_v = 1.100cm$$

$$\tilde{f} = \frac{L}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

$\Delta f_T = 0,397 \text{ cm} < \bar{f} = 1.1 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Finalemment :

Résultats :

Appui (A) : $A_{\text{prin}} = 10 \times \text{HA}10$ esp 20cm

$A_t = 5 \text{HA}8/\text{ml}$

Travée : $A_{\text{prin}} = 13 \times \text{HA}12$ esp 15cm

$A_t = 7 \times \text{HA}10/\text{ml}$

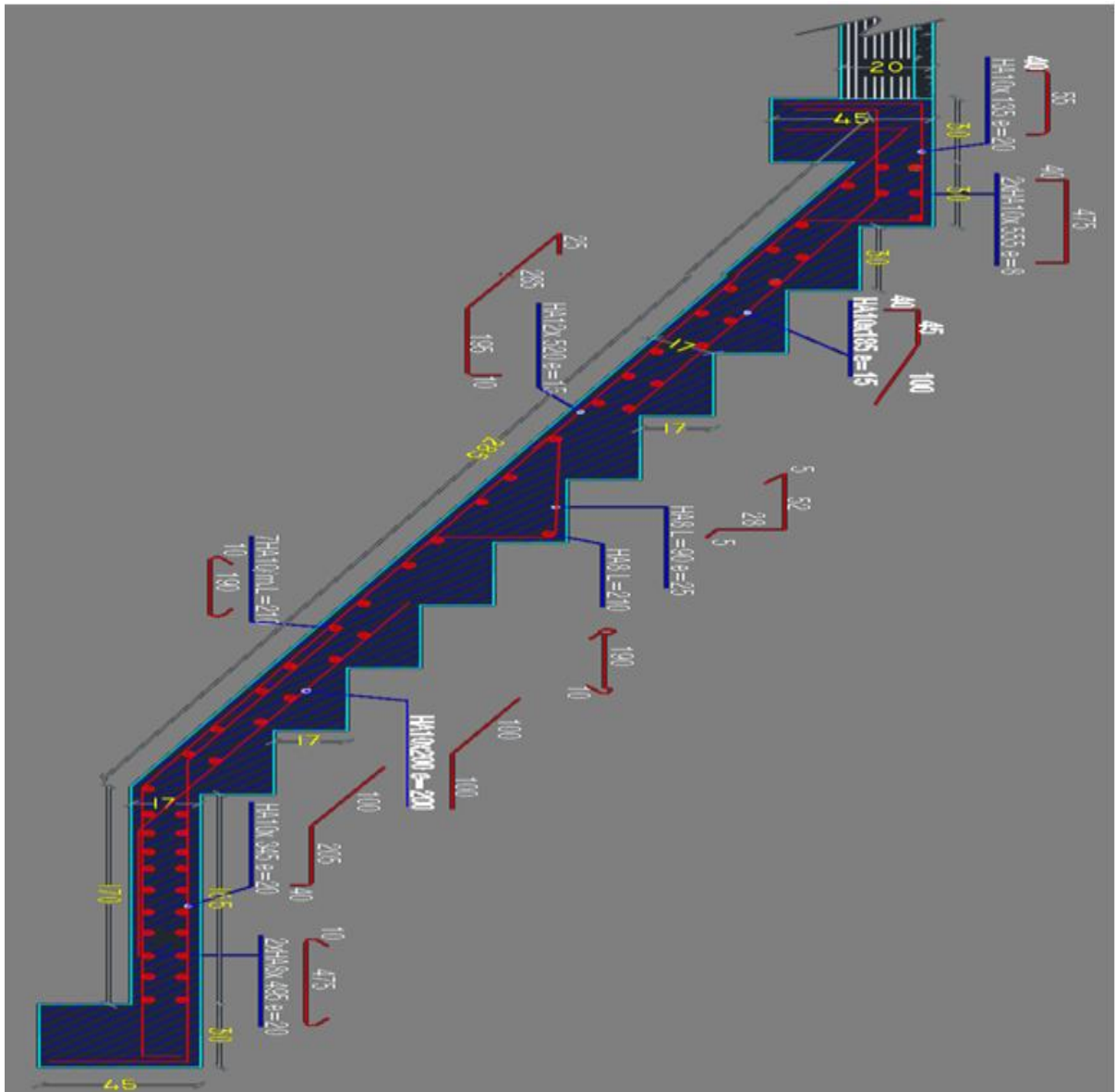


Figure III-13 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III-2-3-Etude de la poutre palière

a).Pré dimensionnement

Selon le **BAEL 91**, le critère de rigidité est:

$$\frac{L}{15} < h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{550}{15} < h \leq \frac{550}{10} \rightarrow 36.66cm \leq h \leq 55cm$$

On prend : **h = 45 cm**

b = 30 cm

b). Vérification des conditions de l'RPA 99 / version 2003 :

* $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

* $h \geq 20 \text{ cm} \rightarrow 45 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

* $h / b < 4 \rightarrow 45 / 30 = 1,50 < 4$ Condition vérifiée.

C) Calcul du ferrailage

$h = 0,45\text{m}$; $b = 0,30 \text{ m}$; $d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_{st} = 347,83\text{MPa}$

►ELU

●En travée

$$M_{ut} = 7,33 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{7.33 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 14.17 \cdot (0.4050^2)} = 0,0105$$

$$\mu_u = 0,0105 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0105})$$

$$\alpha = 0,0134$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0134)$$

$$Z = 0,403m$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z \sigma_{st}} = \frac{12.47 \cdot 10^{-3}}{0.401 \cdot 347.83}$$

$$A_{st} = 0,53cm^2$$

On adopte : 3×HA12 de section 3,39cm²/ml

● En appuis

$$M_u \text{ app} = 12,47 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{12.47 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 14.17 \cdot 0.405^2} = 0.0179$$

$$\mu_u = 0,0179 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1025 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0105})$$

$$\alpha = 0,023$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,405 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,023)$$

$$Z = 0,401 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{UAPP}}{z \cdot \sigma_{ST}} = \frac{7.33 \cdot 10^{-3}}{0.401 \cdot 347.83}$$

$$A_{st} = 0,89 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3×HA12** de section **3,39 cm²/ml**

-Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st \text{ min}} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.30 * 0.405 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Condition du RPA99 version 2003

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Car on a choisi : $3HA12+3HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$

► ELS

● En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des Contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{7.33}{5.37} = 1.36$$

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$0,236 \leq 0,43 \rightarrow$ Condition vérifiée.

● En appuis:

$$\gamma = \frac{12.47}{9.13} = 1.36$$

$$\frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$0,236 \leq 0,43 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

►Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b*d}$$

$$\tau_u = \frac{39.48*10^{-3}}{0.30*0.405} = 0.325 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pour des fissurations peu nuisibles : } \tau_u = \min\left(\frac{0.2*f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{Mpa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33\text{Mpa}$$

Donc : $\tau_u < \overline{\tau_u}$ → Condition vérifiée.

►Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq (1.14; 1.20; 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8\text{mm}$

►Calcul d'espacement des cadres

D'après le **RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)** on a :

Zone nodale $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{cm}\right)$

On prend : $St = 10\text{cm}$

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5\text{cm}$; On prend : $St = 15\text{cm}$

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite

De **10 ϕ** minimum.

10 ϕ = $10 \times 1,4 = 14\text{ cm}$; alors on adopte longueur de **15cm**.

► **Recouvrement:**

Le largeur de recouvrement minimale donnée par le **RPA 99 / version 2003 (page 61)** est de

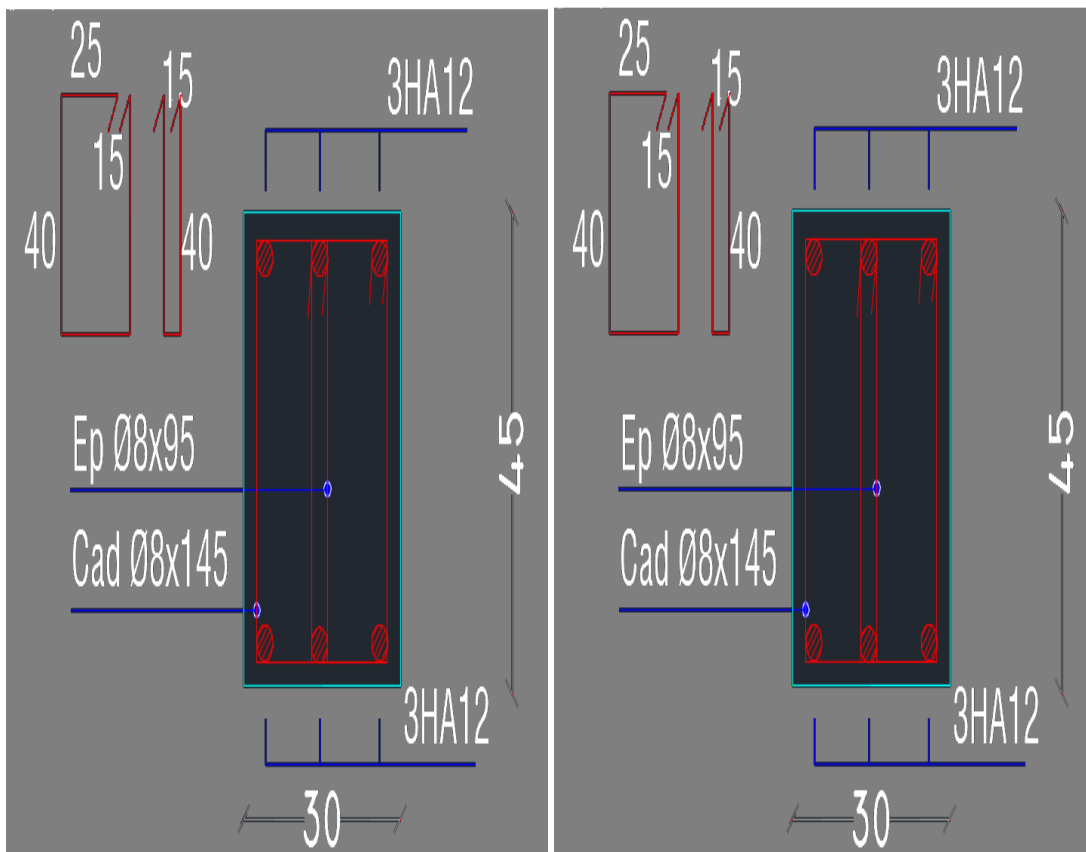
40 ϕ en zone II..... **RPA 99 / version 2003 (page 61)**

$\phi = 14\text{mm}$ → **$Lr = 1,4 \times 40 = 56\text{ cm}$** ; alors on adopte : **$Lr = 70\text{cm}$**

► **Longueur de la zone nodale:**

$h' = 2 \times h = 90\text{cm}$ **RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)**

$h' = 90\text{cm}$



Coupe 1-1 zone travée

Coupe 1-1 coupe Appuis

Figure III-14 : Schéma de ferrailage de poutre palier de 2 ème étage à 5ème étage

III-2-4- Etude des planchers

A-Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. Dans notre structure on a deux types de plancher :

- Plancher corps creux = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.
- Dalle pleine.

A-1 Plancher en corps creux

A-1-1 -Etude des poutrelles

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes qui sont :

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

A-1-2 Descente des charges

Tableau III-2 : Les différentes descentes de charge

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	b [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] $qu = b \times (1,35G + 1,5Q)$	ELS [KN/ml] $qs = b \times (G + Q)$
Terrasse inaccessible	7.17	1	0.65	7.27	5.31
Étage courant	6.38	1.5	0.65	7.06	5.12

A-1-3-Détermination des efforts internes :

Nous avons 2 types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes par le logiciel : **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.**

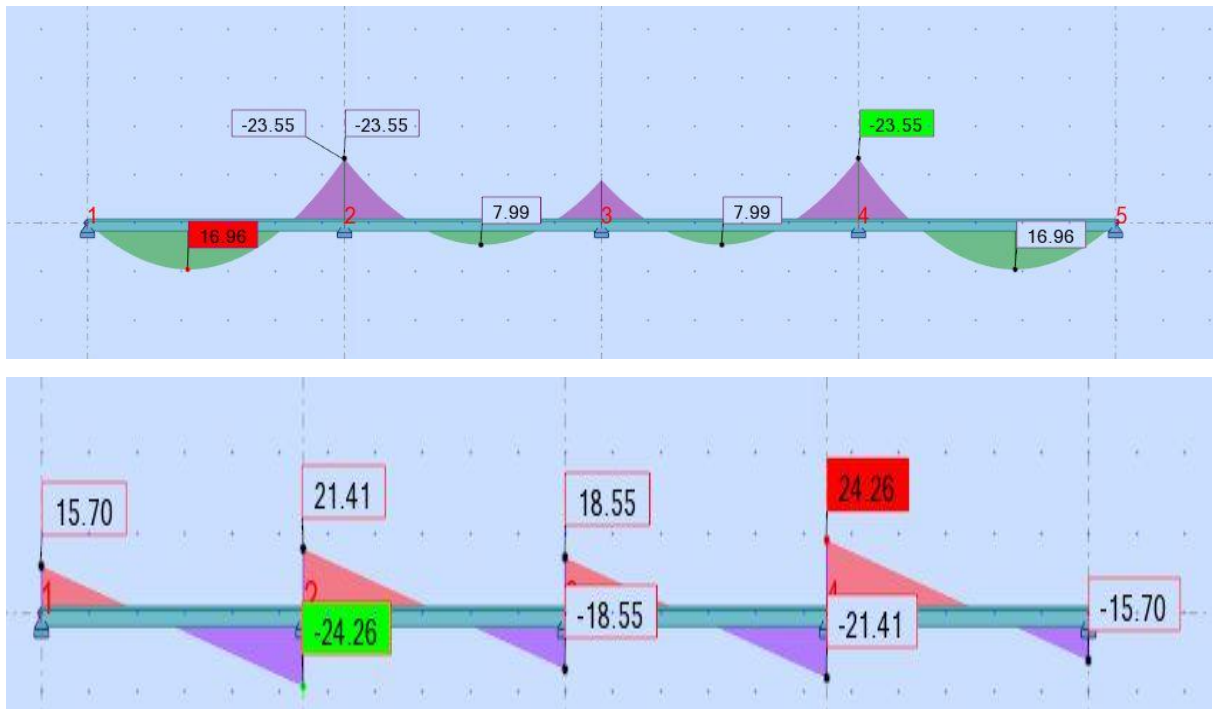


Figure III-15 : diagramme des moments et efforts tranchants à ELU type 1 terrasse inaccessible

A-1-4- Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a 2 types des poutrelles, donc on prend un seul type «Type1» comme un exemple de calcul au niveau d'un plancher et on pose les résultats trouvés pour les autres types dans un tableau récapitulatif.

► ELU :

● En travée :

$$M_{umax} = 16.96 \text{ KN.m} = 16.96 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,9 \times 0,25 - 0,05/2)$$

$$M_t = 0,092 \text{ MN.m} \rightarrow M_{u\max} < M_t$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{16,96 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times 0,225^2} = 0,036$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0,036)})$$

$$\alpha = 0,045$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,045)$$

$$Z = 0,211 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{ST}} + \frac{16,96 \times 10^{-3}}{0,211 \times 347,83}$$

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

On adopte : 3×HA12 de section 3,39 cm²/ml

● En Appuis :

$$M_{u \text{ app}} = 23.55 \text{ KN.m} = 23.55 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment d'équilibre par la table:

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times (d - h_0/2)$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,9 \times 0,25 - 0,05/2)$$

$$M_t = 0,092 \text{ MN.m} \rightarrow M_{\text{umax}} < M_t$$

Donc, l'axe neutre est dans la table, et le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire (b×h).

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{23.55 \times 10^{-3}}{0.65 \times 14.17 \times 0.225^2} = 0.050$$

$$\mu_u = 0,050 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1.25 * (1 - \sqrt{(1 - 2 * 0.050)})$$

$$\alpha = 0,064$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \times 0,064)$$

$$Z = 0,219 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{ST}} + \frac{23.55 * 10^{-3}}{0.219 * 347.83}$$

$$A_{st} = 3.09 \text{ cm}^2$$

On adopte : **2×HA14** de section **3,08 cm²/ml**

Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{s \min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.65 * 0.225 * \frac{2.1}{400}$$

$A_{s \min} \geq 1,76 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

► ELS

• En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des

contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

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

$$\gamma = \frac{16.96}{10.88} = 1.56$$

$$\frac{1.56 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.53$$

$0,236 \leq 0,53 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- En appuis:

$$\gamma = \frac{23.55}{15.10} = 1.60$$

$$\frac{1.60 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.55$$

$0,236 \leq 0,55 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b*d}$$

$$\tau_u = \frac{24.26 * 10^{-3}}{0.65 * 0.225} = 0.166 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$

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

$\tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée.

Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,71 ; 1,20 ; 1,5)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8$ mm

Calcul d'espacement des cadres

D'après le **RPA 99 / version 2003** on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_t; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \min (6.25 ; 12 \phi_t; 30\text{cm})$$

On prend : $S_t = 10$ cm

$$\text{Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{4} = \frac{25}{2} = 12.5\text{cm} ; \text{ On prend : } S'_t = 15\text{cm}$$

Le choix de la section transversal sera : $A_t = 2 \times \Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité

$$\frac{f_{e*} A_t}{b_0 * S'_t} \geq \text{Max} (\tau_u/2 ; 0,4\text{MPa})$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : FeE215.

$$\frac{215 * 1.01}{15 * 15} \geq \text{Max} (\tau_u/2 ; 0,4 \text{ MPa})$$

0,965 > 0,4 MPa → Condition vérifiée.

Vérification au glissement :

En appuis :

$$Tu - \frac{M_u}{0.9 * d} \leq 0$$

$$24.26 - \frac{23.55}{0.9 * 0.225} = -92.07 \leq 0 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche

D'après **BAEL91 révisée 99**, il faut que les conditions suivantes soit vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}; \text{ Avec : } \mathbf{L_{max}}: \text{ La portée maximale des poutrelles.}$$

$$\text{Dans notre cas, on a : } L_{mx} = 5.5\text{m} \quad f_{adm} = \frac{550}{500} = 1.1 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + 15 * A_{ut} * \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 * 0.25^3}{12} + 15 * 3.39 * 10^{-4} * \left(\frac{0.25}{2} - 0.025\right)^2$$

[car : d' = 0,025m ; h = 0,25m]

$$I_0 = 8.97 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 * d} = \frac{3.39 * 10^{-4}}{0.15 * 0.225} = 0.01004$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) * \rho} = \frac{0.05 * 2.1}{\left(2 + 3 \frac{15}{65}\right) * 0.01004} = 3.88$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{(4 * \rho * \sigma_{st}) + f_{t28}} = \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.01004 * 347.83 + 2.1} = 0.23$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 * I_0}{(1 + \lambda_i * \mu)} = \frac{1.1 * 8.97 * 10^{-4}}{(1 + 3.88 * 0.23)} = 5.21 * 10^{-4} m^4$$

$$f = \frac{M_{st} * L^2}{10 * E_i * I_{Fi}} = \frac{10.88 * 10^{-3} * 5.5^2}{10 * 32164.195 * 5.21 * 10^{-4}} = 0.0020 \text{ m}$$

Avec $E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164.195 \text{ MPa}$

Donc : $f = 0,20 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.1 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée

Récapitulatifs du ferrailage des poutrelles

Tableau III-3 : Ferrailage des poutrelles

Niveau	N travée	Armature longitudinale (cm2)				At (cm2)
		Ast calculé (cm2)		Ast choisit (cm2)		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Terrasse inaccessible	4	2,31	3,08	3 H 12	2 H 14	8
	3	2,29	2,86	3 H 12	2 H 14	
Etage courant	4	2,15	2,98	3 H 12	2 H 14	
	3	2,23	2,79	3 H 12	2 H 14	

A-1-5 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions

Des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.

- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e}$$

$$\text{Si : } L_1 \leq 50\text{cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L₁ : Distance entre axes des poutrelles (L₁=65cm).

A₁ : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

A₂ : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

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

$$\text{On } a : L = 65\text{cm}$$

$$\text{Donc on obtient : } A_1 = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } 6 \Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $St = 15 \text{ cm}$

► **Armatures de répartitions**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : $6 \times \Phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$St = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

On adopte un espacement = 15cm

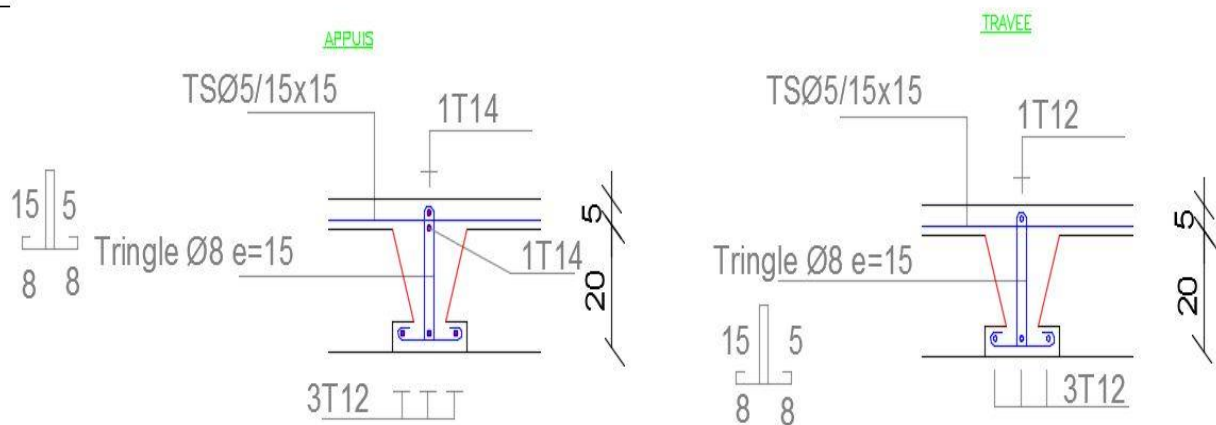
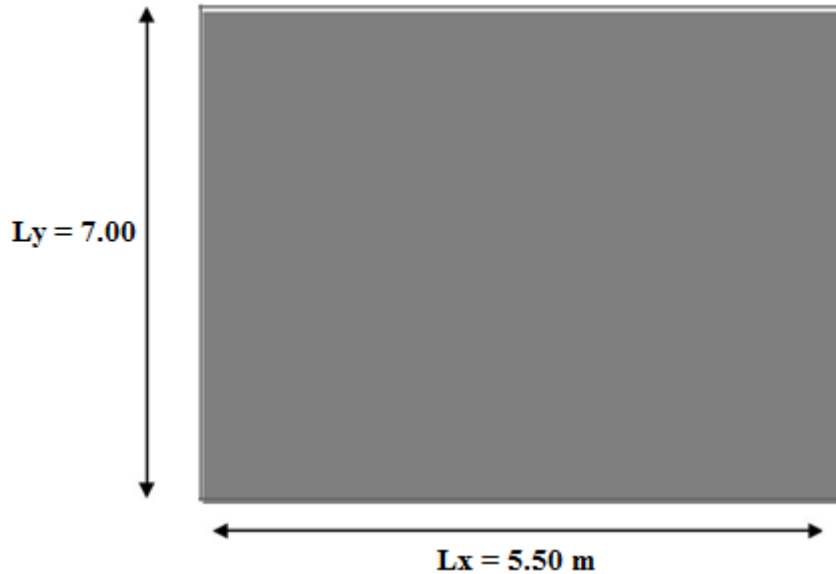


Figure III-16: disposition des armatures dans la poutrelle (appui et travée)

A-2 Plancher en dalle pleine : pour les étages de parkings

Pré dimensionnement :



$$e \geq \frac{L_x}{40} \quad \rightarrow \quad e \geq 13.75 \text{ cm} \quad \text{on adopte } e = 20 \text{ cm}$$

Détermination du sens de portée de la dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.50}{7.00} = 0,78 > 0,40 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

Détermination des charges et surcharges

La charge permanente $G = 0,770 \text{ T/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 0,500 \text{ T/m}^2$

Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1.79 \text{ t/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 1.27 \text{ t/m}$$

Calcul des efforts [RPA 99 / version 2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4

côtés.

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

► **E.L.U :**

$$\mu_x = 0,059 \quad , \quad M_x = 5.17 \text{ t.m}$$

$$\mu_y = 0,552 \quad , \quad M_y = 2.85 \text{ t.m}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 4.39 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 2.42 \text{ t.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,3M_x = 1.55 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 0.85t.m$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 1.55t.m$$

III-2-7-4- Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une

Section (b x h) = (100x20) cm² qui travaille en flexion simple.

● Ferrailage en travée :

Dans les deux sens «Lx et Ly»:

On a: b = 100cm ; h = 20 cm ; d = 0,9h = 18 cm ; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_s = 347,83\text{MPa}$

Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens Lx et Ly)

$M_{ix}(t*m)$	μ_{bu}	$A_{s'}(\text{cm}^2)$	α	Z (cm)	$A_{scal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_{sdp}(\text{cm}^2)$
4.39	0,096	0	0,126	0,171	7.38	5 ×HA14	7.70

Espacement :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{sp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ E_{sp} = \frac{100}{5} = 20 < \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

● Ferrailage en appuis:

Dans les deux sens «Lx et Ly»:

On a: $b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 0,9h = 18\text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_s = 347,83\text{MPa}$

Tableau III-5 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en appui (sens Lx et Ly)

$M_{tx}(\text{t}\cdot\text{m})$	μ_{bu}	$As'(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$As_{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$As_{adp}(\text{cm}^2)$
1.55	0,034	0	0,043	0,177	2.52	5×HA10	3.39

● Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{3L_x + L_y} = 2.93\text{ t}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 3.28\text{ t}$$

$$T_{u\max} = \max(T_x ; T_y) = 3.28\text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{23.50}{1.00 \cdot 0.18} = 0.182\text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

► Vérification a l'ELS :

a- Vérification des contraintes :

• Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Acier :

$$\sigma_s = \eta * \frac{M_{ser}}{I} * Y * (d - y) \leq \sigma_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,78 ; q_{ser} = 1,27 \text{ t/m}$$

$$\mu_x = 0,056 \rightarrow M_x = 3,67 \text{ t.m}$$

$$\mu_y = 0,552 \rightarrow M_y = 2,03 \text{ t.m}$$

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 3,12 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 1,73 \text{ t.m}$$

Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,3M_x = 1.10 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 0.61 \text{ t.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 1.10 \text{ t.m}$$

• **Détermination de la valeur de «y»:**

$$I = \frac{by^2}{2} + nA'(y - c') - nA'(d - y) = 0$$

Avec : $A'_{sc} = 0 ; n = 15$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b^3}{3} + n[A'_{st}(d - c')^2 + A_{sc} (d - y)^2]$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau

Tableau III-6 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et en appuis

		Mt (kN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$
Travée	(x-x)	8,15	3,93	5,77	16563,72	2,84	Condition vérifiée	131,79	Condition vérifiée
	(y-y)	8,15	3,93	5,77	16563,72	2,84		131,79	
Appuis		2,88	3,93	5,77	16563,72	1,00		46,54	

a. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \rightarrow 0,036 > 0,031 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27}$ à $\frac{1}{35} \rightarrow 0,036 > 0,028$ à $0,037 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- $\frac{A_s}{b*d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 1,75 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

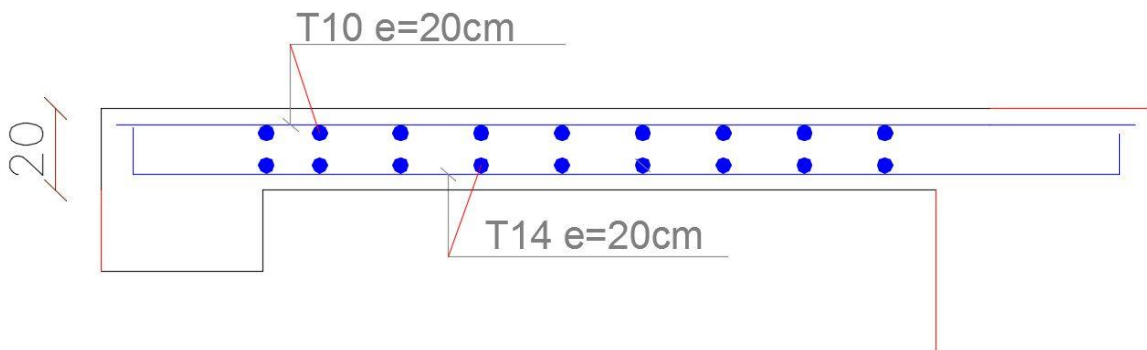


Figure III-17 : disposition des armatures du dalle pleine

III-2-5-La dalle flottante

Une dalle flottante est un ouvrage de grandes dimensions, généralement en béton ou béton armé, qui repose uniformément sur le sol.

Contrairement à un plancher porté ou une dalle, le dallage est un ouvrage qui repose directement sur le sol permettant de transmettre directement les charges qui lui sont appliquées sur ce dernier.

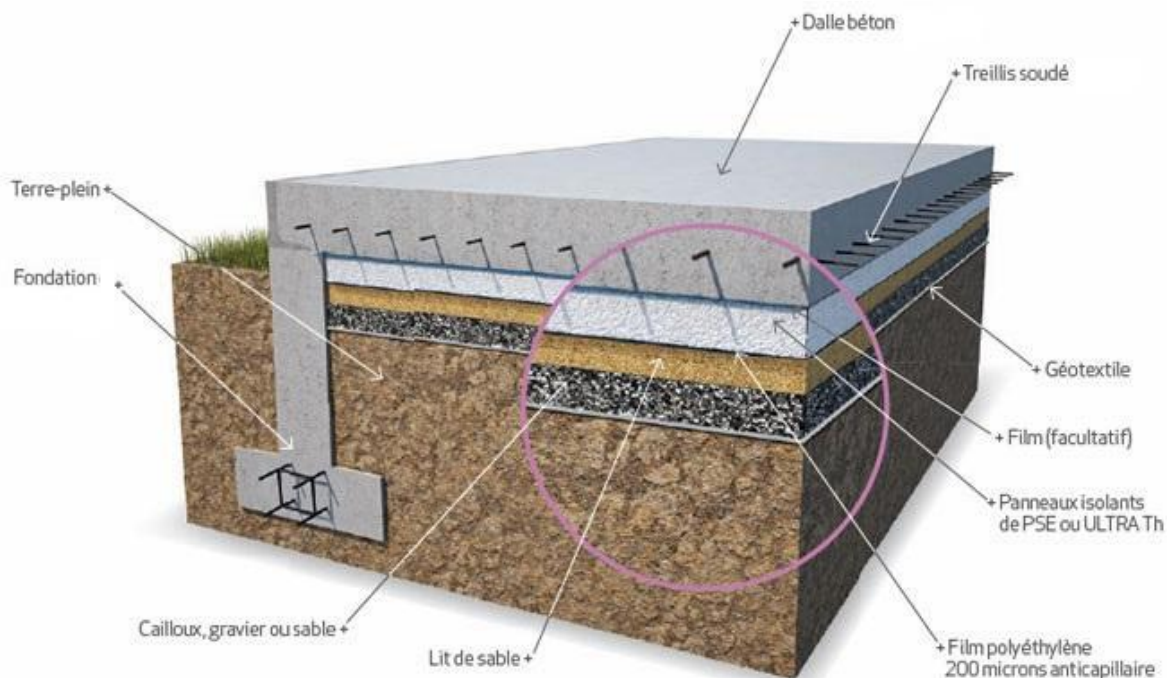


Figure III-18 : Schéma de dalle flottante sur terre-plein

Constituions d'un dallage

Un dallage est destiné à transmettre au sol les charges qui lui sont appliquées, sa constitution dépend des charges d'exploitation en présence. Un dallage se compose de trois parties :

- La forme (sous-couche ou fondation) est constituée de sable, de granulats concassés, de tout venant ou d'un grave ciment sur une épaisseur H_1 de 100 à 300 mm selon les charges transmettre.

Celle-ci est compactée de manière à obtenir une plate-forme stable, adopte à recevoir le corps du dallage.

- Le Corps de dallage est réalisé en béton armé de dosage en ciment supérieur à 300Kg/m^3 .
Pour notre ouvrage Nous choisissons épaisseur **15 cm** comporte des armatures en treillis soudé de type $\phi 6\text{ mm}$ et $S_t = 20\text{cm}$

Le treillis soudé a pour rôle de limiter les fissurations lors du retrait du béton

III-2-6-Etude des balcons

A-1-dimension de dalle pleine

Largeur : 1.40 m

Longueur : 7.00 m

Epaisseur : 15 cm

►Schéma statique de calcul :

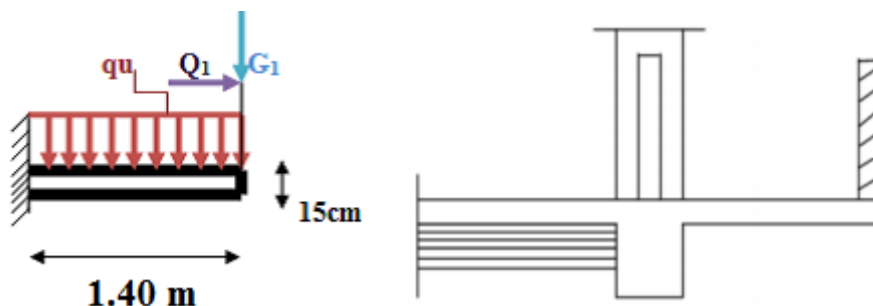


Figure III-19 : schéma statique de balcon

qu: charge et surcharge pondérées de la dalle.

Q₁ : surcharge exercée sur le garde-corps.

G₁ : poids du garde-corps.

$$G = 5,41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 1,00 \text{ KN/ml}$$

$$G_1 = 1,58 \times 1,40 = 2,21 \text{ KN/ml}$$

► **Combinaison des charges**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de un mètre de largeur

A l'ELU :

$$\text{La dalle : } qu = (1,35 \times G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 3,5) 1\text{ml} = 12,55 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } qu_1 = (1,35 \times G_1 + 1,5Q_1) 1\text{ml} = (1,35 \times 2,21 + 1,5 \times 1,00) = 4,48 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$\text{La dalle : } qs = (G + Q) \times 1\text{ml} = (5,41 + 3,5) 1\text{ml} = 8,91 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde-corps : } qs_1 = (G_1 + Q_1) 1\text{ml} = (2,21 + 1,00) = 3,21 \text{ KN/ml}$$

► **Ferraillage**

• **Calcul des moments d'encastres**

● **-A-ELU**

Dalle pleine : $q_u = 12,55 \text{ KN/ml}$

$$M_{qu} = q_u \times L_2 / 2 = 12.30 \text{ KN.m}$$

Garde-corps : $q_{u1} = 4,48 \text{ KN/ml}$

$$M_{qu1} = q_{u1} \times L_2 / 2 = 4.39 \text{ KN/m}$$

- Le moment total est

$$M_u = M_{qu} + M_{qu1} = 16.69 \text{ KN.m}$$

• **B-ELS**

Dalle pleine : $q_s = 8,91 \text{ KN/ml}$

$$M_{qs} = q_s \times L_2 / 2 = 8.73 \text{ KN.m}$$

Garde corps : $q_{s1} = 3,21 \text{ KN/ml}$

$$M_{qs1} = q_{s1} \times L_2 / 2 = 3.15 \text{ KN.m}$$

- Le moment total est :

$$M_s = M_{qs} + M_{qs1} = 11.88 \text{ KN.m}$$

● **Calcul des armatures à l'ELU**

Section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple :

$b = 1,00\text{m}$; $h = 0,15\text{m}$; $d = 0,135\text{ m}$; $\sigma_{sc} = 348\text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

● **-1-Moments ultime réduit**

$M_u = 16.69\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b * f_{bc} * d^2} = \frac{16.69 * 10^{-3}}{1.00 * 14.17 * 0.135^2} = 0.065$$

$\mu_u = 0,065 < \mu_r = 0,392$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

● **-2-Section d'armature**

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.065})$$

$\alpha = 0,084$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,144 * (1 - 0,4 * 0,084)$$

$Z = 0,130\text{ m}$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{16.69 * 10^{-3}}{0.130 * 347.83}$$

$$A_{st} = 3.69 \text{ cm}^2$$

●-3-Condition de non fragilité

La section minimale :

$$A_{st\min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1.00 * 0.135 * \frac{2.1}{400}$$

$A_{st\min} \geq 1.63 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

On adopte : **5×HA12** de section **5,65 cm²/ml**

●-4-Armatures de répartition

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

Donc on adopte : **5×HA8** de section **2,51cm²/ml**

●-5-Calcul de l'espacement

$$St = \min (1,5d ; 40\text{cm}) = \min (0,216\text{cm} ; 40\text{cm}) = 0,216\text{cm}$$

En prend **St = 20cm**

●Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = q_u \times L + q_u l = 25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b * d} = \frac{25.00 * 10^3}{100 * 144} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ Condition vérifiée.

● **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot n \cdot \mu} = \frac{25,00 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 14,4 \cdot 5 \cdot 3,77 \cdot 10^2} = 1,02 \text{ MPa}$$

$n = 5$: nombre d'armatures longitudinales tendues.

$$\mu = 2 \cdot \pi \cdot \frac{1,2}{2} = 3,77 \text{ cm: Périmètre d'armatures tendues.}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,02 < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

● **-A-ELS:**

Ce type d'escalier est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

Le type d'acier utilisé est : Fe : 400MPa

Dans ces conditions, les vérifications des contraintes simplifiées comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{9.75}{7.06} = 1.38$$
$$\frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$0,236 \leq 0.44 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Condition est vérifiée, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

●Vérification de cisaillement

$$T_{umax} = q_u \times L + q_{u1} = 25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{25.00 \times 10^3}{100 \times 144} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition vérifiée.

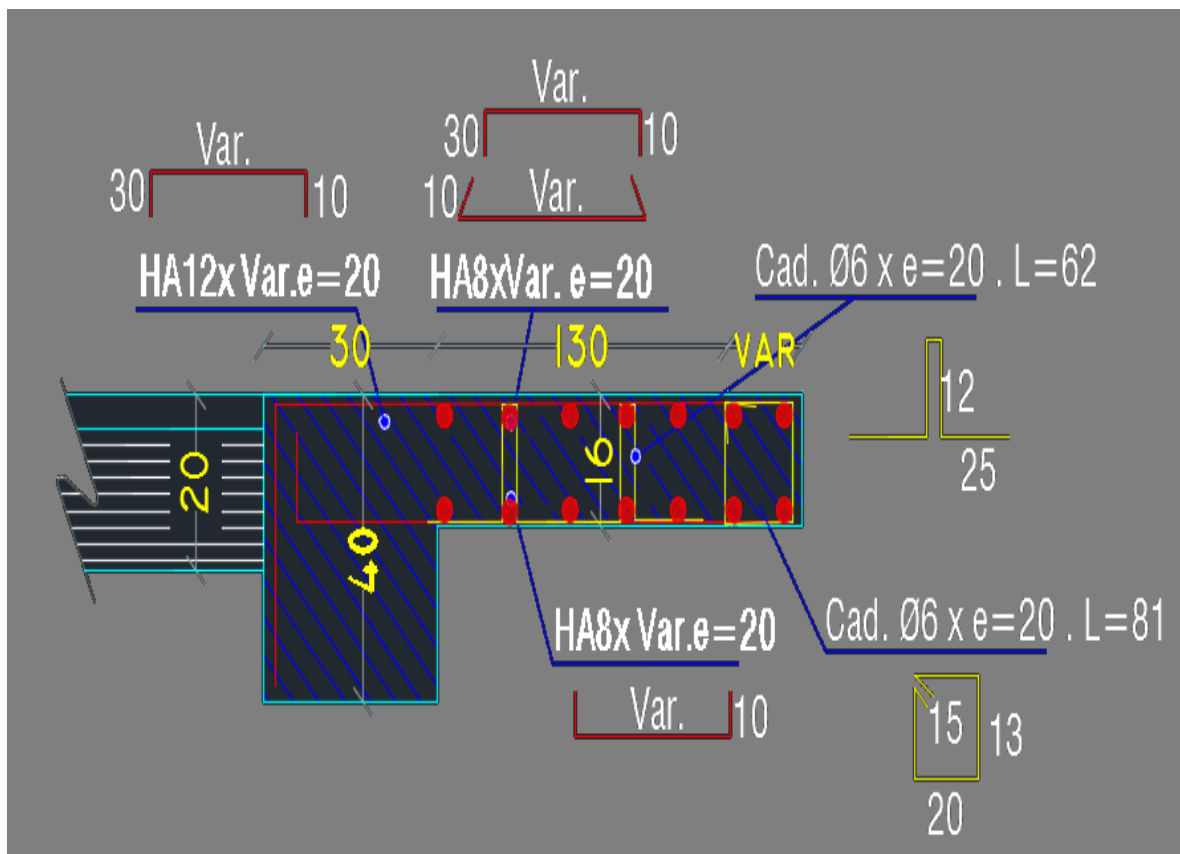


Figure III-20 : Ferrailage de la dalle pleine (balcon)

IV-1-Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV-2-Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les

Trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans Notre cas, D'après le **RPA 99 / version 2003**, notre structure est implantée et classée dans la Zone sismique **II-A groupe d'usage 1B**.

Le calcul se fait en méthode dynamique spectrale du fait que notre **Tour** ne répond pas aux critères(4.1.2.b) exigés par le **RPA 99 / version 2003**, quand a l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure : **H = 33,24 m > 23 m**

Donc nous avons utilisé **une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale)** en utilisant les deux logiciels de calcule des structures **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2010 et Robot**

IV-3-Méthode d'analyse modale spectrale :

IV-3-1-Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets

Engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-3-2-Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

IV-3-3-Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (art 4.3.3)** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids de la structure.

Q : facteur de qualité.

IV-3-4-Classification de site :

Selon le **RPA 99 / version 2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des Propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol ferme (**Catégorie S2**).

IV-3-5- Détermination des paramètres du spectre de réponse:

► Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya **Annaba: RPA 99 / version2003** alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**(**tableau 4.1 de RPA 99 / version 2003**)

► **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la classification de sol et de la période **T** de la structure (d'après l'article 4.2.3 de l'RPA 99 / version 2003) avec :

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

• **Périodes caractéristiques T₁ ; T₂ :**

Pour notre site type : S2 T₁ = 0,15 s ; T₂ = 0,40 s (tab 4.7)

• **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} = 0.882 \quad ; \text{ avec : } \xi = 7\%$$

Ou ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 7% pour un contreventement mixte (η = 0,882).(tab 4.2)

Période fondamentale (T) :

Dans notre cas (structure mixte) correspond la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 de RPA 99 / version 2003.

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \rightarrow \text{(f 4.6)}$$

$$T = \text{Min} \left(C_N \times (h_N)^{3/4}; 0,09 \times h_N / \sqrt{L} \right)$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L} . \quad \rightarrow \quad \text{(f 4.7)}$$

Avec :

h_N: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

dans notre structure : **h_N = 33,24 m**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **RPA 99 / version 2003 (tableau 4.6)**.

Dans notre structure : **C_T = 0,05**

L : étant de dimension du **Bâtiment** mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée D'où :

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_x} \quad \text{avec : } L_x = 22,00\text{m} \quad T_x = 0,638\text{sec}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_y} \quad \text{avec : } L_y = 23,50\text{m} \quad T_y = 0,617\text{sec}$$

$$\text{On a : } M_r = \Sigma F_i x h_i \quad \rightarrow \rightarrow$$

$$\text{On a : } T = C_{N*} * (h_N)^{3/4} = 0.05 * (33.24)^{3/4} = 0.692\text{sec}$$

En prend : **T = 0.617sec**

$$\text{Donc : } D_x = 2,5\eta (T_2 / T_x)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 (0,40 / 0.638)^{2/3} = 1,615$$

$$D_y = 2,5\eta (T_2 / T_y)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 (0,40 / 0.617)^{2/3} = 1,651$$

► Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm 1,2 \times E$$

$$\text{ACC} : G + Q \pm E$$

$$\text{ACC} : 0,8 \times G \pm E$$

► Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3** de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'**article 3.4** du **RPA 99 / version 2003**. Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

► Facteur de qualité Q :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le **RPA 99 / version 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux Au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

● sens longitudinal : (4 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 5.5/5.5 = 1 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

● sens transversal : (4 travée) :

$$L_{\max}/L_{\min} = 7.0/5.5 = 1,24 < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

b) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins **(4) files de portiques** ; ces files de Contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

- **sens longitudinal : (5 files) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 5,5/5,5 = 1,00 \quad < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

- **sens transversal : (5 files) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 7,0/5,5 = 1,24 \quad < 1,5 \text{ critère observé } p_q = 0$$

c) Régularité en plan :

- Le Bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les **15 %** de la dimension de la Tour mesurée
- perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau IV-1: Caractéristiques massiques et géométriques de la Structure

Niveau	W étage (T)	Centre de masse		Centre de Torsion		Excentricité Calculer		Excentricité Théorique Max	
		Xg(m)	Yg(m)	Xr	Yr	EX	EY	EX	EY
4 ^{ème} SS	1318,94	10.71	11.32	11.70	12.45	0.99	1.13	3.30	3.53
3 ^{ème} SS	710.67	10.29	11.41	10.98	11.99	0.69	0.58	3.30	3.53
2 ^{ème} SS	811.48	11.07	11.49	10.98	11.99	0.09	0.50	3.30	3.53
1 ^{ème} SS	827.8	10.89	11.62	11.05	12.09	0.16	0.47	3.30	3.53
RDC	758.07	10.74	11.55	11.05	12.09	0.31	0.54	3.30	3.53
1 ^{ème} étage	664.88	11.66	11.65	11.05	12.09	0.61	0.44	3.56	3.78
2 ^{ème} étage	681.74	11.32	11.7	11.04	12.09	0.28	0.39	3.78	3.78
3 ^{ème} étage	604.35	11.17	11.66	11.05	12.1	0.12	0.44	3.78	3.78
4 ^{ème} étage	604.35	11.17	11.66	11.05	12.1	0.12	0.44	3.78	3.78
5 ^{ème} étage	606.59	10.99	11.81	11.06	12.07	0.07	0.26	3.78	3.78

D'après les résultats des excentricités théoriques dans chaque étage représentée dans le tableau précédent l'excentricité dans tous les étages ne dépasse pas $0,15 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition est vérifiée**.

- La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $23,50 / 22,00 = 1,07 < 4$ —————> **Condition vérifiée**.

- La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas **25 %** :

$(L_1 + L_2) / L = (5,00 + 3,29) / 22,00 = 23 \% < 25 \%$ —————> **Condition vérifiée**.

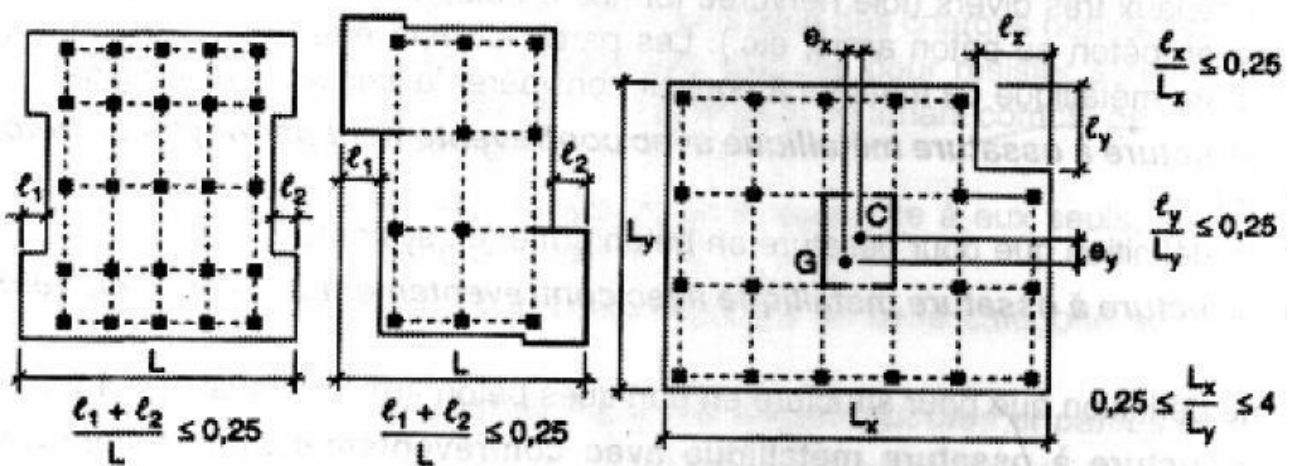


Figure IV-1: Limites des décrochements en plan

la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à **15%** de celle de se dernier.

→ Condition vérifiée. Donc le critère est observé **Pq = 0,00**

d) Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment . → **Condition non vérifiée.**

- la variation des dimensions en plan de la Tour entre deux niveaux successifs ne dépasse

20%. → **Condition vérifiée.**

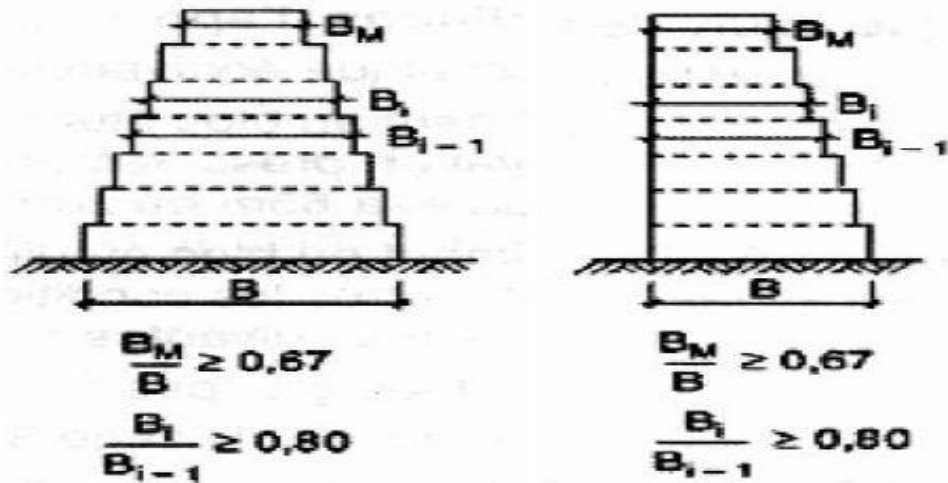


Figure IV-2 : 1^{ère} Limite des décrochements en élévation

- la plus grande dimension latérale de la Tour n'excède pas **1,5 fois** sa plus petite dimension.

$23,00/23,00 = 1 > 0,67 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

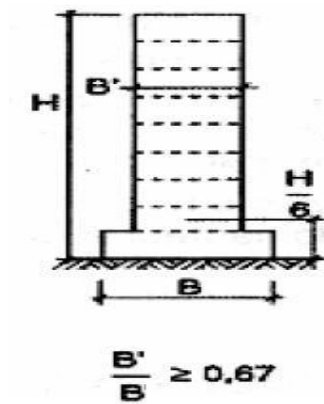


Figure IV-3 : 2^{ème} Limite des décrochements en élévation

Donc : La structure n'est pas classée régulièrement en élévation : **Pq = 0,05**

a) **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : **Pq = 0,05**

b) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **Pq = 0,10**

Tableau IV-2 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	Pq
Conditions minimales sur les files de contreventement	0,00
redondance en plan	0,00
régularité en plan	0,00
régularité en élévation	0,05
contrôle de la qualité des matériaux	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,10
la somme	0,20

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \text{ (Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41))}$$

$$Q = 1 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10 = 1,20$$

IV-3-6-Nombre de mode à considérer :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4)** : 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 d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse

totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la Structure.

- Le minimum de modes à retenir est de **trois (03)** dans chaque direction considérée

IV-3-7-Modélisation :

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'**RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.2.b)**, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses Concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

A)-Les dispositions des voiles :

La variante proposée

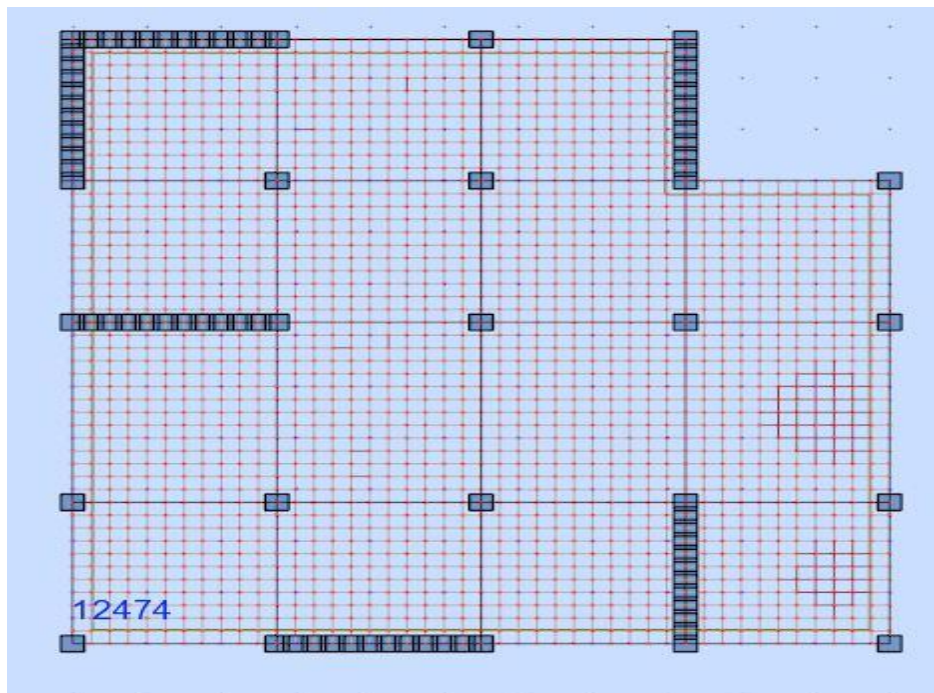


Figure IV-4 : La disposition des murs voiles et poteaux

$$T = 0,59 \text{ sec}$$

$$W = 3905,51 \text{ tonnes}$$

$$\text{Période fondamentale de la structure} = 0,59 \text{ sec}$$

Chapitre IV : Etude sismique de la structure

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser

30% de celle estimée à partir des formules empiriques.

• $T = 0,617 \times 1,3 = 0,802 \text{ sec} > 0,59 \implies$ **Conditions vérifiées**

Tableau IV-3 : Périodes et facteurs de participation modale.

(Résultats **Robot 2018**)

Mode	Fréquence Hz)	Masses cumulées (sec)	UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)	Masses Modale UX(%)	Masses Modale UY(%)	Masses Modale UZ(%)
1	1,70	0.59	35.45	0.93	0.01	35.45	0.93	0.01
2	1.92	0.52	35.45	46.25	0.01	0.09	45.32	0.00
3	2.25	0.44	50.29	50.24	0.01	14.74	3.98	0.00
4	6.11	0.16	61.32	50.59	0.03	11.03	0.35	0.02
5	7.32	0.14	61.32	64.43	0.07	0.00	13.84	0.04
6	8.01	0.12	61.44	64.43	2.06	0.12	0.00	1.99
7	8.04	0.12	61.48	64.44	2.35	0.04	0.01	0.29
8	8.22	0.12	65.07	65.28	2.35	3.06	0.84	0.00
9	8.47	0.12	65.08	65.29	12.75	0.00	0.01	10.40
10	8.65	0.12	65.08	65.31	35.02	0.00	0.02	22.27

B)-Poids total de la structure :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations d'après le **tableau 4.5 de RPA 99 / version 2003**.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad : \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi}: poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi}: charges d'exploitations.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003**.

Pour notre type (bâtiment d'habitation) : **$\beta = 0,20$**

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018**.

$$\Sigma W_i = 3905,51T$$

C)-Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

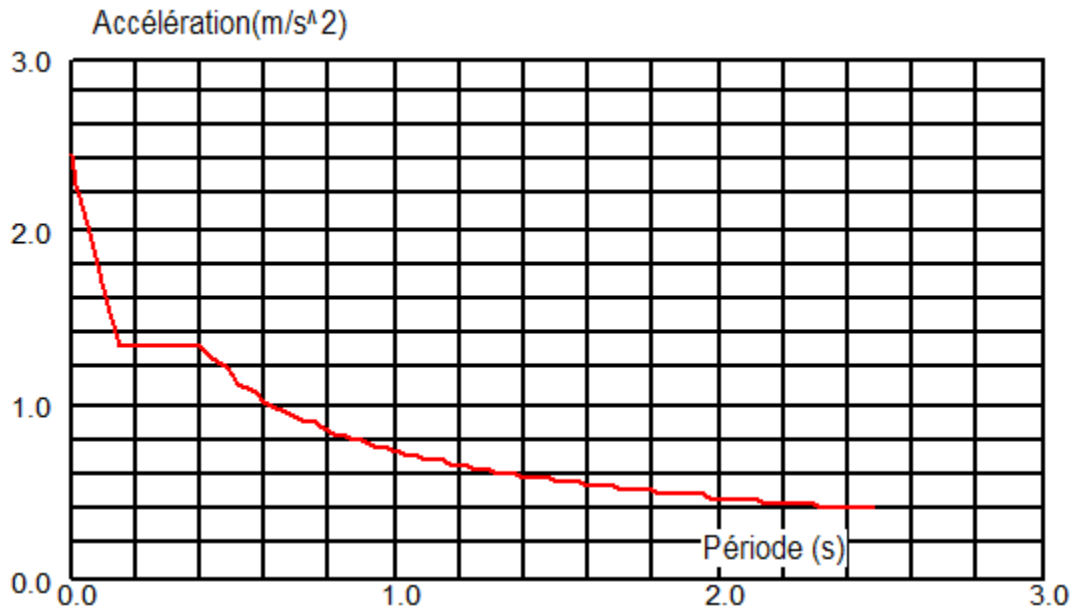


Figure IV-5 : Spectre de réponse

D)-Nombre des modes considérées :

Voici un exemple d'un mode de déformation de la structure:

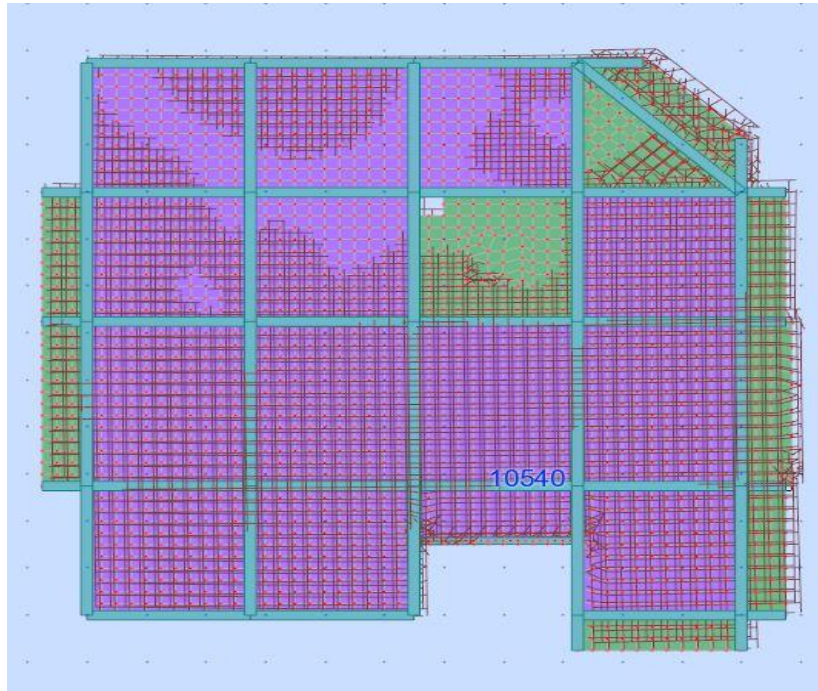


Figure IV-6: mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveau terrasse X-Y (résultats de **Robot 2018**)

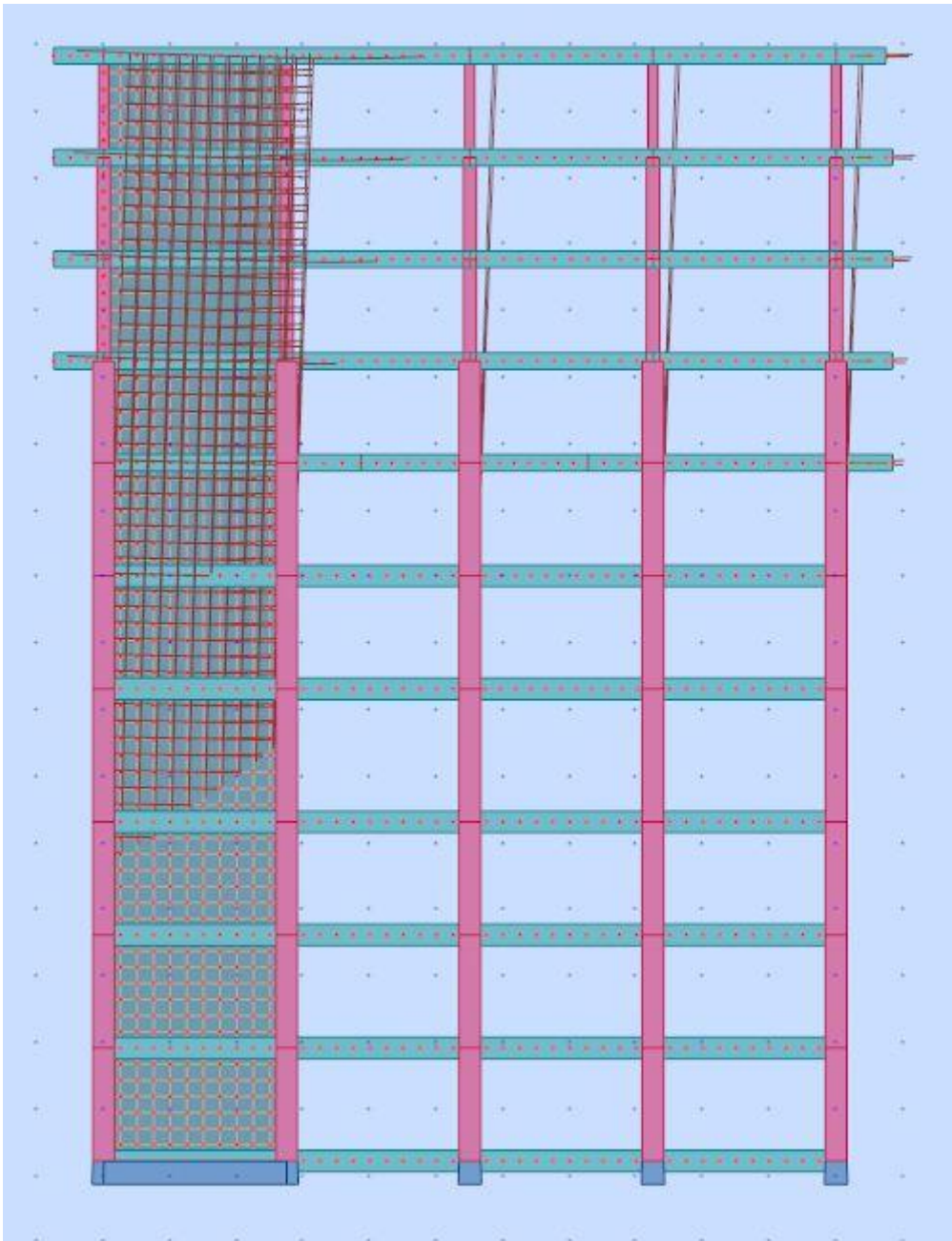


Figure IV-7 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : X-Z
(Robot Structural analysis 2018)

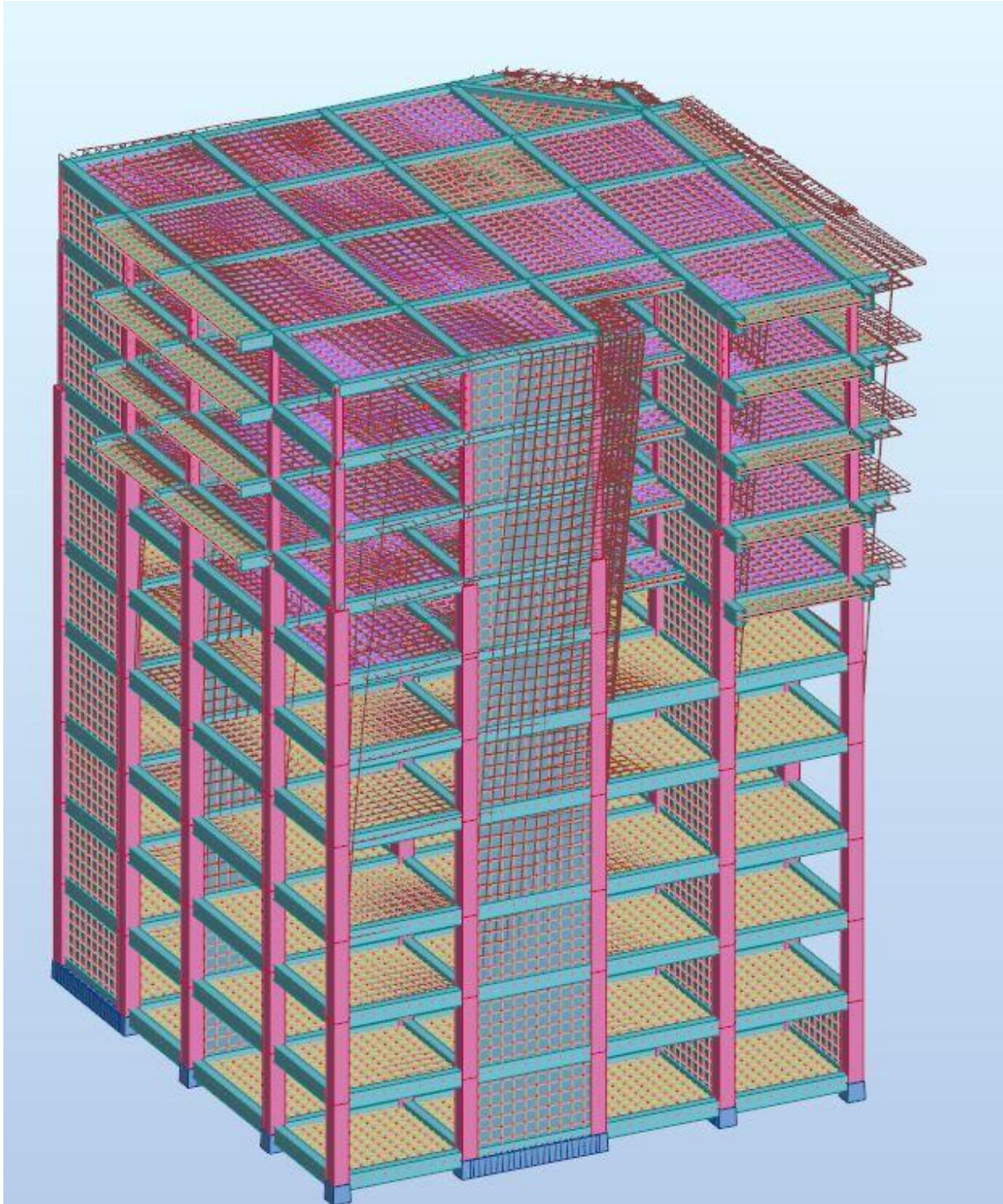


Figure IV-8 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D
(Résultats robot structural analysis 2018)

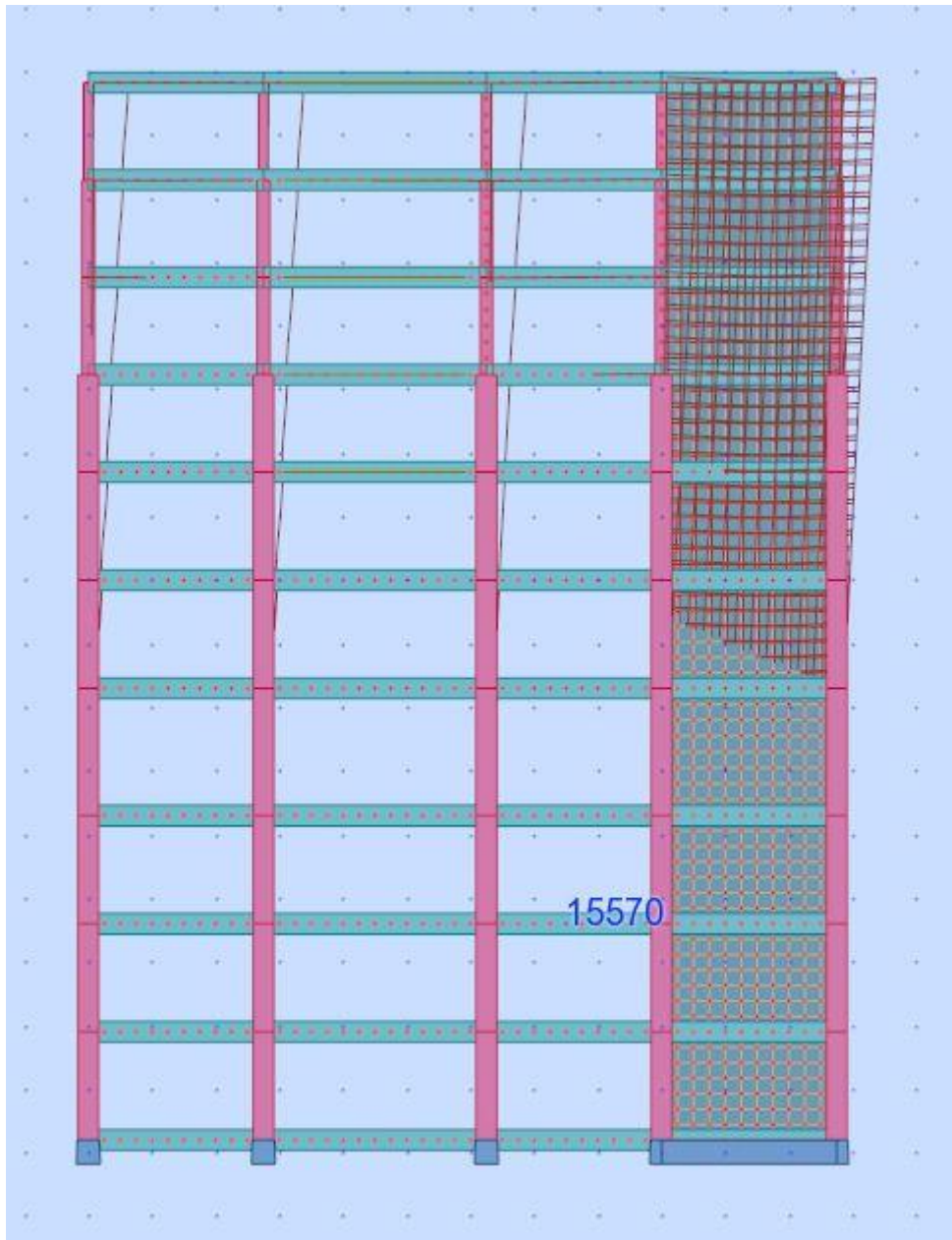


Figure IV-9 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : Y-Z
(Résultats Robot structural analysis 2018)

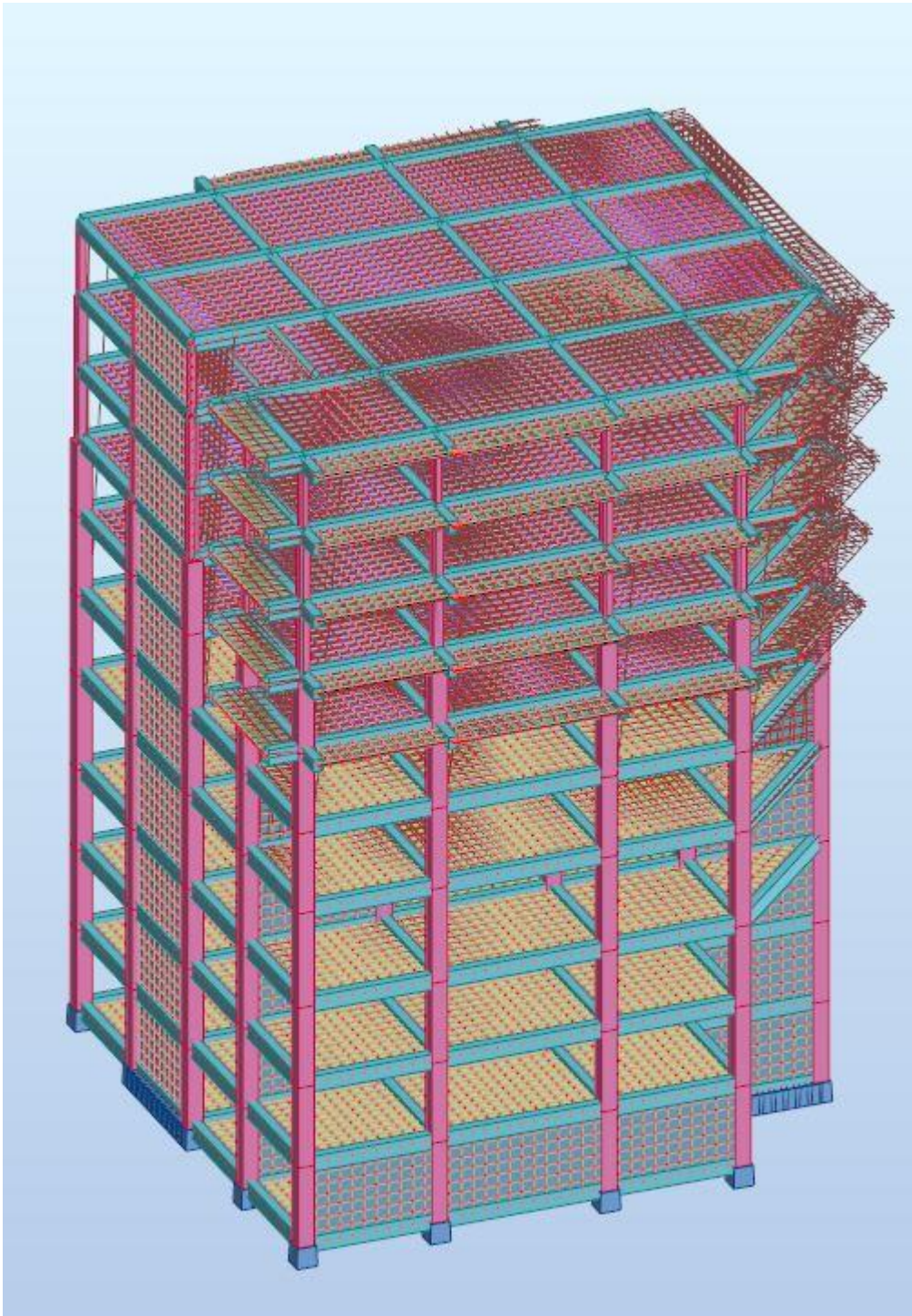


Figure IV-10 : mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques vue : 3D
(Résultats de Robots structural 2018 analysis)

E)-Calcul de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{x \text{ statique}} = \frac{0,15 \times 1,615 \times 1,2}{5} \times 3905,51 = 227,07T$$

$$V_{y \text{ statique}} = \frac{0,15 \times 1,651 \times 1,2}{5} \times 3905,51 = 232,13T$$

F)-Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente

Selon **RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6)** :

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Les réactions à la base :

Tableau IV-4 : Les réactions à la base

	ΣF_X (T)	ΣF_Y (T)
EX	275,43	62,99
EY	62,99	334,43

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 282,541T$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 340,310T$$

Tableau IV-5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V Dynamique (T)	V Statique(T)	0,8 x V statique < V Dynamique
EX	282,541	227.07	181.65
EY	340,310	232.13	185.70

G)-Vérification de déplacement :

► Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage (h).

Le déplacement total de chaque niveau :

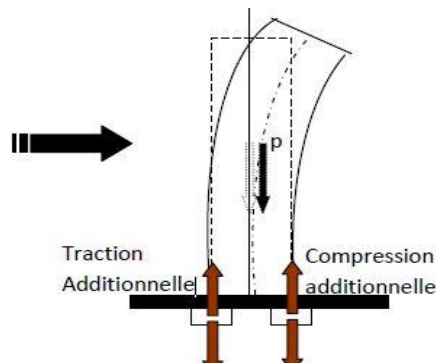
D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau.

**Tableau IV-6 : les résultats des déplacements des étages suivant les différentes
Combinaisons sismiques**

	Max UX (cm)	Max UY (cm)	drUx (cm)	drUy (cm)	1% He (cm)	Observation
5^{ème} étage	6,30	5,40	0,50	0,60	3,06	Condition vérifiée
4^{ème} étage	5,50	4,60	0,50	0,60	3,06	Condition vérifiée
3^{ème} étage	4,70	3,80	0,60	0,60	3,06	Condition vérifiée
2^{ème} étage	3,90	3,00	0,50	0,50	3,06	Condition vérifiée
1er étage	3,10	2,30	0,60	0,60	3,40	Condition vérifiée
RDC	2,20	1,50	0,50	0,50	3,40	Condition vérifiée
1^{ème}SS	1,50	0,80	0,50	0,50	4,00	Condition vérifiée
2^{ème}SS	0,80	0,20	0,20	0,10	3,40	Condition vérifiée
3^{ème}SS	0,40	0,10	0,10	0,00	3,40	Condition vérifiée
4^{ème}SS	0,10	0,00	0,10	0,00	3,40	Condition vérifiée

H)-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du **2° 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 :

PK : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum (W_{GI} + 0,2W_{OI})$$

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV-7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X (Combinaison Ex)

Niveau	P k (T)	δ k	V kx (T)	h k (cm)	θ x
5^{ème} étage	606,59	0,50	67,79	306,00	0,0146
4^{ème} étage	604,35	0,50	118,30	306,00	0,0083
3^{ème} étage	604,35	0,60	118,30	306,00	0,0076
2^{ème} étage	681,74	0,50	188,99	306,00	0,0059
1^{ème} étage	664,88	0,60	217,44	340,00	0,0054
RDC	758,07	0,50	244,08	340,00	0,0046
1^{ème}SS	827,80	0,50	264,09	306,00	0,0051
2^{ème}SS	811,48	0,20	271,08	340,00	0,0018
3^{ème}SS	710,67	0,10	274,46	340,00	0,0008
4^{ème}SS	1318,94	0,10	275,43	340,00	0,0014

Tableau IV-8 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (Combinaison Ey)

Niveau	P _k (T)	δ _k	V _{ky} (T)	h _k (cm)	θ _y
5 ^{ème} étage	606,59	0,60	84,36	306,00	0,0141
4 ^{ème} étage	604,35	0,60	146,73	306,00	0,0081
3 ^{ème} étage	604,35	0,60	192,80	306,00	0,0061
2 ^{ème} étage	681,74	0,50	232,22	306,00	0,0048
1 ^{ème} étage	664,88	0,60	266,98	340,00	0,0044
RDC	758,07	0,50	299,52	340,00	0,0037
1 ^{ème} SS	827,80	0,50	323,30	306,00	0,0042
2 ^{ème} SS	811,48	0,10	330,39	340,00	0,0007
3 ^{ème} SS	710,67	0,00	333,50	340,00	0,0000
4 ^{ème} SS	1318,94	0,00	334,43	340,00	0,0000

Les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

K)-Vérification de L'excentricité accidentelle :

Dans cette analyse tridimensionnelle l'excentricité accidentelle, est prise en charge par le logiciel, en lui affectant la valeur exigée par le **RPA 99 / version 2003**.

± **0,05 L** (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), cette valeur doit être appliquée au niveau du plancher considéré **suivant chaque direction**.

Sens X : e_{accidentelle} = 0,05 x L_x

Sens Y : e_{accidentelle} = 0,05 x L_y

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont 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_i: la masse de l'élément i.

X_i; Y_i: coordonnées du centre de gravité l'élément i par rapport au repère global.

L'analyse automatique par le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018** a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau IV-9 suivant

Tableau IV-9 : Caractéristiques massiques et géométriques dans les cas accidentels

Niveau	W étage (T)	Centre de masse		Centre de Torsion		Excentricité Calculer		Excentricité Théorique Max	
		Xg(m)	Yg(m)	Xr	Yr	EX	EY	EX	EY
4émeSS	1318,94	10,71	11,32	11,70	12,45	0,99	1,13	1.10	1.18
3émeSS	710,67	10,29	11,41	10,98	11,99	0,69	0,58	1.10	1.18
2émeSS	811,48	11,07	11,49	10,98	11,99	0,09	0,50	1.10	1.18
1émeSS	827,8	10,89	11,62	11,05	12,09	0,16	0,47	1.10	1.18
RDC	758,07	10,74	11,55	11,05	12,09	0,31	0,54	1.10	1.18
1er étage	664,88	11,66	11,65	11,05	12,09	0,61	0,44	1.19	1.26
2ème étage	681,74	11,32	11,7	11,04	12,09	0,28	0,39	1.26	1.26
3ème étage	604,35	11,17	11,66	11,05	12,1	0,12	0,44	1.26	1.26
4ème étage	604,35	11,17	11,66	11,05	12,1	0,12	0,44	1.26	1.26
5ème étage	606,59	10,99	11,81	11,06	12,07	0,07	0,26	1.26	1.26

D'après les résultats des excentricités accidentelles dans chaque étage représentée dans les deux tableaux précédents l'excentricité ne dépasse pas $0,05 \times L_i$ dans chaque direction de chaque excentricité. Donc cette **condition vérifiée**

M)-Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant, $M_s = W \times L / 2$

M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i x h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

- Sens longitudinal :

Tableau IV-10: vérification de renversement sens longitudinal

W (T)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (T.m)	Mr (T.m)	Ms/Mr	Vérification
3 905,51	22,00	11,00	42 960,61	10 986,15	3,91	Condition vérifiée

Sens transversal :

Tableau IV-11 : vérification de renversement sens transversal

W (T)	Lx (m)	Lx/2 (m)	Ms (T.m)	Mr (T.m)	Ms/Mr	Vérification
3 905,51	23,50	11,75	45 889,74	13 339,54	3,44	Condition vérifiée

Finalemment :

On peut dire que suivant **les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003**

Que notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

V-1-Introduction :

Notre structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V-2-Etude de ferrailage des poteaux :

Il est recommandé de calculer le ferrailage du poteau central, considéré comme le plus sollicité et de généraliser le ferrailage trouvé pour ceux d'angle et de rive.

V-2-1-Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales : « **1^{er} genre** » **BAEL 91 révisée 99**

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \dots \dots \dots (\text{ELU})$$

$$G + Q \dots \dots \dots (\text{ELS})$$

Combinaisons accidentelles : « **2^{ème} genre** » **RPA 99 / version 2003**

$$G + Q_{1,2} \times E \dots \dots \dots (\text{ACC})$$

V-2-2-Calcul des armatures longitudinales :

- Calcul de ferrailage des poteaux

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2) :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de **0,8 % (zone II)**.
- Leur pourcentage maximal sera de **3%** en zone courante et de **6%** en zone d recouvrement.
- Le diamètre minimum est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 Φ (zone II)**
- La distance entre les barres verticales dans un surface du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**

(Zone II).

V-2-3-Calcul des armatures transversales :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e}$$

v_u : effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur total de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a = 2.5 Si l'élançement géométrique **λ_g ≥ 5**.

ρ_a = 3.75 Si l'élançement géométrique **λ_g < 5**.

f_e = 400 Mpa.

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91 révisée 99.}$$

Avec **Φ₁** : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales.

$$\mathbf{t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal (zone II) } \dots \dots \dots \text{RPA99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)}}$$

$$\mathbf{t \leq 15\Phi_1 \text{ en zone courante} \dots \dots \dots \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2)}}$$

Avec : **Φ₁** est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

A-Ferraillage des poteaux:

Armatures longitudinales :

Tableau V.1 : Les sollicitations max chaque niveau

Niveau	Section	N max(t)	M corr(t*m)	M max(t*m)	N corr(t)
4 ème SS	65x65	261,89	6,20	9,85	91,95
3 ème SS	65x65	224,06	4,81	9,62	28,27
2 ème SS	65x65	195,16	8,15	14,84	58,64
1 ème SS	65x65	163,43	10,91	21,08	15,97
RDC	65x65	136,81	9,34	27,58	19,82
1 ère étage	65x65	124,01	6,85	21,41	18,88
2 ème étage	65x65	96,85	9,54	28,80	19,38
3 ème étage	40x40	69,15	4,39	9,10	16,39
4 ème étage	40x40	45,09	1,44	11,76	23,63
5 ème étage	30x30	24,87	3,04	5,38	14,20

Tableau V.2 : Les armatures longitudinales des poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	N (t)	M (t.m)	A Calc (cm ²)	Amin RPA (cm ²)	A dopté (cm ²)	Barre
4 ème SS	65x65	261,89	6,20	10,40	33,80	33,80	12H16+4H20
		91,95	9,85				
3 ème SS	65x65	224,06	4,81	10,40	33,80	33,80	12H16+4H20
		28,27	9,62				
2 ème SS	65x65	195,16	8,15	10,40	33,80	33,80	12H16+4H20
		58,64	14,84				
1 ème SS	65x65	163,43	10,91	16,40	33,80	33,80	12H16+4H20
		15,97	21,08				
RDC	65x65	136,81	9,34	22,20	33,80	33,80	12H16+4H20
		19,82	27,58				
1 ère étage	65x65	124,01	6,85	15,80	33,80	33,80	12H16+4H20
		18,88	21,41				
2 ème étage	65x65	96,85	9,54	23,60	33,80	33,80	12H16+4H20
		19,38	28,80				
3 ème étage	40x40	69,15	4,39	10,60	12,80	12,80	12H12
		16,39	9,10				
4 ème étage	40x40	45,09	1,44	13,40	12,80	13,40	12H12
		23,63	11,76				
5 ème étage	30x30	24,87	3,04	8,20	7,20	8,20	8H12
		14,20	5,38				

Tableau V.3 : Les Armatures transversale des poteaux :

Niveau	s (cm ²)	V (t)	λg	At /t*b1 (%)	t zone nodale (cm)	t' zone courante (cm)	At min (cm ²)	At calc (cm ²)	At adopté
4 ème SS	65x65	13,89	3,66	0,43	10	15	2,81	2,00	2,81
3 ème SS	65x65	13,9	3,66	0,43	10	15	2,81	2,00	2,81
2 ème SS	65x65	20,96	3,66	0,43	10	15	2,81	3,02	3,02
1 ème SS	65x65	24,46	4,31	0,56	10	15	3,65	3,53	3,65
RDC	65x65	20,46	3,66	0,43	10	15	2,81	2,95	2,95
1 ère étage	65x65	18,34	3,66	0,43	10	15	2,81	2,65	2,81
2 ème étage	65x65	38,34	3,3	0,36	10	15	2,34	5,53	5,53
3 ème étage	40x40	34,72	5,36	0,50	10	15	3,25	5,43	5,43
4 ème étage	40x40	24,2	5,36	0,50	10	15	3,25	3,78	3,78
5 ème étage	30x30	16,8	7,17	0,50	10	15	3,25	3,50	3,50

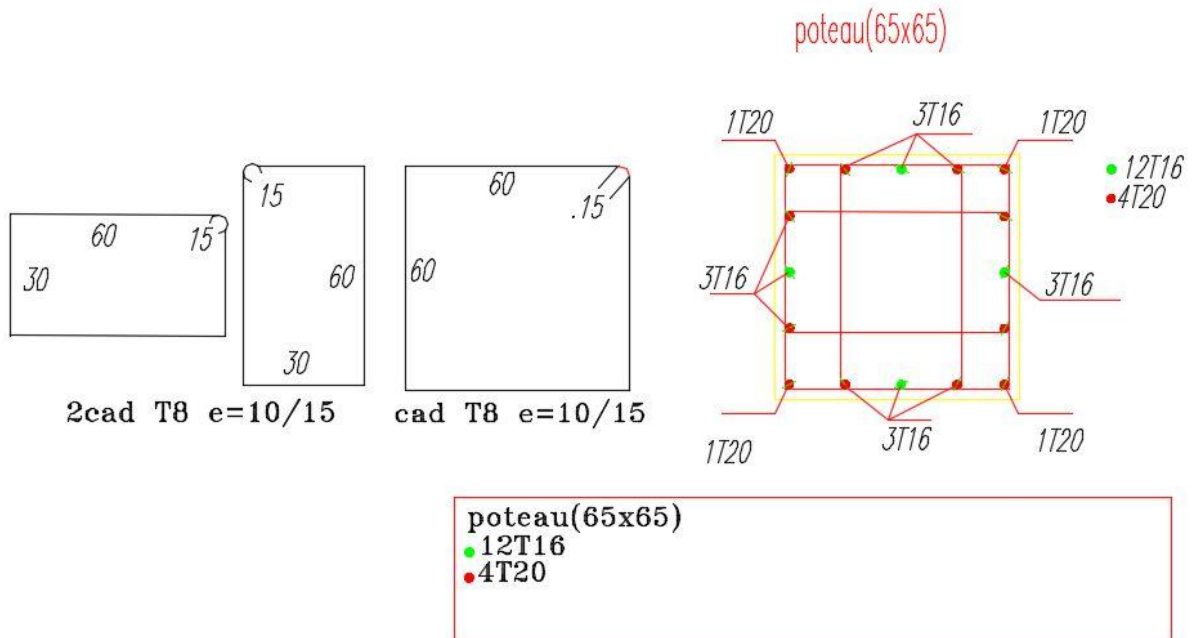


Figure V-1 : Coupe de ferrailage des poteaux 65×65 cm²

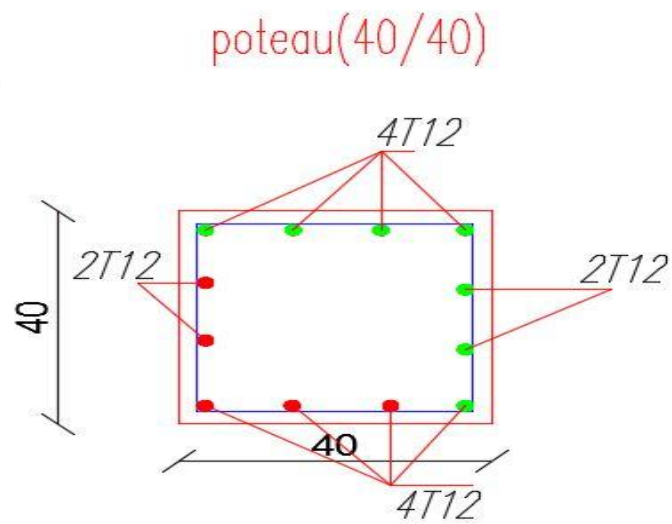


Figure V-2 : Coupe de ferrailage des poteaux 40×40 cm²

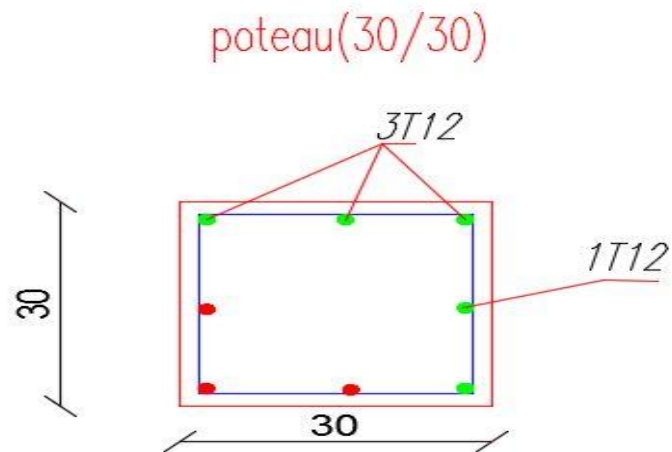


Figure V-3 : Coupe de ferrailage des poteaux 30×30 cm²

V-3-Etude de ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en **flexion simple** d'après les règlements du **BAEL 91 modifié 99**, on se rapportera aussi au **RPA 99 / version 2003** pour la vérification.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- $1,35G + 1,50Q$(ELU)

- $G + Q$ (ELS)

Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

- $G + Q \pm E$

- $0,8G \pm E$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum de chaque portique de chaque étage et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

A)- L'étude des Poutres principales :

On va prendre les moments max dans chaque étage et on calcule le ferrailage de toutes les poutres de chaque étage ensemble.

Tableau V-4 : Exemple de calcul des armatures longitudinales (1^{ème} étage)

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut} _{max} (KN.m)	M _{ua} _{max} (KN.m)	M _{st} _{max} (KN.m)	M _{sa} _{max} (KN.m)	M _t _{max} (KN.m)	M _a _{max} (KN.m)
40x65	69,00	152.50	48.60	107.60	166.00	226.00

Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple :

$$h = 0,65 \text{ m} ; b = 0,40 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,585 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

► **ELU**

● **En travée**

$$M_{ut} = 69,00 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * f_{bc} * d^2} = \frac{69.00 * 10^{-3}}{0.4 * 14.17 * 0.585^2} = 0.036$$

$$\mu_u = 0,036 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.036})$$

$$\alpha = 0.05$$

$$Z = d * (1 - 0.4\alpha) = 0.405 * (1 - 0.4 * 0.05)$$

$$Z = 0.57 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{69.00 * 10^{-3}}{0.57 * 347.83}$$

$$A_{st} = 3,45 \text{ cm}^2$$

• En appuis

$$M_{uapp} = 152,50 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * f_{bc} * d^2} = \frac{152.50 * 10^{-3}}{0.4 * 14.17 * 0.585^2} = 0.079$$

$$\mu_u = 0,079 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,079})$$

$$\alpha = 0.102$$

$$Z = d * (1 - 0,4\alpha) = 0,405 * (1 - 0,4 * 0,102)$$

$$\bar{Z} = 0.561 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uapp}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{152.50 * 10^{-3}}{0.561 * 347.83}$$

$$A_{st} = 7,63 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité

La section minimale : $A_{st} \text{ min} \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.40 * 0.585 * \frac{2.1}{400}$

$A_{st} \text{ min} \geq 2,83 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

► ACC :

• En travée

$$M_{acct} = 166.00 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b * f_{bc} * d^2} = \frac{166 * 10^{-3}}{0.4 * 14.17 * 0.585^2} = 0.086 \quad ; \text{ avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} * 0.85}{1.15}$$
$$= 18.48 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,086 < \mu_r = 0,392$$

Donc La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.086})$$

$$\alpha = 0.112$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,585 \times (1 - 0,4 \times 0,112)$$

—

$$Z = 0,559\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{166 * 10^{-3}}{0,559 * 400}$$

$$A_{st} = 8,54 \text{ cm}^2$$

• **En appuis**

$$M_{u \text{ app}} = 226 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{226 * 10^{-3}}{0,4 * 18,48 * 0,585^2} = 0,117$$

$$\mu_u = 0,117 < \mu_r = 0,392$$

→ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,117})$$

$$\alpha = 0,155$$

—

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,585 \times (1 - 0,4 \times 0,155)$$

$$Z = 0.549\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z * \sigma_{st}} = \frac{266 * 10^{-3}}{0.549 * 400}$$

$$A_{sa} = 11.84 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.40 * 0.585 * \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 2.83 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Finalement : } A_{st} = \max(3.45 ; 8.54) = 8.54 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : 5×HA16 de section : 9,24 cm²

$$A_{app} = \max(7.63 ; 11.84) = 11.84 \text{ cm}^2$$

adopte en appui : 6×HA16 de section : 12,06cm²

Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{\min} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 40 \times 65 = 13.00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Car on a choisi : } 5 \times \text{HA16} + 6 \times \text{HA16} = 21,03 \text{ cm}^2$$

► ELS

● En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

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

$$\gamma = \frac{69.00}{48.60} = 1.420$$

$$\frac{1.420 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.460$$

0.236 ≤ 0.40 → Condition vérifiée.

● En appuis:

$$\gamma = \frac{152.50}{107.60} = 1.417$$

$$\frac{1.417 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46$$

0.236 ≤ 0.46 → Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

-Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{128.60 * 10^{-3}}{0.40 * 0.585} = 0.55 \text{ MPa.}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right)$

$\overline{\tau_u} = 3.33\text{MPa}$ $\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition vérifiée

.

Calcul des armatures transversales

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq (1.29 ; 1.60 ; 3)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 10\text{mm}$

Calcul d'espacement des cadres

D'après le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale } S_T \leq \min\left(\frac{h}{2} ; 12 \phi_l ; 30\text{cm}\right)$$

$$S_T \leq \min(32.5 ; 12 \phi_l ; 30\text{cm})$$

On prend : $S_T = 10\text{cm}$

$$\text{Zone courante : } S_T \leq \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32.50$$

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

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite

de $10\phi_t$ minimum

$10\phi_t = 10 \times 1,6 = 16 \text{ cm}$; alors on adopte longueur de **20 cm**.

► **Longueur de la zone nodale :**

$h' = 2 \times h = 130 \text{ cm}$RPA 99 / version 2003 (FIG.7.2)

$h' = 130 \text{ cm}$

Vérification au glissement :

En appuis :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 * d} \leq 0$$

$$128.60 - \frac{152.50}{0.9 * 0.585} = -161.05 \leq 0 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \text{ Avec : } L_{max}: \text{ La portée maximale des poutres}$$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 5,50 \text{ m}$

$$f_{adm} = \frac{550}{500} = 1,1 \text{ cm}$$

A partir du robot structuralanalysis 2018 , on a : $f = 0,40 \text{ cm}$

Donc : $f = 0,40 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1,1 \text{ cm}$ [cv]

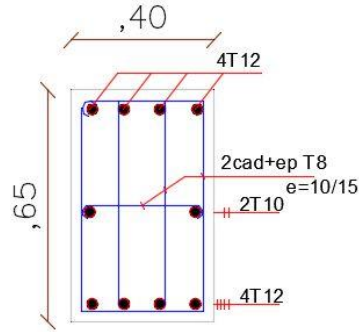
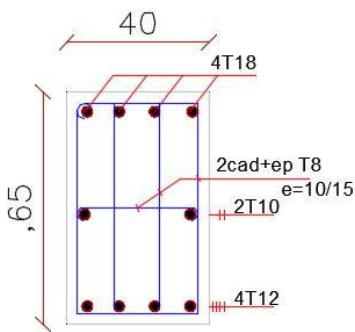
Tableau V-5 : Ferrailage des poutres principales

Niveaux	Section	A min Rpa	Travée		Appuis		N barre	
			A cal	A choisi	A cal	A choisi	Travée	Appuis
4 ème SS	40x65	13,00	4,41	4,52	8,26	10,18	4H12	4H18
3 ème SS	40x65	13,00	7,88	8,04	8,56	10,18	4H16	4H18
2 ème SS	40x65	13,00	4,50	4,52	9,00	10,18	4H12	4H18
1 ème SS	40x65	13,00	5,08	6,16	10,22	12,57	4H14	4H20
RDC	40x65	13,00	10,38	12,57	12,21	12,57	4H20	4H20
1 ère étage	40x65	13,00	8,54	12,57	11,84	12,57	4H20	4H20
2 ème étage	40x65	13,00	8,85	12,57	12,15	12,57	4H20	4H20
3 ème étage	40x65	13,00	5,69	6,16	12,05	12,57	4H14	4H20
4 ème étage	40x65	13,00	5,31	6,16	12,13	12,57	4H14	4H20
5 ème étage	30x65	9,75	5,63	6,03	11,68	12,06	3H16	6H16

Figure V-4 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée niv 4 ème SS

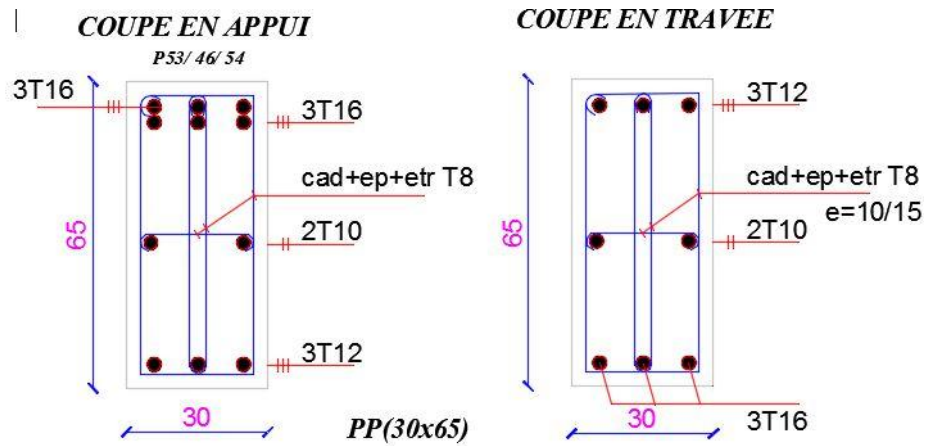
COUPE EN APPUI

COUPE EN TRAVEE



PP(40x65)

Figure V-5 : Ferrailage des poutres principales au niveau d'appuis et travée niv terrasse



B)-L'étude des Poutres secondaires : les mêmes étapes des calculs faites pour le calcul de

Ferrailage des poutres secondaires et les résultats réduits dans le tableau VI-6.

Tableau V-6 : résultats de calcul de Ferrailage des poutres secondaires

Niveaux	Section	A min Rpa	Travée		Appuis		N barre	
			A cal	A choisi	A cal	A choisi	Travée	Appuis
2 ème étage	40x50	10,00	5,79	6,16	8,04	8,04	4H14	4H16
3 ème étage	40x50	10,00	5,74	6,16	8,01	8,04	4H14	4H16
4 ème étage	40x50	10,00	4,81	6,16	7,99	8,04	4H14	4H16
5 ème étage	30x50	7,50	2,55	3,39	5,15	6,03	3H12	3H16

V-4-Etude de ferrailage des voiles :

A)-Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

B)-Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (Torsion) Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (Flexibilité du plancher) L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

C)-Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structure auto stables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contentée par des voiles et portiques appelées contreventement mixte, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis a vis des charges horizontales.

D)-Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont les sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

E)-Combinaison :

Selon les règlements parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**) les combinaisons à Considérer sont les suivantes :

- ELA : $G + Q + E$
- ELA : $0,8 G \pm E$

F)-Pré dimensionnement des voiles :

Tableau V-7 : Pré dimensionnement des voiles

Voiles	Hauteur	Epaisseur
4 ^{ème} SS.....5 ^{ème} étage	3,40 m ; 3,06 m	20 cm

H)-Ferrailage des voiles : trumeaux en flexion composée

Exemple de ferrailage : Voile VX1 (L = 4,85 m)

$$N = 127.34 \text{ TI} = (0,20 \times 4,85^3) / 12 = 1,901 \text{ m}^4$$

$$M = 235.89 \text{ T mS} = 0,97 \text{ m}^2$$

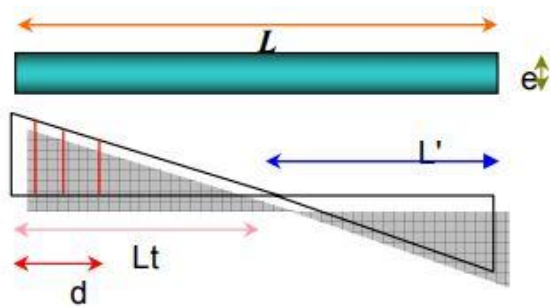
$$v = h/2 = 2,425 \text{ m.}$$

***Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{127.34}{0,97} + \frac{235.89 \times 2,425}{1,901} = 432,13 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{127.34}{0,97} - \frac{235.89 \times 2,425}{1,901} = -169,57 \text{ T/m}^2$$

Section partiellement comprimée



$$L' = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4,85 \cdot \left(\frac{432,13}{432,13 + 169,57} \right) = 3,48 \text{ m}$$

$$L_t = L - L' = 4,85 - 3,48 = 1,37 \text{ m}$$

$$d \leq \min(h_e / 2, 2L' / 3)$$

L' étant la longueur de la zone comprimée.

h_e étant la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré

$$d \leq \min(3,40 / 2, (2/3) \times 3,48) = 2,32 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 1,37 \text{ m}$$

$$I' = (0,2 \times 1,37^3) / 12 = 0,043 \text{ m}^4$$

$$V' = 1,37 / 2 = 0,685 \text{ m}$$

$$S' = 0,20 \times 1,37 = 0,274 \text{ m}^2$$

Donc :

$$N_1 = (S' / 2) \times (\sigma_2) \Rightarrow N_1 = - 23,23 \text{ T}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2) \Rightarrow M_1 = 5,32 \text{ T m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0,23 \text{ m} < d/6$$

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s} = 5,80 \text{ cm}^2$$

As V min RPA = 0,20% b Lt

$$As V = 0,002 \times 20 \times 137 = 5,48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Max} (5,80, 5,48) \text{ cm}^2 = 5,80 \text{ cm}^2 \text{ pour } L/10 = 0,49 \text{ cm}$$

en adopte 6HA12 : As = 6,79 cm

Le pourcentage minimal zone courante et globale :

$$\text{Amin section global} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 0,20 \times 4,85 = \mathbf{14,55 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Amin zone courante} = 0,10\% \times b \times l = 0,10\% \times 0,20 \times 4,85 = \mathbf{9,70 \text{ cm}^2}$$

Espacement zone courante : $s \leq 1,5 a = s \leq 1,5 \times 20 = s \leq 30 \text{ cm}$; on adopte S = 20 cm

Espacement zone d'about $e = S/2 = 20/2 = 10 \text{ cm}$

***Armature horizontal ;**

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$A_t = 0,78 \text{ cm}^2$

$A_t \text{ min (RPA)} = 0.10\% \times b_0 \times L = 9.70 \text{ cm}^2$, soit 13HA10 /ml

Tableau V-8 : Calcul d'armatures des voiles longitudinales Vx1, Vx2, Vx3

Section	Vx1	Vx2	Vx2
l(m)	4,85	4,85	4,85
e(m)	0,20	0,20	0,20
N(t)	127,34	200,75	155,05
M(t)	235,89	101,68	84,50
V(t)	137,37	24,34	41,87
τ(t/m²)	220,30	39,03	67,15
$\bar{\tau}$(t/m²)	500,00	500,00	500,00
At H calc(cm²)	2,75	0,49	0,84
At H min(cm²)	14,55	14,55	14,55
At H adopt	14,55	14,55	14,55
I(m⁴)	1,90	1,90	1,90
v(m)	2,43	2,43	2,43
σ_1(t/m²)	432,13	336,64	267,61
σ_2(t/m²)	-169,57	77,28	52,08
lt(m)	1,37	0,00	0,00
lc(m)	3,48	4,85	4,85
Av min tendu(cm²)	5,47	0,00	0,00
Av min courant(cm²)	9,70	9,70	9,70
St(m)	0,10	0,10	0,10
St(m)	0,20	0,20	0,20

Tableau V-9 : Calcul d'armatures des voiles longitudinales Vy1, Vy2, Vy3

Section	Vy1	Vy2	Vy3
l(m)	4,85	4,85	4,85
e(m)	0,20	0,20	0,20
N(t)	132,39	207,29	123,86
M(t)	159,14	86,28	77,83
V(t)	38,33	38,69	37,22
τ(t/m²)	61,47	62,05	59,69
$\bar{\tau}$(t/m²)	500,00	500,00	500,00
At H calc(cm²)	0,77	0,78	0,75
At H min(cm²)	14,55	14,55	14,55
At H adopt	14,55	14,55	14,55
I(m⁴)	1,90	1,90	1,90
v(m)	2,43	2,43	2,43
σ_1(t/m²)	339,45	323,74	226,95
σ_2(t/m²)	-66,48	103,66	28,43
lt(m)	0,79	0,00	0,00
lc(m)	4,06	4,85	4,85
Av min tendu (cm²)	3,16	0,00	0,00
Av min courant (cm²)	9,70	9,70	9,70
St(m)	0,10	0,10	0,10
St(m)	0,20	0,20	0,20

► Vérification de la contrainte de cisaillement:

- On calcule la contrainte de cisaillement τ_b :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPA}$$

Avec :

$T = 1,4 \times T_{cal}$ (l'effort tranchant de calcul majoré de 40%)

b : épaisseur du voile

d : longueur du voile

$$\tau_b = \frac{137.37 \cdot 1,4}{0.2 \cdot 0,9 \cdot 485} = 2,2 \text{ MPa} < 5 \text{ MPA} \text{ ok Condition vérifiée}$$

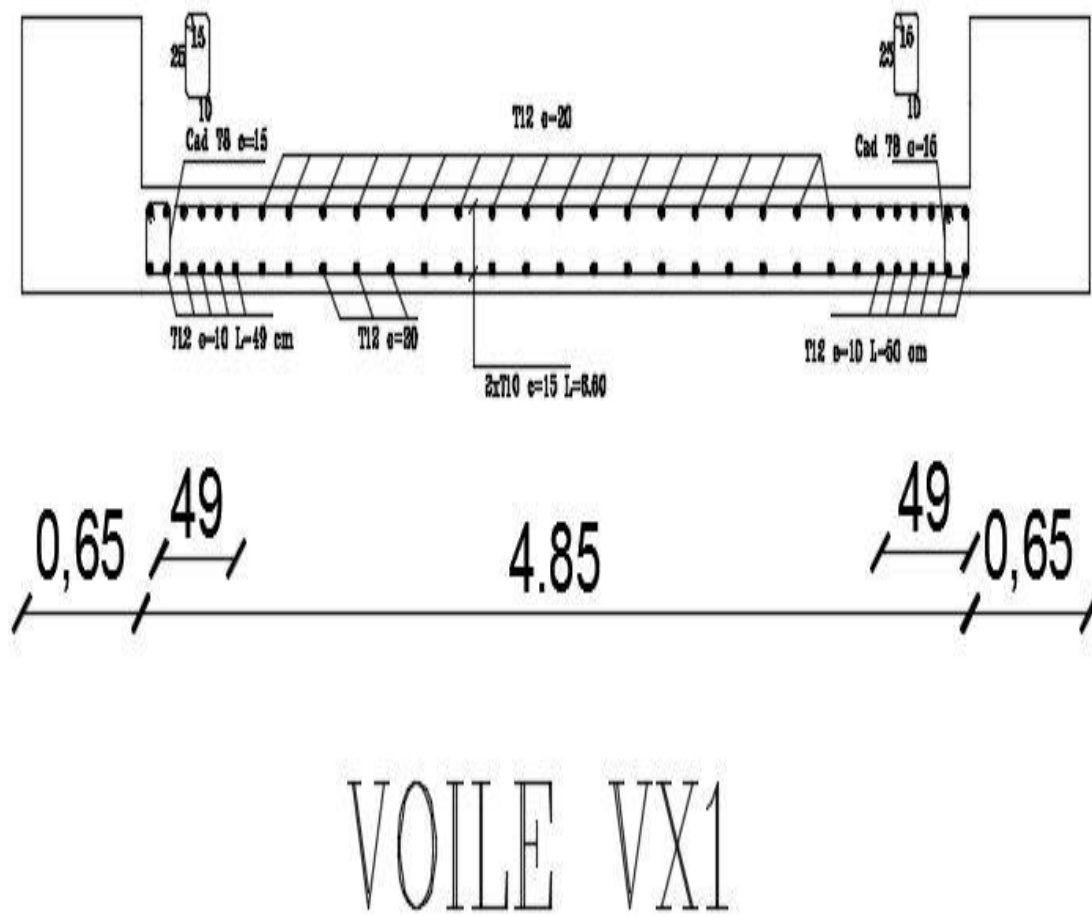


Figure V-6 : coupe de Ferrailage voile Vx1

I-Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réalise l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurant la liaison avec le sol et répartissent les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

II-Etude du voile périphérique :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC.

D'après le **RPA 99 / version 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques

Minimales ci- dessous.

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à **15 cm**.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de **0,10%** dans les

Deux sens (horizontal et vertical).

III-Dimensionnement :

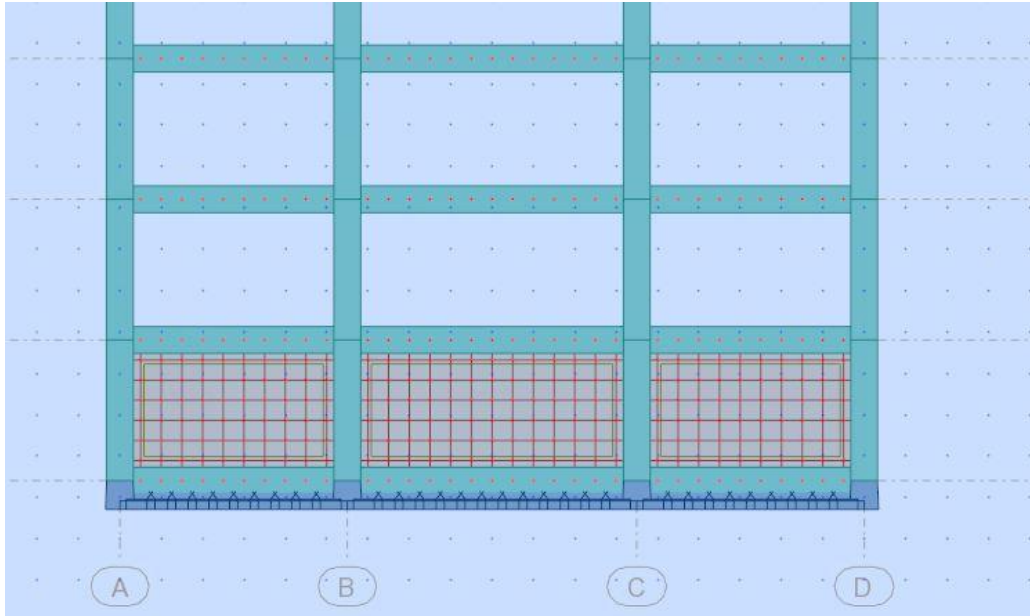


Figure VI-1: schéma des voiles périphériques longitudinales avec les poteaux et les poutres

$h = 3.40$ m : Hauteur du entresol.

Épaisseur : 0.20 m

$\varphi = 30^\circ$: L'angle du frottement de remblai.

$\gamma_d = 1,85$ t / m² : Poids spécifique du remblai.

K_0 : Coefficient de poussée (surface horizontale).

$$K_0 = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

III-1-Evaluation des efforts permanents :

• Les efforts verticaux

Poids propre du mur périphérique : par un mètre linéaire.

$$\text{➤ } G_v = 3.40 \times 0.20 \times 2,50 = 1.7 \text{ t}$$

• Les efforts horizontaux :

✓ Poussée de terre :

$$P_t = K_0 \times h \times L = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,85 \times 1,00 \times h^2 = \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,85 \times 1,00 \times (3,40)^2$$

$$\text{➤ } P_t = 3.56 \text{ t/ml.}$$

Sous l'effet de la surcharge $q = 2\text{t/ml}$

$$P_q = K_0 \times q \times h$$

$$\text{➤ } P_q = 0,333 \times 2 \times 3.40 = 2.26 \text{ t/ml}$$

● Poussée totale:

Au niveau du sommet :

$$P_h = P_t + P_q = 0,00 + 2.26 = 2.26 \text{ t/ml}$$

$$P_h = 2.26 \text{ t/ml}$$

Au niveau de la semelle :

$$P_h = P_t + P_q$$

$$P_h = 3.56 + 2.26$$

$$P_h = 5.82 \text{ t/m}$$

$$P(z) = a_z + b$$

$$P(0) = 5.82 \text{ t/m}$$

$$P(3.40) = 2.26 \text{ t/m}$$

L'équation générale de la pression horizontale est :

$$P(z) = -2,14Z + 5.82 \text{ (t/m)}$$

VI-Ferraillage:

VI-1-Calcul des armatures:

A)-Etapas de calcul :

-Détermination des sollicitations **N** et **M** par rapport aux centre de gravité du béton seul, on

envisage 2 cas : (N_{\min} ; $M_{\text{coresspond}}$) et (M_{\max} ; $N_{\text{coresspond}}$), La détermination de la nature de la

section peut être soit:

-Entièrement comprimée (EC).

-Partiellement comprimée (PC).

-Entièrement tendue (ET).

B)-Combinaison :

Selon les règlements parasismiques algériennes (**RPA 99 / version 2003**) les combinaisons à considérer sont les suivantes :

● **ELU** : $1,35G + 1,50Q$

● **ELS** : $G + Q$

● **ACC** : $G + Q \pm 1,2^E$

C)-Pré dimensionnement des voiles :

Tableau VI- 1 : Pré dimensionnement des voiles

Voiles périphériques	Hauteur	Epaisseur
4 ^{ème} SS ; 3 ^{ème} SS	3.40m	20cm

D)-Ferrailage des voiles périphériques :

Tableau VI- 2: Calcul d'armatures des voiles périphériques longitudinales avec N_{max} et $M_{corresp}$

Voile longitudinales : N max et M corresp	
Mu (t.m)	0,074
Nu (t)	-95,812
h(m)	3,40
d(m)	3,06
d'(m)	0,34
e0(m)	-0,00077200
ea(m)	0,017
d-(h/2) m	1,36
Nature section	ET
Au (cm²)	69,3
Au' (cm²)	69,3
A min RPA (cm²)	26,4
A min CBA (cm²)	11,08
A min DTR (cm²)	10,2
Au adopté(cm²)	37xHA16=74,39 cm ²
Au ' adopté (cm²)	37xHA16=74,39 cm ²

I-Introduction :

Les fondations sont constituées par la partie de la structure qui est en contact avec le terrain et supporte le poids de l'immeuble. Donc, elles ont un rôle de transmission au sol des charges de la superstructure.

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol à introduire dans les calculs et qui est en fonction des trois quantités

Suivantes :

- Contrainte de rupture du sol.
- Contrainte correspondante au tassement maximal acceptable.
- Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.

II-Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol est déterminée en fonction des caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique du sol sec γ_d .
- Poids spécifique des grains γ_s .
- Cohésion non drainée C_u .
- Angle de frottement effectif ϕ .

Pour notre projet $\bar{\sigma} = 1,5$ bars.

La profondeur de la fondation doit être supérieure à **H/10**.

Avec : **H** : Hauteur totale du bâtiment $H = 33,24$ m $\rightarrow H/10 = 3.32$ m

III-Types des fondations superficielles :

Les différents types des fondations superficielles sont :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier générale.

IV-Déterminations du type de fondation :

Il paraît bien que la nature géométrique des voiles nécessite le choix des semelles filantes,

Qui sont variées en dimensions selon la variété des valeurs des charges (permanentes et d'exploitations) transmises aux poteaux et voiles.

Donc, il est nécessaire de passer au calcul des dimensions de chaque semelle filante

Pour chaque poteau et voile dont la longueur est bien déterminée.

IV-1-Calcul de la semelle isolée :

A)-Pré dimensionnement :

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

RPA ART 10.1.4.1

- $G + Q + E$
- $0,8 G + E$

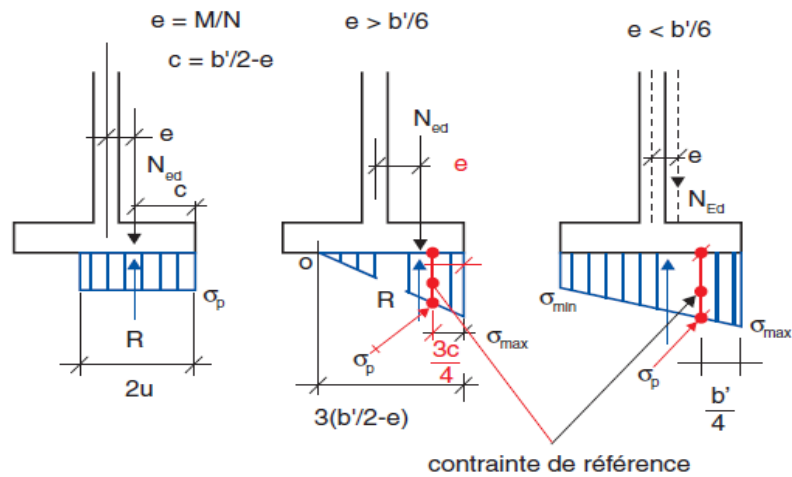


Figure VII-1: Diagramme des contraintes du sol agissant sur les semelles isolées

On va prendre comme exemple de calcul une semelle isolée sous poteaux qui est le plus sollicitée (semelle centrale) :

ELS : $N_s \text{ max} = 2108,90 \text{ KN}$; $MS \text{ max} = 74,00 \text{ KN.m}$

ELU : $N_{\text{Ed}} = 3004,70 \text{ KN}$; $M_{\text{Ed}} = 107,00 \text{ KN.m}$

ACC : $N_{\text{accra}} = 2234,30 \text{ KN}$; $M_{\text{accchab}} = 103,30 \text{ KN.m}$

$\sigma_{\text{sol}} = 3,00 \text{ bars} = 300 \text{ KN/m}^2 = 0,30 \text{ MPa}$

$a = 65 \text{ cm}$

$b = 65 \text{ cm}$

• **Condition d'homothétie :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow A = B \text{ (semelles carrées)}$$

On a :

-ACC :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{sol} < \overline{\sigma}_{sol} \\ \sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \end{array} \right\} \Rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

$$1) \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}} * \frac{b}{a}} \quad \rightarrow \quad B \geq \sqrt{\frac{2108,90}{300} * \frac{1,00}{1,00}}$$

$$A = B \geq 2,65m$$

Donc on choisit une semelle de (2,75 m×2,75 m)

•Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles) :

$$A - a \geq d \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow 2,75 - 0,65 \geq d \geq \frac{2,75-0,65}{4}$$

$$\rightarrow 2,10 m \geq d \geq 0,52 m$$

→ On adopte : d = 55 cm

$$D'ou : h = d+5 cm \rightarrow h = 60 cm$$

•Vérification des conditions de stabilité :

Selon le BAEL 91, on a :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{74}{2108,90} = 0,035 m$$

$$e_0 = 0.035 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{275}{6} = 0.46 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon le **RPA 99 / version 2003**(Art 10.1.5), on a :

$$e_0 = 0.035 \text{ m} \leq \frac{A}{4} = \frac{2.75}{4} = 0.69 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A * B} = 300.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A * B} = 257.57 \text{ KN/m}^2$$

$$\rightarrow \sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = 289.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 289.51 \text{ KN/m}^2 \leq 300 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B)-Calcul du ferrailage :

$$\text{Poids propre de la semelle} = 0,30 \times (2,75) (2,75) \times 25 = 56,72 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_s = 2108,90 + 56.72 = 2165,62 \text{ KN}$$

$$N_u = 3004,70 + 1,35 \times 56.72 = 3081,272 \text{ KN}$$

$$e_{s0} = 0.034m \leq \frac{B}{6} = \frac{2,75}{6} = 0.46 \text{ m} \quad ; e_{u0} = 0.035 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{2,75}{6} = 0.46 \text{ m}$$

$$e_{s0} ; e_{u0} \leq \frac{B}{18} = \frac{2,75}{18} = 0.153m$$

• ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.83 \text{ MPa}$$

Le ferrailage se calcul avec la **méthode de bielles**, car la contrainte uniforme tout au long de la semelle, on utilise :

$$N_u = (1 + \frac{3e_0}{B}) N_u = 3198,92 \text{ KN}$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \frac{N_s (A - \alpha)}{8 * d * \sigma_{st}} = \frac{3198,92 * (2,75 - 0.65)}{8 * 0,55 * 347.83 * 10^{-1}} = 43,89 \text{ cm}^2$$

On adopte : **22 × HA16** de section **44,23 cm²**

• ELS :

Fissuration préjudiciable :

$$\eta = 1,6 \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \quad ; N_s = (1 + \frac{3e}{B}) * N_s = 2245,94 \text{ KN} \quad ; \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{xst} = A_{yst} = \frac{N_s (A - \alpha)}{8 * d * \overline{\sigma}_{st}} = \frac{2245,94 * (2,75 - 0.65)}{8 * 0,55 * 201.63 * 10^{-1}} = 53,16 \text{ cm}^2$$

On adopte : **27 × HA16** de section **54,29 cm²**

Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL 91 révisées 99 (Art A.5.2,42)** , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \overline{N_u} = 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $h=0,60$ m ; P_c : Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 5,00 \text{ m}$$

$$\overline{N_u} = 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,25 \text{ MN}$$

$$N_u = N_{u0} * \left(1 - \frac{s_0}{s_t}\right) ; N_{u0} : \text{Effort maximal tiré sur la semelle}$$

$$N_u = 2141,08 \text{ KN}$$

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 2,50 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 7,56 \text{ m}^2 \rightarrow N_u = 2,14 \text{ MN} < 2,25 \text{ MN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de tassement ;

Dans notre cas le sol est considéré comme un sol non tassé donc : pas de vérification de tassement.

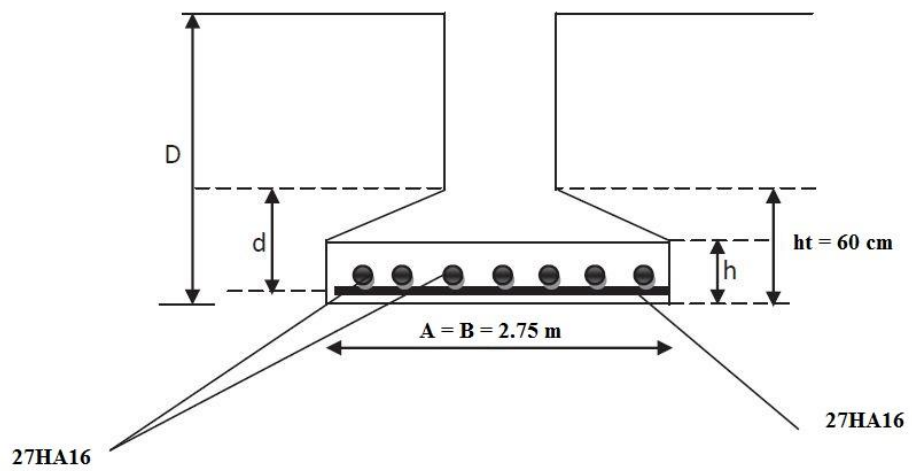


Figure VII-2 : coupe de ferrailage de semelle isolée centrée

Poteaux	N acc (t)	M acc(t)	N u (t)	M u (t)	N s (t)	M s (t)
P1	75,00	5,90	88,14	4,91	62,71	3,40
P2	79,23	9,67	98,27	10,70	69,54	7,40
P3	82,25	8,22	106,58	10,53	75,51	7,27
P4	67,46	1,91	77,18	2,08	55,24	1,46
P5	131,71	3,29	129,98	0,15	91,83	0,10
P6	131,71	2,23	166,47	0,11	116,99	0,08
P7	210,24	0,90	263,18	0,02	184,91	0,01
P8	80,17	5,74	101,08	7,75	71,28	5,34
P9	116,37	4,10	96,83	3,17	68,65	2,20
P10	198,79	6,58	105,72	6,12	74,74	4,26
P11	223,43	2,34	300,47	0,27	210,89	0,19
P12	194,96	1,09	251,43	0,32	176,41	0,23
P13	167,24	0,83	219,59	0,38	153,89	0,27
P14	107,33	2,68	139,83	0,64	97,86	0,45
P15	179,56	10,12	91,53	7,28	64,61	5,07
P16	220,30	2,90	301,19	1,01	211,06	0,70
P17	162,00	10,33	175,10	12,47	122,83	8,65
P18	174,17	0,80	232,38	0,24	162,22	0,17
P19	139,24	7,93	69,83	4,98	48,87	3,45
P20	86,25	0,33	88,10	5,18	62,07	3,58
P21	153,39	6,61	178,08	12,36	124,94	8,54
P22	136,83	2,25	131,51	1,15	92,51	0,84
P23	166,36	4,96	67,63	8,11	47,43	5,61
P24	83,18	5,65	53,92	2,21	37,86	1,55

Tableau VII-1 : Résultats des efforts appliqués sur les fondations

N° Semelle isolée	N s (t)	M s (t)	Section cal A=B (cm2)	Section adopté A = B (cm2)	h (m)	Asx = Asy (cm2)
S1	184,91	0,01	2,48	2,55	0,55	38,92
S2	210,89	0,19	2,65	2,75	0,60	43,90
S3	176,41	0,23	2,42	2,50	0,55	36,15
S4	153,89	0,27	2,26	2,30	0,50	30,94
S5	97,86	0,45	1,81	2,00	0,45	17,89
S6	211,06	0,70	2,65	2,70	0,60	43,93
S7	162,22	0,17	2,33	2,50	0,60	30,47
S8	62,07	3,58	1,44	1,70	0,35	11,34
S9	124,94	8,54	2,04	2,20	0,50	23,60

Tableau VII-2 : dimensionnement et ferrailage des fondations isolée

VII-2-Calcul de la semelle continue sous voile :

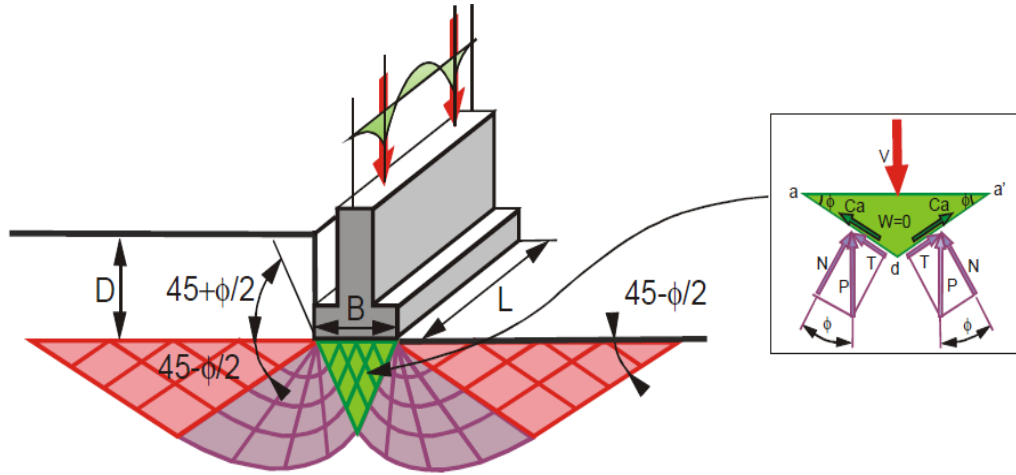


Figure VII-3: présentation des transmissions des charges agissantes au niveau de semelle Filante au sol

Exemple de calcul:

$N_s = 388.07 \text{ Kn/ml}$, $M_s = 1.8 \text{ Kn}$, $L = 5.50 \text{ m}$

A)-Dimensionnement :pour un 1 mètre linéaire

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma} 100} = \frac{388.07}{300} = 1.29 \text{ m}$$

On adopte : $B = 1.35 \text{ m}$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1.35 - 0.65}{4} = 0,18 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad d = 30 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

Poids propre : $0.35 \times 1.35 \times 25 = 11.81 \text{ KN/ml}$

$$N_{ser} = 388.07 + 11.81 = 399.88 \text{ KN/ml}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.8}{399.88} = 0.0045 \text{ m}$$

$$B \geq \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}} = B \geq \left(1 + \frac{3 \cdot 0.0045}{1.35}\right) \frac{399.88}{300} = 1.34$$

B)-Ferrailage principal :

$$N_u = 556.00 \text{ Kn/ml}$$

$$M_u = 2.60 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.0047 \text{ m} < \frac{B}{24} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - b)}{8d\sigma_s} = \frac{556.00 \cdot \left(1 + 3 \frac{0.0047}{1.35}\right) (1.35 - 0.65)}{8 \cdot 0.35 \cdot 347.82 \cdot 10^3} = 4,03 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12/ml** de section **6,79 cm²/ml**

C)-L'espacement :

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

D)-Ferrailage de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.697 \text{ cm}^2$$

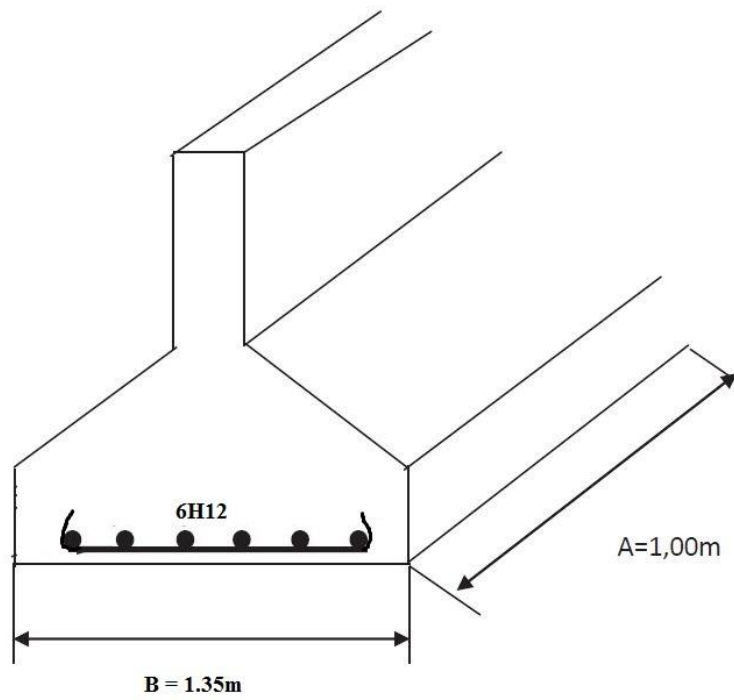


Figure VII-4 : exemple de coupe de ferrailage de semelle filante

VII-3-Etude des Longrines :

A)-Introduction :

Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis du bâtiment , à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

B)-Dimensionnement de longrine :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

- Site de catégorie **S2** → 30 cm×30 cm

Donc la section de la longrine est : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser les longrines pour la construction et assuré

Un chaînage de base permettant la rigidité de l'ensemble des fondations.

Le type de site est (**ferme**), donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à

$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$ (d'après **RPA 99 / version 2003**) et comme notre zone est **la zone**

sismique II ad'où = **15** avec **N** présente la valeur maximale des charges verticales de gravité

apportées par les points d'appuis solidaires

α: C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

C)-Le ferrailage :

► **ELU :**

$$N_u = 608,4 \text{ t}$$

$$F_u = N_u / 15$$

$$F_u = 608,4 / 15 = 40,56 \text{ t}$$

$$F_u = 405,6 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'ou l'espacement est

inférieur à la **min (20 cm, 15Ø)** d'après **RPA 99 / version 2003**.

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (30 \times 30) = 5,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 6 \times \text{HA12} = 6,78 \text{ cm}^2$$

► **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 \times (f_t / f_e) \times b \times d$$

$$A_s \geq 0,23 \times (1,8 / 400) 30 \times 27 = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq 1,15 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

► **L'espacement des cadres :**

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\text{Ø}) \quad S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \times 1,2)$$

$St \leq \min(20\text{cm}, 18\text{cm})$

On adopte : $St = 15\text{cm}$

► **Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement : $\varnothing t = 8\text{ mm}$.

$As = 1,5\text{cm}$

► **Condition des armatures transversales :**

$\varnothing t \geq 1/3 \varnothing l \geq 1/3 \times 12$

$8\text{ mm} \geq 4\text{ mm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

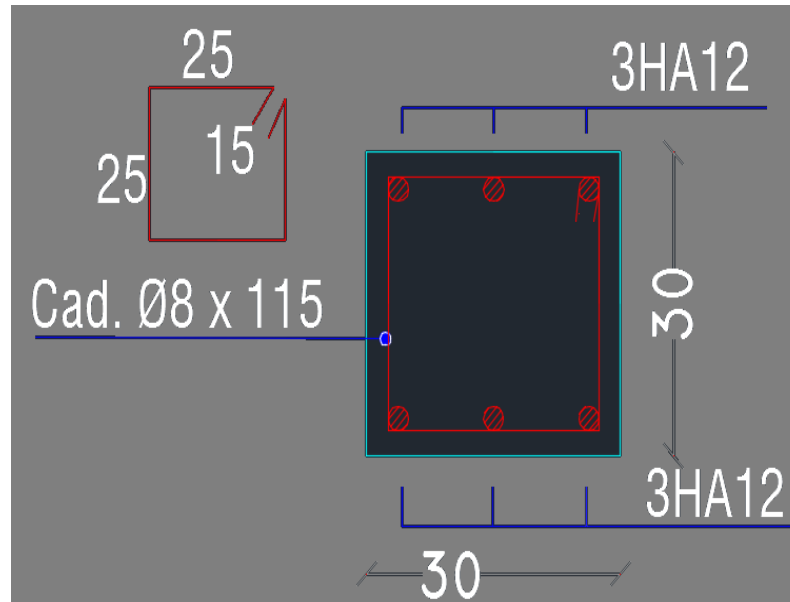


Figure VIII-5: coupe de ferrailage des longrines aux niveaux d'appuis et travée

► **Vérification de chevauchement :**

La Surface totale du bâtiment à sa base S_b : **486.75m²**

La Surface totale du fondation S_f = surface des semelles isolée + surface des semelle isolée

$$S_f = 50.60 \text{ m}^2 + 9 \times 5.50 \times 1.35 + 1 \times 7.00 \times 1.35 = 119.72 \text{ m}^2$$

$$S_f = 119.72 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles ne dépasse pas **50%** de la surface la base du bâtiment .

Pas de risque de chevauchement.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur.

Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencées profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi des logiciels des calculs est en train de bouleverser les méthodes forfaitaires qui n'étaient qu'approximatives.

Sous l'action sismique, les voiles reprennent dans un premier temps, grâce à leur rigidité. Les déformations de la structure reste faibles.

L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape.

Les systèmes mixtes en portiques et voiles sont caractérisés par une résistance élevée assurée par les voiles et par une bonne capacité à dissiper l'énergie due à la présence des portiques. Toutefois, le système n'atteint le maximum de son efficacité que si la répartition des voiles est symétrique et uniforme et si les liaisons entre les voiles et les portiques ont une bonne ductilité.

Le but de cette étude est de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature, en outre il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

Bibliographie

- ▶ (1). Béton armée B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- ▶ (2). Document technique règlementaire DTR BC 2.48 règles parasismique algériennes RPA 99 /version 2003.
- ▶ (3). D.T.R BC 2.2 charge permanentes et charges des d'exploitation.
- ▶ (4). Perchat, J et al : (Pratique du BAEL 91). Eyrolles 1998.
- ▶ (5). Davidivici, D : (Formulaire du béton armé, Volume 2). Le moniteur 1995.
- ▶ (6). CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- ▶ (7). Jean-Marie Paillé : (calcul des structures en béton).
- ▶ (8). Roger FRANK : Calcul des fondations superficielles et profondes.

Logiciel :

- ▶ AUTOCAD 2016.....Dessin
- ▶ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018.....Calcul
- ▶ Microsoft Excel.....Calcul