République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Yahia FARES de Médéa
Faculté De Technologie
Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplome de Master en Génie Civil

Option: Structures

Thème :
Etude comparative d'une deux structures en béton armé et mixte (Sous-sol + RDC + 11 étages) à usage bureaux

Etudié par :

BENZAOUI Khaled

HADID Mourad

HAMEL Mohammed Haithem

Encadré par :

Mr. Khelladi Mohamed

Promotion 2020

Avant tout, nous remercions **allah**

Pour nous avoir donné la force et la Patience

Pour mener à terme ce travail.

Ce travail est dédié à :

-À la fontaine de vie, qui a planté l'ambition et la persévérance dans mon cher père.

-Au printemps de la tendresse, ma chère maman, qui était à mes côtés et m'a soutenu tout au long de ma carrière universitaire

-À mes chers frères et sœurs.

- À mes partenaires, Muhammad Haitham et Murad, qui ont contribué à ce modeste travail

- - Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à notre Co- promoteur: Professeur Khalledi Mohamed pour sa présence et son aide inestimables dans le développement de cette modeste entreprise.

A tous mes collègues de la *promotion* 2019/2020.

Benzaoui Khaled

Merci et dédie

Merci ALLAH

Je dédie ce travail simple à mes parents, ma famille, mes amis, mes professeurs, mes proches et mes collègues, ma future femme.

Surtout à notre merveilleux projet **« NBQuran »**

« HAMEL Mohamed Haithem »

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

A Ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :

Ma chère mère,

Mon chère père,

Mes sœurs,

Toute La famille. Taibi ,Hadid,

Tous Mes proches.

À ma binôme Hamel Mouhamed Haithem, Ben zaoui kHaled

, à qui je leur souhaite tout le bonheur et la belle vie.

A Tous mes amis (es), en particulier

Hamidi T, Allag R, Fatoumi M , Hanni M, Maimouni Y

-A Tous mes enseignants -

A mes encadreurs Dr : KHaladi mouhamed

À toute la promotion 2020.

À tous mes amis

Hadid MouraD

ملخص

تعتبر الأبنية المثالية (المستقرة والمقاومة وقليلة التكلفة واللينة) من اهم الأشياء التي يسعى المهندس المدني الى تحقيقها.

يهدف مشروعنا الى عمل مقارنة بين بنايتين بنفس التصميم ونظام المقاومة (نواة مركزية بالخرسانة المسلحة) وبمادتين مختلفتين الأولى بالخرسانة المسلحة والثانية بالفولاذ وذلك بدراسة سلوك ومقاومة وتكلفة كلتا البنايتين على حدة وفقا للقوانين الجزائرية المعمول بها في المجال (**CBA 93 – RPA99 V2003 – CCM97 – RNV 2013**)، واستنتجنا في الأخير أوجه الاختلاف والشبه بين نوعي البنايتين، وهذا هو محور دراستنا التي سنقدمها بين يديكم.

وفي الأخير تطرقنا الى الجانب الاجتماعي من مشروعنا وذلك باستعمال استبيان الكتروني اين حصلنا على معلومات قيمة حول قيمة موضوعنا خاصة خارج أبواب الجامعة، وقمنا بتعريف الناس أكثر بأنواع البنايات ومقاومتها وتكلفتها ودور المهندس المدني في هذه العملية.

Résumé

Les bâtiments optimales (stables, résistants, à faible coût et ductile) sont parmi les choses les plus importantes qu'un ingénieur civil s'efforce de réaliser.

Notre projet vise à faire une comparaison entre deux bâtiments de même conception et système de résistance (noyau central en béton armé) avec deux matériaux différents, le premier en béton armé et le second en acier, en étudiant séparément le comportement, la résistance et le coût des deux bâtiments selon les règlements algériennes en vigueur dans le domaine (CBA 93 - RPA99 V2003 - CCM97 - RNV 2013), et nous avons finalement conclu les différences et similitudes entre les deux types de bâtiments, et c'est l'objet de notre étude que nous présenterons entre vos mains.

Enfin, nous avons abordé l'aspect social de notre projet en utilisant un questionnaire électronique. Où avons-nous obtenu des informations précieuses sur la valeur de notre sujet, en particulier à l'extérieur des portes de l'université, et nous avons davantage familiarisé les gens avec les types de bâtiments, leur résistance et leur coût, ainsi que le rôle de l'ingénieur civil dans ce processus.

Summary

Ideal buildings (stable, resistant, low cost, and ductile) are among the most important things that a civil engineer strives to achieve.

Our project aims to make a comparison between two buildings with the same design and resistance system (a central core in reinforced concrete) with two different materials, the first with reinforced concrete and the second with steel, by studying the behavior, resistance and

cost of both buildings separately according to the Algerian laws in force in the field (CBA 93 - RPA99 V2003 - CCM97 - RNV 2013), and we concluded in the end the differences and similarities between the two types of buildings, and this is the focus of our study that we will present in your hands.

Finally, we touched on the social aspect of our project by using an electronic questionnaire. Where did we obtain valuable information about the value of our topic, especially outside the university's doors, and we familiarized people more with the types of buildings, their resistance and cost, and the role of the civil engineer in this process.

Résumé……

Remerciements……

Liste des tableaux……....

Liste des figures…… ……....

Notations……

Introduction générale……..

I - BETON ARME

Chapiter I

I.1. Introduction……01

I.2. Implantation de l'ouvrage: ……..……..…01

I.3. Classification de l'ouvrage ……..…... 01

I.4. Caractéristique géométriques du bâtiment ……..……...02

I.4.1.Dimensions en élévation ……..……02

I.4.2.Dimensions en plan ……02

I.5 . Caractéristiques du sol ……..05

I.6. Description de la structure ……..05

I.6. 1 . systèmes de contreventement ……..……..05

I.6.2. Planchers ……..……..05

L'acier ……09

I.8. Hypothèses De Calcul ……..…….……11

Chapitre II

II.1 Introduction ……..12

II.2 Pré dimensionnement ……..……..12

II.2.1 Pré dimensionnement des Planchers ……..……..……..12

II 2.1.1 . Plancher à corps creux ……..12

II 2.1.2 Plancher à dalle pleine ……13

II .3. Evaluation des Charges et surcharge ……14

II .3.1.Plancher terrasse inaccessible ……..14

II.3.1.1 Planche à corps creux ……..14

II.3.1.2. Planche dalle pleine ……15

II .3.2. Plancher étage courant ……15

II .3.2. 1. Plancher à corps creux ……15

II .3.2. 2. Plancher dalle pleine ……16

II .3.3. Maçonnerie ……...16

II .3.4. Charges d'exploitation ……17

II .3.5. Poutre ……17

II .3.6. Les Poteaux……18

II .3.6.1.Décente des charges ……..18

II .3.6.2 .Le choix de poteau le plus sollicité (F - 2)……19

II .3.6.3.Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux ……20

II .3.6.4.Détermination de l'effort normal ultime ……23

II .3.6.5.Vérification des conditions des RPA99V2003……23

II .3.7. Pré dimensionnement des voile ……23

II.3.8. Conclusion ……25

Chapitre III

III.1. Acrotère……..…26

III.1.1. INTRODUCTION ……..26

III.1.2. Evaluation des charges……..…26

III.1.3. Calcul des efforts ……...……27

III.1.4. Calcul du ferraillage ……..……27

III.1.4.1.À l'ELU ……..……27

III.1.4.2. Vérification à l'état limite de service……..29

III.1.5. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT ……30

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme……..30

III.2. Calcul des planchers ……31
III.2.1. La dalle de compression ……31
III.2.2. LES POUTRELLES ……32
III.2.2.1. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRELLE…….……..32
III.2.2.2. CALCUL DES POUTRELLES……...32
III.2.2.2.1. 1ere étape de calcule(avant coulage) ……..……32
III.2.2.2.2. Calcul après coulage ……34
III.2.2.2.3. Calcul des sollicitations ……...35
III.2.2.2.4. Ferraillage des poutrelles ……39
III.3. Calcul des planchers dalle plaint ……..44
III.3.1. Définition ……..44
III.3.2. Hypothèses de calcul ……44
III.3.1. Calcul des dalles rectangulaire ……...44
III.3.1. 1.Calcul de la charge totale……..44
III.3.1. 2.Calcul du ferraillage ……47
III.3. 1.3. Vérification des contraintes normal à l'ELS ……48
III.3.1. 4.Vérification de l'effort tranchant ……49
III.3.1. 4.Vérification de la flèche ……50
III.4. BALCONS……51
III.4.1. INTRODUCTION……..51
III.4.2. Descente de charges ……..51
III.4.3 Evaluation des efforts…….52
III.4.4. Calcul du ferraillage : ……52
III.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement ……..54
III.5. Escaliers ……55
III.5.1. Introduction ……...55
III.5.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire ……..55

III.5.2.1. DIMENSIONEMENT ……..55
III.5.2.2.Détermination des charges et surcharges de l'escalier ……..56
III.5.2.2.1. Paillasse et Palier ……..56
III.5.2.3.Détermination des efforts ……56
III.5.2.4. Calcul des sollicitations ……57
III.5.2.4.1.)-à ELU ……57
III.5.2.4.2.)-à ELS ……58
III.5.2.5.Calcul de ferraillage ……..59
III.5.2.5.1.E.L.U ……59
III.5.2.5.2.-Ferraillage de la section comprimé en appui ……..61
III.5.2.5.3.Verification des constraints à L'ELS……..62
III.5.2.5.4.Vérification de l'effort tranchant ……62
III.5.2.5.5.Condition de la flèche ……62
III.5.2.5.6.Evaluation des flèches ……..62
III.5.3 :ferraillage des Escalé……..63

Chapitre IV

IV.1. Introduction……..64
IV.2. Objectif de l'étude dynamique ……..64
IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE ……...64
IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure ……65
IV.4.1. Centre de masse ……...65
IV.4.2. Centre de torsion ……67
IV.4.3. Excentricité ……..70
IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) ……70
IV.4.3.2. Excentricité accidentelle ……70
IV.5. Choix de la méthode de calcul ……72
IV.5.1. Introduction ……..72

IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale ……72
IV.5.2.1. Principe de la méthode ……72
IV.5.2.2. Modélisation ……72
IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul ……72
IV.6. Résultats et vérification de l'analyse dynamique……76
IV.6.1 Vérification de comportement modal des trois premiers modes ……76
IV.6.2 Vérification de participation massique ……77
IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base ……79
IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement …….....81
IV.6.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur ……81
IV.6.4.2. Moment de renversement ……83
IV.6.4.3. Moment stabilisant ……84
IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages……84
IV.6.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ ……87
IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments ……..88
IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit ……89

Chapitre V

V.1. INTRODUCTION ……91
V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES ……..91
V.2.1. Introduction ……..91
V.2.2. Recommandation des règlements ……92
V.2.2.1. Recommandations du R.P.A99v2003 ……...92
V.2.2.2. Recommandations du CBA93……92
V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU …….93
V.2.3.1 Poutres principales (30x45) ……93
V.2.3.2. Poutres secondaires (30x35) ……..94
V.2.4.Vérification des contraintes à l'état limite de service ……95

V.2.4.1. Poutres principales (30 x 45) ……95

V.2.4.2. Poutres secondaires (30x35) ……95

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants ……..95

V.2.6. Calcul des armatures transversales ……96

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAU ……..……100

V.3.1. Introduction ……...……100

V.3.2. Recommandation du règlement RPA99 version 2003 ……100 V.3.3. Détermination des sections d'acier ……..101

V.3.4. Vérification à l'Etat Limite Service ……..……..……..101

V.3.5. Armatures transversales ……..……102

V.3.6. Schémas des armatures des poteaux…….……...105

V.4. Ferraillages des voiles ……107

V.4.1. INTRODUCTION ……107

V.4.2. Les voiles pleins ……107

V.4.2.1.Armatures verticales ……..……..107

V.4.2.2.Vérification des armatures à ELS ……...……..109

V.4.2.3.Armatures horizontales ……..110

V.4.2.4.Armatures transversales ……111

V.4.3. Ferraillage des voiles avec ouverture ……..115

V.4.3.1. Les trumeaux ……..115

V.4.3.1.1. Armatures verticales ……115

V.4.3.1.2.Vérification des armatures à ELS ……..115

V.4.3.1.3.Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux ……116

V.4.3.2. Les linteaux ……117

V.5. Conclusion ……..121

Chapitre IV

VI. Calcule des fondations ……122

VI.1. Introduction ……..122
VI.2. Classification des fondations……..122
VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle ……123
VI.4. Les efforts normaux à base de la structure……...…123
VI.5. Calcule des Semelle isolée ……..……124
VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées ……...……124
VI.5.2. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées ……124
VI.6. Calcul des semelles filantes ……...…125
VI.6.1. Dimensionnement des semelles filantes ……..…125
VI.6.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS ……126
VI.6.3. Ferraillage des Semelles filantes ……..……127
VI.6.3.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux ……127
VI.6.3.2. Semelle filante (continue) sous voile ……..……133
VI.6.3.3. Vérification de la stabilité au renversement …….……134
VI.6.4. Etude de voile périphérique ……..……135
VI.6.4.1. Méthode de calcul……135
VI.6.4.2. Calcul des moments……..……136
VI.6.4.3. Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance …….138

II - ACIER

I.1 : INTRODUCTION :..... 141
I.2 : Présentation de l'ouvrage :..... 141
I.3 : Description de l'ouvrage :..... 141
I.4 : Zone d'implantation :..... 144
I.5 : Caractéristique géotechnique du site :..... 144
I.6 : Modélisation des structures et choix des profils :..... 145
I.7 : Caractéristiques des matériaux :..... 145
II : Choix de system structural :..... 150

II.1 : Système de noyau central : 150
II.2 : L'avantage de ce système : 151
II.3 : Le noyau central de notre projet : 151
II.4 : System de contreventement : 152
II.5 : Termes utilisés dans notre projet : 152
II.6 : Conclusion : 152
III.1. Introduction : 153
III.2. Etude de la neige : 153
III.2.1. Charge de neige sur le sol : 153
III.3. La charge de la neige sur la toiture : 153
III.4. Etude au vent : 153
III.4.1. Données relatifs au site : 153
III.4.2. Catégorie de terrain 154
III.4.3. Evaluation de l'action du vent : 154
II.4.3.1. Principes de calcul : 154
III.4.3.2. Détermination les coefficients de pression : 158
III.5. Conclusion : 167
IV.1. Planchers 168
IV.1.1. Fonctions et composition : 168
IV.1.2. Type de dalle à choisir : 168
IV.1.3. Plancher collaborant : 168
IV.1.4. Avantages du plancher collaborant : 169
IV.1.5. Plancher collaborant dans le marché algérien : 170
IV.1.5.1. Ses caractéristiques : 170
IV.1.6. Pré dimensionnement (Solive, Sommier et Poteau) : 170
IV.1.7. Comment nous avons choisi (HEA258, IPE180, IPE160et HEB300) ? 170
IV.1.8. Dimensionnement du plancher collaborant : 171

IV.1.9. Phase de construction (vérification de la tôle profilée) : 172
IV.1.9.2. Evaluation des charges par un mètre linéaire de dalle : 173
IV.1.9.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) : 174
IV.1.9.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU) : 175
IV.1.10. Phase mixte : 176
IV.1.10.1. Evaluation des charges : 176
IV.1.10.2. État limite ultime (ELU) 177
IV.1.11. Vérification au stade finale (après durcissement du béton) : 179
IV.1.11.1. Evaluation des charges : 179
IV.2. Dimensionnement et vérification des solives : 180
IV.2.1.1. Dimensionnement des solives : 180
III.2.1.2. Vérification de la solive à l'état limite de service : 180
III.2.1.3. Vérification de la solive à l'état limite ultime : 180
IV.2.1.4. Calcul de largeur participante du béton b_{eff} : 182
IV.2.1.5. La position de l'axe neutre de la section mixte : 182
IV.2.1.6. Détermination du moment d'inertie de la section mixte : 182
IV.2.1.7. Calcul des contraintes de flexion simple : 183
IV.2.1.8. Contraintes additionnelles dues au retrait du béton : 184
IV.2.1.9. Contraintes finales : 185
III.3. Connexion acier-béton : 186
IV.1.1. Les dimensions des connecteurs suivant ENV 1994-1-1, Art 6.3.2.1(c) : 186
IV.1.2. Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur : 187
IV.1.3. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_l : 188
IV.1.4. Nombre de connecteurs : 189
IV.1.5. Espacement des connecteurs : 189
IV.4. Conclusion : 190
1. Dimensionnement et vérification des poutres principales : 191

a) A l'état limite de service (condition de déformation) : 191
b) A l'état limite ultime (condition de résistance) : 193
Pourquoi choisissons-nous IPN300 ? 193
1) Vérification de la poutre principale à l'état limite de service : 194
2) Vérification de la poutre principale à l'état limite ultime : 194
a. Vérification de la flexion : 195
2. Dimensionnement et vérification des poutres secondaires : 196
a) A l'état limite de service (condition de déformation) : 196
a. A l'état limite ultime (condition de résistance) : 197
Vérification de la poutre secondaire à l'état limite de service : 199
Vérification de la poutre secondaire à l'état limite ultime : 198
3. Dimensionnement et vérification des poteaux : 200
a. Le poteau plus sollicité : 200
- Descente de charge : 201
b. Calcul la sollicitation à l'ELU : 201
c. Pré dimensionnement des poteaux : [CCM97 ; Art 5.4.4] 202
d. Vérification des poteaux : 202
1. Longueur de flambement (ENCASTRÉE-ENCNCASTRÉE) : 202
2. Élancement maximal 202
3. Élancement réduit 203
4. Vérification du flambement 203
5. Condition de vérification 203
e. Dimensionnement des poteaux de sous-sol (béton) : 203
Décente des charges : 203
Surcharge d'exploitation : 204
- Détermination de l'effort normal ultime : 205
Vérification des conditions RPA99V2003 [ART.7.4.1] : 205

4. Conclusion : 206
V.1. Noyau central : 207
V.2. Quelques vues en perspective du noyau central : 207
I.1: Caractéristiques des matériaux : 208
V.3. Pré-dimensionnement : 209
V.3.1. Plancher à dalle pleine : 209
V.3.1.1. Dimensions du panneau de dalle : 209
V.3.1.2. Evaluation des charges du Plancher dalle pleine : 209
V.3.1.3. Evaluation des charges du Plancher collaborant : 210
V.3.2. Les poutres : 211
V.3.2.1. Conclusion : 211
V.3.3. Longrines : 212
V.3.4. Pré-dimensionnement des voiles : 212
V.3.5. voile périphérique : 212
V.3.5.1. La vérification du voile périphérique : 212
V.3.6. Les poteaux : 212
V.3.6.1. Décente des charges : 213
V.3.6.2. Le poteau le plus sollicité (4-E) : 213
V.3.7. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux : 214
V.3.7.1. Détermination des charges permanente : 214
V.3.8. Surcharge d'exploitation : 215
V.3.9. Détermination de l'effort normal ultime : 215
V.3.10. Vérification des conditions RPA99V2003 [ART.7.4.1] : 216
V.4. Conclusion : 216
VI.1. Introduction : 217
VI.2. Principe de cohérence (vent/séisme) : 217
VI.3. Excentricité de la structure : 217

VI.5. Méthode dynamique modale spectrale : 219
VI.6. Analyse modale : 221
VI.7. Conclusion : 229
VII.1. Introduction : 230
- Vérification des élément structuraux en acier : 230
VII.2. Dimensionnement des poutres principales (sommiers) : 230
VII.3. Dimensionnement des poteaux : 231
VII.4. Conclusion : 238
VII.5. Vérification des élément structuraux en béton armé : 238
VII.6. Ferraillage des poteaux : 248
VII.7. Ferraillages des voiles : 251
VII.8. Ferraillage des voiles avec ouverture : 255
VII.9. Conclusion : 256
VIII.1. Introduction : 257
VIII.2. Exemple des assemblages : 257
VIII.2.1. Assemblage le nœud le plus sollicité (6-C) : 260
VIII.2.2. L'interaction poutre principale (IPN320) et poteau (40x40) en béton armé : 262
VIII.2.3. L'interaction poteau (HEB300) et poteau (50x50) en béton armé à sous-sol : ... 265
VIII.3. Conclusion : 268
IX.1.Introduction :……..……... 269
IX.2. Les efforts normaux à base de la structure :…….…… 269
IX.3. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :……..…270
IX.4. Calcul des semelles filantes :…….. 271
IX.4.1. Dimensionnement des semelles filantes :……. 271
IX.4.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :……. 271
IX.4.3. Ferraillage des Semelles filantes :…… 273
IX.5. Dimensionnement de la poutre de libage :…….. 274

IX.6. Ferraillage de la poutre de libage :……. 274

IX.7. Détermination des moments de la poutre de libage…… 274

IX.8. Semelle filante (continue) sous voile :…… 277

IX.9. Conclusion :…… 278

III – COMPARATIVE

I. Introduction :…….……279

II.1. Analyse sismique *:* ……...…….……..……279

II.1.1. Période *:* …….…...…279

I.2.2. Participation massique : ……....…….…….280

I.2.3. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE A LA BASE :.....……..……281

I.2.4. Les déplacements inter-étages :.....…….....…281

V. Conclusion : ……282

Liste de tableau

Chapitre I

Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers……09

Tableau - I.2: hypothèses de calcul (béton)……..11

Tableau - I.3 : hypothèses de calcul acier……...11

Chapitre II

Tableau II -1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux……..14

Tableau II -2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine……..……15

Tableau II -3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant……..……15

Tableau II -4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant……..…….16

Tableau II -5 : Charges du mur double cloison et simple cloisons…….……..16

Tableau II -6 : Surcharges d'exploitation……..……17

Tableau II -7: pré dimensionnement des poutres…….……..17

Tableau II -8 : calcul de l'effort N…….……19

Tableau II -9 : Détermination des charges permanentes……..……..21

Tableau II -10 : Détermination des charges d'exploitation……..…….22

Tableau II -11 : Détermination de l'effort normal ultime…….…….23

Tableau. II -13. résultat final de pré dimensionnement…….…….25

Chapitre III

Tableau.III.1. Les charge……..……..26

Tableau.III.2. Les efforts……..……..27

Tableau III .3. Les données…….……..27

Tableau III .4. Ferraillage……..28

Tableau III .5. Calcul de nombre d'étaiement……..……33

Tableau III.6: Vérification methode de calcul ……..……..35

Tableau III.7 : Calcul des sollicitations ……...36

Tableau III.8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)……..36

Tableau III.9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)…….…….37

Tableau III.10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sexe travées (ELU)……37

Tableau III.11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à sexe travées (ELS)…….38

Tableau III.12: Récapitulations des efforts……39

Tableau III.13: Vérification à l'E.L.S aux appuis……..42

Tableau III.14: Vérifications préliminaires de la flèche ……..43

Tableau III.15: Récapitulation des résultats de la flèche……..43

Tableau III.16 : Ferraillage de la dalle pleine……....48

Tableau III.17: Vérification des contraintes à l'ELS…….49

Tableau III.18: Charges et surcharge balcon……..51

Tableau III.19 : Evaluation des efforts……..52

Tableau III.20: Ferraillage du balcon……...52

Tableau III.21: Vérification des contraintes du balcon…….53

Tableau III.22: Charges et surcharge de la paillasse et du palier de l'escalier……..56

Tableau III.23 : Combinaisons des charges de l'escalier…….56

Tableau III.24. Les Sollicitations à l' ELU……...58

Tableau III.25:Les Sollicitations à L'ELS…….58

Tableau III.26: Les résultats……...58

Tableau III.27: paramètre Des calcule……..59

Tableau III.28: les résultats de la flexion simple……59

Tableau III.29: les résultats des armatures de répartition……...60

Tableau III.30: Vérification de l'espacement…….60

Tableau III.31. Récapitulation des résultats de la flèche……62

Chapitre IV

Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse ……67

Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion…….69

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique …….70

Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle……..71

Tableau IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X……73

Tableau IV.6. Choix du coefficient de comportement suivant X en %.....74

Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant y……..74

Tableau IV.8. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %.....75

Tableau IV.9: Valeurs des pénalités P…….....75

Tableau IV. 10 : Vérification de comportement des trois premiers modes (1^{ere} car)……76

Tableau IV. 11 : Vérification de comportement des trois premiers modes (2^{eme} car)….77

Tableau IV. 12 : Coefficient de participation massique……78

Tableau IV-13: calcule de la force sismique ……80

Tableau IV-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul ……..81

Tableau IV-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y……..82

Tableau 4-16 : calcul du moment de renversement ……83

Tableau4-17 : calcul du moment stabilisant……..84

Tableau.IV-18 : Vérification de stabilisation……84

Tableau IV. 19 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x…….85

Tableau IV. 20 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y…….86

Tableau IV-21 : Vérification de l'effet P-Δ sens X et sens Y…….88

Tableau IV-22 : Vérification de cisaillement des poutres…….89

Tableau IV-23 : Les dimensions final de projet……90

Chapitre V

Tableau V-1 : Les données de calcul…….92

Tableau V -2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales……93

Tableau V -3 : Sections d'armatures choisie des poutres principale…….93

Tableau V -4 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements…94

Tableau V -5 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……..94

Tableau V -6 : Sections d'armatures choisie des poutres secondaire……94

Tableau V -7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements…94

Tableau V -8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements….95

Tableau V -9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements….95

Tableau V -10:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales…....96

Tableau V -11 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires…..96

Tableau V -12 :Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires….97

Tableau V-14: Les données de calcul……100

Tableau .V.15: Les Armatures longitudinaux des poteaux……101

Tableau V-16 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……..102

Tableau V -17 : Choix des armatures transversales est leur espacement……...104

Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux……104

Tableau V.20. Les données de calcul……..108

Tableau V-21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……109

Tableau V-22 : Vérification des armatures a ELS des voiles……110

Tableau V.23. Calcul des armateurs horizontaux……..111

Tableau V.24. Diamètre des armatures transversales……112

Tableau.V.25: calcul des armatures verticales……..115

Tableau.V.26 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux……..116

Tableau.V.27 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux…….116

Tableau.V-28. : Armatures du linteau selon le (RPA 99 v 2003)…….120

Tableau V.29. Calcul des armatures des linteaux…….120

Chapitre IV

Tableau VI -1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS……124

Tableau VI -2 Vérification du chevauchement des semelles……...125

Tableau VI -3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……126

Tableau VI -4 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS……126

Tableau VI -5 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……128

Tableau VI -6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)……....128

Tableau VI -7 :Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Armature de repartions)……..128

Tableau VI -8: Dimensionnement poutre de la poutre de libage……...129

Tableau VI -9 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……..130

Tableau VI -10 : Détermination des moments de la poutre de libage……..130

Tableau VI -11 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU……130

Tableau VI -12: Choix des armatures longitudinales de la poutre de libage…….130

Tableau VI -13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS….131

Tableau VI -14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……..132

Tableau VI -15 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles……..133

Tableau VI.7-16 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile ……..133

Tableau VI -18 : Vérification stabilité au renversement des semelles filantes……..134

Tableau VI -19 : les armatures longitudinales a l'ELU…….139

Tableau VI -20 : Vérification des contraintes à l'ELS……139

Chapitre I

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques de l'acier S233……..147

Tableau I- 2 : Caractéristiques mécaniques du béton……151

Tableau I-3 : Caractéristiques mécaniques de l'acier pour le ferraillage ……151

Chapitre III

Tableau III-1 : Catégorie de terrain..... 154

Tableau III-2 : Valeurs de pression dynamique de pointe q p [N/m 2].....159

Tableau III-3 : Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire……161

Tableau III-4 : Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures terrasses…..162

Tableau III-5 : Les pourcentages des aires d'ouvertures par rapport à l'aire

de ces faces……163

Tableau III-6 : Les pressions aérodynamiques et les forces extérieures sur les parois (Sens // OY) ……165

Tableau III-7 : Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire.....166

Tableau 8 : Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures terrasses …….167

Tableau III-9 : Les pressions aérodynamiques et les forces extérieures sur les parois

(Sens // OX) ……168

Chapitre IV

Tableau IV-1 : Un tableau conclu des propriétés des profilés……..173

Tableau IV-2 : caractéristique du bac d'acier……174

Tableau IV-3 : Charges permanentes par un mètre linéaire……175

Tableau IV-4 : Charges d'exploitation……176

Tableau IV-5 : résultats calculés……..177

Tableau IV-6 : Charge à la terrasse due aux plancher à plancher collaborant…….178

Tableau IV-7 : Charge à la terrasse due aux plancher à plancher collaborant…….178

Tableau IV-8 : Charge à la terrasse due aux plancher à plancher collaborant…….178

Tableau IV-9 : les caractéristiques efficaces le profil de tôle……179

Tableau IV-10 : évaluation des charges (étage courant)……..181

Tableau IV-11 : évaluation des charges (étage Terrasse)……181

Tableau IV-12 : calcul des sollicitations……182

Tableau IV-13 : calcul des contraintes de la section mixte (flexion simple)……185

Tableau IV-14 : les données…….186

Tableau IV-15 : calcule des contraintes de la section mixte (flexion simple)……186

Tableau IV-16 : contrainte finale due à la flexion simple et retrait du béton……..187

Tableau IV-16 : évaluation des charges (étage courant)……194

Tableau IV-17 : évaluation des charges (étage Terrasse)……..194

Tableau IV-18 : calcul des sollicitations.……..…..194

Tableau IV-19 : les charge supporte par le poteau en béton arme plus solliciter à sous-sol.……205

Tableau IV-20 : Détermination des charges permanentes…….206

Tableau IV-21 : Détermination des charges d'exploitation……206

Tableau IV-22 : Détermination de l'effort normal ultime…….207

Tableau IV-23 : pré dimensionnement des poutres de sous-sol……208

Chapitre V

Tableau V-1 : Caractéristiques mécaniques du béton ……...210

Tableau V-1 : Caractéristiques mécaniques du béton ……209

Tableau V-3 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant ……...209

Tableau V-4 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine……210

Tableau V-5 : Charge due aux planchers collaborant de niveau courant……...210

Tableau V-6: Charge à la terrasse due aux plancher à plancher collaborant……210

Tableau V-7: pré dimensionnement des poutres…….211

Tableau V-8: calcul de l'effort N ……213

Tableau V-9: Détermination des charges permanentes…….214

Tableau V-10: Détermination des charges d'exploitation…….....215

Tableau V-11: Détermination de l'effort normal ultime……216

Chapitre VI

Tableau VI-1 : Valeurs de l'Excentricité théorique……217

Tableau VI-2 : Valeurs des pénalités Pq …….....221

Tableau VI-3 : comportement erroné des trois premiers modes…….222

Tableau VI-4 : comportement correct des trois premiers modes…….222

Tableau VI-5 : vérification de participation massique……..223

Tableau VI-6 : La force sismique totale selon x et y (bloc A)……225

Tableau VI-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (bloc A) ……225

Tableau VI-8 : La force dominante à la base (bloc A) ……225

Tableau VI-9 : Stabilité au renversement……226

Tableau VI-10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x ……227

Tableau VI-11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y ……227

Tableau VI-12 : Vérification l'effet P-Δ ……228

Chapitre VII

Tableau VII-1 : Classe de la section transversale du profilé (IPN 320) …….230

Tableau VII-2 : le moment max applique sur le profilé (IPN 320)……231

Tableau VII-3 : l'Effort tranchant max applique sur le profilé (IPN 320)……231

Tableau VII-4 : la flèche de profilé (IPN 320)……231

Tableau VII-5 : Classe de la section transversale du profilé (HE258)……..232

Tableau VII-6 : Efforts sollicitant du profilé (HE258)……232

Tableau VII-7 : Efforts tranchant du profilé (HE258)……...234

Tableau VII-8 : Tableau des rigidités d'un portique à nœuds déplaçables……..234

Tableau VII-9 : Tableau des rigidités d'un portique à nœuds déplaçables…….235

Tableau VII-10 : les valeurs obtenez dans le calcul (HEB278)……237
Tableau VII-11 : Efforts sollicitant du profilé (HE278)……237
Tableau VII-12 : Les données de calcul……239
Tableau VII-13 : Ferraillage longitudinal des poutres principales ……239
Tableau VII-14 : Sections d'armatures choisie des poutres principale ……240
Tableau VII-15 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements…….240
Tableau VII-16 : vérification de contraintes des poutres principales avec les règlements…….240
Tableau VII-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales….241
Tableau VII-18 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires……241
Tableau VII-19 : Sections d'armatures choisie des poutres secondaires……242
Tableau VII-20 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements.....242
Tableau VII-21 : vérification de contraintes des poutres secondaires avec les règlements……...242
Tableau VII-22 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires...243
Tableau VII-23 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires…….243
Tableau VII-24 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres……243
Tableau VII-25 : Les Armatures longitudinaux des poteaux……250
Tableau VII-26 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S……251
Tableau VII-27 : Choix des armatures transversales est leur espacement……251
Tableau VII-28 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux……251
Tableau VII-29 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins……253
Tableau VII-30 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (suit)……255
Tableau VII-31: Vérification des armatures à ELS des voiles……256
Tableau VII-32 : Calcul des armateurs horizontaux……256

Tableau VII-33 : calcul des armatures verticales……257

Tableau. VII-34 : Vérification des armatures à ELS……...257

Tableau VII-35 : Calcul des armateurs horizontaux……257

Tableau VII-36 : Armatures du linteau selon le RPA 99……258

Tableau VII-37 : Calcul des armatures des linteaux……259

Chapitre VIII

Tableau VIII-1 : les vérifications calculées……261

Chapitre IX

Tableau IX -1 : Vérification du chevauchement des semelles……270

Tableau IX-2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS……271

Tableau IX-3 : Vérification des contraintes sous la semelle filante à l'ELS……272

Tableau IX-4 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau……273

Tableau IX-5 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales) ……273

Tableau IX-6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Armature de repartions) ……273

Tableau IX-7 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage……274

Tableau IX-8 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage……274

Tableau IX-9 : Détermination des moments de la poutre de libage……274

Tableau IX-10 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU…275

Tableau IX-11 : Choix des armatures longitudinales de la poutre de libage « 1 »……275

Tableau IX-12: Choix des armatures longitudinales de la poutre de libage « 2 »……276

Tableau IX-13: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS ……276

Tableau IX-14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage……277

Tableau IX-15: Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles……277

Liste de Figure

Chapitre I

Figure I-1 : Les procédés d'élaboration de l'acier ……148

Figure I-2 : La forme finale des profilés en acier …… 148

Figure I-3 : Le laminage à chaud……..149

Figure I-4 : Gamme de profils laminés courants…….149

Figure I-5 : Produits longs formés à froid Exemples de sections transversales..150

Figure I-6 : Produits plats formés à froid…….150

Chapitre II

Figure II-1 : Ossature articles avec noyau central……152

Figure II-2 : Noyau ossatures articlées. ……153

Figure II-3 : Le noyau central de notre projet…….153

Figure II-5 : Termes utilisés dans notre projet…….154

Chapitre III

Figure III-1 : Géométrie du bloc …….154

Figure III-2 : La hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression Dynamique …….157

Figure III-3 : Répartition de la pression dynamique de pointe…….159

Figure III-4 : Légende relative aux murs verticaux …… 161

Figure III-5 : Légende applicable aux toitures terrasses …… 162

Figure III-6 : Coefficients de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face Dominante ……164

Figure III-7 : Légende relative aux murs verticaux ……166

Figure III-8 : Légende applicable aux toitures terrasses ……..167

Figure III-9 : Effet du vent sur les bâtiments [Depuis Internet]……169

Chapitre IV

Figure IV-1 : Exemple de composition d'un plancher ……. 168

Figure IV-2 : plancher mixte avec un connecteur acier-Béton ……171

Figure IV-3 : Caractéristiques géométriques des profils Profil HI-BOND 55…170

Figure IV-4 : Coupe transversale du plancher ……..173

Figure IV-5 : Système statique pour le calcul à l'état limite ultime……..179

Figure IV-6 : Système statique pour le calcul à l'état limite ultime…….180

Figure IV-7 : axe neutre de la plaque nervurée en acier……..180

Figure IV-8 : Position de l'axe neutre de la section mixte…….185

Figure IV-9 : Diagramme des contraintes et de déformation du au retrait du béton……..186

Figure IV-10 : diagramme des contraintes finales de la section mixte ……187

Figure IV-11 : image pour définie les facteurs……..187

Figure IV-12 : Connexion acier-béton……188

Figure IV-13 : dimensions minimales des goujons à têtes ……189

Figure IV-14 : dimensionnement finale de la planche collaborant……192

Figure IV-15 : zone de l'influence de la poutre principale……...193

Figure IV-16 : comparution entre IPE300 et IPN300…….195

Figure IV-17 : les dimensions et les caractéristiques de calcule IPN300……..196

Figure IV-18 : Aire de cisaillement IPN300……197

Figure IV-19 : les dimensions et les caractéristiques de calcule IPN320…….198

Figure IV-20 : la poutre secondaire (2-AB)…….199

Figure IV-21 : les dimensions et les caractéristiques de calcule IPE218…….201

Figure IV-22 : le poteau plus sollicitée (2-F)……202

Chapitre V

Figure V-1 : noyau central de notre projet……209

Figure V-2 : dimension de noyau central de notre projet…….210

Figure V-3 : poteau le plus sollicité……213

Chapitre VI

Figure VI-1 : position du centre de gravité Xg Yg et le centre d'inertie Xr Yr …….218

Figure VI-2 : Modélisation de notre structure…….219

Figure VI-3 : Modélisation de noyau central de notre structure……..220

Figure VI-4 : Le spectre de réponse suivant x-y……221

Figure VI-5 : dissipation d'énergie en fonction du temp ……224

Chapitre VII

Figure VII-1 : les dimensions et les caractéristiques de calcule IPN320……230

Figure VII-2 : les dimensions et les caractéristiques de calcule HEB258……232

Figure VII-3 : Pouteau à vérifier (xz)……234

Figure VII-4 : Pouteau à vérifier (xy) ……235

Chapitre VIII

Figure VIII-1 : type courent sommaire- solive d'assemblage articlés……257

Figure VIII-2 : Assemblage articlés sommaire-solive et schéma de condition d'appui..258

Figure VIII-3 : Assemblage articlés poteau-poutre et schéma de condition d'appui…..258

Figure VIII-4 : Assemblage rigides sommaire-solive et schéma de condition d'appui….258

Figure VIII-5 : Assemblage rigides poteau-poutre et schéma de condition d'appui…….259

Figure VIII-6 : Assemblage le nœud le plus sollicité (6-C)……260

Figure VIII-7 : L'interaction poutre principale (IPN320) et poteau (40x40) en béton armé (5-C)……262

Figure VIII-8 : L'interaction poteau (HEB300) et poteau (50x50) en béton armé à sous-sol (2-F)……265

Chapitre IX

Figure IX -1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……269

Figure IX -2 : Les bulles de pression……..270

Figure IX -3 : Le choix finale des semelles……272

Figure IX -4 : Ferraillage un type des poutres libage……..278

Tableau I-1 : Valeurs de la période ……..283

Tableau I-2 : Valeurs de la déplacement ……..283

Tableau I-3: Valeurs de la métré pour la structure ……284

Tableau I-4 : Valeurs de la métré pour les planches ……285

Tableau I-5 : Valeurs de la métré pour les profils ……285

Tableau I-6 : Valeurs de la métré pour les planches ……286

Tableau I-7 : Valeurs de la DQE pour la structure béton armé ……....287

Tableau I-8 : Valeurs de la DQE pour la structure charpente métallique ……287

Tableau I-9 : La comparaisons entre les deux structure ……..288

Chapitre I

Figure I -1 : Plan R.D.C……02

Figure I -2 : Plan d'architecture ……...…03

Figure I -3 : Plan de la Terrace ……03

Figure I -4 : la coupe A-A ……04

Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformation du Béton……..08

Figure I.6: Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier type…….10

Chapitre II

Figure II -1 : Type de plancher a corps creux……..13

Tableau II -2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux……14

Figure II.3 : composants du plancher étage courant…….15

Figure II -4 : mur double cloison…….16

Figure II -5 : mur simple cloison……..16

Figure II.6. Le poteau le plus sollicité …….19

Chapitre III

Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère……26

Figure.III.2 : sollicitations……26

Figure III.3 : section de calcul…….27

Figure III.4 :Armature verticaux……..28

Figure.III.5 : ferraillage d'acrotère……..31

Figure.III.6 : dimensions de la poutrelle……32
Figure.III.7 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU….36
Figure.III.8 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS……..37
Figure.III.9 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU….38
Figure.III.10 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS……38
Figure.III.11 :détail de ferraillage……..43
Figure III.12 : Représentation de la flèche……..45
Figure III.13 : Représentation de la flèche……..46
Figure III.14 : ferraillage de la dalle pleine……50
Figure III.15 : Coupe sur balcon……..51
Figure III.16 : Coupe section sur balcon. ……52
Figure III.17 : Dimensions de l'escalier……..55
Figure III.18 : Dimensions de l'escalier……..55
Figure III.19 : Dimensions de l'escalier……..58
Figure III.20 : détail de ferraillage d'escalé……63

Chapitre IV

Figure IV.1. : Modèle 3D de la structure……...65
Figure .IV-2 : Disposition des voiles ……66
Figure .IV-3 : Disposition des centre de masse et centre de rigidité……71
Figure .IV-4 : Dissipation d'énergie en fonction du temps……...79
Figure .IV-5 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y……...82
Figure. IV -6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement……..83
Figure. IV.7 -: déplacements et déformation inter-étage suivant X…….85
Figure. IV.8 -: déplacements et déformation inter-étage suivant Y…….86

Chapitre V

Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales……..98
Figure V.2. Disposition des armatures pour les poutres principale……...99

Figure V-3 : Disposition des armatures dans les poteaux……105

Figure V.4. Ferraillage des poteaux (65×65)……..105

Figure V.5. Ferraillage des poteaux (60×60)……106

Figure V.6. Ferraillage des poteaux (55×55)……106

Figure V.7. Ferraillage des poteaux (50×50)……106

Figure V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles……..108

Figure V.9. Les armatures transversales et les épingles des voiles……112

Figure V.10 : Disposition des armatures dans les voiles V1 (25x425)……..113

Figure V.11 : Disposition des armatures dans les voiles V3 (25x560)……..113

Figure V.12 : Disposition des armatures dans les voiles V3 (25x288)……..114

Figure V.13 : Disposition des armatures dans les voiles V2 (25x160)……..114

Figure V .14 : Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture……..116

Figure.V.15-. : Moments et efforts tranchants dans les linteaux……118

Figure.V-16. : Armatures du linteau selon le RPA 2003……119

Figure V.17: Calcul des armatures des linteaux……121

Chapitre IV

Figure VI -1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS……..123

Figure VI.2. Les bulles de pression……...124

Figure VI.3. semelle filantes ……..125

Figure VI.4. : Le choix finale des semelles……127

Figure VI.5.Disposition du ferraillage de la poutre de libage ……131

Figure VI.7. Ferraillage des Semelles filantes sous plusieurs poteaux ……..132

Figure VI.8. : Représentation de la flèche……136

Figure VI.9. : Représentation de la flèche……..137

Figure I.1 : Structure charpente métallique ……... 279

Figure I.2 : Structure béton armé ……..... 279

La valeur ajoutée

1/- Résultats du questionnaire.

2/- Recommandations.

3/- Thèmes proposé.

NOTATIONS

BETON ARME

Majuscules romaines :

***A** : Section d'acier tendu.*
***A'** : Section d'acier comprimé.*
***A max, Amin**: Section d'acier maximale et minimale*
***A:** Section d'un cours d'armatures transversales.*
***Aver** : Section d'armatures verticales.*
***Ah** : Section d' d'armatures horizontales.*
***Ac** : Section d'armatures en partie courante (armatures de peau.)*
***AD** : Section d'armatures diagonales.*
***B** : Aire du béton.*
***Br** : Section réduite du béton d'un poteau.*
***Bt** : Section de la partie tendue.*
***Lt** : Largeur de la section tendue.*
***Mt** : Masse torsionnelle.*
***E.L.S** : Etat Limite de Service.*
***E.L.U** : Etat Limite Ultime.*
***Ev** : Module de déformation longitudinale différée du béton.*
***Ei** : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.*
***Es** : Module de déformation longitudinale de l'acier.*
***I** : Moment d'inertie.*
***Ie** : Moment d'inertie équivalent.*
***M** : Moment fléchissant.*
***Mt** : Moment fléchissant en travée d'une poutre.*
***Ma** : Moment fléchissant en appui d'une poutre.*
***Mu** : Moment fléchissant à l'E.L.U.*
***Mser** : Moment fléchissant à l'E.L.S '*
***N** : Effort normal.*
***Nser** : Effort normal de service.*
***NU** : Effort normal ultime.*
***TU** : Effort tranchant ultime.*
***G** : Charge permanente.*
***Q** : Charge d'exploitation.*
***E** : Charge sismique.*

Minuscules romaines :

***h**: Hauteur de la section du béton.*
***b** : Largeur de la section du béton.*
***b0** : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)*
***c**, c' : Enrobage supérieur et inférieur.*

d *: Hauteur utile d'une section.*
f *: Flèche.*
fcj *: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.*
f_{c28} *: Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.*
f_e*: Limite d'élasticité de l'acier.*
f_{tj} *: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.*
f_{t28} *: Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.*
i *: Rayon de giration.*
I_f *: Longueur de flambement,*
S_t *: Espacement de cours d'armature transversale.*
S_h *: Espacement de cours d'armature horizontale.*
S_v *: Espacement des armatures verticales.*

Majuscules grecques :

Δ *: Variation.*
Σ *: sommation.*
Φ*: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.*
W *: poids.*

Minuscules grecques :

α*: Angle.*
γ *: Coefficient de sécurité.*
ε*: Déformation relative.*
η*: Coefficient de fissuration.*
λ*:: Élancement mécanique.*
μ*: Coefficient de frottement.*
ν*: Coefficient de POISSON.*
ρ *: Rapport de deux dimensions*
ζ *: Contrainte normale.*
η *: Contrainte tangentielle.*
δ*: Déplacement d'un niveau*

ACIER

Majuscules latines :

A	Section brute d'une pièce
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_w	Section de l'âme
A_p	Surface portante
A_s	Aire de la Section résistante a la traction du boulon
E	Module d'élasticité longitudinale
F	Force en générale
F_p	Force de calcul précontrainte
F_s	Résistance d'un boulon au glissement
$F_{t.rd}$	Résistance d'un boulon en traction
$F_{b.rd}$	Résistance a la pression diamétrale
G	La charge permanent
I	Moment d'inertie
K_c	Coefficient de Rigidité poteaux
K_{ij}	Coefficients de Rigidités des poutres
$K_{y,z}$	Coefficient de flambement- flexion
L	Langueur
M_{sd}	Moment fléchissant
M_{rd}	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise
M_{pl}	Moment plastique
M_{cr}	Moment critique
N_{sd}	effort normal
$N_{t\,sd}$	effort normal de traction
$N_{c\,sd}$	effort normal de compression
N_{pl}	effort normal plastique
N_u	effort normal ultime
N_j	Force d'adhérence avec le béton
Q	charge d'exploitation
W_{pl}	Module de résistance plastique
W_{el}	Module de résistance élastique

Minuscules latines :

b	Largeur de l'âme
b_{eff}	Largeur efficace
c_i	Coefficients
d	entraxe
d_0	diamètre de perçage des trous de boulon
f	flèche d'une poutre
f_y	Limite d'élasticité d'un acier
f_{yb}	Limite d'élasticité d'un boulon
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_{ck}	résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton
f_j	résistance de contacte de la liaison
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation
h	hauteur
i	Rayon de giration

$k_{,w}$ Facteur de langueur
k_s Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
k_j Facteur de concentration
n Nombre de boulon
m Nombre de plants de cisaillement
r_c Rayon de raccordement âme /semelle du poteau
t_w Epaisseur de l'âme
t_f Epaisseur de la semelle
t_{wc} Epaisseur âme poteau
t_{fc} Epaisseur âme semelle
t_p Epaisseur platine
v_i Distance de la fibre inférieure a l'axe neutre d'une section
v_s Distance de la fibre extrême supérieure a l'axe neutre d'une section

Minuscules grecques :

χ_{LT} Coefficient de réduction de déversement
χ Coefficient de réduction de flambement
β_w Facteur de corrélation
β_M Facteur de moment uniforme équivalent
β_j Coefficient relatif à la liaison
γ_C Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton
$\gamma_{M\,i}$ Coefficient de sécurité
γ_{Mb} Coefficient de sécurité de boulon
γ_{MS} Coefficient partiel de sécurité
$\bar{\lambda}_{LT}$ Élancement de déversement
$\bar{\lambda}$ Elancement
ϕ_{LT} Rotation de déversement
ϕ Rotation
α_{LT} Facteur d'imperfection pour le déversement
α Facteur d'imperfection
μ Coefficient de frottement
σ Contrainte normale
τ_e Contrainte limite de cisaillement en élasticité
ε Coefficient de réduction élastique de l'acier $\varepsilon = \left(235/f_y\right)^{0,5}$
η Facteurs de distribution
ψ Rapport de contraintes
δ Flèche

INTRODUCTION GENERALE

Bien que le sujet de comparaison dans le domaine du génie civil soit présent en abondance, mais il est complètement lié aux personnes, ce qui signifie qu'au fil du temps, de nouvelles méthodes et de nouveaux matériaux doivent apparaître pour faciliter notre construction, et il devient nécessaire de comparer deux méthodes ou deux matériaux afin de choisir le meilleur et d'atteindre l'objectif du génie civil. Et c'est construire une structure qui se caractérise par la stabilité, la résistance et la flexibilité, et avec tout cela, il est nécessaire de prendre en compte l'aspect économique pour rattraper cette structure idéale,

Et dans notre projet, nous avons décidé de travailler sur deux bâtiments du même plan et du même site et du même système de résistance (un noyau central en béton armé) et la différence dans le matériau de construction, un bâtiment un en acier et l'autre en béton armé et le but était d'arriver aux différences et similitudes entre ces deux Les deux types de bâtiments en termes de coût, de résistance et de comportement, et nous avons obtenu de bons résultats sur cet aspect.

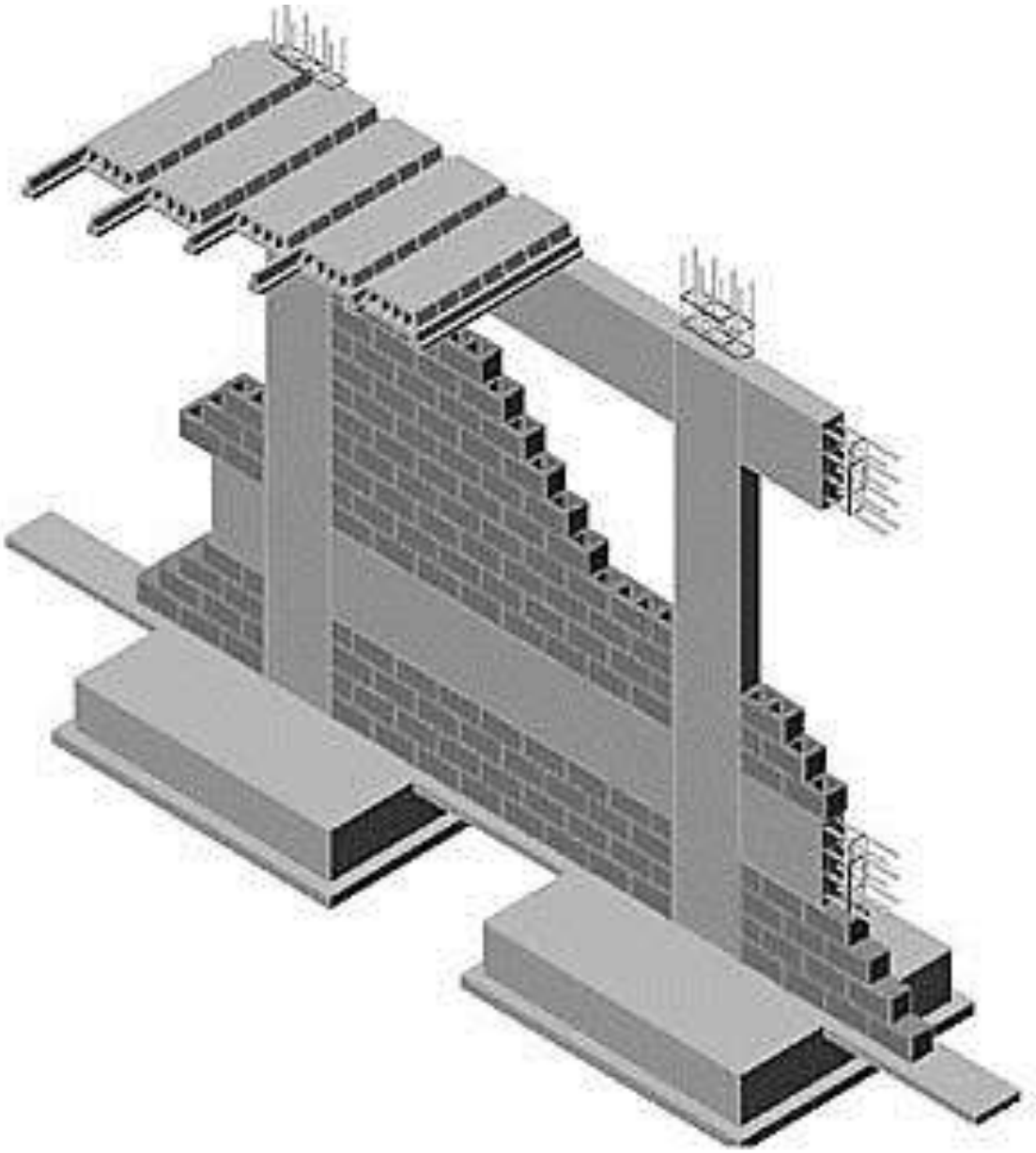
Et sur le plan pratique, nous avons décidé de faire un questionnaire électronique afin de connaître l'opinion des gens sur le choix du type de bâtiment dans lequel ils aiment travailler, et il y a eu un taux de participation moyen, et nous avons obtenu des résultats acceptables concernant l'opinion des gens sur ce sujet, qui et à travers leurs commentaires nous avons constaté qu'ils sont très intéressés car cela affecte Dirigez le côté financier de la personne et il doit dépenser l'argent dans le bâtiment sûr et résistant.

Dans le calcul des deux bâtiments, nous nous sommes appuyés sur les lois en vigueur en Algérie dans ce domaine, et nous avons essayé de couvrir tous les points qui doivent être montrés, pris en compte et clarifiés pour les futurs étudiants. En ce qui concerne l'arithmétique et la recherche, nous demandons aux étudiants de prendre les sujets proposés à titre officiel et de nous aider avec les professeurs à les appliquer.

- Qu'est-ce qui est le plus résistant, en acier ou en béton armé ?
- Qui est en acier ou en béton armé coûteux ?
- Qui supporte plus que l'autre les forces extérieures, l'acier ou le béton armé ?
- Quel est le comportement du béton armé et de l'acier sous agitation ?

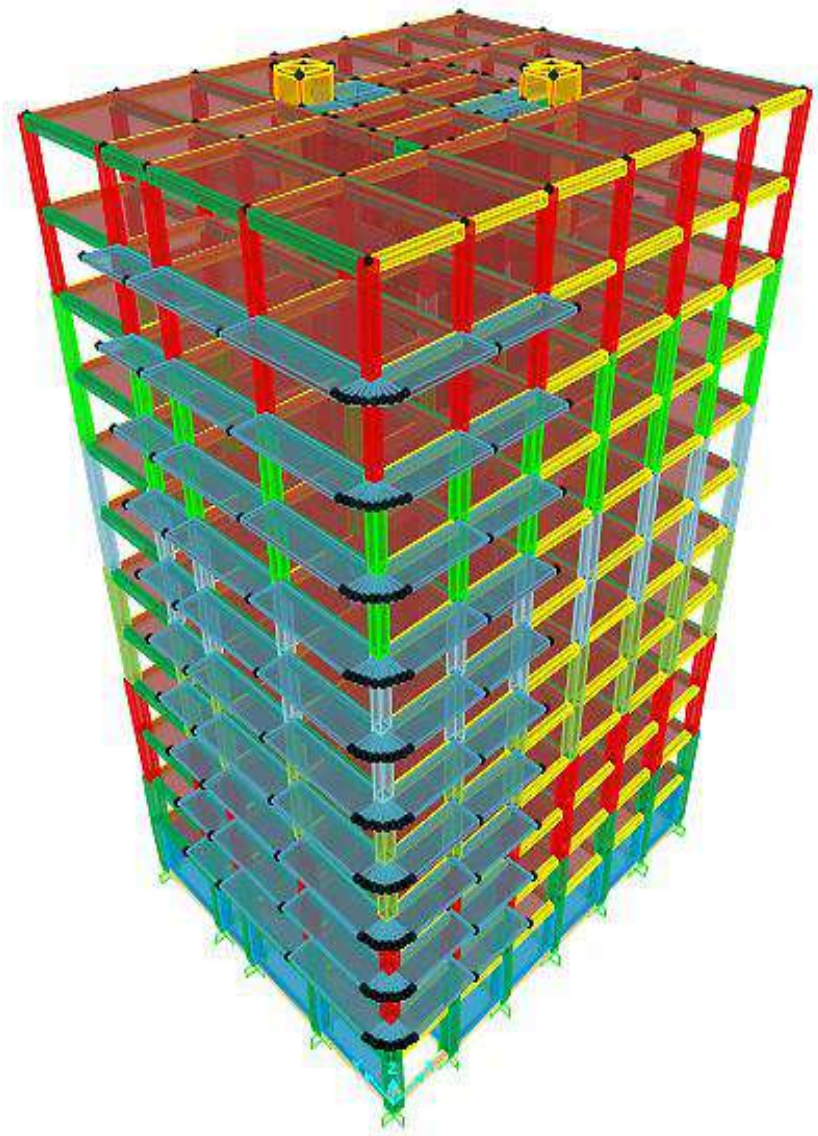
« Continuez à lire et vous connaîtrez la réponse »

STRUCTURE EN BETON ARME



CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



I.1. Introduction :

Le présent travail que nous avons l'honneur de soutenir a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, par l'étude d'une ossature d'un Tour d'affaires.

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 constituants un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure**.**

I.2. Implantation de l'ouvrage :

- ✓ L'ouvrage à étudier d'une tour d'affaires d'une (**s sol+RDC+10 étage)** , composé d'un sous-sol à usage parking, et de 11 niveaux à usage bureau . Il est implanté dans la wilaya de Alger commune sidi Youcef.
- ✓ La terrasse sera inaccessible Contient un acrotère, la relation entre les étages sera assurée par une cage d'escalier et aussi par une cage d'ascenseur pour assurer le confort des travailleurs**.**
- ✓ Notre étude sera conforme aux exigences des règlements algériens en vigueur à savoir :
  - ➢ Règle de conception et de calcul de structures [CBA93]
  - ➢ Charges permanentes et surcharges d'exploitations [DTR.B.2.2]
  - ➢ Le règlement parasismique [RPA99 version 2003]
  - ➢ Règle de calcul des semelles superficielles [DTR-BC 2.3.3.1]

I.3. Classification de l'ouvrage :

- ➢ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (zone III)…….. **[Art 3.1 RPA99 v2003]**
- ➢ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2……**[Art 3.2 RPA99 v2003]**
- ➢ Le site est considéré comme. S2……..**[Art 3.3 RPA99 v2003]**

I.4. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

➢ I.4.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment :…….. Ht=37.74 m.

Hauteur d'étage courant+ RDC :……..…… H=3.40 m.

Hauteur du sous-sol :…….. H=3.74 m.

➢ I.4.2. Dimensions en plan

Sens transversal :…… L=24.50 m

Sens longitudinal :…… L=19.70 m

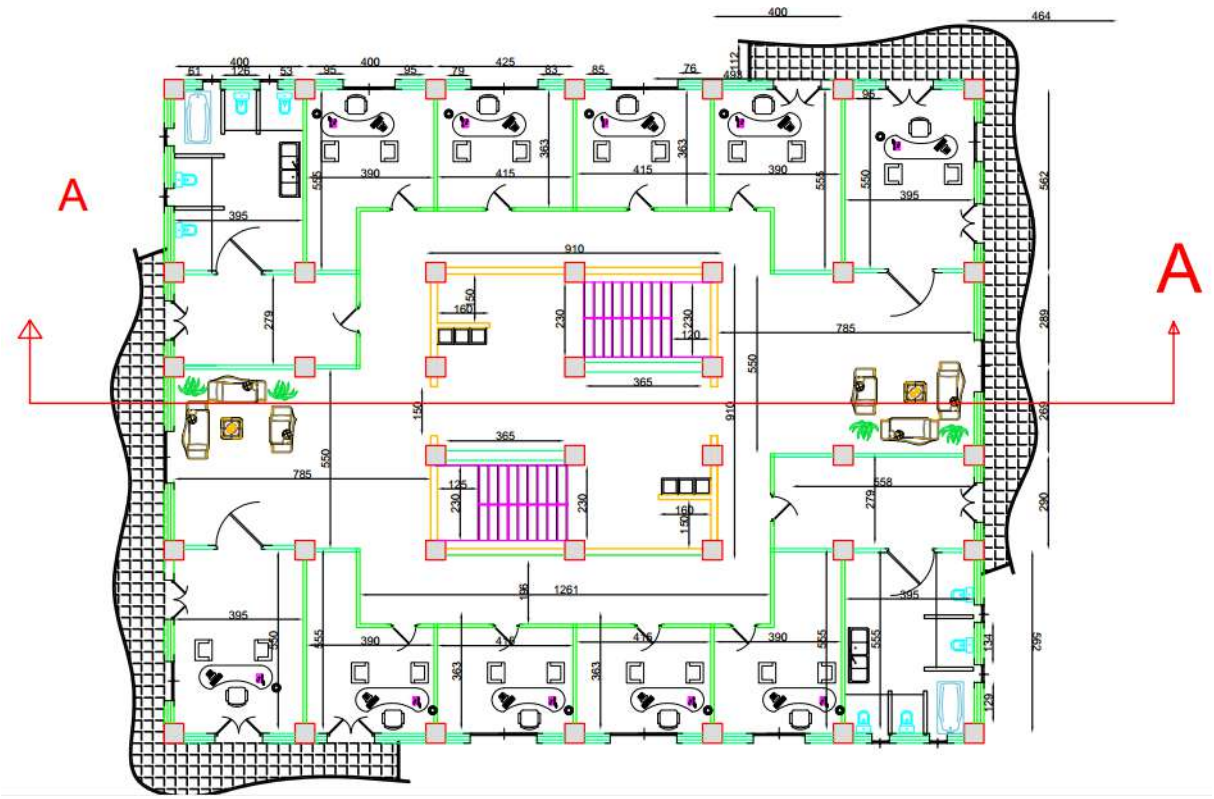


Figure I -1 : Plan R.D.C

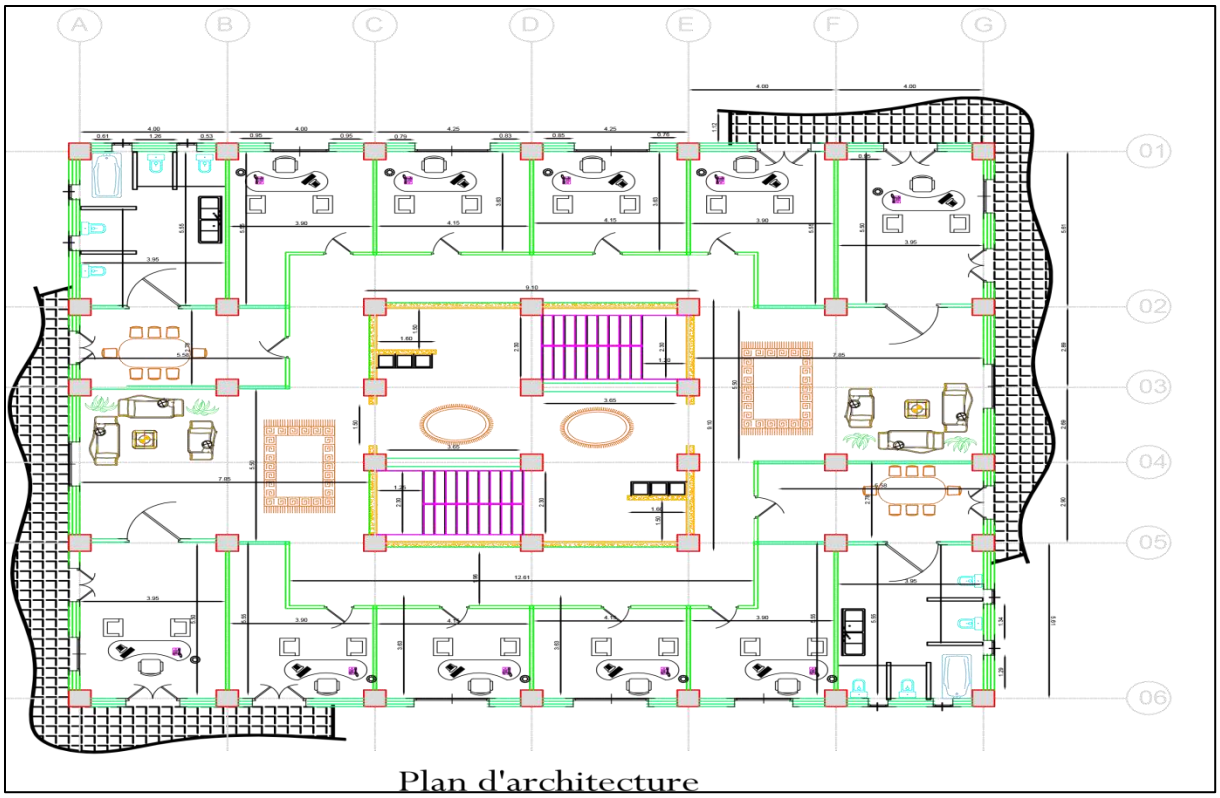


Figure I -2 : Plan d'architecture

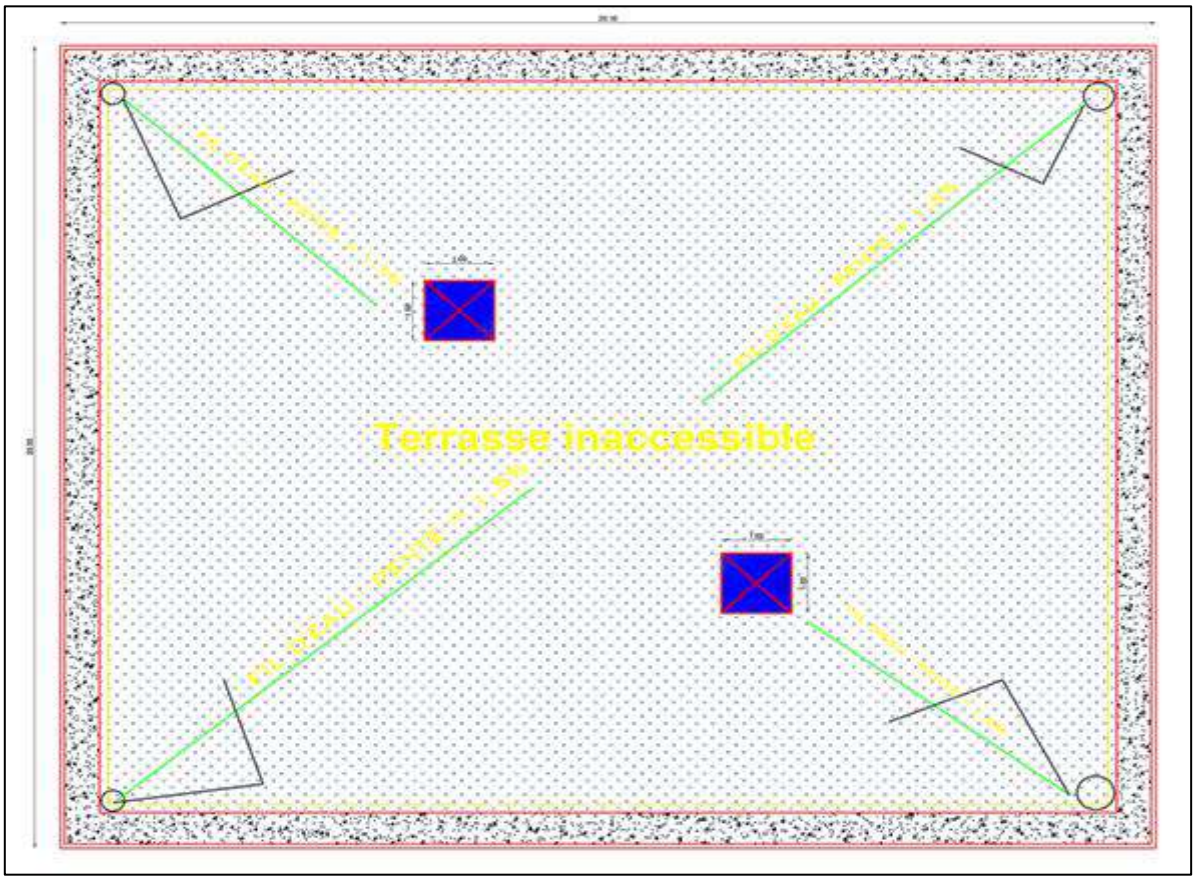


Figure I -3 : Plan de la Terrace

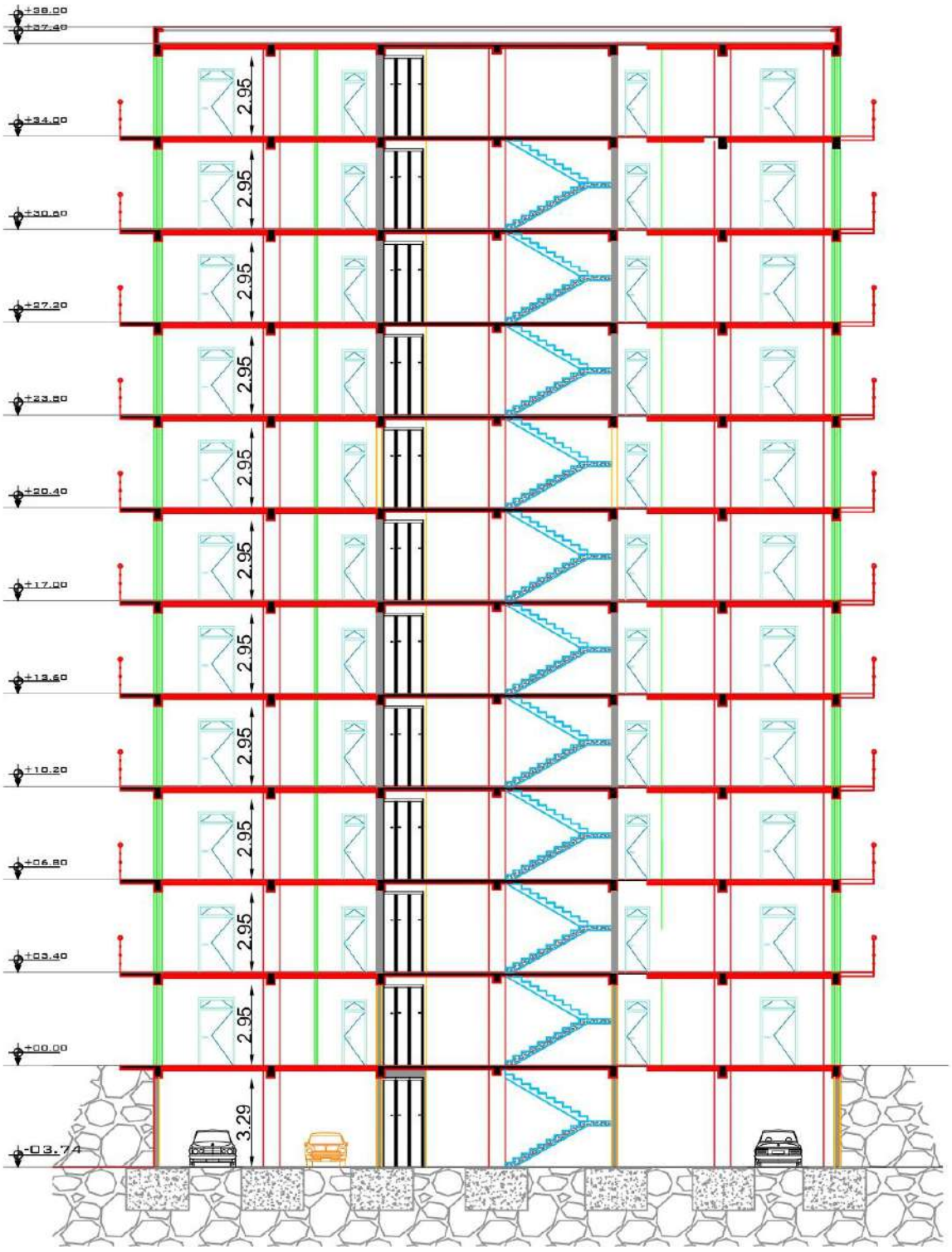


Figure I -4 : la coupe A-A

I.5 . Caractéristiques du sol :

- Le sol d'assise de la construction est un sol ferme (**s2**)d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.
- La contrainte du sol est **б sol = 1.9** bars**.**
- L'angle de frottement interne du sol **φ = 11°**
- La cohésion **C = 0.38**.

I.6. Description de la structure :

I.6. 1 . Systèmes de contreventement : [Art 3.4 RPA99 v2003]

Notre bâtiment comporte une hauteur supérieure à 11m, donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.6.2. Planchers :

Nous avons utilisé (2) deux types de planchers, dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, notamment les pouters et les poteaux.

- planchers à cops creux.
- planchers à dalle pleine.

I.6.3. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses :

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (2) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 10 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.6.4. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse (inaccessible), la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Son rôle principal est d'éviter le débordement des eaux pluviales sur les murs extérieurs, et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

I.6.5. Escaliers :

Éléments mineurs de la structure utilisés pour faciliter les mouvements

Vertical entre les étages. Pour notre cas, nous avons un type d'escalier dans ce bâtiment :

- Escalier droite à deux volées

I.6.6. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et machines.

I.6.7. Balcon :

Par définition le balcon est une saillie pratiquée sur la façade d'un bâtiment.

I.6.8. Infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure-sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol. Pour notre projet les fondations ont été choisies conformément au rapport du sol.

I.6.9. Fondation :

Les fondations sont des éléments dont le rôle est la transmission des charges induites par la structure au sol. Autrement dit c'est le support de la structure.

I.7 . Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans le calcul du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (RPA99 , RPA2003)

I.7.1 Le Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au Monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance a la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

a)-Dosage du béton :

le dosage d'un mètre cube de béton normal est de :

- 350 Kg de ciment .
- 800 litres de graviers.
- 400 litres de sables.
- 175 litres d'eau.

b)-Résistance à la compression : **[ART A.2.1.1.1. CBA93]**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristiques requise (spécifiée) notée f_{C28} elle est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm et de hauteur 32cm.

le CBA 93 préconise pour j<28 jours :

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40MPa$: $Fcj = \frac{j}{4,76 + 0,83j} F_{C28}$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40MPa$: $Fcj = \frac{j}{1,40 + 0,95j} F_{C28}$

Remarque :

- Pour le cas de notre structure f_{C28} est prise égale à : 25 MPa

c) Résistance à la traction : **[ART A.2.1.1.2 CBA93]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée par f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour le cas de notre structure f_{tj} est prise égale à : 2,1 MPa.

d) Déformation longitudinale du béton :

Ce module est défini selon l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

d-1) Déformation instantanée : **[ART A.2.1.2.1 CBA93]**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures qu'à l'Age de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée de béton : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ Mpa}.$

d-2) Déformation différée : **[ART A.2.1.2.2 CBA93]**

les déformation différées comprennent le retrait et le fluage, à défaut de mesures, on admet que sur contraintes se longue durée d'application le module de déformation différée du béton est : $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}9\ \text{Mpa}.$

e) Coefficient de Poisson : **[ART A.2.1.3 CBA93]**

Le coefficient de Poisson exprime le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

Dans les calculs, le coefficient de poisson est pris égale à :

- υ=0,20 ……. pour le calcul des déformations (E.L.S).
- υ=0 …….. pour le calcul des sollicitations (E.L.U)

f) Les contraintes limites de calcul : **[ART A.4.3.4. CBA93]**

f-1) Etats limites ultime "ELU":

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

γ_b: Coefficient de sécurité pour le Béton, il est pris égal à :

γ_b = { 1,5.....Situation durable. ; 1,15.....Situation accidentelle. }

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

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

0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

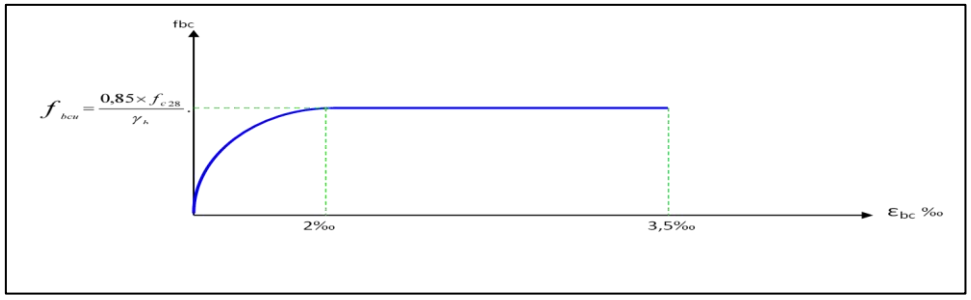


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformation du Béton

f-2) États Limites de Service (ELS) :

La contrainte limite du béton à l'état limite de service est : $\sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$

1.4.2 L'acier :

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction**.**

Les armatures pour le béton armé sont constituées d'aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surface (barres lisses à haute adhérence)

a) Limite d'élasticité :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le **BAEL91** dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Caractéristiques des Aciers.

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

b) Module d'élasticité longitudinale : [ART A.2.2.1 CBA93]

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale à

E_s = 200000 MPa.

c) État Limite Ultime "ELU": [ART A.2.2.2 CBA93]

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

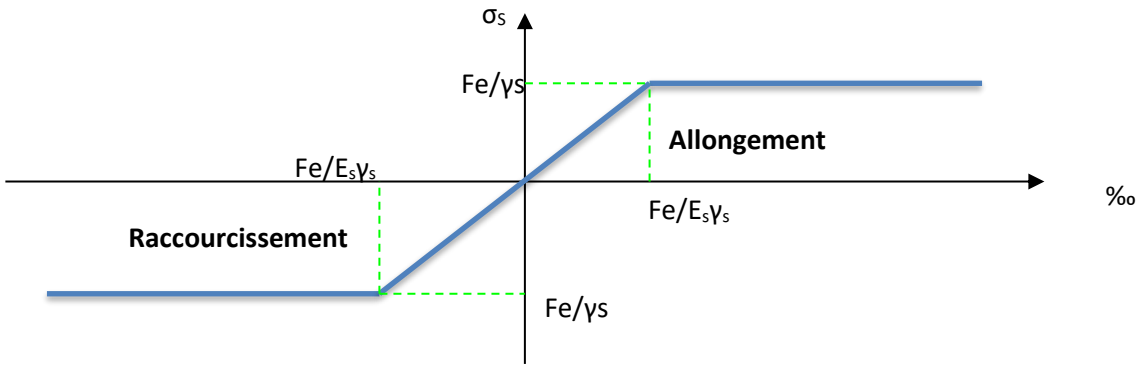


Figure I.6: Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier type (1, 2, 3).

Avec :

σ_S : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante : $\sigma_S = \frac{f_e}{\gamma_S}$

γ_S : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

γ_s =1,15..... Situation durable.

γ_s =1……..Situation accidentelle.

E_S : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : Es=2.10^5 MPa

ε_S: Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \Delta L/L$

d) État Limite de Service "ELS" : [Art A.4.5.3.3]

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : σ_c = min (2/3fe ; 150η).
- Fissuration très préjudiciable : σ_c = min (1/2fe ; 110η).

Avec :

η : Coefficient de fissuration, il a pour valeur :

η = 1,0..... Acier rond lisse

η = 1,6..... Acier à haute adhérence.

I.8. Hypothèses De Calcul :

Tableau - I.2: hypothèses de calcul (béton)

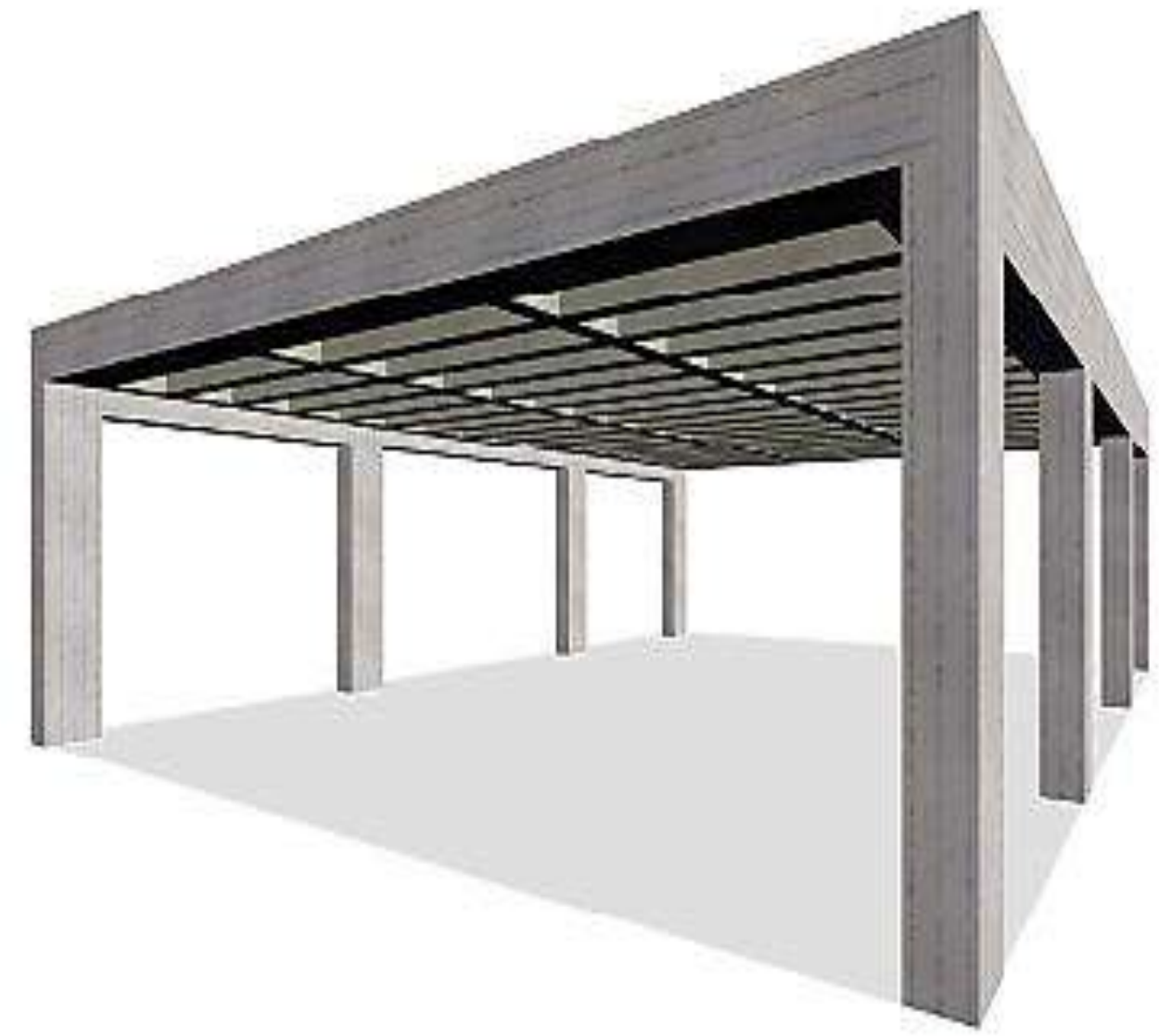
La masse volumique de béton	**ρ = 2. 5 t/m3**	**[ART A.3.1.2.1 CBA93]**
La résistance du béton à la compression à 28 jours	fc28 = 25 MPA	
La résistance du béton à la traction	ft28 = 2.1 MPA	**[ART A.2.1.1.2 CBA93]**
Le module d'élasticité (instantané) : **Le module d'élasticité (différé) :**	Eij = 32164.195 MPA Eij = 10818.860 MPA	**[ART A.2.1.2 CBA93]**
Coefficient de poisson **- pour le calcul des sollicitations** **- pour le calcul des déformations**	 -υ= 0 -υ= 0.2	**[ART A.2.1.3 CBA93]**
Coefficient de dilatation	θ=1x10-5	**[ART A.3.1.3.3. CBA93]**
Module de déformation transversal (module de cisaillement)	$G=\frac{E}{2\,(1+\upsilon)}$	

Tableau - I.3 : hypothèses de calcul acier

La masse volumique de l'acier	**ρ = 7. 85 t/m3**	
La limite élastique de l'acier à Haute adhérence	fe = 400 MPA	[DTR BE-2-1-ART2.1.1.1]
Le module d'élasticité longitudinale de l'acier	Es=200000 MPA	[ART A.2.2.1 CBA93]

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des élément structuraux



II.1 Introduction :

Le Pré dimensionnement est un calcul préliminaire, il permet de choisir les dimensions des éléments de l'ossature qui feront l'objet d'une vérification après le calcul des efforts.

Nous dimensionnons dans le présent chapitre les éléments de la structure suivant les règlements: **RPA99**, **DTRB.2.2**, **C.B.A 93.**
Mettant au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois Sécuritaire et économique.

II.2 Pré dimensionnement :

II.2.1 Pré dimensionnement des Planchers :

II 2.1.1 . Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associés aux corps creux (hourdis nervures).
la hauteur des poutrelles est déterminée par la formule empirique suivante :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$ [1]
- Et $ht \geq L/22.5$

Avec :

- L : la portée la plus longue de la poutrelle.
- ht : hauteur totale du plancher

L = 4.25 m

- $425/20 \geq ht \geq 425/25$ $\Rightarrow 21.25\ cm \geq ht \geq 17\ cm.$
- et $ht \geq 425/22.5$ $\Rightarrow ht \geq 18.89cm$

On choisit : ht = 20cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4) tel que :

d=16 (épaisseur du corps creux (poutrelles Hourdis))
e=4 (épaisseur de la table de compression)

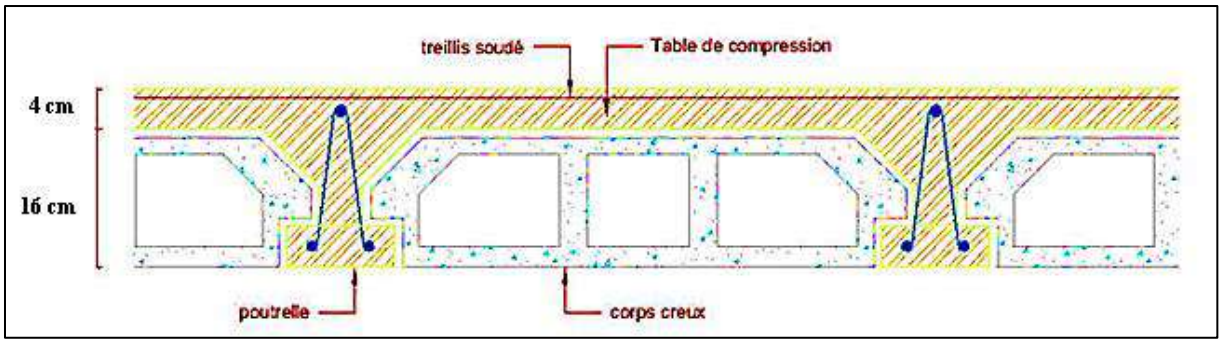


Figure 0-1 : Type de plancher a corps creux

II 2.1.2 Plancher à dalle pleine :

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

Ce type d'élément travail essentiellement en flexion (poutres, poutrelles)

L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

- **Résistance à la flexion :**

✓ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{45} < e < \frac{Lx}{40}$

Avec : **Lx** : la plus grande portée mesurée entre nu d'appuis des poutres. **Lx=1.65 cm**

e : épaisseur de la dalle.

Donc on a : **165/45< e < 165/40** ⟶ **3.67≤ e ≤4.13**

On adopte **e = 15 cm** à confirmer par les différentes isolations.

- **Résistance au feu**

e=7 cm pour une heure de coup de feu.

e=11 cm pour deux heures de coup de feu.

e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

- **Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On adopte : **e=15 cm**

II .3. Evaluation des Charges et surcharge :

II .3.1. Plancher terrasse inaccessible :

II.3.1.1 Planche à corps creux :

Tableau II -1 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.04	17	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.20
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.8
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)		**6.40** KN/m^2	

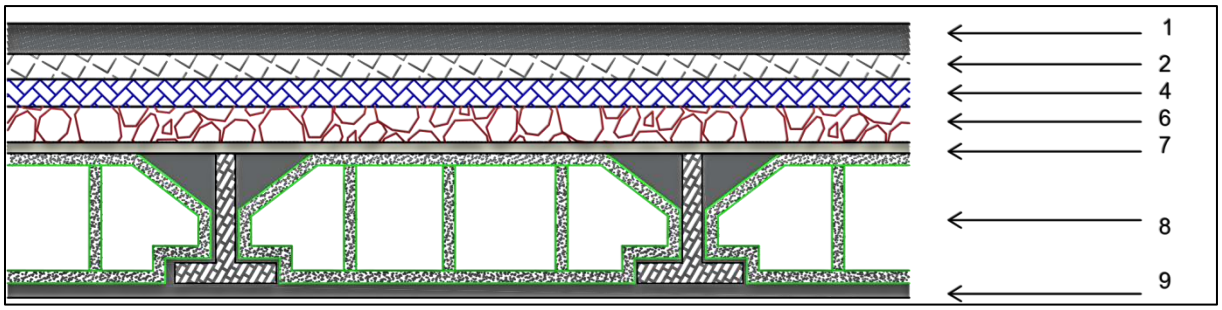


Tableau 0-2 : Charge à la terrasse due aux plancher à corps creux

II.3.1.2. Planche dalle pleine :

Tableau II -2 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	**7.40** KN/m^2		

II .3.2. Plancher étage courant :

II .3.2. 1. Plancher à corps creux :

Tableau II -3 : Charge due aux planchers à corps creux de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher corps creux	0.16+0.04	-	2.80
5	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison +	0.10	16.2	1.62
	G(charges permanentes)	**5.96** KN/m^2		

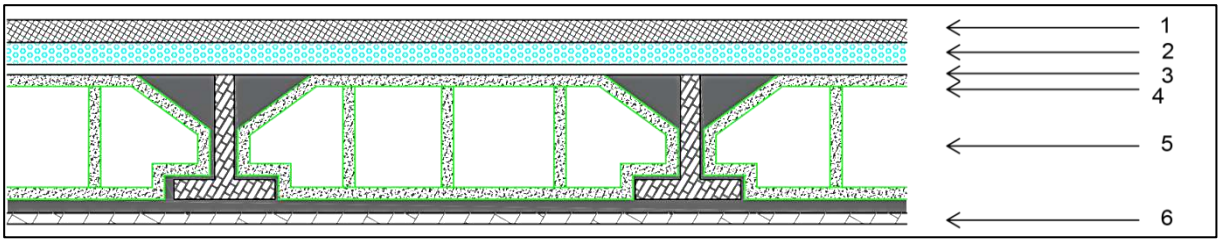


Figure II.3 : *composants du plancher étage courant*

II .3.2. 2. Plancher dalle pleine :

Tableau II -4 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Simple cloison	0.10	16.2	1.62
	G (charges permanentes)	**6.19** KN/m2		

II .3.3. Maçonnerie :

➢ **Murs extérieur (Double cloison) et Murs intérieurs (simples cloisons) :**

Tableau II -5 : Charges du mur double cloison et simple cloisons

		Double cloison				simples cloisons		
	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)		Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x2		0.01	18	0.18x2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9x2		0.10	9	0.9
3	Lame d'aire	/	/	/		/	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.9x2		/	/	/
5	Enduit en ciment	0.01	18	0.18x2		0.01	18	0.18x2
	G(charges permanentes)	**2.52 N/m^2**				**1.62 N/ m^2**		

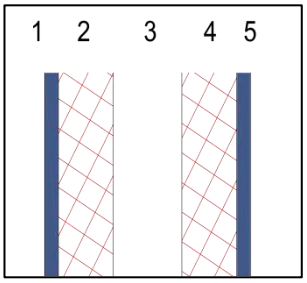


Figure0-4 : mur double cloison

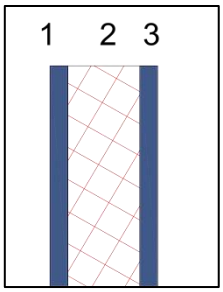


Figure0-5 : mur simple cloison.

II .3.4. Charges d'exploitation :

Tableau II -6 : Surcharges d'exploitation.

PLANCHER Niveau (m)	USAGE	Q (KN/m²)	Article
10emeétage	Terrasse inaccessible	**1**	**[Art7.2.2 DTR.B.C.2.2]**
(RDC+ S.Sol +1 à 9) étage	Bureau	**2.5**	

II .3.5. Poutre :

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre. **;** - **b** : largeur de la poutre. **;** **L** : la portée maximale de la poutre.

- Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du **[Art 7.5.1 RPA99v2003] :**

$$\begin{cases} h \geq 30\ cm \\ b \geq 20\ cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Tableau II -7: pré dimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L=5.60 m	L=4.25 m
Pré dimensionnement	$37.33 \leq h \leq 56$ h=45 cm $15 \leq b \leq 35$ b=30cm	$28.33 \leq h \leq 42.5$ h=35cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ b=30cm
Section choisir	30cm x 45cm	30cm x 35cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{50}{30} = 1.3$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.16$ .. cv
Conclusion	30cm x 45cm	30cm x 35cm

Conclusion :

- les Vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres secondaires et poutres principales suivantes :

PP (30*45) PS (30*35)

II .3.6. LES POTEAUX :

Les poteaux peuvent être de forme carrée, rectangulaire ou circulaire, la forme carrée est la plus usuelle et la plus économique, car elle nécessite le minimum de coffrage et d'armatures transversales. Ils sont capables de résister aux différentes sollicitations.

- Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article **[7.4.1 RPA 99V2003]**.

Min (b, h) ≥ 30 cm (en zone III)

Min (b, h) ≥ h_e / 20

1/4 ≤ b / h ≤ 4

Avec h_e : hauteur libre de l'étage.

- D'après **l'article B.8.4.1 de CBA93** L'effort normal ultime agissant N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_{ultime} = \left(\frac{B_r . f_{c28}}{0{,}9.\gamma_b} + A.\frac{f_e}{\gamma_s} \right).\alpha$$

II .3.6.1.Décente 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).

Tableau II -8 : calcul de l'effort N

	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28 (Mpa)	B(cm2)	Br(cm2)	AS(m 2)	α	Nu adm(kN)	Nu adm(kN)
Terrasse	30	2.38	0.087	27.35	25	900	784	0.9	0.757	1.122	1122.296
9	30	2.38	0.087	27.35	25	900	784	0.9	0.757	1.122	1122.296
8	35	2.38	0.101	23.556	25	1225	1089	1.225	0.779	1.605	1604.984
7	35	2.38	0.101	23.556	25	1225	1089	1.225	0.779	1.605	1604.984
6	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
5	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
4	45	2.38	0.130	18.321	25	2025	1849	2.025	0.806	2.816	2816.007
3	45	2.38	0.130	18.321	25	2025	1849	2.025	0.806	2.816	2816.007
2	50	2.38	0.144	16.527	25	2500	2304	2.5	0.814	3.543	3543.292
1	50	2.38	0.144	16.527	25	2500	2304	2.5	0.814	3.543	3543.292
RDC	55	2.38	0.159	14.990	25	3025	2809	3.025	0.820	4.351	4351.373
S.Sol	55	2.618	0.159	16.46	25	3025	2809	3.025	0.814	4.319	4319.275

II .3.6.2 .Le choix de poteau le plus sollicité (F - 2)

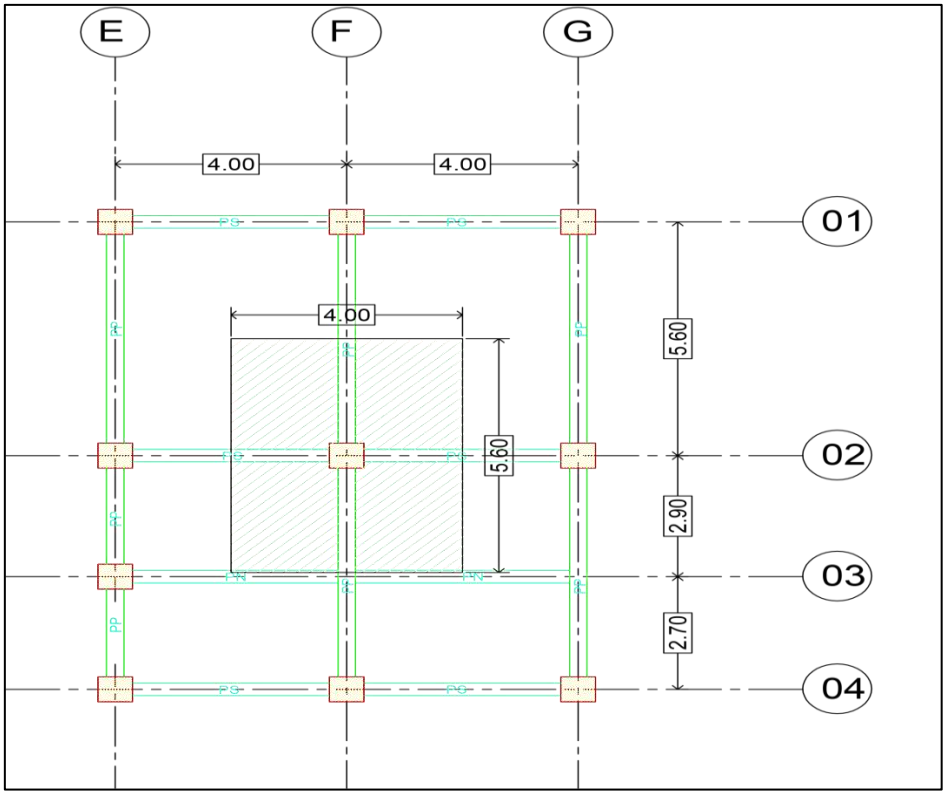


Figure II.6. Le poteau le plus sollicité

➢ Surface total du plancher :

$S_t = (1.85+0.3+1.85) * (2.65+0.3+2.65)=22.4\ m^2$

➢ Surface du plancher seulement :

$S_p= (1.85+1.85) \times (2.65+2.65)=19.61\ m^2$

II .3.6.3. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

II .3.6.3.a. Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c)}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$

$G_{\text{(poutres principales ou secondaires)}}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{\text{(poteau)}}$= b x h x he x poids volumique du béton armé

➢ Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

10^{eme} étage : $G_{10}= G_{\text{plancher t}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

9^{eme} étage : $G_9= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

8^{eme} étage : $G_8= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

7^{eme} étage : $G_7= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

6^{eme} étage : $G_6= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

5^{eme} étage : $G_5= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

4^{eme} étage : $G_4= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

3^{eme} étage : $G_3= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

2^{eme} étage : $G_2= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

1^{er} étage : $G_1= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

RDC : $G_0= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

S/Sol : $G_s= G_{\text{plancher c}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}}$

Tableau II -9 : Détermination des charges permanentes.

	G plancher(KN)	G pot(KN)	G pp(KN)	G ps(KN)	G(KN)	G cum(KN)
terrasse	138.251	7.650	17.888	9.713	173.501	173.501
9	128.642	7.650	17.888	9.713	163.892	337.392
8	128.642	7.650	17.888	9.713	163.892	501.284
7	128.642	10.413	17.888	9.713	166.654	667.938
6	128.642	13.600	17.888	9.713	169.842	837.779
5	128.642	13.600	17.888	9.713	169.842	1007.621
4	128.642	17.213	17.888	9.713	173.454	1181.075
3	128.642	17.213	17.888	9.713	173.454	1354.529
2	128.642	21.250	17.888	9.713	177.492	1532.021
1	128.642	21.250	17.888	9.713	177.492	1709.512
RDC	128.642	25.713	17.888	9.713	181.954	1891.467
S.Sol	128.642	28.284	17.888	9.713	184.525	2075.992

II .3.6.3.b. Surcharge d'exploitation :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Q_n$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Cette équation est donnée par [**ART.6.3 DTR BC.2.2]**

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

n: Nombre d'étage.

Q_0: La structure d'exploitation sur la terrasse.

Q1 , Q2 ,……, Q_n: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

10eme étage : Q_0

9eme étage : Q_0+Q_1

8eme étage : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

7eme étage : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2+ Q_3)$

6eme étage : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4)$

5eme étage : $Q_0 +0.80 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5)$

4eme étage : $Q_0 +0.75 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$

3eme étage : $Q_0 +0.71 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$

2eme étage : $Q_0 +0.69 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8)$

1er étage : $Q_0 +0.67 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)$

RDC : $Q_0 +0.65 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+ Q_{10})$

S/Sol : $Q_0 +0.63 (Q_1 + Q_2 +Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9+ Q_{10}+ Q_{11})$

Tableau II -10 : Détermination des charges d'exploitation.

étage	Q	Q plancher	Q(KN)	n	3+n/2n	Q cum (kN)
terrasse	Q0	1	22.400	0		22.400
9	Q1	2.5	56.000	1	1	78.400
8	Q2	2.5	56.000	2	0.95	86.240
7	Q3	2.5	56.000	3	0.9	113.120
6	Q4	2.5	56.000	4	0.85	136.640
5	Q5	2.5	56.000	5	0.8	156.800
4	Q6	2.5	56.000	6	0.75	173.600
3	Q7	2.5	56.000	7	0.714	189.504
2	Q8	2.5	56.000	8	0.69	207.872
1	Q9	2.5	56.000	9	0.67	224.896
RDC	Q10	2.5	56.000	10	0.65	240.800
S.Sol	Q11	2.5	56.000	11	0.64	258.944

II .3.6.4. Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

- N_{ultime}=1.35G+1.5Q
- Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Tableau II -11 : Détermination de l'effort normal ultime.

étage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	Nu	1,1*Nu	Nu(kN)	vérification
terrasse	173.501	22.400	267.826	294.608	1122.296	**oui**
9	337.392	78.400	573.079	630.387	1122.296	**oui**
8	501.284	86.240	806.093	886.702	1604.984	**oui**
7	667.938	113.120	1071.396	1178.536	1604.984	**oui**
6	837.779	136.640	1335.962	1469.558	2169.772	**oui**
5	1007.621	156.800	1595.488	1755.037	2169.772	**oui**
4	1181.075	173.600	1854.851	2040.337	2816.007	**oui**
3	1354.529	189.504	2112.870	2324.157	2816.007	**oui**
2	1532.021	207.872	2380.036	2618.040	3543.292	**oui**
1	1709.512	224.896	2645.186	2909.704	3543.292	**oui**
RDC	1891.467	240.800	2914.680	3206.148	4351.373	**oui**
S.SOL	2075.992	258.944	3191.005	3510.105	4319.275	**oui**

II .3.6.5.Vérification des conditions des RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

Pour la zone III on a :

- Min $(b_1, h_1) \geq 30$ ⇨ Min (35, 35) ≥ 30 …… Condition vérifiée
- Min $(b_1, h_1) \geq he / 20$ ⇨ Min (35, 35) =35 ≥ 3 / 20 = 15 …. Condition vérifiée
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$ ⇨ 1/4 < (35 / 35) =1 < 4…… Condition vérifiée

Toutes ces conditions sont vérifiées.

II .3.7. PREDIMENSINNEMENT DES VOILES :

Sont considéré comme voile les éliment satisfaire à la condition $L \geq 4a$

Avec : **L** : la longueur de voile **;** **a** : épissure de voile

- Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par **(L'article 7.7)** de RPA 99 versions 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

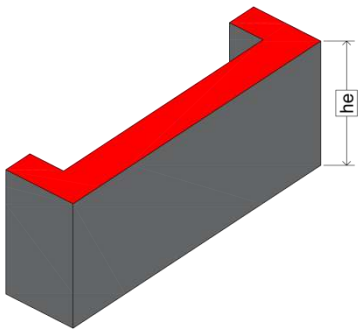
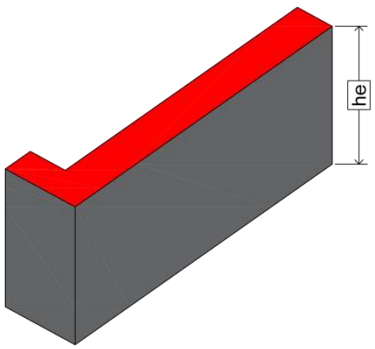
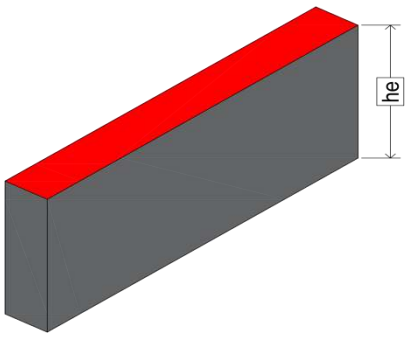
D'après le RPA 99 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : L≥4a. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : **L** : longueur de voile.

a : épaisseur du voile.

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

Tableau II -12 :Coupe de voile en élévation.

		
a ≥ he/25	a ≥ he/22	a ≥ he/20
he : Hâture libre d'étage	he = h étage – h ps	

a ≥ (15, he/25 , he/22 ,he/20).

- **Pour le S.S** : he=(3.74-0.35)=3.39m

  a ≥ max (15cm; 339/20) ⇒a ≥16.95cm

- **our étage courant: (**Bureau**)** : he=(3,40-0.35)m

  a ≥ max (15cm; 305/20) ⇒ a ≥15.25cm

Donc On adopte l'épaisseur des voiles : a= 17 cm sur toute la hauteur de la structure

- **Voile périphérique :**

a_{ph}=a + 5cm a ph= 25 cm

II.3.8. Conclusion :

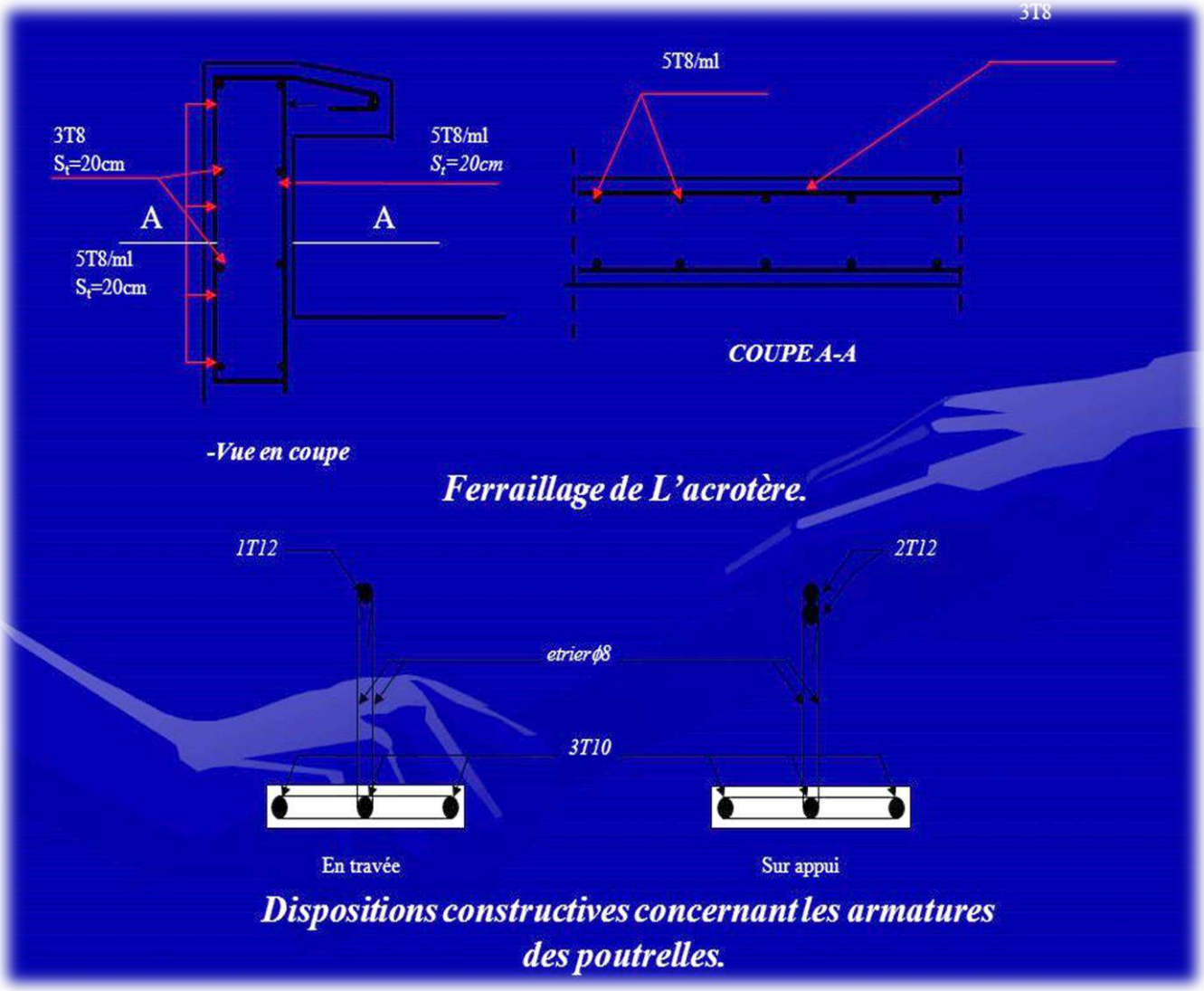
- Dans ce chapitre ; et après tous les calculs et leurs vérifications selon les règlements, on conclure que le pré dimensionnements des éléments résistes sont :

Tableau. II -13. Résultat final de pré dimensionnement

L'élément		Section
Plancher		e =(16+4) cm
Dalle pleine		e =15 cm
Poutre principales		h =45 cm b =30 cm
Poutre secondaires		h =35 cm b =30 cm
Poteaux	SS + RDC	(55*55) cm
	1ére +2eme étage	(50*50) cm
	3eme +4eme étage	(45*45) cm
	5eme +6eme étage	(40*40) cm
	7eme +8eme étage	(35*35) cm
	9eme+10eme étage	(30*30) cm
Voile de contreventement		a =17 cm
Voile périphérique		a =25 cm

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENT SECONDAIRES



III.1. ACROTÈRE :

III.1.1. INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante Q=1kN/ml.

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

- Largeur b=100cm
- Hauteur H=60cm
- Epaisseur e=10cm

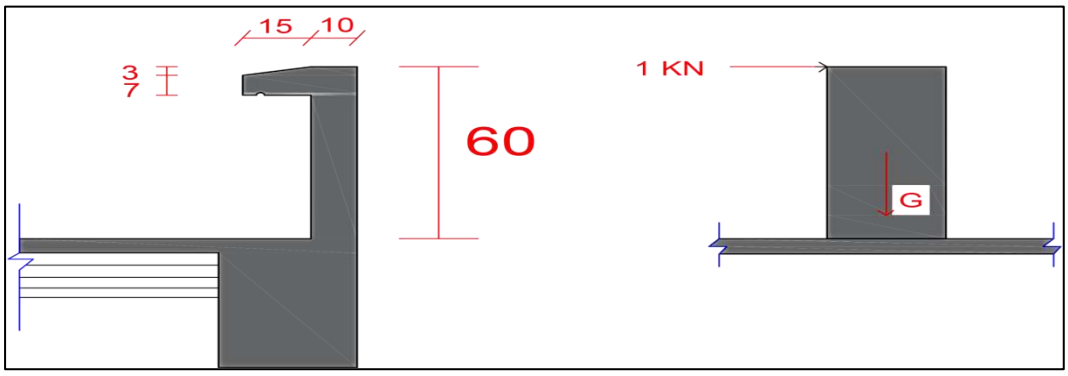


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère

Figure.III.2 : sollicitations

III.1.2. EVALUATION DES CHARGES :

Tableau.III.1. Les charge

Charge permanente G [KN/ml]	$S=\left[(0{,}1\times 0{,}6)+(0{,}15\times 0{,}07)+\frac{(0{,}1\times 0{,}03)}{2}\right]=0{,}072cm^2$ G acrotère =25×0.072=1.8 KN/m	DTR B.C 2.2 (ART .3.1) Page(09)
Charge d'exploitation Q [KN/ml]	Q = 1KN/m	**DTR B.C 2.2 (ART.7.2.1) Page(20)**

III.1.3. Calcul des efforts :

Tableau.III.2. Les efforts.

	E.L.U		E.L.S	
Effort normal : $\mathbf{N}_u$(kN)	1,35 * G= 2.43	CBA 93 ART .A.3.3.2.1	G = 1.8	CBA 93 ART.A.3.3.3
Effort tranchant : $\mathbf{T}_u$(kN)	1,5 * Q = 1.5		/	
Moment d'encastrement: $\boldsymbol{M}_u$(kN.m)	1,5 * Q * h =0.90		Q * h = 0.6	

III.1.4. Calcul du ferraillage :

- Le calcul se fait sur une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée et en situation durable :

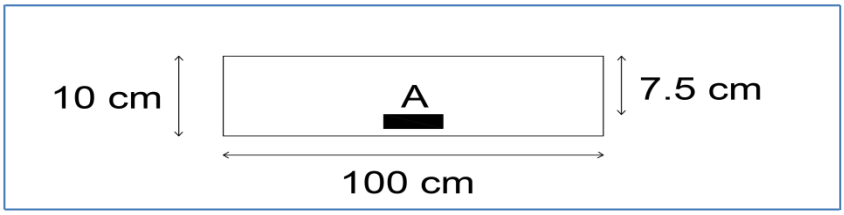


Figure III.3 : section de calcul

Tableau III .3. Les données

Données			
f_{c28}	25 MPa	**H**	10cm
f_{t28}	2,1 MPa	**D**	7.5cm
F_e	400 MPa	**C**	2.5cm
$\boldsymbol{\sigma_{b\,adm}}$	14.17 MPa	**c'**	2.5cm
$\boldsymbol{\sigma_{s\,adm}}$	348 MPa	**B**	100cm

III.1.4.1.À l'ELU :

III.1.4.1.1. Calcul des armatures (flexion simple) :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2\sigma_{bc}} = \mathbf{0},011 \quad < \quad 0.32 \qquad A' = 0.$$

du tableau on a : β =0.994 et α =0.0151

$$A1 = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{0.9.10^6}{0,994.75.348} = 34.69\ mm^2 = 0.35cm^2$$

III.1.4.1.2. Condition de non fragilité:

$A = \max\{ \frac{0.2\ B}{1000} ; 4\%.V \}$ = 8.8 > A=0.65 cm² …… (**CBA 93 , ART.A-8.1.2.1)**

Avec **v** :

Donc : A = Amin = 8.8 cm². { A_{vs1}=4.4 cm² , A_{vs2}= 4.4 cm² }

On adopte: **A_{vs1}=A_{vs2} = 7HA10= 5.49 cm².**

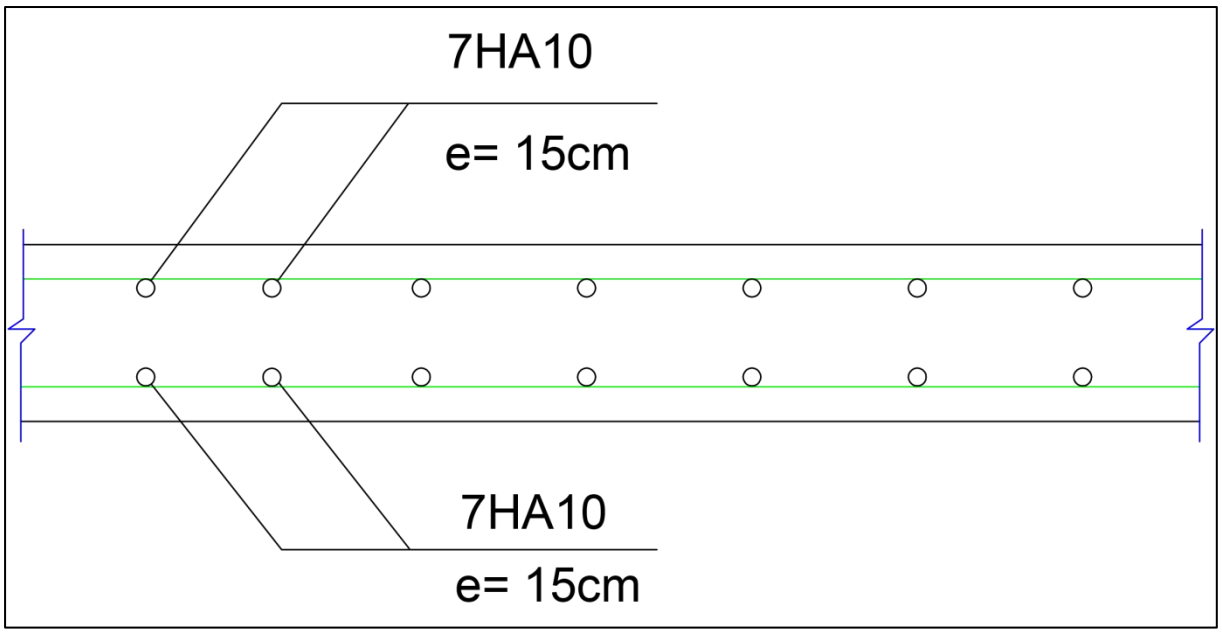


Figure III.4 :Armature verticaux

III.1.4.1.3. Armatures de répartition :

$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 1.37 cm^2$ on prendra **Ar = 5HA8 = 2.01 cm².**

III.1.4.1.4. Espacement:

St=15cm ≤ S min=min [3h=36cm; 33cm] =33cm

S tr=15cm ≤ S min r=min [4h=48cm; 45cm] =45cm

Tableau III .4. Ferraillage

Mu	Nu	μ	A	Amin	A choisi	A rép	Arép choisie
0.90	2.43	0.011	0.35	4.4	7HA10	1.37	4HA8

III.1.4.2. Vérification à l'état limite de service :

Calcul de l'excentricité :

Données : N_{ser} = 1.8 KN. M_{ser} = 0,6 KN.m

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 33.33\text{cm}$$

$e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC) . $33.33\text{cm} \succ 2.5\text{cm}$

➢ Il faut vérifier que: $\begin{cases} \sigma b \leq \overline{\sigma} b \\ \sigma s \leq \overline{\sigma} s \end{cases}$ (fissuration préjudiciable)

➢ D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

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

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée. C=d -e_A

Avec :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 38.33cm \Rightarrow \text{C = h/2 - } e_A = (5 - 38.33)\,; \quad C = -30.83cm \qquad (C \prec 0)$$

Danc :

$$\begin{cases} p = -3c^2 + 90\frac{A_s}{b} + 90(d-c)\frac{A_s}{b} = -2662.078 \\ et \\ q = -2c^3 - 90\frac{A_s}{b} - 90(d-c)^2\frac{A_s}{b} = -51347.88 \end{cases}$$

La solution qui convient est : **y_c=33.82 cm**

Car : 0<y_{ser}=y_c+c<d

0<y_{ser}=33.82-30.88=2.94cm<9cm Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 2.94cm \\ y_c = 33.82cm \end{cases}$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_{ser}^3 + n\left[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2\right] = 2632.19cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

a. Contrainte du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} \text{.....(ART .A.4.5.3.3)}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1.8.10^3 \times 33.82.10}{2632.19.10^4}\right) \times 29.4 = 0.68MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} \text{.....CV}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n\left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right)(d - y_{ser}) \le \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = Min\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201{,}63MPa \text{.....} (\eta = 1{,}6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 15.81MPa \prec \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{.....CV}$$

III.1.5. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 75} = 0{,}02MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \le \overline{\tau_u} \Longrightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme:

RPA.99 version 2003:……. **(Art 6.2.3**)

L'acrotère doit être calculé sous l'action des forces horizontales par la formule suivante :

Fp= 4.A .Cp . Wp

A = coefficient d'accélération : F (groupe d'usage **1.B**, zone sismique **III**).

Cp = facteur de force horizontale.

Wp =poids de l'acrotère pour une bande de 1 m de largeur.

A = 0.30 , Cp = 0.3 , W p = 1,755 KN

F p= 4.A.C p. W p= 4×0.30×0.3×1.755 =**0.63 KN** < 1.5Q =1.5 KN

Donc:

L'acrotère résiste la force sismique.

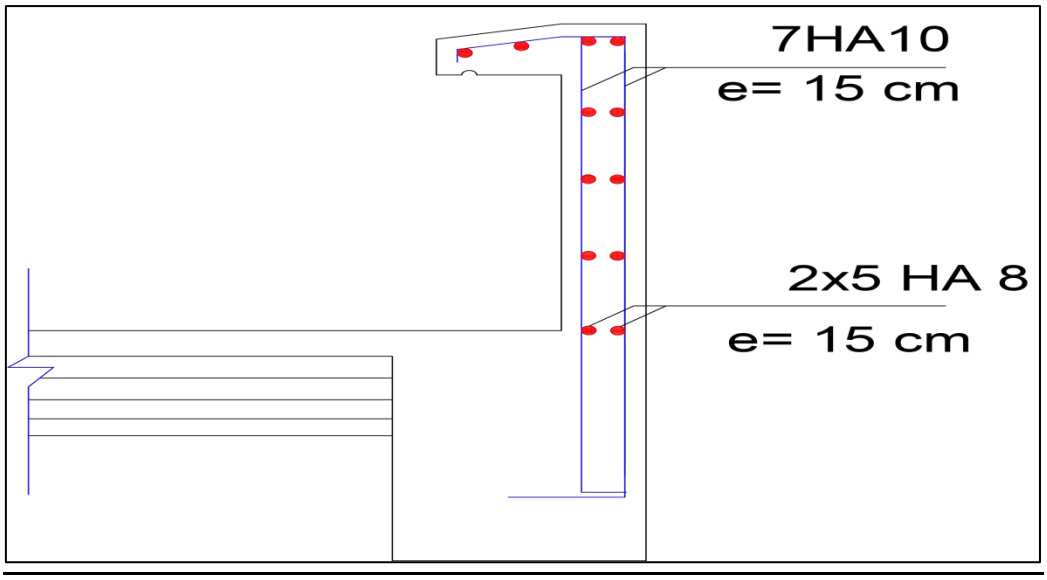


Figure.III.5 : ferraillage d'acrotère

III.2. Calcul des planchers :

III.2.1. La dalle de compression : [CBA 93 Art B 6.8.4.2.3.]

Pour limiter le risque de fissuration de la dalle de compression par retrait du béton, ainsi que pour résister aux efforts appliqués sur la dalle ; on prévoit un ferraillage en quadrillage. La table de compression à une épaisseur de 5 cm avec un espacement de 60 cm entre poutrelles. La section d'armature à prévoir doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Espacement pour les armatures perpendiculaires aux nervures au plus égale à : 20 cm.
- Espacement pour les armatures parallèles aux nervures au plus égale à : 33 cm**.**
- La section d'armatures dans le sens perpendiculaire aux nervures est donnée par :

$$\mathbf{At \geq 0.02*L*}\frac{200}{f_e} = \frac{4L}{f_e}$$

Avec :

- L : espacements entre axes des nervures (60 cm dans notre ouvrage).
- fe : nuance de l'acier FeE520 (fe=520), le treillis soudé qui sera utilisé sera à maillage carré de 20cm x 20 cm.
- At : Section d'armatures perpendiculaires aux nervures.

$50cm \leq (L=60cm) \leq 80\ cm \Rightarrow At \geq 0.5cm^2/ml$

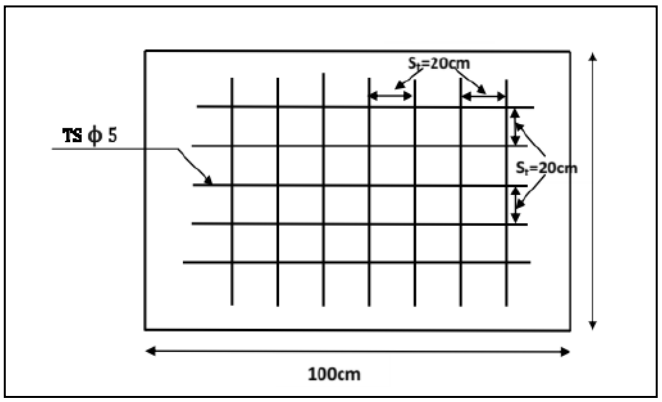
La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$Al \geq \frac{At}{2} = 0.25\ cm^2/ml$$

On garde le même ferraillage pour les armatures parallèles et perpendiculaires aux nervures.

On choisit un treillis soudé :

TLE520 : de nuance FeE520 avec des armatures de ϕ5.et un espacement 20cm x 20 cm.



III.2.2. LES POUTRELLES :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués ; leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre semi encastrée aux poutres de rives.

III.2.2.1. DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRELLE :

On : h_t = 20cm; avec h_0 = 4 cm; h=16cm

On a: b_0 = 12 cm, b=60cm

c= (b-b_0)/2=24 cm

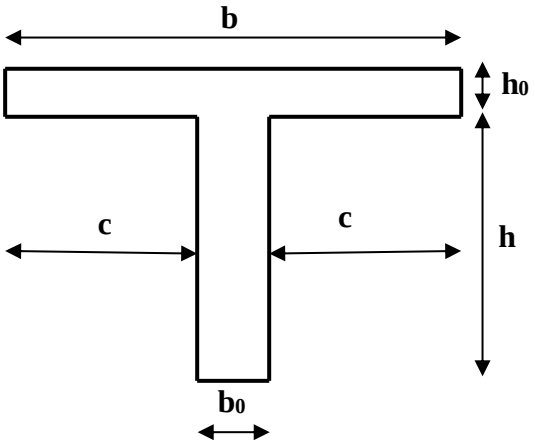


Figure.III.6 : dimensions de la poutrelle.

III.2.2.2. CALCUL DES POUTRELLES:

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression

III.2.2.2.1.)- 1ere étape de calcule(avant coulage) :

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuis et elle supporte :

- Son poids propre
- Le corps creux
- La surcharge due à l'ouvrier qui travaille Q=1KN/m^2

$Q = Max\begin{cases}1kN \\ 500N/m\end{cases}$ Localisée au milieu de la travée **[B.6.8.4.1.2]**

A.1.)-Charges et surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : 0.04×0.12×25 = 0.12 KN/ml
- Poids du corps creux : 0.60×1 = 0.60 KN/ml

$\Rightarrow$ **G = 0.60 + 0.12 = 0.72 KN/ml.**

- Surcharge d'exploitation : $Q = Max\begin{cases}1kN \\ 0.5\times L = 0.5\times 4.25 = 2.125kN\end{cases}$

$\Rightarrow$ **Q = 2.125 KN**

A.2.)-Calcul des moments à ELU :

$M_u = 1.35\ M_G + 1.5\ M_Q$

$M_G = G\cdot L^2/8 = 0.72\times(4.25)^2/8 = 1.63$ kN.m

$M_Q = Q\cdot L/4 = 2.125\times(4.25)/4 = 2.258$ kN.m $\Rightarrow$ $M_u = 5.588$ kN.m

A.3.)-CALCUL DES ETAIEMENTS:

$f_G = \frac{5\times GL^4}{384\times EI}$

$f_Q = \frac{Ql^3}{48EI}$ Donc: $f_T = f_g + f_Q$

E : Module de déformation longitudinale. $Ev = 3700F_{c28}{}^{(\frac{1}{3})} = 10818.86$ MPA

$f_{adm} = \frac{L}{500}$

Tableau III .5. Calcul de nombre d'étaiement

N	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	L (mm)	f_g (mm)	f_Q (mm)	f_T (mm)	f_{adm} (mm)	$f \leq f_{adm}$
0	0.72	2.125	4.25	148.58	0.186	148.76	8.5	**CNV**
1	0.72	1.063	2.125	9.286	0.0103	9.296	4.25	**CNV**
2	0.72	1	1.063	0.580	0.0012	0.580	2.83	**CV**

Commentaire :

D'après la vérification, il faut prévoir 2 étaiements le long de la travée espacée de 106cm pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2.2. Calcul après coulage :

2.) La méthode forfaitaire : [CBA . ATR B.6.2.2.1]

Pour pouvoir appliquer cette méthode, il faut vérifier les trois conditions suivantes **:**

- La surcharge d'exploitation Q ne doit pas dépasser le double des charges permanentes ou bien 5KN/m².

$$Q \leq \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

- Les moments d'inertie de toutes les travées doivent être égaux et le rapport entre les travées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- La fissuration est peu nuisible.

- **Exposé de la méthode ……...…… [annexe E]**

1) Pour chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Il s'agira de vérifier les trois conditions suivantes :

- $Mt + ((Mw+Me)/2) \geq Max\ (1{,}05M0 \text{ et } (1+0{,}3\ \alpha)\ M_0)$
- $M_t \geq ((1{,}2+0{,}3\ \alpha)/2).M_0$ pour les travées de rive.
- $((1+0{,}3\ \alpha)/2).M_0$ pour les travées intermédiaire

2) Pour les appuis :

$$\begin{cases} M_a \geq 0.6M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Poutre à deux travées} \\ M_a \geq 0.5M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis voisin des appuis de rive.} \\ M_a \geq 0.4M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuis intermédia ires.} \\ M_a \geq 0.2M_0 \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{Appuid de rive} \end{cases}$$

Avec :

M_t : Moment en travée.

M_ω : Moment max sur l'appui gauche.

M_e : Moment max sur l'appui droit.

M_a : Moment à l'appui.

M_0 : Moment isostatique = $\frac{PL^2}{8}$ (kN.m)

3-) l'effort tranchant est égale :

Tw=PL/2+((Mw-Me)/L)

Te=-PL/2+((Mw-Me)/L)

Tableau III.6: Vérification methode de calcul

Condition		Vérification
Condition concernant la charge d'exploitation		
$\mathbf{Q \leq Min\ [2G\ et\ 5KN/m^2]}$	$2.5 \leq$ Min $[14.1$ et $5KN/m^2]$	**Vérifiée**
Condition concernant les caractéristiques géométriques		
Le moment d'inertie de la poutrelle doit être même pour toutes les travées		**Vérifiée**
$\mathbf{0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25}$	$0.8 < \frac{4}{4} = 1 > 1.25$	**Vérifiée**
	$0.8 \leq \frac{4.25}{4.25} = 0.62 \leq 1.25$	**Vérifiée**
Condition concernant le type de fissuration		
La fissuration considérée comme non préjudiciable (peu nuisible)		**Vérifiée**

- **Remarque :**

Tous les condition vérifié dance méthode forfaitaire applicable.

III.2.2.2.3. Calcul des sollicitations :

- $P_U = 1.35\ G + 1.5\ Q$ $P_S = G + Q$

Tableau III.7 : Calcul des sollicitations

Plancher	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	L (m)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Terrasse	6.40	1	0.60	3.84	0.6	6.084	4.44
E. courant	5.96	2.5	0.60	3.57	1.5	7.564	5.436

➢ On a deux types de poutrelles à calculer :

❖ **Poutrelles à deux travées :**

1-) Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III.8: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELU)

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w	M_e(kN.m)	T0(kN)	T_w (kN)	T_e(kN)
A-B	7.564	4	15.127	**10.329**	3.026	**9.076**	15.127	13.614	**16.639**
B-C	7.564	4	15.127	10.329	9.076	3.025	15.127	16.639	13.614

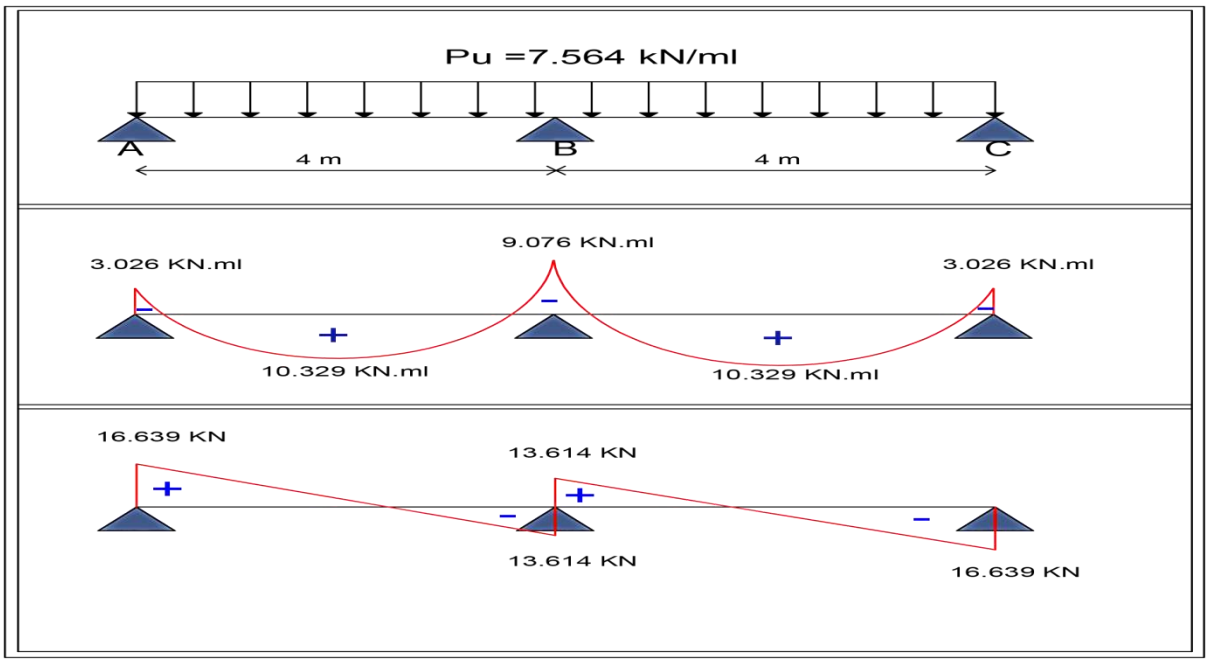


Figure.III.7 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU

2-) détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau III.9: Différentes sollicitations dans la poutrelle à deux travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.436	4	10.872	**7.423**	2.174	**6.523**
B-C	5.436	4	10.872	7.423	6.523	2.174

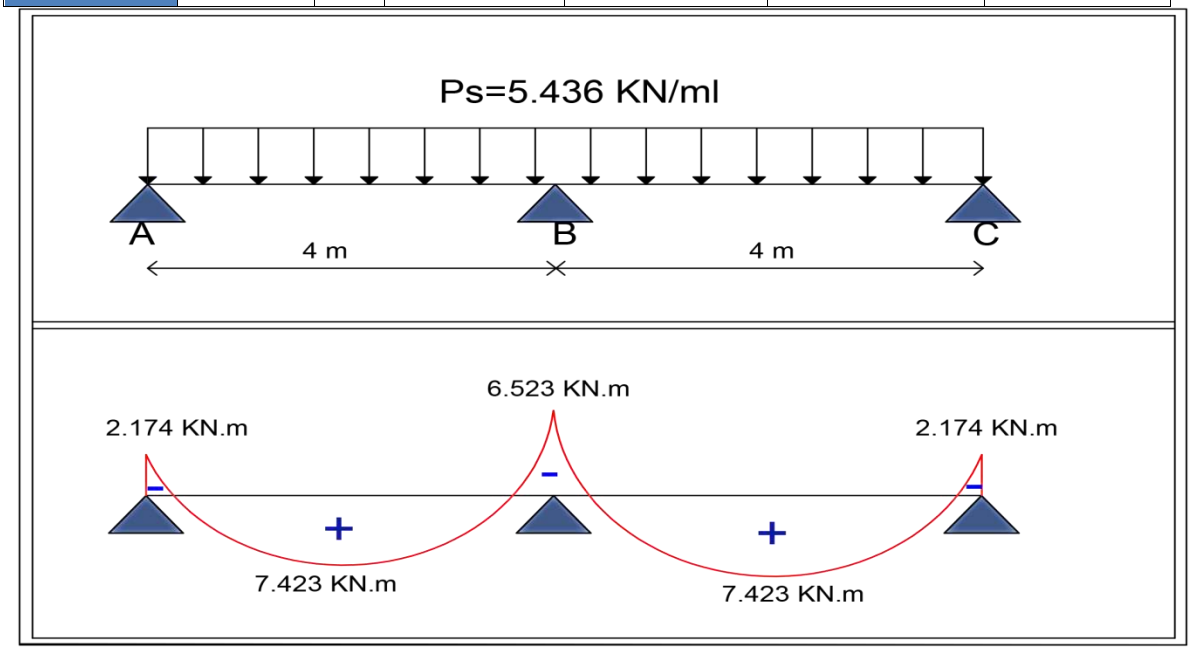


Figure.III.8 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

❖ Poutrelles à Sex travées :

1-) Détermination des moments à l'Etat Limite Ultime:

Tableau III-10 : Différentes sollicitations dans la poutrelle à sexe travées (ELU)

Travée	Pu	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_w (kN.m)	M_e(kN.m)	T0	T_ω (kN)	T_e(kN)
A-B	7.56	4	15.120	11.080	3.024	7.560	15.120	13.986	16.254
B-C	7.56	4	15.120	9.568	7.560	6.048	15.120	15.498	14.742
C-D	7.56	4.25	17.069	**11.654**	6.828	6.828	16.065	16.065	16.065
D-E	7.56	4.25	17.069	11.654	6.828	6.828	16.065	16.065	16.065
E-F	7.56	4	15.120	9.698	6.048	7.560	15.120	14.742	15.498
F-G	7.56	4	15.120	11.080	**7.560**	3.024	15.120	**16.254**	13.986

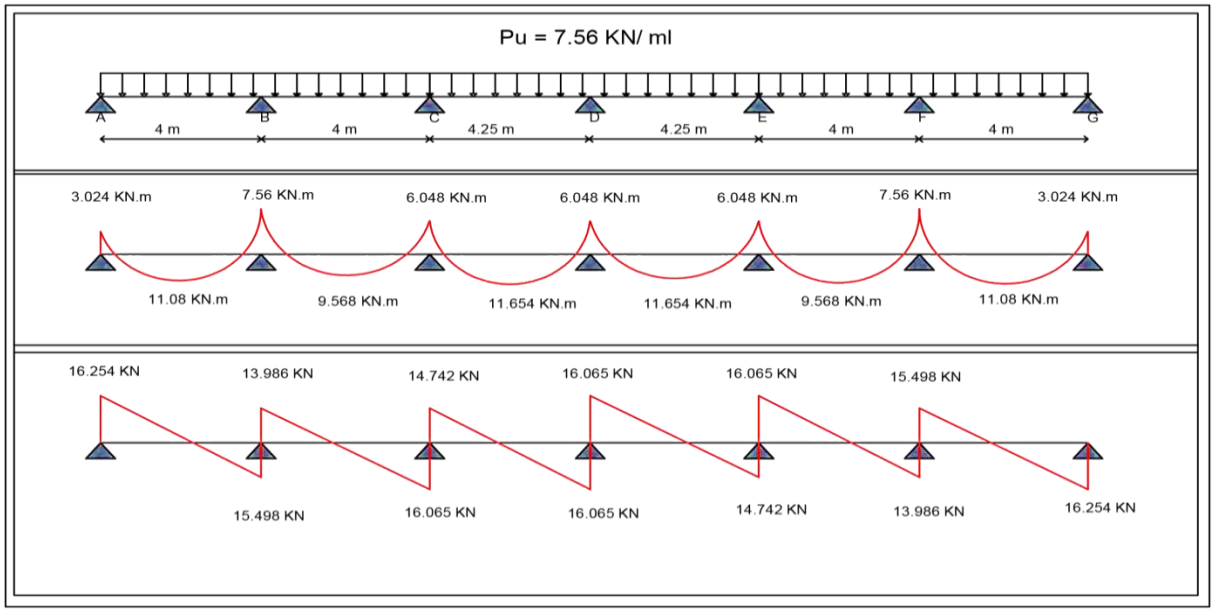


Figure.III.9 : Diagramme des moments et les efforts tranchants des poutrelles à l'ELU.

2-) détermination des moments à l'Etat Limite de Service:

Tableau III.11: Différentes sollicitations dans la poutrelle à sexe travées (ELS)

Travée	Ps	L	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_ω (kN.m)	M_e(kN.m)
A-B	5.436	4	10.872	7.966	2.174	5.436
B-C	5.436	4	10.872	6.879	5.436	4.349
C-D	5.436	4.25	12.273	**8.380**	4.909	4.909
D-E	5.436	4.25	12.273	8.380	4.909	4.909
E-F	5.436	4	10.872	6.879	4.349	5.436
F-G	5.436	4	10.872	7.966	**5.436**	2.174

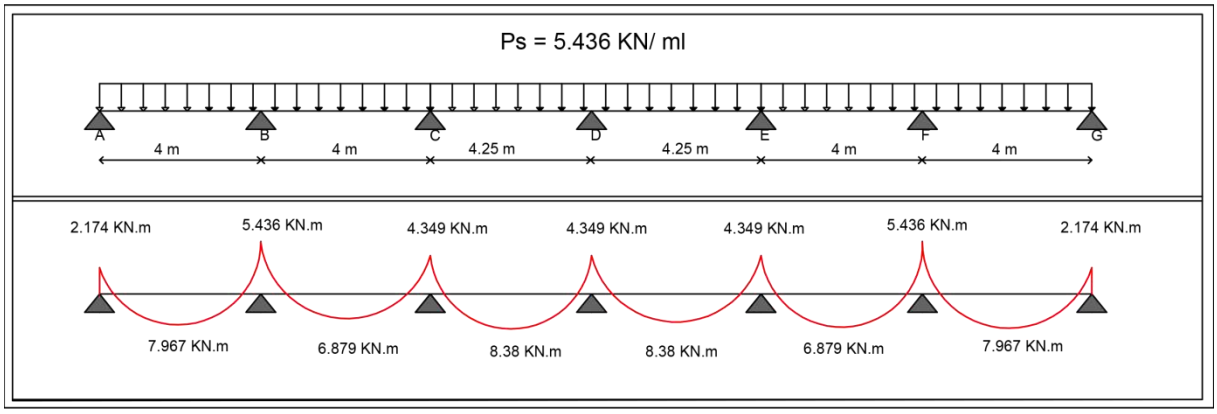


Figure.III.10 : Diagramme des moments des poutrelles à l'ELS.

Résultat final :

Tableau III.12: Récapitulations des efforts

	ELU			ELS	
Travée	Ma (max)	Mt (max)	T max	Ma (max)	**Mt (max)**
5 travées	7.560	**11.654**	16.254	5.436	**8.380**
2 travées	9.076	**10.329**	16.640	**6.523**	**7.423**

III.2.2.2.4. Ferraillage des poutrelles :

Le ferraillage se fait pour le deux **type** des poutrelles, c'est le cas le plus défavorable.

- **M_{tmax}= 11.654 kN.m**
- **M_{amax}= 9.076 kN.m**
- **T_{max}= 16.64 kN.m**

- **Position de l'axe neutre :**

Le moment équilibré par la table : $M_0 = b \cdot h_0 \cdot \overline{\sigma}_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right)$

avec :b=60 cm ; h_0=5 cm ; σ_{bc}=14.2 MPa ; d=23 cm ; σ_s=348 MPa ; F_eE400 MPa;

b_0=12 cm ;c= 2 cm;

$$M_0 = 60 \cdot 5 \cdot 14.2\left(23 - \frac{5}{2}\right) \Rightarrow M_0 = 87.33 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t$, d'où l'axe neutre passe par la table de compression, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire (b×h)= (60×25) cm² en flexion simple.

4.1)- A L'ELU :

A)-Armatures Longitudinales :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.654 \cdot 10^6}{14.2 \cdot 600 \cdot 230^2} \Rightarrow \mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \qquad \text{Donc} \quad A' \neq 0$$

Tableau : ß=0.988 $\Rightarrow A = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$ = 1.47 cm².

On adopte : **A=2HA10=1.57 cm²**

➢ **Aux appuis :**

Le moment en appui est négatif donc la zone tendue se trouve au niveau supérieur ;

Le ferraillage se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12×20) cm²

M_{app}=9.076 kN.m

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9.076 \cdot 10^6}{120 \cdot 200^2 \cdot 14.2} = 0.133 < \mu_l = 0.392$$

Donc A'=0

Schéma statique de poutrelle

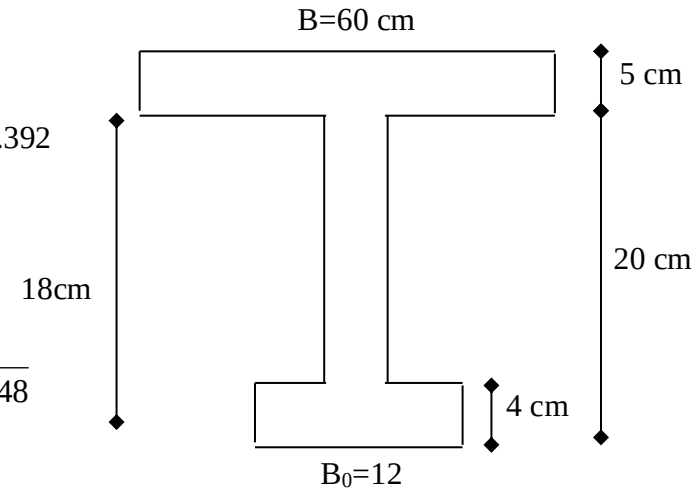


Tableau : ß=0.928⇒ $A = \frac{M_{at}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.076.10^6}{0.932.230.348}$

A= 1.21cm² on adopte: **A = 1HA10+1HA8(chap) = 1.28** cm²

B)-Armatures transversales :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

$V_{u\,max}$=16.64 kN (Effort tranchant max)

$$\tau_u = \frac{V_{u\,max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16.64 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.603 \text{ MPa} \quad ;$$

La fissuration est peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \text{Min}\left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right] = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc : τ_u =0.637 MPa <3.33 MPa **(C.V)**

- **Espacement S_t: [Art 7.5.2.2]**

$$S_t \le \text{Min}\begin{cases} 0.9d \\ 40\text{cm} \end{cases} = (20.7; 40 \text{ cm}) \quad , \qquad \text{Donc: St=20 cm;}$$

Diamètre des armature transversales ϕ_t : [Art A.6.4.2]

$$\phi_t \le \text{Min}\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\} = \{7.1; 14; 12\} \text{ (mm)}$$

On adopte $\phi_t \le 7.1$, on prend : ϕ_t=5 mm ⇒ $\frac{\pi \phi_t^2}{4}$ =19.63 mm²

a_t : section d'une barre ;

n_t: nombre des barres

a_t=0.19 cm² et n_t=2 => $A_t=a_t\, n_t$=0.38 cm². **At=2HA5=0.39 cm².**

➢ **Vérification au cisaillement :** **[A.5.1.2.1.1]**

La vérification se fera à l'ELU en comparant la contrainte de cisaillement du béton dans l'âme de la poutrelle à la contrainte de cisaillement admissible donnée pour le cas de la fissuration peu nuisible avec des armatures transversales verticales.

$$\tau u=\frac{T}{b*d}=\frac{16.64*10^3}{120*230}=0.603\ MPa \le \overline{\tau_u}=Min\left[\frac{0.2\,f_{c28}}{\gamma_b};5MPa\right]=3.33\,\text{Mpa}$$

➢ **Vérifications nécessaires :** **[ART A.5.1.2.2 CBA93]**

Section d'armatures transversales (F_eE400).

$$\frac{A_t\cdot f_e}{b_0\cdot S_t}\ge 0.4\,\text{MPa.}\Rightarrow\frac{39\times 400}{120\times 150}=0.87\ \text{MPa}\ge 0.4\ \text{MPa}\qquad \textbf{(C.V)}$$

$$\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}\ge\gamma_s\left(\frac{\tau_u-0.3Kf_{t28}}{0.9\cdot f_e[\cos\alpha+\sin\alpha]}\right)\Rightarrow\frac{A_t}{b_0\cdot S_t}=0.0021>0.00009\qquad \textbf{(C.V)}$$

Avec: K=1 → flexion simple et la fissuration est peu nuisible

α=90° Pour les armatures transversales

a)-Vérification à l'ELS :

Mt_{ser}=8.38 kN.m, Ma_{ser}=6.523 kN.m

4.2.1)-Vérification des contraintes normal à ELS :

➢ **<u>En travée :</u>**

$$\sigma_b=\frac{M_{ser}\cdot y_1}{I}$$

$\overline{\sigma_b}=0.6f_{c28}\Rightarrow\overline{\sigma_b}=15\,\text{MPa}$, Mt_{ser}=8.38 kN.m

➢ **<u>Calcul de y :</u>**

Au = 1.57 cm2 ; d=23 cm.

$by_1^2+30y_1\ (A+A')-30\ (A'\times c'+A\times d)=0$, (As' = 0)

$60y_1^2+47.1\,y_1-1083.3=0$ ⟶ y_1=3.87 avec $0 < y_1 < d$

$I_{xx}= \frac{b}{3} y_1^3+15A_s(d- y_1)^2= 9777.49cm^2$

$K= \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{8.38*10^6}{9777.49*10^4} = 0.085\ N/mm^3$

σb= K x y_1=0.085 x 3.87 = 0.329MPa $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ ……. **(CV)**

➢ **Aux appuis:**

$\sigma_b = \frac{M_{ser} \cdot y_1}{I}$,

$\overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma_b} = 15\,MPa$, Ma_{ser}=6.523 kN.m

➢ **Calcul de y :**

Au = 1.28 cm2 ; d=23 cm.

$by_1^2+ 30y_1 (A+A') -30 (A'\times c'+A\times d) = 0$, (As' = 0)

$12y_1^2 + 38.4\ y_1 – 883.2 = 0$

y_1=7.12 avec $0 < y_1 < d$

$I_{xx}= \frac{b}{3} y_1^3+15A_s (d- y_1)^2= 6285.52\ cm^2$

$K= \frac{M_{ser}}{I_G} = \frac{6.523*10^6}{6285.52*10^4} = 0.10\ N/mm^3$

σb= K x y_1=0.10 x 7.12= 0.712 MPa …… $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$ (CV

Tableau III.13: Vérification à l'E.L.S aux appuis

M_{ser} kN.m	A_S cm^2	y_1 cm	I_G cm^4	K N/mm^3	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	Observation
8.38	1.28	7.12	6285.52	0.10	0.712	15.00	oui

b)-Vérifications préliminaires de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul des flèches si toutes les conditions suivantes sont satisfaites.

Tableau III.14: Vérifications préliminaires de la flèche

1ere condition	2eme condition
h/L ≥ Mt/(15 Mo)	$\rho \leq 3.6/fe$
h/ L = 0.25 / 4.25 = 0.059 Mt/(15Mo)=8.38/(15*12.273)=0.046	ρ=A/(bo*d)=1.57/(12*23)=0.0056 3.6/ fe = 3.6 / 400 = 0.009
oui	oui

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire.

c)-Évaluation détaillée de la flèche : ……. [Annexe D]

Tableau III.15: Récapitulation des résultats de la flèche.

M(kN.m)	A(cm²)	y (cm)	P	ß1	σs (MPa)	μ	λi	λv
8.380	1.570	9.069	0.006	0.878	264.315	0.547	7.099	1.17
I (cm⁴)	**I_{fi} (cm⁴)**	**I_{fv} (cm⁴)**	**L(m)**	**f_i (mm)**	**f_v (mm)**	**Δf (mm)**	**f_{adm}(mm)**	**$\Delta f < f_{adm}$**
33577.33	7562.43	14463.88	4.25	6.22	9.76	3.54	8.5	**oui**

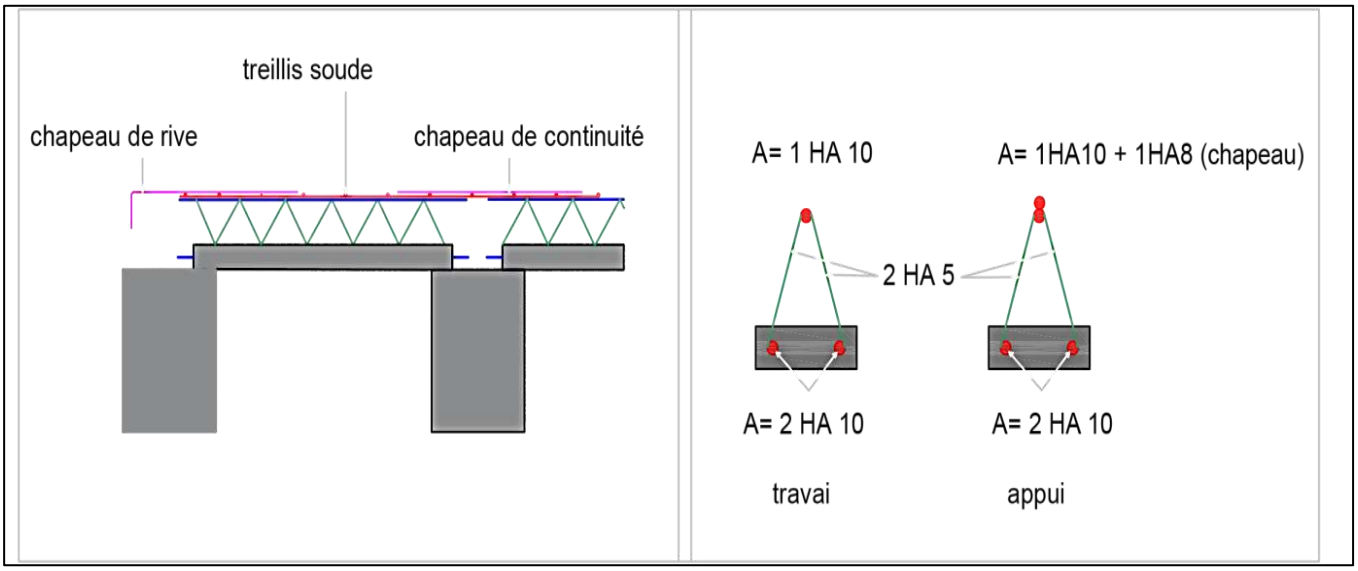


Figure.III.11 :détail de ferraillage

III.3. Calcul des planchers dalle pleines :

III.3.1. Définition :

Les dalles pleines sont des éléments minces et planes dont la largeur est supérieure à l'épaisseur, reposant sur 2,3, ou 4 appuis avec ou sans continuité.

III.3.2. Hypothèses de calcul

Premièrement et avant tout, il faut prévoir, dans le cas de rupture, les différentes fissures au niveau de la dalle tant sur la face inférieure que la face supérieure. Les prévisions des fissures seront en fonction du type de charges (réparties ou concentrées) et du type d'appuis (encastrement, simple ou côté libre). Les hypothèses de calcul sont :

- La ligne de rupture divise la dalle en plusieurs régions appelées régions rigides, et elles sont supposées rester planes.
- Les lignes de rupture sont des lignes droites et se terminent toujours sur le pourtour de la dalle.
- Une ligne de rupture entre deux régions rigides doit passer par l'intersection des axes de rotation de ces régions.
- L'axe de rotation se trouve toujours le long du support.
- La ligne de rupture négative est toujours répandue le long de l'axe de rotation de la région rigide.
- Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion positifs sont appelées lignes de rupture positives et sont représentées par une ligne continue en zigzag. Les lignes de rupture qui sont causées par les moments de flexion négatifs sont appelées lignes de rupture négatives et sont représentées par une ligne discontinue.
- Conventionnellement on désignera :
    - Un côté libre par un trait sans hachures
    - Un appui simple par une hachure
    - Un encastrement par une double hachure

III.3.1. Calcul des dalles rectangulaire :

III.3.1. 1.Calcul de la charge totale

$G = 6.91$ KN/m² } $P_u = 13.08$ KN/m²

$Q = 2.5$ KN/m² } $P_{ser} = 9.41$ KN/m²

➢ **Détermination de M :**

Principe de travail virtuel :

$Tint = Text \quad avec \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$

➢ **Travaille externe :**

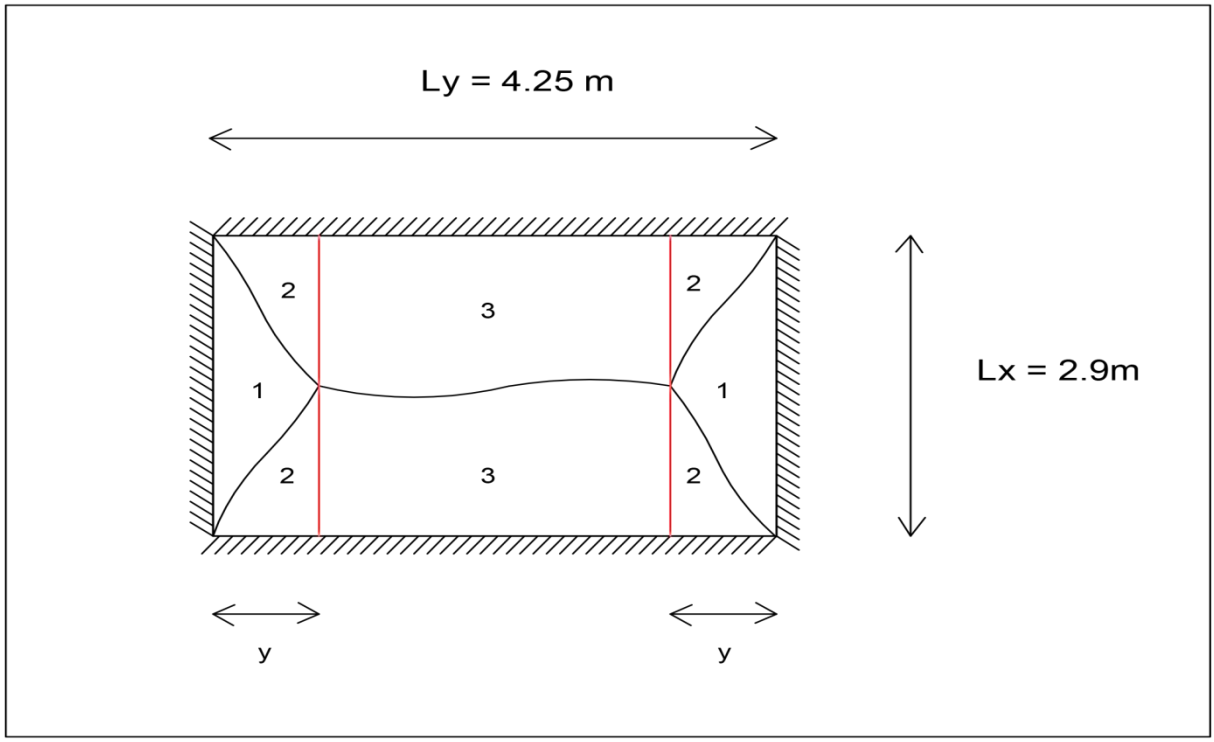


Figure III.12 : Représentation de la flèche

$$\text{Text}(1) = \text{Pu} \times \left(\frac{2.9 \times \text{y}}{2}\right) \times \frac{\text{f}}{3}$$

$$\text{Text}(2) = \text{Pu} \times \left(\frac{2.9 \times \text{y}}{4}\right) \times \frac{\text{f}}{3}$$

$$\text{Text}(3) = \text{Pu} \times ((4.25 - 2\text{y}) \times \frac{2.9}{2}) \times \frac{\text{f}}{2}$$

Donc :

$$\text{Text} = \sum_{\text{i}=1}^{3} \text{T}_{\text{ext}}\,(\text{i}) = 2 \times \text{Text}(1) + 4 \times \text{Text}(2) + 2 \times \text{Text}(3)$$

D'où :

$$\text{Text} = \text{Pu} \times \text{f} \times \left(\frac{2.9}{3}\text{y} + \frac{2.9}{3}\text{y} + 6.163 - 2.9\,\text{y}\right) = \text{Pu} \times \text{f} \times (6.163 - 0.97\,\text{y})$$

$$\text{Text} = \text{Pu} \times \text{f} \times (\,6.163 - 0.97\,\text{y}\,)$$

➢ **Travail interne :**

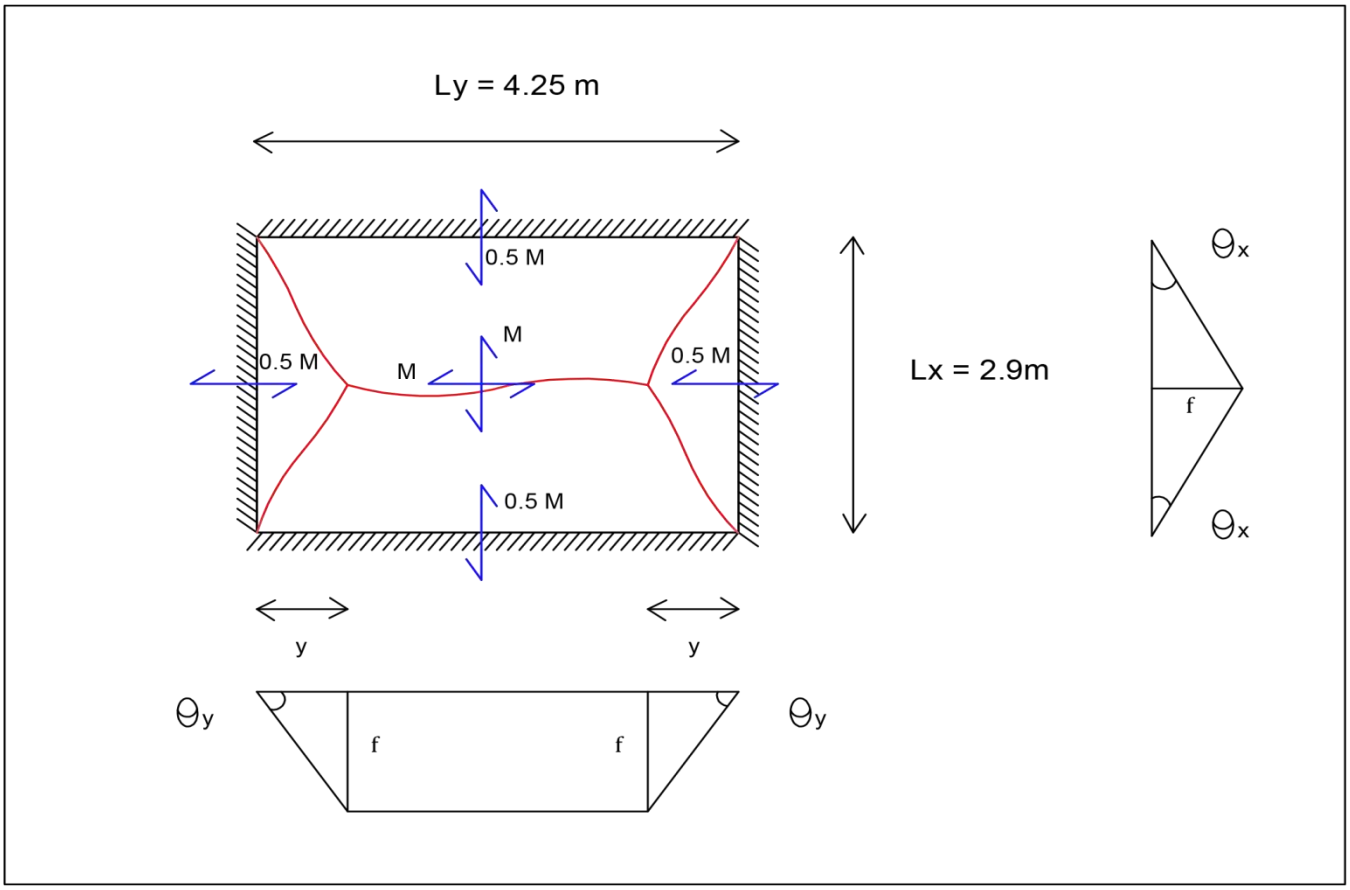


Figure III.13 : Représentation de la flèche

$$Tint\ (1) = M \times Lx \times \theta y + 0.5\ M \times Lx \times \theta y = 1.5\ M \times Lx \times \theta y \quad avec \quad \theta y = \frac{f}{y}$$

$$Tint\ (1) = 1.5\ M \times Lx \times \frac{f}{y} = 4.35\ M \times \frac{f}{y}$$

$$Tint\ (2) = M \times Ly \times \theta x + 0.5M \times Ly \times \theta x = 1.5\ M \times Ly \times \theta x \quad avec \quad \theta x = \frac{2f}{Lx}$$

$$Tint\ (2) = 4.4\ M \times f$$

D'où :

$$Tint = \sum_{i=1}^{3} T_{int}\ (i) = M \times f \times (8.8 + \frac{8.7}{y})$$

$$Tint = M \times f \times (8.8 + \frac{8.7}{y})$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum Tint = \sum Text$

$$M \times (8.8 + \frac{8.7}{y}) = Pu \times (6.136 - 0.97y)$$

On obtient :

$$Pu = \frac{M \times (8.8 + \frac{8.7}{y})}{(6.136 - 0.97y)}$$

$$P_u = f(x)dy \implies \frac{dp}{dy} \rightarrow y = 1.7$$

Donc :

$$Pu = 3.1 \times Mu \implies Mu = \frac{P_u}{3.1} = \frac{13.08}{3.1} = 4.22 \ KN.m$$

$$Pser = 3.1 \times Mser \implies Mser = \frac{P_{ser}}{3.1} = \frac{9.41}{3.1} = 3.035 \ KN.m$$

alors : $Mu = 4.22 \ KN.m$, $Mser = 3.035 \ KN.m$

III.3.1. 2.Calcul du ferraillage :

2-) à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

- ✓ $Mtx = Mty = Mu = 4.22 \ KN.m$ ..... Le moment en travée
- ✓ $Max = May = -0.5 \times Mu = 2.11 \ KN.m$ ..... Le moment aux appuis

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 15 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.17 Mpa ; σs = 348 Mpa.

➢ **En travée :**

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{4.22 \ . \ 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14.17} = 0.019$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.991$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{4.22 \ . \ 10^6}{0.991 \ . 125 . 348} = 97.89 \ mm^2 = 0.979 \ cm^2$$

$$Amin = \frac{b.h}{1000} = 1.5 \ cm^2$$

$A = Amin = 1.5 \ cm^2$

➢ **En appuis :**

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{2.11 \times 10^6}{1000 \times 125^2 \times 14.17} = 0.0095 cm^2$$

$\mu < \mu l(0.392)$ ….$A' = 0$; $\beta = 0.996$

$$A = \frac{Mu}{\beta . d . \sigma s} = \frac{2.11 \ . \ 10^6}{0.996 \ . 125 . 348} = 0.51 \ cm^2$$

$$Amin = \frac{b . h}{1000} = 1.5 \ cm^2$$

$$A = Amin = 1.5 \ cm^2$$

Tableau III.16 : Ferraillage de la dalle pleine.

	Sens	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_1$	β	A_{cal} (cm²/ml)	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	**X**	4.22	12.5	0.019	0.991	0.98	1.5	**4HA10=3.14**
	Y	4.22	12.5	0.009	0.991	0.98	1.5	**4HA10=3.14**
Eux appuis	**X**	2.11	12.5	0.0095	0.996	0.51	1.5	**4HA10=3.14**
	Y	2.11	12.5	0.0095	0.996	0.51	1.5	**4HA10=3.14**

➢ **Condition d'espacement :**

$$St = \frac{100}{4} = 25 \ cm \ \leq \ Min \ [3h = 45 \ ; \ 33cm] = 33cm \ \ldots\ldots\ldots \ \mathbf{C.V}$$

III.3.1.3. Vérification des contraintes normal à l'ELS :

M tx = M ty = M ser = 3.035 KN.m

Max = May = 0.5 Mser = 1.518 KN.m

➢ En travée

A= 3.14 cm²

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6 . fc28$$

$$y \longrightarrow b . y^2 + 30 . A . y - 30Ad = 0$$

$$100y^2 + 30 \times 3.14 \times y - 30 \times 3.14 \times 12.5$$

$$100y^2 + 94.2 \times y - 1177.5 = 0 \ \ldots\ldots\ldots y = 2.99cm$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 + 15A'(y - c')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 2.99^3 + 15x \ 3.14 \ (12.5 - 2.99)^2 \ \ldots\ldots\ldots I = 5150.76 \ cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{3.035 \text{ x } 10^6}{5150.76 \text{ x } 10^4} x29.9 = 1.76 \text{ MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

➢ Aux appuis

A= 3.14 cm²

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$100y^2 + 30 \times 3.14 \times y - 30 \times 3.14 \times 12.5$$

$$100y^2 + 94.2 \times y - 1177.5 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 2.99cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

$$I = \frac{100}{3}2.99^3 + 15x\ 3.14\ (12.5 - 2.99)^2 \ldots\ldots\ldots I = 5150.76\ cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{1.518x10^6}{5150.76 \text{ x } 10^4} x29.9 = 0.88 \text{ MPA}$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Tableau III.17: Vérification des contraintes à l'ELS

	M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	3.035	3.14	2.99	5150.76	1.76	oui
Eux appuis	1.518	3.14	2.99	**5150.76**	0.88	oui

III.3.1. 4.Vérification de l'effort tranchant

➢ En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \textbf{[CBA93 art .A.3.2.2]}$$

Où :

τ: La contrainte tangent (en MPA)

V : est l'effort tranchant

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{13.08 \times 2.9 \times 4.25}{2 \times 4.25 + 2.9} = 14.14\ KN$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{13.08 \times 2.9 \times 4.25}{3 \times 4.25} = 12.64\ KN$$

$$\tau x = \frac{Vx}{b_0.d} = \frac{14.14 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.113\ MPA \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17MPA \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

$$\tau y = \frac{Vy}{b_0.d} = \frac{12.64 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.101MPA \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17MPA \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

Remarque :

Donc le béton seul résiste à l'effort de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.3.1. 5.Vérification de la flèche : [CBA ART B.6.]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$M_0 = \frac{Pu \times Lx^2}{8} = 13.75 \quad (KN.m)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \Rightarrow \frac{0.15}{2.9} = 0.051 > \frac{1}{20} \times \frac{4.22}{13.75} = 0.015 \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12.5} = 0.0025 < \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \mathbf{c.v}$$

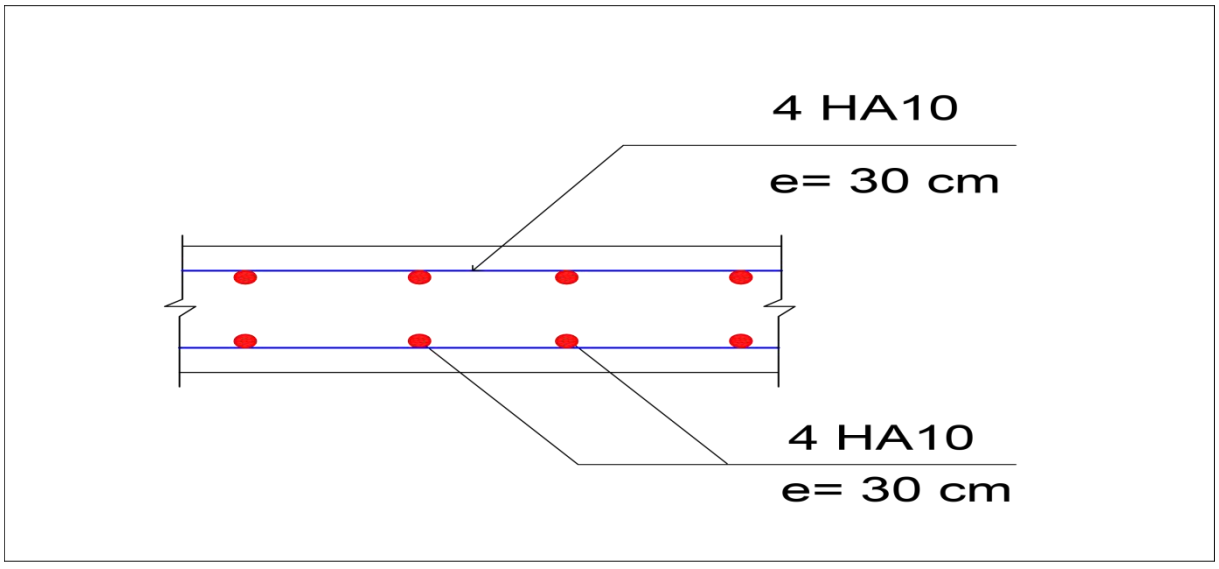


Figure III.14 : ferraillage de la dalle pleine

III.4. BALCONS:

III.4.1. INTRODUCTION:

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est en porte a faux, et se calcul comme une console de dalle pleine encastré à une extrémité et libre à l'autre,

Le calcule se faite pour un bonde de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «**G**» et une surcharge d'exploitation «**Q**».

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur : e = 15 cm

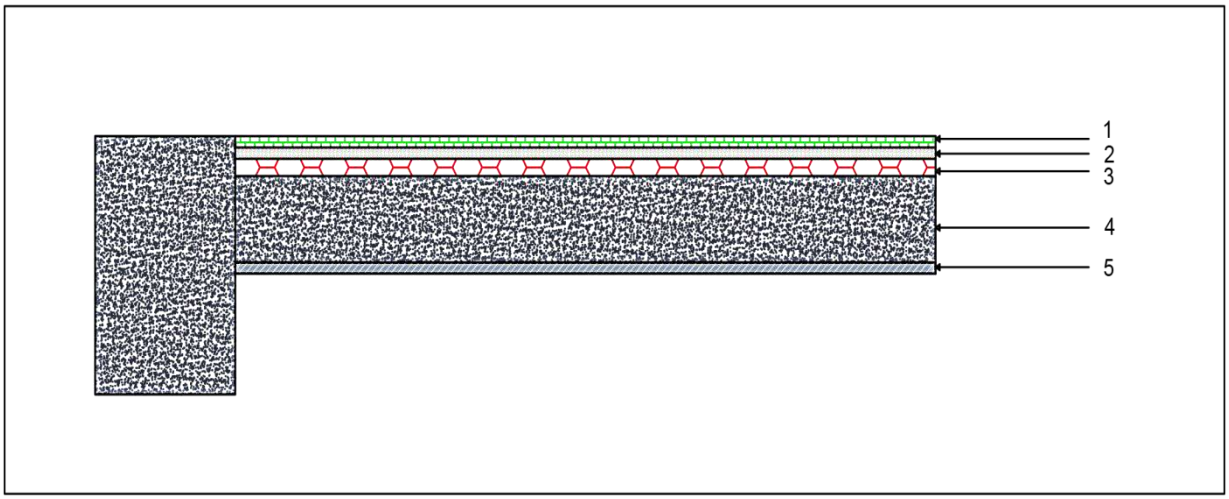


Figure III.15 : Coupe sur balcon.

III.4.2. Descente de charges :

Tableau III.18: Charges et surcharge balcon.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	**Carrelage**	**0.02**	**22**	**0.44**
2	**Mortier de pose**	**0.02**	**20**	**0.40**
3	**Lit de sable**	**0.03**	**18**	**0.54**
4	**Dalle pleine**	**0.15**	**25**	**3.75**
5	**Enduit en ciment**	**0.02**	**18**	**0.36**
	G (charges permanentes)	**5.49 KN/m^2**		
	Q (surcharges d'exploitation)	**3.5 KN/m^2**		

III.4.3 Evaluation des efforts :

Tableau III.19 : Evaluation des efforts

ETU			ETS		
Pu (KN/m)	**Mu (KN. m)**	**Tu (KN)**	**Ps (KN/m)**	**Ms(KN. m)**	**T s (KN)**
1.35G+1.5Q =12.66	**$p_u l^2/2$ =14.24**	**Pu. L =18.99**	**G+Q =10.11**	**$p_{ser} l^2/2$ =10.11**	**Ps. L =15.16**

III.4.4. Calcul du ferraillage :

Le ferraillage se calcule en flexion simple pour une bande de 1ml de largeur **:**

- Le calcule se fait pour une bande de 1 ml de largeur

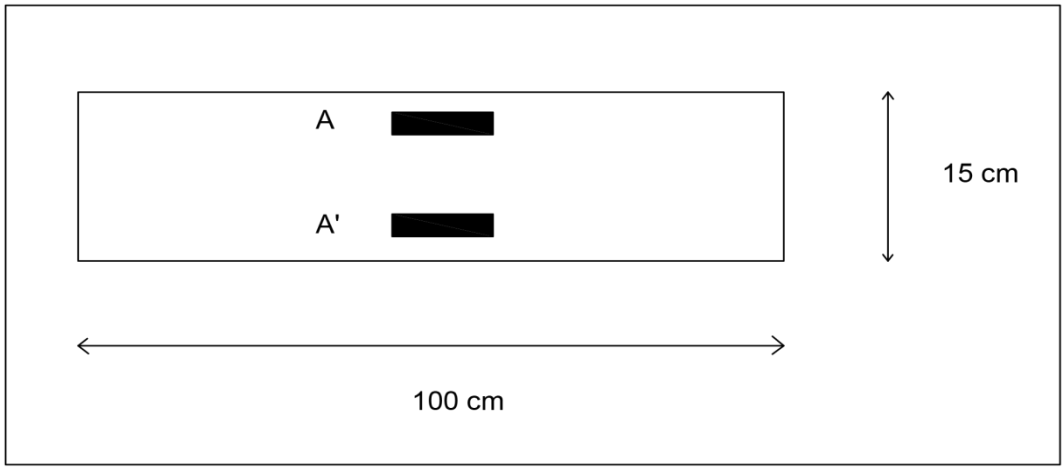


Figure III.16 : Coupe section sur balcon.

III.4.4.1.)- E.L.U :

b=100cm h=15cm d=0.9h=13.5cm σ_b =14.20 MPA

Tableau III.20: Ferraillage du balcon

M_u(kN.m)	μ	μ<μ_L	A'_s(cm²)	**B**	A^{cal}_s(cm²)	Choix	A^{adp}_s(cm²)	Esp(cm)
14.24	**0,055**	**Oui**	**0**	**0,972**	**3.12**	7HA10	**5.49**	**15**

a)-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.24 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 135^2} = 0.055 < \mu_i (0.392)$$

b)- Détermination des armatures:

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14.24 \times 10^3}{348 \cdot 0{,}972 \cdot 0.135} = 311.84 mm^2 = 3.12 cm^2$$

$A_{choisir}$ =7HA10=5.49 cm²

c)- Condition de non fragilité :

A_{min}=B/1000=1.5cm²

Donc A>A_{min} ⟶ Le choix : **$A_{choisir}$=7HA10=3.92cm²**

III.4.4.2.)-ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc.…)

b=100cm h=15cm d=0.9h=13.5cm σ_b =14.17MPA

$A_{choisir}$=7HA10=5.49cm²

Tableau III.21: Vérification des contraintes du balcon

M_{ser}(kNm)	A_s(cm²)	y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}$	σ_s(MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
10.11	**5.49**	**3.96**	**7307.69**	**4.76**	vérifié	**214**	non vérifiée

➢ On doit vérifier :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow \quad \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq 0{,}6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} \Rightarrow \quad \sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) \leq \overline{\sigma_s}$$

y : ⟶ $b.y^2+30.A.y-30Ad=0$

$100y^2 +30 \times 5.49\ y-30 \times 5.49 \times 13.5=0$

$100y^2 +164.7\ y-2223.45=0$ **y=3.96cm**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

$$I = \frac{100}{3} 3.96^3 + 15 \times 5.49(13.5-3.96)^2$$ **$I=9564.77\ cm^4$**

$$\sigma_b = \frac{10.11 \times 10^6}{9564.77 \times 10^4} \times 39.6 = 4.19 MPA$$

$$\sigma_b = 4.19 < \overline{\sigma_b} = 15 MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (c.v)$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot \frac{10.11 \times 10^6}{9564.77.10^4} \cdot (135 - 39.6) = 151.26 MPa$$

$$\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e \ ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

Avec : $FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400MPa$

Donc : $\overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400 \ ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63MPa$

$\sigma_s = 151.26 < \overline{\sigma_s} = 201.6MPA$.....(c.v)

III.3.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

$T_u = P_u \times L = 14.24 \times 1.5 = 18.99 KN$ **T_u=18.99 KN**

$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{18.99 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.141MPa$ **τ_U = 0.103 MPA**

$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,50MPa$ (Fissuration préjudiciable)

$\tau_u = 0,103MPa < \overline{\tau_u} = 2,5MPa$.....(c.v)

Alors : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.5. Escaliers :

III.5.1. Introduction :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a pour origine étymologique « *scala* », l'« échelle » en latin. Le métier correspondant est celui d'escaliéteur.

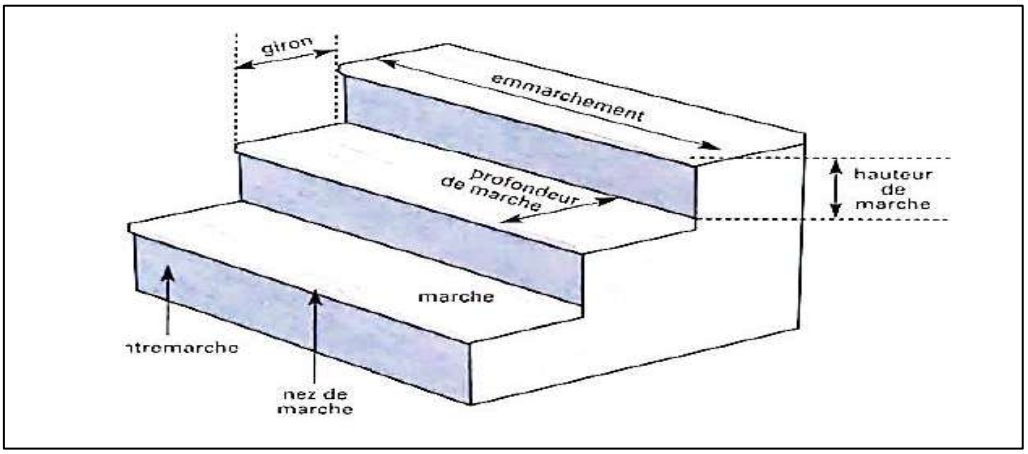


Figure III.17 : Dimensions de l'escalier.

III.5.2. Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

III.5.2.1. DIMENSIONEMENT :

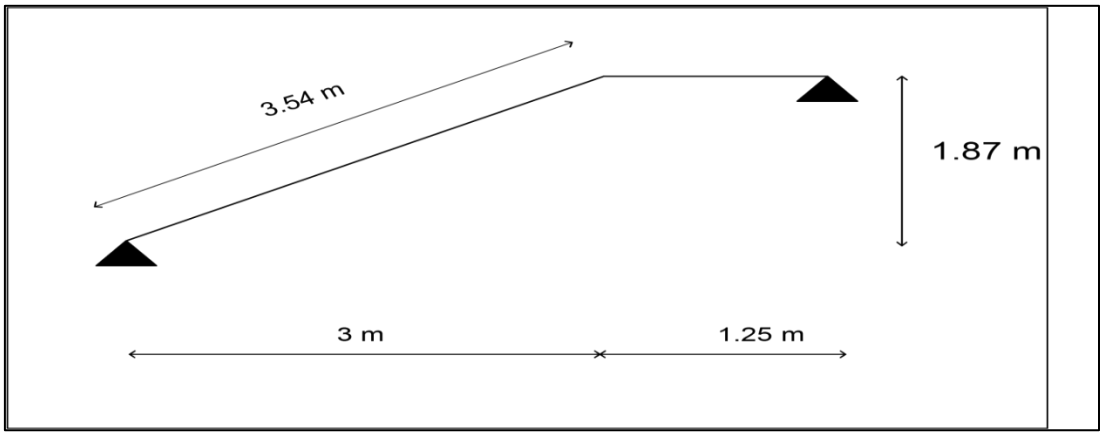


Figure III.18 : Dimensions de l'escalier.

- **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan\alpha = \frac{H}{L} = \frac{187}{300} = 0.623 \qquad \alpha = \tan^{-1} 0.623 = 31.93°$$

- **La longueur de la paillasse et du palier :**

$$L_{paillasse} = \sqrt{187^2 + 300^2} = 353.5 \text{ cm} = 3.54 \text{ m}$$

$L_{total} = 3.54 + 1.25 = 4.79$ m

➢ **Epaisseur de la paillasse et de palier :**

Condition d'épaisseur : $\frac{L}{35} < ep < \frac{L}{30} \Rightarrow \frac{479}{35} < ep < \frac{479}{30}$

D'où : $13.69 < e\,p < 15.96$

On adopte : **$e_{palier} = e_{paillasse} = 17cm$**

III.5.2.2.Détermination des charges et surcharges de l'escalier :

III.5.2.2.1. Paillasse et Palier :

Tableau III.22: Charges et surcharge de la paillasse et du palier de l'escalier.

Composants		Paillasse			Palier		
		Épaisseur (m)	**Poids volumiques (KN /m³)**	**Poids surfaciques (KN/m²)**	**Épaisseur (m)**	**Poids volumiques (KN /m³)**	**Poids surfaciques (KN/m²**
1	Carrelage	0.02	20	0.40	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54	0.03	18	0.54
4	Poids propre (paillasse+ palier)	0.17/cosα	25	4.88	/	/	/
5	Poids propre des marches	0.17/2	25	2.13	0.17	25	4.25
6	Enduits de ciment	0.02	18	0.36	0.02	18	0.36
G (charges permanentes)		**8.71 KN/m²**			**5.95 KN/m²**		
Q (surcharges d'exploitation)		**2.5 KN/m²**					

III.5.2.3.Détermination des efforts :

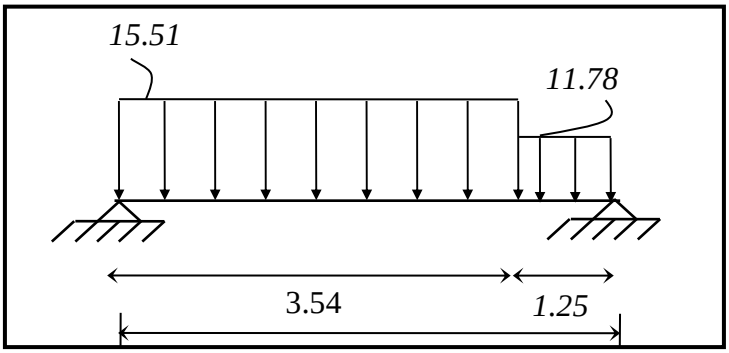
➢ À, E.L.U : $P_u = 1.35G + 1.5Q$
➢ À, E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III.23 : Combinaisons des charges de l'escalier.

	G (kN/m2)	Q (kN/m2)	Pu (kN/m2)	Pser (kN/m2)
Pallier	5.95	2.5	11.78	8.45
Palliasse	8.71	2.5	15.51	11.21

III.5.2.4. Calcul des sollicitations :

III.5.2.4.1.)-à ELU :



A)-Réactions des appuis

$$\sum \mathrm{F\,v} = 0 \ldots\ldots \mathrm{Ra} + \mathrm{Rb} = 15.51\mathrm{x}3.54 + 11.78\mathrm{x}1.25$$

$$\mathrm{Ra} + \mathrm{Rb} = 68.55\ \mathrm{KN}$$

$$\sum \mathrm{M/a} = 0 \ldots\ldots \mathrm{Rb} = \frac{15.51\mathrm{x}\frac{3.54^2}{2} + 11.78\mathrm{x}1.25\mathrm{x}(\frac{1.25}{2} + 3.54)}{4.79}$$

Rb=33.09 KN

Ra=36.54 KN

B)-Effort tranchant et moment fléchissant :

$0 \leq x \leq 3.54$

$$\mathrm{T(x)} = 36.54 - 15.51\mathrm{x} \quad \begin{cases} \mathrm{T(0)} = 36.54\ \mathrm{KN} \\ \mathrm{T(3.54)} = -18.37\ \mathrm{KN} \end{cases}$$

$$\mathrm{M(x)} = 36.54\mathrm{x} - 15.51\frac{\mathrm{x}^2}{2} \quad \begin{cases} \mathrm{M(0)} = 0\ \mathrm{KN.m} \\ \mathrm{M(3.54)} = 32.17\ \mathrm{KN.m} \end{cases}$$

$0 \leq x \leq 1.25$

$$\mathrm{T(x)} = -33.09 + 11.57\mathrm{x} \quad \begin{cases} \mathrm{T(0)} = -33.09\ \mathrm{KN} \\ \mathrm{T(1.25)} = -18.62\ \mathrm{KN} \end{cases}$$

$$\mathrm{M(x)} = 33.09\mathrm{x} - 11.57\frac{\mathrm{x}^2}{2} \quad \begin{cases} \mathrm{M(0)} = 0\ \mathrm{KN.m} \\ \mathrm{M(1.25)} = 32.32\mathrm{KN.m} \end{cases}$$

- **Calcule moment max :**

$$36.54 - 15.51\mathrm{x} = 0 \Rightarrow \mathrm{x} = 2.36\ \mathrm{m}$$

$$\mathrm{M(2.36)} = 43.04\ \mathrm{KN.m}$$

Les appuis doivent équilibrer un moment : $Ma=0.5M_{max}$ qui conduit à un moment réduit en travée : $Mt=0.85M_{ma1}$

Tableau III.24. Les Sollicitations à l' ELU

L voile m	L pailler m	RA KN	RB KN	V max	Mx (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
3.54	1.25	33.09	36.54	36.54	43.04	36.58	21.52

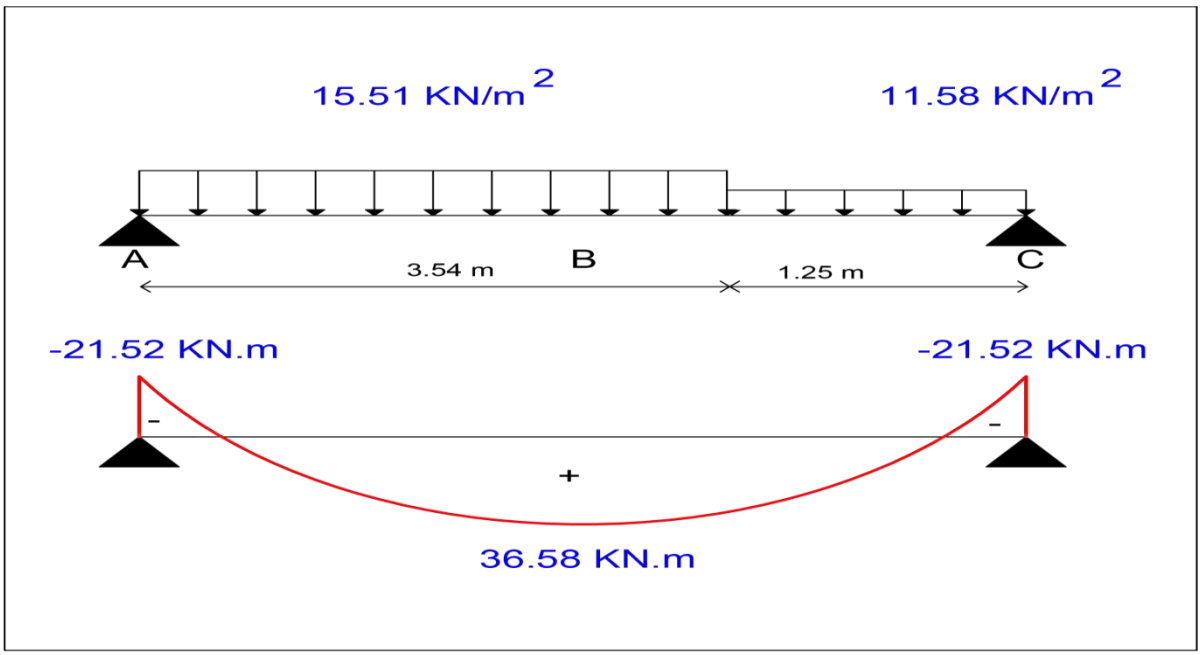


Figure III.19 : Dimensions de l'escalier.

III.5.2.4.2.)-à ELS

Tableau III.25:Les Sollicitations à L'ELS

L voliez (m)	L pailler (m)	RA (KN)	RB (KN)	x (m)	Mx (KN,m)	Mt (KN,m)	Ma (KN,m)
3.54	1.25	26.40	23.85	2.36	31.08	26.42	15.54

Conclusion :

Tableau III.26: ***Les résultats***

	E.L.U	E.L.S
Mt_{max} (KN.m)	36.58	26.42
Ma_{max} (KN.m)	21.52	15.54
T_{max} (KN)	36.54	26.37

III.5.2.5.Calcul de ferraillage :

III.5.2.5.1.E.L.U :

Tableau III.27: paramètre Des calcule

Dimensions			Caractéristiques		
Notations	Valeurs	Unités	Notations	Valeurs	Unités
B	100	Cm	F_{c28}	25	MPa
H	17	Cm	F_e	400	MPa
C	2.5	Cm	σ_b	14.17	MPa
c'	2.5	Cm	σ_s	348	MPa
D	14.5	Cm	γ_s	1.15	/
/			γ_b	1.5	/

1.)-Armatures Longitudinales

a)-En travée

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{36.58\,.\,10^6}{1000\,.145^2.14.17} = 0.122$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.935$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{36.58\,.\,10^6}{0.935\,.145.348} = 7.75\ cm^2$$

b.)-En appuis

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} = \frac{21.52\,.\,10^6}{1000\,.145^2.14.17} = 0.072$$

$\mu < \mu l(0.392)$ …. A'=0

$\beta = 0.963$

$$A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s} = \frac{21.52\,.\,10^6}{0.963\,.145.348} = 4.43\ cm^2$$

Tableau III.28: les résultats de la flexion simple.

	M(KN.m)	d (cm)	$\mu < \mu_l$	β	A_{cal} (cm²/ml)	$A_{choisir}$ (cm²)
En travée	36.58	14.5	0.122	0. 953	7.75	7HA12=7.92
Eux appuis	21.52	14.5	0.072	0.963	4.43	7HA12=7.92

2.)-Armatures de répartition : $\left(\mathbf{Ar = \frac{Achoisir}{4}} \right)$

Tableau III.29: les résultats des armatures de répartition

	$A_{choisir}$ (cm²)	A_r (cm²/ml)	$Ar_{choisir}$ (cm²)
En travée	7HA12=7.92	1.98	7HA8=3.51
Eux appuis	7HA12=7.92	1.98	7HA8=3.51

3.)-Condition de non fragilité : [ART A4.2.1 CBA93]

$$A_{min} = \frac{b.h}{1000} = 1.7\ cm^2$$

Donc : $A_{choisir} > A_{min}$

4.)-Condition d'espacement :

Tableau III.30: Vérification de l'espacement.

	Les armatures longitudinales	Les armatures de répartitions
En travée	S_t =15cm ≤ Min[3h=51 ;33cm]=33cm	S_t =15cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm
En appuis	S_t =15cm ≤ Min [3h=51 ;33cm]=33cm	S_t =15cm ≤ Min[4h=68 ;45cm]=45cm

2.)-Ferraillage de la section comprimé en appui :

a) Section de non fragilité :

$$A_{min} = \min\{0.26\ \frac{f_{t28}}{f_e}.b.d\ ;\quad 0.0013.b.d\} = 1.89\ cm^2$$

b) Armatures Longitudinales de la section comprimé en appui :

Les armature choisi : **A = 7HA8 = 3.52** cm²

Espacement : e =15 cm

c) Armatures de répartition :

$$\mathbf{Ar = \frac{Achoisir}{4} = 0.88 = 7HA8 = 3.52}$$

Espacement : e =15 cm

III.5.2.5.2.Verification des constraints à L'ELS: [CBA .ART. A 4.5.3]

a.)-En travée

A= 7.92 cm² ; M_{ser}=26.42 KN.m

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$100y^2 + 30x\ 7.92\ x\ y - 30\ x\ 7.92\ x14.5$$

$$100y^2 + 237.6y - 3445.2 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 4.80\ cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

$$I = \frac{100}{3}4.80^3 + 15x\ 7.92(14.5 - 4.80)^2 \ldots\ldots\ldots I = 14864.29cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{26.42x10^6}{14864.29x10^4}x48 = 8.53\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

b.)-Aux appuis

A=7.92 cm² ; M_{ser}=15.54 KN.m

On doit vérifier :

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28$$

$$y \longrightarrow b.y^2 + 30.A.y - 30Ad = 0$$

$$100y^2 + 30x\ 7.92\ x\ y - 30\ x\ 7.92\ x14.5$$

$$100y^2 + 237.6y - 3445.2 = 0 \ldots\ldots\ldots y = 4.80\ cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 + 15A'(y-c')^2$$

$$I = \frac{100}{3}4.80^3 + 15x\ 7.92(14.5 - 4.80)^2 \ldots\ldots\ldots I = 14864.29cm^4$$

$$\sigma b = \frac{Mser}{I}.y = \frac{15.54x10^6}{14864.29x10^4}x48 = 5.02\ MPA$$

$$\sigma b \leq \overline{\sigma b} = 0.6.fc28 = 15MPA \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

Donc : les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

III.5.2.5.3.Vérification de l'effort tranchant

T=36.54KN

$$\tau = \frac{Tu}{b.d} = \frac{36.53x10^3}{1000x145} = 0.252MPA$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2xfc28}{\gamma b}; 5MPA\right)\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{fissuraration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau} = \left(\frac{0.2x25}{1.5} = 3.33; 5\right) = 3.33\ MPA$$

$$\tau = 0.237\ MPA \leq \bar{\tau} = 3.33\ MPA \ldots\ldots\ldots\ldots c.v$$

III.5.2.5.4.Condition de la flèche : [CBA93 ART.B 6.5.2]

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20}\frac{Mt}{M0} \quad \Rightarrow \quad \frac{0.17}{4.79} = 0.035 < \frac{1}{20} \times \frac{26.42}{30.91} = 0.042 \ldots\ldots\ldots c.n.v$$

$$\frac{A}{b0.d} \leq \frac{2}{fe} \quad \Rightarrow \quad \frac{7.92}{100 \times 14.5} = 0.0055 > \frac{2}{400} = 0.005 \ldots\ldots\ldots c.n.v$$

III.5.2.5.5.Evaluation des flèches : [Annexe D]

Tableau III.31. Récapitulation des résultats de la flèche

Mt ser	A trave	y (cm)		ß	σs (Mpa)	U	λi	λv
7.92	26.54	4.80	0.54%	0.890	255.62	0.522	3.84	1.54
I0	ifi cm4	ifv (cm4)	L	fi (mm)	fv (mm)	Δf (mm)	f adm (mm)	Δf<f barr
49219.9	18010.57	9.43	4.79	10.46	18.82	8.36	9.58	oui

III.5.3 : ferraillage des Escalé

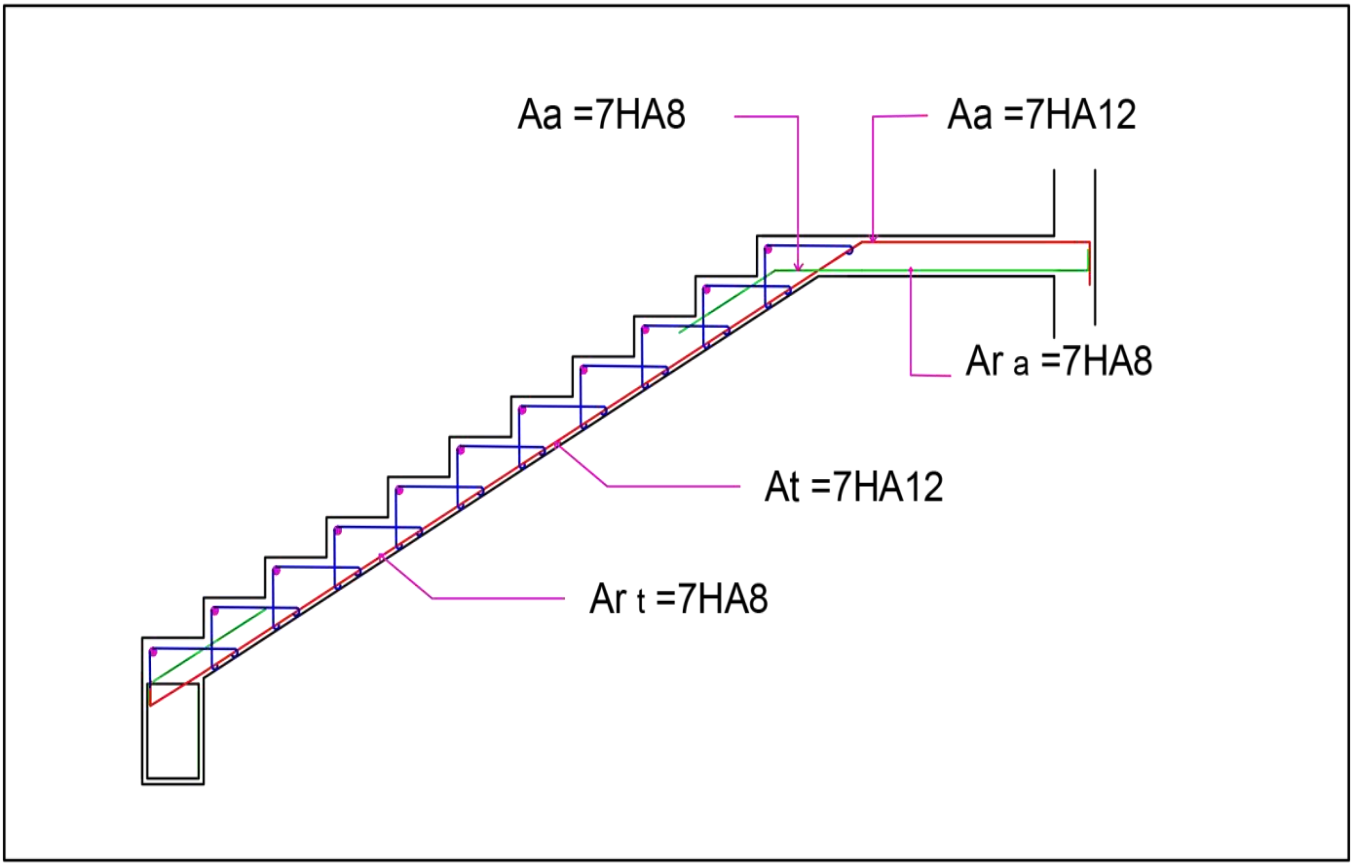
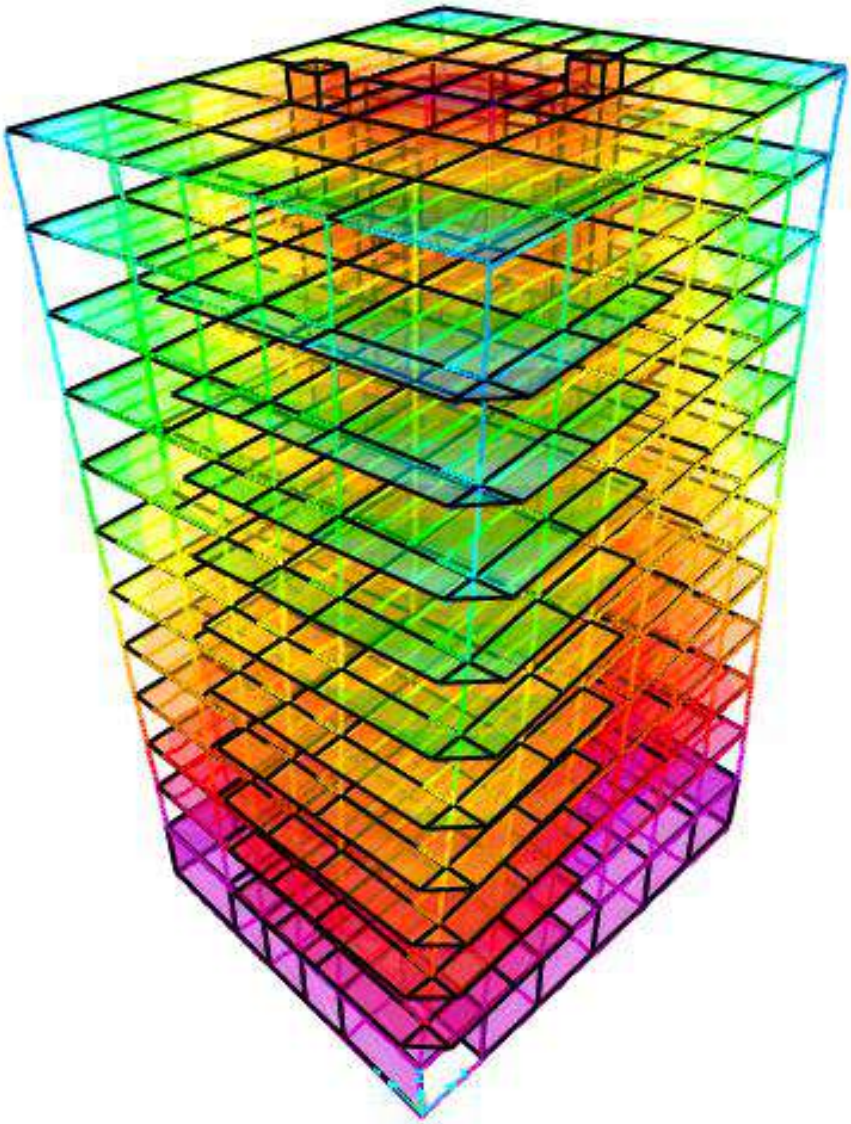


Figure III.20 : détail de ferraillage d'escalé

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE



IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Objectif de l'étude dynamique :

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

IV.3. MODELISATION DE LA STRUCTURE :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000V22, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 12 niveaux **(Sous-sol+RDC+10 étages)** encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à vérifier les conditions de RPA afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

- La participation massique des charges est donnée comme suit :

$W = G + (\beta \times Q)$

Avec : **G** : Poids propre. **Q** : Charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération, avec : $\beta = 0{,}2$ (Bâtiment bureau).

Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.

Ce fichier est généré par des applications comme RPA99 sous forme de fichier texte.

Pour l'orientation de la sollicitation sismique on va considérer deux directions orthogonales X et Y.

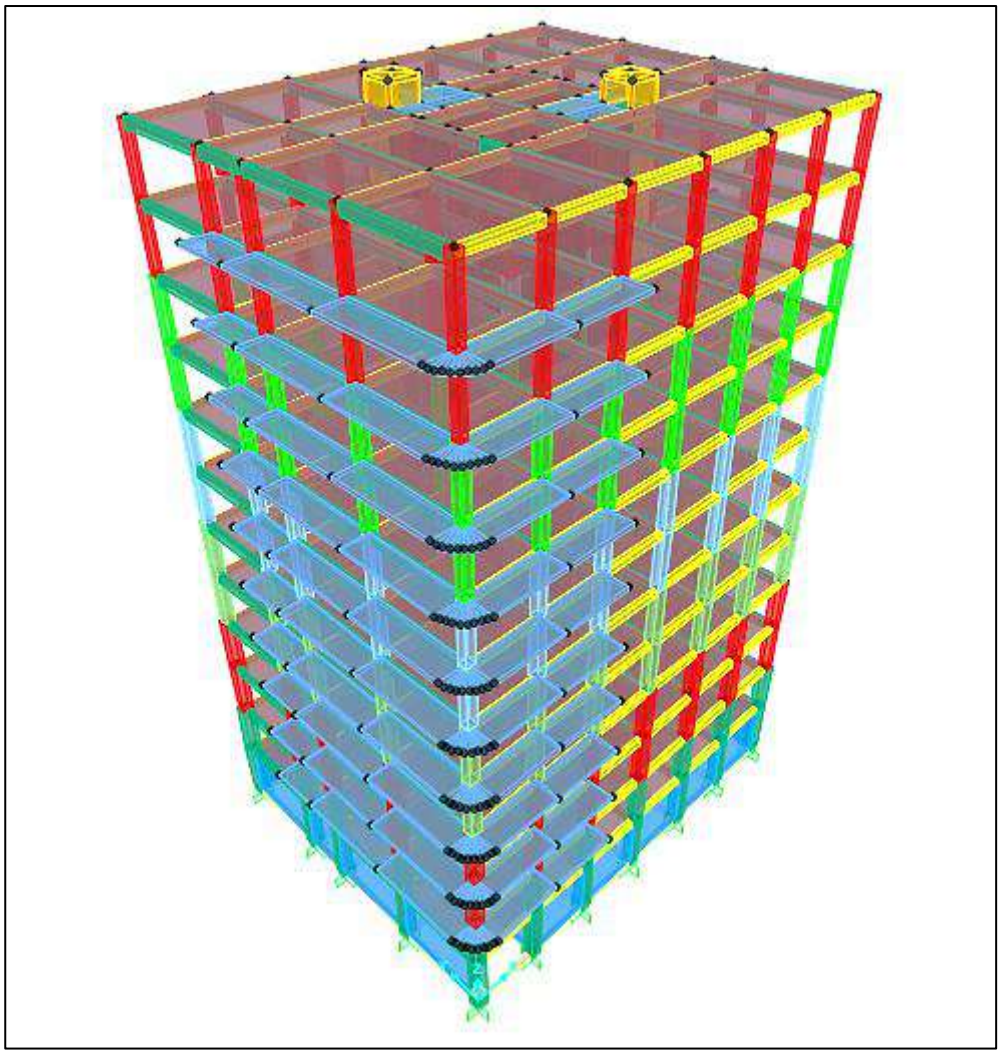


Figure IV.1. : Modèle 3D de la structure

IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure :

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV.4.1. Centre de masse :

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum W_i * X_i}{\sum W_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum W_i * Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

- W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- X_i et Y_i : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.
- X_G et Y_G : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global

Disposition des voiles :

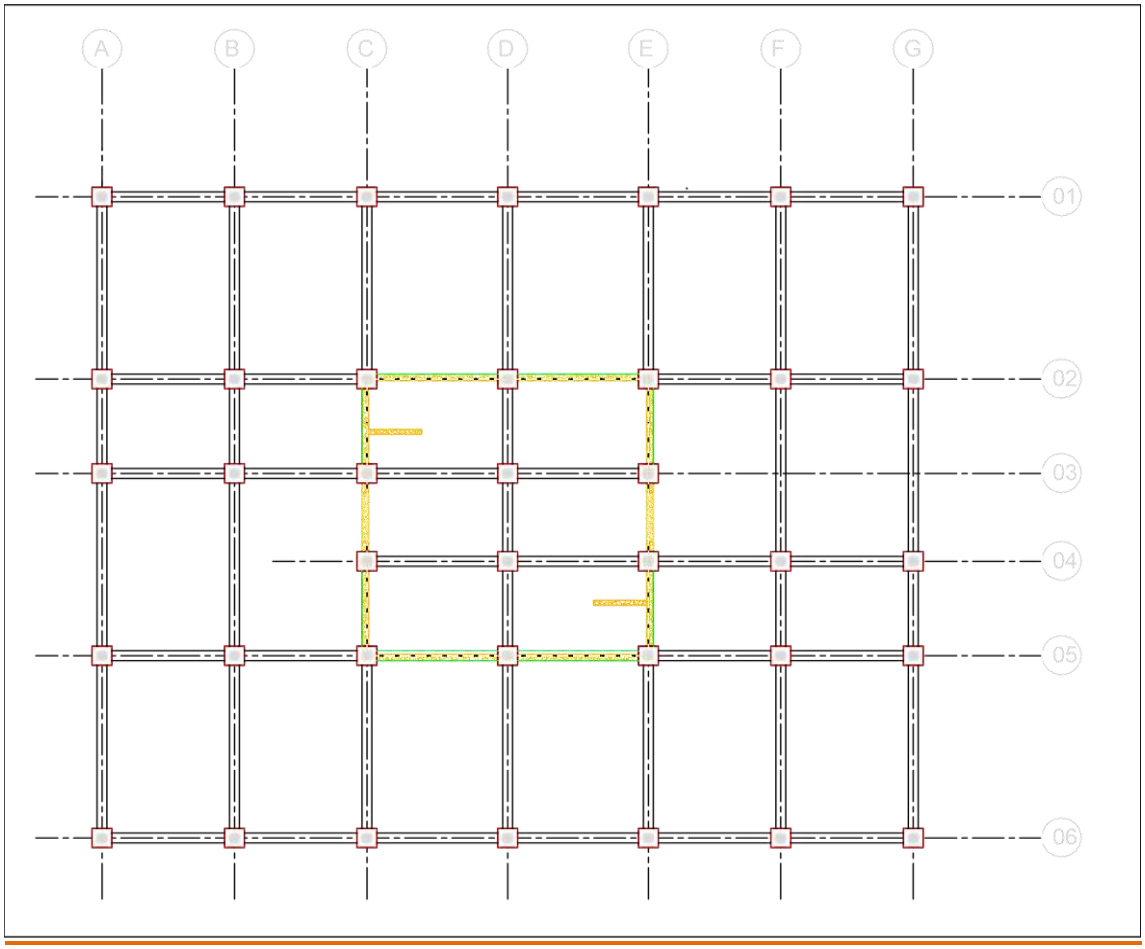


Figure .IV-2 : Disposition des voiles

Tableau .IV-1 : Calcul du centre de Masse

Neveux	Niveau (m)	Wi (kN)	XG (m)	YG (m)
3.74	3.74	6953.321	12.250	9.850
7.14	7.14	6445.782	12.250	9.850
10.54	10.54	6358.288	12.250	9.850
13.94	13.94	6279.988	12.250	9.850
17.34	17.34	6279.988	12.250	9.850
20.74	20.74	6199.494	12.250	9.850
24.14	24.14	6127.458	12.250	9.850
27.54	27.54	6127.458	12.250	9.850
30.94	30.94	6053.963	12.250	9.850
34.34	34.34	5988.191	12.250	9.850
37.74	37.74	6042.307	12.250	9.850
41.14	41.14	4590.468	12.250	9.850

IV.4.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion **R** est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} * X_i}{\sum I_{yi}} \qquad Y_R = \frac{\sum I_{xi} * Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes **x** et **y** respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- X_i, Y_i : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- ✓ Le centre de torsion d'un voile plein ou d'un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- ✓ Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- ✓ Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - ♦ Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$
  - ♦ pour les voiles avec ouvertures : $I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}.\frac{2mc}{(I_1+I_2)}.\frac{A_0.(\alpha.\xi)}{\alpha^2}+1}$ **[4]**

Avec :

a_n: coefficient qui dépend du nombre de niveaux.

$$\begin{cases} a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{8}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}\right)\frac{20}{11}... & \text{si } n \le 11 \\ a_n = 1 & \text{si } n > 11 \end{cases}$$

I : inertie totale du refend.

E: module d'élasticité du matériau constituant le refend.

m: moment statique de chacun des trumeaux par rapport au centre de gravité à l'ensemble.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

I_i : moment d'inertie des trumeaux , **A_i** : aire des éléments du refend.

2c : distance entre les deux centres de gravité des trumeaux.

a : demi portée de l'ouverture.

$\alpha = w.H_0$ (Coefficient du monolithisme des voiles) , **H_0**: hauteur totale du refend.

$w^2 = \frac{3.i.I.c}{I_0.m.a^{3.}.H}$: Voile à une seule file d'ouverture.

$w^2 = \frac{G}{3I.H}\left[2\left(\frac{ic^2}{a^3}\right)\right]$: Voile à une deux d'ouvertures. H: hauteur d'étage.

$A_0(\alpha,\xi)$: est une fonction de " α " et " ξ " qui vaut:

$$A_0(\alpha,\xi) = \frac{2}{3} + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3}.\frac{sh\,\alpha}{ch\,\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch\,\alpha} \quad Si\ \xi = 0.$$

Avec: $\xi = \frac{x}{H}$ si $0 < \xi < 1$.

$$A\ (\alpha,\xi) = \frac{1}{3}(2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{2}{\alpha^2}\xi + \frac{2-\alpha^2}{\alpha^3 ch\,\alpha}.sh\,\alpha(1-\xi) - \frac{2}{\alpha^2}\frac{ch\,\alpha.\xi}{ch\,\alpha}$$

Remarque : si α > 10, on peut dire que le linteau est très rigide, l'ouverture est très petite, le voile est considéré comme étant plein.

Tableau IV-2 : Calcul du centre de torsion

Diaphragme N°	Niveau (m)	∑ Kx (N/m)	∑ Ky (N/m)	XR (m)	YR (m)
L_ DIAPH_ 3.74	3.74	5.107E+004	6.004E+004	12.150	9.855
K_ DIAPH_ 7.14	7.14	5.107E+004	6.004E+004	12.216	9.853
J_ DIAPH_ 10.54	10.54	5.107E+004	6.004E+004	12.216	9.852
I_ DIAPH_ 13.94	13.94	5.107E+004	6.004E+004	12.215	9.852
H_ DIAPH_ 17.34	17.34	5.107E+004	6.004E+004	12.213	9.851
G_ DIAPH_ 20.74	20.74	5.107E+004	6.004E+004	12.210	9.851
F_ DIAPH_ 24.14	24.14	5.107E+004	6.004E+004	12.207	9.850
E_ DIAPH_ 27.54	27.54	5.107E+004	6.004E+004	12.204	9.850
D_ DIAPH_ 30.94	30.94	5.107E+004	6.004E+004	12.201	9.849
C_ DIAPH_ 34.34	34.34	5.107E+004	6.004E+004	12.197	9.849
B_ DIAPH_ 37.74	37.74	5.107E+004	6.004E+004	12.192	9.848
A_ DIAPH_ 41.14	41.14	5.107E+004	6.004E+004	12.187	9.847

Remarque :

On remarque que le sens y plus rigide que le sens x à la raison le nombre des voiles dans le sens y plus que le sens x.

IV.4.3. Excentricité : [RPA 99 V2003 Art 3.5.a.2]

À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

IV.4.3.1. Excentricité théorique (statique) :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Tableau IV-3 : Calcul de l'excentricité théorique

Excentricité				
Diaphragme N°	**Niveau (m)**	**Ex = |XR-XG| (m)**	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
L_ DIAPH_ 3.74	3.74	0.100	0.005	**C. V**
K_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.034	0.003	**C. V**
J_ DIAPH_ 10.54	10.54	0.034	0.002	**C. V**
I_ DIAPH_ 13.94	13.94	0.035	0.002	**C. V**
H_ DIAPH_ 17.34	17.34	0.037	0.001	**C. V**
G_ DIAPH_ 20.74	20.74	0.040	0.001	**C. V**
F_ DIAPH_ 24.14	24.14	0.043	0.000	**C. V**
E_ DIAPH_ 27.54	27.54	0.046	0.000	**C. V**
D_ DIAPH_ 30.94	30.94	0.049	0.001	**C. V**
C_ DIAPH_ 34.34	34.34	0.100	0.005	**C. V**
B_ DIAPH_ 37.74	37.74	0.034	0.003	**C. V**
A_ DIAPH_ 41.14	41.14	0.034	0.002	**C. V**

IV.4.3.2. Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} E_x = 0{,}05 . L_x \\ E_y = 0{,}05 . L_y \end{cases}$$

Tableau IV-4 : Calcul de l'excentricité accidentelle

Niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
Tous les niveaux	27.5	22.7	1.375	1.135

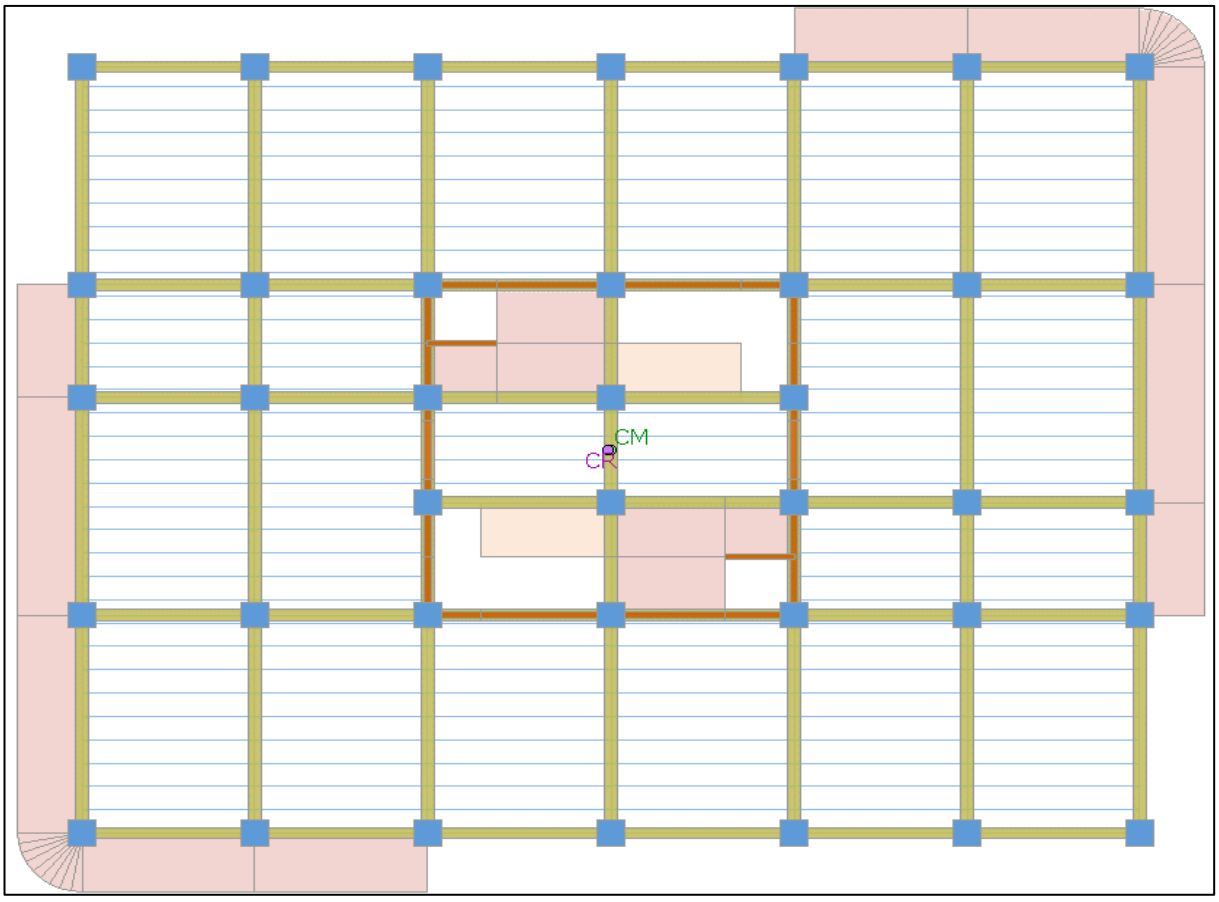


Figure .IV-3 : Disposition des centre de masse et centre de rigidité

IV.5. Choix de la méthode de calcul :

IV.5.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement deux méthodes :

- ❖ Méthode statique équivalente
- ❖ Méthode dynamique modale spectrale
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre bloc la hauteur de ce dernier dépasse les 17 m, donc selon le **[RPA Art 4.1.2]** la Méthode statique équivalente n'est pas applicable, on utilise donc la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse **"SAP 2000v22".**

IV.5.2. Méthode dynamique modale spectrale :

IV.5.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de structure.

IV.5.2.2. Modélisation : [RPA2003 .Art 4.3.2]

Le modèle choisi dans la modélisation sur le 'SAP2000' est le diaphragme rigide, la théorie du plancher rigide. Suite à la concentration de la masse son mouvement est donné par le mouvement du plancher.

IV.5.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

a. Coefficient d'accélération A : [RPA : Tab.4.1]

A : est en fonction de la zone ainsi que le groupe d'usage, pour notre ouvrage on a : (zone III, groupe d'usage 2) ➔ A = 0,25

b. facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % [RPA : Tab.4.2].

Avec remplissage dense → η = 0,882

c. coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3]

Selon [l'article 3.4.A.3] du RPA 99v2003, le bâtiment est dans ce cas est contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontale

Donc : R =3.5

- Justification du coefficient de comportement R:

Suivent X :

Tableau IV.5. Justification du coefficient de comportement R suivant X

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (kN)**	**Nz /Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**
A_ DIAPH_ 41.14	5321.638	4113.772	1207.866
B_ DIAPH_ 37.74	12196.666	9719.397	2477.269
C_ DIAPH_ 34.34	19088.743	15387.173	3701.570
D_ DIAPH_ 30.94	26312.378	21512.765	4799.613
E_ DIAPH_ 27.54	33405.363	27426.922	5978.441
F_ DIAPH_ 24.14	40497.223	33406.037	7091.186
G_ DIAPH_ 20.74	48078.964	40082.194	7996.770
H_ DIAPH_ 17.34	55401.228	46306.559	9094.669
I_ DIAPH_ 13.94	62727.561	52616.889	10110.672
J_ DIAPH_ 10.54	70685.752	59841.709	10844.043
K_ DIAPH_ 7.14	78244.475	66370.076	11874.399
L_ DIAPH_ 3.74	66142.446	39614.628	26527.818

Tableau IV.6. Choix du coefficient de comportement suivant X en %

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**
A_ DIAPH_ 41.14	100	77.303	22.697
B_ DIAPH_ 37.74	100	79.689	20.311
C_ DIAPH_ 34.34	100	80.609	19.391
D_ DIAPH_ 30.94	100	81.759	18.241
E_ DIAPH_ 27.54	100	82.103	17.897
F_ DIAPH_ 24.14	100	82.490	17.510
G_ DIAPH_ 20.74	100	83.367	16.633
H_ DIAPH_ 17.34	100	83.584	16.416
I_ DIAPH_ 13.94	100	83.882	16.118
J_ DIAPH_ 10.54	100	84.659	15.341
K_ DIAPH_ 7.14	100	84.824	15.176
L_ DIAPH_ 3.74	100	59.893	40.107

Suivent Y :

Tableau IV.7. Justification du coefficient de comportement R suivant y

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (kN)**	**Nz /Poteaux (kN)**	**Nz /Voiles (kN)**
A_ DIAPH_ 41.14	4984.003	4113.772	870.231
B_ DIAPH_ 37.74	11459.569	9719.397	1740.172
C_ DIAPH_ 34.34	18030.255	15387.173	2643.082
D_ DIAPH_ 30.94	24899.750	21512.765	3386.985
E_ DIAPH_ 27.54	31685.707	27426.922	4258.785
F_ DIAPH_ 24.14	38535.412	33406.037	5129.375
G_ DIAPH_ 20.74	45781.941	40082.194	5699.747
H_ DIAPH_ 17.34	52831.142	46306.559	6524.583
I_ DIAPH_ 13.94	59958.961	52616.889	7342.072
J_ DIAPH_ 10.54	67576.963	59841.709	7735.254
K_ DIAPH_ 7.14	74886.292	66370.076	8516.216
L_ DIAPH_ 3.74	69796.862	39614.628	30182.234

Tableau IV.8. Choix du coefficient de comportement suivant Y en %

Étage	Sollicitations dues aux charges verticales		
Diaphragme N°	**Poids Nz (%)**	**Nz /Poteaux (%)**	**Nz /Voiles (%)**
A_ DIAPH_ 41.14	100	82.540	17.460
B_ DIAPH_ 37.74	100	84.815	15.185
C_ DIAPH_ 34.34	100	85.341	14.659
D_ DIAPH_ 30.94	100	86.398	13.602
E_ DIAPH_ 27.54	100	86.559	13.441
F_ DIAPH_ 24.14	100	86.689	13.311
G_ DIAPH_ 20.74	100	87.550	12.450
H_ DIAPH_ 17.34	100	87.650	12.350
I_ DIAPH_ 13.94	100	87.755	12.245
J_ DIAPH_ 10.54	100	88.553	11.447
K_ DIAPH_ 7.14	100	88.628	11.372
L_ DIAPH_ 3.74	100	56.757	43.243

d. Facteur de qualité Q : [RPA] ►► [Art 4.4] ◄◄

Le facteur de qualité est égale à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non :

$$Q=1+\sum P_q$$

Tableau IV.9: Valeurs des pénalités P_q.

	P_q			
Critère "q"	Observé	N/Observé	Q_x	Q_y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
		$\sum s$	0.00	0.00
		$Q=1+\sum P_q$	1.00	1.00

Tableau IV.6: Valeurs des pénalités P_q.

IV.6. Résultats et vérification de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- **Stabilité de la structure :**

1. Vérification du comportement modale de la structure.
2. Vérification de la participation massique (dissipation énergétique).
3. Vérification de la force sismique V à la base.
4. Vérification de la stabilité au renversement.
5. Vérifications des déplacements inter-étage.
6. Vérification de l'effet P-Δ.

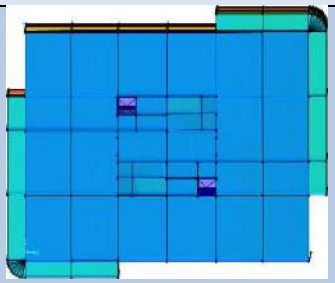
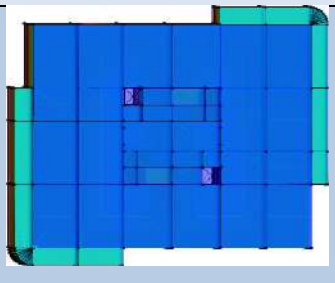
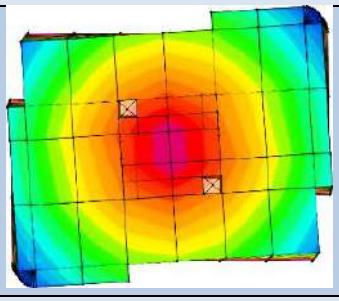
- **Résistance des éléments :**

1. Vérification du cisaillement des éléments.
2. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.6.1 Vérification de comportement modal des trois premiers modes :

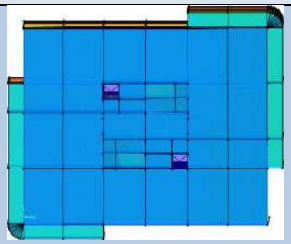
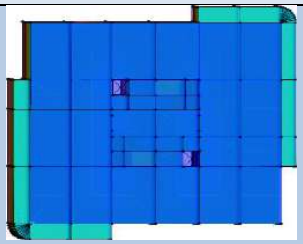
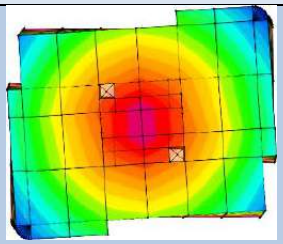
➢ **1ere car : l'épissure des voile (noyé centrale E =20cm)**

Tableau IV. 10 : Vérification de comportement des trois premiers modes (1ere car)

Modes	Mode 1 / T1 = 0.82 s	Mode 2 / T2 = 0.75 s	Mode 3 / T3 = 0.72 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	**0.59**	66.71	0.00
Suivant Y	**66.71**	0.64	0.00
Autour de Z	**0.01**	0.01	75.17
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z

➢ **2eme car : l'épissure des voile (noyé centrale E =25 cm)**

Tableau IV. 11 : Vérification de comportement des trois premiers modes (2eme car)

Modes	Mode 1 / T1 = 0.72 s	Mode 2 / T2 = 0.66 s	Mode 3 / T3 = 0.57 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	1.11	63.78	0.00
Suivant Y	65.42	1.19	0.00
Autour de Z	0.00	0.00	75.31
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z

Remarques 01 :

Nous avons augmenté l'épaisseur de la voile jusqu'à obtenir un bon période et presque égal au période en Charpente métallique .

Remarques 02 :

1) Le 1er mode donne une translation suivante l'axe **Y** car le sens de faible rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.
2) Le 2eme mode donne une translation suivante l'axe **X** car le sens de forte rigidité $\sum Kx < \sum Ky$.
3) Le 3eme mode donne une rotation autour de l'axe **Z**, lorsqu' il est cette torsion due à l'excentricité et le moment de torsion due aux forces de cisaillement des éléments verticaux inégaux cette excentricité est provoquée par la géométrie de la structure.

IV.6.2 Vérification de participation massique [Art 4.3.4. RPA99v2003] :

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.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Tableau IV. 12 : Coefficient de participation massique

Modes	Modes	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)	Cumule des masses modales effectives (%)
Modes	Périodes (en s)	Sens-x	Sens-y	Sens-z
1	0.727	1.107	65.419	0.002
2	0.663	64.888	66.605	0.002
3	0.571	64.888	66.607	75.307
4	0.191	64.894	83.773	75.345
5	0.189	64.894	83.844	84.64
. .	. .	. .	. .	. .
32	0.076	90.021	88.56	89.631
33	0.072	90.023	88.56	89.631
34	0.072	90.023	88.56	89.631
35	0.07	90.023	88.56	89.631
36	0.068	90.023	88.56	89.631
37	0.068	90.023	88.56	89.631
38	0.063	90.023	91.054	89.631
39	0.062	90.023	91.054	90.527

Remarques :

1) La Participation massique atteint plus de **90%** suivant x dans le **32eme** mode
2) La participation massique atteint de plus de **90%** suivant y au **38eme** mode
3) Le mode retenu = **39** mode
4) La période de cette dissipation **T=somme** de période 1 vers 41 : **T= 5.49 s**
5) On remarque que le sens **Y** dissipé rapidement que le sens **X** car c'est le sens de faible rigidité $\sum Ky < \sum Kx$ (plus souple que l'autre sens)

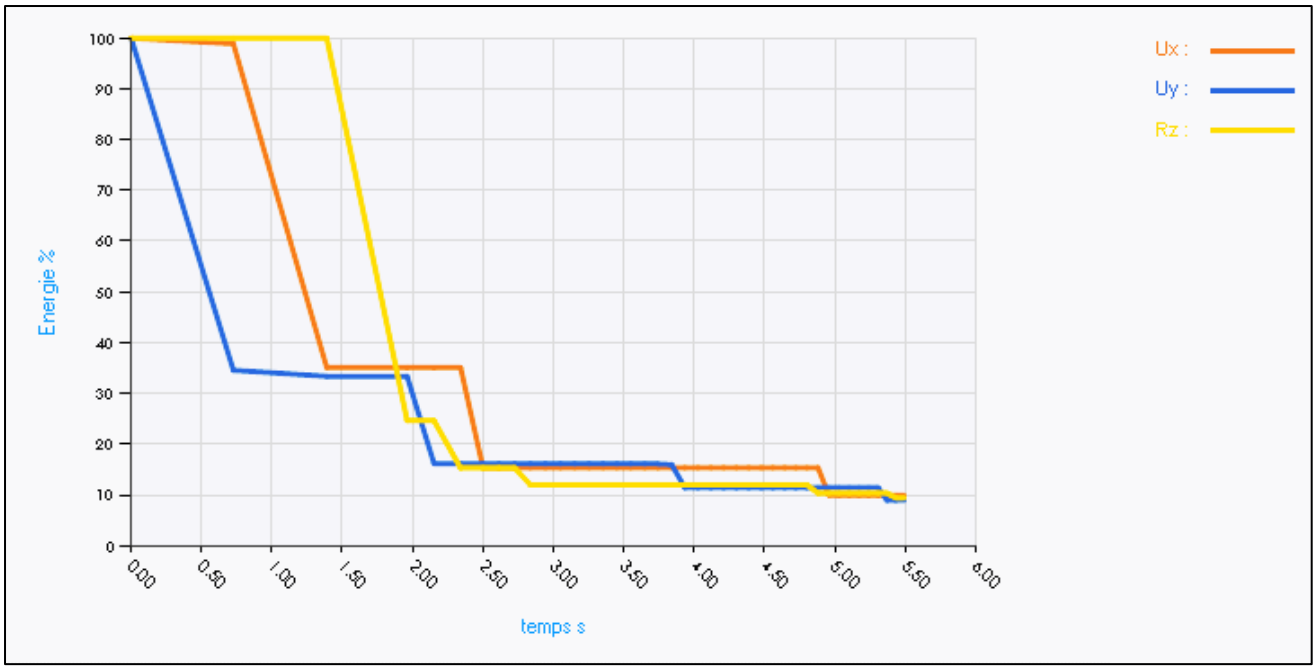


Figure .IV-4 : Dissipation d'énergie en fonction du temps

IV.6.3 Vérification de la force sismique V à la base [Art 4.3.6 RPA99v2003]:

La résultante des forces sismique 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{Ed}{V} > 0,8$$

a. Calcul de la force sismique totale : [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone A = 0,25
- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T2 = 0,5 s, tableau 4.7 (avec site S3)

- **η : facteur de correction d'amortissement :**

$$\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$ **[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]**

Dx = 1.453, Dy = 1.375

- **R : coefficient de comportement global de la structure**

R = 3.5 (noyon centrale)

- **Q : facteur de qualité**

Q_x=1.00 ; Q_y=1.00

- **W : poids total de la structure**

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad \text{avec } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = 0.2 tableau 4.5

Poids de la structure **W= 73446.705kN**

Tableau IV-13: calcule de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	1.453	1.375	3.5	1.00	1.00	76510.132	7638.457	7197.777

Tableau IV-14 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Ed (kN)	Ed /V	Vt/V ≥ 0.8
X	7638.457	7498.126	0.982	**oui**
Y	7197.777	7155.290	0.994	**oui**

IV.6.4 Vérification de la stabilité au renversement [Art 4.4.1 RPA99v2003]:

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : **$Mtx = X_G.Wi$, $Mt_Y = Y_G.Wi$**

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

IV.6.4.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) \times V$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- Tx < 0.7 s → Ft = 0
- T_Y < 0.7 s → Ft = 0

Donc : $F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_X = \alpha_x.V_X$; $F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$

V_X = 7957.054 **KN** , **V_y** = 7497.993 **KN**

Tableau IV-15 : Forces sismiques selon la hauteur suivant X et Y

Niveau hi (m)	Wi (kN)	Wi*hi	Fix (kN)	Fiy (kN)
3.74	6953.321	27069.77966	**129.804**	**122.316**
7.14	6445.782	47801.10762	**229.215**	**215.991**
10.54	6358.288	69641.35306	**333.944**	**314.678**
13.94	6279.988	91014.80366	**436.433**	**411.255**
17.34	6279.988	113213.5363	**542.881**	**511.561**
20.74	6199.494	133742.8233	**641.323**	**604.323**
24.14	6127.458	153928.9273	**738.119**	**695.535**
27.54	6127.458	175609.0579	**842.080**	**793.498**
30.94	6053.963	195015.2532	**935.136**	**881.186**
34.34	5988.191	214186.8903	**1027.06**	**967.814**
37.74	6042.307	237361.8428	**1138.196**	**1072.531**
41.14	4590.468	200794.3841	**962.848**	**907.299**
		1659379.76		

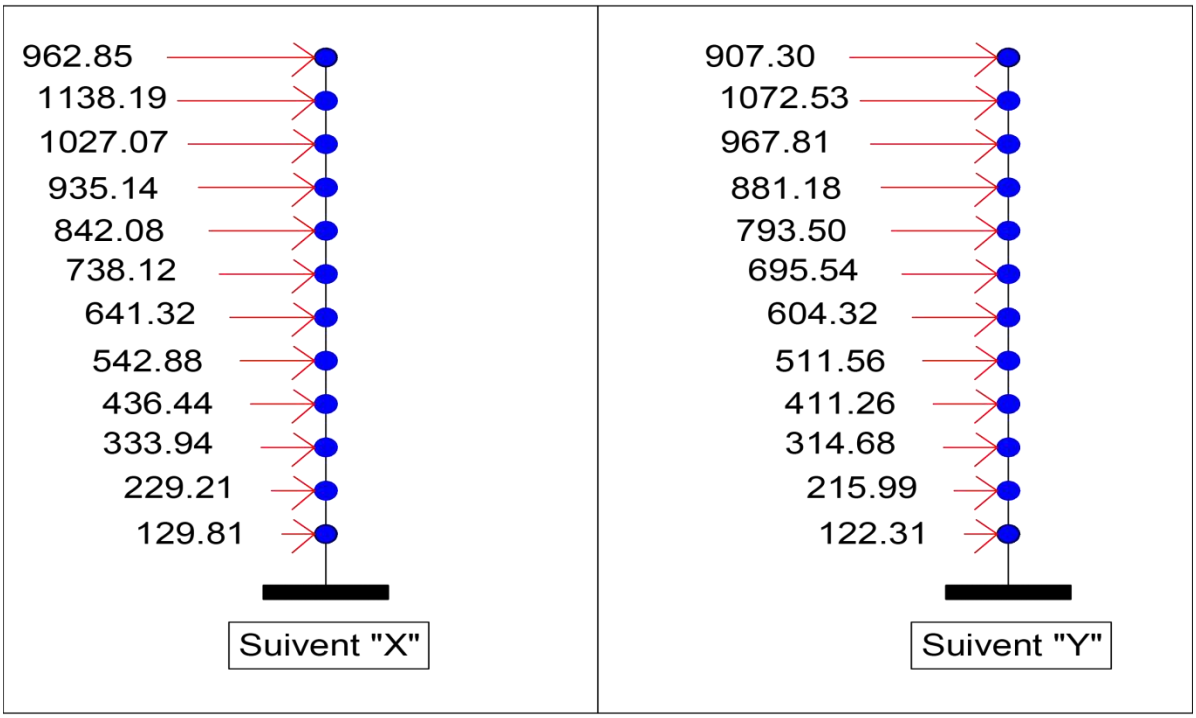


Figure .IV-5 : Concentration des forces sismiques aux étages suivant X et Y

IV.6.4.2. Moment de renversement :

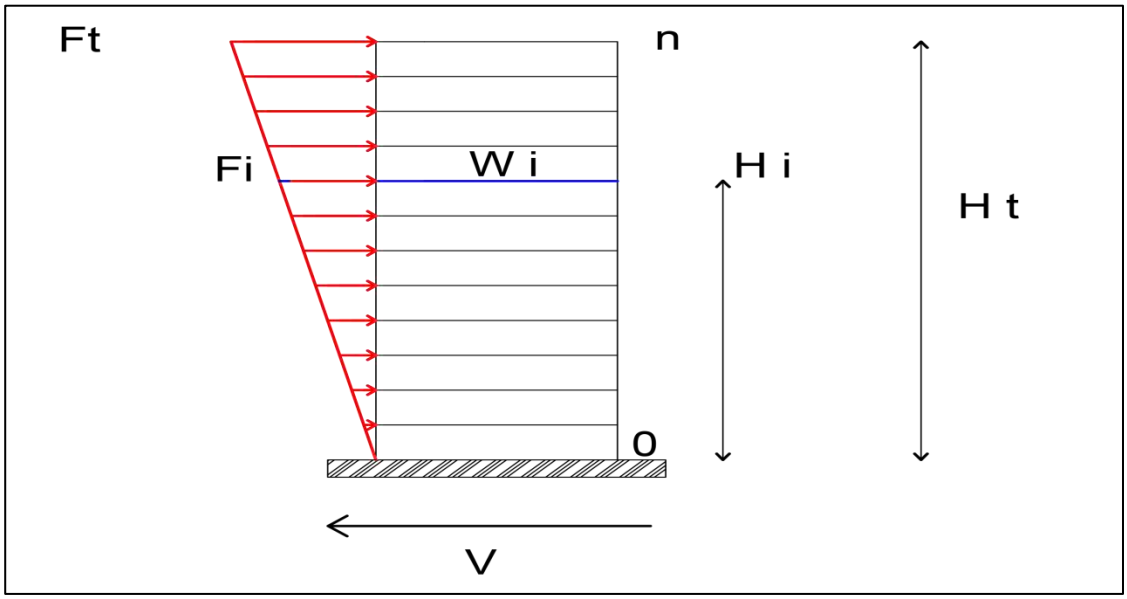


Figure. IV -6 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \; M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Tableau 4-16 : calcul du moment de renversement

Niveau hi (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{0xi} (KN.m)	M_{0yi} (KN.m)
41.14	**962.848**	**907.299**	39611.56672	37326.28086
37.74	**1138.196**	**1072.531**	42955.553	40477.347
34.34	**1027.068**	**967.814**	35269.532	33234.750
30.94	**935.13**	**881.186**	28933.129	27263.910
27.54	**842.080**	**793.498**	23190.887	21852.951
24.14	**738.119**	**695.535**	15603.849	14703.627
20.74	**641.323**	**604.323**	13301.045	12533.677
17.34	**542.88**	**511.561**	9413.562	8870.471
13.94	**436.433**	**411.255**	6083.890	5732.896
10.54	**333.944**	**314.678**	3519.770	3316.707
7.14	**229.215**	**215.991**	1636.601	1542.181
3.74	**129.804**	**122.316**	485.470	457.463
$\sum M_0$			**220004.855**	**207312.260**

IV.6.4.3. Moment stabilisant :

Le moment de stabilité qui est égal à : **$M_{tx} = X_G.W_i$, $M_{ty} = Y_G.W_i$**

Tableau4-17 : calcul du moment stabilisant

Niveau hi (m)	W_i (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)
41.14	4590.468	12.250	9.850	59643.180	47957.985
37.74	6042.307	12.250	9.850	76396.255	61428.826
34.34	5988.191	12.250	9.850	75913.532	61040.677
30.94	6053.963	12.250	9.850	76719.239	61688.531
27.54	6127.458	12.250	9.850	77619.540	62412.447
24.14	6127.458	12.250	9.850	77619.540	62412.447
20.74	6199.494	12.250	9.850	78501.981	63122.001
17.34	6279.988	12.250	9.850	79488.033	63914.867
13.94	6279.988	12.250	9.850	79488.033	63914.867
10.54	6358.288	12.250	9.850	80447.208	64686.122
7.14	6445.782	12.250	9.850	81519.009	65547.938
3.74	6953.321	12.250	9.850	88483.095	71206.522
	$\sum M_t$			**931838.645**	**749333.230**

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_t}{M_0} \geq 1.5$$

Tableau.IV-18 : Vérification de stabilisation

M_{txi} (KN.m)	M_{tyi} (KN.m)	M_{0xi} (KN.m)	M_{0yi} (KN.m)	M_{txi}/M_{0yi}	M_{tyi}/M_{0xi}	$M_{tx}/M_0 \geq 1.5$	$M_{ty}/M_0 \geq 1.5$
931838.645	749333.230	220004.855	207312.260	4.23	3.61	C.V	C.V

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.6.5 Vérification des déplacements inter-étages: [Art 4.4.1 RPA99v2003]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques F_i.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon **[RPA: Art 5.10]** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser: Δ k limite = 0.01 he

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Tableau IV. 19 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

Diaphragm N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 41.14	**41.14**	**2.253**	**7.886**	**0.742**	**3.4**	**Ok**	**1.53**	**3.5**
B_ DIAPH_ 37.74	**37.74**	**2.041**	**7.144**	**0.774**	**3.4**	**Ok**	**1.59**	**3.5**
C_ DIAPH_ 34.34	**34.34**	**1.82**	**6.37**	**0.794**	**3.4**	**Ok**	**1.63**	**3.5**
D_ DIAPH_ 30.94	**30.94**	**1.593**	**5.576**	**0.805**	**3.4**	**Ok**	**1.66**	**3.5**
E_ DIAPH_ 27.54	**27.54**	**1.363**	**4.771**	**0.805**	**3.4**	**Ok**	**1.66**	**3.5**
F_ DIAPH_ 24.14	**24.14**	**1.133**	**3.966**	**0.788**	**3.4**	**Ok**	**1.62**	**3.5**
G_ DIAPH_ 20.74	**20.74**	**0.908**	**3.178**	**0.756**	**3.4**	**Ok**	**1.56**	**3.5**
H_ DIAPH_ 17.34	**17.34**	**0.692**	**2.422**	**0.707**	**3.4**	**Ok**	**1.46**	**3.5**
I_ DIAPH_ 13.94	**13.94**	**0.49**	**1.715**	**0.637**	**3.4**	**Ok**	**1.31**	**3.5**
J_ DIAPH_ 10.54	**10.54**	**0.308**	**1.078**	**0.553**	**3.4**	**Ok**	**1.14**	**3.5**
K_ DIAPH_ 7.14	**7.14**	**0.15**	**0.525**	**0.434**	**3.4**	**Ok**	**0.89**	**3.5**
L_ DIAPH_ 3.74	**3.74**	**0.026**	**0.091**	**0.091**	**3.74**	**Ok**	**0.17**	**3.5**

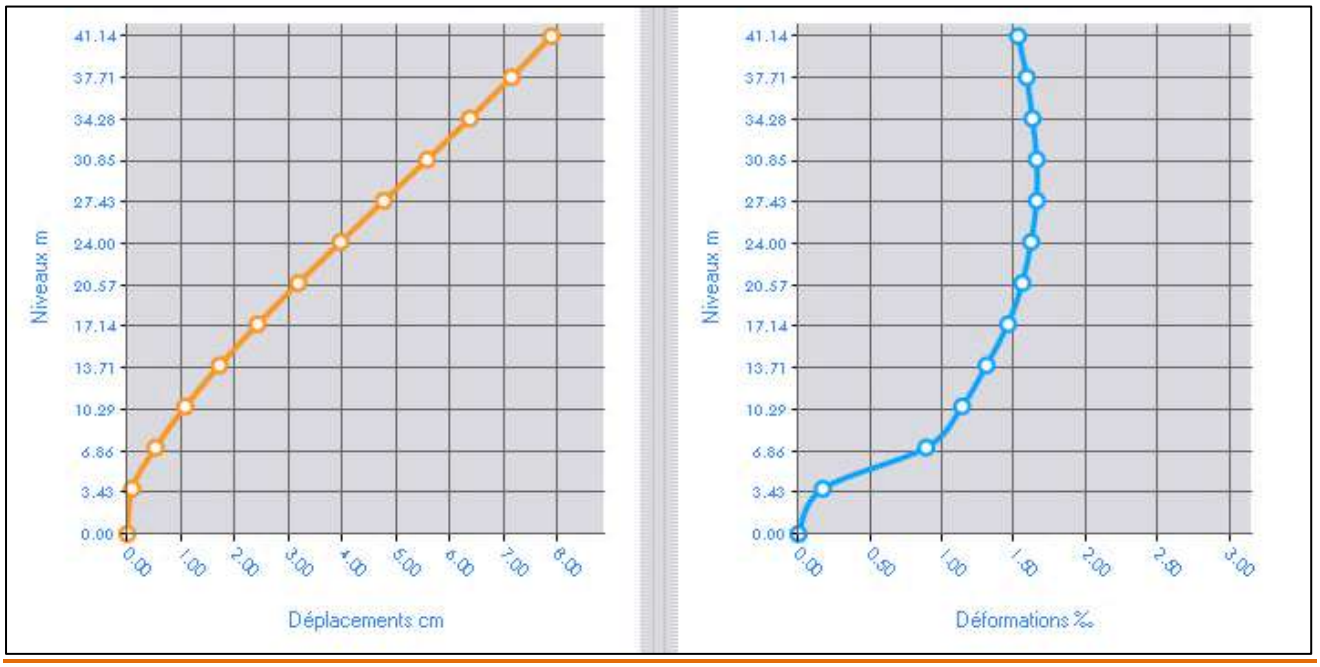


Figure. IV.7 -: déplacements et déformation inter-étage suivant X

Tableau IV. 20 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y

Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰
A_ DIAPH_ 41.14	**41.14**	**2.564**	**8.974**	**0.724**	**3.4**	**Ok**	**1.49**	**3.5**
B_ DIAPH_ 37.74	**37.74**	**2.357**	**8.25**	**0.788**	**3.4**	**Ok**	**1.62**	**3.5**
C_ DIAPH_ 34.34	**34.34**	**2.132**	**7.462**	**0.836**	**3.4**	**Ok**	**1.72**	**3.5**
D_ DIAPH_ 30.94	**30.94**	**1.893**	**6.626**	**0.879**	**3.4**	**Ok**	**1.81**	**3.5**
E_ DIAPH_ 27.54	**27.54**	**1.642**	**5.747**	**0.896**	**3.4**	**Ok**	**1.84**	**3.5**
F_ DIAPH_ 24.14	**24.14**	**1.386**	**4.851**	**0.906**	**3.4**	**Ok**	**1.87**	**3.5**
G_ DIAPH_ 20.74	**20.74**	**1.127**	**3.945**	**0.896**	**3.4**	**Ok**	**1.84**	**3.5**
H_ DIAPH_ 17.34	**17.34**	**0.871**	**3.049**	**0.865**	**3.4**	**Ok**	**1.78**	**3.5**
I_ DIAPH_ 13.94	**13.94**	**0.624**	**2.184**	**0.805**	**3.4**	**Ok**	**1.66**	**3.5**
J_ DIAPH_ 10.54	**10.54**	**0.394**	**1.379**	**0.717**	**3.4**	**Ok**	**1.48**	**3.5**
K_ DIAPH_ 7.14	**7.14**	**0.189**	**0.662**	**0.578**	**3.4**	**Ok**	**1.19**	**3.5**
L_ DIAPH_ 3.74	**3.74**	**0.024**	**0.084**	**0.084**	**3.74**	**Ok**	**0.16**	**3.5**

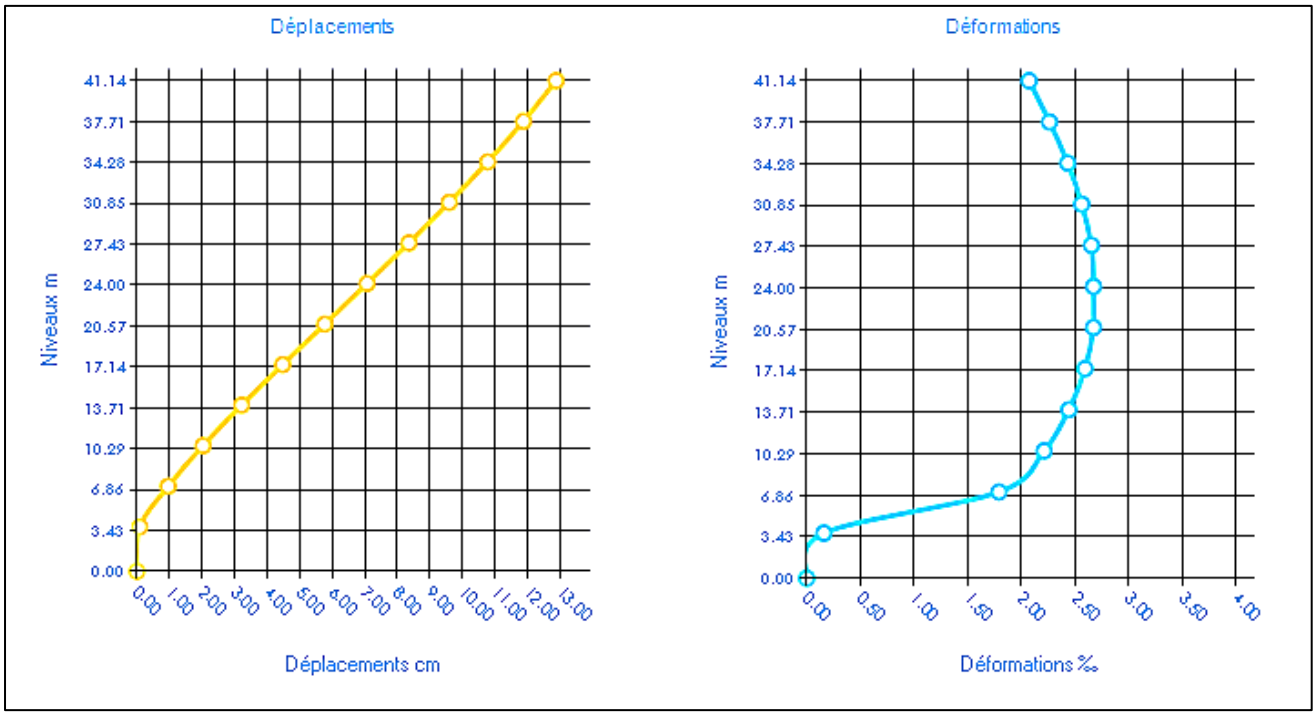


Figure. IV.8 -: déplacements et déformation inter-étage suivant Y

Commentaire :

- Le déplacement inter étage est satisfait à tous les niveaux.
- La déformation ne pas dépasser la limite élasto-plastique dans les deux directions**.**
- La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. [RPA.2003. Art 2.5.5]

IV.6.6. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [RPA.V.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 : $\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau IV-21 : Vérification de l'effet P-Δ sens X et sens Y

hk (m)	Pk (KN)	V ix (kN)	Vky (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	Θx	θky	Θ<0.10
41.14	**4590.47**	**844.98**	**806.35**	**0.74**	**0.72**	**0.012**	**0.012**	**Vérifiée**
37.74	**6042.31**	**1020.31**	**973.66**	**0.77**	**0.79**	**0.013**	**0.014**	**Vérifiée**
34.34	**5988.19**	**920.07**	**878.01**	**0.79**	**0.84**	**0.015**	**0.017**	**Vérifiée**
30.94	**6053.96**	**838.08**	**799.76**	**0.81**	**0.87**	**0.017**	**0.019**	**Vérifiée**
27.54	**6127.46**	**755.04**	**720.52**	**0.81**	**0.9**	**0.019**	**0.023**	**Vérifiée**
24.14	**6127.46**	**661.83**	**631.57**	**0.78**	**0.91**	**0.021**	**0.026**	**Vérifiée**
20.74	**6199.49**	**575.3**	**548.99**	**0.76**	**0.89**	**0.024**	**0.03**	**Vérifiée**
17.34	**6279.99**	**487.23**	**464.95**	**0.71**	**0.86**	**0.027**	**0.034**	**Vérifiée**
13.94	**6279.99**	**391.7**	**373.79**	**0.63**	**0.81**	**0.03**	**0.04**	**Vérifiée**
10.54	**6358.29**	**299.85**	**286.14**	**0.56**	**0.72**	**0.035**	**0.047**	**Vérifiée**
7.14	**6445.78**	**205.92**	**196.51**	**0.43**	**0.58**	**0.04**	**0.056**	**Vérifiée**
3.74	**6953.32**	**116.36**	**111.04**	**0.09**	**0.08**	**0.014**	**0.013**	**Vérifiée**

IV.6.7. Vérification de cisaillement des éléments :

Les poutres: [Art A.5.1 CBA93]

Par le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de cisaillement des éléments de la structure sous plusieurs combinaisons.

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\tau_{max} = \frac{Tu}{d \times b} \leq \bar{\tau}}$$

Avec :

- $\bar{\tau} = \boldsymbol{min}\left(\mathbf{0.2} * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \mathbf{5\ Mpa}\right) =$ 3.33 MPA …….. On une fissuration peu nuisible.

Tableau IV-22 : Vérification de cisaillement des poutres

Eléments	section	T_u (kN)	combinaison	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Poutres principales	30*45	161.35	G+Q+Edx	1.27	3.33	C.V
Poutres secondaires	**30*35**	**43.82**	**G+Q+Edx**	**0.45**	**3.33**	C.V

Commentaire :

- Pour les charges horizontales on néglige les efforts tranchant dans les poteaux.
- Dans le cas de R=3.5 les voiles prennent 100% de charges horizontale (t), donc les poteaux sont bloqués (prennent 0%) ; pas besoin de vérifier le cisaillement.

IV.6.8. Vérification de l'effort normal réduit : [Art 7.1.3.3]

Selon RPA version 2003, On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\tau = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}}$$

Avec :

- N_d: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_C : est l'aire (section brute) de cette dernière. $B_C = (a-2) \times (b-2)$
- f_{c28}: est la résistance caractéristique du béton.

Section des poteaux a la base (65 * 65)

L'effort normal max a la base = 2430.02 kN

$$\tau = \frac{2430.02 * 10^3}{630^2 * 25} = 0.245 < 0.3 \quad CV$$

Commentaire :

Les résultats obtenus en sélectionnant la dimension prédéfinie des fonctions dans la base sont corrects (condition vérifie).

Alors les dimensions à la base de (65 * 65) sont suffisantes pour résister aux forces qui leur sont appliquées.

Conclusion :

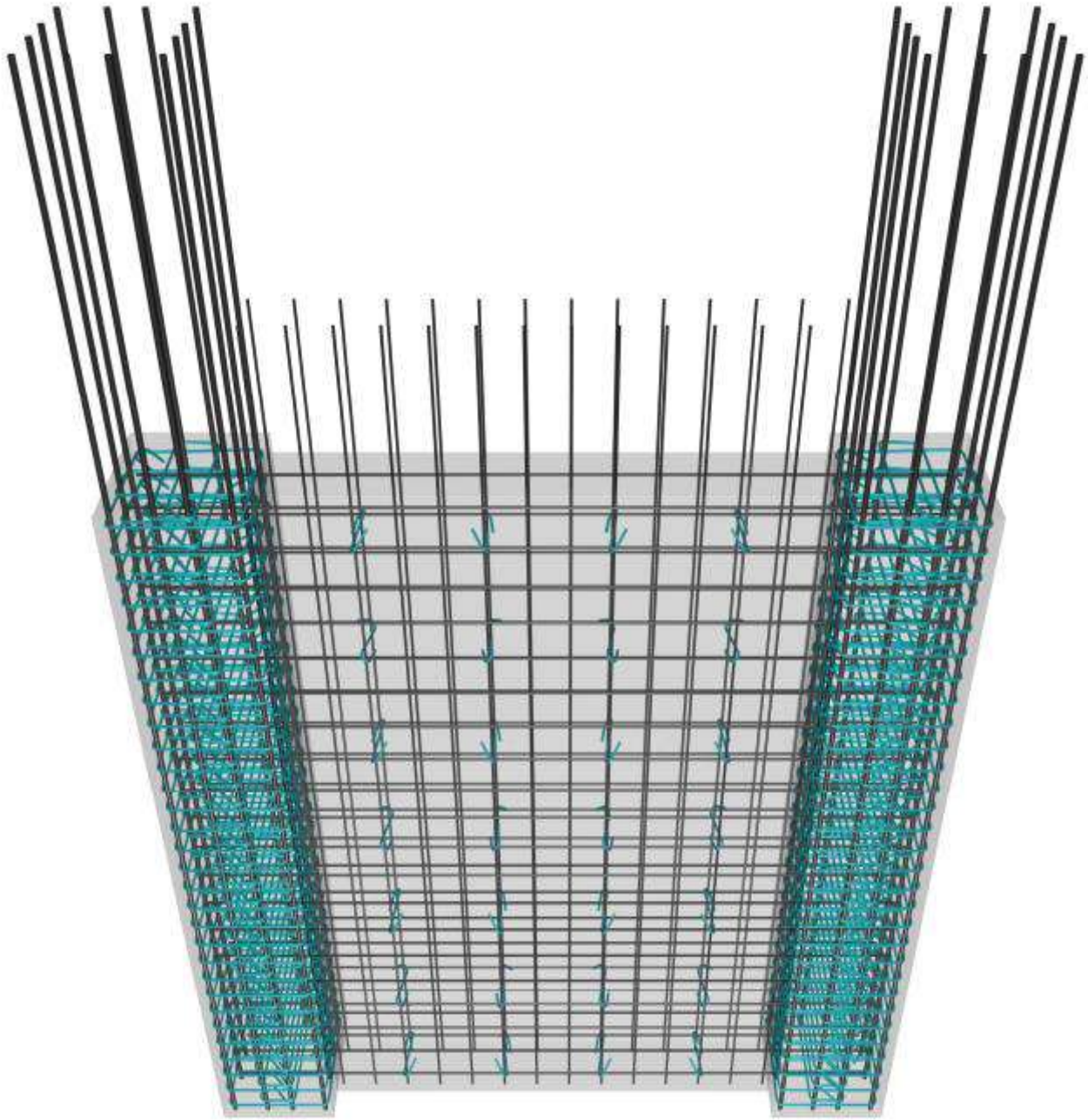
A la fin de ce chapitre, l'étude dynamique de la structure on a Les dimensions des éléments suivants :

Tableau IV-23 : Les dimensions final de projet

<table>
<tr><th colspan="2"></th><th>Pré dimensionnement</th><th colspan="2">Démentions finale</th></tr>
<tr><td></td><td>Le type</td><td colspan="3">La section (cm)</td></tr>
<tr><td>Les poutre</td><td>Poutre principale</td><td>(30x45)</td><td colspan="2">(30x45)</td></tr>
<tr><td></td><td>Poutre secondaire</td><td>(30x35)</td><td colspan="2">(30x35)</td></tr>
<tr><td rowspan="6">Les poteaux</td><td>9+10 étage</td><td>30*30</td><td>(8+9+10) étage</td><td>(50*50)</td></tr>
<tr><td>7+8 étage</td><td>35*35</td><td rowspan="2">(5+6+7) étage</td><td rowspan="2">(55 * 55)</td></tr>
<tr><td>5+6 étage</td><td>40*40</td></tr>
<tr><td>3+4 étage</td><td>45*45</td><td rowspan="2">(2+3+4) étage</td><td rowspan="2">(60 * 60)</td></tr>
<tr><td>1+2 étage</td><td>50*50</td></tr>
<tr><td>(s.sol + RDC)</td><td>55*55</td><td>(s.sol + RDC +1)étage</td><td>(65 * 65)</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Les voiles</td><td>voile périphérique</td><td>25</td><td colspan="2">20</td></tr>
<tr><td>Voile noyé</td><td>20</td><td colspan="2">25</td></tr>
<tr><td>Voile accencuer</td><td>20</td><td colspan="2">20</td></tr>
</table>

CHAPITRES V

Calcul des Eléments résistance



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 **.**

Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable.

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en L'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 (version 2003) à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes **:**

- Les combinaisons données par les règles du CBA 93 : **[Art A .3.3]**
  - **E.L.U :** 1,35G +1,5Q et G +Q ± E
  - **E.L.S :** G + Q
- Les combinaisons données par les règles du RPA99 version 2003 : **[Art A .5.2]**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

Avec :

G : charges permanentes. Q : charges d'exploitations. E : charges sismiques.

V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

On calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations.

Tableau V-1 : Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	Acier
$\boldsymbol{\gamma b = 1,5}$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\boldsymbol{\gamma s = 1}$
$\boldsymbol{\sigma b = 25\ Mpa}$	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	**FeE 400**
$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 14,2 Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 348\ Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 18.48 Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 400\ Mpa}$

V.2.2. Recommandation des règlements :

V.2.2.1. Recommandations du R.P.A99v2003 :

❖ **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA99v2003]:**

1. Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
2. Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
   - 4% en Zone courante.
   - 6% en Zone nodale.
3. Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
4. La longueur minimale de recouvrement est de 50 ϕ en Zone III
5. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure 7.5 avec des crochets à 90°.

❖ **Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA99v2003] :**

La quantité d'armatures transversales est donnée par : **At =0 ,003. St .b**

b : largeur de la poutre.

St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :

- $St = \min\left[\frac{h}{4}; 12\emptyset l\right]$ ... ... [Zone nodale]
- $St \leq \frac{h}{2}$ ... ... [Zone courant]

V.2.2.2. Recommandations du CBA93 :

La section des armatures longitudinales est :

- $A \geq Amin = 0.1\%\ b.h$ ... ... [A. 7.1.2.1 CBA93]
- $A \geq Amin = 0.5\%\ b.h$ ... ... [A. 7.5.2.1 RPA 2003]

Le diamètre des armatures transversales est :

- $\emptyset_t \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right]$ ... ... [A. 6.4.2 CBA93]

Calcule et vérification de l'espacement :

- $St = \min[0.9d\ ;\ 40cm]$ ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]

- $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4$ Mpa ... ... [art A. 5.1.2.2 CBA93]
- $\frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \gamma_s(\frac{\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28}}{0.9 \times f_e[\cos\alpha + \sin\alpha]}$ ... ... [art A. 5.1.2.3 CBA93]

Avec K=1, $\alpha=90^0$

V.2.3 Ferraillage longitudinal des poutres principales et secondaires a l'ELU :

V.2.3.1 Poutres principales (30x45) :

Tableau V -2 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	section	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A s1 (cm2)	A s2 (cm2)	A' s1 (cm2)	A' s2 (cm2)
Courant	45*30	Travée	89.93	0.8G+ E dy	5.6	0.00		
		Appui	-176.38	G+Q+E dy			0.00	11.6

Avec :

- **A s1** : section d'armature à parti tendait de travée .
- **A s2** : section d'armature à parti comprimé de travée .
- **A' s2** : section d'armature à parti tendait de appui .
- **A' s1** : section d'armature à parti comprimé de appui.

Tableau V -3 : Sections d'armatures choisie des poutres principale

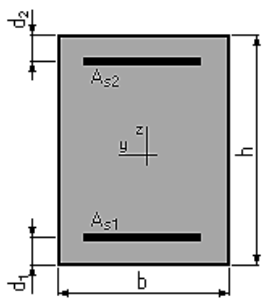
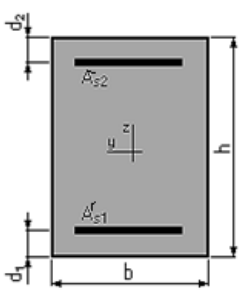
Sections d'armatures choisie			
travée		**Appui**	
A s1 (cm2)	**A s2 (cm2)**	**A' s1 (cm2)**	**A' s2 (cm2)**
3HA14+ 1chap HA14	**3HA14**	**3HA14**	**3HA14+ 5chap HA14**
6.16	**4.62**	**4.62**	**12.32**
			

Tableau V -4 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

	position	A totale (cm2)	A min (CBA93) (cm2)	A min (RPA99) (cm2)	Vérification
Courant	travée	**10.78**	**1.35**	**6.75**	**CV**
	appui	**16.93**	**1.35**	**6.75**	**CV**

V.2.3.2. Poutres secondaires (30x35) :

Tableau V -5 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires

Niveau	section	position	Mu (KN.m)	Combinaison	A s1 (cm2)	A s2 (cm2)	A' s1 (cm2)	A' s2 (cm2)
Courant	35*30	Appui (+)	66.08	**G+Q+E dx**	**5.4**	**0.00**		
		Appui (-)	-82.54	**G+Q+E dx**			**0.00**	**6.9**

Tableau V -6 : Sections d'armatures choisie des poutres secondaire

Sections d'armatures choisie			
Appui (+)		Appui (-)	
A s1 (cm2)	**A s2 (cm2)**	**A' s1 (cm2)**	**A' s2 (cm2)**
3HA12	**3HA12**	**3HA12+ 3chap HA12**	**3HA12+ 3chap HA12**
3.39	**3.39**	**6.79**	**6.79**

Tableau V -7 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

	position	A totale (cm2)	A min (CBA93) (cm2)	A min (RPA99) (cm2)	Vérification
Courant	Appui (+)	**6.78**	**1.05**	**5.25**	**oui**
	Appui (-)	**13.85**	**1.05**	**5.25**	**oui**

V.2.4. Vérification des contraintes à l'état limite de service : [CBA 93 Art.A.4.5.3]

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous M ser :

➢ **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ **=0,6 fc28=15 MPA**, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

➢ **Acier** :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ ..... fissuration préjudiciable .

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{1}{2} \times f_e$; $90\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ ..... fissuration très préjudiciable .

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

V.2.4.1. Poutres principales (30 x 45) :

Tableau V -8 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements

Niveau	position	M ser (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	Vérification
courant	travée	61.40	**G+Q**	6.16	4.62	6.3	/	/	15	**CV**
	appui	-117.60	**G+Q**	4.62	12.32	10.2	/	/	15	**CV**

V.2.4.2. Poutres secondaires (30x35) :

Tableau V -9 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements

Niveau	position	M ser (KN.m)	Combinaison	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	Vérification
terrasse	travée	30.95	G+Q	3.39	3.39	6.7	/	/	15	CV
	appui	-37.37	G+Q	6.79	6.79	5.6	187.0	62.9	15	CV

V.2.5. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants : [CBA93 Art A.5.1]

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime. b: Largeur de la section du poutre .

d: Hauteur utile de la section du poutre . τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limité aux valeurs suivantes :

❖ **Selon le RPA 2003 :**

➢ $\bar{\tau}u = Min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} \ , \ 5\ MPA\right)$ ……Fissuration peu nuisible .

➢ $\bar{\tau}u = Min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} \ , \ 4\ MPA\right)$……Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Tableau V -10:Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Poutre	Niveau	T_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
(45*30)	**courant**	**169.71**	**1.35G+1.5Q**	**1.33**	**4.35**	**C .V**

Tableau V -11 :Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Poutre	Niveau	T_u (kN)	Combinaison	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}u$ (MPa)	Vérification
(35*30)	**courant**	**46.27**	**G+Q+Edx**	**0.47**	**4.35**	**C.V**

V.2.6. Calcul des armatures transversales :

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

➢ **D'après RPA 99 version 2003 [Art 7.5.2.2] Zone nodale**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b \\ S \ \leq Min(\frac{h}{4} et 12\varphi) \\ S' \ \leq \frac{h}{2} \end{cases}$$

➢ **D'après CBA 93 : Zone courante**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq Min(0.9d\,; \quad 40cm) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants

Tableau V -12 :Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	τ_{max} (Mpa)	St (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²)	Szn (cm)	Szc (cm)	At (cm²) choisie
PP 30x45	**1.89**	38.25	1.15	10	15	0.9	10	15	4HA8=2.01
PS 30x35	**0.51**	29.25	0.88	10	15	1.35	10	15	4HA8=2.01

V.2.7. Vérification de la flèche des poutres :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec : $M_t = K M_0$; K : est un coefficient réducteur ($0.75 \leq K \leq 0.85$), on prend K = 0.75.

Tableau V-13: Vérification préliminaire de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP30*45	0.080	0.063	oui	0.080	0.075	oui	0.0096	0.0105	oui
Ps30*35	0.082	0.063	oui	0.082	0.075	oui	0.0093	0.0105	oui

Remarque :

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

V.2.8 . Schéma de ferraillage des poutres :

V.2.8.1. Poutre principale :

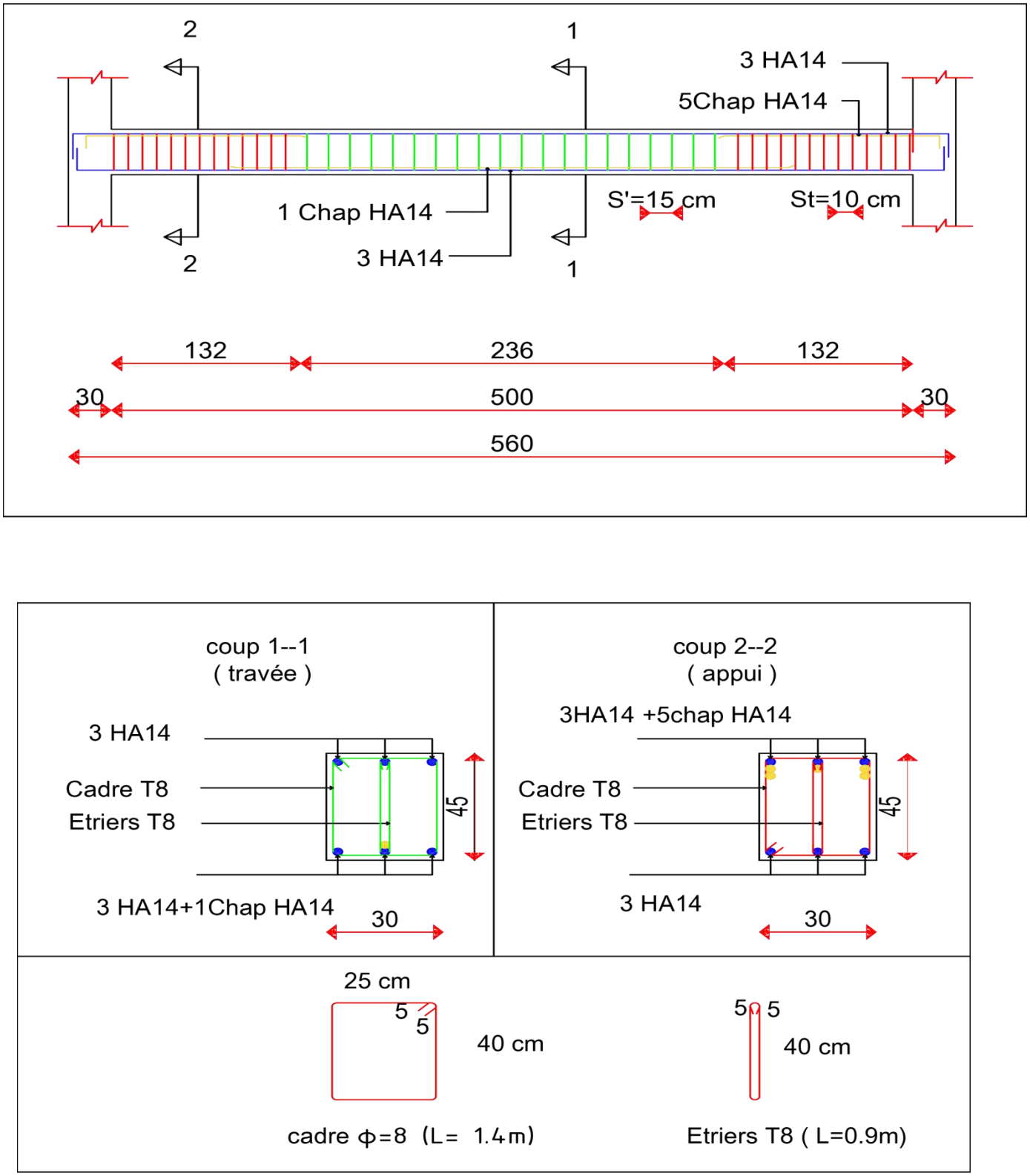
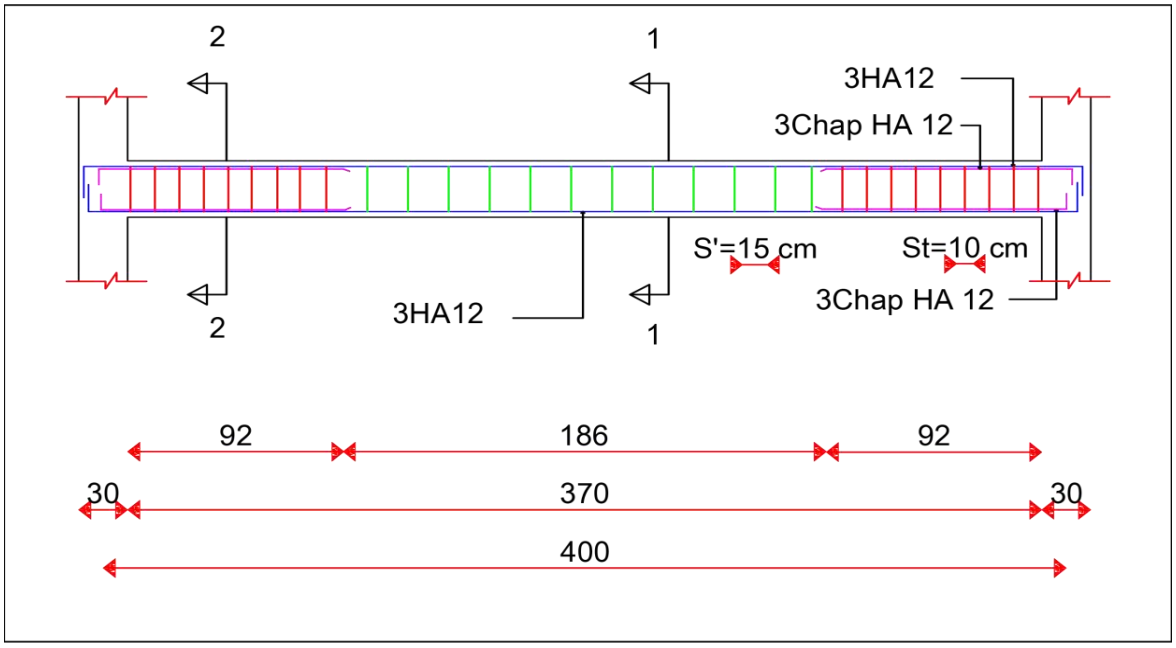


Figure V.1. Disposition des armatures des poutres principales

V.2.8.2 . Poutre secondaire :



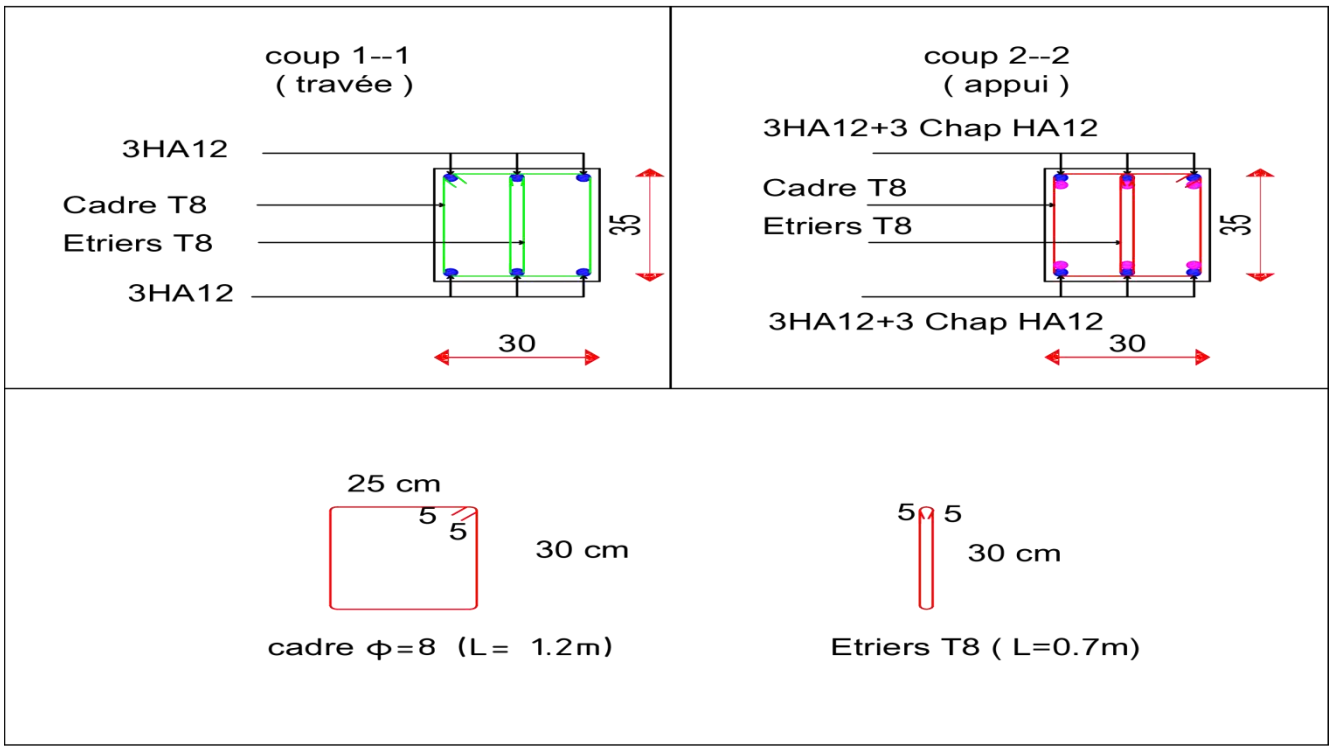


Figure V.2. Disposition des armatures pour les poutres principale

V.3. FERRAILLAGE DES POTEAU :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales .

Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal .

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures seront obtenues à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions :

Tableau V-14: Les données de calcul

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	Acier
$\boldsymbol{\gamma b = 1,5}$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\boldsymbol{\gamma s = 1}$
$\boldsymbol{\sigma b = 25\ Mpa}$	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	**FeE 400**
$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 14,2Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 348\ Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 18.48Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 400\ Mpa}$

V.3.2. Recommandation du règlement RPA99 version 2003 [Art 7.4.2.1]:

1- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- leur pourcentage **minimal** sera de : 0,9% en zone III

2- Leur pourcentage **maximal** sera de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

3- Leur diamètre minimal et de 12 mm.

4- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Φ en zone III.**

5- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm en zone III.**

6- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l´extérieur des zones nodales.

V.3.3. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime de résistance (Situation durable ou accidentelle), sous les efforts les plus défavorables.

Les types de poteaux de chaque niveau sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau .V.15: Les Armatures longitudinaux des poteaux

Section	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	As 1	As 2	A min (cm^2)	A choi (cm^2)	
(65*65)	**N max→ M cor**	1.35G+1.5Q	3950.179	4.198	5.439	3.3	2	38.02	20HA16 40.21	40.21
	N min →M cor	1.35G+1.5Q	1381.956	-10.093	-1.548	3.3	2			
	M max →N cor	1.35G+1.5Q	2671.476	80.157	-3.118	3.3	2			
(60*60)	**N max→ M cor**	1.35G+1.5Q	3166.089	0.980	29.221	3	1.8	32.4	4HA16 + 16HA14	32.67
	N min →M cor	1.35G+1.5Q	873.221	-14.085	-0.250	3	1.8			
	M max →N cor	1.35G+1.5Q	1601.828	76.602	-5.451	3	1.8			
(55*55)	**N max→ M cor**	1.35G+1.5Q	2028.451	1.071	30.306	2.8	1.6	27.23	4HA16+ 14HA14	29.59
	N min →M cor	1.35G+1.5Q	431.102	-17.61	1.26	2.8	1.6			
	M max →N cor	1.35G+1.5Q	-868.378	73.187	-6.768	2.8	1.6			
(50*50)	**N max→ M cor**	1.35G+1.5Q	922.688	1.027	29.263	2.5	1.5	22.5	4HA16+ 10HA14	23.44
	N min →M cor	1.35G+1.5Q	104.302	68.747	2.809	2.5	1.5			
	M max →N cor	1.35G+1.5Q	157.758	85.214	-9.414	2.5	1.5			

V.3.4. Vérification à l'Etat Limite Service : [CBA93 Art.A.4.5.3]

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton** :

La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ **=0,6 fc28=15 MPA**, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

➢ **Acier** :

✓ Fissuration peu nuisible……..Pas de vérification.

✓ Fissuration préjudiciable…… $\overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e \; ; \; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right]$

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

❖ La fissuration est considérée :

✓ Peu nuisible (poteaux intermédiaires).

✓ Préjudiciables (poteaux de rive et poteaux d'angle).

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V-16 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S

Section	N_{ser} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	Type de fus ration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
(65*65)	2861.231	2.924	3.823	**F.P**	5.4	80.4	15	201.63	CV	CV
	952.809	-7.918	-0.951	**F.N.P**	1.9	/	15	/	/	CV
	1945.55	57.696	-2.304	**F.P**	4.6	65.7	15	201.63	CV	CV
(60*60)	2293.22	0.01	20.768	**F.P**	5.4	82	15	201.63	CV	CV
	515.146	-1.134	6.224	**F.N.P**	1.3	/	15	/	/	CV
	1165.852	55.037	-3.901	**F.P**	3.8	53.5	15	201.63	CV	CV
(55*55)	1469.485	0.673	21.614	**F.P**	4.4	64.6	15	201.63	CV	CV
	314.523	-12.698	0.933	**F.N.P**	1.1	/	15	/	/	CV
	632.049	52.522	-4.844	**F.P**	3.1	42.7	15	201.63	CV	CV
(50*50)	669.199	0.637	20.928	**F.P**	2.9	41.1	15	201.63	CV	CV
	76.058	50.162	2.051	**F.P**	2.6	30	15	201.63	CV	CV
	115.131	61.826	-6.696	**F.P**	3.5	40.9	15	201.63	CV	CV

V.3.5. Armatures transversales :

Les efforts tranchant dans les poteaux est nulle donc le calcul des armatures transversales n'est pas nécessaire mais on utilise ces derniers pour attacher les armatures longitudinales.

❖ **Selon CBA 93 :**

$$\begin{cases} \varphi_t \le Min\left(\frac{h}{35};\frac{b}{10};\varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \ge Max\left(\frac{\tau_u}{2};0{,}4MPa\right) \end{cases}$$

- A_t : Section d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section droite.
- h : Hauteur de la section droite.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- $Ø_t$: Diamètre des armatures transversales.
- $Ø_l$: Diamètre des armatures longitudinales

❖ **Selon le RPA99 [Art. 7.4.2.2]**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_t = \frac{\rho_a . S_t . T_u}{f_e . h_I}$$

- Tu : l'effort tranchant de calcul.
- h ɪ: hauteur totale de la section brute.
- St : espacement des armatures transversales

$$S_t \le \begin{cases} 10 & \text{zone nodale .} \\ (\text{b1}/2, \text{h1}/2, 10Ø\text{l}) & \text{zone courante.} \end{cases}$$

$Øl$: Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a: Coefficient correcteur en fonction de l'élément, il est donné comme suit :

- $\rho_a = 2.5$ si $\lambda \ge 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si $\lambda < 5$.

Avec : $\lambda = L_f/a$

a : dimension de la section droite du Poteau.

L_f : hauteur de flambement des poteau .

❖ La quantité des armatures transversales minimale en pourcentage imposée par le **RPA 99 Version 2003 est donnée par :**

$$At/(St*b) = \begin{cases} 0.3\% & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & \text{si } \lambda g \leq 3 \end{cases}$$

$\lambda_g = l_f/a$ a : dimension de la section droite du Poteau.

On prend f_e =235 MPa

Tableau V -17 : Choix des armatures transversales est leur espacement

Section	T_x(kN)	T_y(kN)	λ_g	ρ_a	A_t(cm²)	Zone	St_{finale}	choix
(65*65)	22.66	45.09	4.03	3.75	1.10	nodale	10	4HA8=2.01
					1.66	courante	15	4HA8=2.01
(60*60)	21.21	43.66	3.96	3.75	1.11	nodale	10	4HA8=2.01
					1.70	courante	15	4HA8=2.01
(55*55)	21.34	41.74	4.32	3.75	1.20	nodale	10	4HA8=2.01
					1.82	courante	15	4HA8=2.01
(50*50)	20.43	45.54	4.76	3.75	1.45	nodale	10	4HA8=2.01
					1.96	courante	15	4HA8=2.01

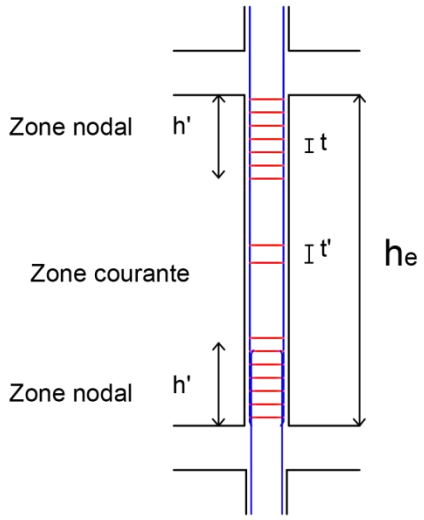
Tableau V-18 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}$ (%)	λ_g	t≥0.3%	0.3%<t<0.8%	t≥0.8%
(65*65)	Courante	0.46	5.75	Oui	-	-
	Nodale	0.31		Oui	-	-
(60*60)	Courante	0.50	5.66	Oui	-	-
	Nodale	0.34		Oui	-	-
(55*55)	Courante	0.55	6.18	Oui	-	-
	Nodale	0.36		Oui	-	-
(50*50)	Courante	0.40	6.8	Oui	-	-
	Nodale	**0.27**		NO	-	-

Poteau (50*50)

Lorsque la condition n'est pas vérifié, on choisit : **4HA10=3.14** cm²

[RPA 2003 Art .7.4.2.1]



h'=Max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 cm)

* dans la zone nodale : t <= 10 cm en zone III

*dans la zone courante : t' <= Min (b_1 /2 ; h_1 /2 ; 10ϕ_l)

Avec : ϕ_l est le diamétre minimale des armateures longitudinale des poteau

Figure V-3 : Disposition des armatures dans les poteaux

V.3.6. Schémas des armatures des poteaux :

1 - Poteau (65x65) :

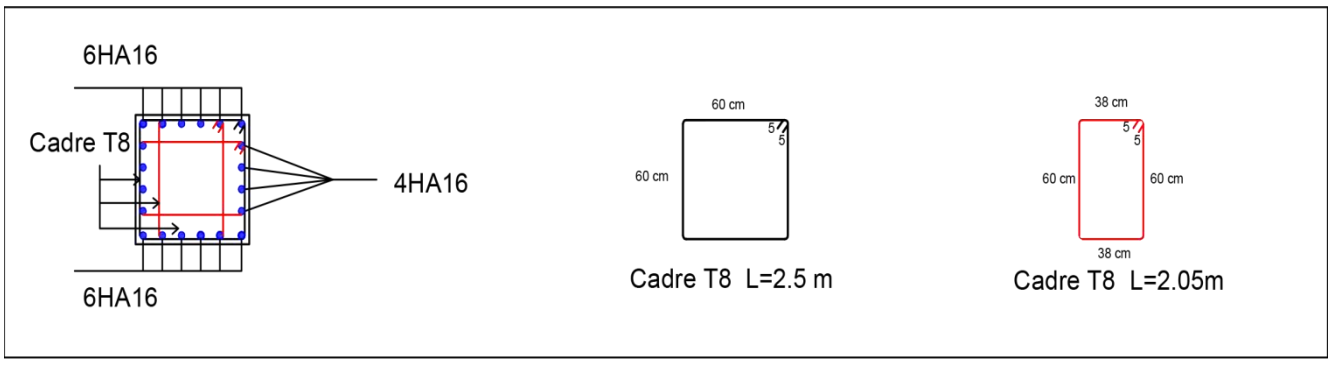


Figure V.4. Ferraillage des poteaux (65×65)

2 - Poteau (60x60) :

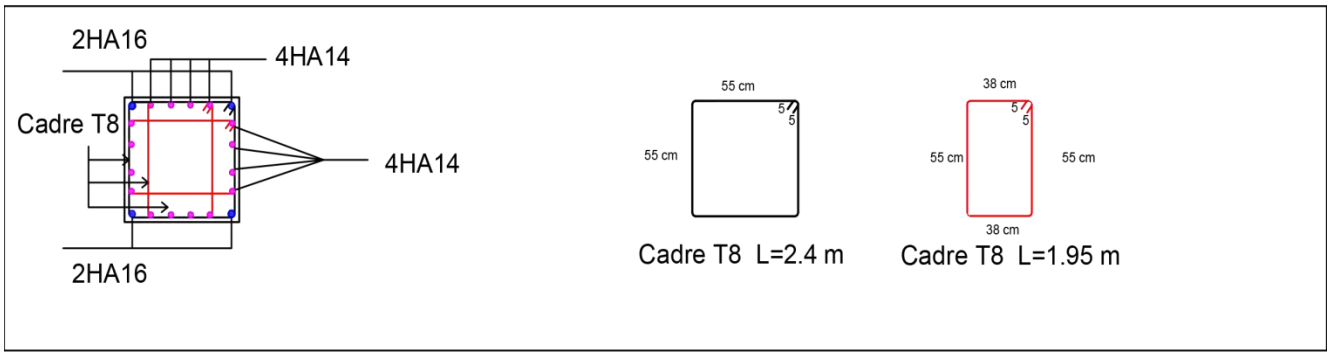


Figure V.5. Ferraillage des poteaux (60×60)

3 - Poteau (55x55)

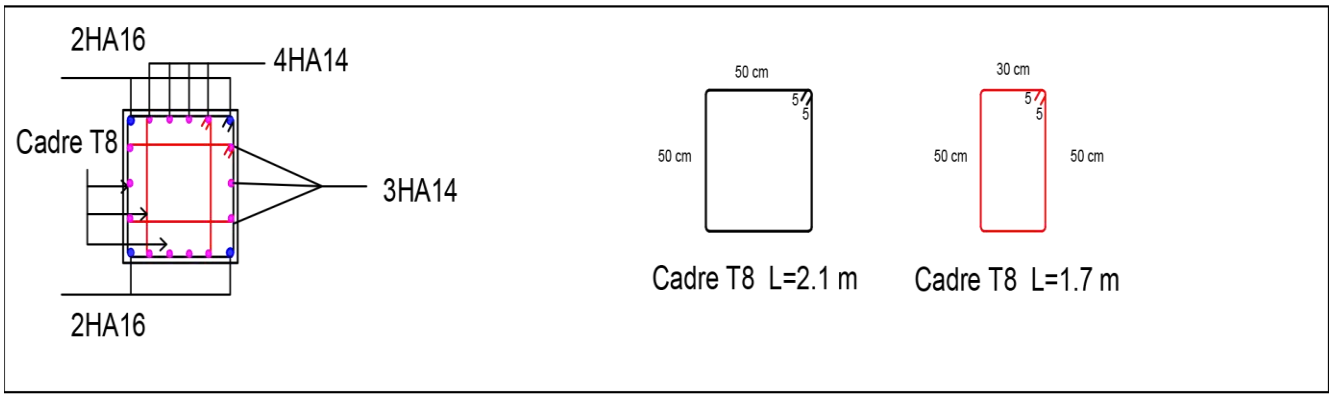


Figure V.6. Ferraillage des poteaux (55×55)

3 - Poteau (50x50) :

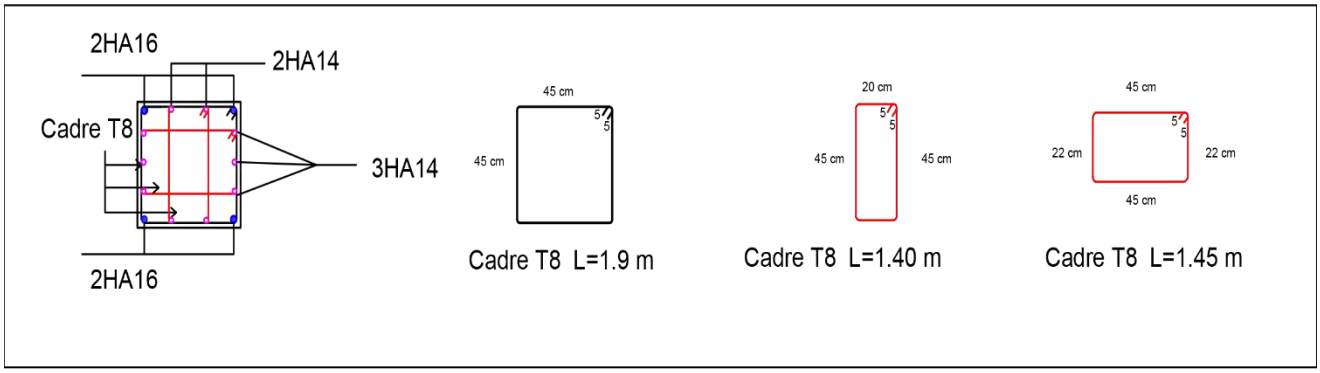


Figure V.7. Ferraillage des poteaux (50×50)

V.4. Ferraillages des voiles :

V.4.1. INTRODUCTION :

Les voile est une élément structural des contreventement soumise à des force verticale et des force horizontal, donc .les ferraillage des voile consiste à déterminer les armateur en flexion composé sons l'action des sollicitation verticale deus aux charges permanentes G et aux surcharge d'exploitation Q, ansai que sous l'action des sollicitation horizontales deus aux séisme .

chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- des armatures verticales .
- des armatures horizontales .
- des armatures transversales.

V.4.2. Les voiles pleins :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

V.4.2.1.Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haut adhérence FeE400. Les aciers verticaux sont 02 nappes, calculés en flexion composée et doivent respecter les pourcentages minimaux et maximaux suivantes :

❖ **Selon le CBA 93 :**

$A_{ver} \leq 0.4cm^2$ pour un mètre de parement

- $0.1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$

Avec :

a = l'épaisseur du voile

b = la largeur de la zone tendue

❖ **Selon le RPA 99 Version2003 [Art 7.7.4] :**

- $A_v = 0.2\% B_t$ dans la section tendue du voile.

- A_v =0.15%B dans la section globale du voile.
- A_v =0.10%B dans la section courante.

Avec :

- **B** : section du voile.
- **a** : épaisseur du voile.
- φ_{ver} : diamètre vertical.

❖ **D'après le RPA 99 version 2003, on à l'espacement admissible :**

$S_v \leq \min [1.8a ; 30cm]$

$$S_v = \begin{cases} S_v & \text{(zone courante)} \\ \frac{S_v}{2} & \text{(zone d'extrémité) } \frac{L}{10} \end{cases}$$

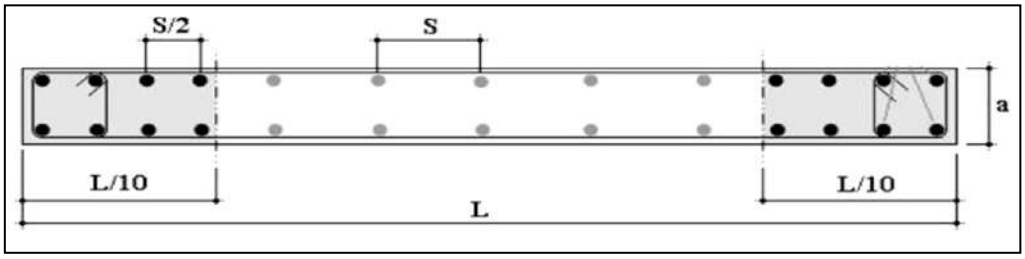


Figure V.8. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Détermination des armatures de résistance :

Tableau V.20. Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ_b=1.5 Mpa	γ_s =1.15 Mpa	γ_b=1.15 Mpa	γ_s =1 Mpa
f_{c28}=25 Mpa	FeE400	f_{c28}=25 Mpa	FeE400
σ_{bc}=14.2Mpa	σ_s =348Mpa	σ_{bc}=18.5Mpa	σ_s =400Mpa

A partir des résultats obtenus par le **SAP 2000** ; On a ferraillé tous les éléments par le **robot expert**.

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-21 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins

niveau		voile	s	N	M	sit	$A_{cal}(Zn)$	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	Sc	Sn	choix
Sous sol	X	V1	425*25	7369.25	510.23	G+Q+Edy	18	15.93	10.62	20	10	2*(10HA16)+17HA12
		V2	160*20	-420.648	-115.594	G+Q+Edy	8.4	4.8	3.2	15	7.5	2*(6HA14)+9HA10
	Y	V3	560*25	2723.084	1622.162	G+Q+Edx	23.4	21	14	20	10	2*(12HA16)+22HA10
		V4	290*25	5201.054	129.24	G+Q+Edx	12.6	10.87	7.25	20	10	2*(6HA16)+9HA12
RDC+1ere	X	V5	425*25	6789.35	637.26	G+Q+Edy	18	15.93	10.62	20	10	2*(10HA16)+17HA12
		V6	160*20	361.641	-303.214	G+Q+Edy	10.79	4.8	3.2	15	7.5	2*(6HA14)+9HA10
	Y	V7	290*25	5029	414.62	G+Q+Edx	12.6	10.87	7.25	20	10	2*(6HA16)+9HA12
2+3+4 ere étage	X	V8	425*25	5945.86	923.12	G+Q+Edy	18	15.93	10.62	20	10	2*(10HA16)+17HA12
		V9	160*20	-365.508	-295.133	G+Q+Edy	9.3	4.8	3.2	15	7.5	2*(6HA14)+9HA10
	Y	V10	290*25	3978.166	547.65	G+Q+Edx	12.6	10.87	7.25	20	10	2*(6HA16)+9HA12
5+6 +7ere étage	X	V11	425*25	3635.96	780.08	G+Q+Edy	18	15.93	10.62	20	10	2*(10HA16)+17HA12
		V12	160*20	-199.858	-55.494	G+Q+Edy	8.4	4.8	3.2	15	7.5	2*(6HA14)+9HA10
	Y	V13	290*25	2371.082	456.24	G+Q+Edx	12.6	10.87	7.25	20	10	2*(6HA16)+9HA12
8+9+10 ere étage	X	V14	425*25	1691.86	490.82	G+Q+Edy	18	15.93	10.62	20	10	2*(10HA16)+17HA12
		V15	160*20	42.323	-68.569	G+Q+Edy	0.58	4.8	3.2	15	7.5	2*(6HA14)+9HA10
	Y	V15	290*25	993.045	296.94	G+Q+Edx	12.6	10.87	7.25	20	10	2*(6HA16)+9HA12

V.4.2.2.Vérification des armatures à ELS :

- Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

Acier : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma_s}$ = min $[\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Les résultats de vérification seront représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-22 : Vérification des armatures a ELS des voiles

niveau		voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{Choix} (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Sous sol	X	V1	425x25	2869.84	-94.085	20.11	3.2	15	C.V
		V2	160x20	868.912	-10.027	9.24	2.6		C.V
	Y	V3	560x25	4951.52	1843.18	24.13	5.4		C.V
		V4	290x25	1776.41	-3.08	12.06	3		C.V
RDC	X	V5	425x25	2634.02	-100.786	16.08	2.9		C.V
		V6	160x20	794.551	-11.825	9.24	2.4		C.V
	Y	V7	292x25	1764.73	-1.85	12.06	3		C.V

Remarque :

Le type de fissuration est non préjudiciable , donc n'est pas nécessaire de vérifier les contrainte des acier .

V.4.2.3.Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

❖ **Selon le CBA 93:**

Diamètre maximal des armatures horizontales : $\boldsymbol{\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35};\frac{a}{10};\varphi_v\right]}$

✓ Espacement des armatures horizontales:

➢ $S_h \leq \min [0.9d ; 40cm]$

➢ $\frac{A_h \times f_e}{a \times S_h} \geq 0.4$ Mpa

➢ $S_h \leq \frac{A_h \times 0.9\frac{f_e}{\gamma}}{a(\tau_b - 0.3 f_{c28})}$

La contrainte limites de cisaillement : $\boldsymbol{\tau_b \leq \bar{\tau}}$

Où : $\tau_b = \frac{V'}{b.d}$ avec : $V' = 1.4V_{u\ calculé}$

$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$

Avec :

- τ_b: Contrainte de cisaillement.
- $\bar{\tau}$: Contrainte de cisaillement admissible.
- A_h : section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h : hauteur utile.

❖ **Selon le RPA 99 Version 2003[1]:**

- $\varphi_h \leq \frac{1}{10} . a$
- $S_h \leq \frac{A.h}{0.003}$
- $S_h \leq$ min [1.5a; 30cm]

La contrainte de cisaillement est :

Tableau V.23. Calcul des armateurs horizontaux

Niveau		voile	e	H	Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	HA	S_h	A_{min}^{RPA}	choix
S. sol	X	**V1**	**25**	**339**	**167.51**	**0.31**	**5**	**C.V**	**10**	**15**	**16.95**	**22HA10 =17.28**
		V2	**20**	**339**	**126.05**	**0.23**	**5**	**C.V**	**10**	**15**	**13.56**	**22HA10 =17.28**
	Y	**V1**	**25**	**329**	**218.74**	**0.20**	**5**	**C.V**	**10**	**15**	**16.45**	**21HA10 =16.49**
		V2	**25**	**329**	**1124.23**	**0.99**	**5**	**C.V**	**10**	**15**	**16.45**	**21HA10 =16.49**
les étage courant	X	V1	**25**	**305**	**1530.05**	**3.12**	**5**	**C.V**	**10**	**15**	**15.25**	**20HA10 =15.71**
		V2	**20**	**305**	**92.02**	**0.25**	**5**	**C.V**	**10**	**15**	**12.2**	**20HA10 =15.71**
	Y	V3	**25**	**295**	**1424.69**	**2.15**	**5**	**C.V**	**10**	**15**	**14.75**	**19HA10 =14.92**

V.4.2.4.Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles, voir le tableau suivant :

Tableau V.24. Diamètre des armatures transversales

armatures longitudinales $Ø_v$	épingles $Ø_t$
HA 8 à HA 16	**HA 6**
HA 20	HA 8
HA 25	HA 10
HA 32	HA 12
HA 40	HA 14

Donc : **$Ø_t$= HA 6**

Les épingles sont destinées à empêcher le flambement des armatures verticales ou encore à assurer la transmission des efforts au droit des recouvrements, leur disposition est représentée dans la figure suivante :

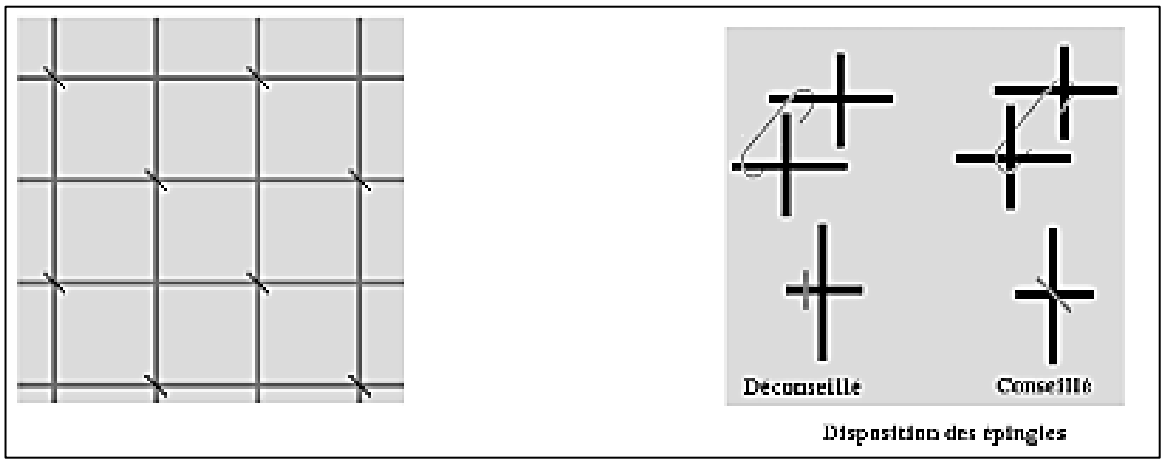


Figure V.9. Les armatures transversales et les épingles des voiles.

❖ **Schémas des voiles pleins :**

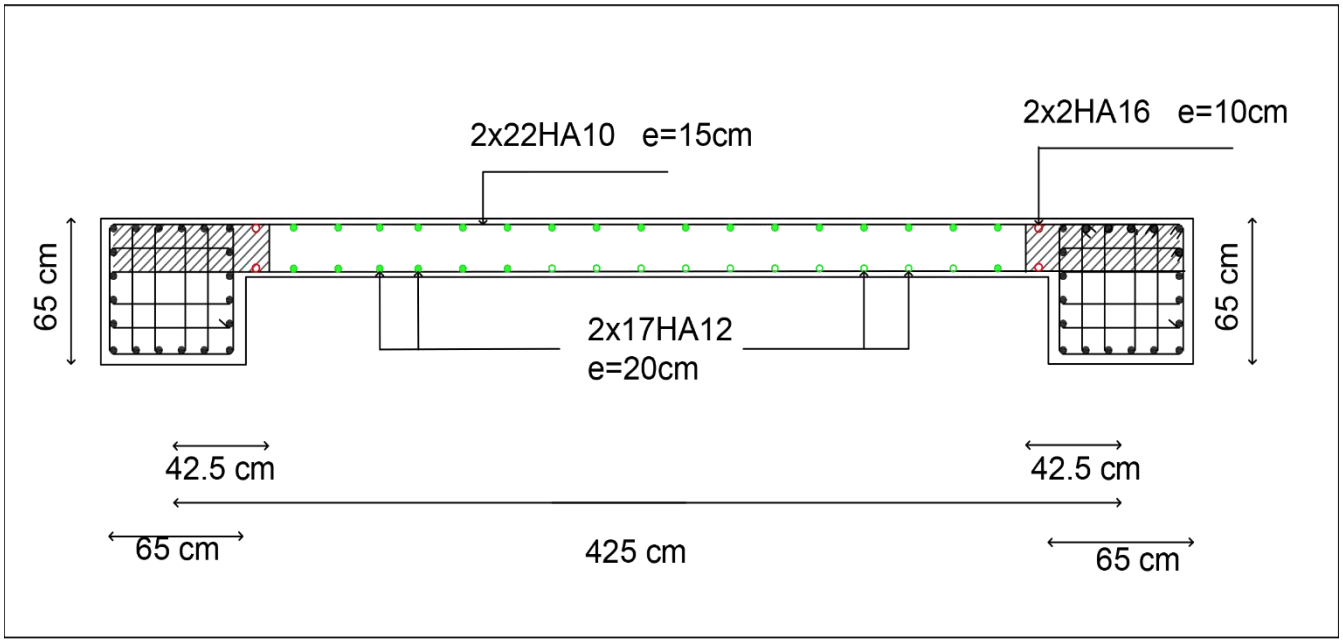


Figure V.10 : Disposition des armatures dans les voiles V1 (25x425)

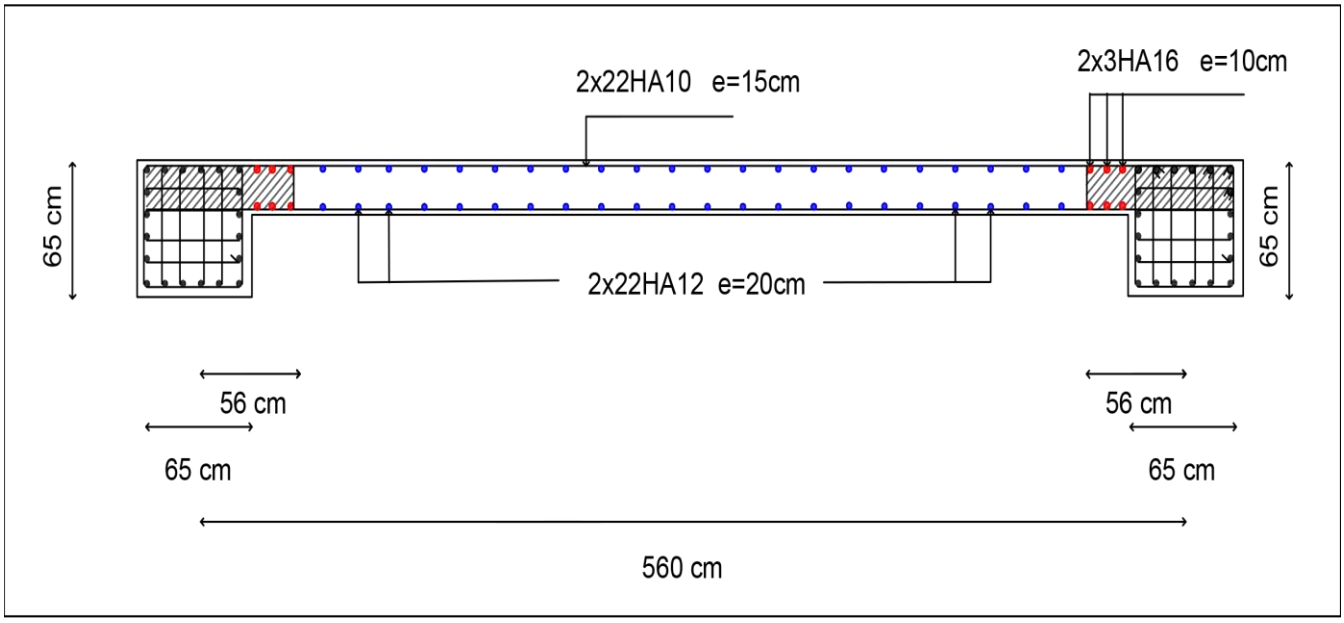


Figure V.11 : Disposition des armatures dans les voiles V3 (25x560)

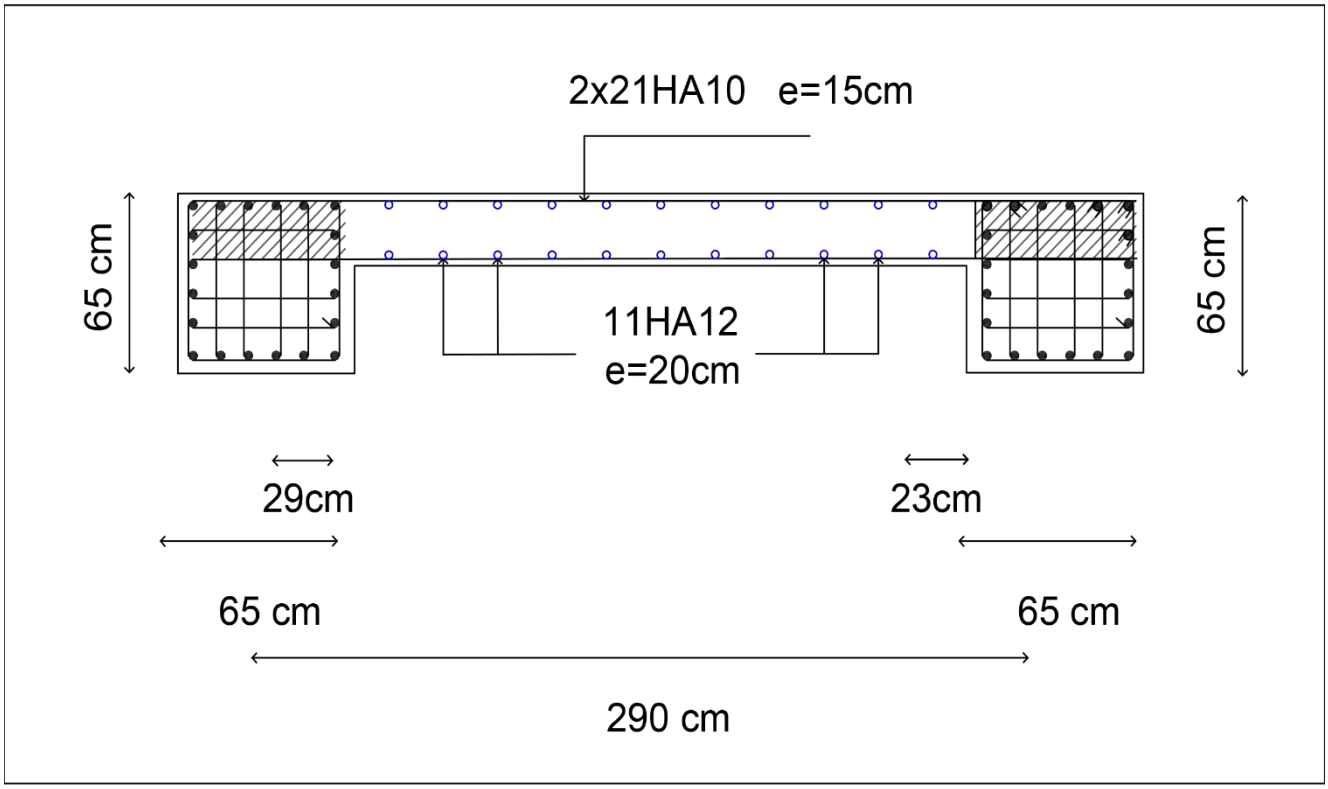


Figure V.12 : Disposition des armatures dans les voiles V3 (25x290)

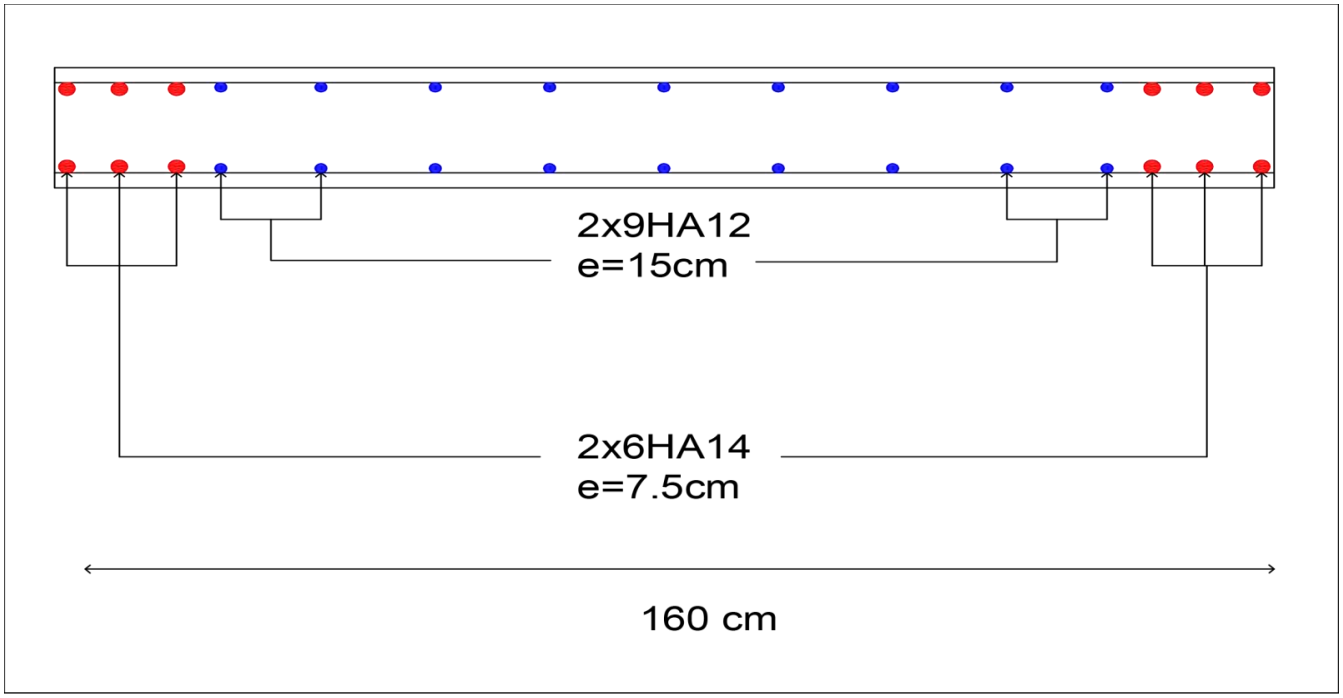


Figure V.13 : Disposition des armatures dans les voiles V2 (25x160)

V.4.3. Ferraillage des voiles avec ouverture :

V.4.3.1. Les trumeaux : [RPA2003 . Art 7.7.4.3]

a partie d'un voile , d'une cloison comprise entre deux baies, deux portes fenêtres, pilier qui supporte en son milieu le linteau d'un portail ou d'une fenêtre .

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée. Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles ,on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.3.1.1. Armatures verticales :

Tableau.V.25: calcul des armatures verticales

Niveau	voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	Situation	A_{s1} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
ssol+Rdc+1erétage	V_7	60x25	1087.729	27.117	ACC	3.4	15	(6HA10=4.71)
2ème+3ème+4ème étage	V_8	60x25	854.92	118.469	ACC	3.4	15	(6HA10=4.71)
5ème+6ème+7ème étage	V_9	60x25	527.116	97.97	ACC	3.4	15	(6HA10=4.71)
8ème+9ème+10èmeétag	V_{10}	60x25	227.21	56.17	ACC	3.4	15	(6HA10=4.71)

V.4.3.1.2.Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à L'E.L.S est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à L'E.L.S sous Mser :

- **Béton** : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

$\overline{\sigma_b}$ =0,6 fc28=15 Mpa, et on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$

- **Acier** : on considère que la fissuration est préjudiciable, donc :

$\bar{\sigma}_s$ = min [$\frac{2}{3} \times f_e$; $110\sqrt{\eta \times f_{tj}}$] = 201.63Mpa.

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Tableau.V.26 : Vérification des armatures a ELS des trumeaux

Niveau	Voile	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{Choix} (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
ssol+Rdc+1erétage	V_1	60x25	421.76	-30.44	4.71	4.7	15	C.V
2ème+3ème+4ème étage	V_2	60x25	354.65	3.89	4.71	2.3		C.V
5ème+6ème+7ème étage	V_3	60x25	241.79	1.67	4.71	1.5		C.V
8ème+9ème+10èmeétag	V_4	60x25	125.22	-2.33	4.71	0.9		C.V

Remarque :

Le type de fissuration est non préjudiciable , donc n'est pas nécessaire de vérifier les contrainte des acier .

V.4.3.1.3.Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux :

Tableau.V.27 : Calcul des armateurs horizontaux des trumeaux

Niveau	Voile	h (cm)	e (cm)	Vu(KN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
s.sol	V'_1	330	25	68.17	0.30	5	15	2x(22HA10)
Rdc+ 1erétage	V_1	295	25	86.68	0.38		15	2x(20HA10)
2ème+3ème+ 4ème étage	V_2	295	25	85.50	0.38		15	2x(20HA10)
5ème+6ème+ 7ème étage	V_3	295	25	72.14	0.33		15	2x(20HA10)
8ème+9ème+ 10èmeétag	V_4	295	25	45.71	0.2		15	2x(20HA10)

❖ **Schémas des ferraillage voiles avec ouverture (trumeaux) :**

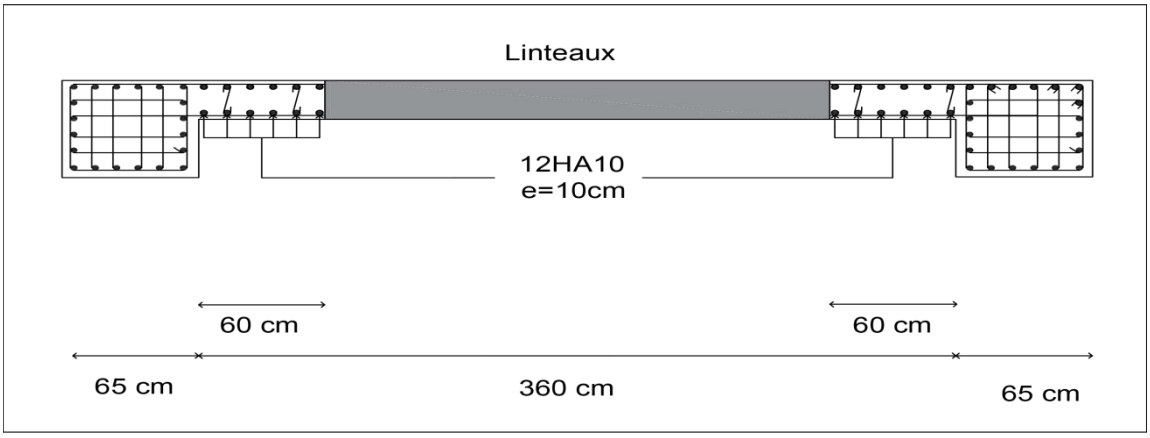


Figure V .14 : Disposition des armatures dans les voiles avec ouverture

V.4.3.2. Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Ces éléments seront étudiés comme des poutres bi encastrées dans les trumeaux.

V.4.3.2.1.Recommandation du RPA99v2003 :

La contrainte limites de cisaillement :

Où :

$\tau_b = \frac{V}{b.d}$ avec : $V = 1.4Vu$ calculé

$\bar{\tau} = 0.2fc28$

b_0 : épaisseur du linteau.

d : hauteur utile.

Vu : effort tranchant ultime.

Ferraillage : on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion : A_l

Des aciers transversaux : A_t

Des aciers en partie courante : A_c

Premiers cas ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$) [Art 7.7.3.1RPA99v2003]

- **Aciers longitudinaux** :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$Al \geq \frac{M}{f_e Z}$ avec : $Z = h - 2d'$

M : moment du à l'effort tranchant.

h : hauteur totale du linteau.

d : distance d'enrobage.

- **Aciers transversaux :**

On distingue deux cas :

$$\lambda = \frac{l}{h} \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 \dots\dots\dots \text{linteau longe} \\ \lambda < 1 \dots\dots\dots \text{linteau court} \end{cases}$$

a. Linteau long $\lambda > 1$:

On a : $St \leq At\, fe\, \frac{Z}{T}$, Avec : Z = h – 2 d'

St : espacement entre les armatures transversales.

A_t: section d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

b. Linteau court $\lambda < 1$

On doit avoir :

$$St \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

T = min (V_1 ; V_2) avec : $V_1 = \frac{M_{ci}+M_{cj}}{L_{ij}}$; $V_2 = 2V_u$

Mci, Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij", On le calcul comme suit:

$M_c = A_l \cdot f_e \cdot Z$ avec : Z = h – 2 d'

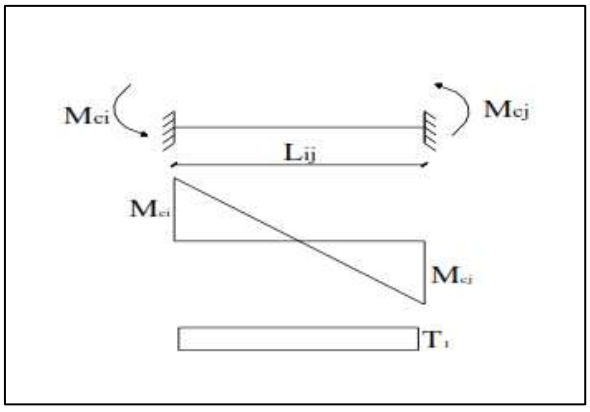


Fig.V.15-. : Moments et efforts tranchants dans les linteaux

Deuxième cas ($\tau_b > 0.06 f_{c28}$) : [Art 7.7.3.2 RPA99v2003] :

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " A D " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$AD = \frac{V}{2\sin\alpha . f_e} \qquad \text{avec: } \operatorname{tg}\alpha = \frac{h - 2d}{L}$$

V = Vu (sans majoration)

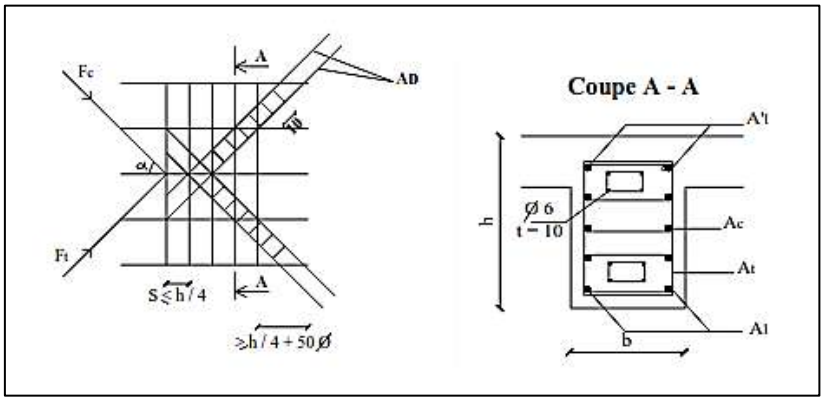


Fig.V-16. : Armatures du linteau selon le RPA 2003

❖ **Ferraillage minimal : [Art 7.7.3.3 RPA99v2003]**

On a :

$$Al \geq 0.15\% b.h$$

$$Ac \geq 0.20\% b.h$$

$$AD = \begin{cases} 0 & si\ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.15\% b.h & si\ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

$$At \geq \begin{cases} 0.15\% b.s & si\ \ \tau b \leq 0.06 fc28 \\ 0.25\% b.s & si\ \ \tau b > 0.06 fc28 \end{cases}$$

Tableau.V-28. : Armatures du linteau selon le (RPA 99 v 2003)

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
S.Sol	V_1	25	100	150	677.622	4.22	470.869	Traction compression
RDC	V_2	25	70	150	1240.458	11.03	916.114	Traction compression
1eme	V_3	25	70	150	1434.898	12.75	1059.572	Traction compression
2eme	V_4	25	70	150	1451.328	12.90	1072.489	Traction compression
3eme	V_5	25	70	150	1391.495	12.37	1029.308	Traction compression
4eme	V_6	25	70	150	1289.124	11.46	951.318	Traction compression
5eme	V_7	25	70	150	1161.734	1.033	853.165	Traction compression
6eme	V_8	25	70	150	1009.130	8.97	737.963	Traction compression
7eme	V_9	25	70	150	841.180	7.48	609.733	Traction compression
8eme	V_{10}	25	70	150	655.983	5.83	468.365	Traction compression
9eme	V_{11}	25	70	150	467.433	4.15	326.701	Traction compression
10eme	V_{12}	25	70	150	276.634	2.40	183.834	Traction compression

V.4.3.2.2.Les armatures des linteaux :

- A_d : armature diagonale.
- A_L : armature longitudinale.
- A_t : armature transversale
- A_p : armature de peau

Tableau V.29. Calcul des armatures des linteaux

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
S.Sol	2.67	3.57	0.94	5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
RDC	4.17	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
1ère	4.83	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
2ème	4.88	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
3ème	4.68	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
4ème	4.34	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
5ème	3.90	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
6ème	3.39	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
7ème	2.83	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
8ème	2.20	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
9ème	1.57	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10
10ème	0.93	2.63	0.94	3.5	15	2x(4HA10)	4HA12	10HA8	4HA10

V.4.3.2.3. Schémas des ferraillage voiles avec ouverture (Linteaux) :

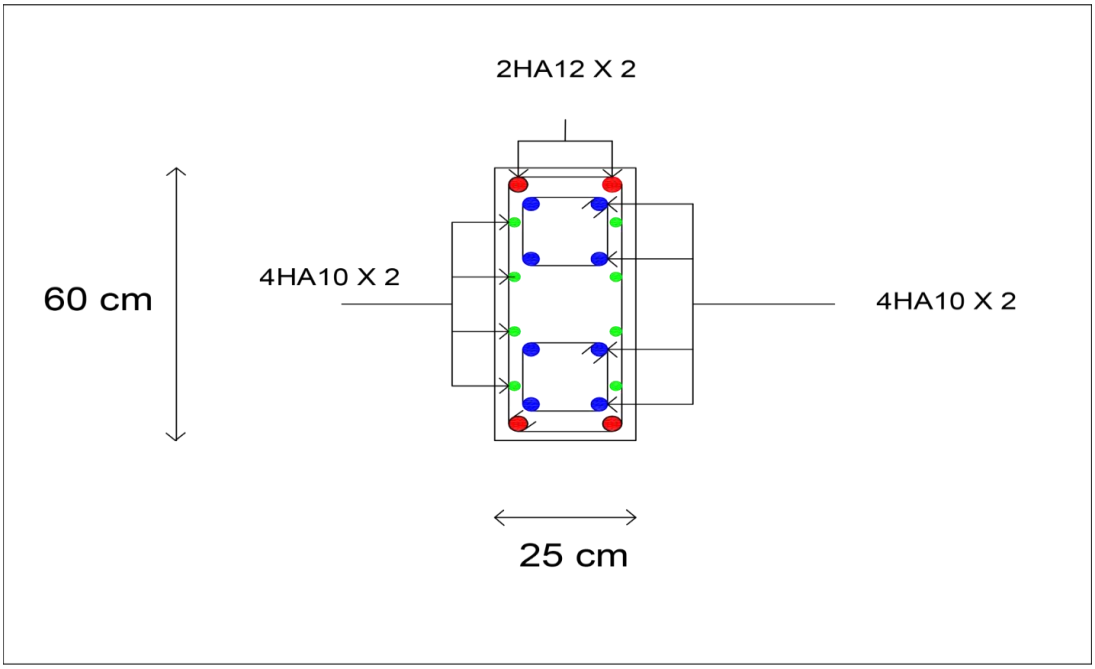


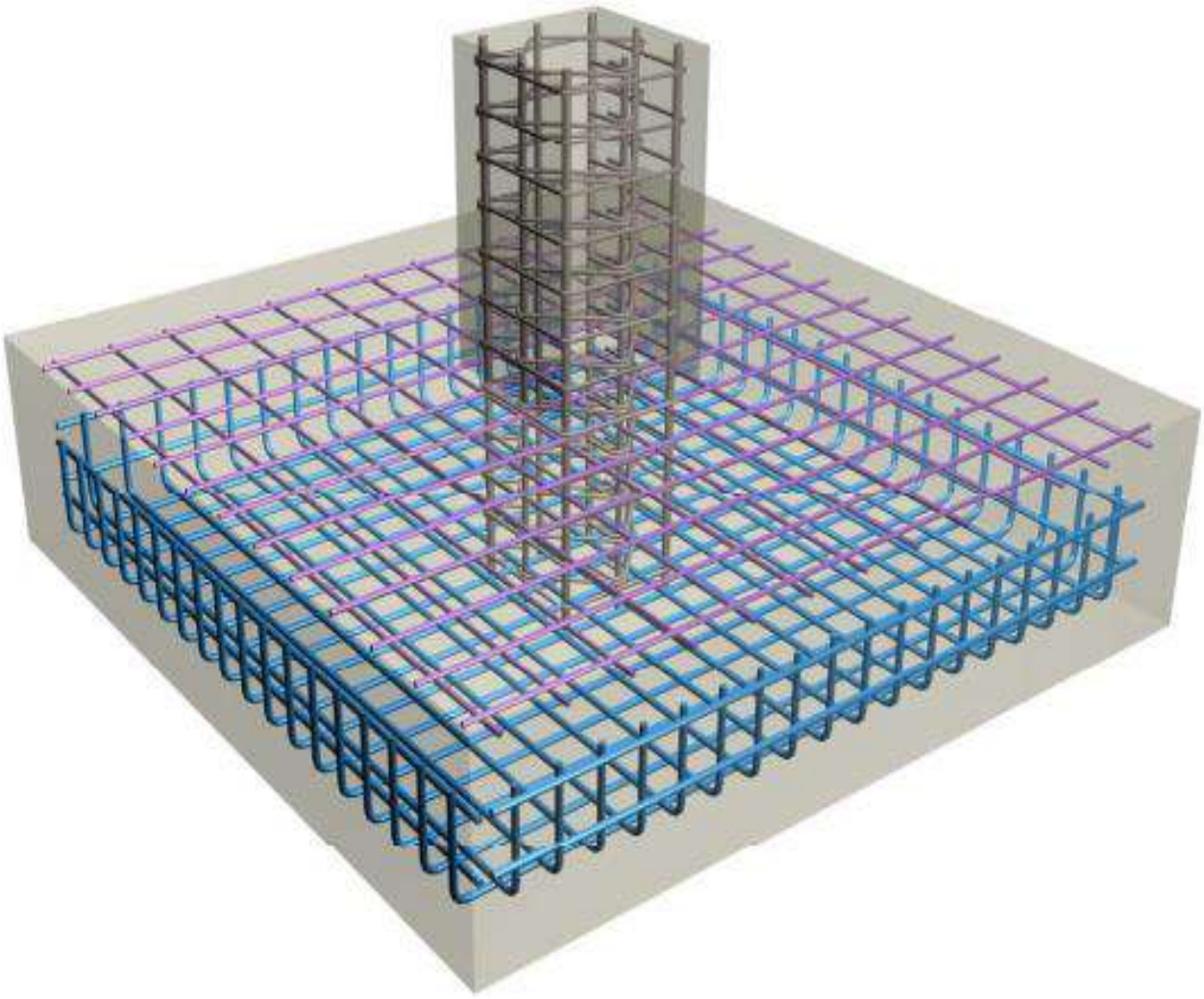
Figure V.17: Calcul des armatures des linteaux

V.5. Conclusion :

Dans ce chapitre on a vu le ferraillage des éléments structuraux, aussi on a déterminé et vérifie le ferraillage de tous les éléments quelle que soit les poteaux, les poutres et les voiles.

CHAPITRES VI

CALCULE DES FONDATIONS



VI. Calcule des fondations :

VI.1. Introduction :

Une fondation se définit comme la partie d'une bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publique qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre , force climatique , sismique et charge d'exploitation) de celui- ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

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 réparti les efforts.
- Elle joue un rôle d'appuis.
- Limite les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.2. Classification des fondations:

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

c. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- Les charges amenées par la construction.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation .

- La distance entre axes des poteaux.

VI.3. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

La synthèse des données obtenues lors des différentes phases de la présente étude permet d'énoncer les conclusions suivantes :

- La profondeur d'ancrage est de **1 m** par rapport au terrain naturel .
- La contrainte admissible est prise égale à : **σ sol = 1.9bars .**
- La masse volumique humide : **γ sol = 23.3 KN/m .**

Pour des raisons économiques on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et on opte pour le choix qui assure la stabilité de la structure.

VI.4. Les efforts normaux à base de la structure :

- **A l'ELS :**

Le schéma suivant présente les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

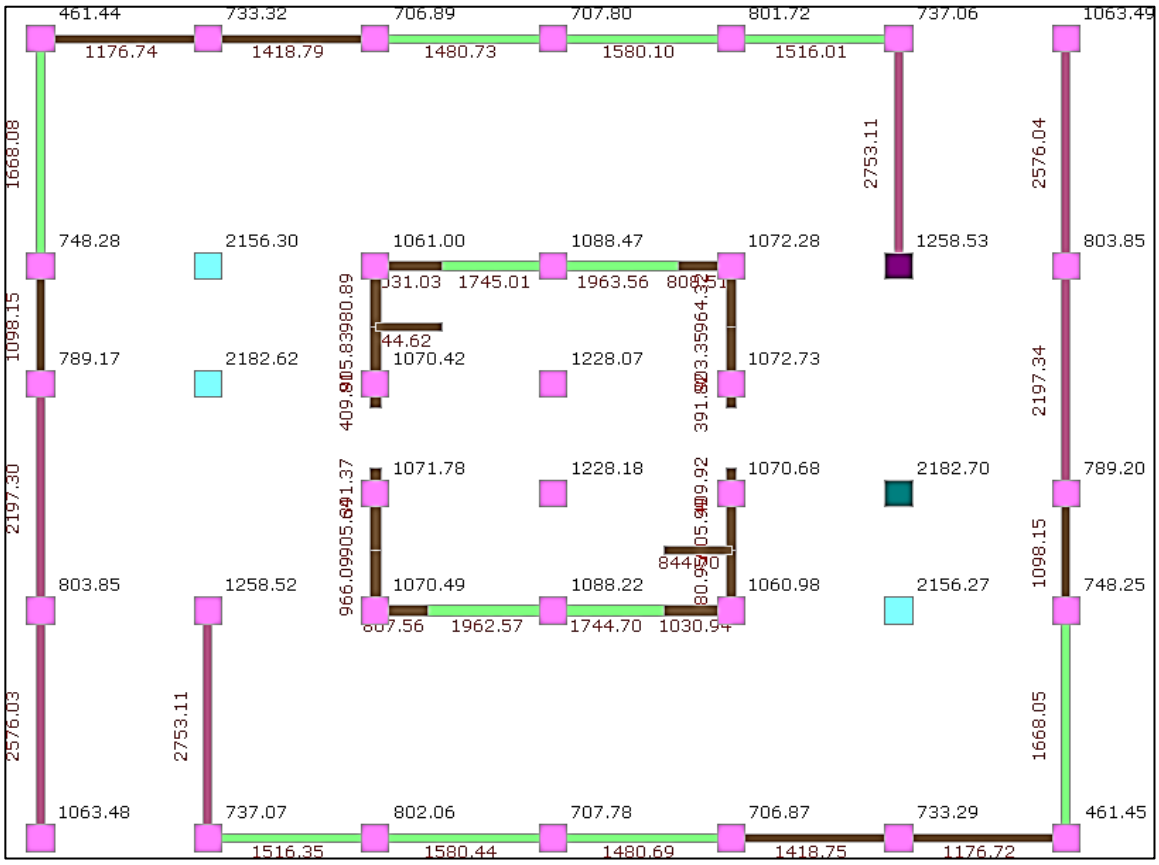


Figure VI -1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

VI.5. calcule des Semelle isolée :

VI.5.1. Dimensionnement des semelles isolées :

$$S = A.B = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \quad ; \quad \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \Rightarrow \quad A = \frac{a}{b}.B \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{N_{ser}.b}{\sigma_{sol}.a}} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

Avec :

- A, B : longueur et largeur de la semelle
- a, b : longueur et largeur du poteau
- Nser : effort normal a l'ELS
- C : enrobage =3 cm

Tableau VI -1 : Dimensionnement des semelles isolées à l'ELS.

Semelle	Nser (KN)	Ma (KN.m)	Mb (KN.m)	σ_{sol} (bar)	A(m)	B(m)	A_{adop} (m)	B_{adop} (m)	h(cm)	h_{adop} (cm)
Si-1	2182.70	9.04	0.77	0.15	3.39	3.39	3.5	3.5	74.25	75
Si-2	2156.27	9.99	0.72		3.39	3.39				
Si-3	1228.18	1.69	0.35		2.54	2.54	2.7	2.7	50.25	55
Si-4	1228.07	1.69	0.34		2.54	2.54				

VI.5.2.Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :

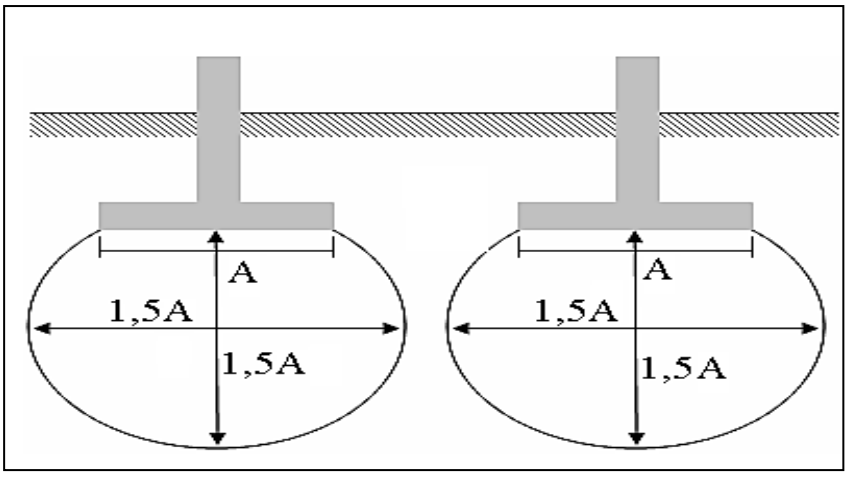


Figure VI.2. Les bulles de pression

Tableau VI -2 Vérification du chevauchement des semelles

Semelle	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L > 1.5\frac{(A+A')}{2}$
Si-1→Si-2	3.5	3.5	5.25	2.9	oui
Si-3→Si-4	2.7	2.7	4.05	2.7	oui

Commentaire :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors l'étude des semelles filantes.

VI.6. Calcul des semelles filantes :

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

VI.6.1.Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

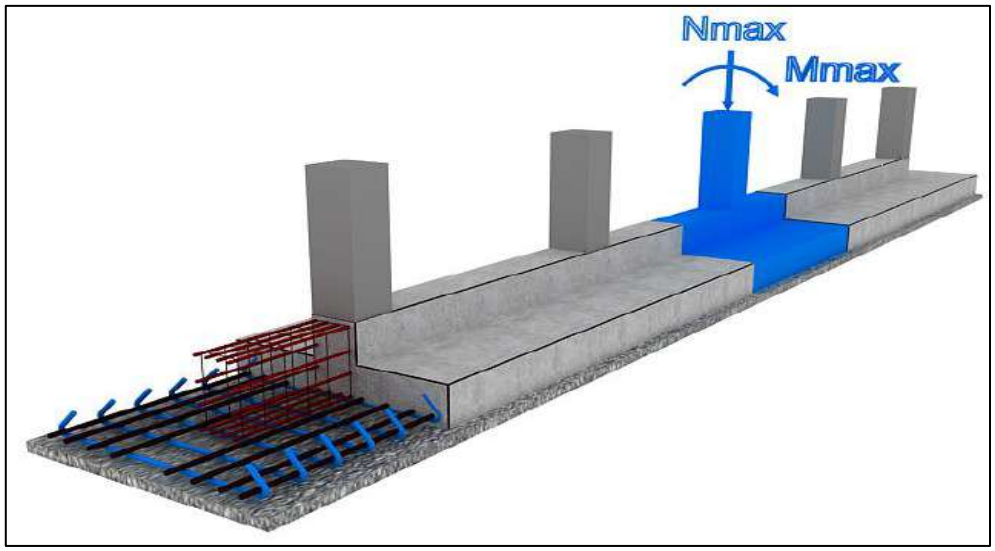


Figure VI.3. semelle filantes

Tableau VI -3 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	$б_{sol}$ (MPA)	B calculé (m)	B adopté (m)	h calculé (m)	h adopté (m)
Sf-1	27.2	11253.10	0.19	2.18	2.5	50	50
Sf-2	19.90	8863.02		2.34	2.6	55	55
Sf-3	22.2	10643.32		2.52	2.8	60	60
Sf-4	8.15	3750.91		2.42	2.8	60	60
Sf-5	5.45	3260.77		3.14	3.6	75	75
Sf-6	11.75	7766.39		3.55	4	90	90
Sf-7	11.75	3544.60		1.59	1.8	90	90

VI.6.2.Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage} + P_{amorce\ pot}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

- $P_{semelles} = S \times h_s \times \rho_{béton}$
- $P_{remblai} = S \times h_ı \times \rho_{sol}$

Tableau VI -4 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	$P_{semelle}$ (KN)	б (Mpa)	$б_{sol}$ (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf-1	27.2	11253.10	850	1.83	1.9	C.V
Sf-2	19.90	8863.02	835.8	1.78		C.V
Sf-3	22.2	10643.32	932.4	1.86		C.V
Sf-4	8.15	3750.91	342.3	1.79		C.V
Sf-5	5.45	3260.77	347.44	1.83		C.V
Sf-6	11.75	7766.39	1037.03	1.85		C.V
Sf-7	11.45	3544.60	185.06	1.76		C.V

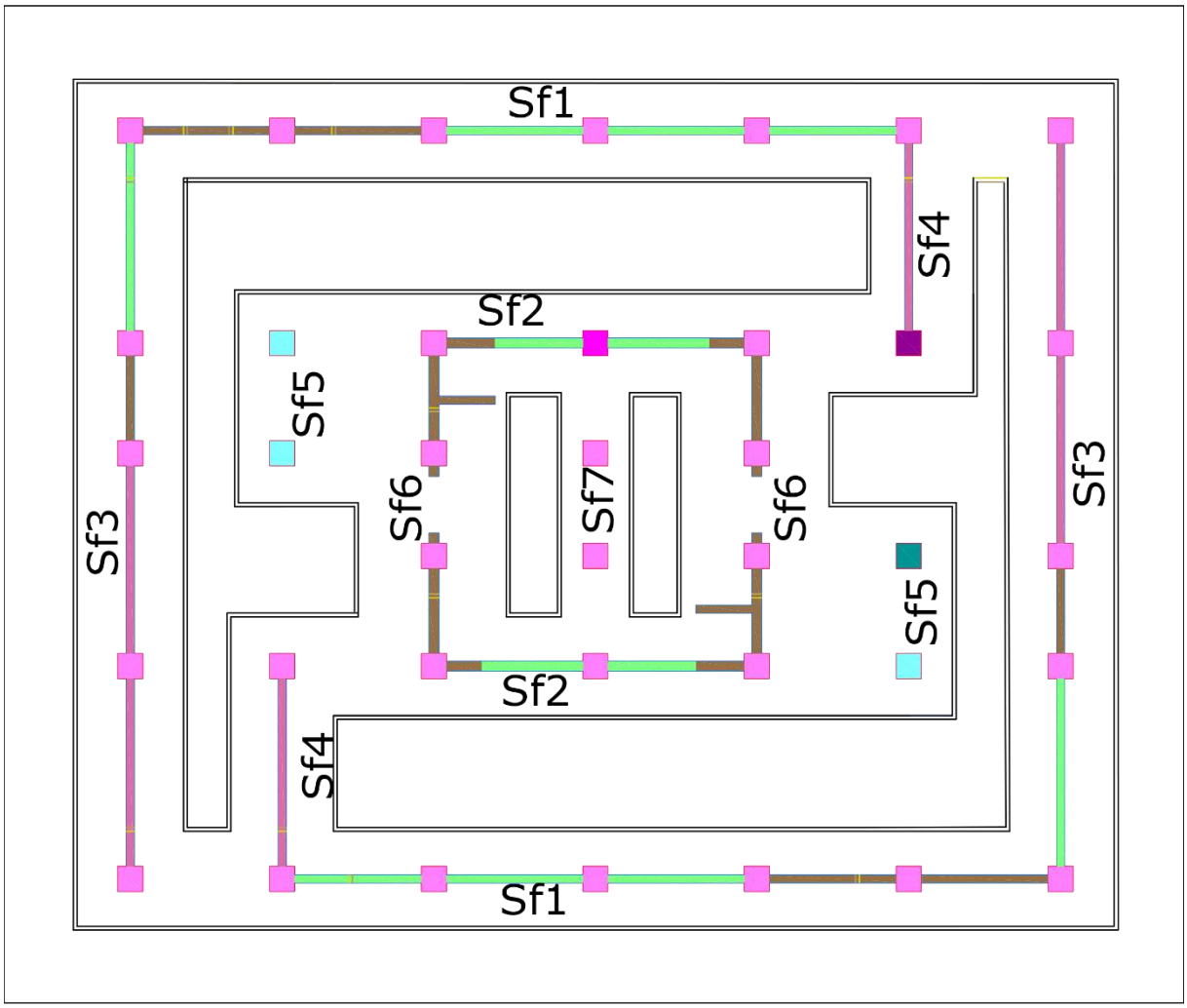


Figure VI.4. : Le choix finale des semelles

VI.6.3.Ferraillage des Semelles filantes

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux
- Semelle filante (continue) sous un voile

VI.6.3.1.Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, en destines : la semelle et la poutre de libage :

la semelle travaille transversalement, et support l'effort normale et le moment transversale trouvant du poteau ;

la poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux trouvant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

a)-Semelle filante

Tableau VI -5 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau

Semelle	N_u (KN/ml)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(m)$	B(m)	$\frac{B}{6}(m)$	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}(m)$	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_7	555.62	0.02	0	1.8	0.3	Diagramme trapézoïdal	0.10	vérifiée
SF_5	825.90	2.04	0.025	3.6	0.6		0.20	

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU

- **Armatures principales :**

Tableau VI -6 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales)

Semelle	L (m)	B (m)	N_u (KN/ml)	M_u (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF_5	5.45	3.6	825.90	2.04	6.81	7HA12=7.92	15
SF_7	11.45	1.8	555.62	0.02	3.75		

- **Armature de repartions :**
- $\mathbf{A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B}$

Tableau VI -7 :Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Armature de repartions)

Semelle	A (m)	B (m)	$A_{b,\ choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)	$A_{b,\ rep}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_5	5.45	3.6	7.92	15	7.13	12HA12=13.57	30
SF_7	11.45	1.8	7.92		3.56	7HA12=7.92	30

b)-Dimensionnement de la poutre de libage :

La poutre de libage va reprendre toutes les charges verticales et les moments de flexion. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminée par la théorie

de la poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivante à vérifier, pour assurer une répartition uniforme de la contrainte du sol.

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- hp : la hauteur de la poutre de libage

Tableau VI -8: Dimensionnement poutre de la poutre de libage

	B (m)	Lmax (m)	hp calculé (m)	hp adopté (m)
Poutre de libage	0.65	4.00	0.54	0.9

Donc la section de la poutre de libage : 65x90 cm²

c)-Ferraillage de la poutre de libage :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m) par la formule suivante :

$$q \leq \frac{\sum N}{L}$$

Avec :

- ✓ Ni: la somme des efforts normaux.
- ✓ L : La longueur totale de la poutre de libage.

En obtient une poutre continue (renversée), sous l'effet de la charge q (KN/m). Les valeurs de q sont représentées dans le tableau suivant :

$$q_{ELU} = \frac{\sum N_U + 1.35 \times (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{L}$$

$$q_{ELS} = \frac{\sum N_{ser} + (P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage})}{L}$$

Tableau VI -9 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	$P_{semelle}$ (KN)	$P_{remblais}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
P_{L2}	4771.47	3544.60	185.06	1.55	11.5	436.82	324.46

➢ **Détermination des moments de la poutre de libage**

Tableau VI -10 : Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
P_{L2}	-336.51	296.01	749.43	-249.95	219.87

La poutre de libage travaille en flexion simple :

➢ **A l'ELU :**

Tableau VI -11 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément	section	position	Mu (KN.m)	A s1 (cm2)	A s2 (cm2)	A' s1 (cm2)	A' s2 (cm2)	A min (CBA93) (cm2)	A min (RPA99) (cm2)
P_{L1}	90*65	Travée	296.01	10.00	0.00	/	/	5.85	29.25
		Appui	-336.51	/	/	0.00	11.40		

Tableau VI -12: Choix des armatures longitudinales de la poutre de libage

Sections d'armatures choisie			
travée		appui	
A s1 (cm2)	A s2 (cm2)	A' s1 (cm2)	A' s2 (cm2)
6HA16+3HA16	6HA16	6HA16	6HA16+3HA16
18.1	12.02	12.02	18.1

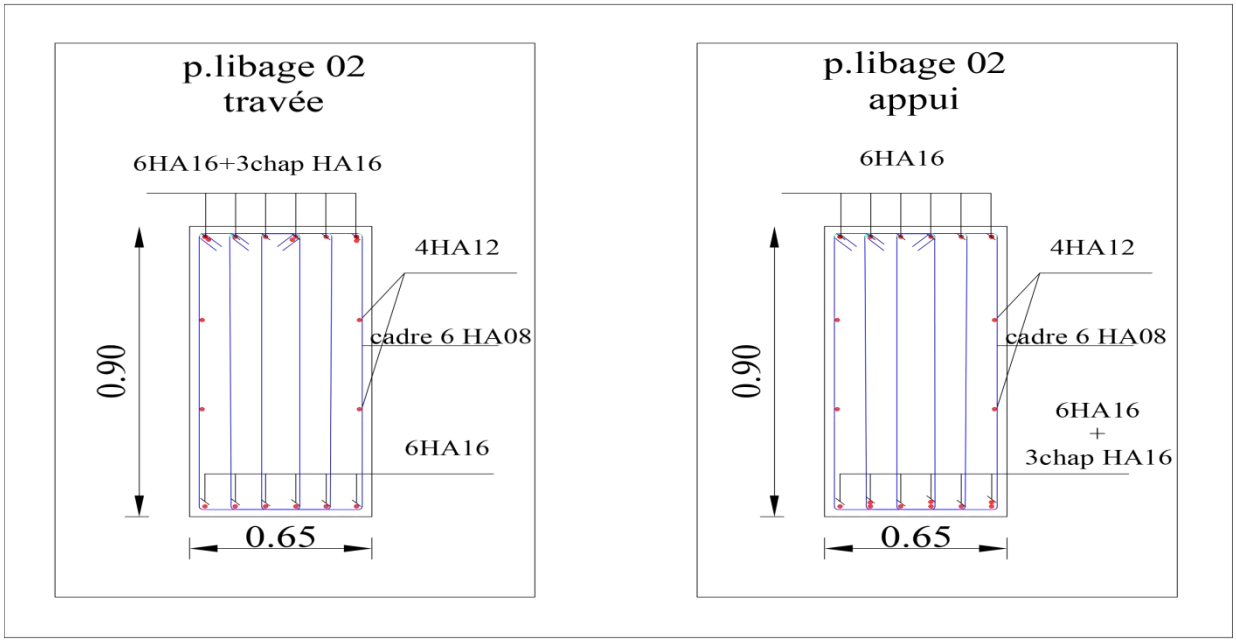


Figure VI.5.Disposition du ferraillage de la poutre de libage

d)-Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa [σs]= 201.6Mpa

Tableau VI -13 : Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa
P_{L2}	Travée	219.87	18.1	12.06	3.2	150.	15	201.63
	Appui	-249.95	12.06	18.1	3.7	171.1	15	201.63

e)-Armatures de peau :

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 90 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. donc on adopte 4HA12=4.52cm².

F)-Armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VI -14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage

				St adopté		
Elément	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm^2)
PL1	749.43	**1.325**	2.5	10	15	6HA10

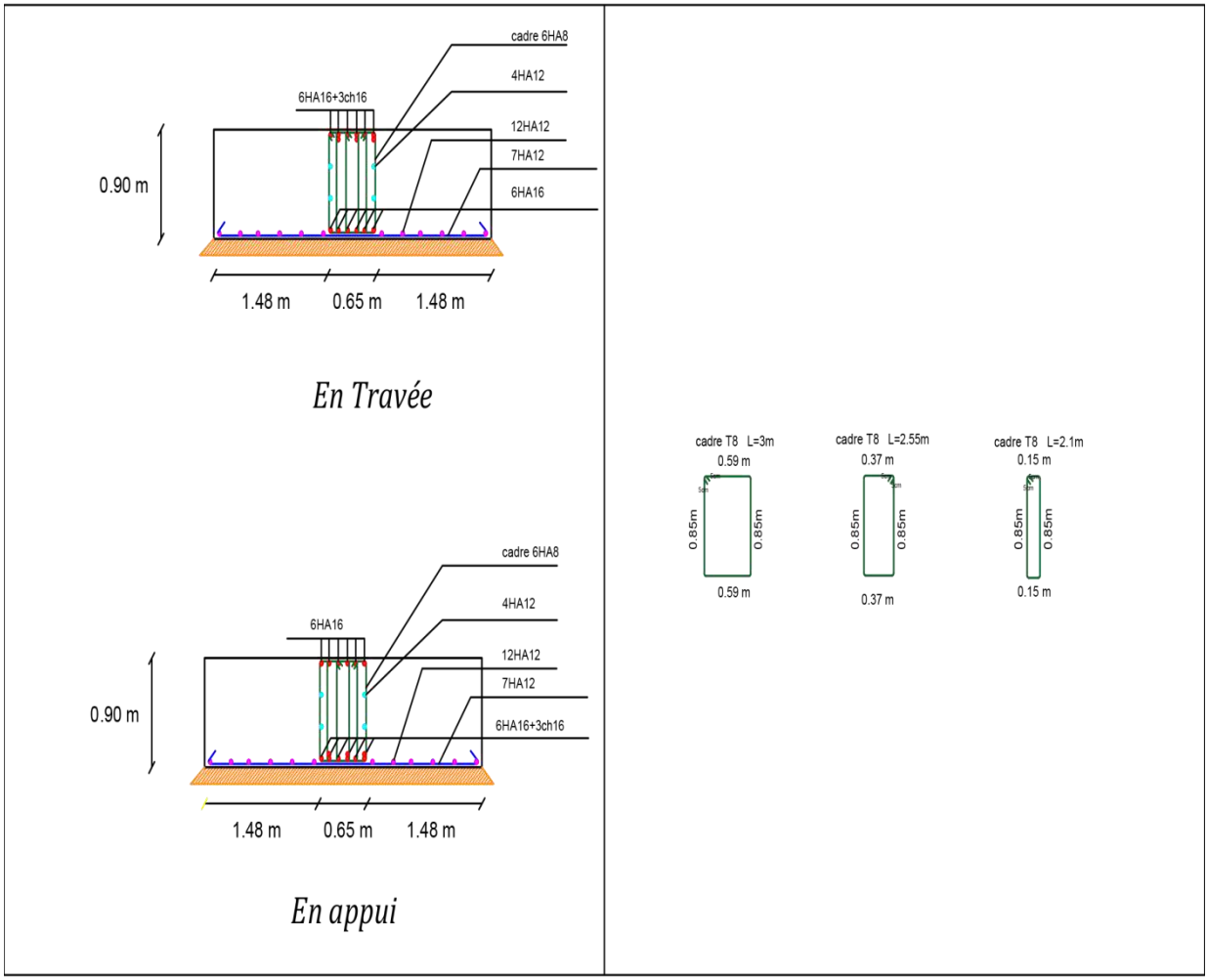


Figure VI.6. Ferraillage des Semelles filantes sous plusieurs poteaux

VI.6.3.2.Semelle filante (continue) sous voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

Tableau VI -15 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

Semelle	N_u (KN)	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(m)$	B (m)	$\frac{B}{6}(m)$	$e_0 < \frac{B}{6}$
SF_1	15969.74	587.12	116.91	0.199	2.6	0.43	Diagramme trapézoïdal
SF_2	10469.48	526.104	4.3	0.008	2.6	0.43	
SF_3	13872.47	624.88	15.88	0.025	2.8	0.47	
SF_4	6556.65	775.94	0.16	0.0003	2.8	0.47	
SF_6	10648.30	906.24	40.47	0.045	4	0.50	

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

Tableau 0-16 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)	$A_{a\ rep}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)
SF_1	587.12	116.91	1	2.6	11.23	**11HA12=12.44**	10	8.08	**9HA12= 10.08**	30
SF_2	526.104	4.3	1	2.6	8.22			8.08		
SF_3	624.88	15.88	1	2.8	9.84			8.70		
SF_4	775.94	0.16	1	2.8	12.32			8.7		
SF_6	906.24	40.47	1	4	16.42	**15HA12=16.96**	7.5	16.96	**20HA12 =22.62**	20

VI.6.3.3.Vérification de la stabilité au renversement [Art 10.1.5 RPA99v2003] :

Quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

- $e_0 = M/N \leq B/4$

Tableau VI -18 : Vérification stabilité au renversement des semelles filantes

Semelle	N_u(KN)	M_u(KN.m)	e_0(m)	B(m)	B/4 (m)	$e_0 \leq B/4$
SF_1	587.12	116.91	0.199	2.6	0.65	vérifiée
SF_2	526.104	4.3	0.008	2.6	0.65	
SF_3	624.88	15.88	0.025	2.8	0.7	
SF_4	775.94	0.16	0.0003	2.8	0.7	
SF_5	825.90	2.04	0.0024	3.6	0.9	
SF_6	906.24	40.47	0.045	4	1	
SF_7	555.62	0.02	0	1.8	0.45	

VI.6.4. Etude de voile périphérique : [RPA 2003 .Art 10.1.2]

Ce sont des murs en béton armé se trouvant au niveau du sous-sol pour une liaison rigide assurant l'encastrement de la structure et résistant à la poussée des terres.

Notre voile périphérique joue double rôle :

- encastrement de la base de la structure.
- mur de soutènement.

D'après RPA99 (version 2003) le mur de soutènement doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

VI.6.4.1. Méthode de calcul:

Le voile périphérique est considéré comme dalle pleine encastrée sur les quatre côtés, il est sollicité par une charge uniformément répartie, représentant la poussée horizontale (P) due au poids des terres:

- Calcul de la poussée des terres:

$$P_1 = \frac{1}{2}.\gamma.K_\gamma.h^2$$

Avec :

- H : hauteur du voile.
- γ : poids volumique des terres.
- K_γ : Coefficient de poussée loi de Rankine.
- Φ : Angle de frottement interne.

D'après le rapport de sol on a : H=3.74m ; $\Phi = 11^o$; γ =23 KN/m3

$K_\gamma = \tan^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ =0.679

$$\mathbf{P = \frac{1}{2} \times 23 \times 0.679 \times 3.74^2 = 109.22\ KN/ml}$$

VI.6.4.2. Calcul des moments :

Le mur de soutènement est un panneau encastré dans les quatre cotés pour le calcul du ferraillage, on utilise la méthode des lignes de rupture puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Principe de travail virtuel :

$$Tint = Text \qquad avec \quad \begin{cases} Tint = M \times l \times \theta \\ Text = P \times f \end{cases}$$

P_u= 1.35G=1.35*109.22=147.447 KN/m²

P_{ser}= 9.41 KN/m²

- **Travaille externe :**

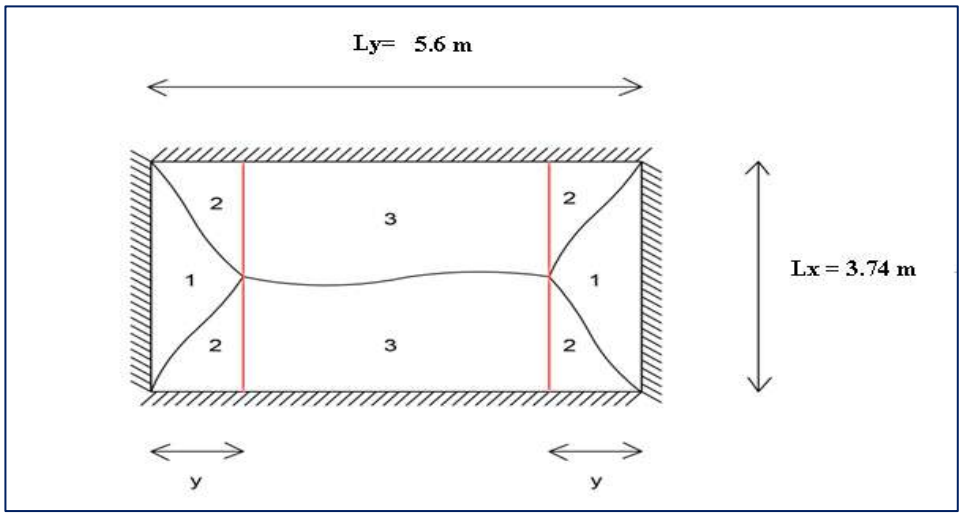


Figure VI.7. : Représentation de la flèche

$$\text{Text}(1) = \text{Pu} \times \left(\frac{3.74 \times y}{2}\right) \times \frac{f}{3}$$

$$\text{Text}(2) = \text{Pu} \times \left(\frac{3.74 \times y}{4}\right) \times \frac{f}{3}$$

$$\text{Text}(3) = \text{Pu} \times ((5.6 - 2y) \times \frac{3.74}{2}) \times \frac{f}{2}$$

Donc :

$$\text{Text} = \sum_{i=1}^{3} T_{ext}(i) = 2 \times \text{Text}(1) + 4 \times \text{Text}(2) + 2 \times \text{Text}(3)$$

D'où :

$$\text{Text} = \text{Pu} \times f \times \left(\frac{3.74}{3}y + \frac{3.74}{3}y + 10.472 - 3.74\,y\right) = \text{Pu} \times f \times (10.472 - 1.247\,y)$$

$$\text{Text} = \text{Pu} \times f \times (10.472 - 1.247\,y)$$

➢ Travail interne :

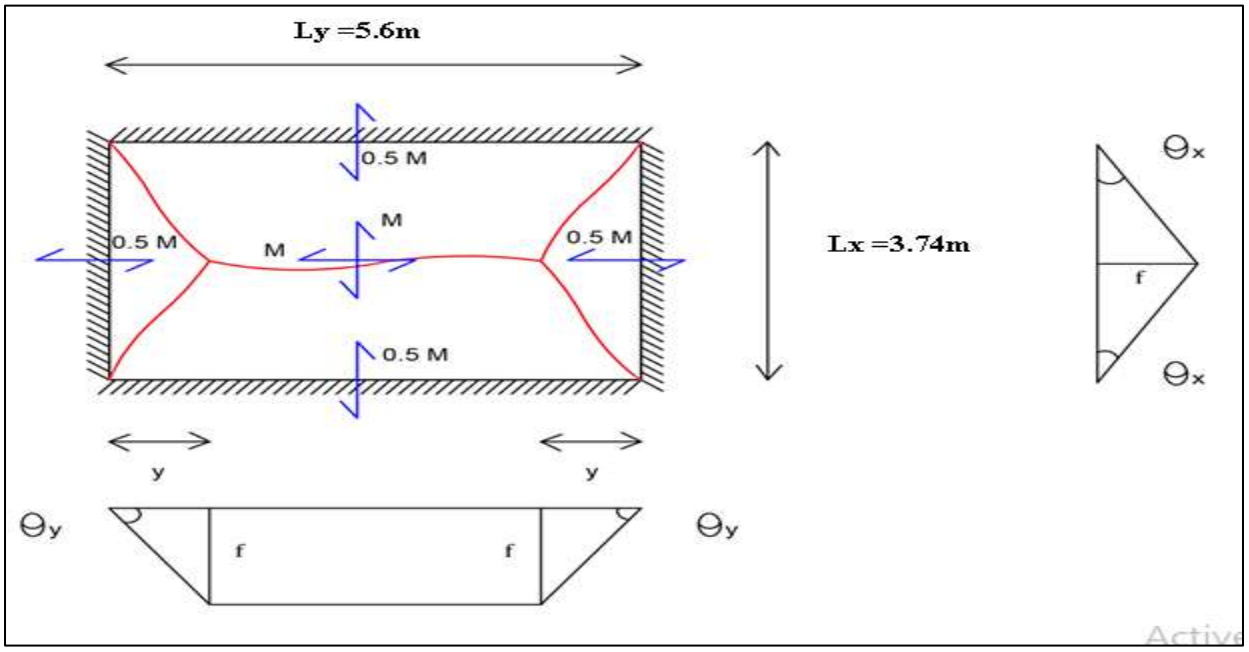


Figure VI.8. : Représentation de la flèche

$$\text{Tint}(1) = 1.5\,\text{M} \times \text{Lx} \times \frac{f}{y} = 5.61\,\text{M} \times \frac{f}{y}$$

$$\text{Tint}\,(2) = M \times Ly \times \theta x + 0.5M \times Ly \times \theta x = 1.5\,M \times Ly \times \theta x \quad \text{avec} \quad \theta x = \frac{2f}{Lx}$$

$$\text{Tint}\,(2) = 2.25\,M \times f$$

D'où :

$$\text{Tint} = \sum_{i=1}^{3} T_{int}\,(i) = M \times f \times (4.5 + \frac{11.22}{y})$$

$$\text{Tint} = M \times f \times (4.5 + \frac{11.22}{y})$$

Par l'application de principe du travail virtuel : $\sum \text{Tint} = \sum \text{Text}$

$$M \times (4.5 + \frac{11.22}{y}) = Pu \times (10.47 - 1.247y)$$

On obtient :

$$Pu = \frac{M \times (4.5 + \frac{11.22}{y})}{(10.47 - 1.247y)}$$

$$Pu = f(x)dx \Longrightarrow \frac{dp}{dx} \rightarrow y = 1.07m$$

Donc : Pu =1.64 M

Avec :

$$Pu = 1.64 \times Mu \Longrightarrow Mu = \frac{P_u}{3.1} = \frac{147.447}{1.64} = 89.88\ KN.m$$

$$Pser = 1.64 \times Mser \Longrightarrow Mser = \frac{P_{ser}}{1.64} = \frac{109.22}{1.64} = 66.60\ KN.m$$

alors : $Mu = 89.88\ KN.m$ $Mser = 66.60\ KN.m$

VI.6.4.3. Détermination des armatures longitudinales a l'ELU de résistance :

Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1 m de largeur, la fissuration est préjudiciable.

$\rho = \frac{3.74}{5.6} = 0.67 > 0.4$ alors le panneau travaillant les deux directions.

a-) à l'ELU :

Le moment en travée suivant les deux sens :

- ✓ $Mtx = Mty = Mu = 89.88$ KN. m ……. Le moment en travée
- ✓ $Max = May = -0.5 \times Mu = -44.94$ KN. m ……. Le moment aux appuis

Le ferraillage se fait pour une bande de 1 m en flexion simple.

Avec : b = 100 cm ; h = 20 cm ; C = 2.5 cm ; σb = 14.17 Mpa ; σs = 348 Mpa.

$$\mu = \frac{Mu}{b.d^2.\sigma b} \quad ; \quad A = \frac{Mu}{\beta.d.\sigma s}$$

Tableau VI -19 : les armatures longitudinales a l'ELU

Élément		Mu (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	ESP (cm)	Choix
Suivant X	Travée	89.88	0.207	0.883	16.71	10	11HA14=16.93 cm²
	Appui	44.94	0.103	0.944	7.82		11HA10=8.64 cm²
Suivant Y	Travée	89.88	0.207	0.883	16.71		11HA14=16.93 cm²
	Appui	44.94	0.103	0.944	7.82		11HA10=8.64 cm²

b)- Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est préjudiciable on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$, $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Tableau VI -20 : Vérification des contraintes à l'ELS

Élément		Mser (KN.m)	$A_{adopté}$ (cm^2)	σ_b MPA	σ_s MPA	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$, Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Suivant X	Travée	66.60	16.93	1.6	18.8	15	201.6	Vérifiée	Vérifiée
	Appui	33.3	8.64	0.9	11.4				
Suivant Y	Travée	66.60	16.93	1.6	18.8				
	Appui	33.3	8.64	0.9	11.4				

c)-Vérification de l'effort tranchant

➢ En général, on ne dispose pas d'armatures transversales dans les dalles. On n'aura pas besoin d'armatures transversales dans les dalles si la condition suivante est satisfaite :

$$\tau = \frac{v}{b_0.d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \textbf{[CBA93 art .A.3.2.2]}$$

Où :

τ: La contrainte tangent (en MPA)

V : est l'effort tranchant

$$Vx = \frac{P.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{146.447 \times 3.74 \times 5.6}{2 \times 5.6 + 3.74} = 205.30 \text{ KN}$$

$$Vy = \frac{P.lx.ly}{3ly} = \frac{146.447 \times 3.74 \times 5.6}{3 \times 5.6} = 182.57 \text{ KN}$$

$$\tau x = \frac{Vx}{b_0.d} = \frac{205.30 \times 10^3}{1000 \times 175} = 1.17 \text{ MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17\text{MPA} \ldots\ldots\ldots \textbf{C.V}$$

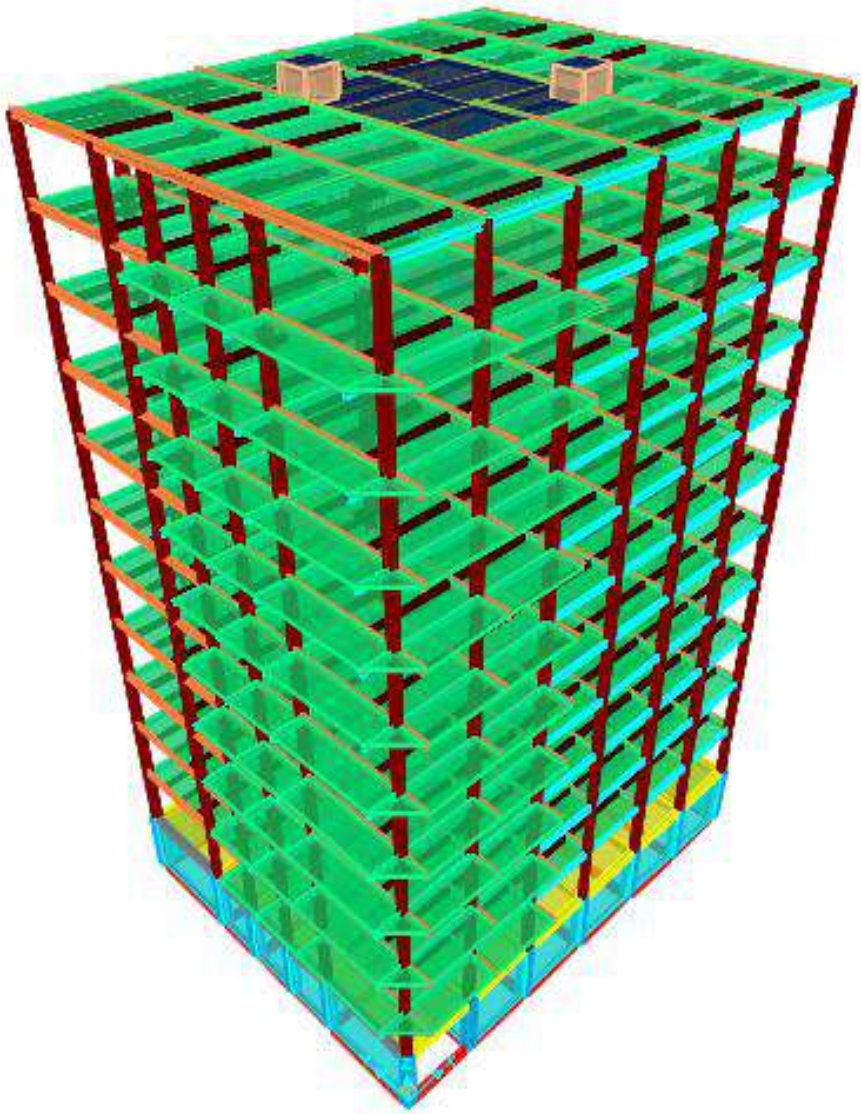
$$\tau y = \frac{Vy}{b_0.d} = \frac{182.57 \times 10^3}{1000 \times 175} = 1.04\text{MPA} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} 25 = 1.17\text{MPA} \ldots\ldots\ldots \textbf{C.V}$$

STRUCTURE EN CHARPENTE METALLIQUE



CHAPITRE I

INTRODUCTION



I.1 : INTRODUCTION :

À notre époque, les structures métalliques sont devenues l'une des structures les plus utilisées pour la diffusion et l'exécution rapide de l'acier dans déférent types des constructions. Cela nécessite de connaître le comportement des structures sous l'influence des charges et de l'environnement extérieur et d'analyser les contraintes résultant de ces charges. Par conséquent, nous devons calculer sur la base de l'utilisation idéale des propriétés de l'acier pour développer la résistance et la stabilité [1].

Pour cela Nous utiliserons les régalements suivants :

- Les règles de calcul des constructions en acier, dites règles CCM97 ;
- Règlement Neige et Vent RNV v2013 ;
- Règlement parasismiques algériennes RPA99 v2003 ;
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armée CBA93 ;
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR B.C.2.2 ;
- DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE D.T.R.-B.C.2.4.10.

I.2 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment à usage de bureau « tour d'affaires » composé d'un RDC avec 10 étage et sous-sol, elle sera implantée dans une zone de forte sismicité (zone III) selon RPA99 (version 2003) et de site S2 selon le rapport de sol.

I.3 : Description de l'ouvrage :

Longueur : 24.50 m en 6 travées.

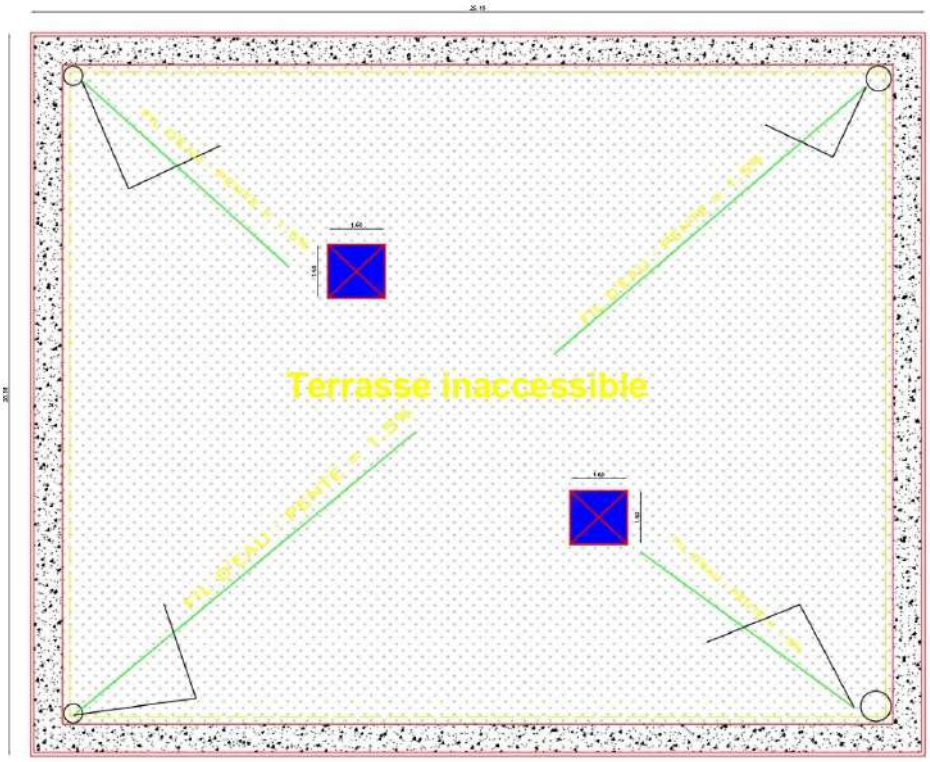
Largeur : 19.70 m en 5 travées.

Hauteur maximale : 41.14 m.

Hauteur de RDC : 3.40 m.

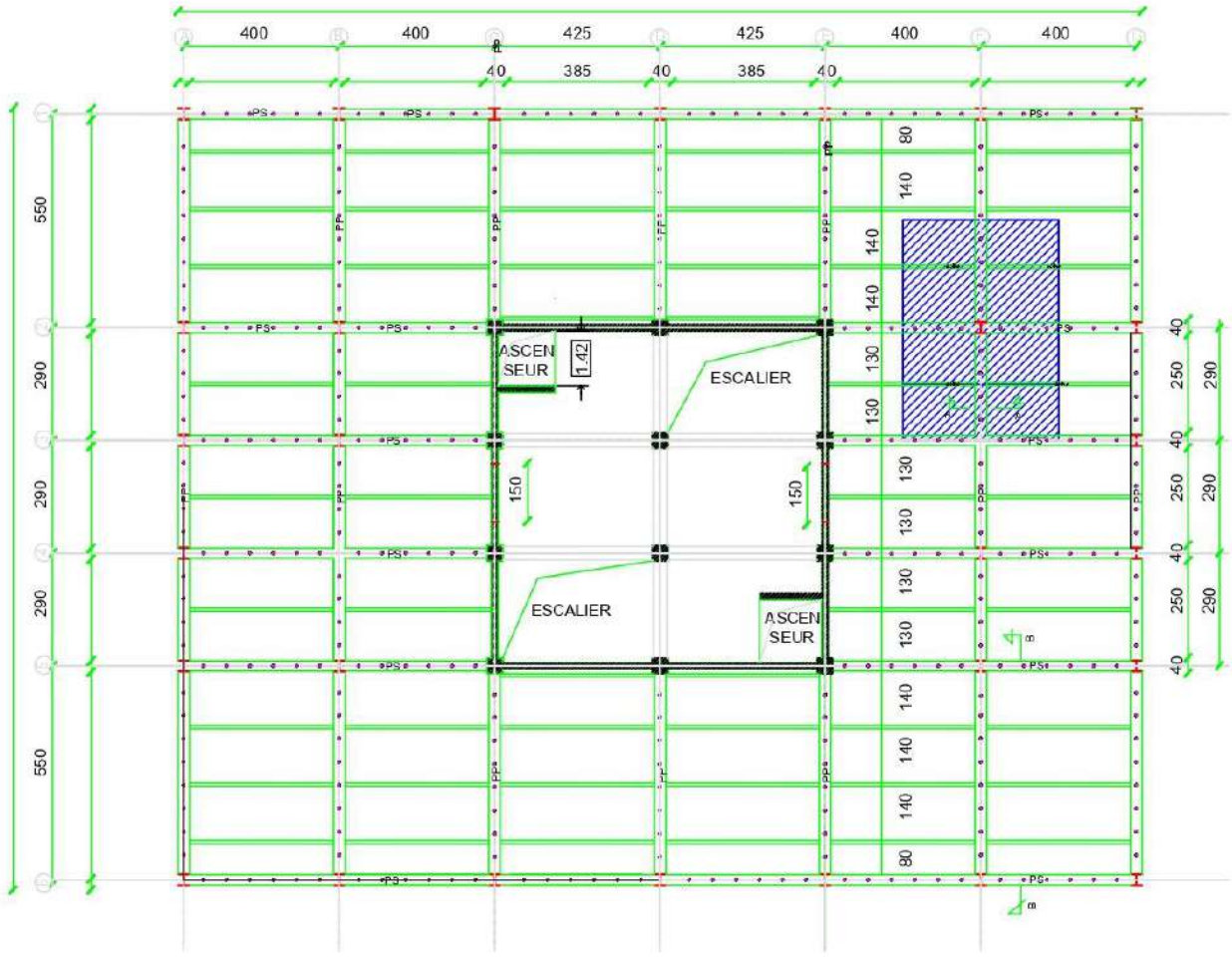
Hauteur d'étage courant : 3.40 m.

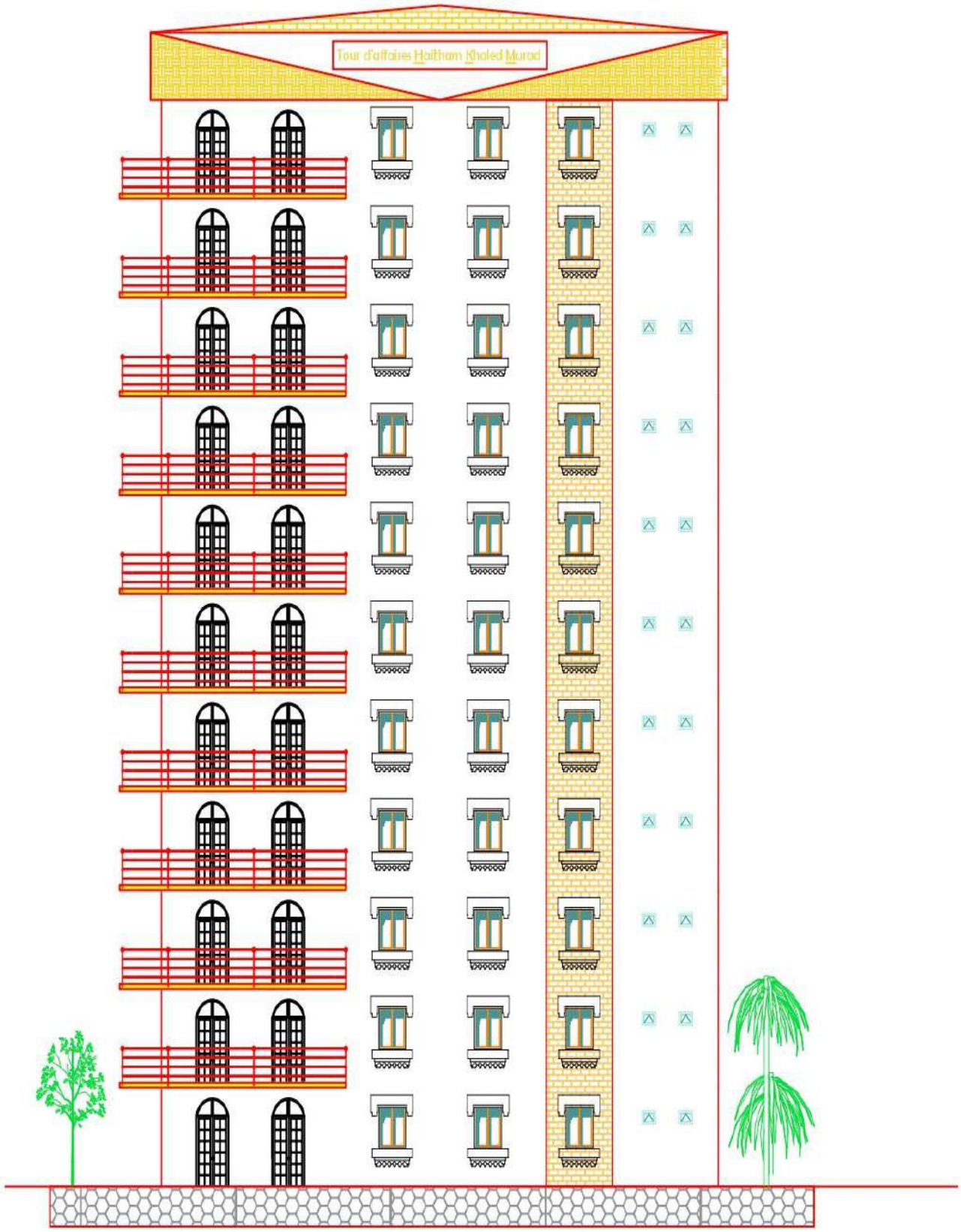
Hauteur de sous-sol : 3.74 m.



PLAN TERRASSE

COFFRAGE DE PLANCHER COLLABORANT NIV COURANT





PLAN FAÇADE

I.4 : Zone d'implantation :

Notre projet sera implanté à la wilaya d'Alger (commune Sidi Youcef), selon les documents techniques réglementaires, cette région est classée comme :

Zone de neige : zone **B** (l'altitude du site /au niveau de la mer H = 262 m).

[DTR C2-4.7; Annexe 1, p37].

Zone de vent : zone **I** (vitesse de référence du vent $V_{réf}$ = 25 m/s).

[DTR C2-47, tableau A.2, p108].

Zone sismique : zone **III** (la région à sismicité élevée).

[RPA99 version 2003, Annexe 1, p 86].

I.5 : Caractéristique géotechnique du site :

- **Géologie locale :**

D'après la même carte, notre site est représenté par les micaschistes (schistes à séricite) très remarquables sur les talus de la région de Sidi Youcef.0 à 12 m : nature argile marneuse brunâtre à verdâtre.

Conclusion rapport de sol ci-joint :

Les sondages carottés ont révélé une formation de schistes micacés (A séricite), recouverte par une fine couche de terre végétale, elle repose sur une couche de schistes plus ou moins saine. Les essais pénétrométriques ont donné des résistances assez élevées pour caractériser la formation schisteuse comme résistante. Les schistes sains sont très résistants et sont marqués par le refus d'après ces essais. Nous préconisons des fondations superficielles dont le niveau d'ancrage sera situé à partir de 1,00 m de profondeur par rapport la cote actuelle du terrain naturel, dans la couche de schistes séricite, en veillant dépasser la couche de terre végétale et limons marrons.

La contrainte admissible à retenir pour l'ouvrage sans risque tassement ou de rupture est de **1,90 bar**.

La couche superficielle du sol est perméable, de ce fait des venues d'eau ne sont pas à exclure, le drainage est donc très recommandé.

I.6 : Modélisation des structures et choix des profils :

Notre bâtiment est à usage de bureau (Administration), il sera constituant de Rez-de-chaussée et de dix étages avec sous-sol, avec un noyau central en béton armé.

Le choix des profilés doit s'orienter vers des sections dont les caractéristiques répondent le mieux possible à leur rôle structural. Cela revient à choisir des sections qui minimisent les dimensions géométriques et maximisent la résistance et la rigidité liées A la fonction porteuse du profilé.[2]

Le bâtiment est composé de portiques 6x4 portiques, chacun est conçu par un système poteaux- traverse, les poteaux seront des profilés HEB et les sommaires des profilés HEA.

Le bardage de façade est fixé à des lisses de type IPE, en utilise le type collaborant pour les planchers, la stabilité du plancher sera assurée par l'association mutuel poutre-solive de type HEA et/ou IPE.

Une collaboration efficace et étroite entre l'architecte, l'ingénieur de la structure et les ingénieurs spécialistes de la technique du bâtiment doit exister lors du choix des sections et intervenir dans les phases initiales de la conception du projet.

I.7 : Caractéristiques des matériaux :

I.7.1 : Aciers de construction pour les éléments de structure :

Seuls les aciers doux (à faible teneur en carbone$\approx \mathbf{0.2}\%$), sont autorisés en construction métallique, on prévoit l'acier S235 pour la réalisation de notre projet qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques de l'acier S235 [DTR B.C2.44, tableau 3.1-3.2, p 14]

Nuance d'acier	S 235
La limite élastique	f_y = 235 Mpa
La résistance à la traction	f_u = 360 Mpa
La masse volumique	$\rho = 7\ 850$ kg/m^3
Module d'élasticité longitudinale	E = 210 000 Mpa
Module d'élasticité transversale	G= E/ (2(1+υ))= 81000 MPa
coefficient de Poisson	$\upsilon = 0{,}3$

L'acier est essentiellement une combinaison de fer et de carbone. On ne le retrouve pas à l'état naturel ; il résulte d'une transformation de matière première tirée du sol.

Les éléments additionnés permettent d'obtenir des qualités différentes classées sous forme de « nuance », l'acier aura des résistances mécaniques variables. Il existe plus de 3 000 nuances d'acier.

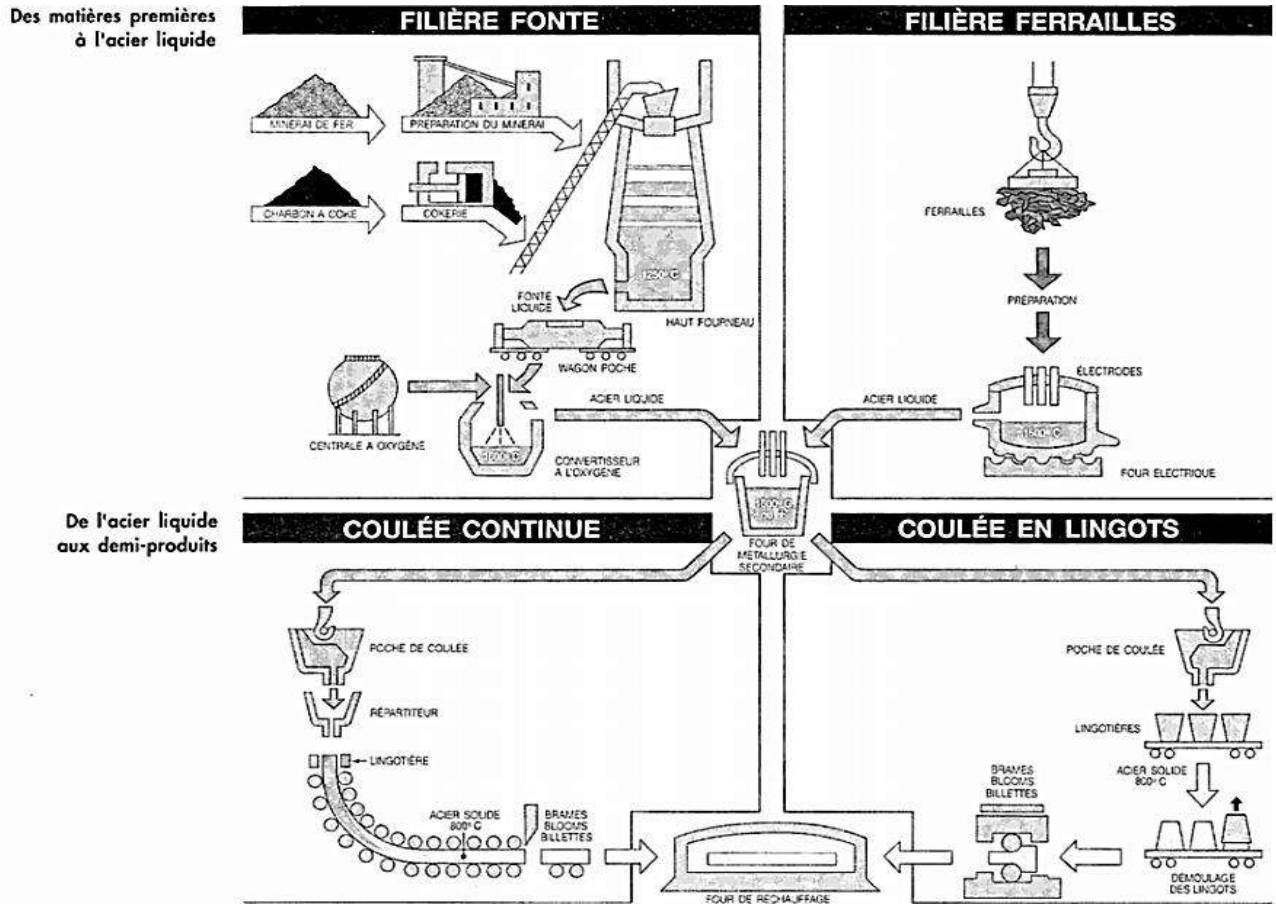


Figure I-1 : Les procédés d'élaboration de l'acier

Le (figure I-1)montre les étapes de la fabrication de l'acier jusqu'à ce qu'il soit perdu dans sa forme finale, comme le montre l'image suivante :

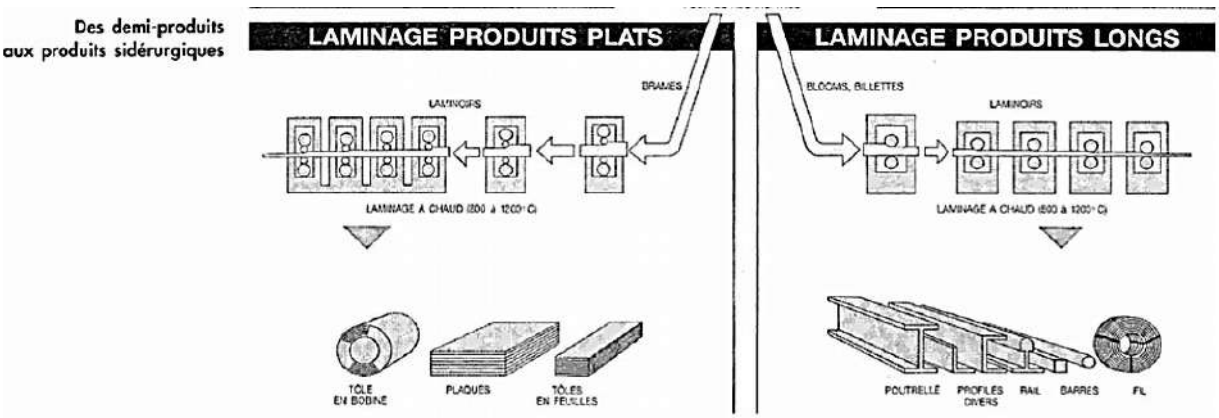


Figure I-2 : La forme finale des profilés en acier

- Des demi-produits aux produits sidérurgiques :

Les formes des produits sidérurgiques finis laminés à chaud sont classées suivant deux familles :

✓ les produits plats : plaque (épaisse), tôle (mince), feuille ou bobine ;

✓ les produits longs, comprennent les profils de petites sections : rond, carré, rectangle, trapèze, T, L, U, tube (sans soudure) ; les profils lourds : poutrelle (I, H), palplanche, rail, fil machine..

Leurs dimensions et caractéristiques sont normalisées et répertoriées sur catalogues.

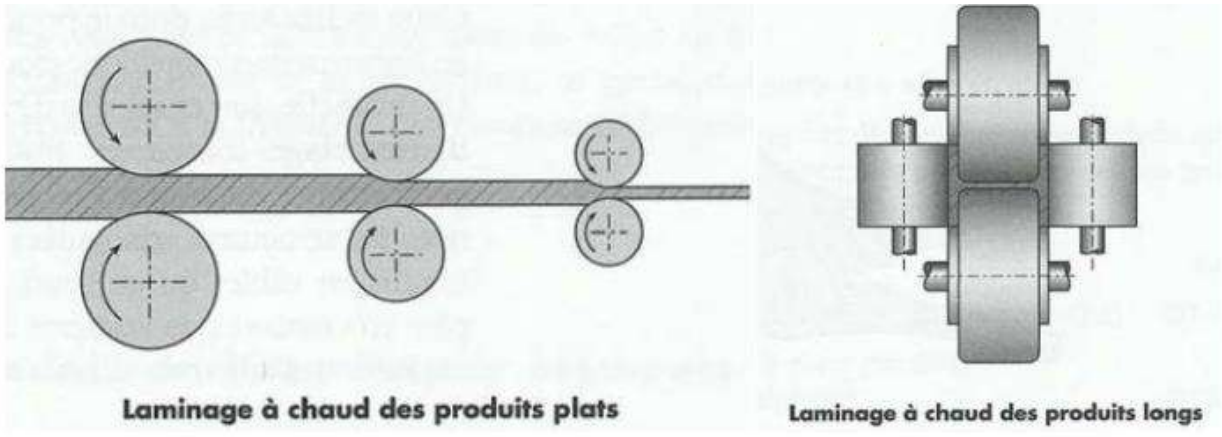


Figure I-3 : Le laminage à chaud.

- Produits laminés à chaud :

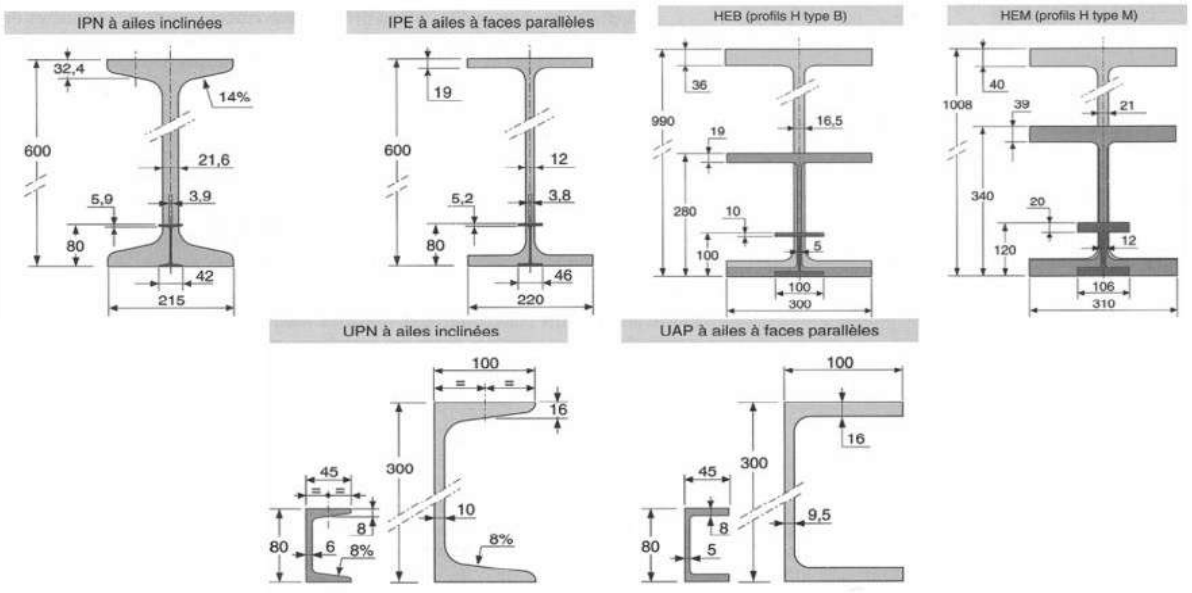


Figure I-4 : Gamme de profils laminés courants.

- Produits formés à froid :



Figure I-5 : Produits longs formés à froid Exemples de sections transversales.

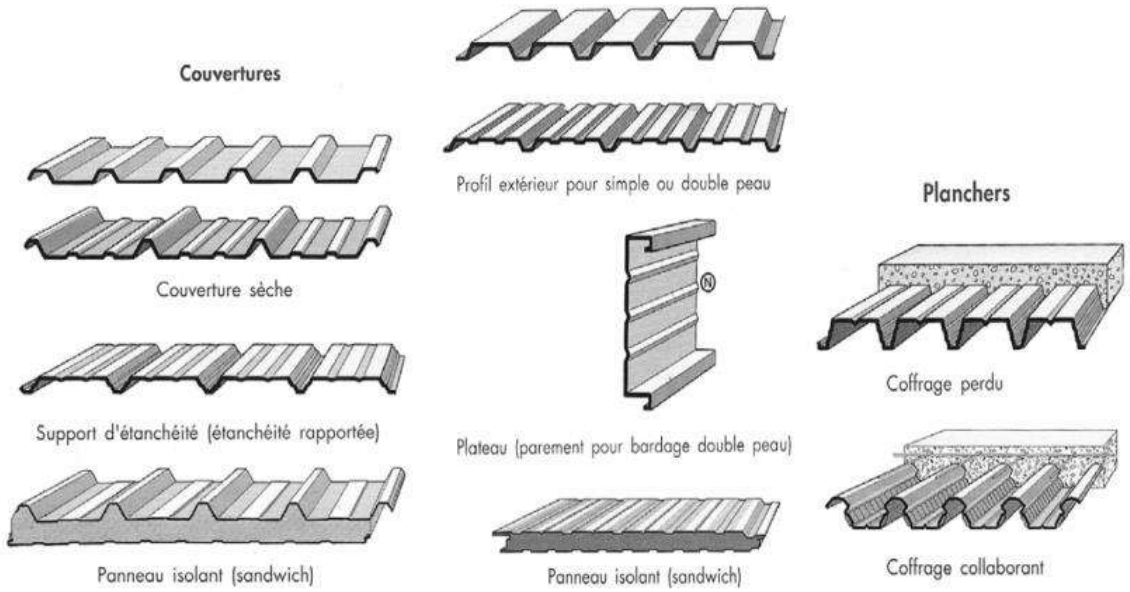


Figure I-6 : Produits plats formés à froid.

- ***Avantages de la construction métallique :***

  a. Résistance mécanique :

  1. Résistance élevée à la traction permettant des portées et hauteurs importantes.

  2. Possibilité d'adaptation plastique pour une plus grande sécurité.

  b. Industrialisation totale : préfabrication d'un bâtiment en atelier et montage sur chantier.

  c. Transport aisé grâce au poids peu élevé.

  d. Possibilité de modification et de recyclage d'un bâtiment.

- **Inconvénients :**

  a. Prix élevé (concurrentiel avec le béton armé pour les grandes portées).

  b. Mauvaise tenue au feu ce qui implique des mesures de protection onéreuses.

  c. Entretien régulier dû à la corrosion du métal.

I.7.2 : Béton armé :

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques du béton [DTR B.C 2-41, Art A2.1, p 5]

Classes de résistance du béton	C25/30
La résistance à la compression	f_{c28} = 25 Mpa
La résistance à la traction	f_{t28} =2,1 Mpa
La masse volumique	ρ=2500 kg/m^3
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 2\times10^{-4}$
Le module d'élasticité longitudinale	E = 32165 Mpa

I.7.3 : Aciers de ferraillage :

Tableau I-3 : Caractéristiques mécaniques de l'acier pour le ferraillage

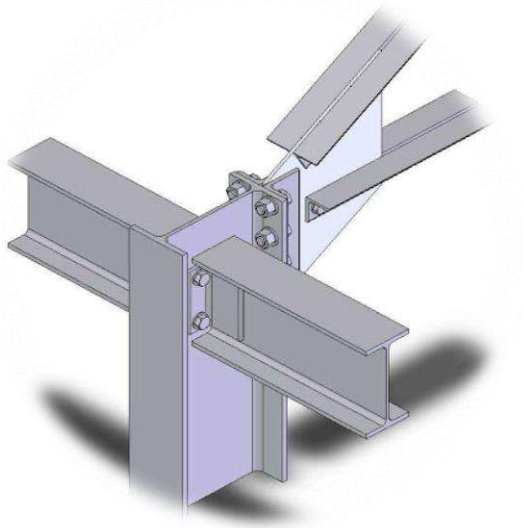
[DTR B.C 2-41, Art A2.2, p 9]

Nuance d'acier	F_e E400
La limite élastique	f_e = 400 Mpa
La masse volumique	ρ = 7 850 kg/m^3
Module d'élasticité longitudinale	E = 200 000 Mpa

I.7.4 : Les Assemblages :

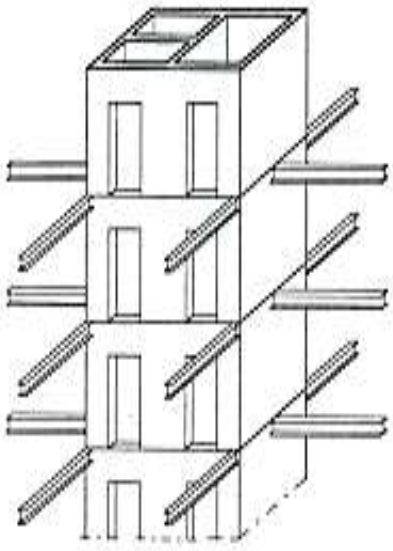
L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par :

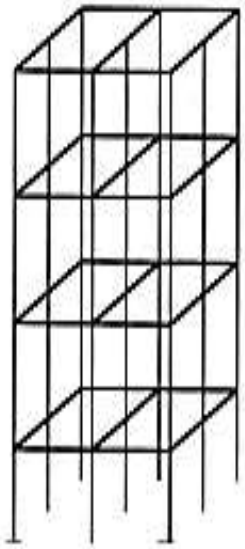
- Des boulons à haute résistance HR.
- Des soudures dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées.

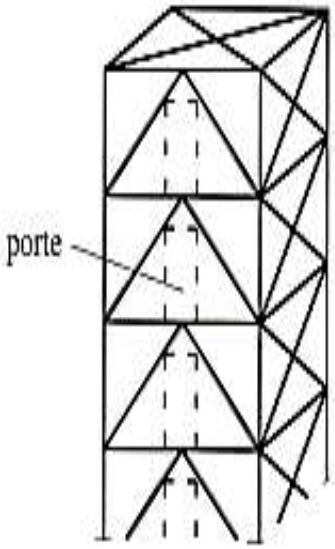


CHAPITRE II

Choix de system structural







II : Choix de system structural :

Dans notre projet, nous choisissons le système de noyau central, en raison des avantages qu'il présente en particulier de notre bâtiment, et de la résistance qu'il donne au bâtiment que nous allons construit.

II.1 : Système de noyau central :

Dans les bâtiments à étages, pour des raisons d'aménagement des surfaces utiles, on dispose au centre du bâtiment les locaux de service, qui ne nécessitent pas d'éclairage naturel (archives, sanitaires, etc.), ainsi que les circulations verticales des personnes (escalier, ascenseur), des fluides et de l'énergie (gaines techniques). Il est possible de construire ces locaux en béton armé de façon à constituer une structure verticale très rigide appelée **noyau central** (*Figure II-1*). On utilise cette structure pour lui transmettre toutes les forces horizontales au moyen des dalles ou des contreventements de plancher. Le noyau central agit donc comme une poutre-console, encastrée dans les fondations ou l'infrastructure.

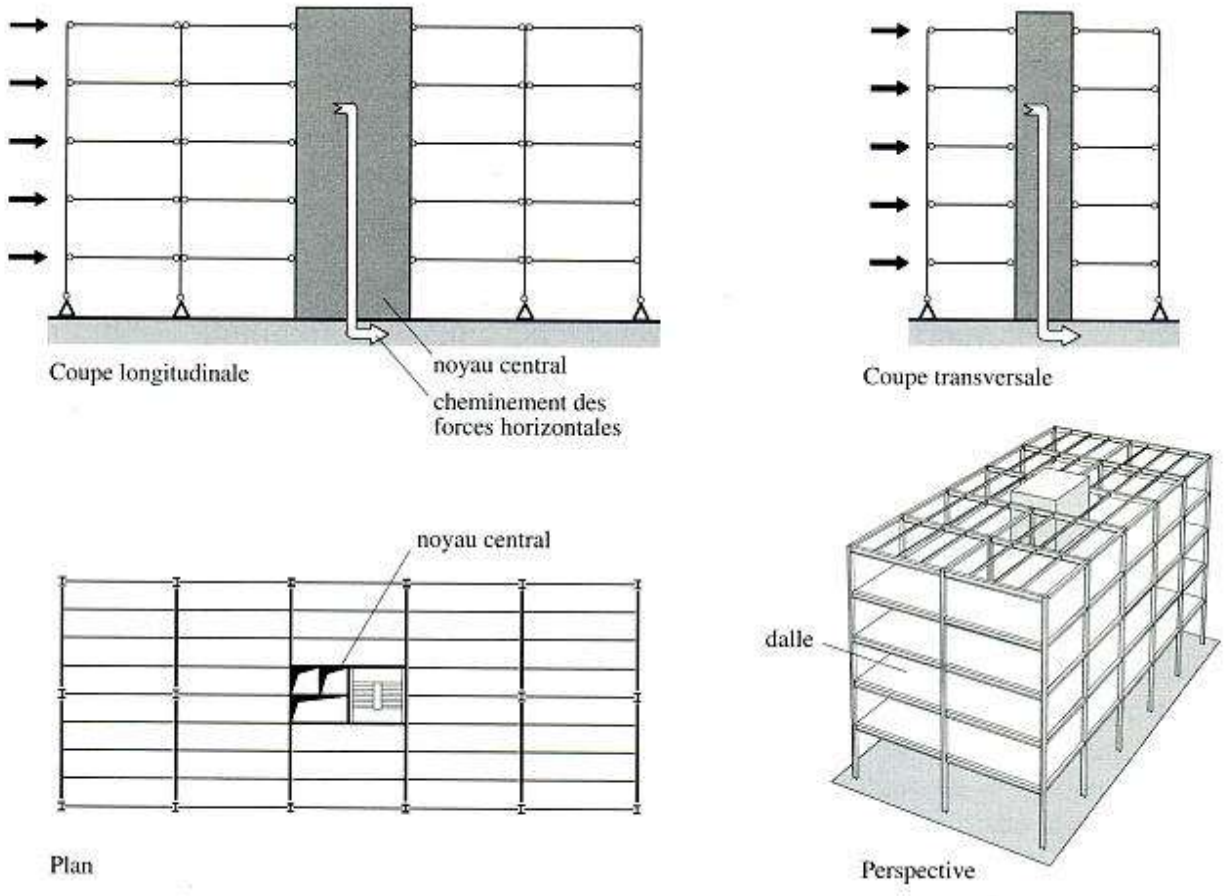


Figure II-1 : Ossature articles avec noyau central.

II.2 : L'avantage de ce système :

L'avantage des noyaux en béton armé (*Figure II-2* (a)) est leur grande rigidité. Mais les tolérances dimensionnelles et le retrait du béton armé, le comportement différent dans le temps du béton et de l'acier, posent des problèmes d'assemblage entre le noyau et la structure métallique qui l'entoure, C'est pourquoi il est aussi possible de concevoir des noyaux entièrement en acier, comme des cadres rigides à étages multiples (*Figure II-2* (b)) ou des noyaux en treillis (*Figure II-2* (c)).[1]

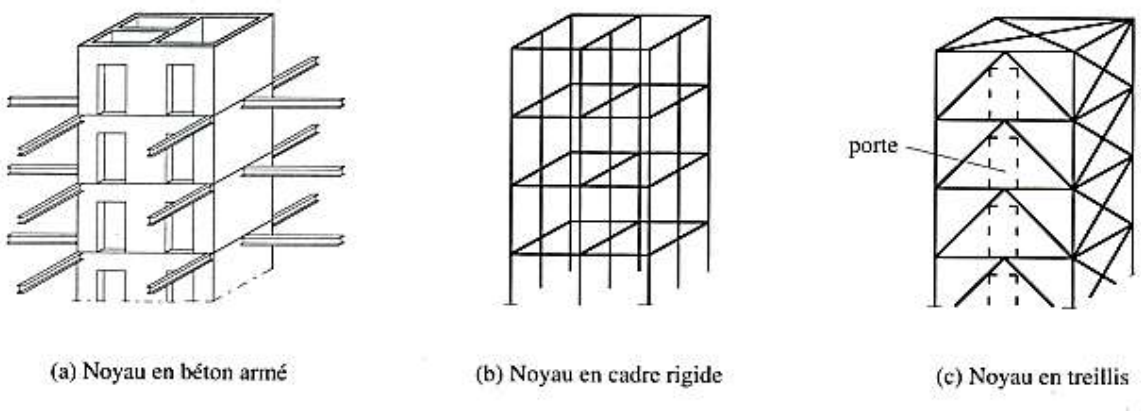


Figure II-2 : Noyau ossatures articlées. [Livre Construction Métallique Vol 11 p106].

II.3 : Le noyau central de notre projet :

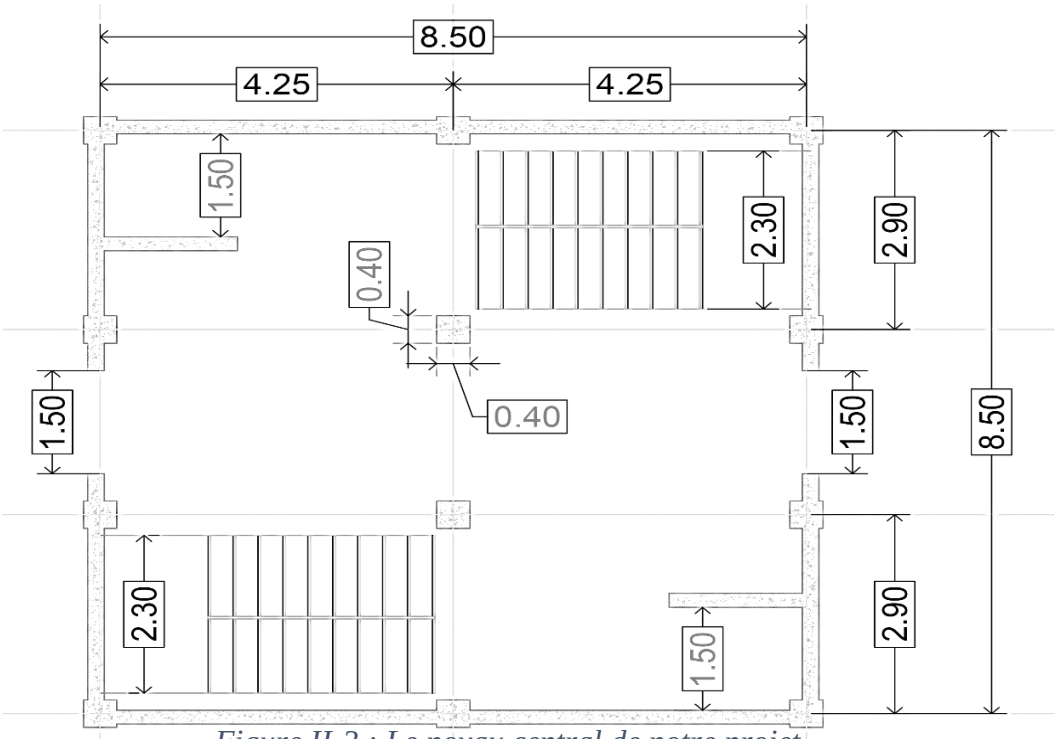


Figure II-3 : Le noyau central de notre projet.

II.4 : System de contreventement :

Selon l'article du livre «Livre Construction Métallique Vol 11 p105 (§ 4.2.2) line (11 et 12)». Nous choisirons un système de contreventement avec le noyau central dans le cas où la résistance requise n'est pas atteinte (conter le vent ou le séisme) ou des problèmes de comportement de l'acier-béton.

II.5 : Termes utilisés dans notre projet :

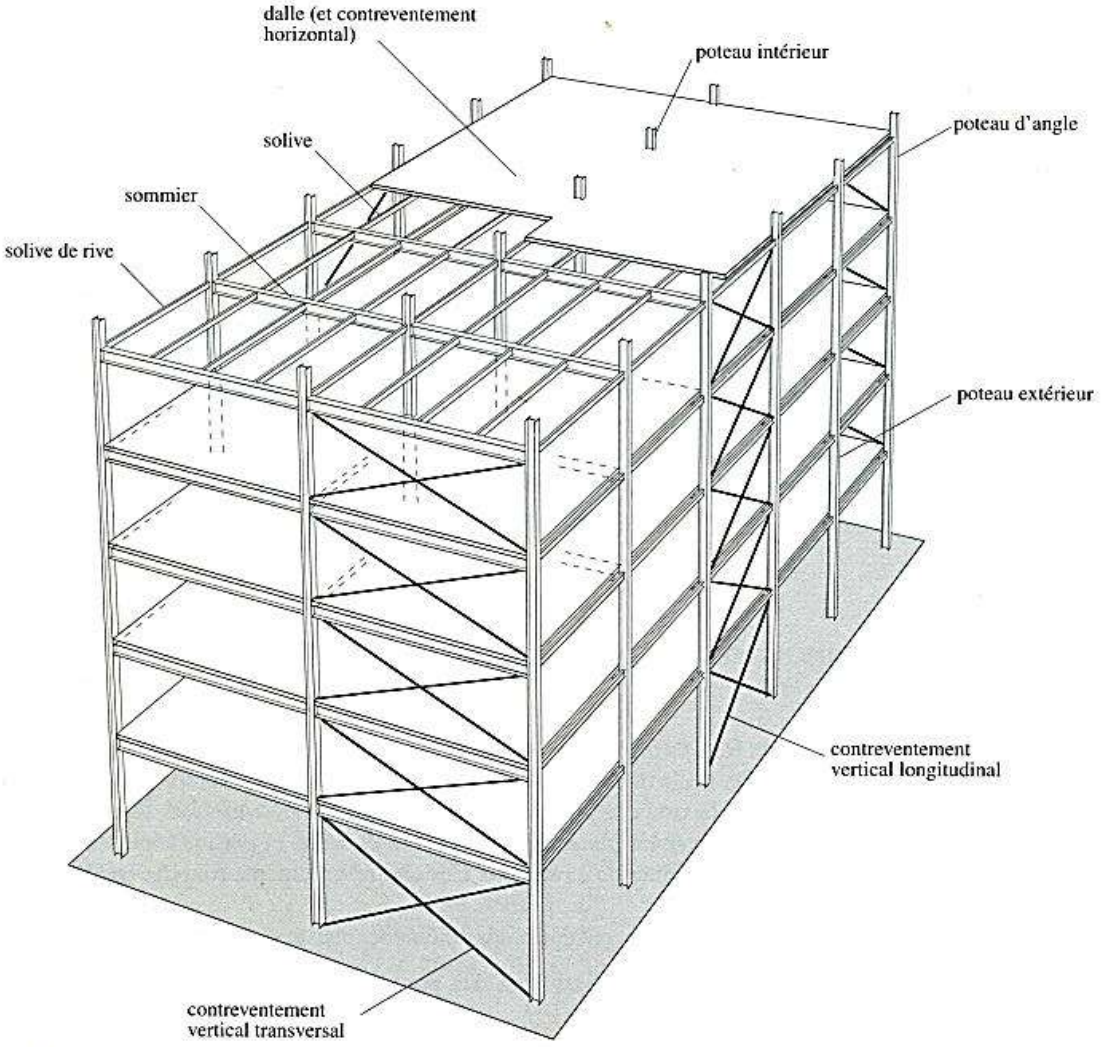


Figure II-5 : Termes utilisés dans notre projet.

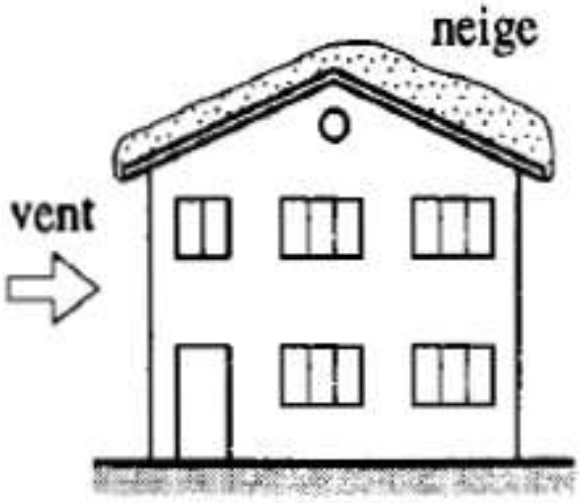
II.6 : Conclusion :

Après avoir présenté ce projet et vu les plans, le prochain chapitre sera consacré aux études climatiques, et nous calculerons toutes les charges provenant du climat, comme (neige et vent).

CHAPITRE III

ETUDE CLIMATIQUE





III.1. Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'étudier et d'évaluer les charges produit par le climat (neige et vent) dans le zone spécifie pour notre projet. Et pour cela nous dépendrons au règlement neige et vent v2013 [DTR C2-47].

III.2. Etude de la neige :

III.2.1. Charge de neige sur le sol :

La charge de neige sur le sol $\mathbf{S_k}$ par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre construction est située à Alger (**zone B**) à une altitude de **262 m** (par rapport au niveau de la mer).

La valeur de $\mathbf{S_k}$ en KN/m² est déterminée par la loi suivent : [DTR C2-47, Art 4 p 21]

$$S_k = \frac{0.04.H+10}{100}; \quad \text{Avec} \quad \mathbf{H= 262\ m}$$

Donc : $\mathbf{S_k = 20.48\ daN/m^2}$

III.3. La charge de la neige sur la toiture :

La charge caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante : [DTR C2-47, Art 3.1.1, p 18]

$$\boldsymbol{S = \mu . S_k} \quad [KN/m^2]$$

Avec :

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture. [DTR C2-47, Art 6.2.1.1, p 24]

$$\mu = 0.8$$

Donc : $\mathbf{S = 16.38\ daN/m^2}$

III.4. Etude au vent :

III.4.1. Données relatifs au site :

- ✓ **Zone de vent : (I)** [DTR C2-47, Annexe 1, tableau A2, p 108]
- ✓ **Vitesse de référence de vent :** $\mathbf{V_{réf}} = 25$ m/s [DTR C2-47, Annexe 1, tableau A1, p 107]
- ✓ **Pression de référence :** $q_{réf} = 375\ N/m^2$ [DTR C2-47, Tableau 2-2, p 50]

III.4.2. Catégorie de terrain

Tableau III-1 : Catégorie de terrain. [DTR C2-47, Tableau 2.4, p53]

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38

Avec : K_T : est le facteur de terrain.

z_0 (m) : est le paramètre de rugosité.

z_{min} (m) : est la hauteur minimale.

z (m) : est la hauteur considérée.

ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d.

III.4.3. Evaluation de l'action du vent :

II.4.3.1. Principes de calcul :

✓ **Direction du vent :** [DTR C2-47, Art 2-1, p 49]

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Notre projet une construction rectangulaire pour cela on concéder les deux directions du vent.

Pour un vent parallèlement :

- À l'axe (OX) (sens V_x du vent).
- À l'axe (OY) (sens V_y du vent).

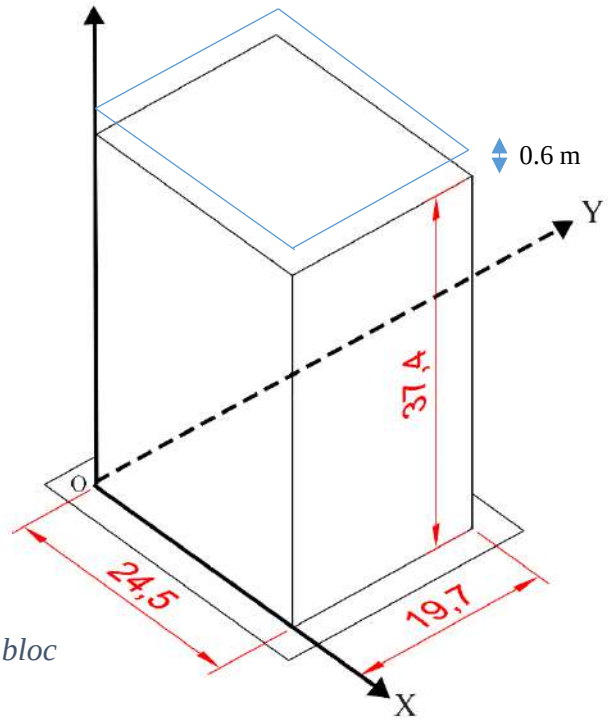


Figure III-1 : Géométrie du bloc

- **Hauteur de référence Ze :** [DTR C2-47, Art 2.3.2, p 50]

La hauteur de référence est :

- Pour les murs au vent : on définit deux bandes (voir figure 8).
  - Bande 1 : $Z_e = b = 19.70$ m.
  - Bande 2 : $Z_e = h = 38$ m.
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent (hauteur totale du mur) :

$$Z_e = h = [37.40+0.6 \text{ (acrotère)}] = \mathbf{38} \text{ m.}$$

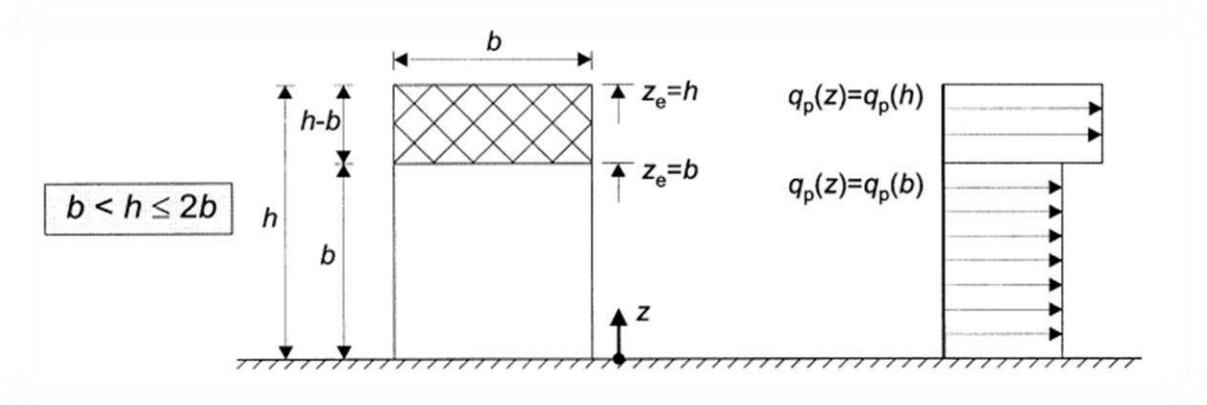


Figure III-2 : La hauteur de référence Ze et profil correspondant de la pression dynamique

[Figure 7.4 EN 1991-1-*4* :2005 *; p30*]

- **Détermination de la pression dynamique de pointe $q_p(Ze)$:** [DTR C2-47, Art 2.3.1 ; p 50]

La pression dynamique de pointe $q_p(Ze)$, à la hauteur de référence Ze est donnée par :

$$\boldsymbol{q_p(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z_e)}$$

Avec : $q_{réf}$ (N/m^2) : est la pression dynamique de référence en fonction de la zone du vent.

Ce : est le coefficient d'exposition au vent.

Z_e (m) : est la hauteur de référence.

a. Le coefficient d'exposition Ce(z) : [DTR C2-47, Art 2.4.1 ; p 51]

Le coefficient d'exposition au vent Ce(z) tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulence du vent.

$$C_e(Z_e) = C_t^2(Ze) \times C_r^2(Ze) \times [1 + 7I_v(Z)]$$

C_r : Le coefficient de rugosité.

C_t : Le coefficient de topographie.

I_v : L'intensité de la turbulence.

Z(m) : La hauteur considérée.

b. Le coefficient de rugosité $C_r(z)$: [DTR C2-47, Art 2.4.4 ; p53]

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} C_r(z) = k_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{Pour} \quad z_{min} \le z \le 200m \\ C_r(z) = k_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{Pour} \quad z \prec z_{min} \end{cases}$$

Où on désigne par :

k_T : est le facteur de terrain.

z_0 (m) : est le paramètre de rugosité.

z_{min} (m) : est la hauteur minimale.

z (m) : est la hauteur considérée.

Donc on a : **C_r (19.70m) = 1.371 \ C_r (38m) = 1.473**

c. Coefficient de topographie $C_t(z)$: [DTR C2-47, Art 2.4.5 ; p 54]

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, ...etc.

$C_t(z)$ est défini comme suit :

$$\begin{cases} Ct(z) = 1 & \text{Pour } \emptyset < 0.05 \text{ (site plat).} \\ C_t(z) = 1 + s_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-a\left(\frac{z}{l}\right)} & \text{Pour } \emptyset \ge 0.05 \end{cases}$$

Avec :

$\emptyset$: La pente du versant au vent $\emptyset = \frac{H}{L_u}$

H (m) : La hauteur du versant.

L (m) : Une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur

$$L = \max(0.5\ L_u\ ;\ 2H)$$

x (m) : La distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle.

z (m) : La distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré.

Donc on a : **Ct (19.70m et 38m) = 1**

d. Intensité de turbulence Iv(z) : [DTR C2-47, Art 2.4.6 ; p 57]

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les équations suivantes :

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \qquad \text{Pour} \quad Z > Z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \qquad \text{Pour} \quad Z \leq Z_{min}$$

Où on désigne par :

C_t : Coefficient de topographie.

Z_0 (m) : est le paramètre de rugosité.

Z_{min} : la hauteur minimale.

Donc on a : **I_v (19.70m) = 0.113 \ I_v (38 m) = 0.105**

Alors : **C_e (19.70m) = 3.366 \ C_e (38m) = 3.764**

Tableau récapitulatif :

Tableau III-2 : Valeurs de pression dynamique de pointe q_p [N/m^2].

Tronçon	Ze (m)	Cr	Ct (Ze)	Iv (z)	Ce (Ze)	q_p(Ze) [daN/m^2]
De 0 à 19.70 m	19.70	1.371	1	0.113	3.366	**126.22**
De 19.70 à 38 m	38.00	1.473	1	0.105	3.764	**141.15**

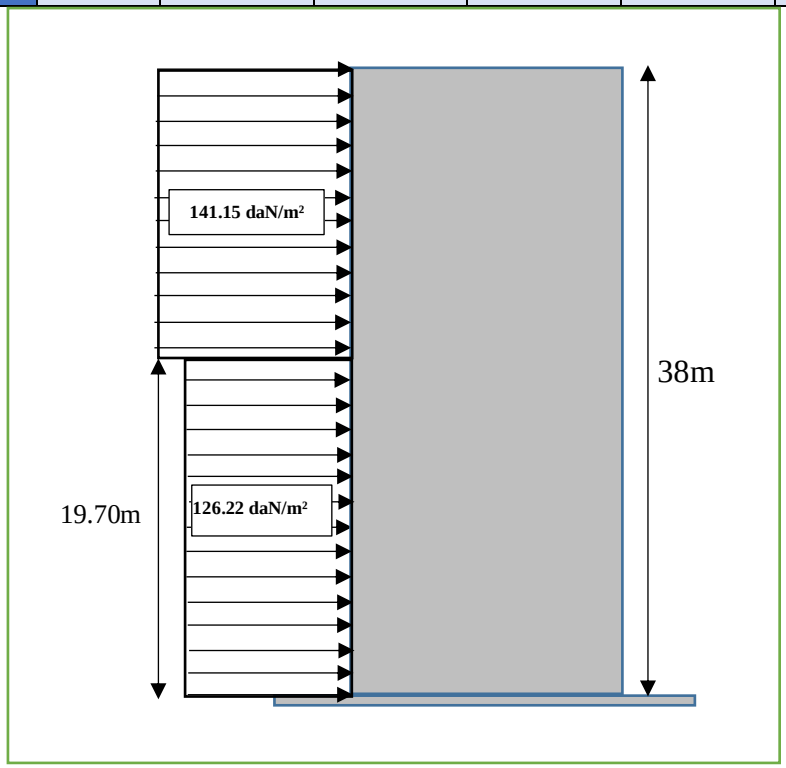


Figure III-3 : Répartition de la pression dynamique de pointe.

e. Coefficient dynamique C_d : [DTR C2-47, Art 3.1 ; p 62]

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature et comportant des murs, et dont la hauteur h est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, on considère que **C_d=1** (valeur simplifiée). [Art 3.2 ; p 62]

III.4.3.2. Détermination les coefficients de pression :

A. Vent parallèle à l'axe (OY) :

A.1. Coefficient de pression extérieure C_{pe} : [DTR C2-47, Art 5.1.1 ; p 80]

Les coefficients de pression extérieure du bâtiment à base rectangulaire dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 auxquelles correspondent les coefficients des pressions notés respectivement C_{pe1} et C_{pe10}.
D'où C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

$$\begin{cases} C_{pe} = C_{pe1} & \text{si : } S \leq 1\ m^2 \\ C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s) & \text{si : } 1\ m^2 < S < 10\ m^2 \\ C_{pe} = C_{pe10} & \text{si : } S \geq 10\ m^2 \end{cases}$$

Avec : S en (m^2) : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

A.1.1. Parois verticales :

Il convient de diviser les parois comme l'indique le (figure III-4), les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10} sont données par le tableau 3.

Géométrie : b = 24.50 m, d = 19.70 m et h = 38 m

$$\begin{cases} e = \min(b\ ;\ 2h) = \min(24.50\ ;\ 76.00) \quad \text{d'où :} \quad \mathbf{e = 24.50\ m} \\ d = 19.70\ m < e = 24.50\ m \quad (\text{cas } d < e) \end{cases}$$

Les zones de pression sont portées sur la figure III-4 :

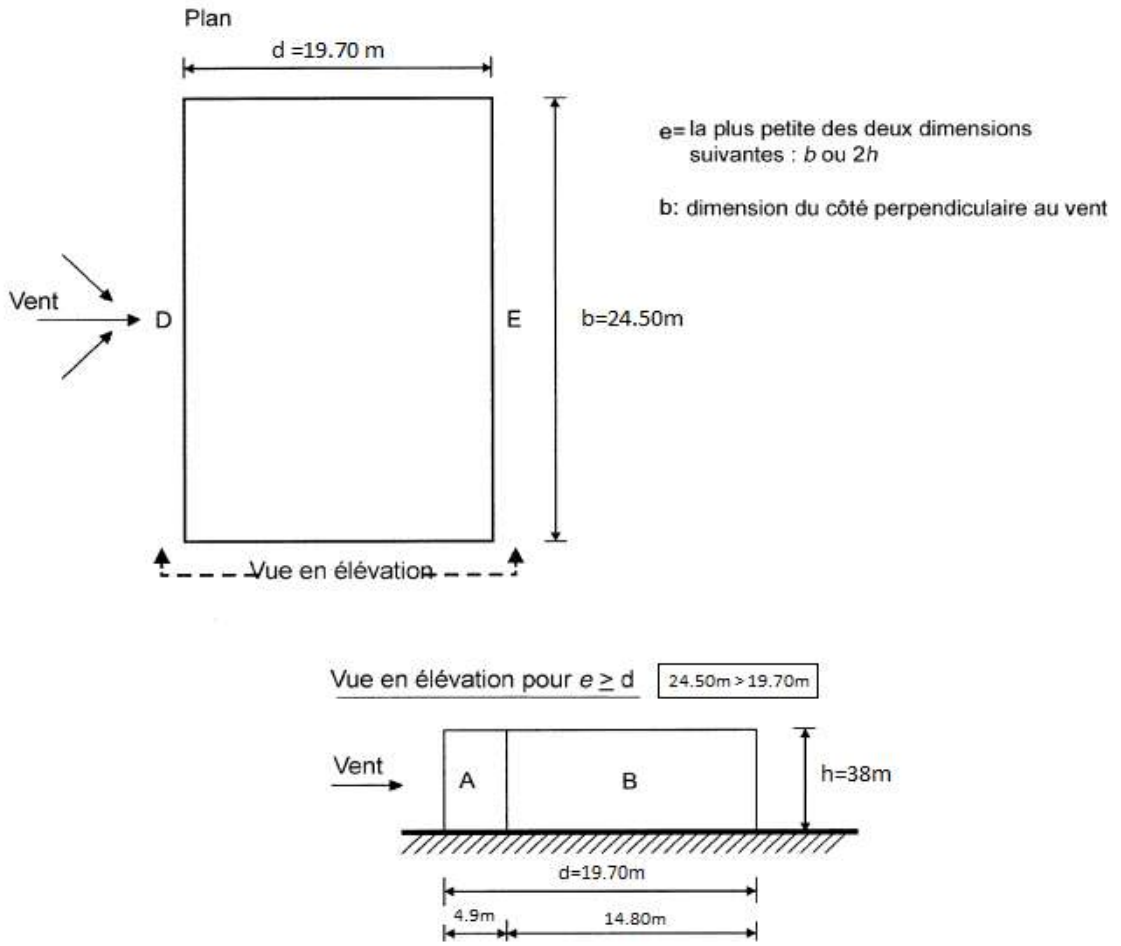


Figure III-4 : Légende relative aux murs verticaux *[Figure 7.5* EN 1991-1-4 :2005 ; p31]

On a dû tous les aires des différentes zones étant supérieures à 10 m^2 (cas S ≥ 10 m^2), on obtient les coefficients de pression C_{pe10} qui sont présentés par le tableau suivant :

Tableau III-3 : Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire.

Paroi	**latérale**		**au vent**	**sous le vent**
Zone	A	B	D	E
Aire (m^2)	186.20	562.40	931.00	931.00
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

A.1.2. Toiture plate : [DTR C2-47, Art 5.1.3 ; p 81]

La toiture du bâtiment est celle dont l'angle de la pente est inférieur à 5°, il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure suivante :

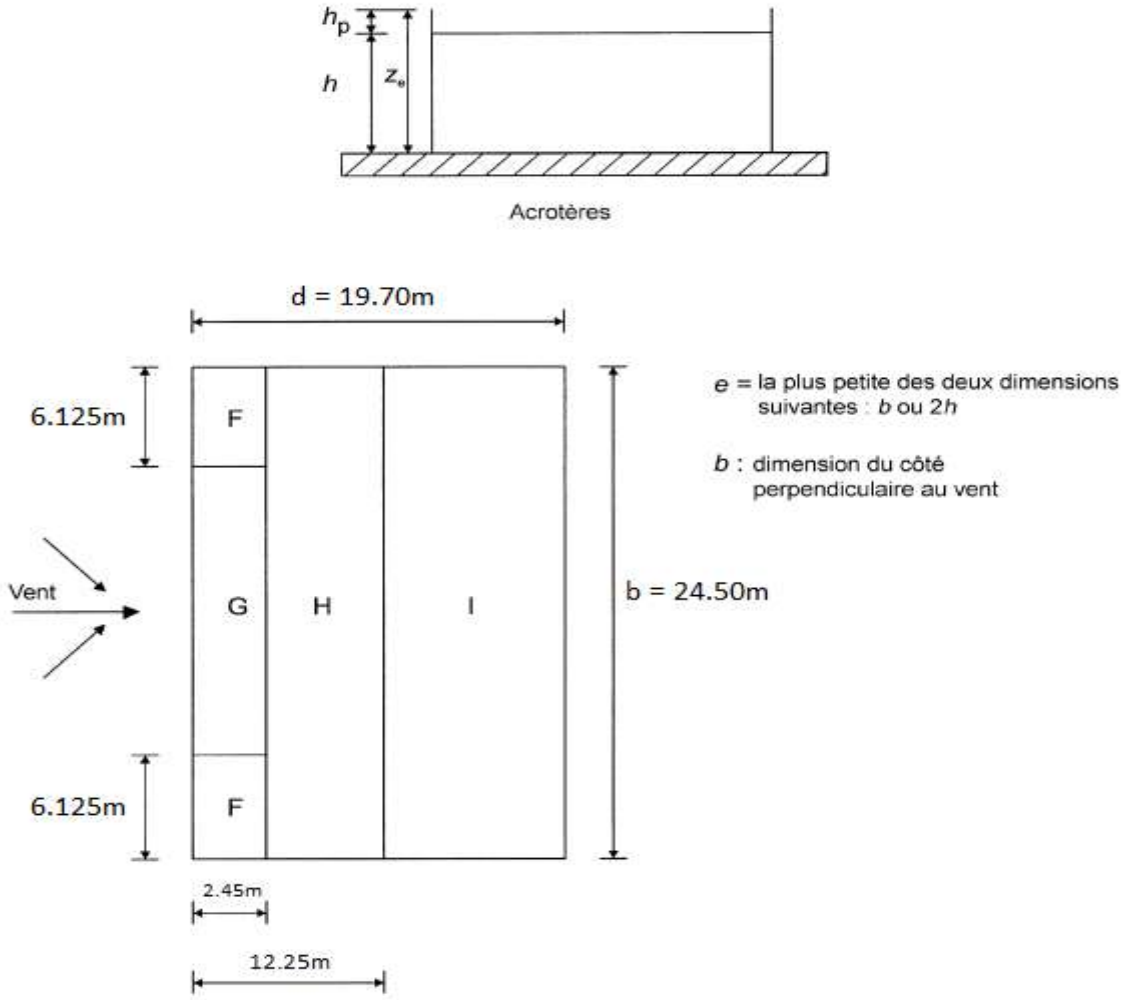


Figure III-5 : Légende applicable aux toitures terrasses [Figure 7.6 EN 1991-1-4 :2005 ; p32]

Les surfaces chargées de la toiture du bâtiment sont supérieures à 10 m^2, dans ce cas on prend : $C_{pe} = C_{pe10}$

Pour la toiture avec acrotère, une interpolation linéaire peut être faite pour les valeurs intermédiaires de h_p/h. [DTR C2-47, note pour tableau 5.2 ; p 82]

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{37.40} = \mathbf{0.016}$$

Tableau III-4 : Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures terrasses

Zone	F	G	H	I
Aire (m^2)	15.01	30.01	240.10	182.53
C_{pe}	-1.67	-1.17	-0.7	±0.2

A.2. Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

Dans le cas des bâtiments sans ou avec face dominante. [DTR C2-47, Art 5.2.1.4 ; p 96]

Une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans la dite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'air dans les autres faces du bâtiment.

Tableau III-5 : Les pourcentages des aires d'ouvertures par rapport à l'aire de ces faces.

La face	Aire de face (m^2)	Aire des ouvertures (m^2)	Le pourcentage (%)
OY 0^0	748.60	170.28	**22.75**
OY 180^0	748.60	170.28	**22.75**
OX -90^0	931.00	174.35	**18.73**
OX + 90^0	931.00	174.35	**18.73**
Toiture 0^0	482.65	1	0.21

Seul l'OX + 90^0 présente 21.27 % d'ouverture, l'air de son ouverture est inférieur à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces ; Il ne s'agit donc pas de cas avec face dominante dans le bâtiment.

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir du graphe (voir figure 13) avec (h) la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donnée par : [DTR C2-47, Art 5.2.2 ; p 96]

$$\mu_p = \frac{\sum des\ ouvertures\ où\ Cpe\ \leq 0}{des\ surfaces\ de\ toutes\ les\ ouvertures}$$

Les ouvertures où C_{pe} est négatif ou nul sont situé au niveau des zones A, B,
En considérant que les fenêtres serrant fermées et les portes serrant ouvertes.

- la surface de toutes les ouvertures : **690.26** m^2
- la surface des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$: **515.91** m^2

$$\begin{cases} \mu_p = \frac{515.91}{690.26} & \text{D'où :} \quad \boldsymbol{\mu_p = 0.75} \\ \frac{h}{d} = \frac{38}{19.70} = 1.93 > 1 & \text{donc :} \quad Cpi = -0.26 \end{cases}$$

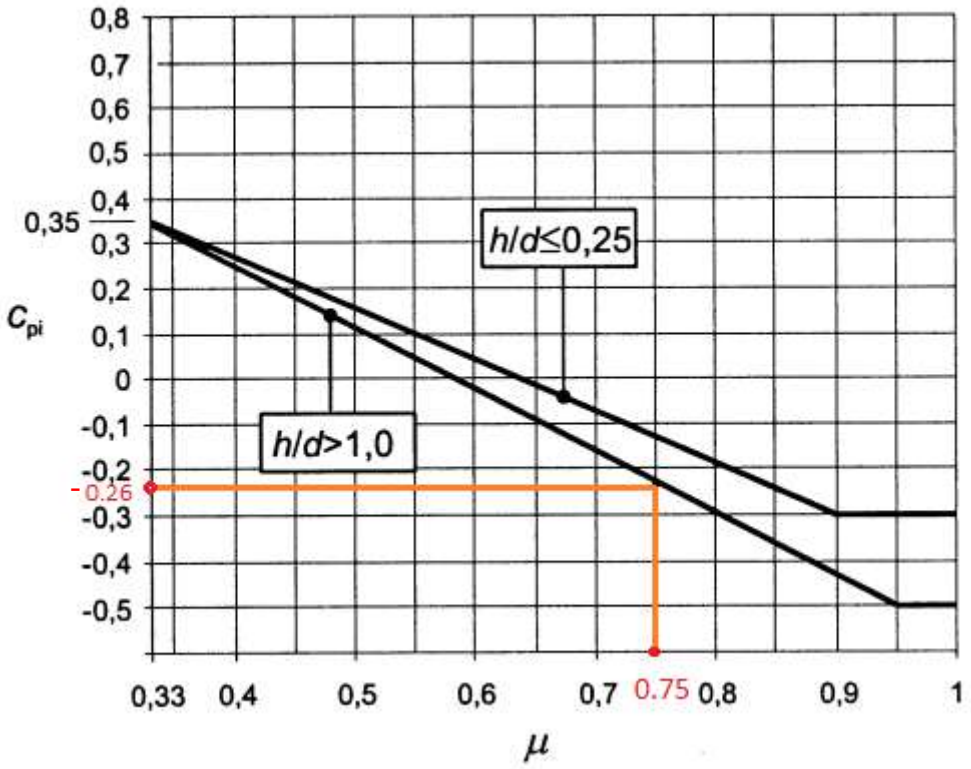


Figure III-6 : Coefficients de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante [Figure 7.13 EN 1991-1-4 :2005 ; p43]

A.3. Détermination de la pression aérodynamique : [DTR C2-47, Art 2.5.2 ; p 57]

La pression aérodynamique W(z) due au vent qui s'exerce sur une construction (Cas d'une face de la paroi est intérieure à la construction, l'autre extérieure), est obtenu à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_p\,(Ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \qquad (N/m^2)$$

A.4. Détermination les actions d'ensemble : [DTR C2-47, Art 2.6 ; p 58]

A.4.1. Calcul des forces à l'aide des pressions de surfaces :

La force exercée par le vent F_w agissante sur une construction est déterminée par sommation vectorielle des forces F_{we} et F_{wi} et F_{fr} respectivement données par :

- Forces extérieures : $F_{w,e} = C_d \times \sum w_e \times A_{réf}$
- Forces intérieures : $F_{w,i} = \sum w_i \times A_{ref}$
- Forces de frottement : $F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{réf}$

Où : We et Wi : Sont respectivement les pressions extérieurs et intérieures exercées sur la surface élémentaire à la hauteur Ze.

$A_{réf}$: L'aire de référence de la surface élémentaire.

C_{fr} : Le coefficient de frottement.

A_{fr} : L'aire de la surface extérieure parallèle au vent.

Z_e ; Z_i : Respectivement les hauteurs de référence des pressions extérieures et intérieures.

$$W(Z_i) = q_p (Z_i) \times C_{pi}$$

$$W(Z_e) = q_p (Z_e) \times C_{pe}$$

A.4.2. Effet de frottement : [DTR C2-47, Art 2.6.3, p 59]

Les effets de frottement du vent sur la surface sont négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

Les résultats sont donnés au tableau suivant :

Tableau III-6 : Les pressions aérodynamiques et les forces extérieures sur les parois

(Sens // OY)

Parois	Z(m)	q_p (daN/m²)	Zone	Aire $A_{réf}$ (m²)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	W (z_e) (daN/m²)	Force totale (KN)
Au vent	0 à 19.70	**126.22**	D	931.00	1	+0.8	-0.26	**133.79**	**1245.59**
	19.70 à 38	**141.15**						**149.62**	**1392.96**
Parallèle au vent	38.00	**141.15**	A	186.20	1	-1.0	-0.26	**-104.45**	**-194.49**
			B	562.40		-0.8	-0.26	**-76.22**	**-428.67**
Sous le vent	38.00	**141.15**	E	931.00	1	-0.3	-0.26	**-5.656**	**-52.56**
Toiture	38.00	**141.15**	F	15.01	1	-1.67	-0.26	**-199.02**	**-29.87**
			G	30.01	1	-1.17	-0.26	**-128.45**	**-38.55**
			H	240.10	1	-0.7	-0.26	**-62.11**	**-149.12**
			I	182.53	1	+0.2	-0.26	**+64.93**	**+118.51**
						-0.2		**+8.47**	**+15.46**

B. Vent parallèle à l'axe (OX) :

De la même manière, on peut déterminer les actions du vent dans les autres directions.

B.1. Coefficient de pression extérieure C_{pe} : [DTR C2-47, Art 5.1.1 ; p 80]

B.1. 1. Parois verticales :

Pour cette direction du vent : b = 19.70 m, d = 24.50 m et h = 38.00 m

e = min (19.70 ; 76) d'où **e = 19.70 m**

d = 24.50 m > e = 19.70 m (cas d ≥ e) [DTR C2-47, figue 5.1 chapitre 5]

Les zones de pression sont portées sur la figure 14 :

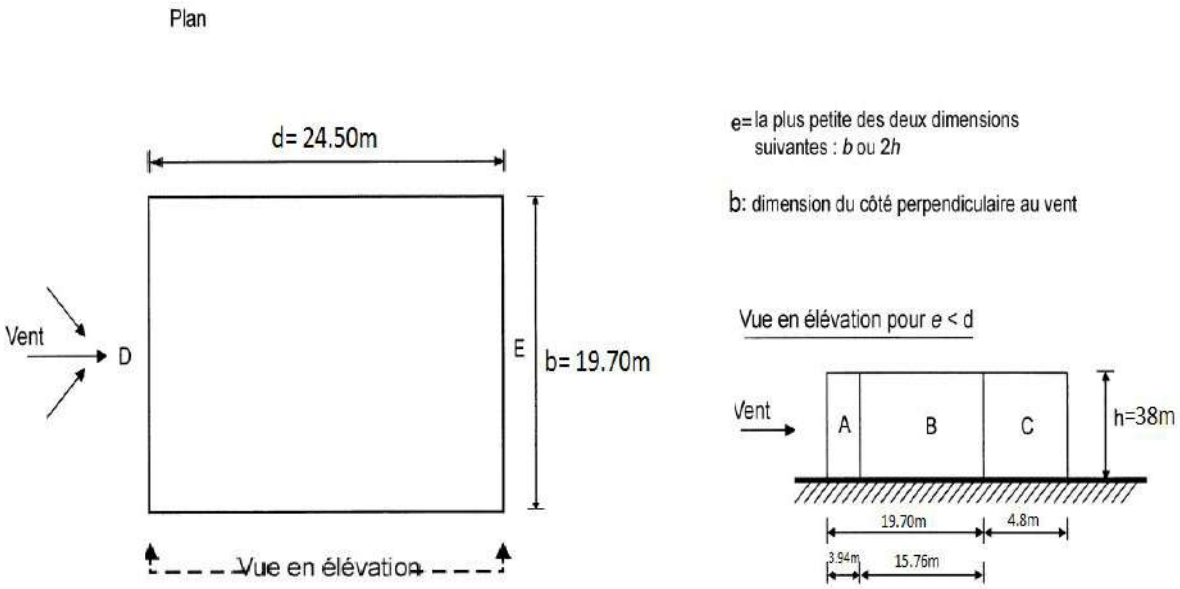


Figure III-7 : Légende relative aux murs verticaux [Figure 7.5 EN 1991-1-4 :2005 ; p31]

Dans ce cas S ≥ 10 m², on prend $C_{pe} = C_{pe10}$

Les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portés sur le tableau suivant :

Tableau III-7 : Valeurs recommandées des coefficients de pression extérieure pour les murs verticaux des bâtiments à plan rectangulaire.

Paroi	latérale			au vent	sous le vent
Zone	A	B	C	D	E
Aire (m²)	149.72	598.88	182.40	748.60	748.60
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

B.1.2. La toiture :

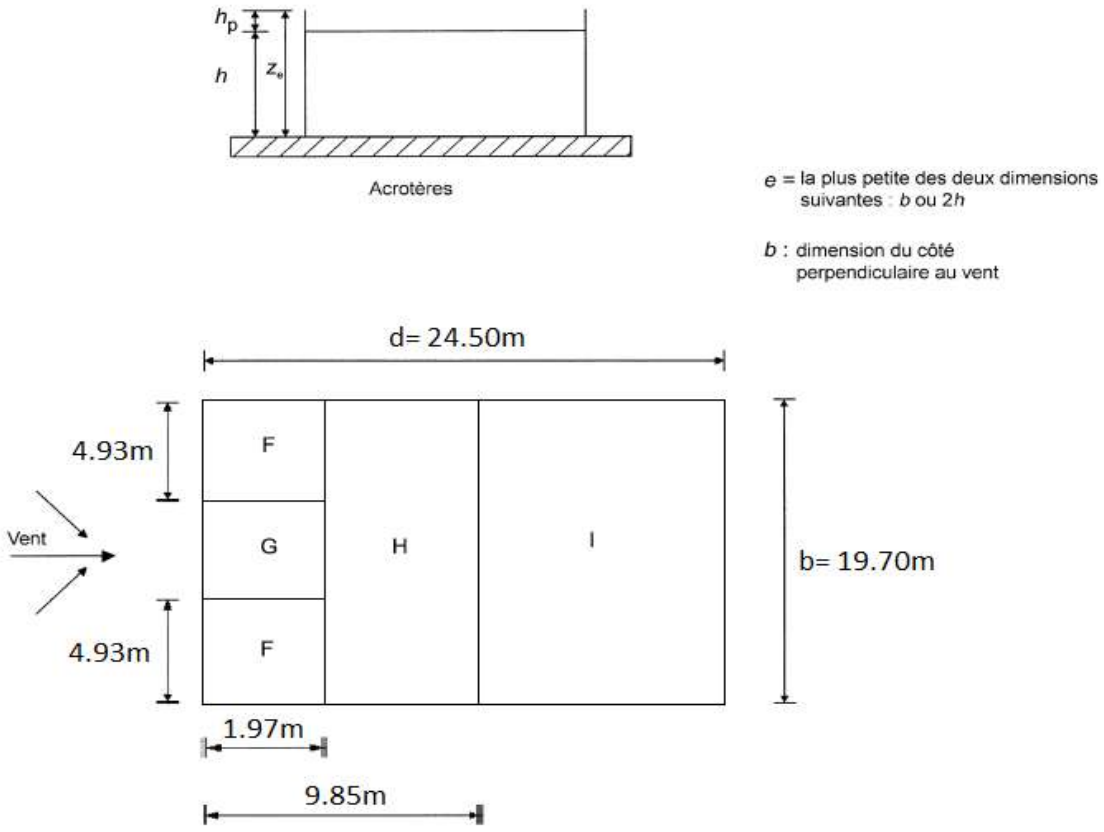


Figure III-8 : Légende applicable aux toitures terrasses [Figure 7.6 EN 1991-1-4 :2005 ; p32]

Ce tableau est résume les valeurs Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures terrasses.

Tableau 8 : Coefficients de pression extérieure applicables aux toitures terrasses

Zones	F	G	H	I
Aire (m^2)	9.71	19.39	155.24	288.61
C_{pe}	-1.67	-1.17	-0.7	±0.2

B.2. Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

B.2.1. Perméabilité de l'ouvrage :

$$\mu_p = \frac{\sum des\ ouvertures\ où\ Cpe\ \leq 0}{des\ surfaces\ de\ toutes\ les\ ouvertures}$$

- Surface de toutes les ouvertures : **690.26 m^2**
- Surfaces des ouvertures où $C_{pe} \leq 0$: **519.98 m^2**

$$\begin{cases} \mu_p = 0.75 \\ \frac{h}{d} = \frac{38}{24.50} = 1.55 > 1 \end{cases} \qquad \text{Donc : } C_{pi} = -0.26$$

Le tableau suivent est présente tous les résultats dans la deuxième direction.

Tableau III-9 : Les pressions aérodynamiques et les forces extérieures sur les parois

(Sens // OX)

Parois	Z(m)	q_p (daN/m²)	Zone	Aire $A_{réf}$ (m²)	C_d	C_{pe}	C_{pi}	W (z_e) (daN/m²)	Force totale (KN)
Au vent	0 à 19.70	**126.22**	D	748.60	1	+0.8	-0.26	**133.79**	**1001.55**
	19.70 à 38	**141.15**						**149.62**	**1115.56**
Parallèle au vent	38.00	**141.15**	A	149.72	1	-1.0	-0.26	**-104.45**	**-156.38**
			B	598.88	1	-0.8	-0.26	**-76.22**	**-456.47**
			C	182.40	1	-0.5	-0.26	**-33.88**	**-61.79**
Sous le vent	38.00	**141.15**	E	748.60	1	-0.3	-0.26	**-5.656**	**-42.27**
Toiture	38.00	**141.15**	F	9.71	1	-1.67	-0.26	**-199.02**	**-19.33**
			G	19.39	1	-1.17	-0.26	**-128.45**	**-24.91**
			H	155.24	1	-0.7	-0.26	**-62.11**	**-96.41**
			I	288.61	1	+0.2	-0.26	**+64.93**	**+187.39**
						-0.2		**+8.47**	**+24.44**

Remarque :

L'image ci-dessous montre beaucoup de ces calculs et les valeurs qui sont sur les deux tableaux (6 et 9). Parce que le calcul était manuel, nous avons dû diviser chaque interface en sections afin de simuler ce qui se passe réellement et il existe une autre façon de le calculer en utilisant les programmes de simulation disponibles sur le net qui donnent Plus précisément, l'effet du vent sur l'installation.

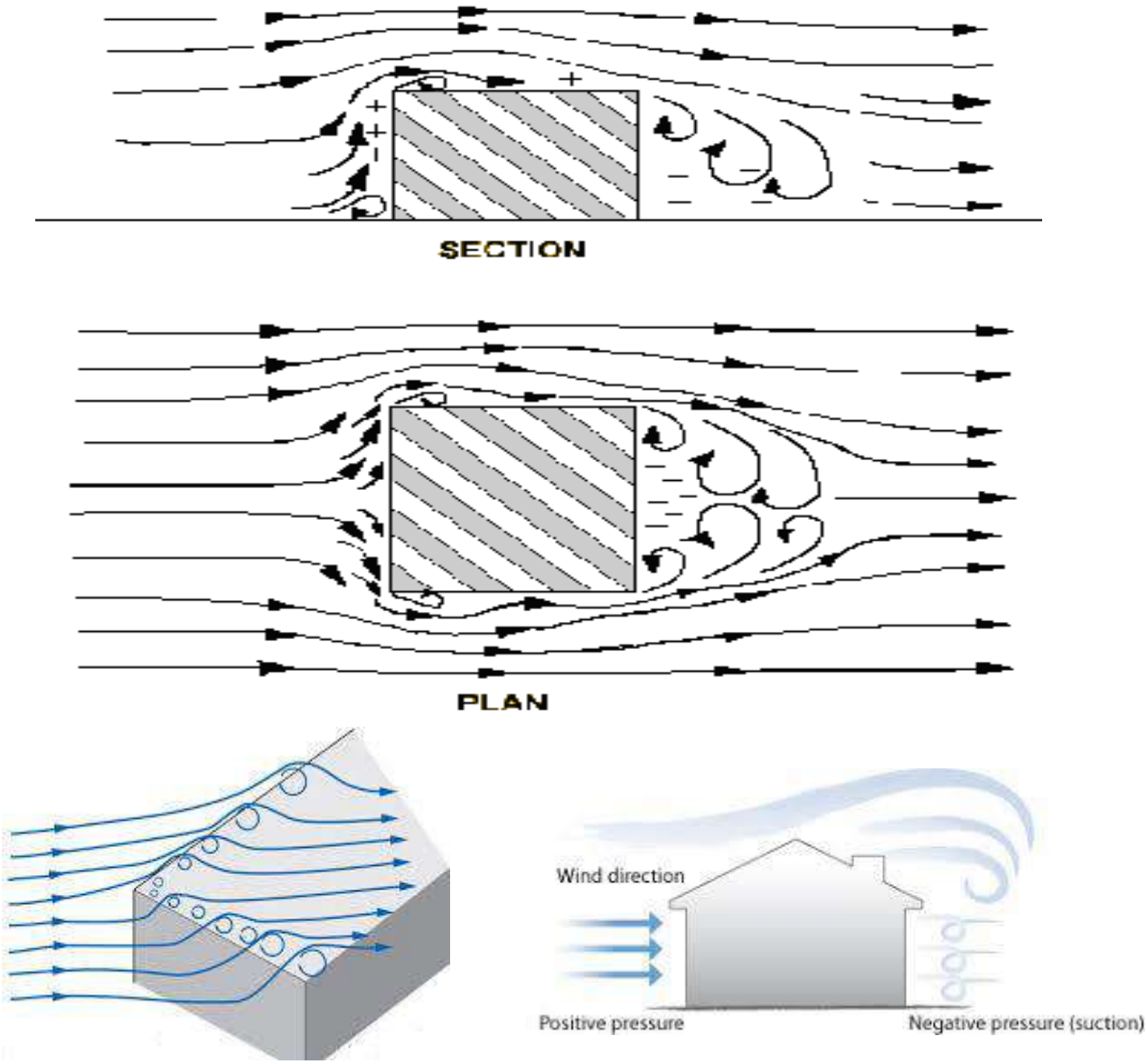


Figure III-9 : Effet du vent sur les bâtiments.

III.5. Conclusion :

Après avoir calculé les effets qui ont affecté le bâtiment de la neige et du vent, dans les chapitres suivants nous calculerons l'impact du tremblement de terre sur ce bâtiment, et par cela nous avons connu tous les cas dans lesquels le bâtiment est en danger et à travers lui nous pouvons travailler sur sa stabilité et sa résistance ainsi que sur l'aspect économique.

CHAPITRE IV

Planchers collaborant et Pré dimensionnement des éléments principaux





IV.1. Planchers

IV.1.1. Fonctions et composition :

Le plancher est dit collaborant, constitué à profilés en poutres principales et de solives jouant le rôle de poutrelles. Elle ainsi que des revêtements inférieurs comme faux-plafond et supérieurs comme isolation, chape, sol. Elle a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux les poteaux.

Conduisent aux systèmes de contreventements où au noyau central les forces dues au vent et aux séismes et agissent ainsi comme contreventement horizontal de la structure (appelé diaphragme). [1]

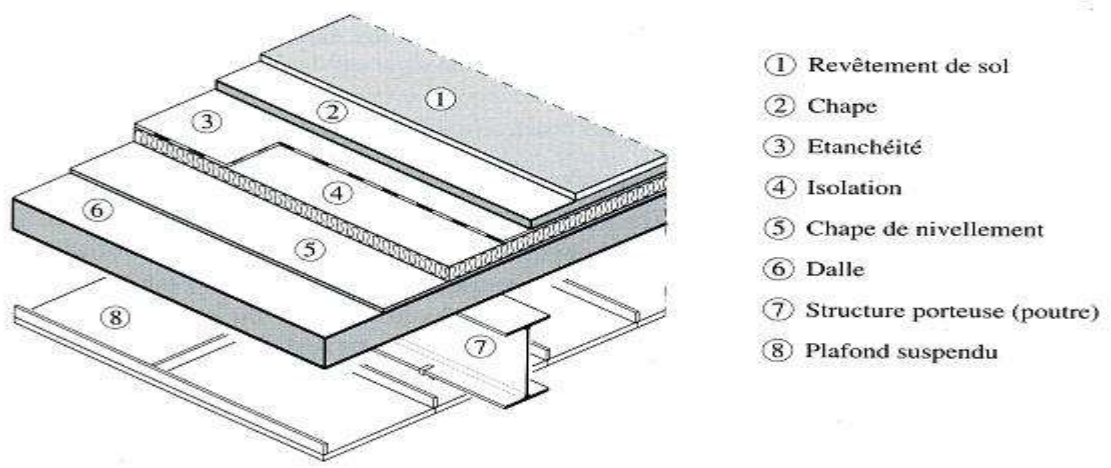


Figure IV-1 : Exemple de composition d'un plancher [*Livre Construction Métallique Vol 11 p130 (fig. 4.20)*]

Dans ce type de dalle, la tôle nervurée a plusieurs fonctions. Elle sert notamment :

- de plate-forme de travail pendant la construction de l'ouvrage,

- de coffrage lors du bétonnage de la dalle,

IV.1.2. Type de dalle à choisir :

Il y a un seul type de dalles en charpente métallique c'est le Plancher collaborant

IV.1.3. Plancher collaborant :

La dalle mixte est composée d'une tôle ondulée en acier sur laquelle on coule de béton comportant un léger treillis d'armature. [1]

Lorsque la dalle est liée à la solive par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton. Dans un tel système, la dalle en béton remplit, en travée, la fonction de membrure supérieure comprimée alors que la poutre métallique située dans la partie inférieure est essentiellement tendue.

Pour obtenir l'effet mixte souhaité, c'est-à-dire une les connecteurs participent parfaitement à la collaboration parfaite entre l'acier et le béton. Il faut que les connecteurs assurent la liaison entre la tôle et le béton.

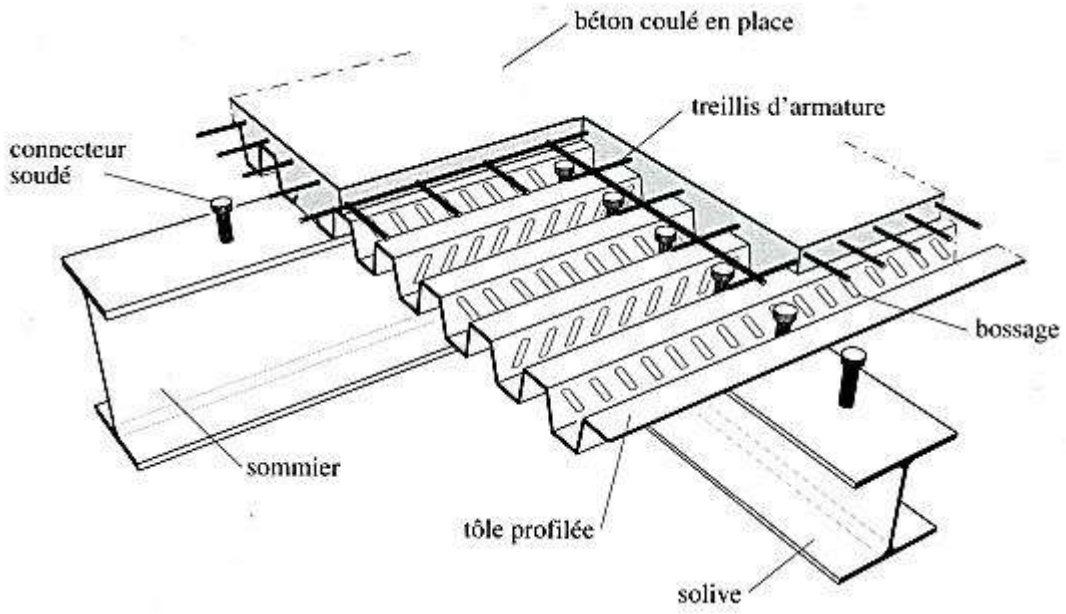


Figure IV-2 : plancher mixte avec un connecteur acier-Béton

[*Livre Construction Métallique Vol 11 p130 (fig. 4.31)*]

IV.1.4. Avantages du plancher collaborant :

Après avoir installé et fixé le plancher, celui-ci remplit les fonctions suivantes :

- Il sert de plateforme de travail pendant la construction tout en remplissant une fonction de protection et de sécurité contre la chute d'objets.

- Il contribue à la stabilisation du cadre lorsqu'il s'agit d'une structure métallique, évitant ainsi la pose de contreventements horizontaux.

- Il supporte les charges pendant la phase de bétonnage dans certains cas de figure de portée et d'épaisseur. Au-dessus d'un certain rapport d'élancement, il s'avère nécessaire d'étayer les solives avant de procéder au coulage du béton.

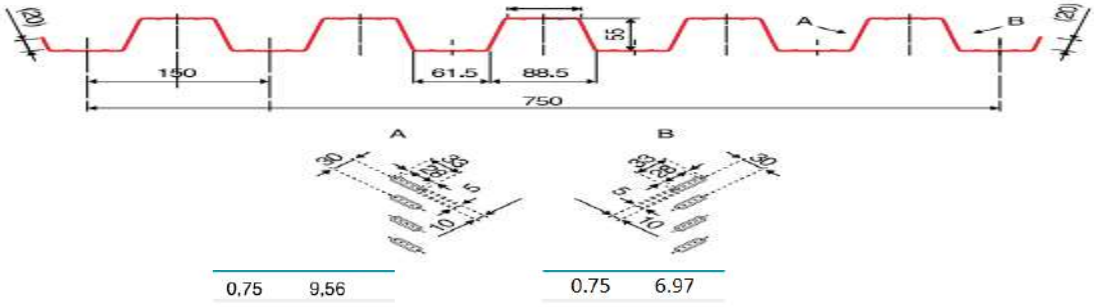
- Il permet la libre circulation des opérateurs au niveau de étage.

IV.1.5. Plancher collaborant dans le marché algérien :

Dans notre projet, nous utiliserons la dalle disponible sur le marché algérien, qui est « Hi-Bond 55 »

IV.1.5.1. Ses caractéristiques :

Selon la fiche technique du producteur *[SES FICHE HI-BOND 55]* on prend :



Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm²/m	Position fibre neutre v_1 en cm	v_2 en cm	Mt d'inertie i en cm⁴	Module de résistance i.v_1	i.v_2
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92

Figure IV-3: Caractéristiques géométriques des profils Profil HI-BOND 55.

IV.1.6. Pré dimensionnement (Solive, Sommier et Poteau) :

Le choix des éléments porteurs, basé sur les règles empiriques de pré dimensionnement de l'annexe 1, est le suivant : *[Livre Construction Métallique Vol 11 p219/p220]*

- Poutre principale (sommier) : profilé laminé : $h \cong \frac{l}{25} = \frac{5600}{25} = 224\ mm$ On adopte ⇒ **IPN300**
- Poutre secondaire : $h \cong \frac{l}{30} = \frac{4250}{30} = 142\ mm$ On adopte ⇒ **IPE180**
- Solive : profilé laminé : $h \cong \frac{l}{30} = \frac{4250}{30} = 142\ mm$ On adopte ⇒ **IPE160**
- Poteau : profilé laminé de série H : $\lambda_k \leq 50 \Rightarrow i \geq \frac{l_k}{\lambda_k} \cong \frac{l}{50} = \frac{3400}{50} = 68\ mm$ On adopte ⇒ **HEB300**

IV.1.7. Comment nous avons choisi (HEA260, IPE180, IPE160et HEB300) ?

Nous avons d'abord choisi les poteaux avec HEB300, Parce qu'il fonctionne très efficacement des deux côtés et en travaillant sur les propriétés des profilés, nous avons conclu ce qui suit :

Tableau IV-1 : Un tableau conclu des propriétés des profilés.

	I_x	I_y	$R= I_x/ I_y$
HEB300	25165.7	8562.1	2.939
HEA300	18263.5	6310.5	2.894
IPE300	8356.1	603.62	13.84

Donc pour obtenir le type de bons fonctionnements des deux côtés (Résistance et économie) est le rapport le plus proche à 1, alors HEA300 est meilleurs fonctionnements a HEB300 et en suit IPE300.

Presque HEA300 et HEB300 Est égal donc nous choisit le plus inertie pour les poteaux en suit choisi le type IPN ou IPE pour le sommaire ou les poutres principale, et enfin nous croisons le type IPE puisque ce type est bons fonctionné a un seul côté (En termes d'inertie et qui résiste à la flexion) par rapport à l'outre (Le tableau ci-dessus montre que).

IV.1.8. Dimensionnement du plancher collaborant :

Donnée :

A ce stade, nous vérifierons les dimensions de la dalle en termes d'épaisseur et de tôles profilées et enfin ajuster les dimensions finales de la dalle.

System statique :

La tôle repose sur les solives à espacement de 1.4 m, la langueur d'une tôle est de 4.2 m, c'est le cas le plus défavorable dans notre projet présentes par la figure suivent :

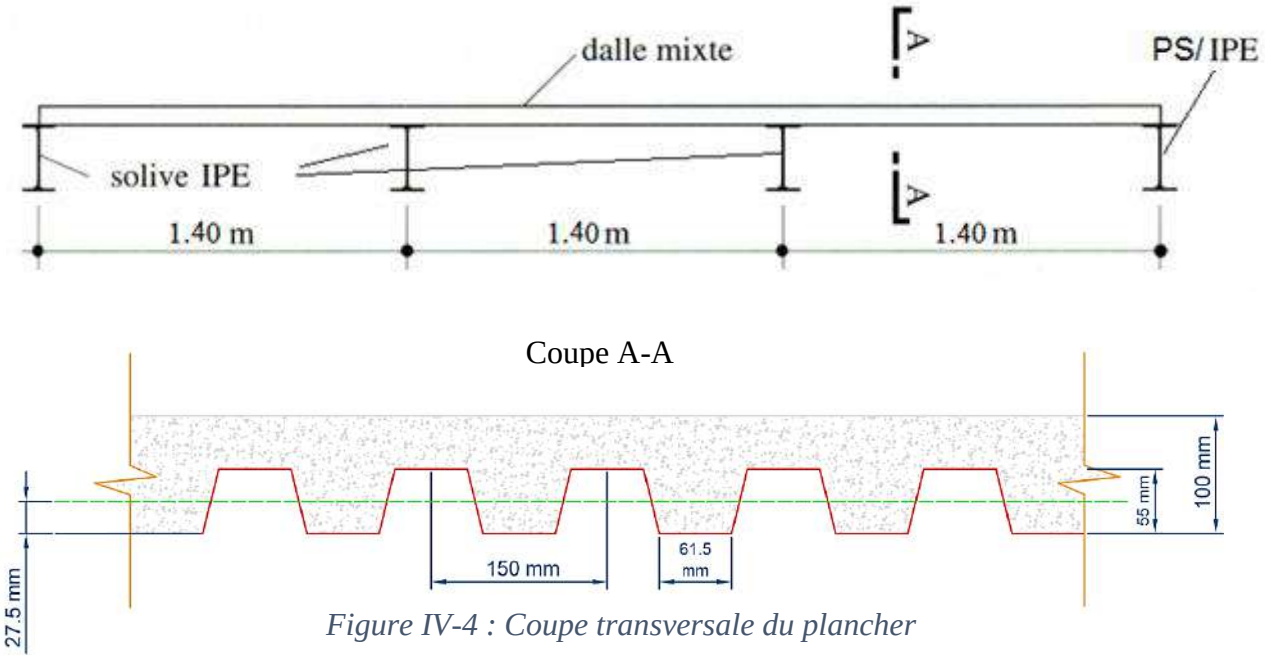


Figure IV-4 : Coupe transversale du plancher

On prend la hauteur minimal (h=100mm) pour vérifie les dimensionnements de notre dalle mixte.

On a :

Tableau IV-2 : caractéristique du bac d'acier.

Poids du coffrage	$9.56\ daN/m^2$
Épaisseur	t= 0,75 mm
Epaisseur de calcul (épaisseur nominale – épaisseur zinc)	t=0,75–0,04=0,71mm
Aire nominale de la section (« nette », sans le zinc)	A_p = 1118 mm²/m
Inertie	$I_p = 57.54\ cm^4$
Position de l'axe neutre	$e_n = 2.75\ cm$
Hauteur hors tout du profil	$h_p = 5.5\ cm$
Limite d'élasticité de l'acier	$f_{py} = 230\ N/mm^2$
Réduction de l'épaisseur du béton due à la présence des nervures	$\Delta h_n = 0.0275\ m$
Coefficients de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal à l'ELU	m = 113,2 N/m² k = -0.041 N/m²
Coefficients de calcul de la résistance au cisaillement longitudinal à l'ELS	m_g= 62.2 N/mm² k_g= 0,128N/mm²
Coefficient de sécurité pour la tôle	γ_{ap} = 1.0
Coefficient de sécurité pour la connexion longitudinale béton/acier	γ_{Vs} = 1,25
Résistance de flexion de la tôle (+)	400 MPa
Résistance de flexion de la tôle (-)	-372 MPa
Résistance tranchant de la tôle *R*	2464 daN

IV.1.9. Phase de construction (vérification de la tôle profilée) :

Dans ce travail, on doit effectuer les vérifications de coffrage en phase de chantier (coulage de béton).

a. Les actions :

Ces charges sont détaillées dans la norme NF EN 1991-1-6, qui précise les composantes suivantes des actions dues aux charges de construction lors du coulage du béton :

- Q_{cc}= 9.56 kg/m² : poids propre du coffrage.
- Q_{ca}= 75 kg/m² : personnel d'exécution utilisant des équipements légers de chantier.
- Q_{cf}= 2600 kg/m^3 : poids du béton frais.
- Q_{cf1} : correspondant à la somme des charges Q_{ca}+Q_{cf} (accumulation locale du béton frais), à l'intérieur de l'aire de travail 3 m x 3 m (ou la portée de la travée si elle est inférieure) égale à 10% du poids propre du béton mais au moins 75 kg/m ² et au plus 150 kg/m².

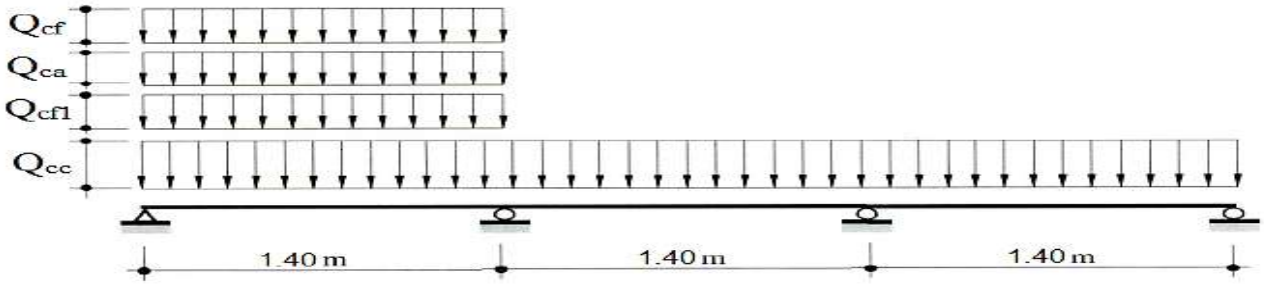
b. Dispositions des charges et schéma statique correspondant :

La clause 7.3.2.1, Note (2), de la norme NF EN 1994-1-1 précise que les charges doivent être positionnées de manière à provoquer les effets maximums, mais à titre de simplification et suivant NF EN 1994-1-1 (2) A, on adopte à l'ELU les cas des charges suivantes :

1. Aire de travail située en travée

Pour obtenir les efforts maximaux à mi- travée et sur l'appui intermédiaire, on envisage deux possibilités :

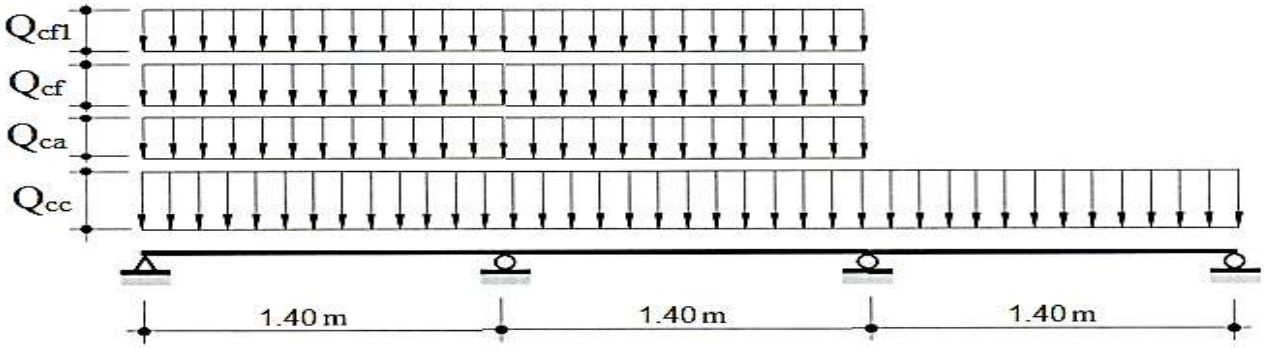
- Aire réelle (charges Q_{ca} et Q_{cf}) et aire de travail (charge Q_{cf1}) sont situées en travée de rive :



Cas1

2. Aire de travail située sur un appui intermédiaire, aire réelle étendue sur deux travées adjacentes :

Pour obtenir l'effet maximum sur appui intermédiaire, on envisage la disposition suivante des charges :



Cas 2

IV.1.9.2. Evaluation des charges par un mètre linéaire de dalle :

a. Charges permanentes :

Tableau *IV-3* : Charges permanentes par un mètre linéaire

N°	Composants	Poids (kg/m)
1	la tôle (Hi-Bond 55) (Q_{cc})	9.56
2	béton frais (Q_{cf})	188.5

Remarque :

Pour estimer la valeur de A_b, on peut également utiliser une méthode approchée consistant à considérer une épaisseur moyenne de béton égale à :

45+ (0,5×55) = 72.5 mm, ce qui donne A_b= 0,0725×1 = 0,0725 m²

b. Charges d'exploitation :

Tableau IV-4 : Charges d'exploitation.

N°	Composants	Poids (kg/m)
1	charge de montage dans l'aire réelle, à l'extérieur de l'aire de travail (Q_{ca})	75
2	charge de montage dans l'aire réelle (Q_{cf1})	75

Remarque :

Charge de montage à l'intérieur de l'aire de travail :

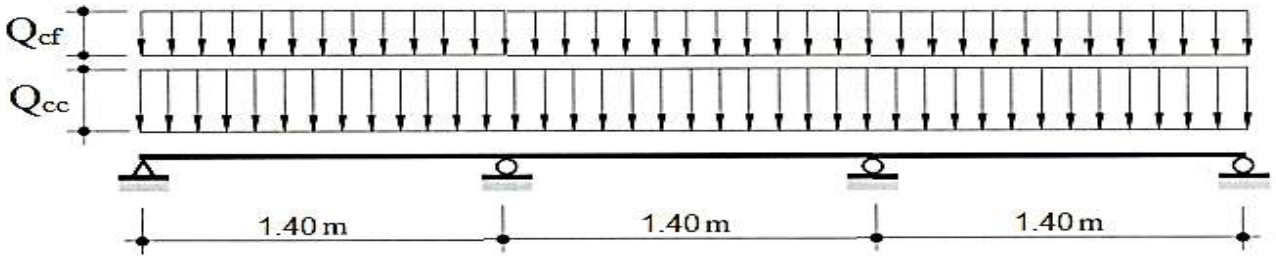
Q_{cf1}= 0.1×1.885= 18.85 kg/m $< 75\ kg/m$ d'où Q_{cf1}=75 kg/m

IV.1.9.3. Vérification à l'état limite de service (ELS) :

1. Effet de marre : [EN 1994-1-1, Art 9.3.2(2)]

Lorsque la flèche centrale δ des plaques sous leur poids propre ajouté à celui du béton frais, calculée à l'état de service, est supérieure à un dixième de la hauteur hors-tout de la dalle.

Donc, il est nécessaire de déterminer la flèche prise par la tôle en phase de construction sous son poids propre et sous le poids du béton frais, pour vérifier si l'effet de marre doit être pris en compte ou non :



$$\delta_s = k_f \times \frac{5}{384} \times \frac{g \times l^4}{E_a \times I} \; ; \qquad g = g_b + g_p$$

Où : k_f : coefficient en fonction du nombre de travées entre appuis et étais éventuels.

Poids propre de la tôle pour un mètre de dalle :

$$g_p = A_p . \rho_a = 1118 . 10^{-6} . 78.5 = 0.088 KN/m$$

Poids propre du béton frais pour un mètre de dalle :

$$g_b = A_b.\rho_b = 0.0725\,.10^{-6}.25 = 1.81\,KN/m$$

g=0.088+1.81=1.90 KN/m = **190 kg/m**

$$\delta_s = 0.5225 \times \frac{5}{384} \times \frac{1.9\times1400^4}{210000\times575400} = 0.41mm$$

Tableau IV-5 : résultats calculés.

		Vérification		
g (kg/m)	**k_f**	**δ_s (cm)**	**h/10 (cm)**	Pas d'effet de mare
190	0.5225	0.041	1	

Donc, l'effet de marre ne doit pas être pris en compte dans le calcul.

2. Vérification de flèche : [EN 1994-1-1 ; Art 9.6(2)]

La flèche,δ_s, qui résulte du poids du béton frais et du poids propre de la tôle ne devrait pas excéder $\delta_{s,max} = \frac{L}{180}$, et 20 mm

La flèche n'est pas incluant l'effet de marre

$\delta_s = 0.041cm < \delta_{s,max} = 0.78cm$ ……condition vérifiée

IV.1.9.4. Vérification à l'état limite ultime (ELU) :

1. Vérifications sur appui intermédiaire :

Conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.1 du CPT 3730-V2, on doit vérifier les critères suivants :

$$M_{E,d}\,(ELU) \leq M_{max}$$

$$R_{E,\,d}\,(ELU) \leq R_{max}$$

2. Vérification du moment positif en travée :

Conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.2 du CPT 3730-V2, on doit vérifier que :

$$M_{E,\,d}\,(ELU) \leq M_{t,\,Rd}$$

Cette vérification doit être réalisée conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.2 du CPT 3730-V2 à partir des valeurs de calcul $M_{t,\,Rd}$ suivantes.

Le calcul a été réalisé à l'aide du programme SAP2000. Les résultats succincts de calcul sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV-6 : Charge à la terrasse due aux plancher à plancher collaborant.

Cas	M_t (kg.m)	M_B(kg.m)	R_B(kg)
1	**88.72**	-55.51	437.39
2	73.87	**-100.09**	**804.87**

Tableau IV-7 *: Charge à la terrasse due aux plancher à plancher collaborant.*

	Efforts sollicitants	*Efforts resistants*	Vérification
M_t (kg.m)	88.72	400	Oui
M_B(kg.m)	-100.09	-372	Oui
R_B(kg)	804.87	2464	Oui

IV.1.10. Phase mixte :

IV.1.10.1. Evaluation des charges :

1. **Charge permanentes :**

Tableau IV-8 : Charge à la terrasse due aux plancher à plancher collaborant.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m^3)	Poids surfaciques (KN/m^2)
1	Gravillon roulé de protection	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher collaborant (coffrage+ Poids du béton de la dalle)	0.10	/	1.91
9	plafond suspendu	/	/	1
	G (charges permanentes) ($q_{k,G}$)	**6.36 KN/m^2**		

Nous chosions la charge de plancher terrasse par ce que plus grande valeur par rapport le plancher courant.

Aire efficace de la section du coffrage :

Conformément à la clause 9.7.2(3) de la norme NF EN 1994-1-1, pour déterminer les caractéristiques de l'aire efficace, on doit prendre en compte l'influence des bossages et indentation sur la tôle.

Pour la section efficace en traction on enlèvera seulement la largeur du bossage au sommet des nervures.

Détermination des caractéristiques efficaces de la tôle :

Pour calculer les caractéristiques efficaces, le profil de tôle est substitue le profil équivalent (Figure 20).

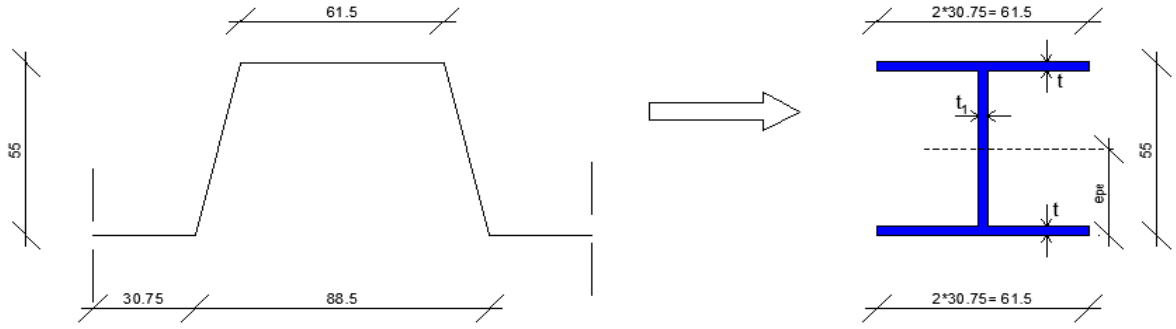


Figure IV-5 : Système statique pour le calcul à l'état limite ultime.

Tableau IV-9 : les caractéristiques efficaces le profil de tôle.

sin φ	Epaisseur des semelles : t (mm)	Epaisseur de l'âme t_1 (mm)	Largeur de nervure b_s (mm)	Aire efficace (mm^2/nervure)	Position de l'axe neutre e (mm)	Aire efficace A_{pe} (mm^2/ml)
0.971	0.71	1.4634	150	167.817	27.5	1118.78

IV.1.10.2. État limite ultime (ELU)

L'analyse du système « poutre » se fait suivant la clause 9.4.2(5) de la norme NF EN 1994-1-1, c'est-à-dire comme succession de travées simples :

$$q_{k,d} = 1.35q_{k,G} + 1.5q_{k,Q} = 1.35 \times 636 + 1.50 \times 100 = 1008.6\ kg/m^2$$

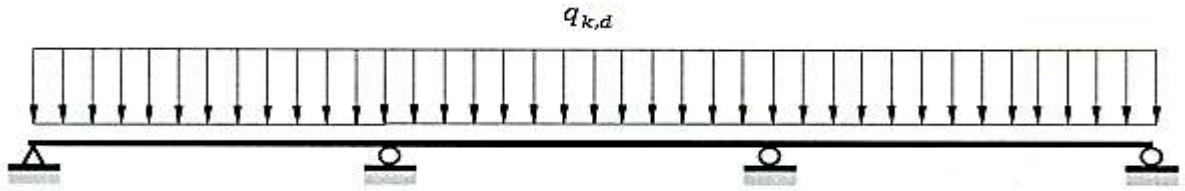


Figure IV-6 : Système statique pour le calcul à l'état limite ultime.

1. Vérification à la flexion :

Condition à satisfaire : $M_{ed} < M_{rd}$

- Moment sollicitant en travée :

$$M_{ed} = \frac{q_{k,d} \times l^2}{8} = \frac{1008.6 \times 1.4^2}{8} = 247.11\ kg.m$$

- **Moment résistant de la section mixte :**

La position de l'axe neutre de la section mixte (Figures 20) n'étant pas à priori connue, on commence par l'hypothèse où celui-ci est situé au-dessus du coffrage (Figure 21) :

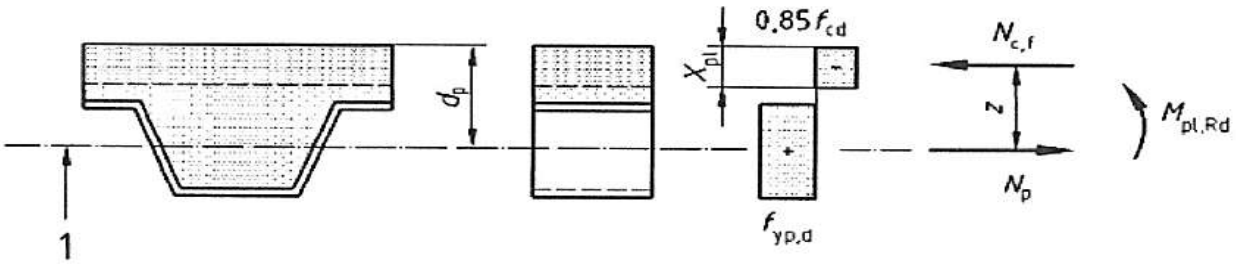


Figure IV-7 : axe neutre de la plaque nervurée en acier.

$N_{cf} = N_p = A_{pe,t} \times f_{yp,d} = 35800.96\ kg$

$f_{yp,d} = \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}$; $x_{pl} = \frac{N_{cf}}{0.85 \times f_{cd} \times b}$; $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$; $b = 1\ m$

$x_{pl} = 25.27\ mm < h_c = 45\ mm$ (Épaisseur du béton au-dessus du coffrage).

Hypothèse confirmée : l'axe neutre de la section mixte est situé au-dessus du coffrage.

$M_{Rd} = N_{cf} \times z$ Avec : $z = h - e - 0.5x_{pl} = 59.86\ mm$; $e = e_{pe} = 27.5\ mm$

$\boldsymbol{M_{Ed} = 247.11\ kg.m < M_{Rd} = 2143.2\ kg.m}$ …….. Condition vérifiée

2. Cisaillement longitudinal :

Condition à satisfaire : $V_{Ed} < V_{1,Rd}$

La résistance au cisaillement longitudinal (cisaillement béton/coffrage) est vérifiée selon l'expression :

$$V_{1,Rd} = \frac{b \times d_b}{\gamma_{Vs}} \times \left(\frac{m \times A_p}{b \times L_s} + k\right)$$

b (mm)	e (mm)	dp (mm)	m (daN/mm²)	k (daN/mm²)	A_p (mm²)	Ls=L/4 (mm)
1000	27.5	122.5	11.32	-0.0041	1118.78	350

$$V_{ed} = \frac{q_{k,d} \times l}{2} = \frac{1233.6 \times 1.4}{2} = \mathbf{863.52\ kg}$$

On obtient :

$\boldsymbol{V_{Ed} = 863.52\ kg < V_{1,Rd} = 3144.29\ kg}$ …….. Condition vérifiée

IV.1.11. Vérification au stade finale (après durcissement du béton) :

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaille ensemble, l'inertie de la dalle I_B participe avec l'inertie des solives I_A, ce qui donne une inertie équivalente I.

IV.1.11.1. Evaluation des charges :

a. Etages courants :

Tableau IV-10 : évaluation des charges (étage courant).

	G (daN/m²)	Q (daN/m²)	ELU (daN/m²)	ELS (daN/m²)
Plancher courant (administration)	450	250	982.5	700

b. Terrasse inaccessible :

Tableau IV-11 : évaluation des charges (étage Terrasse).

Charge permanente		Charges variables			
G_1 (daN/m²)	G_2 (daN/ml)	Q_1 (daN/m²)	Q_2 (daN/m²)	Q_3 (daN/m²)	
Plancher	Profilé	Exploitation	Neige	Vent	
				Pression	Dépression
636	18.8	100	16.38	+64.93	-199.02

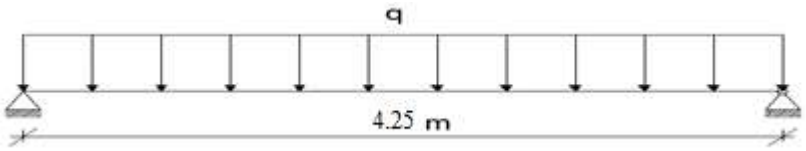
Tableau IV-12 : calcul des sollicitations.

ELU		ELS	
Combinaisons	q_u (daN/m²)	**Combinaisons**	q_s(daN/m²)
1.35G+1.5Q1	1008.6	G+Q1	736
1.35G+1.5Q2	883.17	G+Q2	652.38
1.35G+1.5Q3 (pression)	955.99	G+Q3	700.93
1.35G+1.35 (Q1+Q2+Q3)	**1103.37**	G+0.9 (Q1+Q2+Q3)	**799.18**
G-1.5Q3 (dépression)	337.47	G-Q3 (dépression)	436.98

IV.2. Dimensionnement et vérification des solives :

IV.2.1.1. Dimensionnement des solives :

a) A l'état limite de service (condition de déformation) :



$$f = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\leq \frac{l}{250} \quad \rightarrow \quad I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times l^3}{384 \times E} = \frac{1250 \times 799.18 \times 1.4 \times 4.25^3}{384 \times 210000 \times 10^5} = 1331.37\ cm^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPE 200.

b) A l'état limite ultime (condition de résistance) :

$$W_{pl} \geq \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{q_u \times l^2}{8 \times f_y} == \frac{1103.37 \times 1.4 \times 4.25^2}{8 \times 235 \times 10^5} = 148.41\ cm^3$$

Ce qui correspond à un profilé IPE 200.

On adopte un **IPE 200**.

III.2.1.2. Vérification de la solive à l'état limite de service :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} \qquad avec \qquad q_s = 977.18 \times 1.4 + 22.4 = 1390.45\ kg/ml$$

$$\boldsymbol{f_{max} = 1.45\ cm < \frac{l}{250} = \frac{4.25}{250} = 1.7\ cm} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{condition\ vérifiée}$$

III.2.1.3. Vérification de la solive à l'état limite ultime :

q_u = 1103.37×1.4 + (22.4 × 1.35) = 1574.96 kg/ml

- **Classification de la section transversale :**

- **Semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{2 \times 8.5} = \mathbf{5.88 < 10}$$

- **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = \mathbf{28.39 < 72}$$

La section est de classe 1 et le calcul sera conduit en **plasticité**.

- **Vérification au cisaillement [EC3 ; Art 5.4.6] :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plRd}$$

V_{sd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl\ Rd}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 3346.97\ kg$$

$$V_{plRd} = \frac{A_V\ (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{14 \times 10^2\ (235 \times 10^{-1}/\sqrt{3})}{1.1} = 17268.02\ kg$$

Aire de cisaillement : $A_V = A - 2b.t_f + (t_w + 2r)t_f = \mathbf{14.00\ cm^2}$

La valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50 % de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl\ Rd}$ [EC3 ; Art 5.4.7 ; p 5-60]

V_{sd} =3346.97 kg < 0.5$V_{pl\ Rd}$ =8634.01 kg ……..**Condition vérifiée**

- **Vérification de la flexion [EC3 ; Art 5.4.5.1] :**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1574.96 \times 4.25^2}{8} = 3555.96 \text{ kg}.m$$

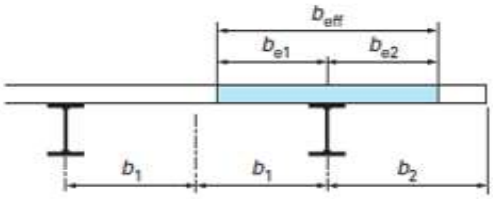
$$M_{plRd} = \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{220.6 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 4712.82\ kg.m$$

$\boldsymbol{M_{sd} = 3555.96\ kg.m < M_{plRd} = 4712.82\ kg.m}$ ..... **Condition vérifiée**

IV.2.1.4. Calcul de largeur participante du béton b_{eff} :

La largeur collaborant du béton, qui participe à l'inertie globale de la section mixte ; notée par b_{eff}, est donnée selon [EC4 ; Art 4.2.2(2)], par :

$$b_{eff} = Min\left(\frac{2l_0}{8}, b\right) = Min\ (1.06, 1.40) = 1.06\ m$$



L_o : la longueur de la solive (4.25 m).

b : entraxe entre les solives (1.4 m)

IV.2.1.5. La position de l'axe neutre de la section mixte :

La position de l'axe neutre (Δ) de la section mixte par rapport à l'axe neutre de solive est donnée par la formule suivante :

$$d = \frac{b \times t}{n} \times \frac{t + h}{2S} \qquad avec : \begin{cases} S = A + \frac{B}{n} \\ B = b_{eff} \times t \end{cases}$$

n : coefficient d'équivalence Acier Béton : $n = \frac{E_a}{E'_c}$ [EC4 ; Art 3.1.42 ; p 3-5]

E_a = 21000 daN/mm^2 : module d'élasticité de l'acier de construction.

$E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$: Module équivalent du béton (C25 /30).

E_{cm} = 3050 daN/mm^2 : module équivalent du béton (C25 /30).

n	$A_{profilé}$ (cm^2)	B (cm^2)	S (cm^2)	d (cm)
13.77	28.5	1060	100.88	10.70

Remarque : $d = 10.95\ cm > \frac{h}{2} = 10\ cm \rightarrow$ l'axe neutre est situé dans la dalle du béton.

IV.2.1.6. Détermination du moment d'inertie de la section mixte :

Le moment d'inertie de la poutre mixte, par apport à l'axe neutre (Δ) est donné par :

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n}\left(\frac{t+h}{2} - d\right)^2 \quad \rightarrow \quad \boldsymbol{I = 7246.56\ cm^4}$$

IV.2.1.7. Calcul des contraintes de flexion simple :

$$M_{max} = M_{sd.y} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1574.96 \times 4.25^2}{8} = 3555.95\ kg.m$$

$$\begin{cases} v_i = \frac{h}{2} + d = 20.95\ cm \\ v_s = \frac{h}{2} + t - d = 9.05\ cm \end{cases}$$

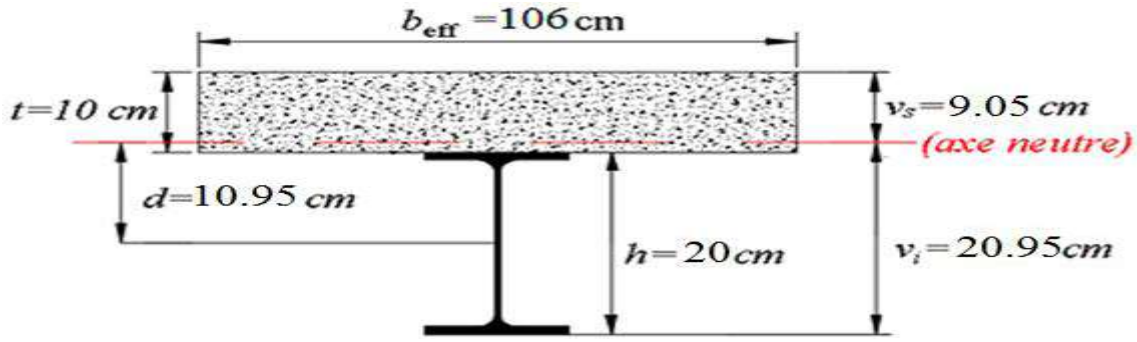


Figure IV-8 : *Position de l'axe neutre de la section mixte.*

Tableau IV-13 : calcul des contraintes de la section mixte (flexion simple).

Contrainte dans la poutre acier (Mpa)		Contrainte dans la dalle du béton (Mpa)	
Semelle inférieure	**Semelle supérieure**	**Fibre inférieure**	**Fibre supérieure**
$\boldsymbol{\sigma_{ai} = \frac{M_{max}}{I} v_i}$	$\sigma_{as} = \frac{M_{max}}{I}(v_s - t)$	$\sigma_{bi} = \frac{M_{max}}{n.I}(v_s - t)$	$\sigma_{bs} = \frac{M_{max}}{n.I} v_s$
-102.80	-4.66	-0.33	+3.23
$\boldsymbol{\bar{\sigma}_a = 235\ Mpa}$	$\bar{\sigma}_a = 235\ Mpa$	$\bar{\sigma}_{bt} = 2.1\ Mpa$	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\ Mpa$
Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

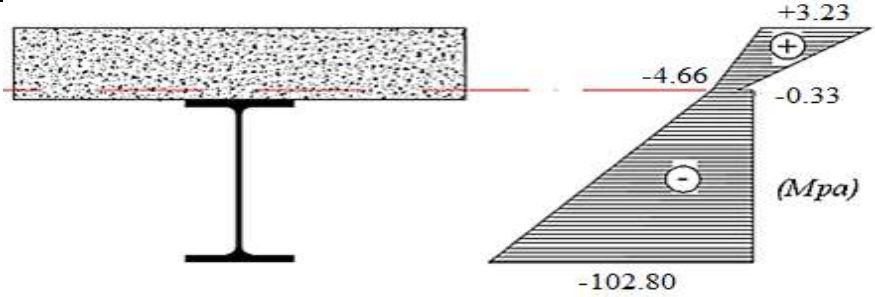


Figure 24 : diagramme des contraintes de la section mixte (flexion simple).

IV.2.1.8. Contraintes additionnelles dues au retrait du béton :

Après coulage de la dalle, le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait (raccourcissement).Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

L'effet du retrait peut, en outre, se cumuler avec l'effet d'un abaissement de température (gradient thermique).

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ε_a de la poutre acier.
- Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport à sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, en fait, ce qui équivaut à un allongement).

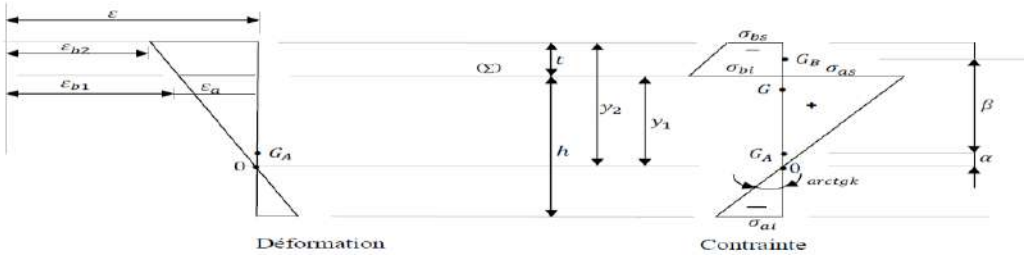


Figure IV-9 : Diagramme des contraintes et de déformation du au retrait du béton

Tableau IV-14 : les données.

$\beta(cm)$	$\alpha(cm)$	$E_a\varepsilon\ (kg/cm^2)$	$K(kg/cm^3)$	$y_1(cm)$	$y_2(cm)$
$\frac{h+t}{2}$	$\frac{I_A}{A\,\beta}$	$2.1\times10^6\times2\times10^{-4}$	$\frac{B\times E_a\varepsilon\times\beta\times A}{n\,I_A\,A+B\,I_A+B\,A\,\beta^2}$	$\frac{h}{2}+\alpha$	y_1+t
15	4.55	420	19.79	14.55	24.55

Tableau IV-15 *: calcule des contraintes de la section mixte (flexion simple).*

Contrainte dans la poutre acier (Mpa)		Contrainte dans la dalle du béton (Mpa)	
Semelle inférieure	**Semelle supérieure**	**Fibre inférieure**	**Fibre supérieure**
$\sigma'_{ai}=K(h-y_1)$	$\sigma'_{as}=Ky_1=E_a\varepsilon_a$	$\sigma'_{bi}=\frac{1}{n}(E_a\varepsilon-K\,y_1)$	$\sigma'_{bs}=\frac{1}{n}(E_a\varepsilon-K\,y_2)$
-10.79	+28.79	-0.96	-0.49

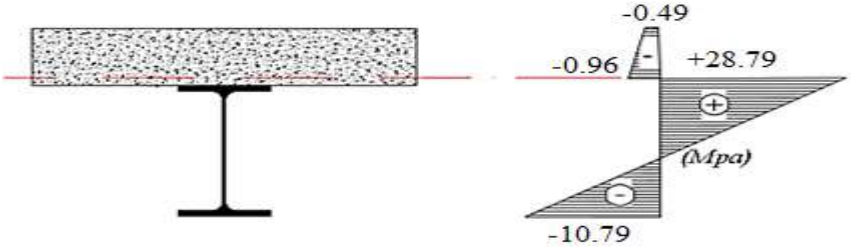


Figure 26 : diagramme des contraintes de la section mixte due au retrait de béton.

IV.2.1.9. Contraintes finales :

Tableau IV-16 : contrainte finale due à la flexion simple et retrait du béton.

Contrainte dans la poutre acier (Mpa)		Contrainte dans la dalle du béton (Mpa)	
Semelle inférieure	**Semelle supérieure**	**Fibre inférieure**	**Fibre supérieure**
$\boldsymbol{\sigma_{ai}}$	σ_{as}	σ_{bi}	σ_{bs}
-113.59	+24.13	-1.29	+2.74
$\boldsymbol{\bar{\sigma}_a = 235}$	$\bar{\sigma}_a = 235$	$\bar{\sigma}_{bt} = 2.1$	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$
Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

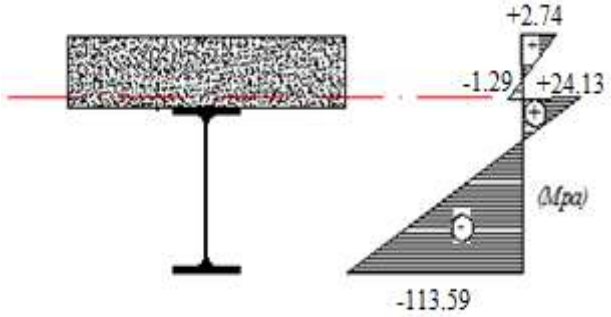


Figure IV-10 *: diagramme des contraintes finales de la section mixte*

- **Vérification de la résistance en flexion :**

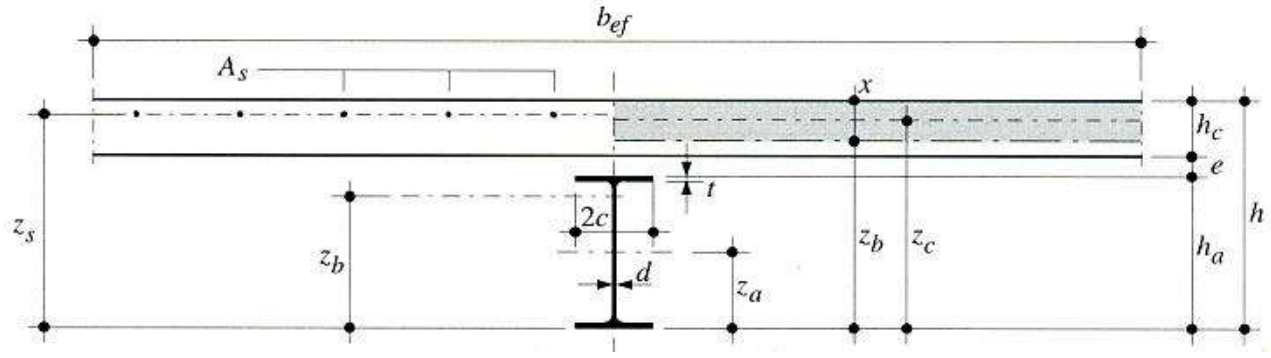


Figure IV-11 *: image pour définie les facteurs.*

L'axe neutre est situé dans la dalle en béton puisque :

$$A_a = \mathbf{28.5\ cm^2} < \frac{A_c}{n_{pl}} = \frac{b_{eff} \times h_c}{\frac{f_y\ \gamma_c}{0.85 f_{ck}}} = \frac{106\ \times 10}{\frac{235 \times\ 1.5}{0.85 \times 25}} = \mathbf{63.90\ cm^2}$$

Module de section plastique :

$$W^{+}_{pl,b} = A_a\left(h - z_a - \frac{1}{2}\frac{n_{pl}A_a}{b_{eff}}\right) = 28.5\left(30 - 10 - \frac{1}{2}\frac{\frac{235 \times\ 1.5}{0.85 \times 25} \times 28.5}{106}\right) = \mathbf{506.44\ cm^3}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl}^{+} = f_y \times W_{pl,b}^{+} = 235 \times 506.44 \times 10^3 = \mathbf{11901.44\ kg.m}$$

$$\boldsymbol{M_{Ed}^{+} = 3555.95\ kg.m} < \frac{\boldsymbol{M_{pl}^{+}}}{\boldsymbol{\gamma_a}} = \mathbf{11901.44\ kg.m} \ldots\ldots\ldots \boldsymbol{condition\ vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

f_{max} (cm)	f_{adm} (cm)	Vérification
1.45	1.7	Oui

III.3. Connexion acier-béton :

La connexion entre la dalle en béton et la poutrelle métallique est la justification même de la construction mixte. Cette connexion est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi que leur séparation (le soulèvement de la dalle). Selon le comportement et la résistance de la connexion, exprimés par la relation entre la force sollicitant le connecteur et le glissement à l'interface.

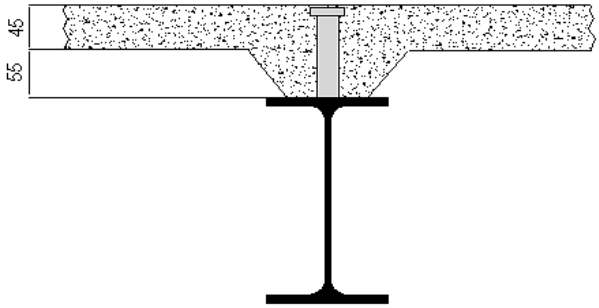


Figure IV-12 : Connexion acier-béton.

En ce qui concerne la rigidité et la résistance de la connexion ; les goujons à tête d'une longueur hors-tout après soudage d'où moins quatre fois le diamètre peuvent être considérés comme souples (ou ductiles).

IV.1.1. Les dimensions des connecteurs suivant ENV 1994-1-1, Art 6.3.2.1(c) :

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.
- Le diamètre ne doit pas être inférieur à 1,25d.
- la hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à 0,20d ni la hauteur minimale inférieure à [0,15×d].
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins 1,5d et d'une hauteur d'au moins 0,4 d, où d est le diamètre du fût du goujon.

Les autres dimensions sont montrées sure la figure ci-dessous :

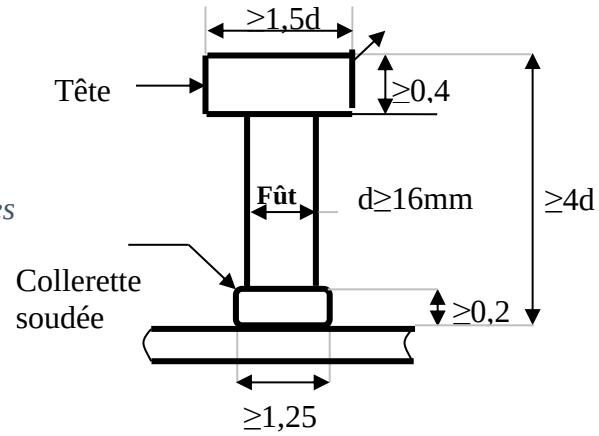


Figure IV-13 : dimensions minimales des goujons à têtes

On adopte alors comme connecteurs, des goujons à têtes ductiles de hauteur h=75 mm et de diamètre de fût d=16mm.

IV.1.2. Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

Type connexion : connexion totale, afin que le moment plastique de la section puisse être atteint.

La résistance ultime d'un connecteur $\boldsymbol{P_{Rd}}$ est donnée par :

$$P_{Rd} = Min \begin{cases} 0.8 \times \frac{f_u}{\gamma_v} \times \frac{\pi \times d^2}{4} \\ 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{cases}$$

[ENV 1944 1.1 ; Art 6.3.2.1]

Avec :

P_{Rd} : La résistance au cisaillement.

d : Diamètre de connecteur.

E_{cm} : Module de sécant moyen de béton qui est égal à 30500 Mpa.

γ_v : Facteur de sécurité associe au connecteur, soit 1.25.

f_u : Contrainte ultime nominale, soit 450 Mpa.

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton, soit 25 Mpa.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2\left[\left(\frac{h}{d}\right) + 1\right] & si\ h/4 \leq 4 \\ 1 & si\ h/d > 4 \end{cases}$$

h : La hauteur hors tout du goujon.

Lorsque la dalle de compression de la poutre mixte est une dalle mixte avec tôle profilée, les connecteurs sont noyés dans des nervures de béton. Selon la forme et les dimensions de ces nervures, les essais ont démontré que la résistance de la connexion peut être réduit et sa ductilité diminuée par le coefficient suivant : [EC4 ; Art 6.3.3.2]

$$k_t = \frac{0.70}{\sqrt{N_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_D}{h_p} - 1 \right)$$

b_0 : Largeur moyenne de la tôle nervurée, soit 61.5 mm.

h_p : Hauteur de la tôle profilée, soit 55 mm.

h_D : longueur du connecteur en place, soit 75 mm.

N_r : Nombre de goujons cote à cote par nervure, soit 1.

D'où : $k_t = 0.28$

Pour des goujons soudés à travers la tôle profilée, il convient de prendre k_t inférieur ou égal à 1.0 lorsque $N_r = 1$

$$\boldsymbol{P_{Rd}} = k_t \times Min\{5790.6\,;5186.18\} = \mathbf{5186.18}\ \boldsymbol{daN}$$

IV.1.3. Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal V_l :

$$V_l = F_{cf} = Min \begin{cases} \dfrac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ \dfrac{0.85\ A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \dfrac{A_{se} \times f_{sk}}{\gamma_s} \end{cases}$$

[ENV 1994 1.1 ; Art 6.2.1.1]

En désignant par :

A_a : L'aire de l'élément structural en acier, soit 28.5 cm^2 (IPE 200)

γ_a : Coefficient de sécurité pour l'acier, soi 1.1

A_c : L'aire de section efficace de béton $b_{eff} \times t = 1060\ cm^2$.

A_{se} : L'aire de toute armature longitudinale comprimée qui a été incluse dans le calcul de la résistance en flexion.

γ_s : Coefficient de sécurité pour le ferraillage, soit 1.15

f_{sk} : Résistance caractéristique de l'acier de ferraillage, soit 400 Mpa.

$$\boldsymbol{V_l} = Min\,\{60886.36\,;\ 154305.79\} = \mathbf{60886.36}\ \boldsymbol{daN}$$

IV.1.4. Nombre de connecteurs :

Le nombre de connecteurs à disposer sur une poutre est déterminé en comparant l'effort rasant (effort de cisaillement longitudinal) avec la résistance d'un goujon.

$$N \geq N_f = \frac{V_l}{P_{Rd}} = \frac{\mathbf{60886.36}}{\mathbf{5186.18}} = 11.74 \cong 12$$

Soit **N= 12 goujons** sur la demi-longueur de la poutre, c.-à-d. **24 goujons** sur la longueur totale de la poutre.

IV.1.5. Espacement des connecteurs :

Le nombre de connecteur N est uniformément reparti sur une longueur critique L_{cr}. Cette dernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprenne :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appuis.

  Le moment fléchissant max se trouve au milieu des solives, donc L_{cr} = ½ L

Alors l'espacement des connecteurs S est :

$$S = \frac{L_{cr}}{N} = \frac{L/2}{N} \qquad \rightarrow \qquad \boldsymbol{S = 17.7\ cm}$$

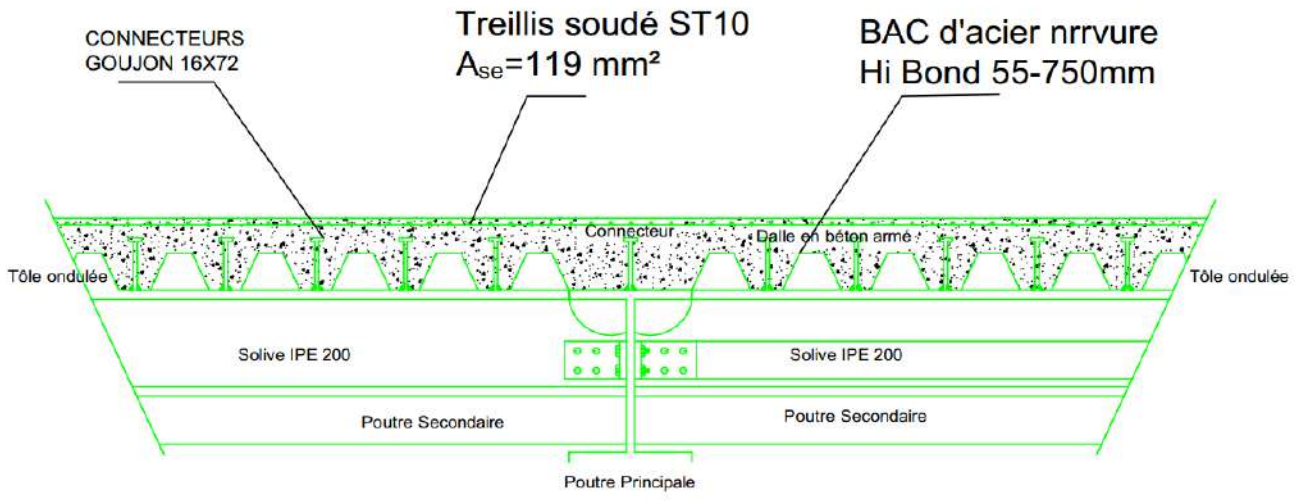


Figure IV-14 *: dimensionnement finale de la planche collaborant.*

IV.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le plancher collaborant afin de vérifier qu'elle serait stable et résistante à tout type de charge qui lui serait appliquée pendant sa durée de vie dans le bâtiment. En plus de créer de l'efficacité dans le travail.

1. Dimensionnement et vérification des poutres principales :

a) A l'état limite de service (condition de déformation) :

Dans cette section, nous calculerons poutres principales, auquel nous appliquerons les charges nécessaires afin de calculer le profile approprier pour cette poutre.

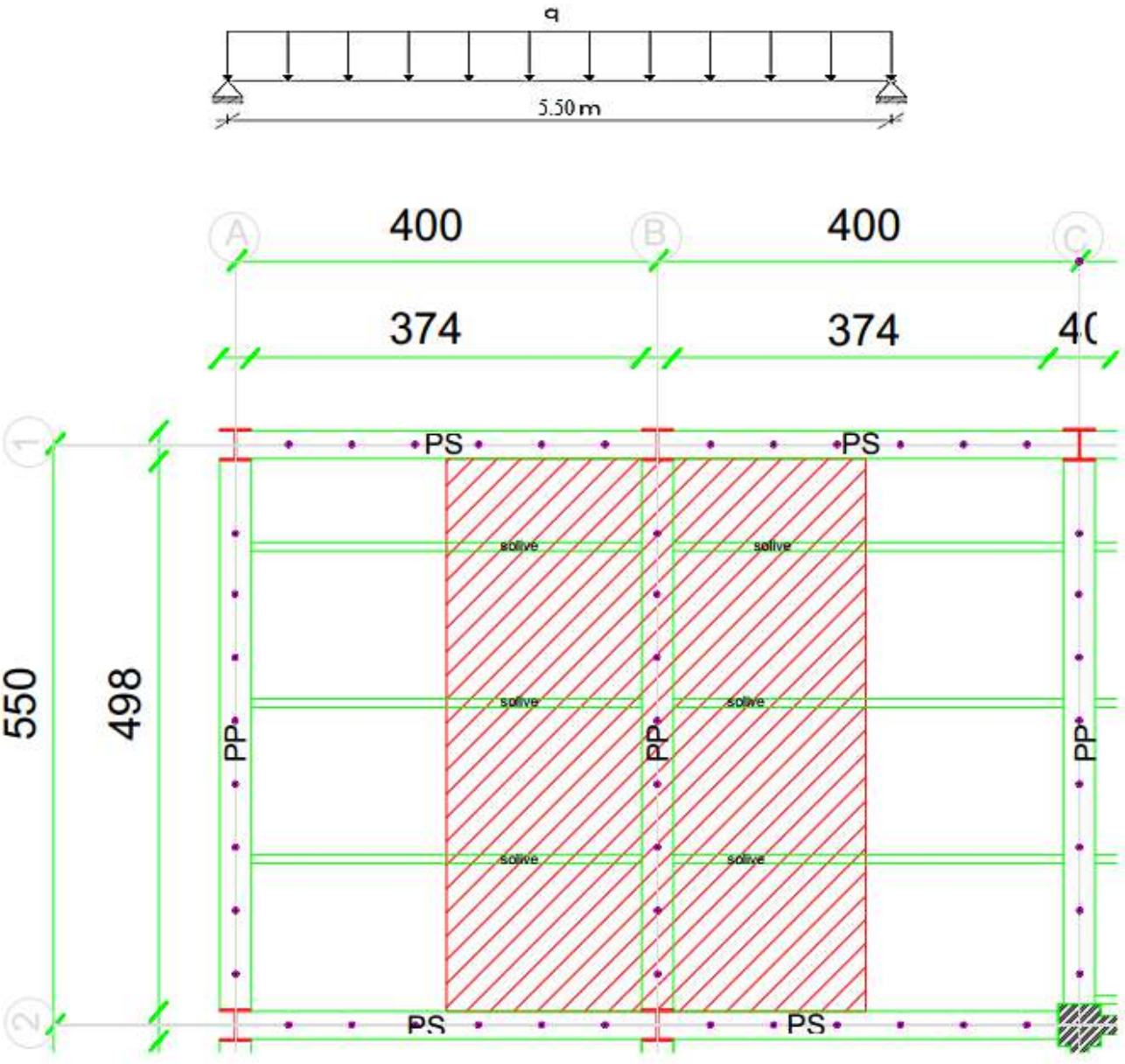


Figure IV-15 : zone de l'influence de la poutre principale.

- **Évaluation des charges :**
  - **Etages courants :**

Tableau IV-16 : évaluation des charges (étage courant).

	G (daN/m^2)	Q (daN/m^2)	ELU (daN/m^2)	ELS (daN/m^2)
Plancher courant (administration)	450	250	982.5	700

- **Terrasse inaccessible :**

Tableau IV-17 : évaluation des charges (étage Terrasse).

Charge permanente		Charges variables			
G_1 (daN/m^2)	**G_2 (daN/ml)**	**Q_1 (daN/m^2)**	**Q_2 (daN/m^2)**	**Q_3 (daN/m^2)**	
Plancher	Profilé	Exploitation	Neige	Vent	
				Pression	Dépression
636	/	100	16.38	+64.93	-199.02

Tableau IV-18 : calcul des sollicitations.

ELU		ELS	
Combinaisons	**q_u (daN/m^2)**	**Combinaisons**	**q_s (daN/m^2)**
1.35G+1.5Q_1	1008.6	G+Q_1	736
1.35G+1.5Q_2	883.17	G+Q_2	652.38
1.35G+1.5Q_3 (pression)	955.99	G+Q_3	700.93
1.35G+1.35 (Q_1+Q_2+Q_3)	**1103.37**	G+0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)	**799.18**
G-1.5Q_3 (dépression)	337.47	G-Q_3 (dépression)	436.98

Remarque : nous choisirons la charge la plus défavorable pour dimensionner la poutre principale, et on ajoute le poids des solives.

On a solive IPE200 donc

$$G_{solive} = 22.4\ kg/m \text{ Et } l_{solive} = 4.00\ m \times 3\ renge = 12m$$

$$\text{Alors : } G_{solive} = 22.4 \times 12 = \mathbf{268.8\ kg}$$

$$S_{total} = 4.00 \times 5.20 = 20.8\ m^2$$

Alors : q_u = 1103.37+(268.8/20.8)*1.35 = **1120.82 daN/m²**

q_s = 799.18+(268.8/20.8) = **812.10 daN/m²**

$$q_{s,zone} = q_s \times 4.00\,m = 812.10 \times 4.00 = 3248.41\,daN/ml$$

$$q_{u,zone} = q_u \times 4.00\,m = 1120.82 \times 4.00 = 4483.28\,daN/ml$$

$$f = \frac{5 \times q_{s,zone} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_{s,zone} \times l^3}{384 \times E} = \frac{1250 \times 3248.41 \times \left(5.50(entre\ axe)\right)^3}{384 \times 210000 \times 10^5} = 8377.58\,cm^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPN300.

b) A l'état limite ultime (condition de résistance) :

$$W_{pl} \geq \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{q_{u,zone} \times l^2}{8 \times f_y} = \frac{4483.28 \times 5.50^2}{8 \times 235 \times 10^5} = 721.38\,cm^3$$

Ce qui correspond à un profilé IPN300.

On adopte un **IPN300.**

Pourquoi choisissons-nous IPN300 ?

Nous avons choisi ce type de profilé (IPN) car nous avons regardé l'aspect économique car si nous choisissons le profilé de type (IPE) cela coûtera beaucoup au propriétaire du projet.

Les figures suivent explique :

valeur de l'inertie Ix

IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
IPN 300	9800	653,0	11,90	762,0	34,58	451,00	72,20	2,56	121,0	56,80	

Figure IV-16 *: comparution entre IPE300 et IPN300.*

1) Vérification de la poutre principale à l'état limite de service :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{s,zone} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} \quad avec \quad q_{s,zone} = 3248.41 + 54.2 = 3302.61\ kg/ml$$

$$\boldsymbol{f_{max} = 1.91\ cm < \frac{l}{250} = \frac{550}{250} = 2.2\ cm} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{condition\ vérifiée}$$

2) Vérification de la poutre principale à l'état limite ultime :

$$q_{u,zone} = 4483.28 + (54.2 \times 1.35) = 4556.45\ kg/ml$$

Classification de la section transversale des éléments sont :

- **Semelle**

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{125}{2 \times 16.2} = \mathbf{3.85 < 10}$$

- **Ame**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{241.6}{10.8} = \mathbf{22.37 < 72}$$

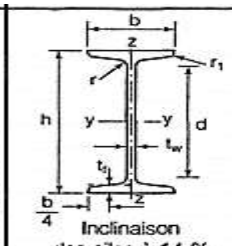
IPN		Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section
		h	b	a	e	r	r_1	h_1	P	A
		h	b	t_w	t_f	r	r_1	d	P	A
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm^2
	IPN 300	300	125	10,8	16,2	10,8	6,5	241,6	54,2	69,0

Figure IV-17 : les dimensions et les caractéristiques de calcule IPN300.

La section est de classe 1 et le calcul sera conduit en **plasticité**. [CCM97 ; Art 5.3.2]

- **Vérification au cisaillement :**

Conformément du règlement [CCM97 ; Art 5.4.6] Ceci est pour vérifier que le profilé choisi résiste à la force de cisaillement qui lui est appliquée.

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

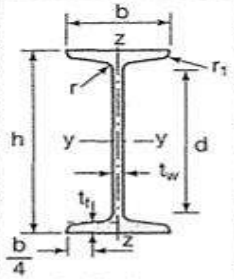
V_{sd} : l'effort tranchant trouve par calcul.

$V_{pl\ Rd}$: résistance au cisaillement trouve par calcul.

$$V_{sd} = \frac{q_{u,zone}\, l}{2} = \frac{4556.45 \times 5.50}{2} = 12530.24\ kg$$

$$V_{plRd} = \frac{A_V\ (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{34.58 \times 10^2\ (235 \times 10^{-1}/\sqrt{3})}{1.1} = 42652.01\ kg$$

Aire de cisaillement : $A_V = A - 2b.t_f + (t_w + 2r)t_f = \mathbf{34.58\ cm^2}$



	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	–	–	I_y	I_y/v_y	i_y	–	J
	I_y	$W_{el.y}$	i_y	$W_{pl.y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el.z}$	i_z	$W_{pl.z}$	I_t
	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4
IPN 300	9800	653,0	11,90	762,0	34,58	451,00	72,20	2,56	121,0	56,80

Figure IV-18 *: Aire de cisaillement IPN300.*

La valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50 % de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl\ Rd}$ [EC3 ; Art 6.2.10].

V_{sd} = 12530.24 kg < 0.5$V_{pl\ Rd}$ = 21326.01 kg ……..**Condition vérifiée**

a. Vérification de la flexion :

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I doit satisfaire à la condition suivante [CCM97 ; Art 5.4.7].

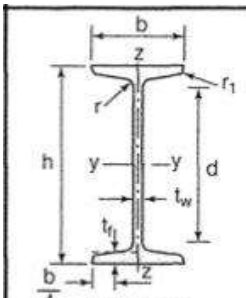
$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{u,zone} \times l^2}{8} = \frac{4556.45 \times 5.50^2}{8} = 17229.08\ \text{kg}.m$$

$$M_{plRd} = \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{762 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 16279.09\ kg.m$$

$M_{sd} = 17229.08\ kg.m < M_{plRd} = 16279.09\ kg.m$ …… **Condition non vérifiée**

Après le calcul et vérification de toutes les conditions**,** donc nous augmentons la section de profilé, on adopte **IPN320**.

	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section
 Inclinaison des ailes à 14 %	h	b	a	e	r	r_1	h_1	P	A
	h	b	t_w	t_f	r	r_1	d	P	A
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm^2
IPN 320	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	257,8	61,0	77,7

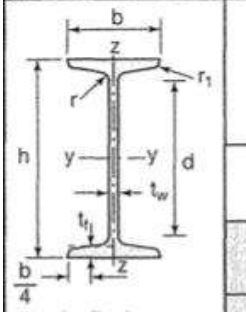
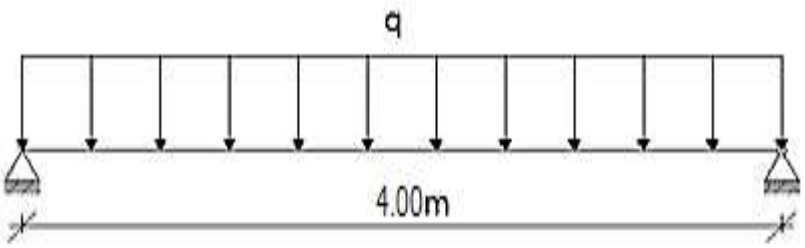
	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
 Inclinaison des ailes à 14 %	I_x	I_x/v_x	i_x	–	–	I_y	I_y/v_y	i_y	–	J
	I_y	$W_{el.y}$	i_y	$W_{pl.y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el.z}$	i_z	$W_{pl.z}$	I_t
	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4
IPN 320	12510	782,0	12,70	914,0	39,26	555,00	84,70	2,67	143,0	72,50

Figure IV-19 *: les dimensions et les caractéristiques de calcule IPN320.*

2. Dimensionnement et vérification des poutres secondaires :

a) A l'état limite de service (condition de déformation) :

A ce stade, nous allons vérifier les poutres secondaires, qui sont le rôle de relier les poteaux pour obtenir la continuité requise pour le fonctionnement des forces.



Cette figure pour indiquer la position de poutre secondaire dans notre plan.

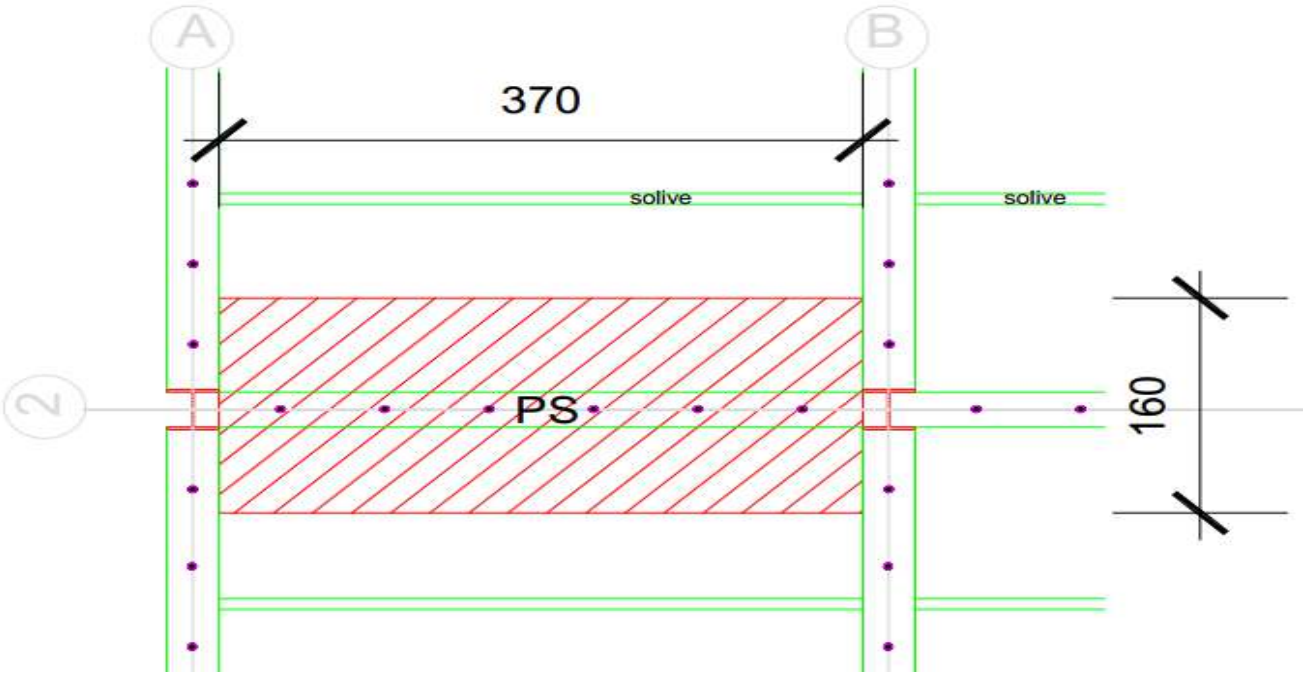


Figure IV-20 *: la poutre secondaire (2-AB).*

Le calcul ce fait de la même manière que ce lieu la poutre principale, nous choisirons la charge le plus défavorable (charge de la terrasse inaccessible) pour dimensionnée la poutre secondaire.

$$S_{total} = 1.62 \times 3.70 = 6.00\ m^2$$

$$q_{u,zone} = q_s \times 1.62\ m = 1103.37 \times 1.62 = 1787.46\ daN/ml$$

$$q_{s,zone} = q_u \times 1.62\ m = 799.18 \times 1.62 = 1294.67\ daN/ml$$

$$f = \frac{5 \times q_{s,zone} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_{s,zone} \times l^3}{384 \times E} = \frac{1250 \times 1294.67 \times \left(4.00(entre\ axe)\right)^3}{384 \times 210000 \times 10^5} = 1284.39\ cm^4$$

Ce qui correspond à un profilé IPE220.

a. A l'état limite ultime (condition de résistance) :

$$W_{pl} \geq \frac{M_{max}}{f_y} = \frac{q_{u,zone} \times l^2}{8 \times f_y} = \frac{1787.46 \times 4.00^2}{8 \times 235 \times 10^5} = 152.12\ cm^3$$

Ce qui correspond à un profilé IPE220.

On adopte un **IPE220.**

Vérification de la poutre secondaire à l'état limite de service :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{s,zone} \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250} \quad avec \quad q_{s,zone} = 1294.67 + 26.2 = 1320.87\ kg/ml$$

$$\boldsymbol{f_{max} = 0.76\ cm < \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1.6\ cm} \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \boldsymbol{condition\ vérifiée}$$

Vérification de la poutre secondaire à l'état limite ultime :

$$q_{u,zone} = 1787.46 + (26.2 \times 1.35) = 1822.83\ kg/ml$$

- **Classification de la section transversale :**

- **Semelle :**

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{110}{2 \times 9.2} = \mathbf{5.98 < 10}$$

- **Ame :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = \mathbf{30.10 < 72}$$

La section est de classe 1 et le calcul sera conduit en **plasticité**.

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plRd}$$

V_{sd} : valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{pl\ Rd}$: valeur de calcul de la résistance au cisaillement.

$$V_{sd} = \frac{q_{u,zone}\, l}{2} = \frac{1822.83 \times 4.00}{2} = 3645.66\ kg$$

$$V_{plRd} = \frac{A_V\ (f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{15.9 \times 10^2\ (235 \times 10^{-1}/\sqrt{3})}{1.1} = 19611.54\ kg$$

Aire de cisaillement : $A_V = A - 2b.t_f + (t_w + 2r)t_f = \mathbf{15.9\ cm^2}$

La valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant ne dépasse pas 50 % de la résistance plastique de calcul au cisaillement $V_{pl\ Rd}$

V_{sd} = 3645.66 kg < 0.5$V_{pl\ Rd}$ = 9805.77 kg ……**Condition vérifiée**

- **Vérification de la flexion (résistance) :**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I doit satisfaire à la condition suivante :

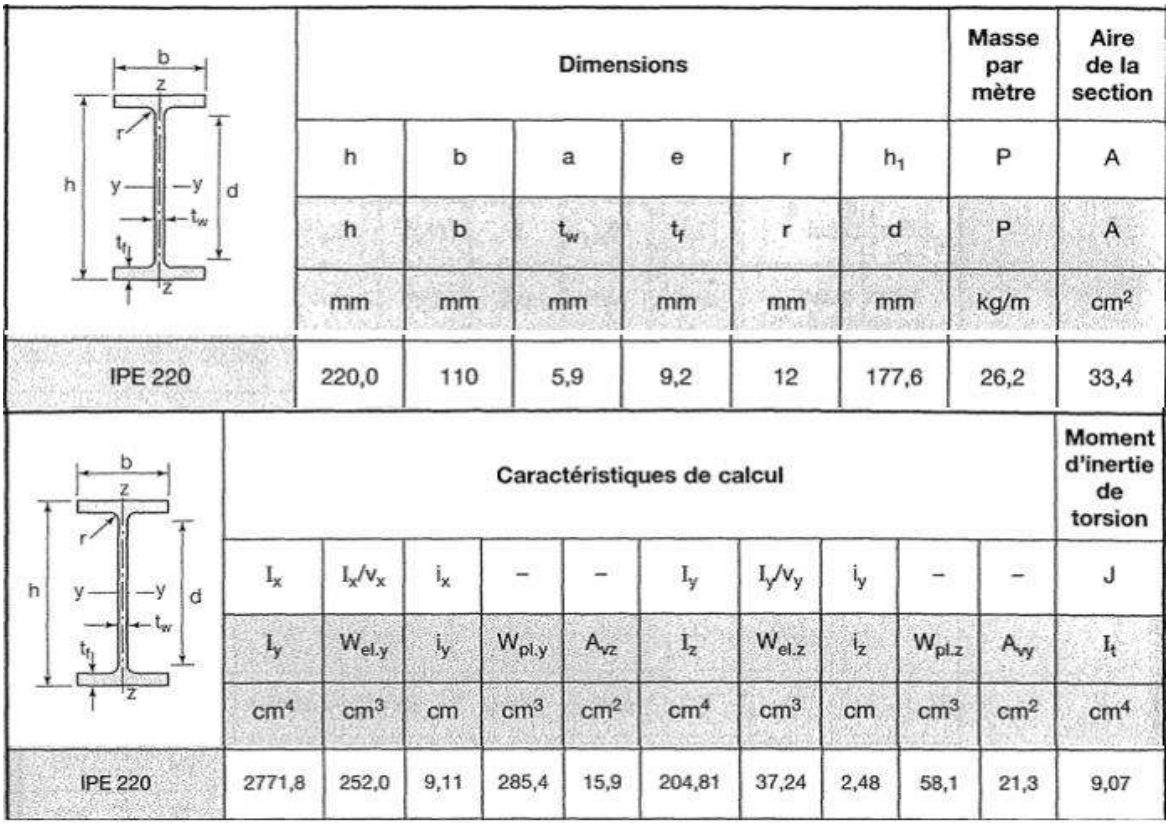
$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{u,zone} \times l^2}{8} = \frac{1822.83 \times 4.00^2}{8} = 3645.66 \text{ kg}.m$$

$$M_{plRd} = \frac{w_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285.4 \times 10^3 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1} = 6097.18\ kg.m$$

$\boldsymbol{M_{sd} = 3645.66\ kg.m < M_{plRd} = 6097.18\ kg.m}$ ..... **Condition vérifiée**

On adopte **IPE220.**



	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
	h	b	a	e	r	h_1	P	A
	h	b	t_w	t_f	r	d	P	A
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm^2
IPE 220	220,0	110	5,9	9,2	12	177,6	26,2	33,4

	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	–	–	I_y	I_y/v_y	i_y	–	–	J
	I_y	$W_{el.y}$	i_y	$W_{pl.y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el.z}$	i_z	$W_{pl.z}$	A_{vy}	I_t
	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4
IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07

Figure IV-21 *: les dimensions et les caractéristiques de calcule IPE220.*

3. Dimensionnement et vérification des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui reçoivent les charges et les transmettent aux fondations, ils sont soumis à la compression ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires, toutes les parties de la section étant accessibles pour le boulonnage.

a. Le poteau plus sollicité :

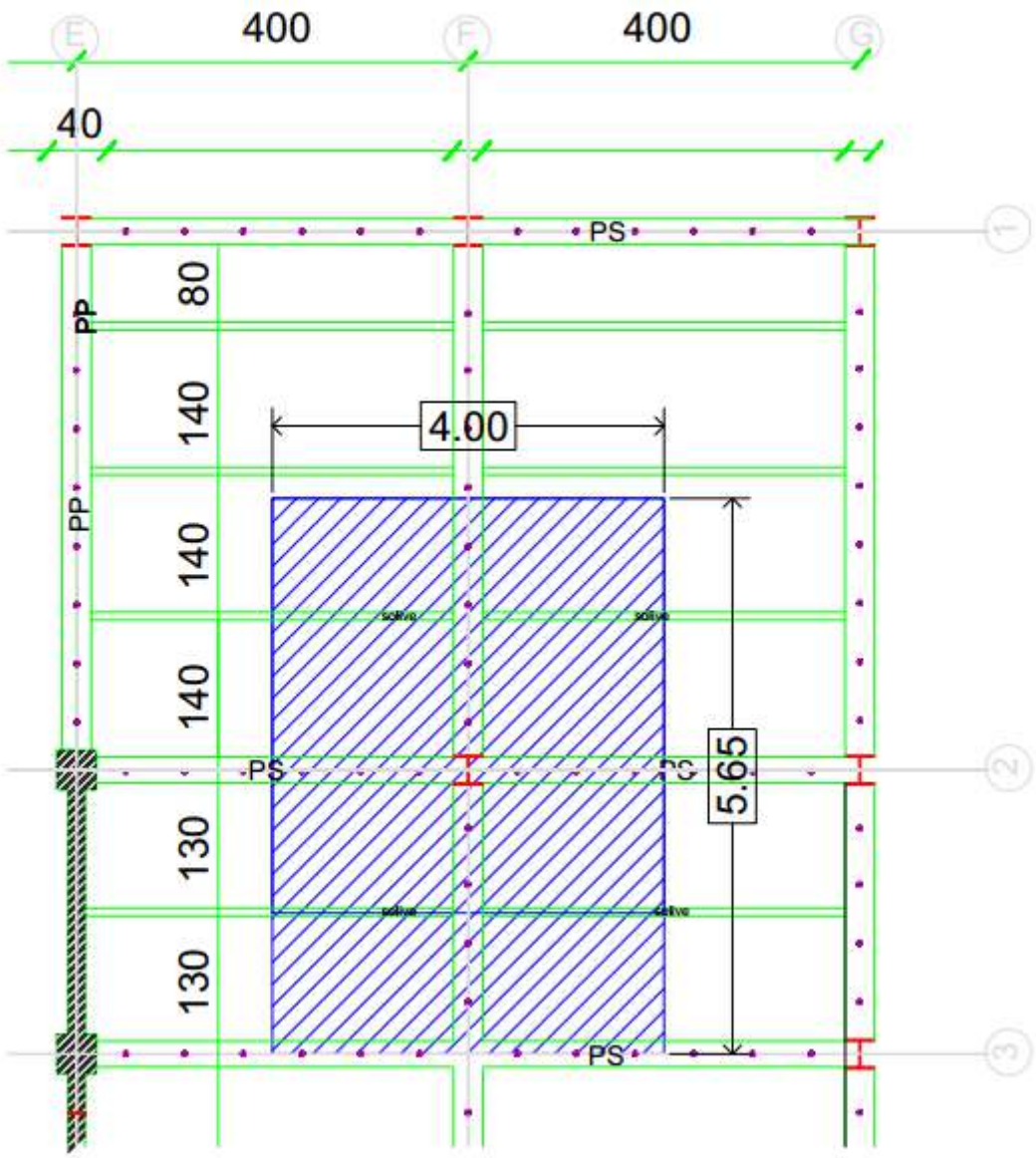


Figure IV-22 *: le poteau plus sollicitée (2-F).*

$$S_{total} = 5.65 \times 4.00 = 22.60\ m^2$$

- **Descente de charge :**
  - Calcule les charges au plancher terrasse :

On a: $G_{planche\ terrase} = 6.36\ kN/m^2 \rightarrow G_{poteau\ plus\ s} = 6.36 \times 22.60 = 143.74\ kN$

En plus : $G_{solive\ IPE200} = l_s \times p = 4 \times 2(renge) \times 22.4 = 1.79\ kN$

$$G_{PP\ IPN320} = l_{PP} \times p = 5.65 \times 61.00 = 3.45\ kN$$

$$G_{PS\ IPE220} = l_{PP} \times p = 4.00 \times 26.20 + (4.00 \times 26.20)/2 = 1.57\ kN$$

$$Q_{planche\ terrase} = 1\ kN/m^2 \rightarrow Q_{poteau\ plus\ s} = 1 \times 22.60 = 22.60\ kN$$

Alors :

$$G_{total} = G_{planche\ terrase} + G_{solive\ IPE200} + G_{PS\ IPE220} + G_{PP\ IPN320} = 150.55\ kN$$

$$Q_{total} = 22.60\ kN$$

- Calcul les sollicitations aux planches courent :

On a: $G_{planche\ courent} = 4.50\ kN/m^2 \rightarrow G_{poteau\ plus\ s} = 4.50 \times 22.60 = 101.70\ kN$

En plus : $G_{solive\ IPE200} = l_s \times p = 4 \times 2(renge) \times 22.4 = 1.79\ kN$

$$G_{PP\ IPN320} = l_{PP} \times p = 5.65 \times 61.00 = 3.45\ kN$$

$$G_{PS\ IPE220} = l_{PP} \times p = 4.00 \times 26.20 + (4.00 \times 26.20)/2 = 1.57\ kN$$

$$Q_{planche\ courent} = 2.5\ kN/m^2 \rightarrow Q_{poteau\ plus\ s} = 2.5 \times 22.60 = 56.50\ kN$$

Alors :

$$G_{total} = G_{planche\ courent} + G_{solive\ IPE200} + G_{PS\ IPE220} + G_{PP\ IPN320} = 108.51\ kN$$

$$Q_{total} = 56.50\ kN$$

b. Calcul la sollicitation à l'ELU :

Dans cette partie, nous calculons le poteau à l'ELU, afin de connaître la résistance de ce poteau à la force descendante par le haut.

$$N_{sd} = 1{,}35 \times G + 1{,}5 \times Q$$

Où :

$$G = G_{(plancher\ terrasse)} + 10 \times G_{(plancher\ courant)} = 150.55 + 10 \times 108.51 = 1235.61\ KN$$

$$Q = Q_{(plancher\ terrasse)} + 10 \times Q_{(plancher\ courant)} = 22.60 + 10 \times 56.50 = 587.60\ KN$$

Donc : $Nsd = 1{,}35 \times G + 1{,}5 \times Q = 1.35 \times 1235.61 + 1.5 \times 587.60 = 2546.47\ KN$

c. Pré dimensionnement des poteaux : [CCM97 ; Art 5.4.4]

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A.f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Section de classe 1

$$A_{nec} \geq \frac{N_{sd}.\gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{2549.47 \times 1}{235 \times 10^{-3}} = 10848.82\ mm^2 \rightarrow \boldsymbol{HEB260}$$

Avec :

Profilé de classe 1 ..... $N_{c.Rd} = N_{plRd}$

N_{sd} : Effort de compression.

f_y = 235 N/mm².

γ_{Mo} = 1,0.

Pour tenir compte de l'effet du séisme on fait une majoration, on multiplier A_{nec} par 1,5.

d. Vérification des poteaux :

1. Longueur de flambement (ENCASTRÉE-ENCNCASTRÉE) :

$$l_f = 0{,}5 \times l \rightarrow L = 3{,}40\ m$$

$$l_f = 0{,}5 \times 3{,}40 = 1{,}70\ m$$

2. Élancement maximal

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{170}{5.59} = 30.41 \quad et \quad \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{170}{9.43} = 18.03$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$ Le plan de flambement (xoy) et l'axe de flambement z − z

3. Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_I} = \frac{30.41}{93.9} = 0.32 > 0.2 \rightarrow$$ Il faut vérifier le flambement

L'élancement élastique limite $\lambda_l = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9.\varepsilon = 93.9$

4. Vérification du flambement

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{260}{260} = 1 < 1.2 \\ t_f = 17.5\ mm < 100\ mm \end{array}\right\} \rightarrow \text{La courbe de flambement est « c » et } \alpha = 0{,}49$$

5. Condition de vérification

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$\beta_A = 1$ Section de class 1

$$\boldsymbol{\chi = \frac{1}{\emptyset + \sqrt{(\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2)}}} \quad \boldsymbol{avec} \quad \boldsymbol{\emptyset = 0{,}5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2)}$$

$\emptyset = 0{,}58$; $\chi = 0{,}94$

$$N_{sd} = 1900.85\ KN < N_{b,Rd} = \frac{0.94 \times 1 \times 11840 \times 235}{1.1} = 2377.69\ KN$$

Donc on adopte **HEB260.**

e. Dimensionnement des poteaux de sous-sol (béton) :

Décente des charges :

On la charge de section supporte par les poteaux de l'étage courent et l'étage courant terrasse :

Tableau IV-19 : les charge supporte par le poteau en béton arme plus solliciter à sous-sol.

	G_{total}	Q_{total}
Niveau terrasse	150.55 kN	22.60 kN
Niveau courant	108.51 kN	56.50 kN
Poteaux (tout longueur)	34.78 kN	/

Le tableau suivant indique les valeurs des charges applique sur le poteau de sous-sol :

Tableau IV-20 *: Détermination des charges permanentes.*

	Plancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	G(KN)	Gcum(KN)
Terrasse	150.550	3.162	/	/	153.712	153.712
9	108.510	3.162	/	/	111.672	265.384
8	108.510	3.162	/	/	111.672	377.056
7	108.510	3.162	/	/	111.672	488.728
6	108.510	3.162	/	/	111.672	600.400
5	108.510	3.162	/	/	111.672	712.072
4	108.510	3.162	/	/	111.672	823.744
3	108.510	3.162	/	/	111.672	935.416
2	108.510	3.162	/	/	111.672	1047.088
1	108.510	3.162	/	/	111.672	1158.760
RDC	108.510	3.162	/	/	111.672	1270.432
SS	129.888	18.934	17.550	9.320	175.692	**1446.124**

Alors à travers le tableau, nous concluons que la valeur **1446.124 KN** est la quantité que le poteau porte dans le sous-sol et donc c'est la valeur que nous calculons.

Surcharge d'exploitation :

Tableau IV-21 *: Détermination des charges d'exploitation.*

étage		Q plancher	Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
terrasse	Q0	1	22.600	0		22.600
9	Q1	2.5	56.500	1	1	79.100
8	Q2	2.5	56.500	2	0.95	129.950
7	Q3	2.5	56.500	3	0.9	175.150
6	Q4	2.5	56.500	4	0.85	214.700
5	Q5	2.5	56.500	5	0.8	248.600
4	Q6	2.5	56.500	6	0.75	276.850
3	Q7	2.5	56.500	7	0.714	304.987
2	Q8	2.5	56.500	8	0.69	334.480
1	Q9	2.5	56.500	9	0.67	363.295

RDC	Q10	2.5	56.500	10	0.65	389.850
SS	Q11	2.5	56.500	11	0.64	**420.360**

- **Détermination de l'effort normal ultime :**

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

- N_{ultime}=1.35G+1.5Q
- Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Toutes les valeurs résumées dans ce tableau :

Tableau IV-22 *: Détermination de l'effort normal ultime.*

étage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU(kN)	vérification
terrasse	153.712	22.600	241.411	265.552	2816.007	CV
9	265.384	79.100	476.918	524.610	2816.007	CV
8	377.056	129.950	703.951	774.346	2816.007	CV
7	488.728	175.150	922.508	1014.759	2816.007	CV
6	600.400	214.700	1132.590	1245.849	2816.007	CV
5	712.072	248.600	1334.197	1467.617	2816.007	CV
4	823.744	276.850	1527.329	1680.062	2816.007	CV
3	935.416	304.987	1720.292	1892.321	2816.007	CV
2	1047.088	334.480	1915.289	2106.818	2816.007	CV
1	1158.760	363.295	2109.269	2320.195	2816.007	CV
RDC	1270.432	389.850	2299.858	2529.844	2816.007	CV
SS	1450.565	420.360	2588.803	**2847.683**	**3511.945**	CV

Nous concluons que les charges comparables dans ce tableau sont les dernière

2847.683 KN < 3511.945 KN la condition est vérifié**.**

Vérification des conditions RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

Pour la zone III on a :

- Min (b_1, h_1) ≥ 30 ⇨ Min (50, 50) ≥ 30 …… Condition vérifiée
- Min (b_1, h_1) ≥ he / 20 ⇨ Min (50, 50) = 50 ≥ 329 / 20 = 21.93 …. Condition vérifiée
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 ⇨ 1/4 < (50 / 50) =1 < 4…… Condition vérifiée

Toutes ces conditions sont vérifiées.

Donc les dimensions des poteaux de sous-sol sont : **(50x50) cm**

Remarqua : Dans le chapitre sur le calcul des éléments secondaires puisque nous avons calculé à la fois l'escalier et le l'acrotère, nous ne le recalculons pas car il a les mêmes dimensions et méthode de calcul.

Quant à sous-sol, nous prenons toutes les dimensions que nous appliquons au projet, qui est de la charpente métallique, C'est parce qu'ils partagent le même sous-sol.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L= 5.50 m	L= 4.25 m
Pré dimensionnement	$36.66 \leq h \leq 55.00$ h= 45 cm $13.5 \leq b \leq 31.5$ b= 30 cm	$28.33 \leq h \leq 42.5$ h= 35 cm $10.5 \leq b \leq 24.5$ b= 35 cm
Section choisir	(30x45) cm	(30x35) cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{45}{30} = 1.5$ .. cv	$h \geq 30$ ... ... cv $b \geq 20$ ... ... cv $\frac{35}{30} = 1.16$ .. cv
Conclusion	(30x45) cm	(30x35) cm

Tableau IV-23 : pré dimensionnement des poutres de sous-sol.

Et même hauteur de plancher cour creux : h= 16+4

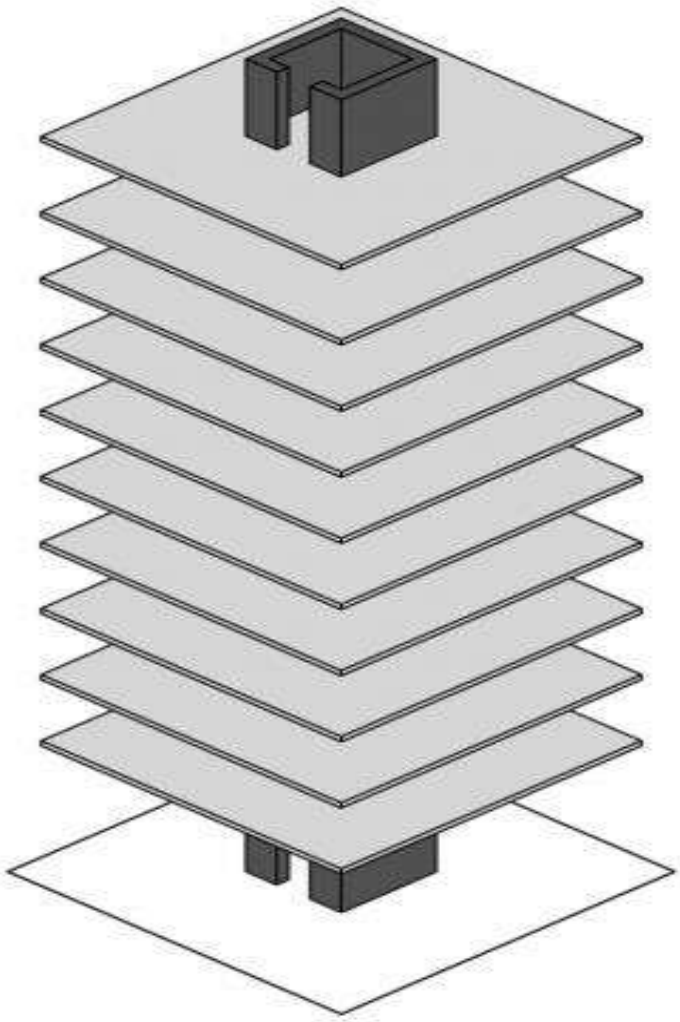
4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé à la fois (poutre principale et poutre secondaire et les solives et ainsi les poteaux en acier et les poteaux en béton arme à sous-sol, Les résultats sont les suivants:

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire	Solives	Poteaux	Poteaux du sous-sol (béton)
Choix	**IPN320**	**IPE220**	**IPE200**	**HEB260**	**50x50**

CHAPITRE V

NOYAU CENTRAL



V.1. Noyau central :

Dans ce chapitre, nous traiterons le noyau central comme un élément de contreventement de la structure, l'usage du projet ne permet l'emplacement du systeme de contreventement qu'au niveau des circulation verticales, la fléxibilité et la résiliance (linéarité) et la stabilité de la structure sont assurées par le système de contreventement par son absorbtion de la grande partie de la force sismique. On procede par mainteneant par un dimensionnement des élément.du noyau.

V.2. Quelques vues en perspective du noyau central :

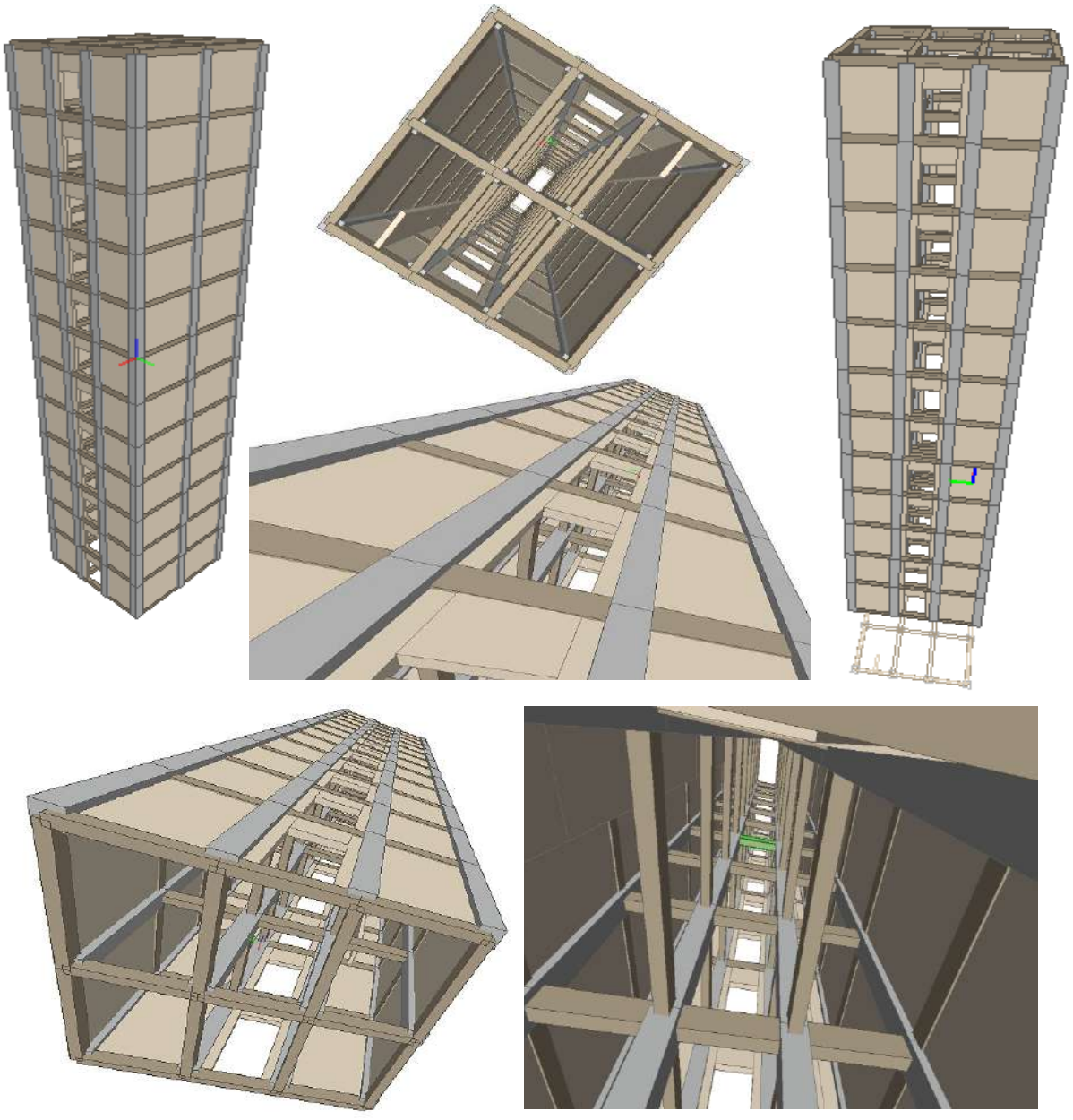


Figure V-1 : noyau central de notre projet.

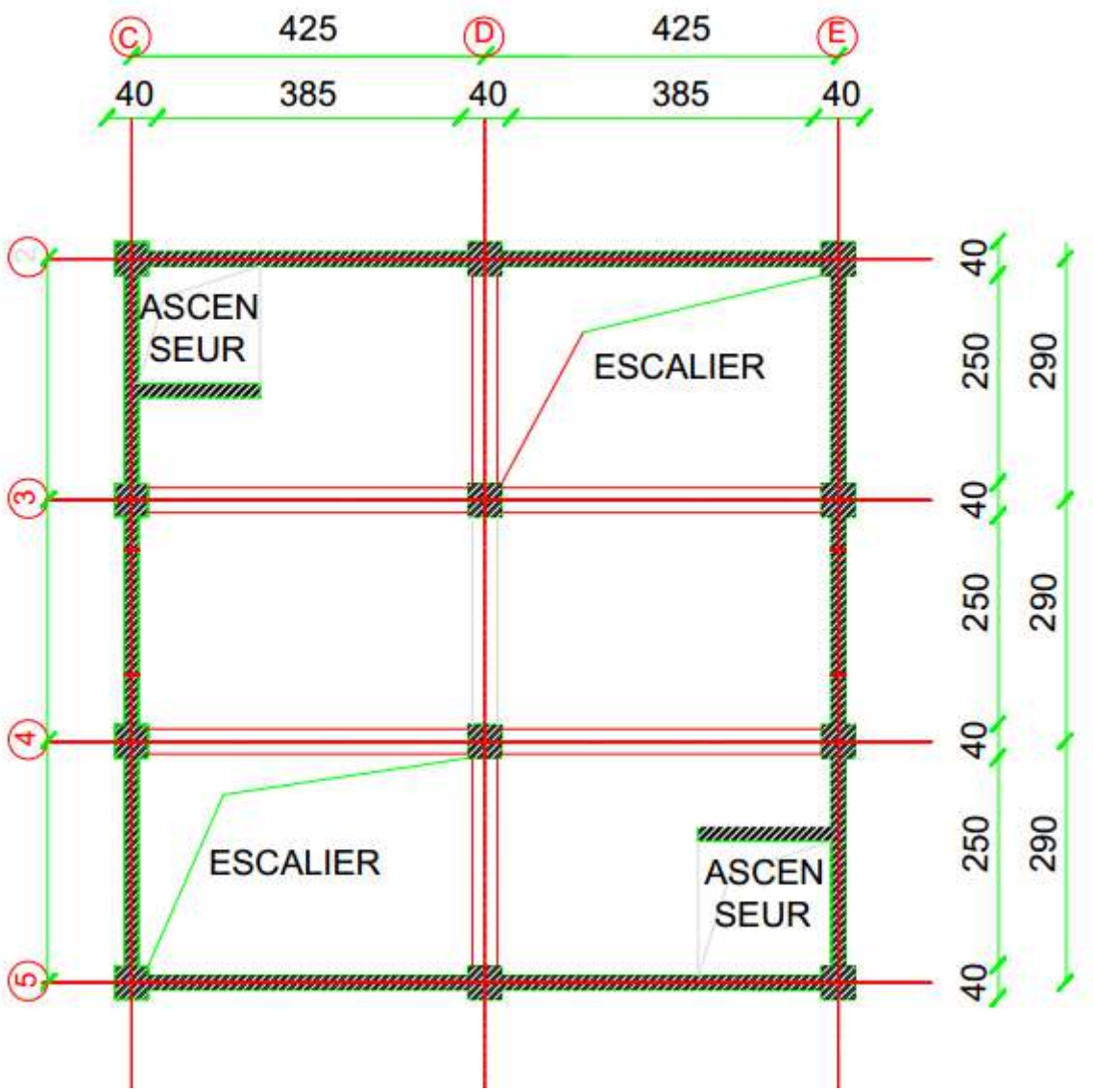


Figure V-2 : dimension de noyau central de notre projet.

I.1 : Caractéristiques des matériaux :

I.1.1 : Béton armé :

Tableau V-1 *: Caractéristiques mécaniques du béton [DTR B.C 2-41, Art A2.1, p 5]*

Classes de résistance du béton	C25/30
La résistance à la compression	f_{c28} = 25 Mpa
La résistance à la traction	f_{t28} =2,1 Mpa
La masse volumique	ρ=2500 kg/m^3
Coefficient de retrait	$\varepsilon = 2\times10^{-4}$
Le module d'élasticité longitudinale	E = 32165 Mpa

I.1.2 : Aciers de ferraillage :

Tableau V-2: Caractéristiques mécaniques de l'acier pour le ferraillage [DTR B.C 2-41, Art A2.2, p 9]

Nuance d'acier	F_e E400
La limite élastique	f_e = 400 Mpa
La masse volumique	$\rho = 7\ 850\ kg/m^3$
Module d'élasticité longitudinale	E = 200 000 Mpa

V.3. Pré-dimensionnement :

V.3.1. Plancher à dalle pleine :

Après avoir étudié le livre des gratte-ciel « Tall Buildings : structural systems and aerodynamic Form » nous avons constaté que l'utilisation d'une dalle pleine est presque obligatoire, en raison de ses avantages en termes de résistance aux charges latérales causées par les vents et les séismes dans les bâtiments, et nous choisissons donc la dalle pleine au lieu de la plancher à corps creux.

V.3.1.1. Dimensions du panneau de dalle :

On a la dalle repose sur quatre appuis :

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \frac{290\ cm}{45} = 6.44\ cm \leq e \leq \frac{290\ cm}{40} = 7.25\ cm$$

On adopte **e = 15 cm** à confirmer par les différentes isolations.

V.3.1.2. Evaluation des charges du Plancher dalle pleine :

Tableau V-3 : Charge due aux planchers à dalle plein de niveau courant

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Brique creuse	0.10	09	0.90
	G (charges permanentes)	**6.19 KN/m²**		

Tableau V-4 : Charge à la terrasse due aux plancher à dalle pleine.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Gravillon roulé de protection	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Dalle pleine	0.15	25	3.75
9	Enduits de plâtre	0.02	10	0.20
	G (charges permanentes)	**7.40 KN/m²**		

V.3.1.3. Evaluation des charges du Plancher collaborant :

Tableau V-5 *: Charge due aux planchers collaborant de niveau courant.*

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher collaborant (coffrage+ Poids du béton de la dalle)	0.10	/	1.91
5	plafond suspendu	/	/	1
6	Cloison simple vitrage	0.10	/	0.25
	G (charges permanentes)	**4.5 KN/m²**		

Tableau V-6: Charge à la terrasse du plancher collaborant.

	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN /m³)	Poids surfaciques (KN/m²)
1	Gravillon roulé de protection	0.05	17	0.85
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05
4	Forme de pente	0.1	22	2.2
5	Film polyane	-	-	0.01
6	Plaque de liège	0.04	4	0.16
7	Par vapeur	0.01	6	0.06
8	Plancher collaborant (coffrage+ Poids du béton de la dalle)	0.10	/	1.91
9	plafond suspendu	/	/	1
	G (charges permanentes)	**6.36 KN/m²**		

V.3.2. Les poutres :

Le pré dimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3\,h < b < 0.7h \end{cases}$$

Avec : h : hauteur de la poutre. **;** b : largeur de la poutre. **;** L : la portée maximale de la poutre.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du [Art 7.5.1 RPA99v2003] **:**

$$h \geq 30\ cm\ /\ b \geq 20\ cm \quad et \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau V-7: pré dimensionnement des poutres.

Elément	Poutre principale	Poutre secondaire
Longueur	L= 4.25 m	L= 2.90 m
Pré dimensionnement	$28.33 \leq h \leq 42.5$ h= 30 cm $9 \leq b \leq 21$ b= 30 cm	$19.33 \leq h \leq 29$ h= 30 cm $9 \leq b \leq 21$ b= 30 cm
Section choisir	(30x30) cm	(30x30) cm
Vérification RPA99v2003	$h \geq 30 \ldots \ldots cv$ $b \geq 20 \ldots \ldots cv$ $\frac{50}{30} = 1.3 \ldots cv$	$h \geq 30 \ldots \ldots cv$ $b \geq 20 \ldots \ldots cv$ $\frac{35}{30} = 1.16 \ldots cv$
Conclusion	(30x30) cm	(30x30) cm

V.3.2.1. Conclusion :

Les vérifications selon le RPA2003 et la condition de rigidité on prendre les sections de poutres secondaires et poutres principales suivantes :

PP (30*30) cm **PS (30*30) cm**

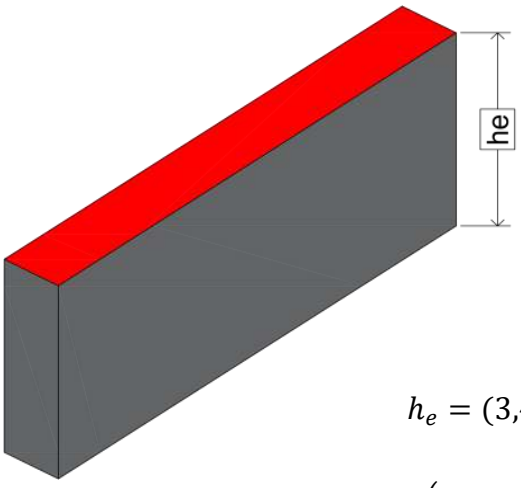
V.3.3. Longrines :

La section minimale en fonction : la zone sismique (III), et le site (s3) **[RPA v2003.Art 10.1]**

(30*30) : site de catégorie S3

V.3.4. Pré-dimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'art 7.7 de RPA 99 versions 2003 donc nous choisissons le cas plus défavorable :



$$a \geq h_e/20$$

he : hauteur liber de l'étage

$$h_e = h_{étage} - h_{ps}$$

$$h_e = (3{,}40 - 0.30)m$$

$$a \geq max\left(15\ cm; \frac{310}{20}\right) \Rightarrow a \geq 15.5\ cm$$

On adopte l'épaisseur des voiles **a= 16 cm** sur toute la hauteur de la structure.

V.3.5. voile périphérique :

$$a_p = a + 5cm \quad \rightarrow \quad donc\ on\ prend:\ \boldsymbol{a_p = 20\ cm}$$

V.3.5.1. La vérification du voile périphérique :

V.3.6. Les poteaux :

Le dimensionnement retenu est celui du poteau le plus sollicité et doit satisfaire les conditions imposées par l'article [7.4.1 RPA 99V2003].

V.3.6.1. Décente des charges :

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau V-8: calcul de l'effort N

	(a*a)	Lf (m)	i=b/(√12) (m)	λ	fc28 (Mpa)	B (cm2)	Br (cm2)	As (m2)	α	Nu adm(MN)	Nu adm(kN)
Terrasse	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
9	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
8	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
7	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
6	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
5	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
4	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
3	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
2	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
1	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
RDC	40	2.38	0.115	20.611	25	1600	1444	1.6	0.795	2.170	2169.772
SS	40	2.618	1.15E-01	22.673	25	1600	1444	1.6	0.784	2.141	2140.615

Donc nous concluons que notre poteau porte une charge de **2.17 MN** à l'étage courent et **2.14 MN** à l'étage de sous-sol.

Remarque : Toutes les valeurs calcules par logiciel de calcule Excel pour ninimizer l'errer.

V.3.6.2. Le poteau le plus sollicité (4-E) :

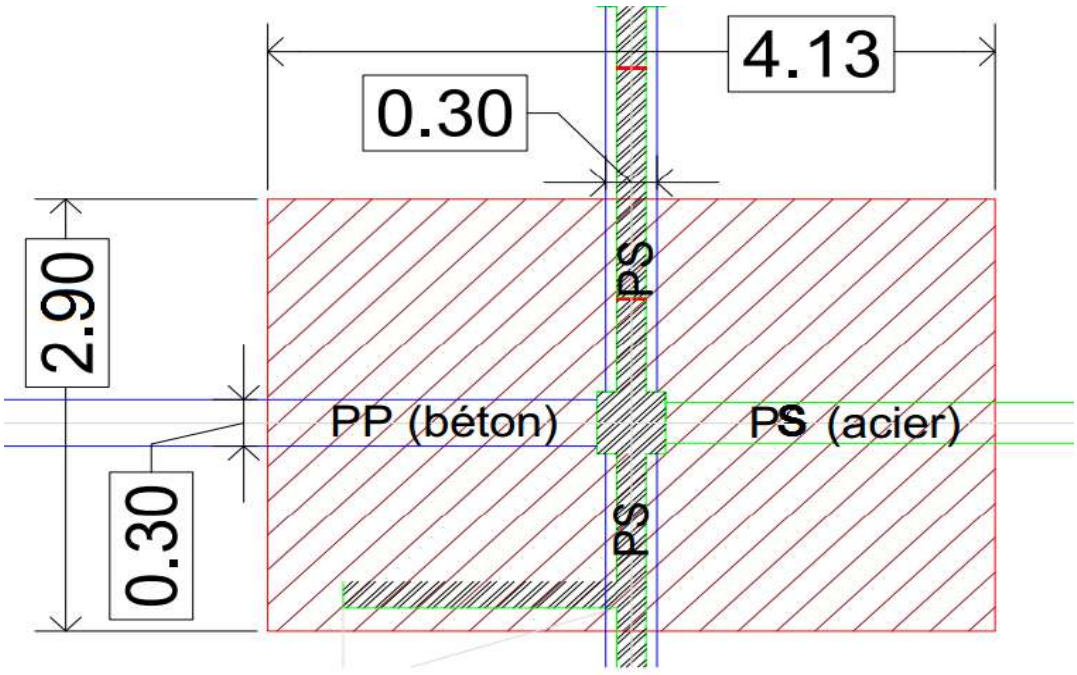


Figure V-3 : poteau le plus sollicité.

Remarque : PS (acier) est un IPE160.

- Surface total du plancher :

S_t = (.18+0.4+1.925) * (.125+0.4+.125) = 11.96 m^2

- Surface du plancher seulement :

S_p= 11.96-(0.4x0.4)-(0.3x(2.9-0.4))-(0.3x((4.13/2)-0.2))-(0.082x((4.13/2)-0.2)) = 10.34 m^2

V.3.7. Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

V.3.7.1. Détermination des charges permanente :

$G_{\text{plancher t ou c}}$ = poids de plancher terrasse x $S_{\text{plancher t ou c}}$+ poids de plancher terrasse collaborant x $S_{\text{plancher collaborant t ou c}}$

$G_{(pp\ ou\ ps)}$ =b x h x L x poids volumique du béton armé

$G_{(poteau)}$= b x h x h_e x poids volumique du béton armé

$G_{(\text{poutres secondaires acier IPE160})}$= poids linéaire x L

Poids volumique du béton armé =25 KN/m^3

n^{eme} étage : $G_n = G_{\text{plancher t}} + G_{\text{POUTRE (P+S)}} + G_{\text{poteau}} + G_{(\text{poutres secondaires acier IPE160})}$

Application numérique de cette formule résumé dons ct tableau suivent :

Tableau V-9: Détermination des charges permanentes.

	Gplancher(KN)	G pot(KN)	Gpp(KN)	Gps(KN)	poids IPE160	G(KN)	Gcum(KN)
terrasse	52.527	13.600	4.196	5.625	0.29467	76.243	76.243
9	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	142.043
8	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	207.843
7	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	273.642
6	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	339.442
5	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	405.242
4	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	471.041
3	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	536.841
2	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	602.641
1	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	668.441
RDC	42.084	13.600	4.196	5.625	0.29467	65.800	734.240
SS	42.084	14.960	4.196	5.625	0.29467	67.160	801.400

Donc nous concluons aussi que la charge permanement est **65.80 KN** à l'étage courent et **76.243 KN** à l'étage terrasse et **67.16 KN**.

V.3.8. Surcharge d'exploitation :

Tableau V-10*: Détermination des charges d'exploitation.*

etage		Q plancher	Q(KN)	n	3+n/2n	Qcum (kN)
terrasse	Q0	1	11.960	0	/	11.960
9	Q1	2.5	29.900	1	1	41.860
8	Q2	2.5	29.900	2	0.95	68.770
7	Q3	2.5	29.900	3	0.9	92.690
6	Q4	2.5	29.900	4	0.85	113.620
5	Q5	2.5	29.900	5	0.8	131.560
4	Q6	2.5	29.900	6	0.75	146.510
3	Q7	2.5	29.900	7	0.714	161.400
2	Q8	2.5	29.900	8	0.69	177.008
1	Q9	2.5	29.900	9	0.67	192.257
RDC	Q10	2.5	29.900	10	0.65	206.310
SS	Q11	2.5	29.900	11	0.64	222.456

Nous concluons aussi pour ce tableau que la charge d'exploitation cumile est **222.456 KN** et cette valeur dont nous aurons besoin pour calculée les dimensions de la colonne avec des éloges permanents, bien sûr.

V.3.9. Détermination de l'effort normal ultime :

L'effort normal doit être majoré 10% pour le poteau plus sollicité.

- $N_{ultime}=1.35G+1.5Q$
- Nu= Nu+ 10% Nu =1.1N

Toutes les valeurs résumées dans ce tableau :

Tableau V-11: Détermination de l'effort normal ultime.

étage	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU(kN)	vérification
terrasse	76.243	11.960	120.868	132.955	2169.772	CV
9	142.043	41.860	254.548	280.003	2169.772	CV
8	207.843	68.770	383.742	422.117	2169.772	CV
7	273.642	92.690	508.452	559.297	2169.772	CV
6	339.442	113.620	628.677	691.544	2169.772	CV
5	405.242	131.560	744.416	818.858	2169.772	CV
4	471.041	146.510	855.671	941.238	2169.772	CV
3	536.841	161.400	966.836	1063.519	2169.772	CV
2	602.641	177.008	1079.077	1186.985	2169.772	CV
1	668.441	192.257	1190.780	1309.858	2169.772	CV
RDC	734.240	206.310	1300.689	1430.758	2169.772	CV
SS	801.400	222.456	1415.574	1557.131	2140.615	CV

nous concluons que les charges comparable dans ce tableau est les derniere

1557.131 KN < 2140.615 KN la condition est vérifie.

V.3.10. Vérification des conditions RPA99V2003 [ART.7.4.1] :

Pour la zone III on a :

- Min (b_1, h_1) ≥ 30 ⇨ Min (40, 40) ≥ 30 …… condition vérifiée
- Min (b_1, h_1) ≥ he / 20 ⇨ Min (40, 40) =40 ≥ 310 / 20 = 15 …. condition vérifiée
- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 ⇨ 1/4 < (40 / 40) =1 < 4…… condition vérifiée

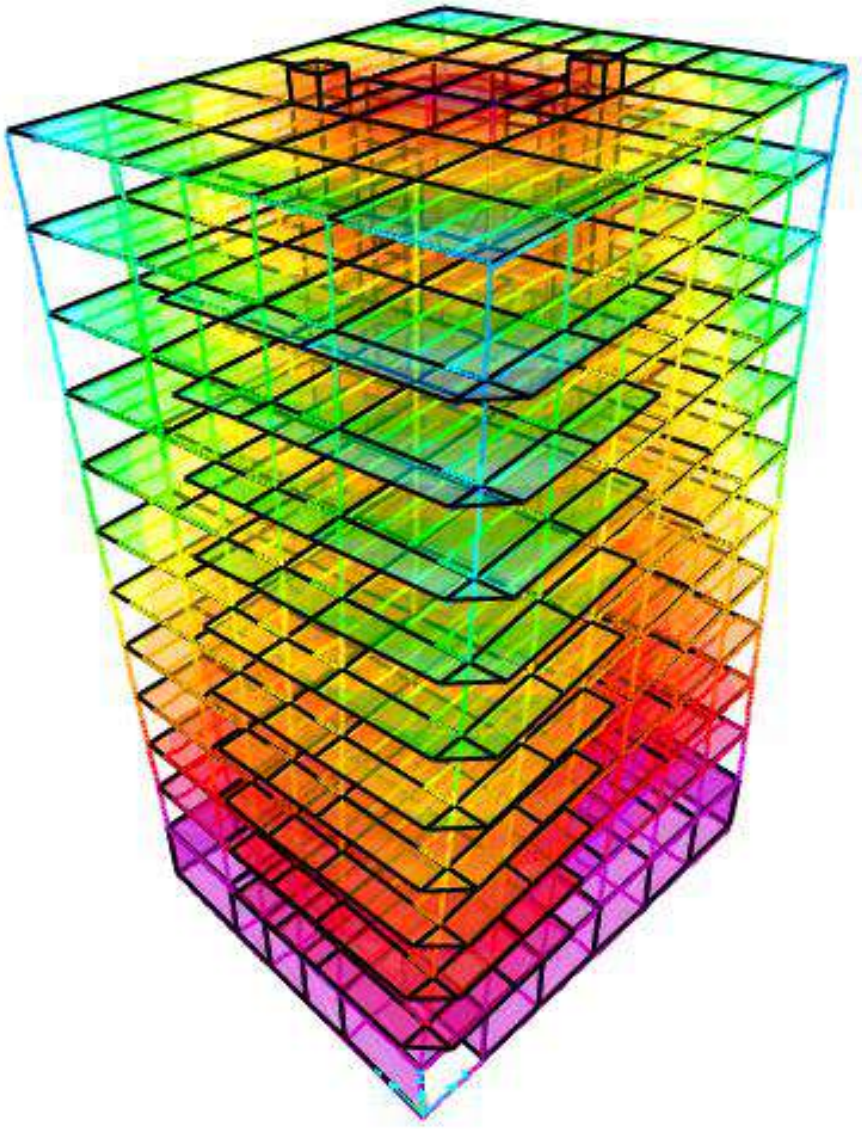
Toutes ces conditions sont vérifiées.

V.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le noyau central indépendamment, cependant toutes ces valeurs sont ajustables en ligne avec les chapitres suivants tels que le chapitre d'étude dynamique peut indiquer la validité ou l'erreur de ces valeurs.

CHAPITRES VI

ETUDE DYNAMIQUE



VI.1. Introduction :

L'étude dynamique est ce qui nous aide à déterminer le comportement de notre bâtiment sous l'influence de forces externes ou de son comportement, et cette étude nous aide également à identifier les zones de faiblesse et de dureté qui caractérisent notre bâtiment.

VI.2. Principe de cohérence (vent/séisme) :

Pour tout système structural, quand l'une des combinaisons d'actions incluant l'action du vent produit des effets plus défavorables que ceux produits par les combinaisons incluant le séisme, le dimensionnement de ce système sera déterminé sur la base des combinaisons incluant le vent. Néanmoins, les dispositions constructives, ainsi que les limitations prescrites par les présentes règles pour ce système, demeurent applicables. [RPA 99 v 2003 ; Art 8.1.3]

Puisqu'il y a deux forces principales (vent / séisme), dans ce chapitre, nous allons calculer la force du séisme et la comparer avec la force du vent dans le troisième mérite.

VI.3. Excentricité de la structure :

Avant de commencer le calcul de la structure, il est nécessaire de prendre en compte la valeur de l'excentricité entre le centre de gravité et le centre d'inertie de cette structure afin d'assurer sa stabilité en termes de torsion et en utilisant le programme de calcul, nous avons obtenu les résultats suivants :

Tableau VI-1 : Valeurs de l'Excentricité théorique.

Excentricité				
Diaphragme N°	Niveau (m)	Ex = |XR-XG| (m)	Ey = |YR-YG| (m)	Vérification
L_ DIAPH_ 3.74	3.74	0.019	0.558	Ok
K_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.001	0.036	Ok
J_ DIAPH_ 10.54	10.54	0.002	0.016	Ok
I_ DIAPH_ 13.94	13.94	0.002	0.008	Ok
H_ DIAPH_ 17.34	17.34	0.001	0.003	Ok
G_ DIAPH_ 20.74	20.74	0.001	0.001	Ok
F_ DIAPH_ 24.14	24.14	0.001	0.004	Ok
E_ DIAPH_ 27.54	27.54	0.001	0.006	Ok
D_ DIAPH_ 30.94	30.94	0.001	0.008	Ok
C_ DIAPH_ 34.34	34.34	0.001	0.010	Ok
B_ DIAPH_ 37.74	37.74	0.001	0.012	Ok
A_ DIAPH_ 41.14	41.14	0.001	0.012	Ok

Donc la plus grande valeur est 0.019 et 0.558 C'est parce qu'il n'y a pas de balcon au rez-de-chaussée.

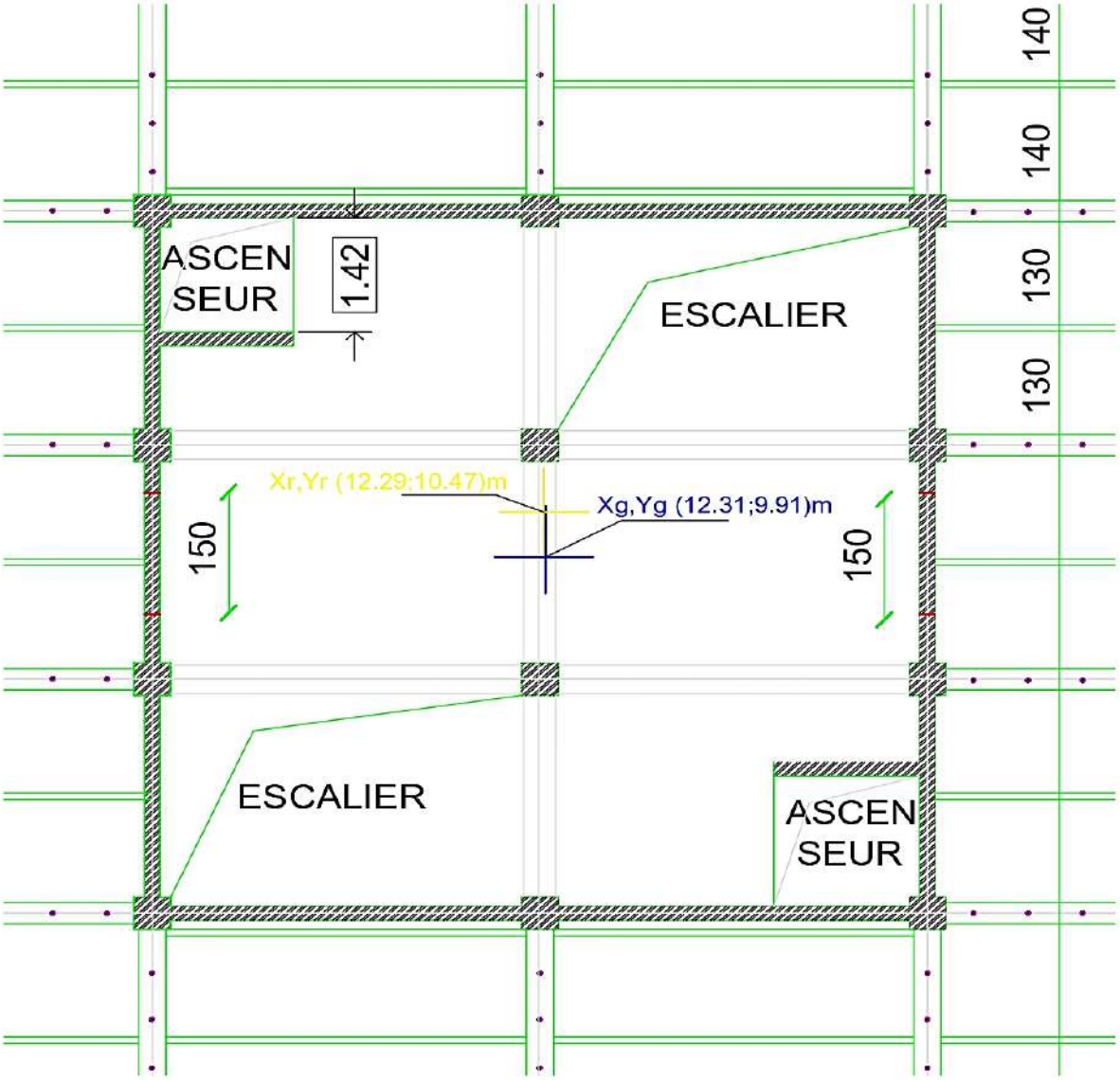


Figure VI-1 : *position du centre de gravité Xg Yg et le centre d'inertie Xr Yr.*

VI.4. Choix de la méthode de calcul : [RPA 99 V 2003 ; Art 4.1.1]

- Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérographes.

Dons notre projet la méthode applicable est par **la méthode d'analyse modale spectrale.**

VI.5. Méthode dynamique modale spectrale :

- **Principe :** [RPA 99 V 2003 ; Art 4.3.1]

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.

- **Modélisation :**

Cette simulation est à l'image du programme [SAP2000.v20.2.0], qui analyse les structures par ordinateur, afin de réduire le temps de calcul et produire de bons résultats en cas de bonne manipulation avec le programme.

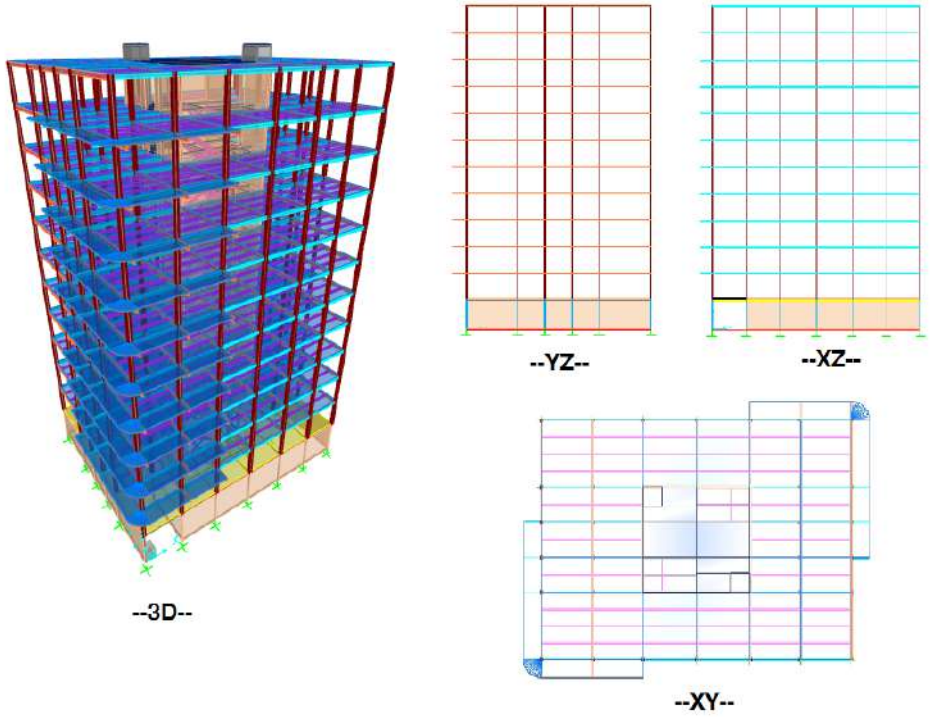


Figure VI-2 : Modélisation de notre structure.

- **Spectre de réponse de calcul :** [RPA99V2003 ; Art 4.3.3]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

- **Coefficient d'accélération de zone A :** [RPA99V2003 ; Tab 4.1]

A = f (zone : III ; groupe d'usage : 2) → **A = 0.25**

- **Facteur de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \qquad \rightarrow \qquad \boldsymbol{\eta = 0.982}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (ξ = 5.27%) d'après [livre Pratique du calcul sismique P28 eq 1.3-6]

- **Coefficient de comportement R :**

Dans notre structure, Ne pas utiliser les contreventements métalliques car le noyau central résisterait bien et nous donnerait le meilleur comportement.

Et conformément à l'article 3.4 du RPA 99v2003 donc **R = 3.5** [RPA99v2003 ; Tab 4.3]

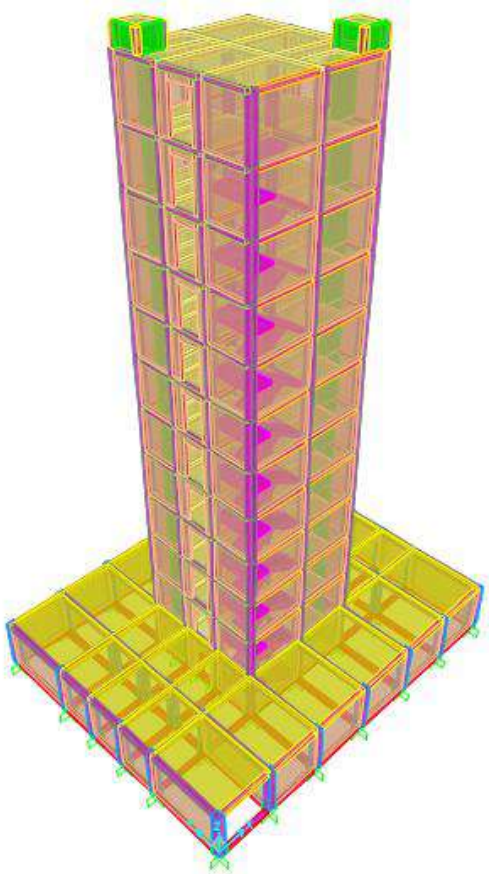


Figure VI-3 : Modélisation de noyau central de notre structure.

- **Facteur de qualité Q :** [RPA99V2003 ; Tab.4.4]

Le facteur de qualité est égal à 1 additionné à la somme de 6 pénalités selon que les critères de qualité sont satisfaits ou non : $(Q = 1 \pm \sum_{1}^{6} P_q)$

Ces pénalités sont rappelées dans le tableau suivant :

Tableau VI-2 : Valeurs des pénalités Pq

	P_q			
Critère "q"	**Observé**	**N/Observé**	**Q_x**	**Q_y**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0
2. Redondance en plan	0	0.05	0	0
3. Régularité en plan	0	0.05	0	0
4. Régularité en élévation	0	0.05	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10	0	0
			1	**1**

- **Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1, T_2 :**

  D'après le rapport du sol : Site S2

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.40 \text{ s} \end{cases}$$ [RPA99v2003 ; Tab 4.7]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

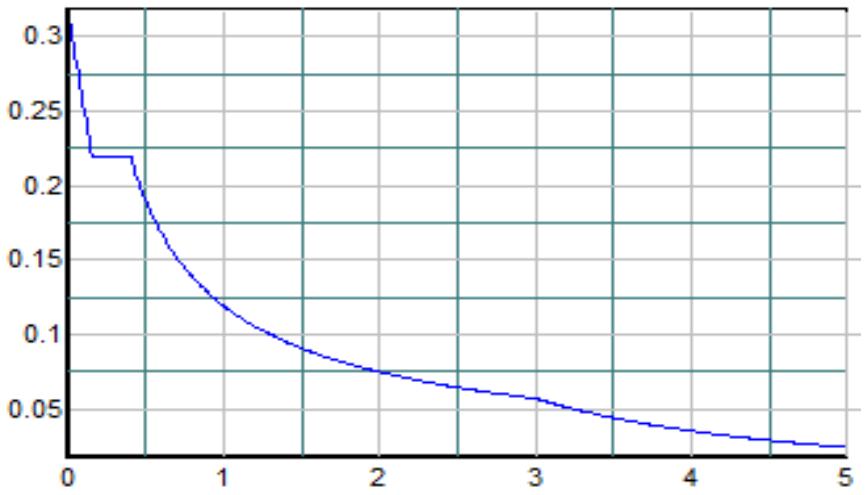


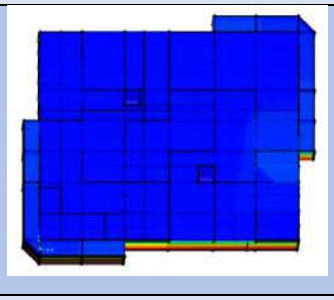
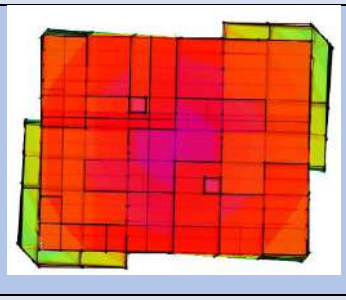
Figure VI-4 : Le spectre de réponse suivant x-y.

VI.6. Analyse modale :

1. Vérification de comportement des trois premiers modes :

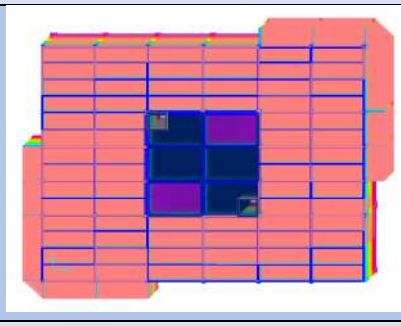
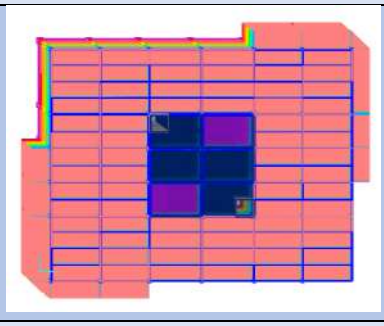
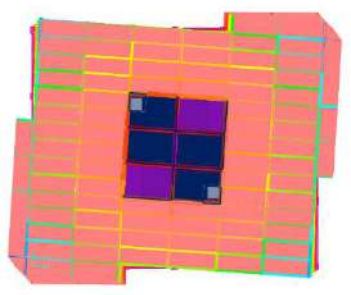
Après avoir construit la structure sur le programme SAP2000, nous obtenons les résultats suivants :

Tableau VI-3 : comportement erroné des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.329 s	Mode 2 / T2 = 0.286 s	Mode 3 / T3 = 0.220 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	1.10	74.00	0.00
Suivant Y	73.49	1.23	0.00
Autour de Z	0.00	0.00	76.31
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe Y	Translation suivant l'axe X	Rotation autour de l'axe Z

Remarque : En travaillant sur la saisie des charges de vent sur le programme SAP2000 v22, nous avons crée une surface sur laquelle appliquer cette charge, et nous n'avons pas fait attention que ces surfaces avaient une épaisseur de 0,05 m et dessus, et bien que leur matériau soit Matx (matériau sans poids volumique), il a été calculé avec la rigidité générale de la structure et a affecté le La période et les résultats corrects étaient les suivants :

Tableau VI-4 : comportement correct des trois premiers modes.

Modes	Mode 1 / T1 = 0.653 s	Mode 2 / T2 = 0.630 s	Mode 3 / T3 = 0.420 s
Sens	Participation massique %	Participation massique %	Participation massique %
Suivant X	26.41	36.05	0.00
Suivant Y	36.70	27.24	0.00
Autour de Z	0.00	0.00	71.90
Graphique			
Comportement	Translation suivant l'axe Y + Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe X + Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z

Commentaire : La raison de la réponse de la structure dans les deux premières modes est que le bâtiment est symétrique et que le côté faible en termes de rigidité est le même que le grand côté en termes d'inertie des profilés en acier.

2. Vérification de la participation massique: [RPA99v2003 ; Art 4.3.4.a]

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

Tableau VI-5 : vérification de participation massique.

		Cumule des masses modales effectives (%)		
Mode	**Période (s)**	Sens-x	Sens-y	Sens-z
396	0.033	90.96	90.575	86.622
376	0.038	89.933	90.525	86.613
890	0.016	99.395	99.729	90.167

- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au **396 ème mode** suivant l'axe (X).
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au **376 ème mode** suivant l'axe (Y).
- La somme des masses modales effectives est atteinte plus de 90 % de la masse totale de la structure, au **890 ème mode** auteur de l'axe (Z).

- Le Nombre des modes retenus = **890 modes.**
- Le Temps des modes retenus = **40.28 s.**

Pourquoi le nombre de postes sélectionnés est-il assez élevé ?

Car si le structure est rigide, il absorbe beaucoup d'énergie sismique, et il faut beaucoup de temps et le nombre des modes aussi pour libérer 90% de cette énergie.

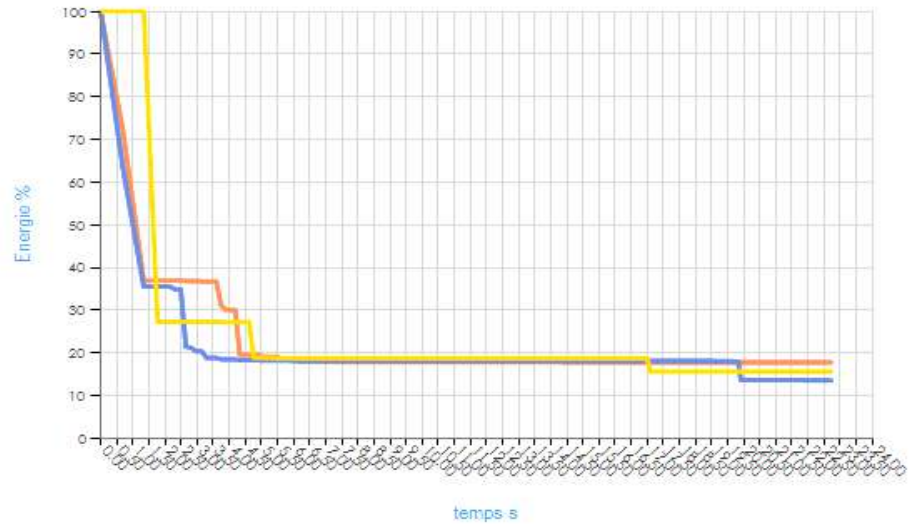


Figure VI-5 : dissipation d'énergie en fonction du temp.

3. Vérification de la force sismique V à la base : [RPA99v2003 ; Art 4.3.6]

La résultante des forces sismique à la base E_d 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc il faut vérifier que : $\frac{E_d}{V} \geq 0.8$

- **Calcul de la force sismique totale :** [RPA99v2003 ; Art 4.2.3]

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q_x}{R}.W \qquad V_x = \frac{A.D_y.Q_y}{R}.W$$

Tel que :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone : **A = 0,25** [RPA99V2003 ; Tab 4.1]
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen

$$\mathbf{D} = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(\frac{T_2}{T})^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}(\frac{3}{T})^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

[RPA99v2003;Art 4.2.3. (4.2)]

- $\mathbf{T_2}$ **= 0,40 s**, (site S2) [RPA99v2003 ; Tab 4.7]
- **η** : facteur de correction d'amortissement :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$$

ξ = 5.27 % (remplissage dense) → **η = 0.982** [livre Pratique du calcul sismique P28 eq 1.3-6].

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \Longrightarrow \ldots\ldots\ldots \text{ [RPA99v 2003; Art 4.2.4(4.6)]} \Longrightarrow \begin{cases} C_T = 0.050 \\ h_n = 41.14 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \mathbf{T = 0.812\ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \ldots \text{ [RPA99v 2003; Art 4.2.4(4.7)]} \Longrightarrow \begin{cases} D_x = 24.50 \text{ m} \\ D_y = 19.70 \text{ m} \\ h_n = 41.14 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mathbf{T_x = 0.748\ s} \\ \mathbf{T_y = 0.834\ s} \end{cases}$$

$$\Longrightarrow T = Min\left[\mathbf{T = 0.812\ s}\,; \{\mathbf{T_x = 0.748\ s}\,;\ \mathbf{T_y = 0.834\ s}\}\right] \rightarrow \quad \boldsymbol{T = 0.748\ s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7) :

$$0.50 \leq \mathbf{T = 0.748\ s} \leq 3.00 \text{ s} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.617}$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure : **R = 3.5** [RPA99v2003 ; Tab 4.3]
- **Q** : facteur de qualité : Qx = **1** ; **Q_y = 1** [RPA99V2003 ; Tab.4.4]
- **W** : poids total de la structure :

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$ $\quad avec \quad$ $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ [RPA99v2003; Art 4.2.3. (4.5)]

$\boldsymbol{\beta = 0.2}$ $(usage\ bereaux)$ [RPA99v2003 ; Tab 4.5]

Tableau VI-6 : La force sismique totale selon x et y (bloc A).

Poids de la structure W (KN)	V_x (KN)	V_y (KN)
47357.593	5620.880	5616.797

Tableau VI-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (bloc A)

	Charge statique (KN)	Charge dynamique (KN)	Ed/V	Ed/V > 0.8
Suivant x	5469.802	5620.880	1.03	Vérifiée
Suivant y	5469.802	5616.797	1.03	Vérifiée

Pour les deux direction (x, y) la condition est vérifiée.

Détermination de la force dominante (vent/séisme) :

Tableau VI-8 : La force dominante à la base (bloc A)

	La force sismique à la base (kN)	La force due au vent à la base (kN)
Suivant X	5620.880	1059.625
Suivant Y	5616.797	1059.625

Commentaire : La force du séisme est environ 5 fois supérieure à la force du vent, nous négligeons donc la force des vents et complétons le calcul en utilisant la force du séisme.

Vérification de la stabilité au renversement : [RPA99v2003 ; Art 4.4.1]

$$\text{Il faut vérifier que : } \frac{Moment\ stabilisant}{Moment\ reversant} \geq 1.5$$

Tableau VI-9 : Stabilité au renversement.

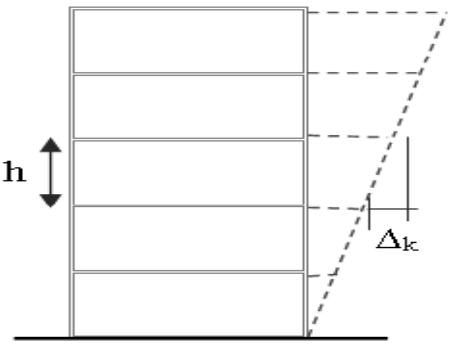
	Moment de stabilité Ms (kN.m)	Moment de renversement Mr (kN.m)	$\frac{M_s}{M_r}$	Vérification
Suivant X	501872.5282	158579.675	**3.165**	Vérifiée
Suivant Y	-644338.3	157329.600	**-17.453**	Vérifiée

Cette structure est stable vis-à-vis le risque de reversement dans les deux directions.

4. **Vérification des déplacements inter-étages :** [RPA99v2003 ; Art 4.4.3]

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure et calculé comme suit :

$$\boldsymbol{\delta_k = \delta_{ek} \times R}$$



Avec : δ_{ek}: Déplacement du aux forces séismiques Fi.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser $0.01h_e$

Tableau VI-10 : Vérification des déplacements inter-étage suivant x

Diaphragme N°	Niveau (m)	δx (cm)	R.δx (cm)	ΔX (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εx ‰	[ε] ‰	[ε] ‰ Acier
A_ DIAPH_ 41.14	41.14	2.533	8.866	0.872	3.4	Ok	1.8	3.5	10
B_ DIAPH_ 37.74	37.74	2.284	7.994	0.903	3.4	Ok	1.86	3.5	10
C_ DIAPH_ 34.34	34.34	2.026	7.091	0.917	3.4	Ok	1.89	3.5	10
D_ DIAPH_ 30.94	30.94	1.764	6.174	0.92	3.4	Ok	1.89	3.5	10
E_ DIAPH_ 27.54	27.54	1.501	5.254	0.914	3.4	Ok	1.88	3.5	10
F_ DIAPH_ 24.14	24.14	1.24	4.34	0.885	3.4	Ok	1.82	3.5	10
G_ DIAPH_ 20.74	20.74	0.987	3.455	0.847	3.4	Ok	1.74	3.5	10
H_ DIAPH_ 17.34	17.34	0.745	2.608	0.781	3.4	Ok	1.61	3.5	10
I_ DIAPH_ 13.94	13.94	0.522	1.827	0.703	3.4	Ok	1.45	3.5	10
J_ DIAPH_ 10.54	10.54	0.321	1.124	0.595	3.4	Ok	1.23	3.5	10
K_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.151	0.529	0.448	3.4	Ok	0.92	3.5	10
L_ DIAPH_ 3.74	3.74	0.023	0.081	0.081	3.74	Ok	0.15	3.5	10

Tableau VI-11 : Vérification des déplacements inter-étage suivant y

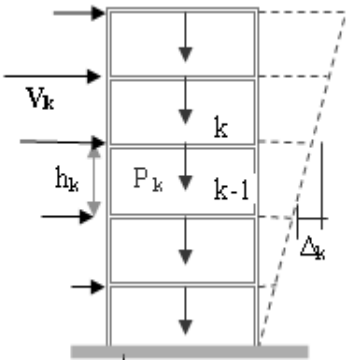
Diaphragm N°	Niveau (m)	δy (cm)	R.δy (cm)	ΔY (cm)	0,01.h (cm)	Vérification	εy ‰	[ε] ‰	[ε] ‰ Acier
A_ DIAPH_ 41.14	41.14	2.602	9.107	0.801	3.4	Ok	1.65	3.5	10
B_ DIAPH_ 37.74	37.74	2.373	8.306	0.847	3.4	Ok	1.74	3.5	10
C_ DIAPH_ 34.34	34.34	2.131	7.459	0.886	3.4	Ok	1.82	3.5	10
D_ DIAPH_ 30.94	30.94	1.878	6.573	0.91	3.4	Ok	1.87	3.5	10
E_ DIAPH_ 27.54	27.54	1.618	5.663	0.917	3.4	Ok	1.89	3.5	10
F_ DIAPH_ 24.14	24.14	1.356	4.746	0.917	3.4	Ok	1.89	3.5	10
G_ DIAPH_ 20.74	20.74	1.094	3.829	0.889	3.4	Ok	1.83	3.5	10
H_ DIAPH_ 17.34	17.34	0.84	2.94	0.85	3.4	Ok	1.75	3.5	10
I_ DIAPH_ 13.94	13.94	0.597	2.09	0.784	3.4	Ok	1.61	3.5	10
J_ DIAPH_ 10.54	10.54	0.373	1.306	0.693	3.4	Ok	1.43	3.5	10
K_ DIAPH_ 7.14	7.14	0.175	0.613	0.539	3.4	Ok	1.11	3.5	10
L_ DIAPH_ 3.74	3.74	0.021	0.074	0.074	3.74	Ok	0.14	3.5	10

Commentaire : Les déplacements et les déformations inter-étage sont inférieurs aux déplacements et aux déformations admissibles dans les deux directions.

5. **Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :** [RPA99v2003 ; Art 5.9]

6. 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 :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k: déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k: hauteur de l'étage "k".

- Si $0.10<\theta \leq 0.20$ → Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du1° ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta>0.20$ → La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau VI-12 : Vérification l'effet P-Δ

Niv (m)	Pk (kN)	Δkx (cm)	Δky (cm)	WIHI	Vkx (kN)	Vky (kN)	hk (cm)	θkx	θky	Vérificaion
41.14	3882.32	0.88	0.8	159718.645	878.09	877.45	340	0.011	0.01	Vérifiée
37.74	3719.86	0.9	0.85	140387.516	771.81	771.25	340	0.013	0.012	Vérifiée
34.34	3749.36	0.91	0.89	128753.022	707.85	707.33	340	0.014	0.014	Vérifiée
30.94	3749.36	0.93	0.91	116005.198	637.76	637.3	340	0.016	0.016	Vérifiée
27.54	3749.36	0.91	0.92	103257.374	567.68	567.27	340	0.018	0.018	Vérifiée
24.14	3749.36	0.89	0.91	90509.55	497.59	497.23	340	0.02	0.02	Vérifiée
20.74	3749.36	0.84	0.89	77761.726	427.51	427.2	340	0.022	0.023	Vérifiée
17.34	3749.36	0.78	0.85	65013.902	357.43	357.17	340	0.024	0.026	Vérifiée
13.94	3749.36	0.7	0.79	52266.078	287.34	287.13	340	0.027	0.03	Vérifiée
10.54	3749.36	0.6	0.69	39518.254	217.26	217.1	340	0.03	0.035	Vérifiée
7.14	3737.97	0.45	0.54	26689.106	146.73	146.62	340	0.034	0.04	Vérifiée
3.74	6022.53	0.08	0.07	22524.262	123.83	123.74	374	0.01	0.009	Vérifiée

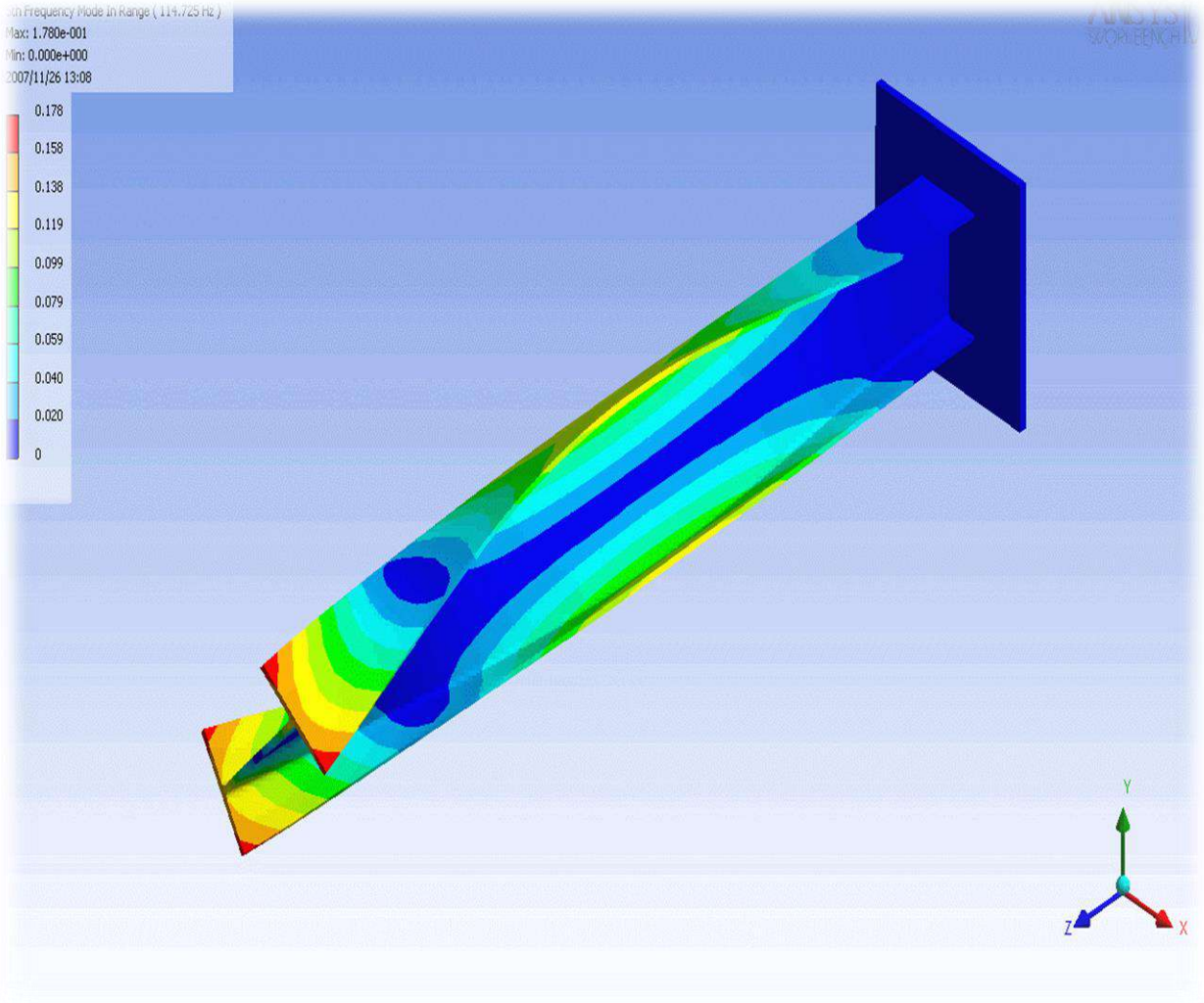
Donc on néglige l'effet P-**Δ**.

VI.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous connaissons le comportement de la structure et nous avons également exposé l'erreur dans laquelle nous sommes tombés et avons conclu que la structure a un bon comportement afin d'atteindre toutes les équations de vérification, en fonction de ce chapitre, nous procéderons à la vérification des éléments principaux dans le chapitre suivant.

CHAPITRES VII

VERIFICATION DES ELEMENT STREUCTURAUX

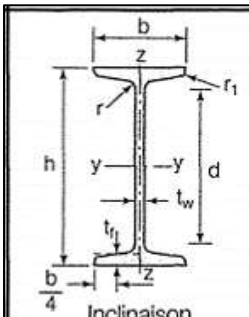


VII.1. Introduction :

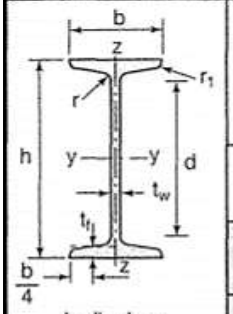
Dans ce chapitre nous traitons les vérifications nécessaires afin d'obtenir l'aptitude de service et sécurité structurelle des éléments porteurs afin d'éviter tous les phénomènes qui affectent ces éléments, et nous utilisons le calcul sur le règlement CCM 97 et l'Eurocode 3.

- **Vérification des élément structuraux en acier :**

VII.2. Dimensionnement des poutres principales (sommiers) :



	Dimensions							Masse par mètre	Aire de la section
	h	b	a	e	r	r_1	h_1	P	A
	h	b	t_w	t_f	r	r_1	d	P	A
Inclinaison des ailes à 14 %	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm^2
IPN 320	320	131	11,5	17,3	11,5	6,9	257,8	61,0	77,7



	Caractéristiques de calcul									Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	–	–	I_y	I_y/v_y	i_y	–	J
	I_y	$W_{el.y}$	i_y	$W_{pl.y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el.z}$	i_z	$W_{pl.z}$	I_t
Inclinaison des ailes à 14 %	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4
IPN 320	12510	782,0	12,70	914,0	39,26	555,00	84,70	2,67	143,0	72,50

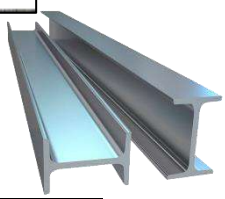


Figure VII-1 : les dimensions et les caractéristiques de calcule IPN320.

Tableau VII-1 : Classe de la section transversale du profilé (IPN 320)

Profilé	La semelle : $\frac{b}{2\times t_f} \leq 10\varepsilon$			L'âme : $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$			Classe global
	$\frac{b}{2\times t_f}$	10ε	Classe	$\frac{d}{t_w}$	72ε	Classe	
IPN 320	3.815	10	1	22.417	72	1	**1**

A. Vérification de la résistance :

- ✓ **Moment fléchissant :**

Condition : $$M_{sd} \leq M_{c.Rd}$$

Avec : $$M_{c.Rd} = M_{pl.y.Rd} = \frac{W_{pl.y}\times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{914\times10^3\times235}{1.1} = 19526.36\ daN.m$$

Tableau VII-2 : le moment max applique sur le profilé (IPN 320).

Combinaison	Section	M_{sd} (daN.m)	$M_{pl.y.Rd}$(daN. m)	Vérification
1.35G+1.35(Q+N+Vx)	IPN 320	-17206.84	19526.36	Oui

✓ **Effort tranchant :**

Condition : $$V_{sd} \leq 0.5\, V_{pl.Rd}$$

Avec : $$V_{pl.Rd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{M_0}\sqrt{3}} = \frac{39.26\times10^2\times235}{1.1\times\sqrt{3}} = 48424.47\ daN$$

$$A_V = A - 2b.t_f + (t_w + 2r)t_f$$

Tableau VII-3 : l'Effort tranchant max applique sur le profilé (IPN 320).

Combinaison	Av(cm^2)	V_{sd} (daN)	0.5 $V_{pl.Rd}$ (daN)	Vérification
1.35G+1.35(Q+N+Vx)	39.26	-14422.10	48424.47	Oui

✓ ***Vérification de la flèche :***

Condition : $$\delta \leq \delta_{adm}$$

Avec : $$\delta_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{550}{250} = 2.2\ cm$$

Tableau VII-4 : la flèche de profilé (IPN 320).

Combinaison	$\delta\ (cm)$(sap2000 v22)	$\delta_{adm}(cm)$	Vérification
1.35G+1.35(Q+N+Vx)	0.55	2.2	Oui

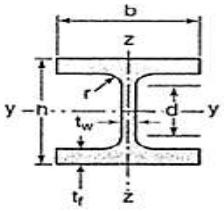
✓ **Vérification à la stabilité au déversement :**

Puisque la poutre est maintenue latéralement par les solives, on n'a pas lieu de vérifier le risque de déversement. [CCM97, Art 5.5.2.(1)]

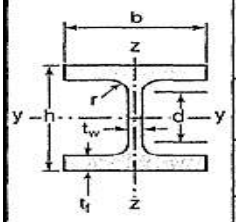
VII.3. Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux du bâtiment sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z), il s'agit alors de vérifier les poteaux les plus sollicités sous les combinaisons les plus défavorables. Les poteaux les plus sollicités sont ceux du RDC.

Parce que les cumule des forces normales est concentrés à l'étage RDC et il est également considéré comme un transporteur pour l'ensemble de la structure et que dans celui-ci.



	Dimensions						Masse par mètre	Aire de la section
	h	b	a	e	r	h_1	P	A
	h	b	t_w	t_f	r	d	P	A
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm^2
HEB 260	260	260	10,0	17,5	24	177	93,0	118,4



	Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
	I_x	I_x/v_x	i_x	–	–	I_y	I_y/v_y	i_y	–	–	J
	I_y	$W_{el.y}$	i_y	$W_{pl.y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el.z}$	i_z	$W_{pl.z}$	A_{vy}	I_t
	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^2	cm^4
HEB 260	14919,4	1147,6	11,22	1282,9	37,6	5134,0	394,9	6,58	602,2	94,4	123,78

Figure VII-2 : les dimensions et les caractéristiques de calcule HEB260.

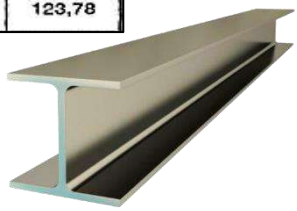


Tableau VII-5 : Classe de la section transversale du profilé (HE260)

Profilé	La semelle supérieure : (Paroi comprimée) $\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$			L'âme (en flexion composée): quand α > 0.5 : $\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\,\varepsilon}{13\alpha-1}$			Classe global
	$\frac{c}{t_f}$	10ε	Classe	$\frac{d}{t_w}$	$\frac{396\,\varepsilon}{13\alpha-1}$	Classe	
HEB260	7.43	10	1	17.7	33	1	**1**

$$Avec : \alpha = \frac{1}{d}\left(\frac{h}{2} + \frac{N_{sd}}{2t_w.f_y} - (t_f + r)\right) = 0.793 \leq 1 \;\; ; \; on\ prend \;\; \boldsymbol{\alpha = 1}$$

A. *Vérification de la résistance :*

✓ **Vérification de la section en flexion composée bi axiale :**

- **Efforts sollicitant** :

Tableau VII-6 : Efforts sollicitant du profilé (HE260)

Combinaison	N_{sd} (daN)	M_y(daN.m)		M_z (daN.m)	
1.35G+1.35Q	-224363.90	**Inf**	**Sup**	**Inf**	**Sup**
		37.13	-38.48	-384.81	809.47

Puisque la section est de classe 1, on peut l'exploiter plastiquement.

- **Vérification des conditions de réduction pour une flexion autour de l'axe y-y :**

N_{sd} = 224363.90 daN > 0.25$N_{pl,Rd}$ (Profilé de classe 1 $N_{c.Rd} = N_{plRd}$) = 0.25× 252945.45 = 63236.36 daN

→ **Réduire $M_{pl.y.Rd}$**

Il suffit qu'une seule condition soit vérifiée pour réduire le moment résistant plastique.

Par rapport l'article en [CCM97, Art 5.4.8.1] on a :

$$Alors: \quad M_{N.y,Rd} = M_{pl.y,Rd} \cdot \frac{(1-n)}{(1-0.5.a)} = 3532.44\ daN.m$$

$$Avec: a = Min\left[\frac{(A-2.b.t_f)}{A} = 0.231; 0.5\right] = 0.231 \quad et \quad n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} = 0.887$$

$$M_{N.y,Rd} = 3532.44\ daN.m < M_{pl.y.Rd} = \frac{w_{pl\,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = 27407.41\ daN.m$$

$$\rightarrow (\boldsymbol{on\ garde\ M_{N.y,Rd}})$$

- **Vérification des conditions de réduction pour une flexion autour de l'axe z-z :**

N_{sd} = 224363.90 daN > $N_{pl.W.Rd}$ = a × $N_{pl,Rd}$ =0.231×252945.45 = 58430.39 daN

→ **Réduire $M_{pl.z,Rd}$**

$$n = 0.887 > a = 0.231 \Rightarrow M_{N.Z,Rd} = M_{pl.Z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right] = 3503.13\ daN.m$$

- **Vérification de la résistance de la section (en plasticité) :**

$$puisque\ la\ section\ en\ H: \ \alpha = 0.793 \quad et \quad \beta = 5.n = 4.435 \geq 1 \quad avec \quad n = \frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}}$$

$$= 0.693$$

$$Alors: \quad \left[\frac{M_{y.Sd}}{M_{N.y.Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z.Sd}}{M_{N.z,Rd}}\right]^{\beta} = \left[\frac{38.48}{3532.44}\right]^{0.793} + \left[\frac{809.47}{3503.13}\right]^{4.435} = \mathbf{0.03} << \mathbf{1}$$

✓ **Effort tranchant :**

Condition : $V_{sd} \leq 0.5\ V_{pl.Rd}$

Avec : $V_{pl.Rd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{M_0}\sqrt{3}}$

$$A_V = A - 2b.t_f + (t_w + 2r)t_f$$

Tableau VII-7 : Efforts tranchant du profilé (HE260)

Combinaison	A_{vz}(cm²)	V_{sd} (daN)	0.5 $V_{ply.Rd}$ (daN)	Vérification
1,35.G+1,5.Q	37.6	4190.5	23188.49	Oui

B. Vérification de la stabilité au flambement des poteaux :

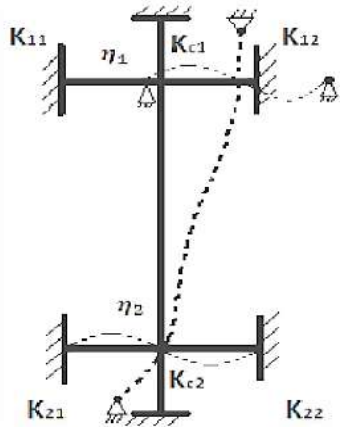
Le poteau étant affecté par des forces verticales et horizontales, il faut vérifier le flambement au niveau du poteau le plus sollicités, qui se trouve au rez-de-chaussée.

Longueur de flambement l_f :

a) Axe de flambement *y-y* (plan *x⊥z*, Portique à nœuds déplaçables) :

- **Longueur de flambement l_{fy} :** [CCM97, annexe A]

✓ Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds :



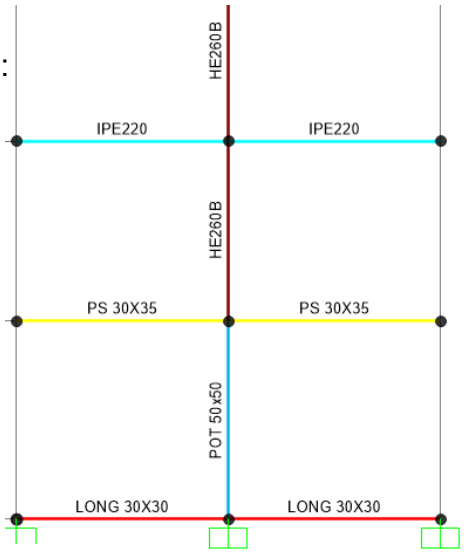


Figure VII-3 : Pouteau à vérifier (xz).

Tableau VII-8 : Tableau des rigidités d'un portique à nœuds déplaçables.

Poteaux			Poutres			
K_c (cm³)	K_{c1} (cm³)	K_{c2} (cm³) (béton)	K_{11} (cm³)	K_{12} (cm³)	K_{21} (cm³)	K_{22} (cm³)
43.88	43.88	0	6.23	6.23	0	0

Avec :

Les Poutres secondaire : IPE220 → I_y=2771.8 cm⁴

✓ Les facteurs de distribution de rigidité et η_1 et η_2 :

- **Noeud 1**: $\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0.876$
- **Nœud 2 :** $\eta_2 = 0 \rightarrow encastrement$

$$\frac{l_{fy}}{l} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12(\eta_1 . \eta_2)}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6\,\eta_1 . \eta_2}} \rightarrow \frac{l_{fy}}{340} = 0.934 \rightarrow \boldsymbol{l_{fy} = 3.18\,m}$$

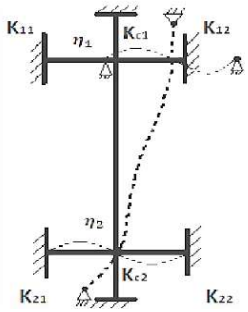
(b) mode d'instabilité à noeuds déplaçables (figure A.2.2)

$$\frac{\ell}{L} = \left[\frac{1 - 0,2\,(\eta_1 + \eta_2) - 0,12\,\eta_1 + \eta_2}{1 - 0,8\,(\eta_1 + \eta_2) + 0,60\;\eta_1\,\eta_2}\right]^{0,5} \quad \text{.....(A.7)}$$

[CCM97, page 140]

b) Axe de flambement *z-z* (plan *x⊥y*, Portique à nœuds déplaçables):

1. **Longueur de flambement l_{fz}:**



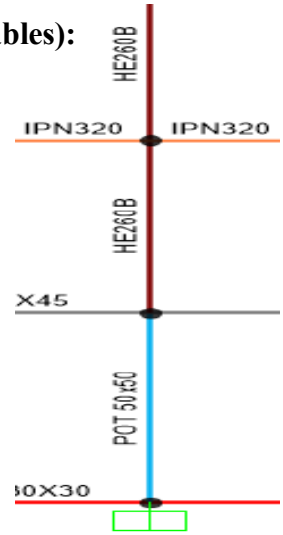


Figure VII-4 : Pouteau à vérifier (xy).

✓ Calcul de la distribution des rigidités dans les nœuds :

Tableau VII-9 : Tableau des rigidités d'un portique à nœuds déplaçables

Poteaux			Poutres			
K_c (cm^3)	K_{c1} (cm^3)	K_{c2} (cm^3)	K_{11} (cm^3)	K_{12} (cm^3)	K_{21} (cm^3)	K_{22} (cm^3)
43.88	43.88	0	43.14	22.75	0	0

Avec :

Les Poutres principale (sommaire) : IPN320 → I_y= 12510 cm^4

✓ Les facteurs de distribution de rigidité et $\boldsymbol{\eta_1}$**et** $\boldsymbol{\eta_2}$:

- Noeud 1: $\eta_1 = \frac{K_c+K_{c1}}{K_c+K_{c1}+K_{11}+K_{12}} = 0.571$
- Nœud 2 : $\eta_2 = 0 \rightarrow encastrement$
- $\frac{l_{fz}}{l} = \sqrt{\frac{1-0.2(\eta_1+\eta_2)-0.12(\eta_1.\eta_2)}{1-0.8(\eta_1+\eta_2)+0.6\,\eta_1.\eta_2}} \rightarrow \frac{l_{fz}}{340} = 0.961 \rightarrow \boldsymbol{l_{fz} = 3.27\ m}$

Effort critique élastique pour le mode de flambement approprié N_{cr} :

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 14919.4}{318^2} = 30578.49\ kN$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E I_z}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 21000 \times 5134}{327^2} = 9951.29\ kN$$

L'élancement réduit $\bar{\lambda}$:

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \sqrt{\dfrac{A.f_y}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\dfrac{11840 \times 235}{30578.49 \times 10^3}} = 0.3 > 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \sqrt{\dfrac{A.f_y}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\dfrac{11840 \times 235}{9951.29 \times 10^3}} = 0.53 > 0.2 \end{cases} \quad il\ y\ a\ risque\ de\ flambement\ autour\ les\ deux\ axes$$

La courbe de flambement : [CCM97, Art 5.5.1.4]

- ✓ **Autour de l'axe y-y :**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{b} = \dfrac{260}{260} = 1 < 1.2 \\ t_f = 17.5\ mm < 100\ mm \rightarrow \text{La courbe (2)} \end{cases}$$

La courbe (a) : $\alpha_y = 0.34$

$$\emptyset_y = 0.5\left[1 + \alpha_y\left(\bar{\lambda}_y - 0.2\right) + \bar{\lambda}_y^2\right] \rightarrow \emptyset_y = 0.5[1 + 0.34\ (0.3 - 0.2) + 0.3^2] = \mathbf{0.562}$$

- ✓ **Autour de l'axe z-z :**

$$\begin{cases} \dfrac{h}{b} = \dfrac{260}{260} = 1 < 1.2 \\ t_f = 24 < 100\ mm \rightarrow \text{La courbe (c)} \end{cases}$$

La courbe (c) : $\alpha_z = 0.49$

$$\emptyset_z = 0.5\left[1 + \alpha_z\left(\bar{\lambda}_z - 0.2\right) + \bar{\lambda}_z^2\right] \rightarrow \emptyset_z = 0.5[1 + 0.49\ (0.53 - 0.2) + 0.53^2] = \mathbf{0.721}$$

Le coefficient de réduction :

$$\begin{cases} Axe\ y-y: \quad \chi_y = \dfrac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \chi_y = \dfrac{1}{0.562 + \sqrt{0.562^2 - 0.3^2}} = \mathbf{0.964 < 1} \\ Axe\ z-z: \quad \chi_z = \dfrac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \chi_z = \dfrac{1}{0.721 + \sqrt{0.721^2 - 0.53^2}} = \mathbf{0.726 < 1} \end{cases}$$

$$\boldsymbol{\chi} = Min(\chi_y; \chi_z) = \mathbf{0.726}$$

1. **Vérification de la stabilité au flambement simple :**

- ✓ **L'effort résistant réduit :**

$$N_{b,Rd} = \chi.\beta_A.A.\frac{f_y}{\gamma_{M_1}} = 0.726 \times 1 \times 11840 \times \frac{235}{1.1} = 1873.43\ kN$$

$$\boldsymbol{N_{sd} = 2243.64\ kN < N_{b,Rd} = 1873.43\ kN} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots condition\ non\ vérifiée$$

Donc, ce poteau n'est pas résisté au flambement simple.

Nous avons constaté que le profilé **HEB280** et recalcul et vérifie l'équation.

$$\boldsymbol{N_{sd} = 2270.59}\ (Nouveau)\ \boldsymbol{kN < N_{b,Rd} = 3536.36\ kN} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots condition\ vérifiée$$

Tableau VII-10 : les valeurs obtenez dans le calcul (HEB280).

η_1	η_1	l_{fy}	l_{fz}	$N_{cr,y}$	$N_{cr,z}$	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\emptyset_y$	$\emptyset_z$	χ_y	χz
0.901	0.931	316	310	39997.55	14220.83	0.27	0.47	0.550	0.677	0.972	0.859

2. Vérification de la stabilité au flambement combiné (flambement avec flexion) :

Les élément comprimés et fléchis en même temps doivent faire l'objet d'une vérification de flambement combiné si :

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) > 0.2 \quad et \quad \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A.f_y}{\gamma_{M_1}}} > 0.1$$

Avec : $\bar{\lambda}_{max} = \text{Max}(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z)$; $\chi_{min} = Min\ (\chi_y; \chi_z)$

D'où :

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_{max} = \max(0.27; 0.47) = 0.47 > 0.2 \ldots\ldots\ldots condition\ vérifiée \\ \dfrac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \dfrac{A.f_y}{\gamma_{M_1}}} = \dfrac{2270.59 \times 10^3}{0.859.\dfrac{13140 \times 235}{1.1}} = 0.94 > 0.1 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots condition\ vérifiée \end{cases}$$

Les deux conditions sont simultanément vérifiées → une vérification du flambement par flexion est nécessaire.

- **Pour les sections de classe 1 et 2 :**

Calcul des facteurs de moment uniforme et axe de flexion :

✓ **Le coefficient d'amplification de la flexion k_y :**

Tableau VII-11 : Efforts sollicitant du profilé (HE280)

Combinaison	N_{sd} (daN)	M_y(daN.m)		M_z (daN.m)	
1.35G+1.35Q	227059.00	Inf	Sup	Inf	Sup
		598.00	363.00	-1761.99	1409.00

$$\psi = \frac{\psi M}{M} = \frac{363}{598} = 0.607$$

$$\rightarrow \beta_{M_y} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times 0.607 = 1.38$$

$$\rightarrow \mu_y = \bar{\lambda}_y.\left(2\beta_{M_y} - 4\right) + \left(\frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}}\right) = 0.27.(2 \times 1.38 - 4) + \left(\frac{1534.4 - 1376.4}{1376.4}\right)$$

$$= -0.22$$

$$\rightarrow k_y = 1 - \left(\frac{\mu_y}{\chi_y}.\frac{N_{sd}}{A.f_y}\right) = 1 - \left(\frac{-0.22}{0.972}.\frac{2270.59 \times 10^3}{13140 \times 235}\right) = 1.166 \ \leq 1.5$$

✓ **Le coefficient d'amplification de la flexion k_z :**

$$\psi = \frac{\psi M}{M} = \frac{14.09}{-19.62} = -0.718$$

$$\rightarrow \beta_{M_z} = 1.8 - 0.7\psi = 1.8 - 0.7 \times -0.718 = 2.30$$

$$\rightarrow \mu_z = \bar{\lambda}_z.(2\beta_{M_z} - 4) + \left(\frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.y}}\right) = 0.47.(2 \times 2.30 - 4) + \left(\frac{717.6 - 471}{1376.4}\right) = 0.46$$

$$\rightarrow k_z = 1 - \left(\frac{\mu_z}{\chi_z}.\frac{N_{sd}}{A.f_y}\right) = 1 - \left(\frac{0.46}{0.859}.\frac{2270.59 \times 10^3}{13140 \times 235}\right) = 0.394 \leq 1.5$$

$$\left[\frac{N_{sd}}{\chi_{min}.\frac{A.f_y}{\gamma_{M_1}}}\right] + \left[\frac{k_y.M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl.y}.f_y}{\gamma_{M_1}}}\right] + \left[\frac{k_z.M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z}.f_y}{\gamma_{M_1}}}\right] = \mathbf{0.942 + 0.0213 + 0.0453 = 1.009 \leq 1}$$

$$\rightarrow \textit{condition non vérifiée}$$

Alors, cet élément n'est pas résisté au flambement combiné.

VII.4. Conclusion :

Pour valeurs de vérification est presque égale, Nous augmenterons les dimensions du poteau afin d'obtenir la sécurité et la résistance nécessaires on prend **HEB300.**

VII.5. Vérification des élément structuraux en béton armé :

Dans cette partie du chapitre, nous calculerons et vérifierons les éléments en béton armé tels que le noyau central et l'étage de sous-sol, et nous utiliserons pour cela les règlement CBA93 et RPA2003 et ainsi pour le ferraillage des éléments.

1. Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, on calcule les poutres en tenant compte des règlements en vigueur sous deux situations :

Tableau VII-12 : Les données de calcul.

Situation durable		Situation accidentelle	
Béton	**Acier**	**Béton**	**Acier**
$\boldsymbol{\gamma b = 1,5}$	$\gamma s = 1,15$	$\gamma b = 1,15$	$\boldsymbol{\gamma s = 1}$
$\boldsymbol{\sigma b = 25\ Mpa}$	FeE 400	$\sigma b = 25$ Mpa	FeE 400
$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 14,20\ Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 348\ Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma b} = 18.48 Mpa}$	$\boldsymbol{\overline{\sigma s} = 400\ Mpa}$

Remarque : Tous les détails du calcul et des équations sont dans la partie de béton, et donc nous mettons ici les résultats et les commentaires uniquement sur eux.

2. Ferraillage longitudinal des poutres principales à l'ELU :

✓ Poutres principales (30x45) et (30x30) :

On a deux types de poutre principale parce qu'il faut prendre en compte l'aspect économique et aussi parce que les poutres principales n'ont pour rôle que de maintenir la stabilité du noyau central uniquement horizontalement.

Tableau VII-13 : Ferraillage longitudinal des poutres principales

Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A s1 (cm²)	A s2 (cm²)	A' s1 (cm²)	A' s2 (cm²)
Sous-sol	30x45	Travée 263	71.00	1.35G+1.5Q	5.05	0.00	/	/
		Appui 284	-118.33	1.35G+1.5Q	/	/	0.00	8.74
Courent	30x30	Travée 1220	12.42	1.35G+1.5Q	1.32	0.00	/	/
Terrasse		Appui 1503	-24.09	1.35G+1.35(Q+N+Vx)	/	/	0.00	2.62

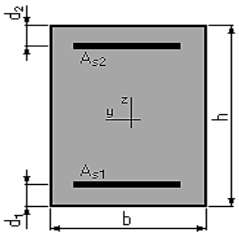
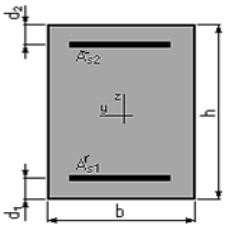


Tableau VII-14 : Sections d'armatures choisie des poutres principale



Sections d'armatures choisie				
Section	Travée		Appui	
30x45	A s1 (cm²)	A s2 (cm²)	A' s1 (cm²)	A' s2 (cm²)
	3HA14+ 2chap HA14	3HA14	3HA14	3HA14+ 5chap HA14
	7.69	4.62	4.62	12.32
30x30	A s1 (cm²)	A s2 (cm²)	A' s1 (cm²)	A' s2 (cm²)
	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14+ 1chap HA14
	4.62	4.62	4.62	6.16

Tableau VII-15 : vérification de ferraillage des poutres principales avec les règlements.

Niveau	Position	A totale (cm^2)	Amin (CBA93) (cm^2)	Amin (RPA99) (cm^2)	Vérification
Sous-sol	Travée	**12.31**	**1.35**	**6.75**	**OK**
	Appui	**16.94**	**1.35**	**6.75**	**OK**
Courant	Travée	**9.24**	**0.9**	**4.5**	**OK**
Terrasse	Appui	**10.78**	**0.9**	**4.5**	**OK**

3. Vérification des contraintes à l'état limite de service PP (30x45) et (30x30) :

Tableau VII-16 : vérification de contraintes des poutres principales avec les règlements.

Position	Mser (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Vérification
Travée	51.07	7.69	4.62	4.71	170.73	56.45	**15**	**201.63**	**OK**
Appui	-85.16	4.62	12.32	6.01	178.82	74.39	**15**	**201.63**	**OK**
Travée	8.79	4.62	4.62	2.10	76.49	21.71	**15**	**400**	**OK**
Appui	-17.39	4.62	6.16	3.79	114.89	41.17	**15**	**400**	**OK**

4. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants PP (30x45) et (30x30) à ELS :

Tableau VII-17 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales.

Poutre	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
(30x45)	140.80	1.16	2.5	**OK**
(30x30)	31.25	0.39	3.33	**OK**

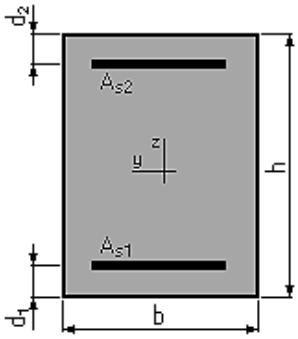
5. Ferraillage longitudinal des poutres secondaires a l'ELU :

✓ **Poutres secondaires (30x35) et (30x30) :**

Dans ce cas, nous avons également deux types des poutres secondaires. Les poutres du sous-sol et les poutres du noyau central.

Tableau VII-18 : Ferraillage longitudinal des poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	Mu (KN.m)	Combinaison	A s1 (cm²)	A s2 (cm²)	A' s1 (cm²)	A' s2 (cm²)
Sous-sol	30x35	Travée 147	17.58	G+Q+Edx	1.37	0.00	/	/
		Appui 147	-25.49	G+Q+Edx	/	/	0.00	2.01
Courent	30x30	Travée 536	22.22	1.35G+1.5Q	2.41	0.00	/	/
Terrasse		Appui 536	-33.01	1.35G+1.5Q	/	/	0.00	3.65



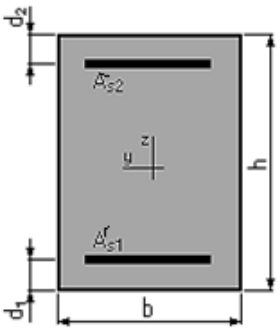


Tableau VII-19 : Sections d'armatures choisie des poutres secondaires.

Sections d'armatures choisie				
Section	Travée		Appui	
30x35	A s1 (cm²)	A s2 (cm²)	A' s1 (cm²)	A' s2 (cm²)
	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14
	4.62	4.62	4.62	4.62
30x30	A s1 (cm²)	A s2 (cm²)	A' s1 (cm²)	A' s2 (cm²)
	3HA14	3HA14	3HA14	3HA14+ 1chap HA14
	4.62	4.62	4.62	6.16

Tableau VII-20 : vérification de ferraillage des poutres secondaires avec les règlements.

Niveau	Position	A totale (cm^2)	Amin (CBA93) (cm^2)	Amin (RPA99) (cm^2)	Vérification
Sous-sol	Travée	**9.24**	**1.05**	**5.25**	**OK**
	Appui	**9.24**	**1.05**	**5.25**	**OK**
Courant	Travée	**9.24**	**0.9**	**4.5**	**OK**
Terrasse	Appui	**10.78**	**0.9**	**4.5**	**OK**

6. Vérification des contraintes à l'état limite de service PP (30x35) et (30x30) :

Tableau VII-21 : vérification de contraintes des poutres secondaires avec les règlements.

Position	Mser (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	σ'_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}$ Mpa	Vérification
Travée	9.45	4.62	4.62	1.74	68.97	18.74	**15**	**400**	**OK**
Appui	-15.41	4.62	4.62	2.83	112.47	30.56	**15**	**400**	**OK**
Travée	16	4.62	4.62	3.83	139.23	39.52	**15**	**400**	**OK**
Appui	-23.63	4.62	6.16	5.14	156.12	55.94	**15**	**400**	**OK**

7. Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants PP (30x35) et (30x30) à ELS :

Tableau VII-22 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.

Poutre	T_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
(30x35)	31.07	0.33	3.33	**OK**
(30x30)	42.10	0.52	3.33	**OK**

Commentaire globale : Toutes les formules et vérifications nécessaires ont été vérifiées pour garantir dans tous les cas la stabilité et la résistance de ces éléments.

8. Calcul des armatures transversales :

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau VII-23 : Section d'armatures transversales des poutres principales et secondaires.

		CBA93		RPA99v2003			St adopté		
Elément	**τ_{max} (Mpa)**	**St (cm)**	**At (cm^2)**	**Szn (cm)**	**Szc (cm)**	**At (cm^2)**	**Szn (cm)**	**Szc (cm)**	**At (cm^2) choisie**
PP 30x45	**1.15**	38.25	1.15	10	15	0.9	10	15	**4HA8=2.01**
PS 30x35	**0.33**	29.25	0.88	10	15	1.35	10	15	**4HA8=2.01**
PP 30x30	**0.39**	24.75	0.74	10	15	0.9	10	15	**4HA8=2.01**
PS 30x30	**0.52**	24.75	0.74	10	15	1.35	10	15	**4HA8=2.01**

9. Vérification de la flèche des poutres :

Tableau VII-24 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres.

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP 30x45	0.080	0.063	**OK**	0.080	0.075	**OK**	0.0101	0.0105	**OK**
PS 30x35	0.082	0.063	**OK**	0.082	0.075	**OK**	0.0097	0.0105	**OK**
PP 30x30	0.071	0.063	**OK**	0.071	0.075	**OK**	0.0114	0.0105	**NON**
PS 30x30	0.075	0.063	**OK**	0.075	0.075	**OK**	0.0114	0.0105	**NON**

Remarque : Les trois conditions sont vérifiées dans les poutres (30x45) et (30x35), donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire, et pour les autres nous vérifiées la condition de la flèche.

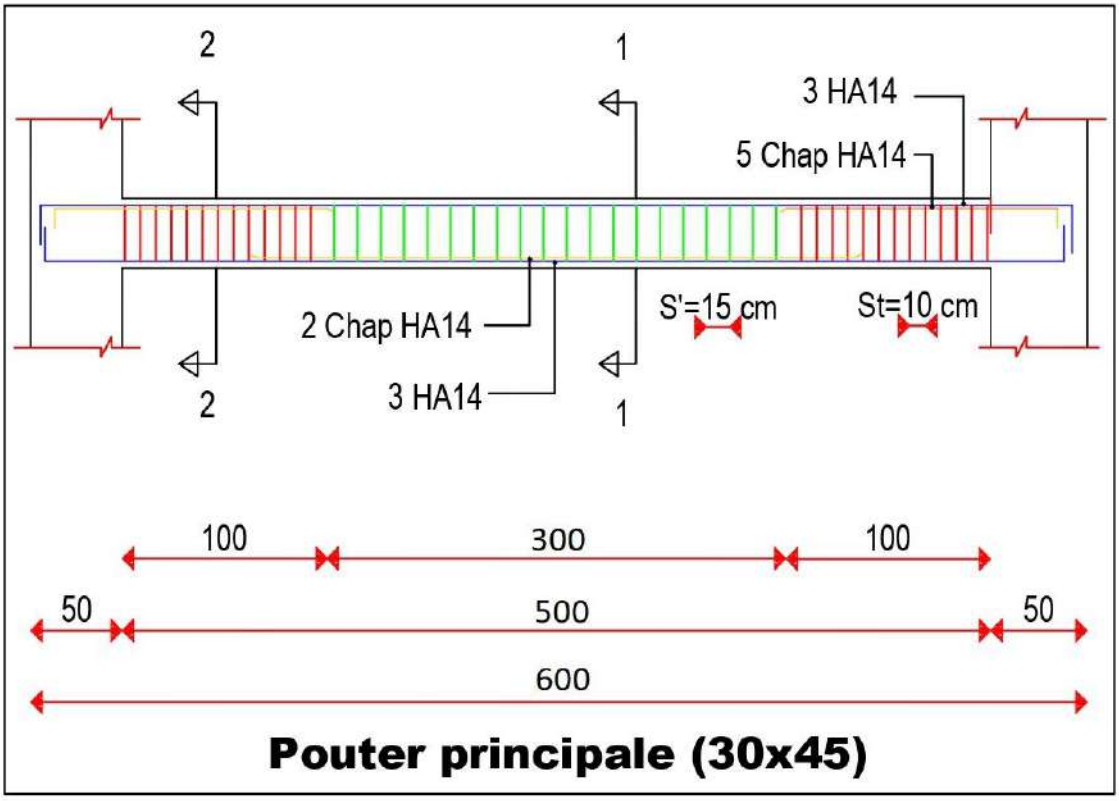
- **Calcule la flèche à l'ELS :**

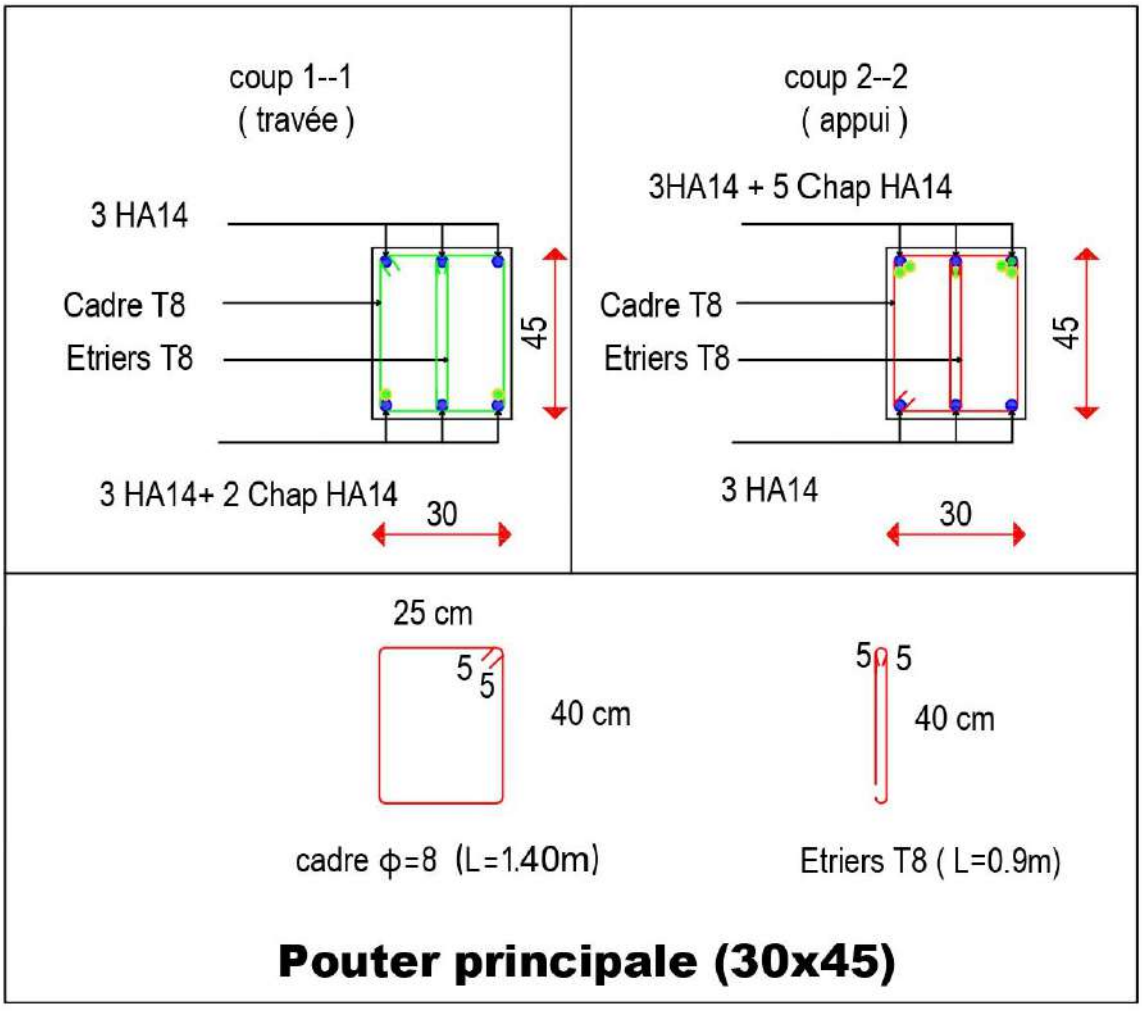
Par logiciel de sap2000 v22 on la flèche le plus grand dans les poutres n'est pas vérifiées les condition président :

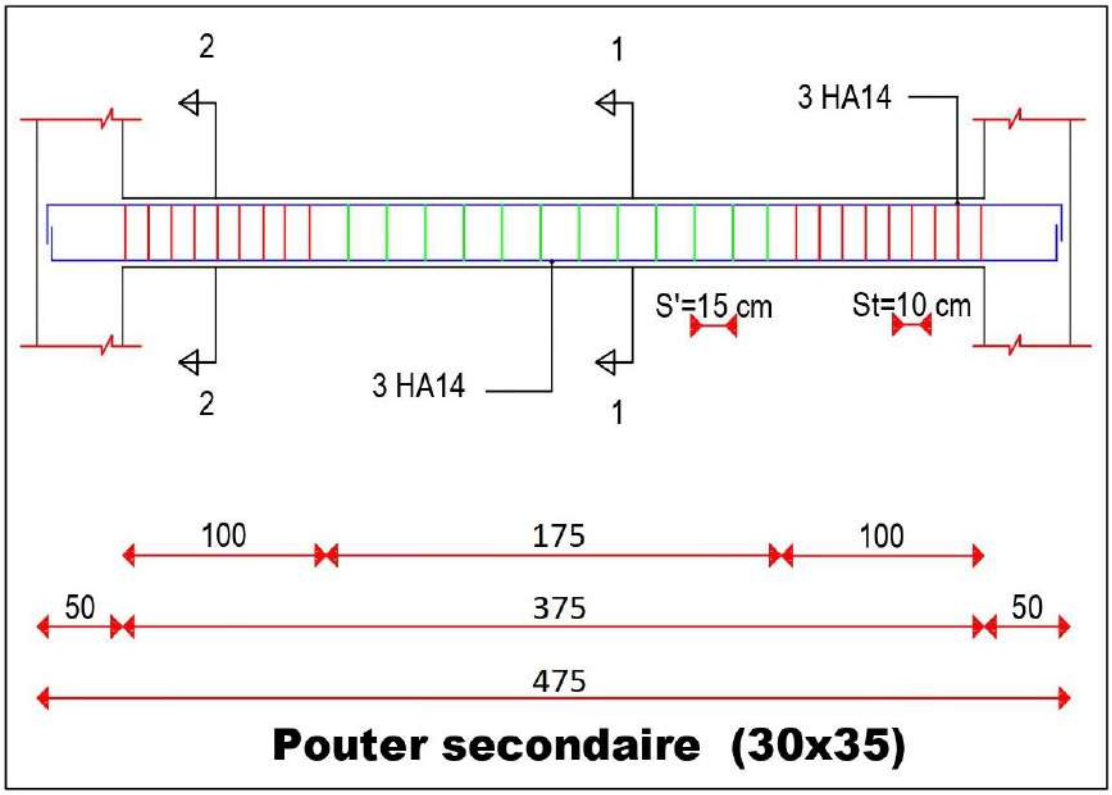
$$f = 0.40\ mm < \frac{l}{500} = \frac{4250}{500} = 8.40\ mm$$

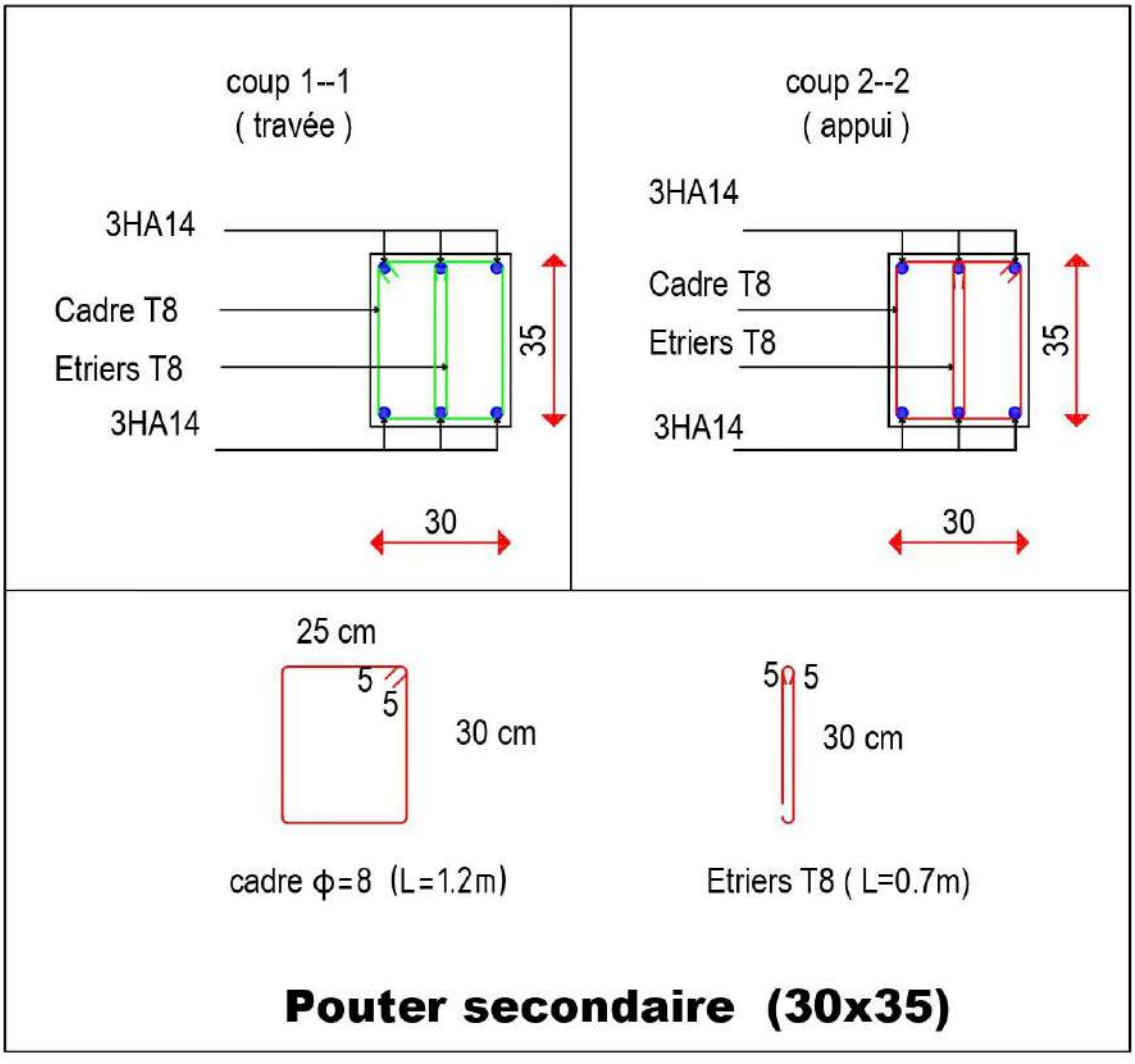
Donc la condition est vérifiée.

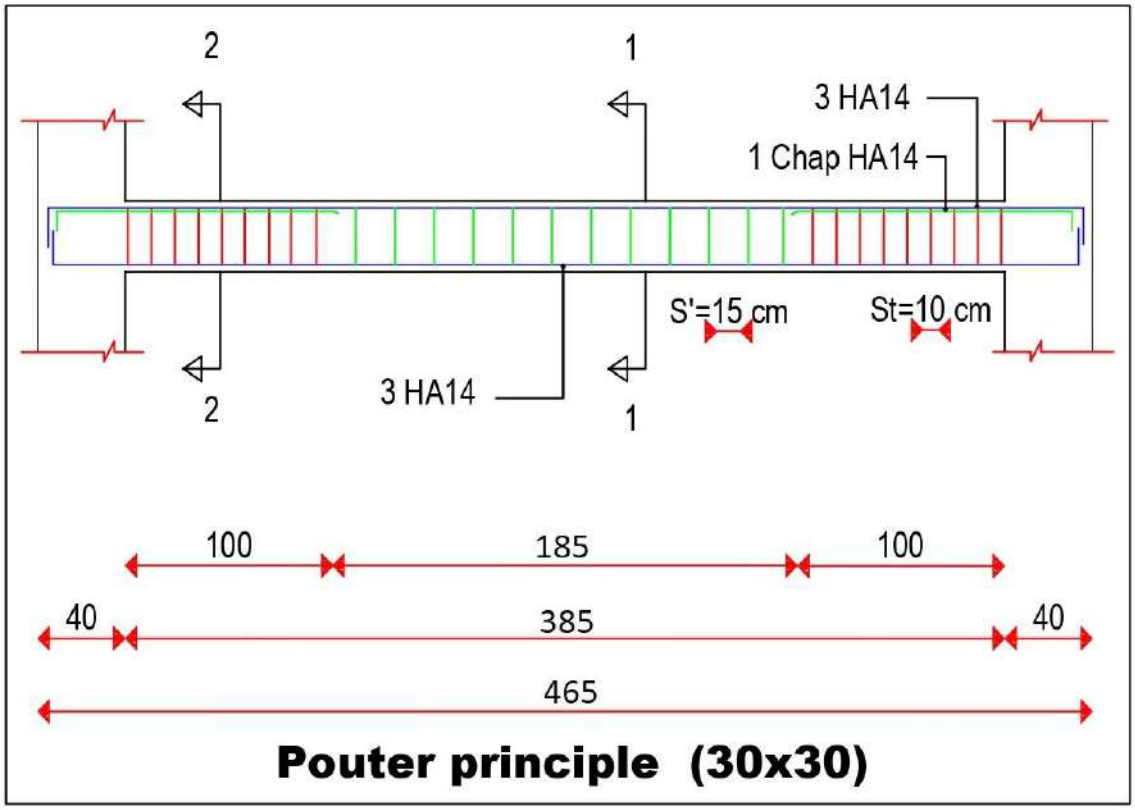
10. Schéma de ferraillage des poutres :

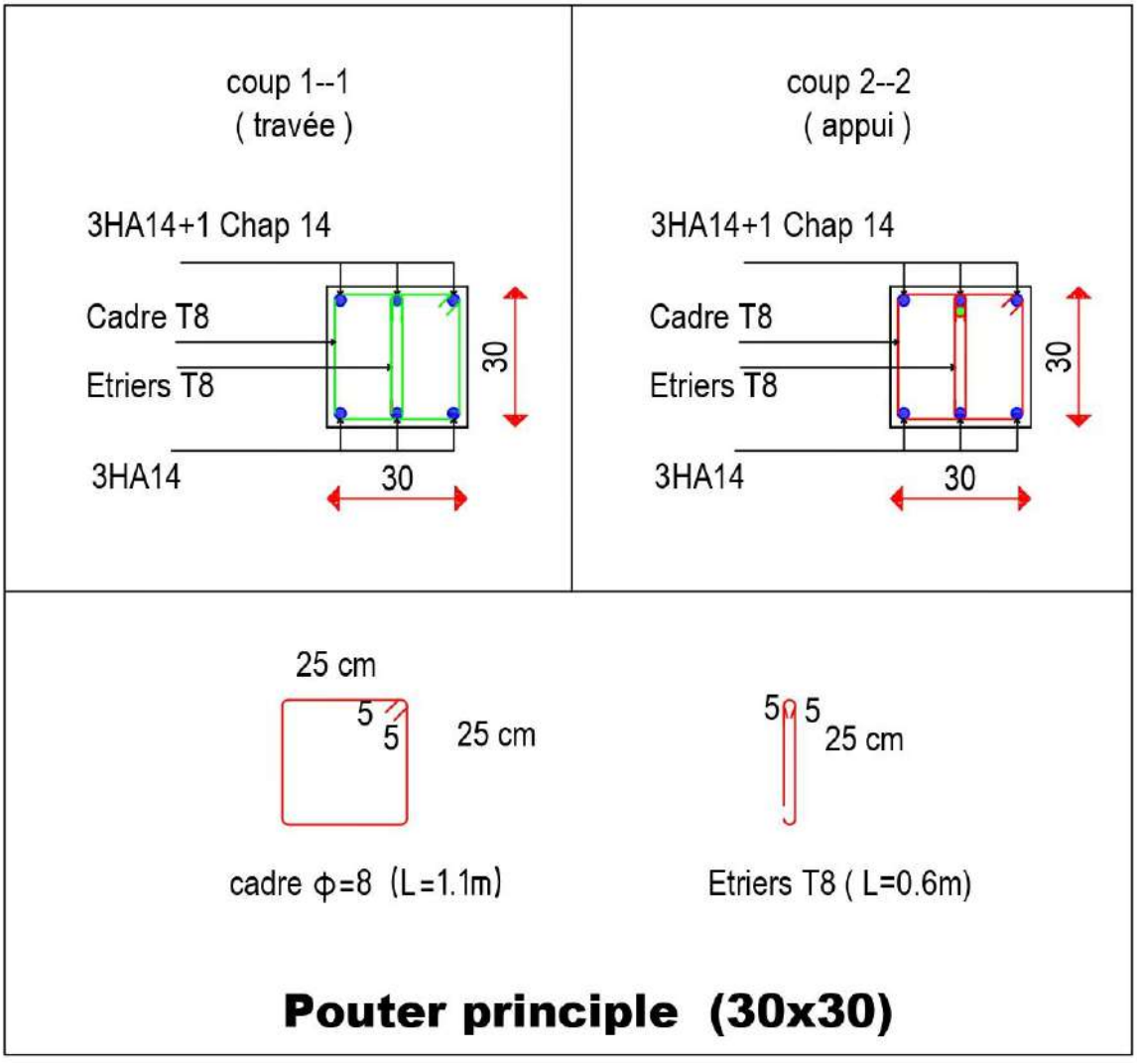


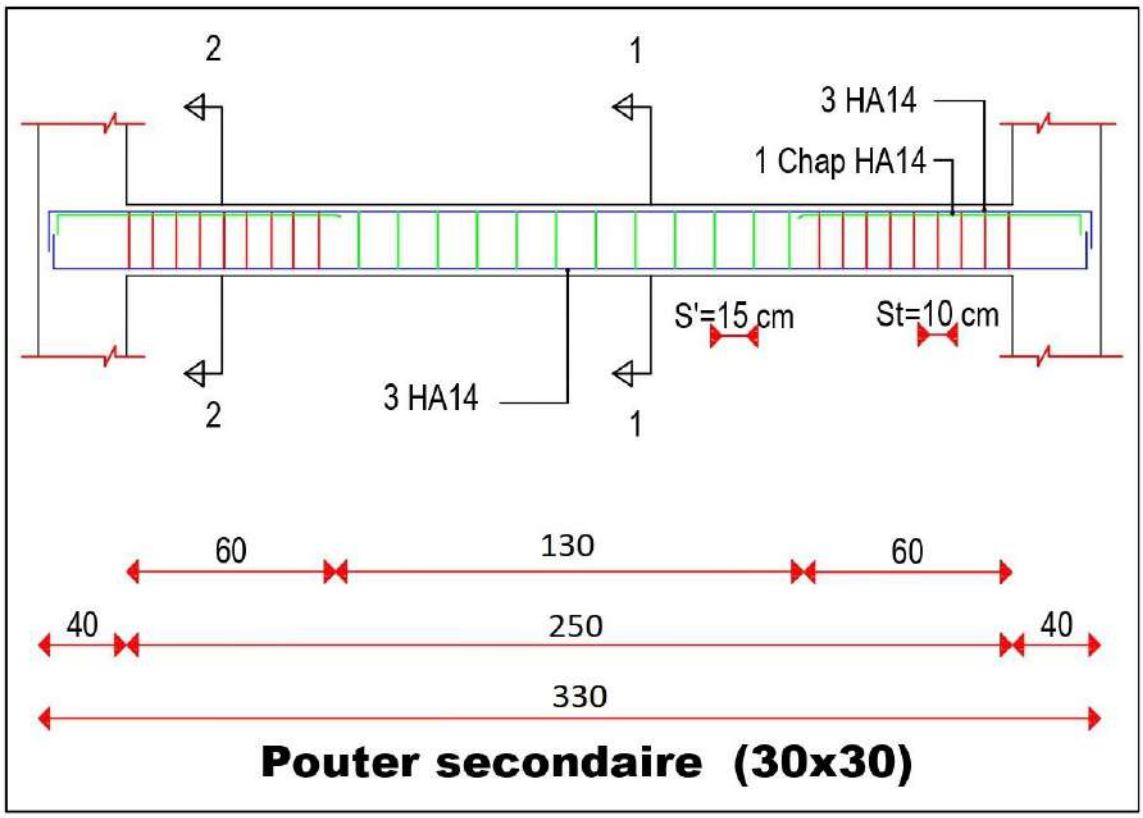


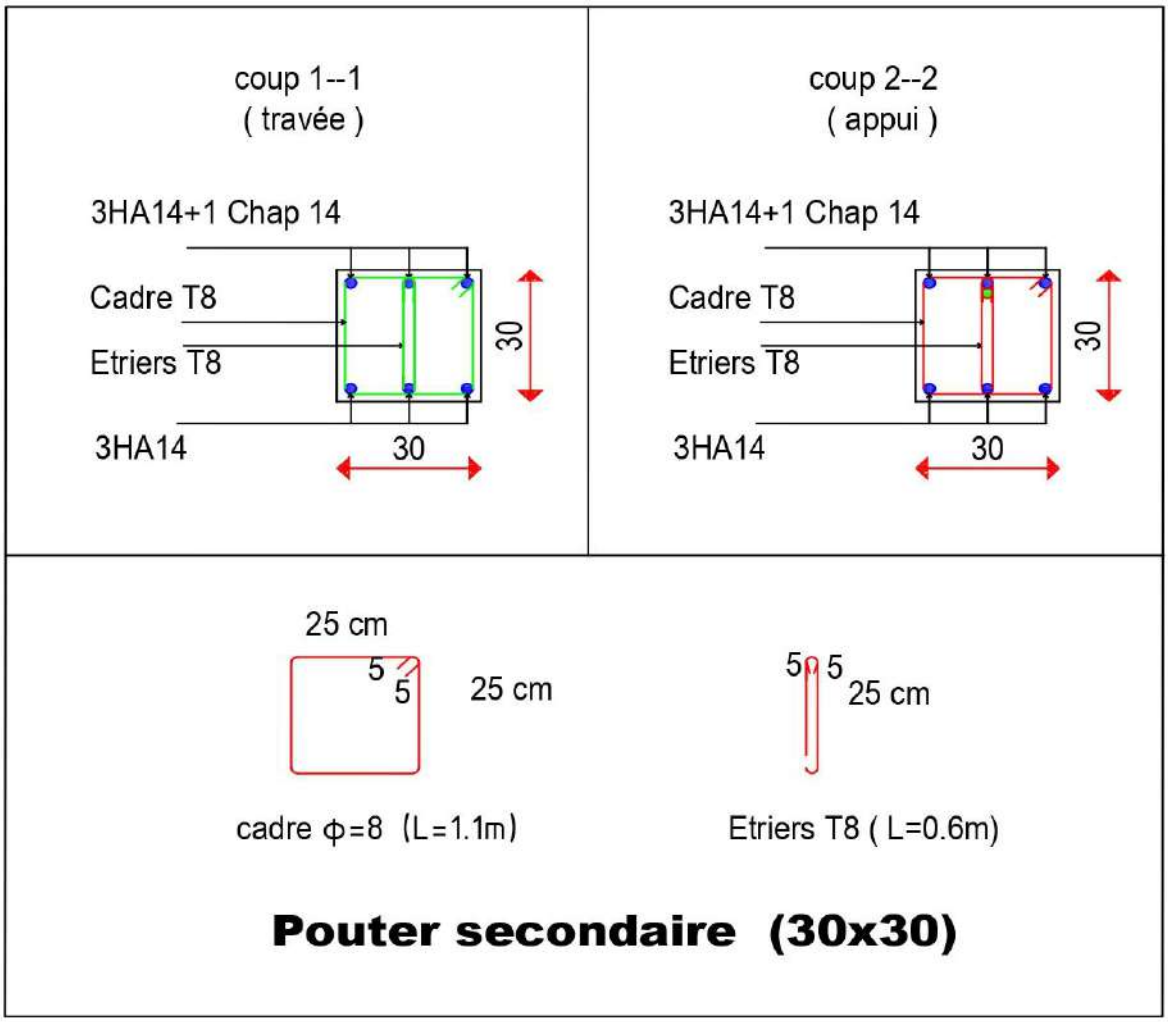

2
1
3 HA14
S'=15 cm
St=10 cm
3 HA14
2
1
100
175
100
50
375
50
475
Pouter secondaire (30x35)


coup 1--1
(travée)
3HA14
Cadre T8
Etriers T8
3HA14
35
30
coup 2--2
(appui)
3HA14
Cadre T8
Etriers T8
3HA14
35
30
25 cm
5
5
30 cm
5
5
30 cm
cadre ϕ=8 (L=1.2m)
Etriers T8 (L=0.7m)
Pouter secondaire (30x35)


2
1
3 HA14
1 Chap HA14
S'=15 cm
St=10 cm
3 HA14
2
1
100
185
100
40
385
40
465
Pouter principle (30x30)


coup 1--1
(travée)
3HA14+1 Chap 14
Cadre T8
Etriers T8
3HA14
30
30
coup 2--2
(appui)
3HA14+1 Chap 14
Cadre T8
Etriers T8
3HA14
30
30
25 cm
5
5
25 cm
cadre ϕ=8 (L=1.1m)
5
5
25 cm
Etriers T8 (L=0.6m)
Pouter principle (30x30)


2
1
3 HA14
1 Chap HA14
S'=15 cm
St=10 cm
2
3 HA14
1
60
130
60
40
250
40
330
Pouter secondaire (30x30)


coup 1--1
(travée)
3HA14+1 Chap 14
Cadre T8
Etriers T8
3HA14
30
30
coup 2--2
(appui)
3HA14+1 Chap 14
Cadre T8
Etriers T8
3HA14
30
30
25 cm
5
5
25 cm
cadre ϕ=8 (L=1.1m)
5
5
25 cm
Etriers T8 (L=0.6m)
Pouter secondaire (30x30)

VII.6. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et généralement soumis à la flexion composée sont soumis à un effort "N" et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal.

1. Détermination des sections d'acier :

Les poteaux seront ferraillés en flexion composée à l'état limite ultime, sous les efforts les plus défavorables.

Tableau VII-25 : Les Armatures longitudinaux des poteaux.

Section	Cas	Combinaison	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	As1	As2	A min (cm^2)	A choi (cm^2)
(50*50)	N max→ M cor	1.35G+1.5Q	2605.01	4.05	-4.04	4.40	2.50	22.50	4HA16 + 16HA14
	N min →M cor	1.35G+1.5Q	2021.47	-50.77	0.30	2.50	1.50		
	M max →N cor	G+Q+Edx	2059.57	49.64	-0.69	2.50	1.50		
(40*40)	N max→ M cor	1.35G+1.5Q	1433.67	0.49	-5.89	2.00	1.20	14.40	8HA16
	N min →M cor	0,8G+EdX	615.74	4.68	14.58	2.00	1.20		
	M max →N cor	G+Q+Edy	720.75	-40.96	0.545	2.00	1.20		

2. Vérification à l'Etat Limite Service :

Tableau VII-26 : Valeurs des contraintes à l'E.L.S.

Section	N_{ser} (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	T.D.F	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
(50*50)	1866.73	2.79	-3.00	F.N.P	6.20	/	15	/	OK	OK
	1016.60	-28.40	-0.16		3.80	/	15	/	OK	OK
	1477.03	35.65	-0.51		5.60	/	15	/	OK	OK
(40*40)	703.10	1.90	-4.93		3.90	/	15	/	OK	OK
	519.81	-2.38	-0.63		2.50	/	15	/	OK	OK
	703.10	1.90	-4.93		3.90	/	15	/	OK	OK

Commentaire : tous condition est vérifiée dans le ferraillage de poteau.

3. Armatures transversales :

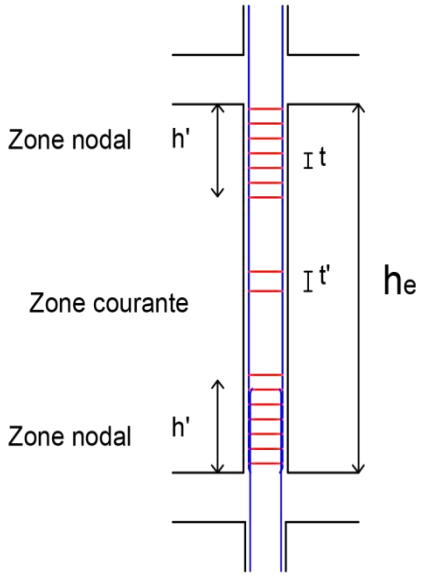
Tableau VII-27 : Choix des armatures transversales est leur espacement.

Section	T_x(kN)	T_y(kN)	λ_g	ρ_a	A_t(cm²)	Zone	St_{finale}	choix
(50*50)	6.10	-23.69	5.24	2.5	0.50	Nodale	10	**4HA8**
					0.76	Courante	15	**4HA8**
(40*40)	3.04	-1.80	6.55	2.5	0.10	Nodale	10	**4HA8**
					0.12	Courante	15	**4HA8**

Tableau VII-28 : Vérification de la quantité d'armatures transversales des poteaux.

Section	Zone	$t = \frac{A_t}{S_t . b}(\%)$	λ_g	t≥0.3%	0.3%<t<0.8%	t≥0.8%
(50*50)	Courante	0.60	6.18	-	Oui	-
	Nodale	0.40		-	Oui	-
(40*40)	Courante	0.76	6.8	-	Oui	-
	Nodale	0.50		-	Oui	-

[RPA 2003 Art .7.4.2.1]



h'=Max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 cm)

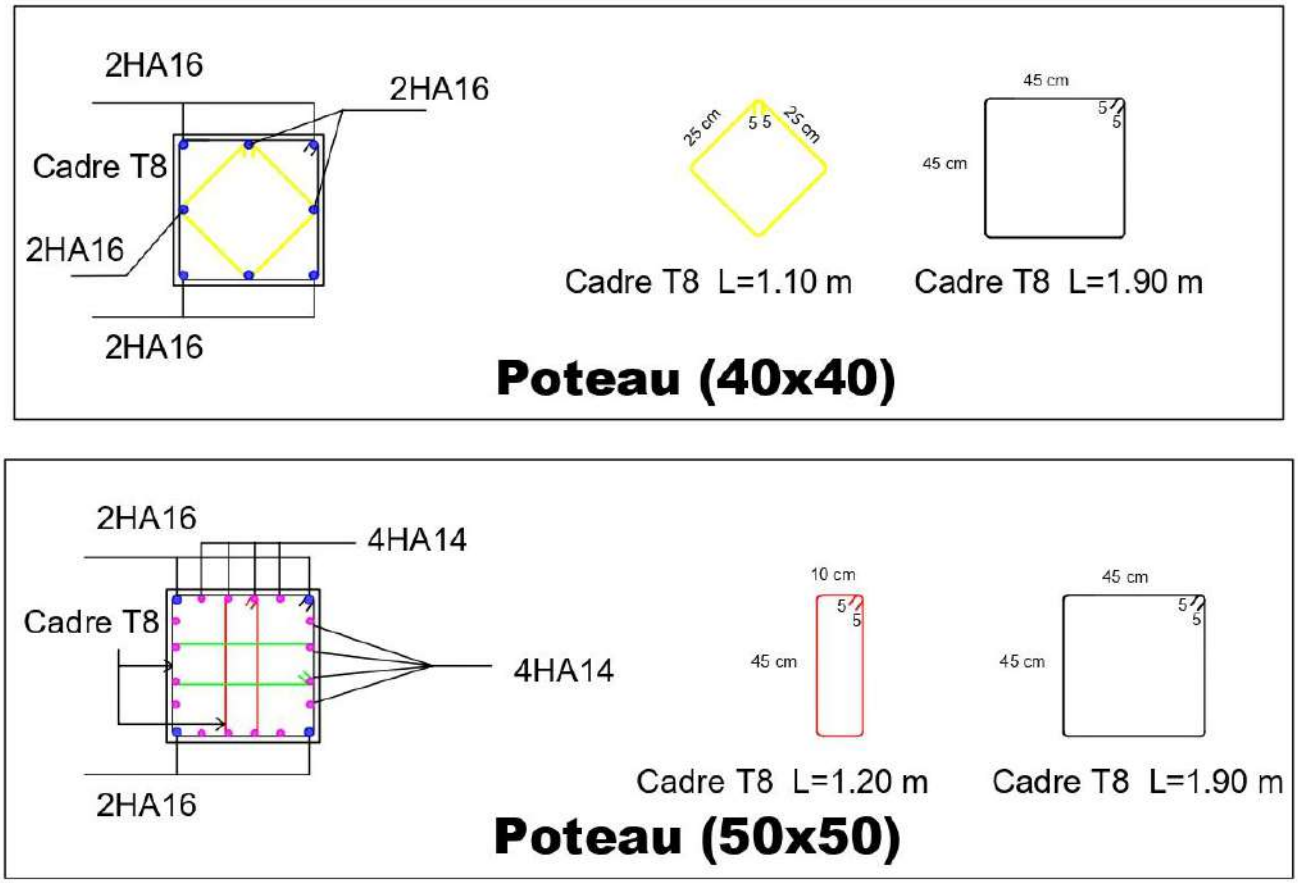
* dans la zone nodale : t <= 10 cm en zone III

*dans la zone courante : t' <= Min (b_1 /2 ; h_1 /2 ; 10ϕ_l)

Avec : ϕ_l est le diamétre minimale des armateures longitudinale des poteau

Figure 39 : Disposition des armatures dans les poteaux.

4. Schéma de ferraillage les poteaux :



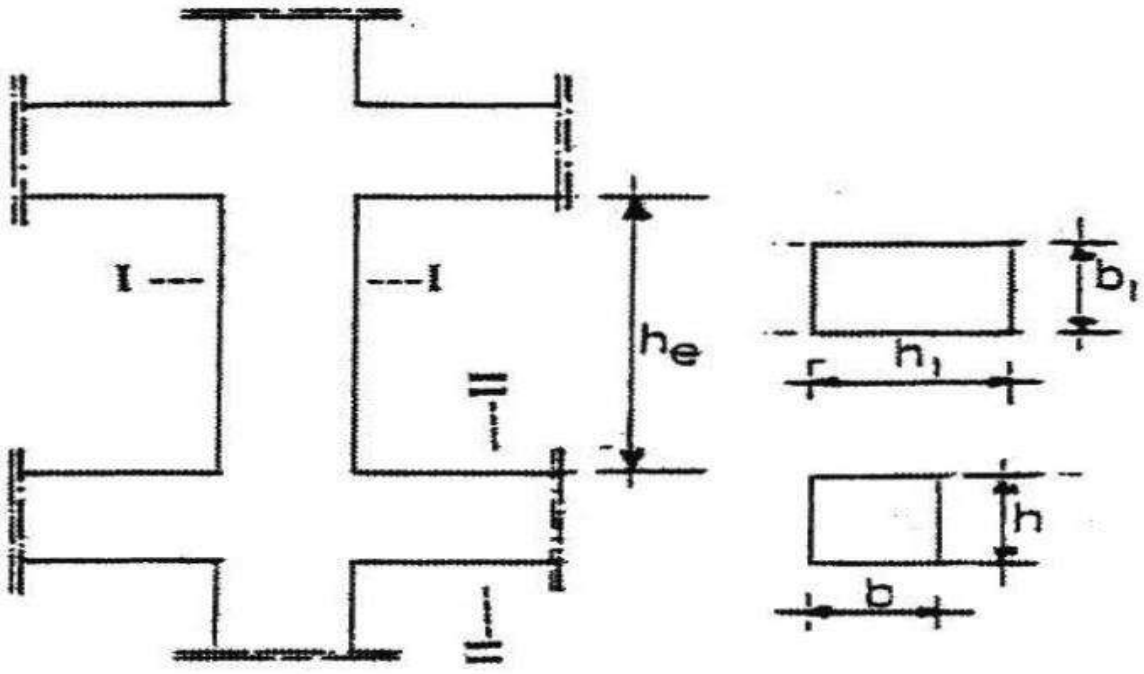


Figure 40 : Coffrage des poteaux.

VII.7. Ferraillages des voiles :

Les voiles sont un élément structural des contreventements soumise à des force verticale et des force horizontal et chaque voile doit comporter trois types d'armatures :

- ✓ Des armatures verticales.
- ✓ Des armatures horizontales.
- ✓ Des armatures transversales.

Le tableau suivent est résumé toutes les valeurs calculées :

Tableau VII-29 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins.

niveau		voile	S	N	M	T	comb	A_{cal} (Zn)	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	Sc	Sn	choix
Sous sol	X	V1	425*20	7381.84	91.99	35.37	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V2	150*20	1880.38	-2.08	16.45	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V3	290*20	5276.63	394.91	256.52	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
RDC	X	V4	425*20	6905.94	1442.17	688.22	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V5	150*20	1735.57	145.86	62.85	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V6	290*20	4892.76	859.72	509.50	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
1 ère étage	X	V7	425*20	6046.49	1573.89	813.26	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V8	150*20	1614.71	40.79	23.76	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V9	290*20	4324.88	941.14	578.67	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
2 eme étage	X	V10	425*20	5219.50	1515.12	795.19	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V11	150*20	1426.21	60.46	33.07	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V12	290*20	3759.88	922.63	580.74	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
3 eme étage	X	V13	425*20	4441.55	1402.74	752.96	G+Q+Edy	17.08	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V14	150*20	1236.99	51.93	29.50	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V15	290*20	3229.91	877.85	558.50	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
4 eme étage	X	V16	425*20	3712.64	1275.50	700.19	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V17	150*20	1051.50	52.71	30.30	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V18	290*20	2716.76	815.05	524..44	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)

Remarque : on a standardisé tous les choix de ferraillage parce que la logicielle de ferraillage « Expert 2010 » est prendre tous fois section minimale pour faire les ferraillages.

Tableau VII-30 : Calcul des armateurs verticaux des voiles pleins (suit).

niveau		voile	S	N	M	T	comb	A_{cal} (Zn)	A_{min}^{RPA}	A_{min}^{CBA}	Sc	Sn	choix
5 eme étage	X	V19	425*20	3022.61	1141.81	641.08	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V20	150*20	873.88	47.95	27.61	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V21	290*20	2223.58	743.34	482.69	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
6 eme étage	X	V22	425*20	2366.25	1005.46	577.11	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V23	150*20	702.87	44.87	26.14	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V24	290*20	1753.67	665.08	435.03	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
7 eme étage	X	V25	425*20	1747.69	865.51	506.25	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V26	150*20	540.40	38.65	22.23	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V27	290*20	1312.19	579.83	380.68	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
8 eme étage	X	V28	425*20	1177.25	716.68	424.11	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V29	150*20	388.80	36.86	22.36	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V30	290*20	907.84	484.91	319.50	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
9 eme étage	X	V31	425*20	667.26	541.30	304.59	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V32	150*20	249.03	28.86	15.58	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V33	290*20	554.21	379.84	254.76	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)
10 eme	X	V34	425*20	322.54	248.98	124.85	G+Q+Edy	17.80	12.75	8.50	20	10	2*(8HA16 +16HA12)
		V35	150*20	89.97	38.29	24.77	G+Q+Edy	6.80	4.50	3.00	15	7.5	2*(6HA14 +9HA12)
	Y	V36	290*20	239.53	286.39	188.99	G+Q+Edx	12.40	8.70	5.80	20	10	2*(8HA16 +12HA12)

a) Vérification des armatures à ELS :

Après le choix des armatures longitudinales, une vérification à l'ELS est nécessaire.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous Mser.

Tableau VII-31: Vérification des armatures à ELS des voiles.

niveau		voile	S (cm^2)	N (kN)	M (kN.m)	A_{Choix} (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Sous sol	X	V1	425*20	2819.63	-340.73	16.08	**3.60**	**15**	**OK**
		V2	150*20	946.32	-72.72	9.24	**3.70**		**OK**
	Y	V3	290*20	1920.59	267.01	16.08	**2.90**		**OK**
RDC	X	V5	425*20	2536.23	41.99	16.08	**2.90**		**OK**
		V6	150*20	858.36	33.93	9.24	**3.00**		**OK**
	Y	V7	290*20	1732.85	61.12	16.08	**3.00**		**OK**

Commentaire : Nous avons choisi le rez-de-chaussée et le sous-sol, car la plupart du temps, les plus grandes forces sont à ce niveau et le type de fissuration est non préjudiciable (situer à l'intérieur de structure), donc n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes des aciers.

b) Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

Tableau VII-32 : Calcul des armateurs horizontaux.

Niveau		voile	e	H	Vu	τ_u	$\overline{\tau_u}$	$\tau_u < \overline{\tau_u}$	HA	S_h	A_{min}^{RPA}	choix
S. sol	X	V1	20	310	641.08	**1.03**	**5**	**OK**	10	15	12.40	**21HA10 =16.49**
		V2	20	310	27.61	**0.05**	**5**	**OK**	10	15	12.40	**21HA10 =16.49**
	Y	V3	20	310	482.69	**0.78**	**5**	**OK**	10	15	12.40	**21HA10 =16.49**
RDC	X	V4	20	310	577.11	**0.93**	**5**	**OK**	10	15	12.40	**21HA10 =16.49**
		V5	20	310	26.14	**0.04**	**5**	**OK**	10	15	12.40	**21HA10 =16.49**
	Y	V6	20	310	435.03	**0.70**	**5**	**OK**	10	15	12.40	**21HA10 =16.49**

c) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures Φ_t est tel que $\Phi_t \geq \frac{\emptyset_v}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$

Donc : **$Ø_t$= HA 6**

d) Calcul des parties du voile :

Nous utiliserons la même méthode de calcul des voiles pour calcul dans cette partie, et nous ne la considérons pas comme une « trumeau » car elle est basée sur la vérification de a_1>1m on a a_1=0.7 m.

✓ **Armatures verticales :**

Tableau VII-33 : calcul des armatures verticales.

Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)	comb	A_{s1} (cm^2)	S_t (cm)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sous-sol	70x20	724.98	164.72	115.97	G+Q+Edy	3.6	/	**2HA16= 4.02cm^2**

✓ **Vérification des armatures à ELS :**

Tableau. VII-34 : Vérification des armatures à ELS.

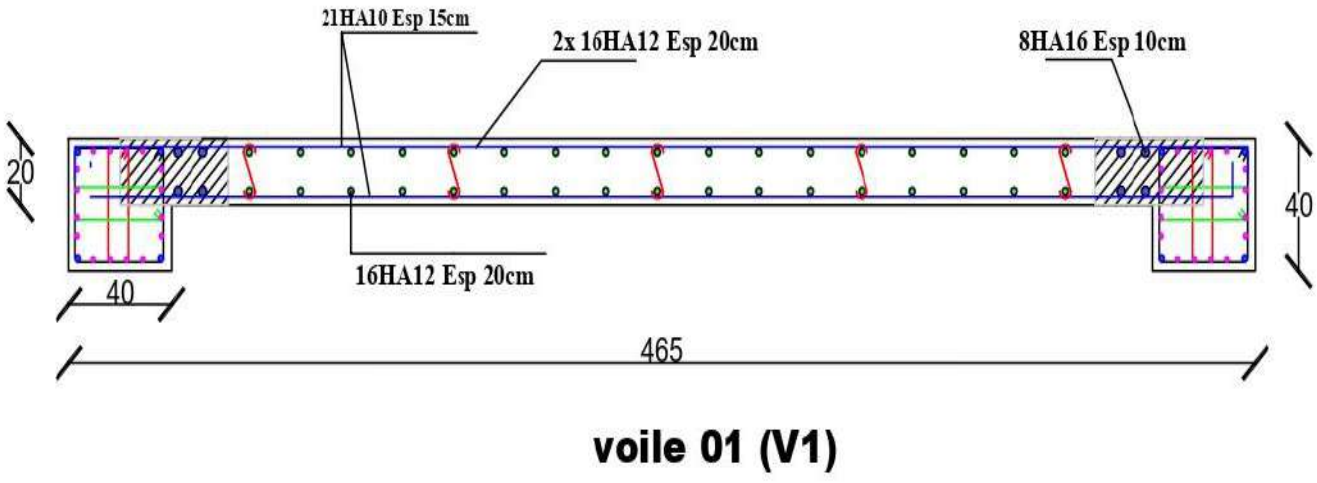
Niveau	S (cm^2)	N (KN)	M (KN.m)	A_{Choix} (cm^2)	σ_b Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Sous-sol	**70x20**	**496.93**	**91.62**	**4.02**	**7.9**	**15**	**OK**

✓ **Calcul des armateurs horizontaux :**

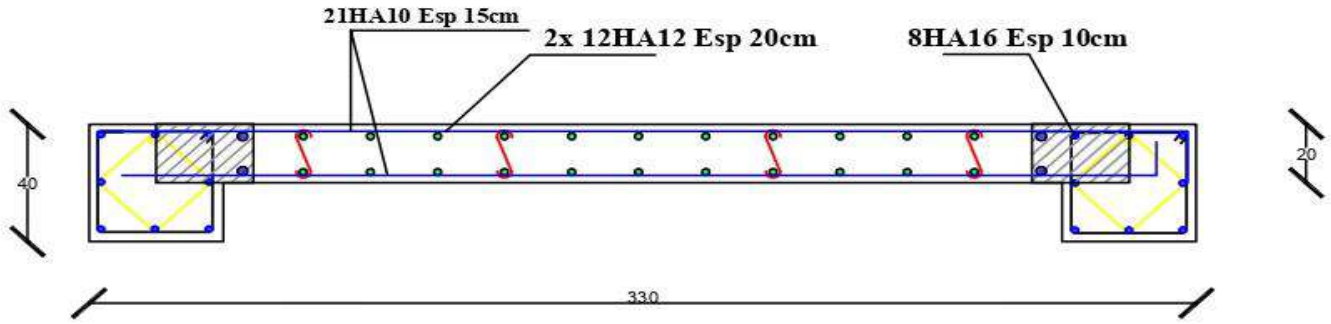
Tableau VII-35 : Calcul des armateurs horizontaux.

Niveau	h (cm)	e (cm)	Vu (kN)	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	S_t (cm)	A_{min}^{RPA}	$A_{choisie}$ (cm^2)
Sous-sol	339	20	115.97	0.19	5	15	13.56	**2x(22HA10)**

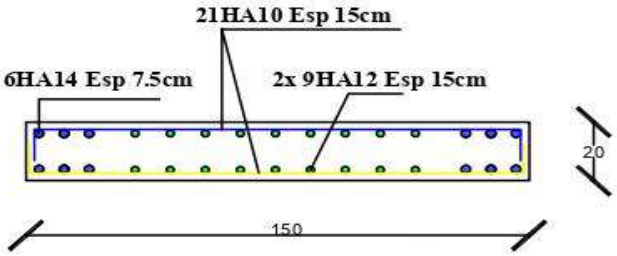
e. Schéma de ferraillage les poteaux :



voile 01 (V1)



voile 02 (V2)



voile 03 (V3)

VII.8. Ferraillage des voiles avec ouverture :

a) Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Le tableau suit résumer les résultats obtenus :

Tableau VII-36 : Armatures du linteau selon le RPA 99.

Niveau	voile	e (cm)	h (cm)	L (cm)	V (KN)	τ_b (Mpa)	M (KN.m)	$\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$
S.Sol	V_1	20	104	150	308.79	2.31	169.32	T/C
RDC	V_2	20	70	150	893.17	9.92	645.09	T/C
1eme	V_3	20	70	150	1042.79	11.59	747.72	T/C
2eme	V_4	20	70	150	1053.20	11.70	754.63	T/C

Commentaire : Le calcul a été terminé et nous l'avons divisé en groupes indiqués dans le tableau suivant, et la grande valeur était au deuxième étage, puis elle a commencé à diminuer.

b) Les armatures des linteaux:

A_d : armature diagonales / A_L : armature longitudinale / A_t : armature transversale

A_p : armature de peau

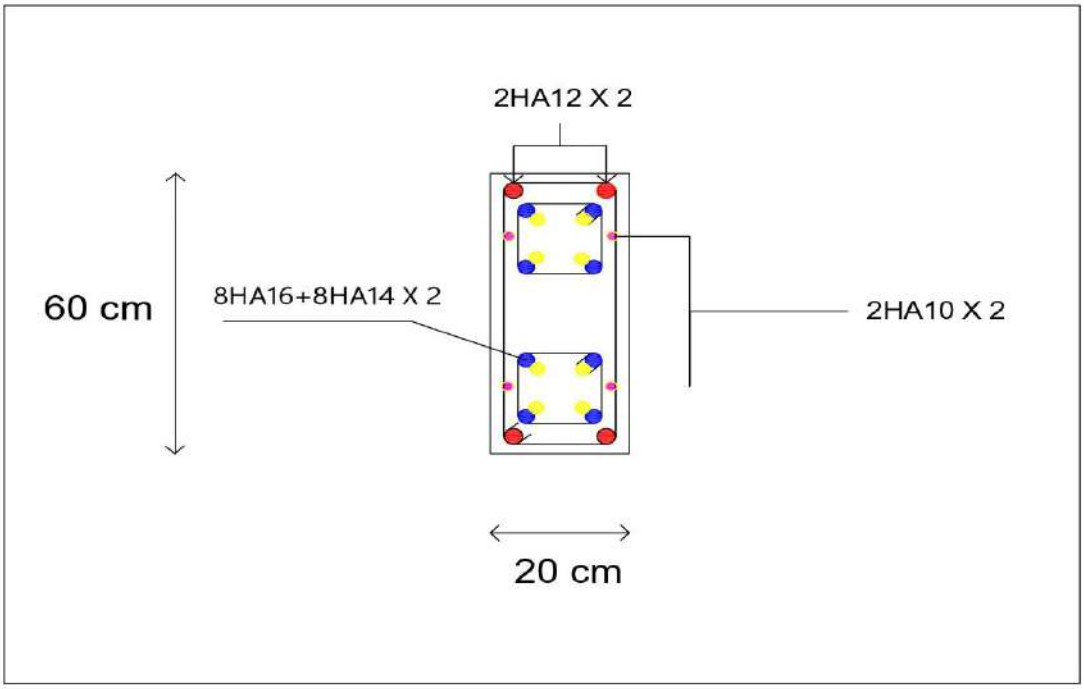
Tableau VII-37 : Calcul des armatures des linteaux.

Niveau	A calculé (cm²)				St (cm)	A choisie (cm²)			
	Ad	Al	At	AP		Ad	Al	At	AP
Sous-Sol	6.62	3.12	0.75	4.16	15	**8HA12**	**4HA12**	**8HA8**	**8HA10**
RDC+(6-7-8-9)	15 à 24	2.10	0.75	2.80	15	**8HA16+8HA14**	**4HA12**	**4HA8**	**4HA12**
(1-2-3-4-5)	27 à 30	2.10	0.75	2.80	15	**14HA16+2HA12**	**4HA12**	**4HA8**	**4HA12**
(10-11)	7 à 11	2.10	0.75	2.80	15	**8HA14**	**4HA12**	**4HA8**	**4HA12**

Remarque : on choix les trois niveaux uniquement parce que le choix de section calculé est les mêmes.

c. Schéma de ferraillage les linteaux :

Un exemple pour le ferraillage de linteaux.

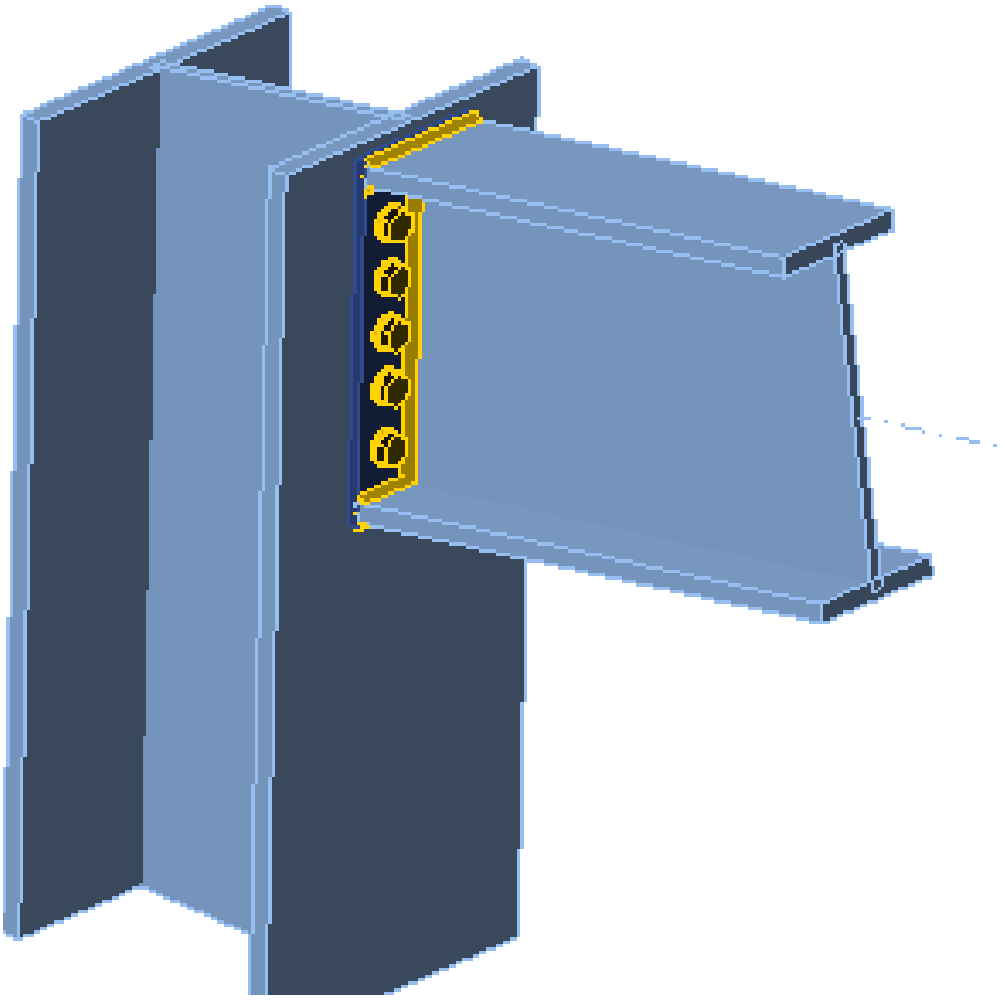


VII.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons ferraillée et vérifié tous les éléments structuraux pour assurer un bon service et une protection efficace et préservant l'aspect économique.

CHAPITRES VII

CALCUL DES ASSEMBLAGES



VIII.1. Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- ✓ Soit bout à bout (éclissages, raboutages),
- ✓ Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- ✓ Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- ✓ Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs, car, en réalité, les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi-articulés, semi-encastrés, semi -rigides).

VIII.2. Exemple des assemblages :

[Livre Construction Métallique Vol 11 p336]

- **Assemblage articulé :**

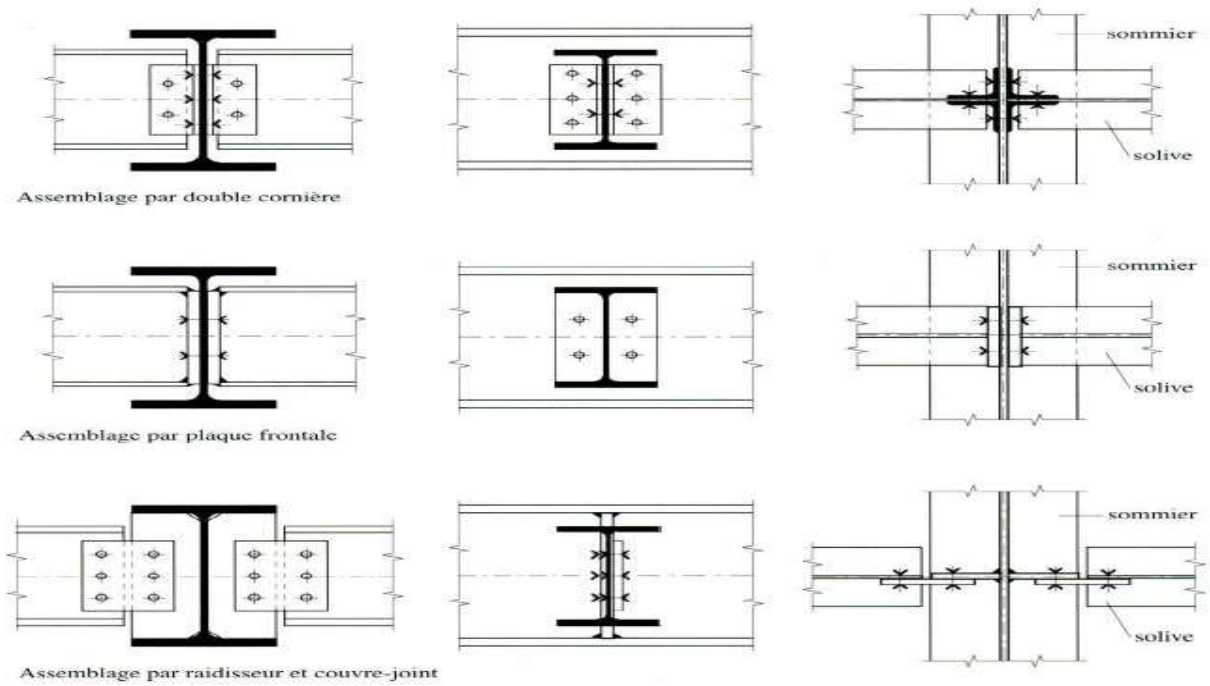


Figure VIII-1 : type courent sommaire- solive d'assemblage articlés.

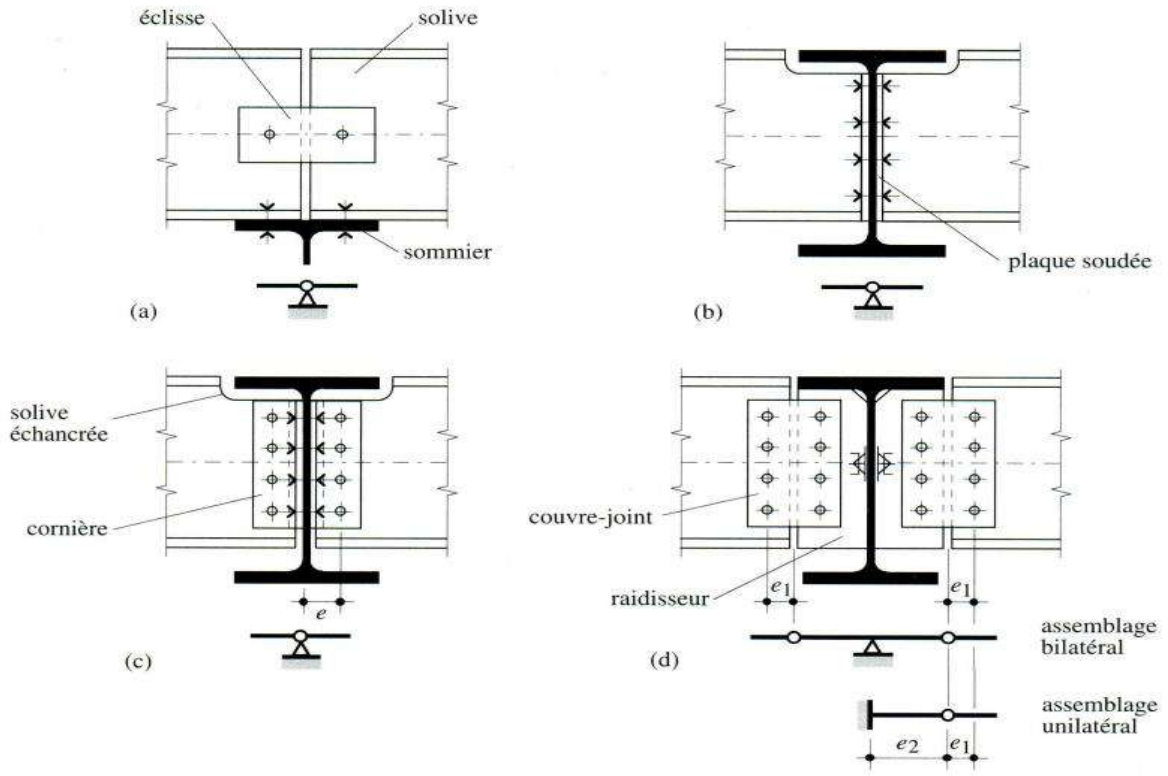


Figure VIII-2 : Assemblage articlés sommaire-solive et schéma de condition d'appui.

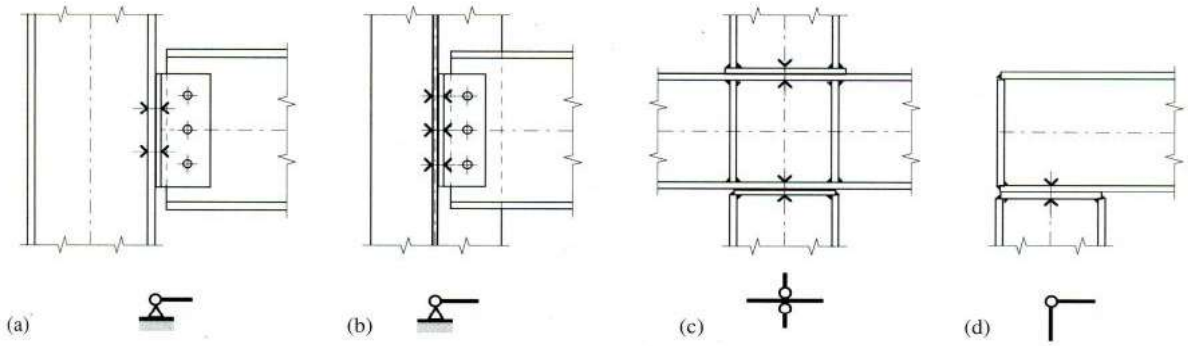


Figure VIII-3 : Assemblage articlés poteau-poutre et schéma de condition d'appui.

- **Assemblages rigides :**

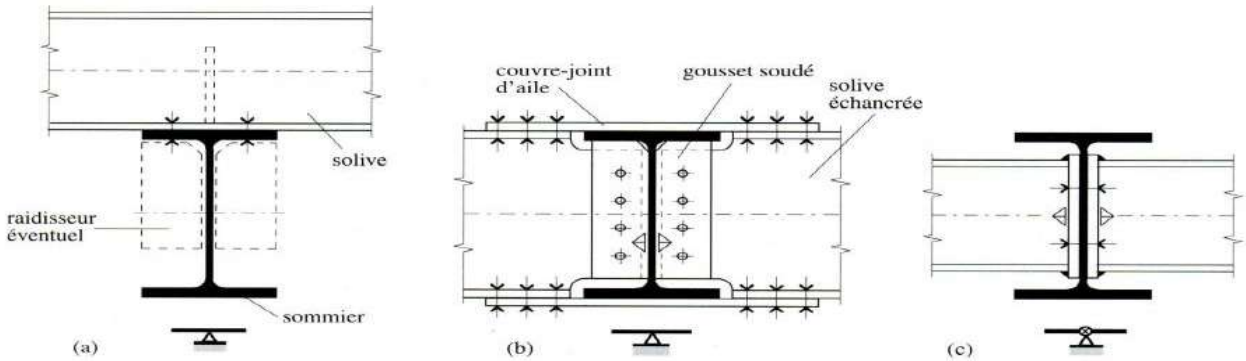


Figure VIII-4 : Assemblage rigides sommaire-solive et schéma de condition d'appui.

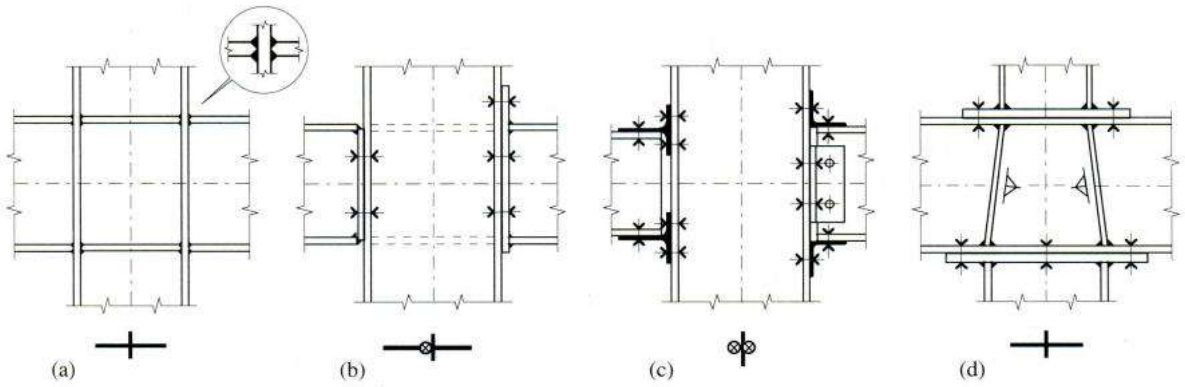
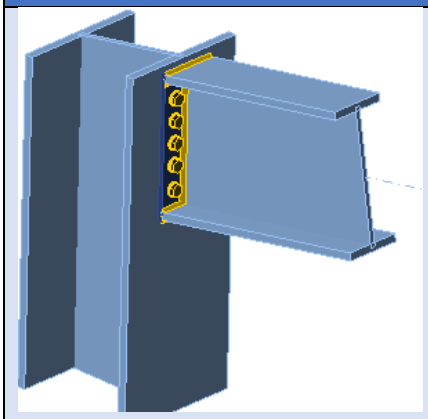
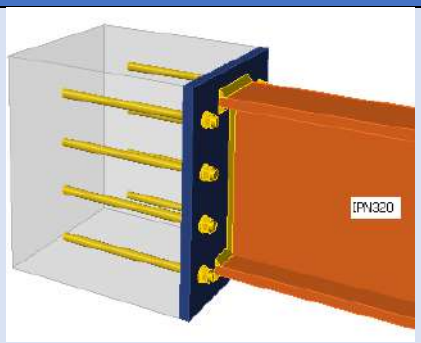
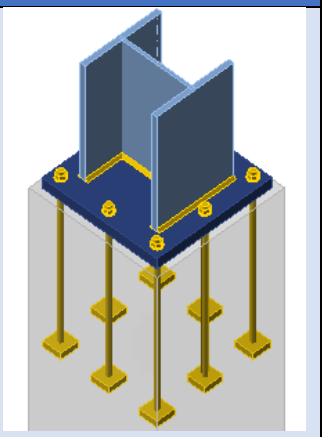


Figure VIII-5 : Assemblage rigides poteau-poutre et schéma de condition d'appui.

Remarque : Dans notre projet, nous ne choisirons que trois types d'assemblages uniquement pour donner une idée sur le calcul et aussi pour donner l'opportunité aux étudiants de travailler sur le compte de tous types dans ce projet, dans un mémoire séparé.

- ✓ Les trois types d'assemblages choisir :
  - A. Le nœud le plus sollicité.
  - B. L'interaction poutre principale (IPN320) et poteau (40x40) à noyau en béton armé.
  - C. L'interaction poteau (HEB300) et poteau (50x50) en béton armé à sous-sol.

figures d'illustration en trois dimensions (3D)		
		
A (6-C) +37.40m	**B (5-C) +37.40m**	**C (2-F) ±0.00 m**

Remarque : Seuls trois cas ont été sélectionnés pour les assemblages. Et tous ces résultats ont été extraits d'un programme basé sur l'eurocode3 afin de vérifier toutes les vérifications nécessaires dans le coute assemblage.

VIII.2.1. Assemblage du nœud le plus sollicité (6-C) :

Pour travailler sur ce calcules d'assemblages, Nous avons extrait toutes les valeurs de nœuds du programme « SAP2000 v22 » et les avons entrées dans le programme « MASTER EC3 Assemblages Acier 2017 » afin d'appliquer toutes les vérifications nécessaires pour vérifier cet assemblage, et ces résultats nous avons obtenu :

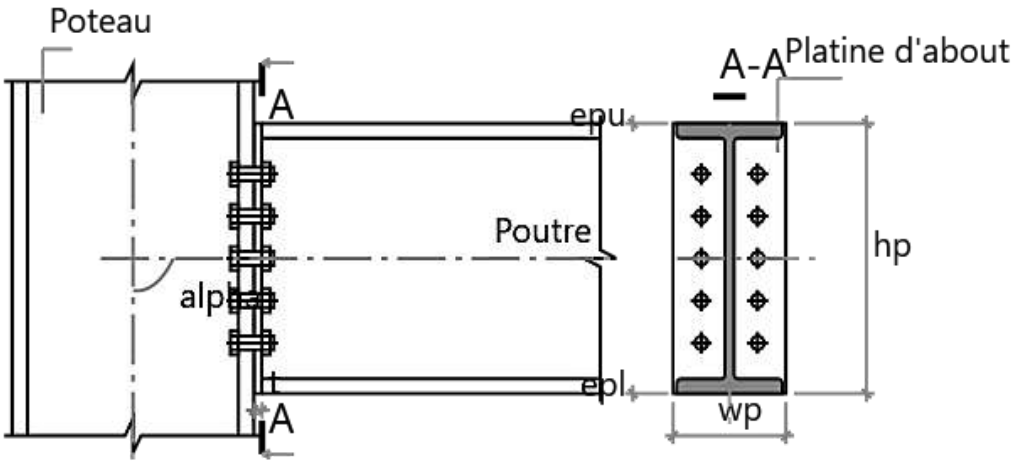


Figure VIII-6 : Assemblage le nœud le plus sollicité (6-C).

Remarque : Tous les détails de cet assemblage sont inclus dans l'annexe A.

✓ **Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :**

V_{wc} = **206.11 kN** Effort tranchant dans l'âme du poteau des forces externes

$V_{wc,Rd}$ = **579.14 kN** Résistance de l'âme du poteau

✓ **Vérification de l'âme du poteau en cisaillement :**

$$V_{wc} / V_{wc,\,Rd} = 0.36 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

✓ **Capacité résistante de l'âme du poteau à la pression transversale :**

$F_{c,wc,Rd1}$ = **565.61 kN** Capacité résistante de l'âme à la pression

$F_{c,wc,Rd2}$ = **565.61 kN** Capacité résistante de l'âme au flambement

✓ **Capacité résistante d'assemblage à la flexion :**

$$M_{j,Rd} = \sum h_j \, F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 51.86 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification de la capacité résistante à la flexion :**

$$M_b / M_{j,Rd} = 0.94 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

✓ **Conditions supplémentaires :**

Poutre :

$$M_b / M_{c,Rd} = 0.23 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

$$V_b / V_{c,Rd} = 0.19 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

Poteau – haut :

$$N_{cu} / N_{c,Rd} = 0.04 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

$$M_{cu} / M_{c,Rd} = 0.11 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

$$V_{cu} / V_{c,Rd} = 0.03 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

✓ **Vérification finale :**

➢ **Vérification d'assemblage :**

Tableau VIII-1 : les vérifications calculées.

Vérification d'assemblage	F_{Ed} – force	F_{Rd} - capacité résistante	State
Cisaillement de l'âme du poteau	V_{wc} = 206.11 kN	$V_{wc,Rd}$ = 579.14 kN	**OK**
Résistance à la flexion	M_b = 48.7 kNm	$M_{j,Rd}$ = 51.86 kNm	**OK**
Résistance au cisaillement	V = -98.84 kN	$V_{j,Rd}$ = 772.4 kN	**OK**
Soudures	148.95 MPa	360 MPa	**OK**
Résistance de la poutre à la flexion	M = 48.7 kNm	$M_{c,Rd}$ = 214.36 kNm	**OK**
Résistance de la poutre au cisaillement	V = -98.84 kN	$V_{c,Rd}$ = 519.94 kN	**OK**
Résistance à la traction - poteau au-dessous du nœuds	N = -154.79 kN	$N_{c,Rd}$ = 3503.33 kN	**OK**
Résistance à la flexion - poteau au-dessus du nœuds	M = -48.7 kNm	$M_{c,Rd}$ = 439.17 kNm	**OK**
Résistance au cisaillement - poteau au-dessus du nœuds	V = -18.08 kN	$V_{c,Rd}$ = 643.49 kN	**OK**

Remarques : Nous constatons que toutes les vérifications sont positives, et par conséquent nous concluons que cet assemblage résistera à toutes les sollicitations possibles de la part de forces extérieures.

VIII.2.2. L'interaction poutre principale (IPN320) et poteau (40x40) en béton armé :

Dans cet assemblage, nous avons essayé autant que possible de le rendre pratique, car il se trouve dans une zone dense en termes d'armature, et nous avons donc obtenu la forme suivante:

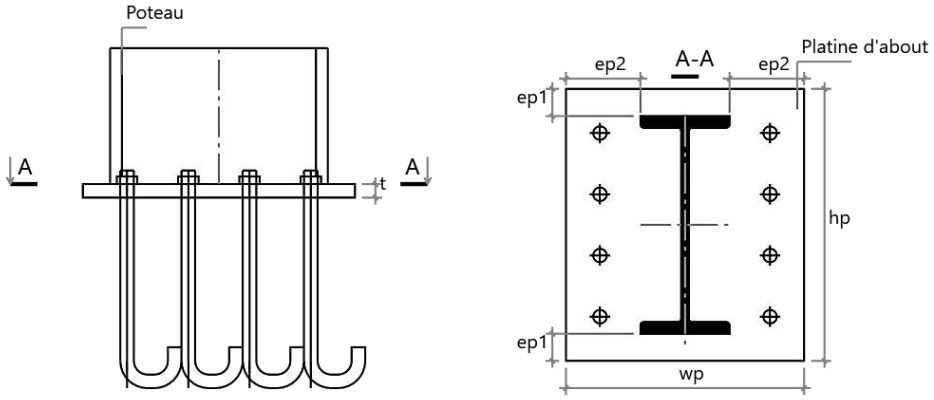


Figure VIII-7 : L'interaction poutre principale (IPN320) et poteau (40x40) en béton armé (5-C).

Remarque : Tous les détails de cet assemblage sont inclus dans l'annexe B.

- ✓ **Vérification de la capacité résistante :**
  - ✓ **Résultats de calcul :**
    - ✓ **Résistance des composants :**

$F_{t,Rd}$ =	**176.4 kN**	Résistance d'un boulon d'ancrage à la traction
$F_{t,Rd,p}$ =	**32.31 kN**	Résistance à l'arrachement
$F_{vj,Rd}$=	**42.73 kN**	Résistance d'un boulon d'ancrage au cisaillement
$M_{c,Rd}$ =	**214.36 kNm**	Résistante de la section à la flexion

  - ✓ **Résistance à la flexion :**
    - ➢ **Flexion dans le plan de l'âme :**

- Cas 1 : Compression côté droite, traction côté gauche

e =	**-1000 mm**	Excentrique
Z =	**286.35 mm**	Bras des forces internes
omega =	**0.76**	Coefficient de réduction
$beff_{t,wc}$ =	**503.3 mm**	Longueur efficace des rangées extérieures de boulons
$F_{t,wc,Rd}$ =	**1030.73 kN**	Résistance de l'âme à la traction

$F_{C,fc,Rd}$ =	**708.14 kN**	Résistance de l'âme et de l'aile du poteau dans la zone comprimée
$F_{t,pl,1}$ =	**0 kN**	Capacité résistante de la platine côté l'aile gauche du poteau
$F_{t,pl,3}$ =	**0 kN**	Capacité résistante de la platine côté l'aile droite du poteau
$F_{T,l,Rd}$ =	**214.66 kN**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la traction
$F_{Tr,Rd}$ =	**214.66 kN**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la traction
$F_{Cl,Rd}$ =	**645.56 kN**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la compression
$F_{Cr,Rd}$ =	**645.56 kN**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la compression
M_{Rd1} =	**184.86 kNm**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la flexion
M_{Rd2} =	**184.86 kNm**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la flexion
M_{Rd} =	**184.86 kNm**	Résistance d'assemblage à la flexion

✓ **Vérification de la capacité résistante à la flexion :**

$M_z / M_{Rdz} = 0.87 < 1.0 \rightarrow$ **Condition vérifiés**

➢ **Flexion dans le plan de l'aile :**

- **Cas 2 : Compression côté gauche, traction côté droite :**

e =	**1000 mm**	Excentrique
Z =	**190.5 mm**	Bras des forces internes
omega =	**1**	Coefficient de réduction
beff$_{t,wc}$ =	**0 mm**	Longueur efficace des rangées extérieures de boulons
$F_{t,wc,Rd}$ =	**0 kN**	Résistance de l'âme à la traction
$F_{C,fc,Rd}$ =	**708.14 kN**	Résistance de l'âme et de l'aile du poteau dans la zone comprimée
$F_{t,pl,1}$ =	**124.22 kN**	Capacité résistante de la platine côté l'aile gauche du poteau
$F_{t,pl,3}$ =	**124.22 kN**	Capacité résistante de la platine côté l'aile droite du poteau
$F_{T,l,Rd}$ =	**124.22 kN**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la traction

$F_{Tr,Rd}$ =	**124.22 kN**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la traction
$F_{Cl,Rd}$ =	**645.56 kN**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la compression
$F_{Cr,Rd}$ =	**645.56 kN**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la compression
M_{Rd1} =	**109.32 kNm**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la flexion
M_{Rd2} =	**25.32 kNm**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la flexion
M_{Rd} =	**25.32 kNm**	Résistance d'assemblage à la flexion

- ✓ **Vérification de la capacité résistante à la flexion :**

$$M_y / M_{Rdy} = 0 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

- ✓ **Vérification en flexion biaxiale :**

$$M_z / M_{Rdz} + M_y / M_{Rdy} = 0.87 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

- ✓ **Vérification en cisaillement :**
  - ➢ **Cisaillement dans le plan de l'âme :**

$F_{v,Rd}$ =	**42.73 kN**	Capacité résistante du boulon d'ancrage au cisaillement
$F_{b,Rd}$ =	**283.64 kN**	Capacité résistante du boulon d'ancrage à la pression
$F_{vj,Rd}$ =	**42.73 kN**	Capacité résistante résultante du boulon d'ancrage au cisaillement
$F_{f,Rd}$ =	**0 kN**	Capacité résistante d'assemblage au glissement

- ➢ **Capacité résistante d'assemblage au cisaillement :**

$$V_{j,Rdz} = n*F_{vj,Rd} + F_{f,Rd} + F_{v,Rd,wg,z}$$

$$\mathbf{V_{j,Rdz} = 341.81\ kN}$$

- ➢ **Vérification de la capacité résistante au cisaillement :**

$$V_z / V_{j,Rdz} = 0.41 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

- ➢ **Cisaillement dans le plan de l'aile**

$F_{v,Rd}$ =	**42.73 kN**	Capacité résistante du boulon d'ancrage au cisaillement
$F_{b,Rd}$ =	**283.64 kN**	Capacité résistante du boulon d'ancrage à la pression
$F_{vj,Rd}$ =	**42.73 kN**	Capacité résistante totale du boulon d'ancrage au cisaillement
$F_{f,Rd}$ =	**0 kN**	Capacité résistante d'assemblage au glissement

- **Capacité résistante d'assemblage au cisaillement :**

$$V_{j,Rdy} = n*F_{vj,Rd} + F_{f,Rd} + F_{v,Rd,wg,y}$$

$$\mathbf{V_{j,Rdy} = 341.81\ kN}$$

- **Vérification de la capacité résistante au cisaillement :**

$$V_y / V_{j,Rdy} = 0 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

- **Vérification en cisaillement biaxial :**

$$V_y / V_{j,Rdy} + V_z / V_{j,Rdz} = 0.41 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

Donc toutes les vérifications sont vérifiées, ce qui signifie que cet assemblage est stable.

VIII.2.3. L'interaction poteau (HEB300) et poteau (50x50) en béton armé à sous-sol :

Dans certains projets, cela peut être le cas dans les fondations, mais dans notre cas, il ne s'agit que d'une connexion entre des poteaux en acier et des poteaux en béton armé du sous-sol.

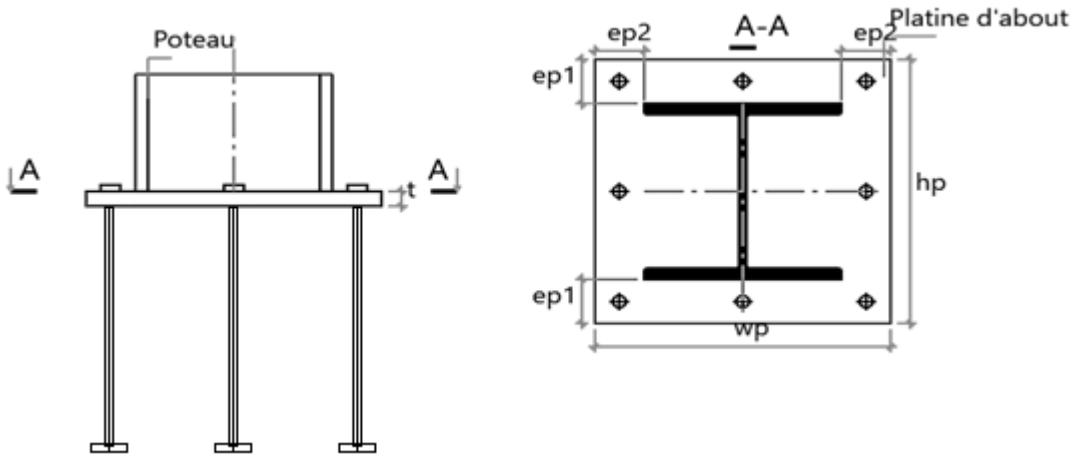


Figure VIII-8 : L'interaction poteau (HEB300) et poteau (50x50) en béton armé à sous-sol (2-F).

Remarque : Tous les détails de cet assemblage sont inclus dans l'annexe C.

$\mathbf{F_{t,Rd}}$ =	**176.4 kN**	Résistance d'un boulon d'ancrage à la traction
$\mathbf{F_{t,Rd,p}}$ =	**120 kN**	Résistance à l'arrachement
$\mathbf{F_{vj,Rd}}$=	**42.73 kN**	Résistance d'un boulon d'ancrage au cisaillement
$\mathbf{M_{c,Rd}}$ =	**439.17 kNm**	Résistante de la section à la flexion

Classe : **1** Classe de la section

- ✓ **Capacité résistante à la compression :**

f_{cd} =	**16.67 MPa**	Résistance de calcul du béton à la compression
c =	**62.97 mm**	Largeur de lq pression additionnelle
β_j =	**0.67**	Coefficient de réduction
f_y =	**235 MPa**	Limite d'élasticité de la platine
f_j =	**12.35 MPa**	Résistance à la pression sous la platine
F_{rdu} =	**[v_Frdu] kN**	Force localisée résistante de calcul
f_{jd} =	**110.4 MPa**	Résistance de calcul à la pression
A_{cn} =	**1473.15 cm²**	Aire de la pression sous le poteau

- ✓ **Capacité résistante d'assemblage à la compression**

$$N_{c,Rd} = F_c = A_{cn} * f_{jd}$$

$$\mathbf{N_{c,Rd} = 3494.85\ kN}$$

- ✓ **Vérification de la capacité résistante à la compression :**

$N / N_{c,Rd} = 0.66 < 1.0$ → **Condition vérifiés**

- ✓ **Résistance à la flexion**
  - ➢ **Flexion dans le plan de l'âme**

Cas 1 : Compression deux côtés

e =	**2.3 mm**	Excentrique
Z =	**281 mm**	Bras des forces internes
omega =	**0.83**	Coefficient de réduction
$beff_{t,wc}$ =	**498.6 mm**	Longueur efficace des rangées extérieures de boulons
$F_{t,wc,Rd}$ =	**1076.08 kN**	Résistance de l'âme à la traction
$F_{C,fc,Rd}$ =	**1562.88 kN**	Résistance de l'âme et de l'aile du poteau dans la zone comprimée
$F_{t,pl,1}$ =	**109.26 kN**	Capacité résistante de la platine côté l'aile gauche du poteau
$F_{t,pl,3}$ =	**109.26 kN**	Capacité résistante de la platine côté l'aile droite du poteau

$F_{T,l,Rd}$ =	**109.26 kN**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la traction
$F_{Tr,Rd}$ =	**109.26 kN**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la traction
$F_{Cl,Rd}$ =	**1350.16 kN**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la compression
$F_{Cr,Rd}$ =	**1350.16 kN**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la compression
M_{Rd1} =	**6.11 kNm**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la flexion
M_{Rd2} =	**6.31 kNm**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la flexion
M_{Rd} =	**6.11 kNm**	Résistance d'assemblage à la flexion

✓ **Vérification de la capacité résistante à la flexion :**

$M_z / M_{Rdz} = 0.87 < 1.0 \rightarrow$ **Condition vérifiés**

➢ **Flexion dans le plan de l'aile :**

Cas 2 : Compression deux côtés

e =	**0 mm**	Excentrique
Z =	**300 mm**	Bras des forces internes
omega =	**0.98**	Coefficient de réduction
$beff_{t,wc}$ =	**166.57 mm**	Longueur efficace des rangées extérieures de boulons
$F_{t,wc,Rd}$ =	**420.51 kN**	Résistance de l'âme à la traction
$F_{C,fc,Rd}$ =	**1562.88 kN**	Résistance de l'âme et de l'aile du poteau dans la zone comprimée
$F_{t,pl,1}$ =	**109.26 kN**	Capacité résistante de la platine côté l'aile gauche du poteau
$F_{t,pl,3}$ =	**109.26 kN**	Capacité résistante de la platine côté l'aile droite du poteau
$F_{T,l,Rd}$ =	**109.26 kN**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la traction
$F_{Tr,Rd}$ =	**109.26 kN**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la traction
$F_{Cl,Rd}$ =	**1350.16 kN**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la compression
$F_{Cr,Rd}$ =	**1350.16 kN**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la compression
M_{Rd1} =	**0 kNm**	Capacité résistante de la partie gauche du noeud à la flexion
M_{Rd2} =	**0 kNm**	Capacité résistante de la partie droite du noeud à la flexion

M_{Rd} =	**0 kNm**	Résistance d'assemblage à la flexion

✓ **Vérification de la capacité résistante à la flexion :**

$$M_y / M_{Rdy} = 0 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

✓ **Vérification en flexion biaxiale :**

$$M_z / M_{Rdz} + M_y / M_{Rdy} = 0.87 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

✓ **Vérification en cisaillement**

➢ **Cisaillement dans le plan de l'âme**

$F_{v,Rd}$ =	**42.73 kN**	Capacité résistante du boulon d'ancrage au cisaillement
$F_{b,Rd}$ =	**201.82 kN**	Capacité résistante du boulon d'ancrage à la pression
$F_{vj,Rd}$ =	**42.73 kN**	Capacité résistante résultante du boulon d'ancrage au cisaillement
$F_{f,Rd}$ =	**1152.52 kN**	Capacité résistante d'assemblage au glissement

✓ **Capacité résistante d'assemblage au cisaillement :**

$$V_{j,Rdz} = n*F_{vj,Rd} + F_{f,Rd} + F_{v,Rd,wg,z}$$

$$\mathbf{V_{j,Rdz} = 1494.32\ kN}$$

✓ **Vérification de la capacité résistante au cisaillement :**

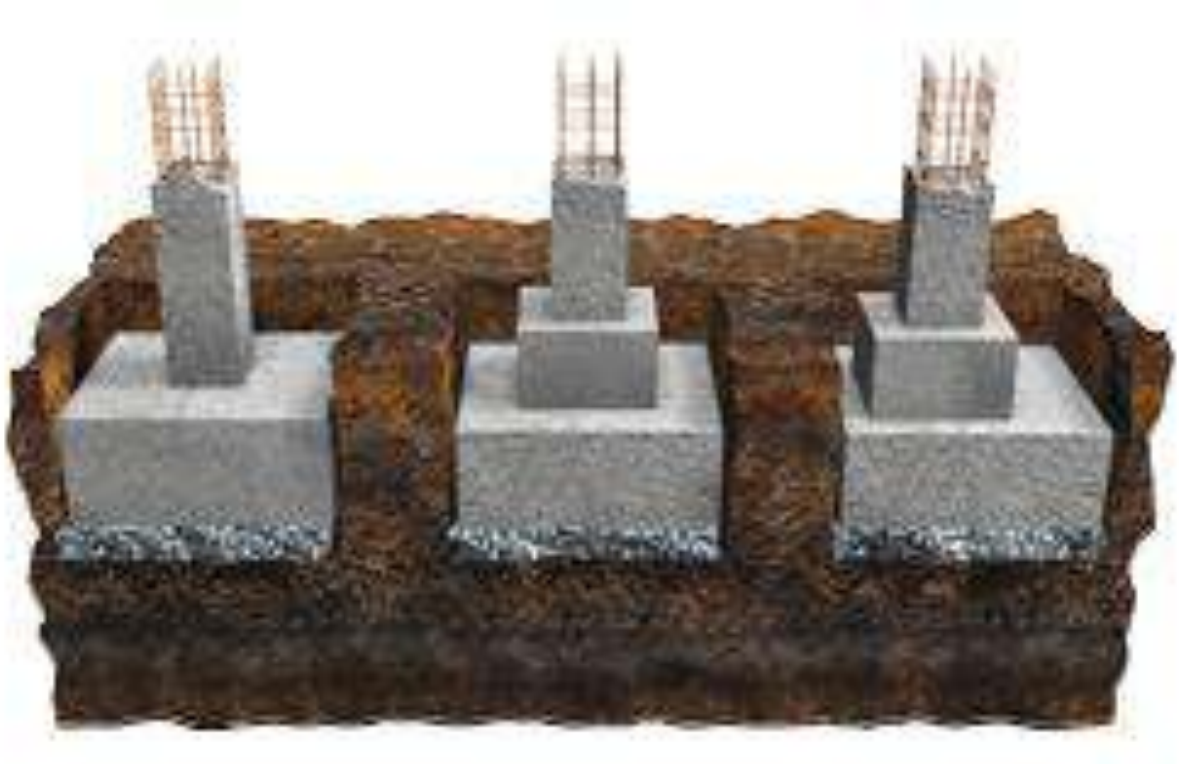
$$V_z / V_{j,Rdz} = 0 < 1.0 \rightarrow \textbf{Condition vérifiés}$$

VIII.3. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé trois types pour ne donner une image que des assemblages uniquement, et tous les résultats ont été tirés du programme « MASTER EC3 Assemblages Acier 2017 » susmentionné. Par conséquent, toutes les vérifications ont été positifs, ce qui signifie que ces trois assemblages sont stables de toutes les sollicitations externes et internes qui peuvent affecter leur efficacité au travail et la résistance.

CHAPITRES IX

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



IX.1. Introduction :

La fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connait la superstructure et les charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

IX.2. Les efforts normaux à base de la structure :

- **A l'ELS :**

Le schéma suivant présente les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS :

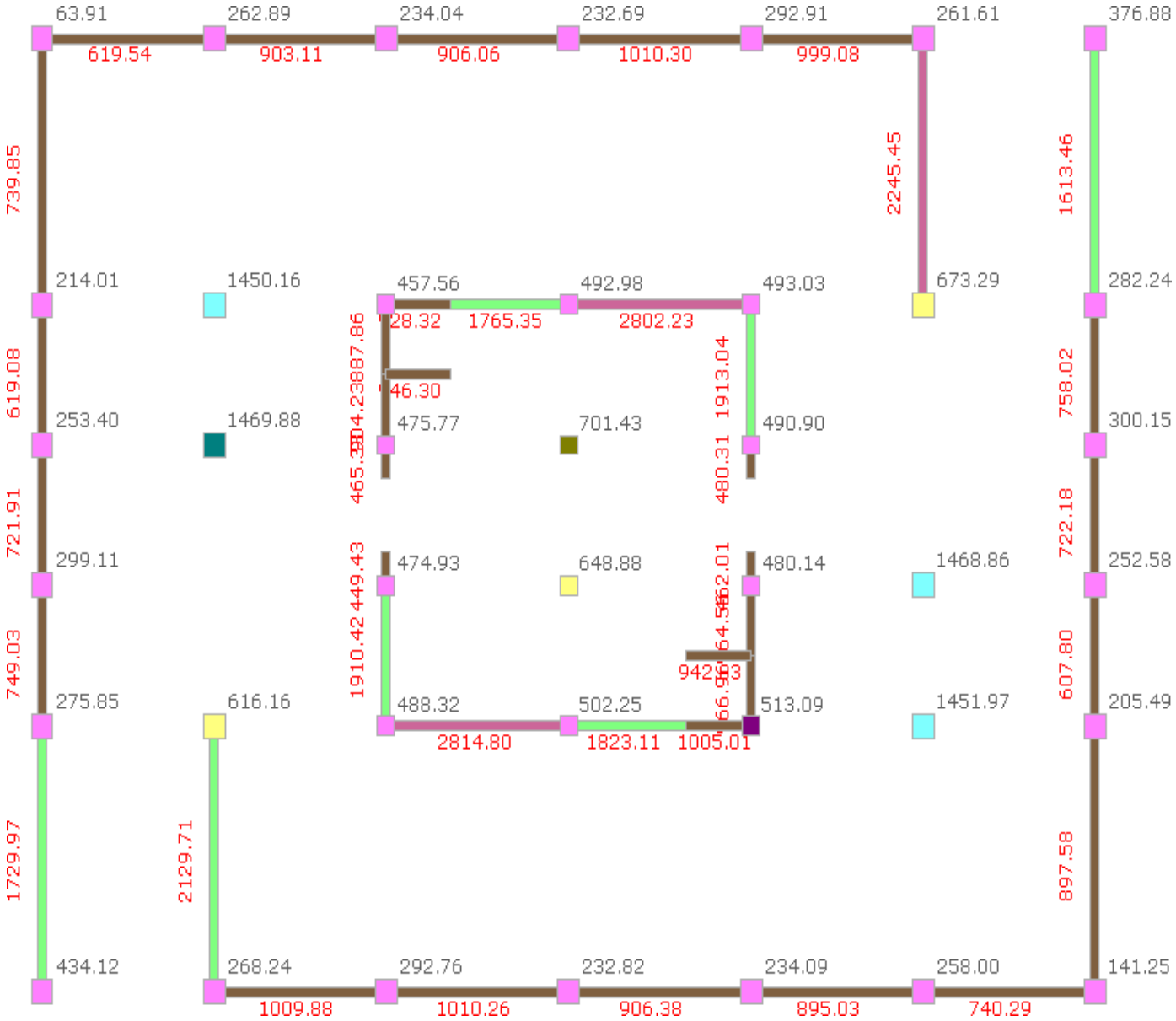


Figure IX -1 : Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.

IX.3. Vérification de chevauchement entre les semelles isolées :

Aprés les calcule on a concluée le shéma suivent :

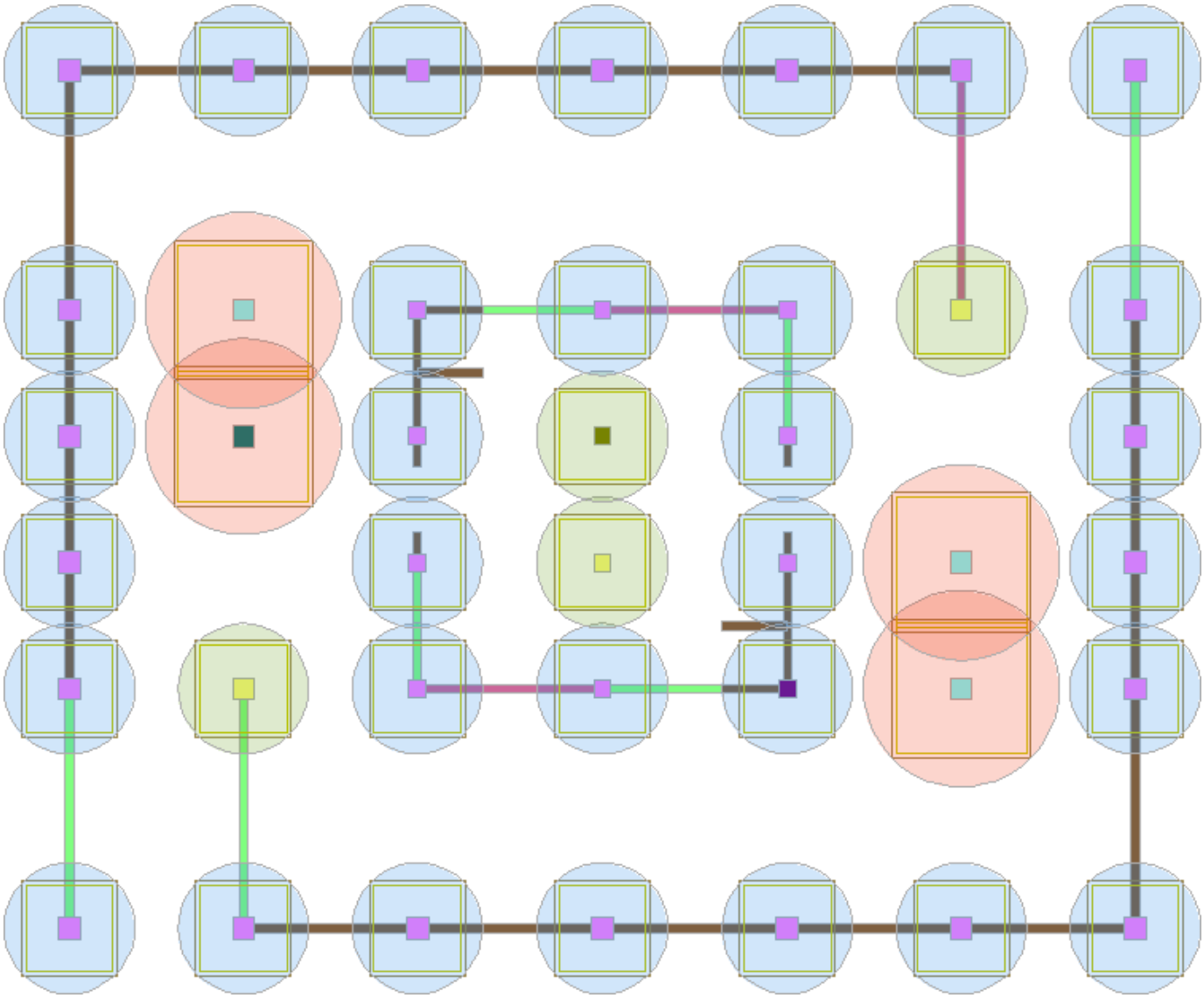


Figure IX -2 : Les bulles de pression.

Commentaire: D'après le schéma, nous concluons que la semelle n'est pas applicable

Tableau IX -1 : Vérification du chevauchement des semelles.

Semelle	A (m)	A' (m)	$1.5\frac{(A+A')}{2}$	L (m)	$L < 1.5\frac{(A+A')}{2}$
Si-1→Si-2	3.5	3.5	5.25	2.9	OK

Commentaire :

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors l'étude des semelles filantes.

IX.4. Calcul des semelles filantes :

IX.4.1. Dimensionnement des semelles filantes :

Le calcul de la largeur "B" de la semelle se fait sur la base de l'inéquation d'équilibre statique.

$$\sigma \leq [\sigma_{sol}] \quad \sigma = \frac{\sum N_{ser}}{S} \Rightarrow \frac{\sum N_{ser}}{L.B} \leq [\sigma_{sol}] \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L.[\sigma_{sol}]} \qquad h \geq \frac{B-b}{4} + c$$

*Tableau **Error! No text of specified style in document.**-2 : Dimensionnement des semelles filantes à l'ELS.*

Semelle	L (m)	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (MPA)	B calculé (m)	B adopté (m)	h adopté (m)
Sf-1	26.5	6135.44	0.19	1.22	1.4	30
Sf-2	11.5	6394.76		2.93	3.5	85
Sf-3	11.5	6217.69		2.85	3.5	85
Sf-4	26.5	5942.63		1.18	1.4	30
Sf-5	21.70	5898.57		1.47	1.6	35
Sf-6	7.5	3049.55		2.14	2.6	60
Sf-7	5.9	2920.83		2.61	3	70
Sf-8	11.80	6718.30		2.99	3.5	85
Sf-9	12.2	1847.93		0.80	1	30
Sf-10	12.33	6987.21		3.38	3.5	85
Sf-11	5.9	2920.04		2.6	3	70
Sf-12	7.5	2879.99		2.02	2.6	60
Sf-13	21.7	5851.23		1.42	1.6	35

On prende la houteur stondare est : h= 0.85s m.

IX.4.2. Vérification des contraintes sous la semelle à l'ELS :

On doit vérifier :

$$\sigma = \frac{\sum N_{ser} + P_{remblais} + P_{semelle} + P_{p.libage} + P_{amorce\ pot}}{S_{semelle}} \leq [\sigma_{sol}]$$

- P semelles = S x hs x ρ béton.
- P remblai =S x hl x ρ sol.

Tableau IX-3 : Vérification des contraintes sous la semelle filantes à l'ELS.

Semelle	L (m)	N ser (KN)	P semelle (KN)	P remblais (KN)	б (Mpa)	б sol (Mpa)	$\sigma \leq \sigma_{sol}$
Sf-1	26.5	6135.44	278.25	/	1.73	1.9	OK
Sf-2	11.5	6394.76	855.31	/	1.8		OK
Sf-3	11.5	6217.69	855.31	/	1.76		OK
Sf-4	26.5	5942.63	278.25	/	1.70		OK
Sf-5	21.70	5898.57	303.8	/	1.79		OK
Sf-6	7.5	3049.55	192.5	/	1.78		OK
Sf-7	5.9	2920.83	309.75	/	1.83		OK
Sf-8	11.80	6718.30	879.86	/	1.84		OK
Sf-9	12.2	1847.93	91.59	/	1.59		OK
Sf-10	12.30	6987.21	917.04	/	1.83		OK
Sf-11	5.9	2920.04	309.75	/	1.8		OK
Sf-12	7.5	2879.99	292.50	/	1.70		OK
Sf-13	21.7	5851.23	303.80	/	1.77		OK

Il n'y a pas de remblai car les fondations sont au même niveau que le plat forme.

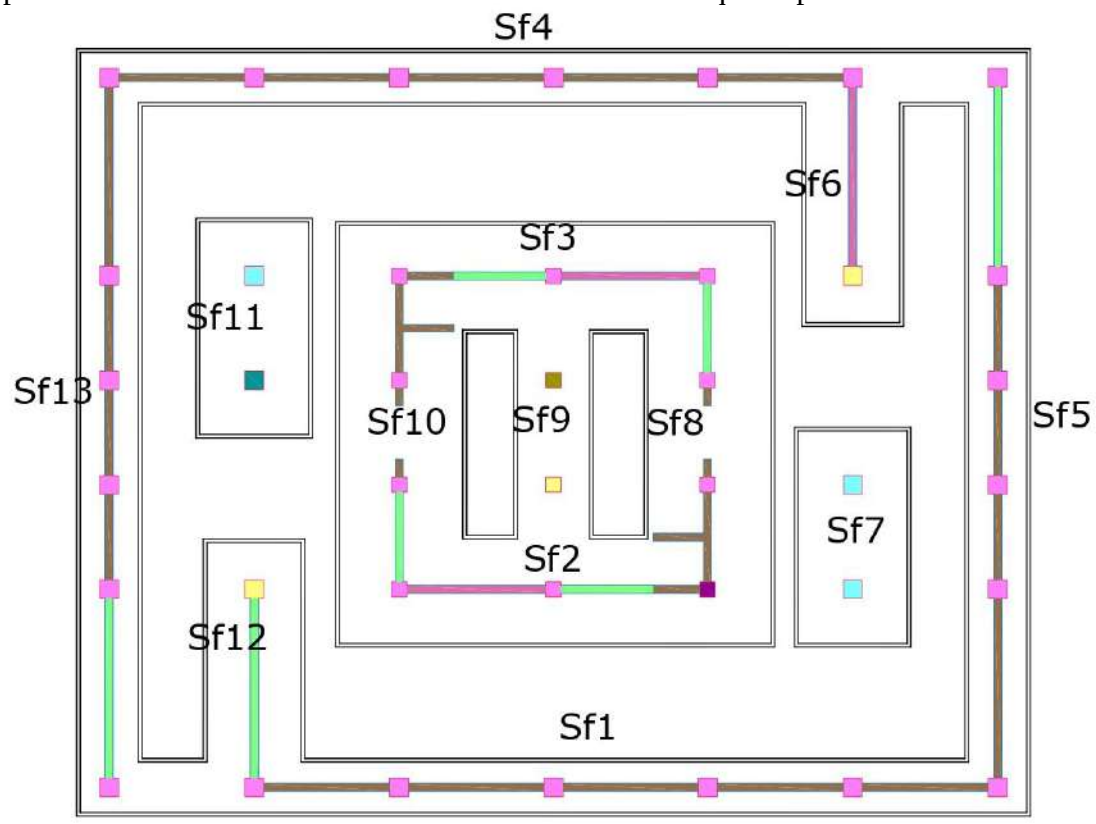


Figure IX -3 : Le choix finale des semelles.

IX.4.3. Ferraillage des Semelles filantes :

On a deux cas des semelles filantes :

- Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux.
- Semelle filante (continue) sous un voile.

IX.4.3.1. Semelle filante (continue) sous plusieurs poteaux :

Dans ce cas, nous armerons deux types d'éléments (semelle filante et putre de libage).

- ✓ **semelle filante :**

Nous avons obtenu ces valeurs suivantes à partir du programme de calcul « Sap2000 v22 » :

Tableau IX-4 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous un poteau.

Semelle	N_u (KN)	M_u (KN)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$ (m)	B(m)	$\frac{B}{6}$ (m)	$e_0 < \frac{B}{6}$	$\frac{B}{18}$ (m)	$e_0 < \frac{B}{18}$
SF_7	4073.66	9.95	0.002	3.5	0.58	Diagramme trapézoïdal	0.19	**vérifiée**
SF_9	2411.45	9.74	0.004	1	0.16		0.05	

Le calcul de ferraillage est fait par la méthode des bielles à l'ELU.

1. **Armatures principales :**

Tableau IX-5 : Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (armatures principales).

Semelle	L (m)	B (m)	N_u (KN/ml)	M_u (KN)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$/ml (cm^2)	ESP (cm)
SF_7	5.9	3.5	690.45	1.69	9.14	**9HA12=10.18**	12
SF_9	12.2	1	197.66	0.80	0.44		

2. **Armature de repartions :**

- $\mathbf{A_{a,rep} = \frac{A_b}{4} . B = \frac{10.18}{4} \times 3.5 = 8.91 cm^2}$

Tableau IX-6 :Ferraillages des semelles filantes sous plusieurs poteaux (Armature de repartions)

Semelle	A (m)	B (m)	$A_{b,\ choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)	$A_{b,\ rep}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	ESP (cm)
SF_7	5.9	3.6	10.18	12	8.91	**8HA12=9.05**	40
SF_9	12.2	1.8	10.18		8.91		25

IX.5. Dimensionnement de la poutre de libage :

On a :

$$h_p \geq \sqrt[3]{\frac{48.L^4.K}{\pi^4.E}}$$

Avec :

- E : Module d'élasticité du béton (E =32164.19MPa).
- L : La plus grande travée dans la fille
- K : Coefficient de réduire du sol (K = 4 kg/cm^3).
- hp : la hauteur de la poutre de libage

Tableau IX-7 : Dimensionnement poutre de la poutre de libage.

	B(m)	Lmax(m)	$hp_{calculé}$ (m)	$hp_{adopté}$ (m)
Poutre de libage	0.50	2.90	0.35	0.85

Donc la section de la poutre de libage : **50x85 cm².**

IX.6. Ferraillage de la poutre de libage :

On a :

Tableau IX-8 : Détermination des valeurs de (q) de la poutre de libage.

Poutre de libage	$\sum$ N (ELU) KN	$\sum$ N (ELS) KN	$P_{semelle}$ (KN)	L (m)	q_u (KN/m)	q_{ser} (KN/m)
P_{L7}	4073.66	2920.83	309.75	5.9	**761.32**	**547.56**
P_{L9}	2411.45	1847.93	91.59	12.2	**207.79**	**205.17**

IX.7. Détermination des moments de la poutre de libage

Tableau IX-9 : Détermination des moments de la poutre de libage

Poutre de libage	ELU			ELS	
	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	T (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
P_{L7}	/	800.34	1103.91	/	575.62
P_{L9}	-118.79	134.17	314.04	-117.29	132.48

La poutre de libage travaille en flexion simple.

❖ **A l'ELU :**

Tableau IX-10 : Calcul des armatures longitudinales de la poutre de libage à L'ELU

Élément	section	position	Mu (KN.m)	A s1 (cm2)	A s2 (cm2)	A' s1 (cm2)	A' s2 (cm2)
PL7	85*50	Travée	800.34	**30.92**	**0.00**	/	/
		Appui	/	/	/	/	/
PL9	85*40	Travée	134.17	**4.79**	**0.00**	/	/
		Appui	-118.79	/	/	**0.00**	**4.23**

Tableau IX-11 : Choix des armatures longitudinales de la poutre de libage « 1 »

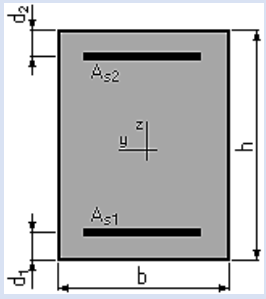
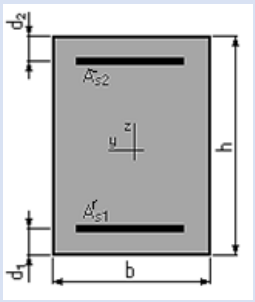
Sections d'armatures choisie			
travée		**appui**	
A s1 (cm²)	A s2 (cm²)	A' s1 (cm²)	A' s2 (cm²)
6HA16+10chap HA16	**6HA16**	**6HA16**	**6HA16**
32.17	**12.06**	**12.06**	**12.06**
			

Tableau IX-12: Choix des armatures longitudinales de la poutre de libage « 2 »

Sections d'armatures choisie			
travée		**appui**	
A s1 (cm2)	**A s2 (cm2)**	**A' s1 (cm2)**	**A' s2 (cm2)**
6HA16	**6HA16**	**6HA16**	**6HA16**
12.06	**12.06**	**12.06**	**12.06**

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Pour une fissuration préjudiciable : [σb]= 15Mpa [σs]= 201.6Mpa

Tableau IX-13: Vérifications des armatures longitudinales de la poutre de libage à l'ELS.

Section	Position	M_{ser} (KN.m)	A_{s1} (cm^2)	A_{s2} (cm^2)	σ_b Mpa	σ_s Mpa	$\overline{\sigma_b}$ Mpa	$\overline{\sigma_s}, \sigma'_s$ Mpa	Vérific -ation
P_{L7}	Travée	575.62	32.17	12.06	**8.8**	**201.60**	15	201.63	OK
P_{L9}	Travée	132.48	12.06	12.06	**3.10**	**143.90**	15	201.63	OK
	Appui	-117.29	12.06	12.06	**2.80**	**127.40**	15	201.63	OK

✓ **Armatures de peau :**

Puisque la poutre de libage à une hauteur de 85 cm le CBA93 exige en plus les armatures longitudinales, des armatures de peau d'au moins 3cm²/m.l posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre. donc on adopte 4HA12=4.52cm².

✓ **Armatures transversales :**

valeurs des sections d'armatures transversales (A_t), ainsi que leurs espacements (S_t) pour chaque poutre sont résumes dans les tableaux suivants :

Tableau IX-14: Calcul des armatures transversales de la poutre de libage.

ELU					St adopté		section
Elément	T (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau u}$ (Mpa)	$\tau_u < \overline{\tau u}$	Szn (cm)	Szc (cm)	$At_{choisie}$ (cm^2)
P_{L7}	1103.91	2.88	2.5	**NON**	10	10	**6HA8**
P_{L9}	314.04	1.02	2.5	OK	40	40	

Nous augmentons la hauteur de poutre de libage : **h=0.9m**

IX.8. Semelle filante (continue) sous voile :

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur et prendre toutes les formules de ferraillage d'une semelle isolée pour la détermination de la quantité de ferraillage parallèle a B.

Tableau IX-15 : Vérification l'excentricité des semelles filantes sous voiles

Semelle	N_u (KN)	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN.m)	$e_0 = \frac{M_u}{N_u}(m)$	B (m)	$\frac{B}{6}(m)$	$e_0 < \frac{B}{6}$
SF_1	8136.20	307.03	14.68	0.05	1.40	0.23	**Diagramme trapézoïdal**
SF_2	9490.46	825.26	0.07	0.0001	3.50	0.58	
SF_5	7745.82	356.95	3.12	0.009	1.60	0.27	
SF_6	4434.21	591.23	1.44	0.002	2.60	0.43	
SF_8	9935.25	841.97	16.79	0.02	3.50	0.58	

Le calcul de ferraillage est fait pour 1m de largeur par la méthode des bielles à l'ELU

$$\begin{cases} A_b = P_u \times (1 + \frac{3e_0}{B}) \frac{(B-b)}{8.d_b.\sigma_s} \\ A_{a,rep} = \frac{A_b}{4}.B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_b \text{ en } [cm^2] \\ B \text{ en } [m] \end{cases}$$

Tableau IX-15 : Ferraillages des semelles filantes sous un voile.

Semelle	N_u/ml (KN/ml)	M_u/ml (KN)	A (m)	B (m)	$A_{b.calculée}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	Esp (cm)	$A_{a\ rep}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2	Esp (cm)
SF_1	307.03	14.68	1	1.40	1.12	**10HA12=11.31**	10	3.96	**9HA12= 10.08**	18
SF_2	825.26	0.07	1	3.50	10.65			9.89		40
SF_5	356.95	3.12	1	1.60	1.78			4.52		20
SF_6	591.23	1.44	1	2.60	5.17			7.35		30
SF_8	841.97	16.79	1	3.50	10.86			9.89		40

Ferraillage des poutres libage

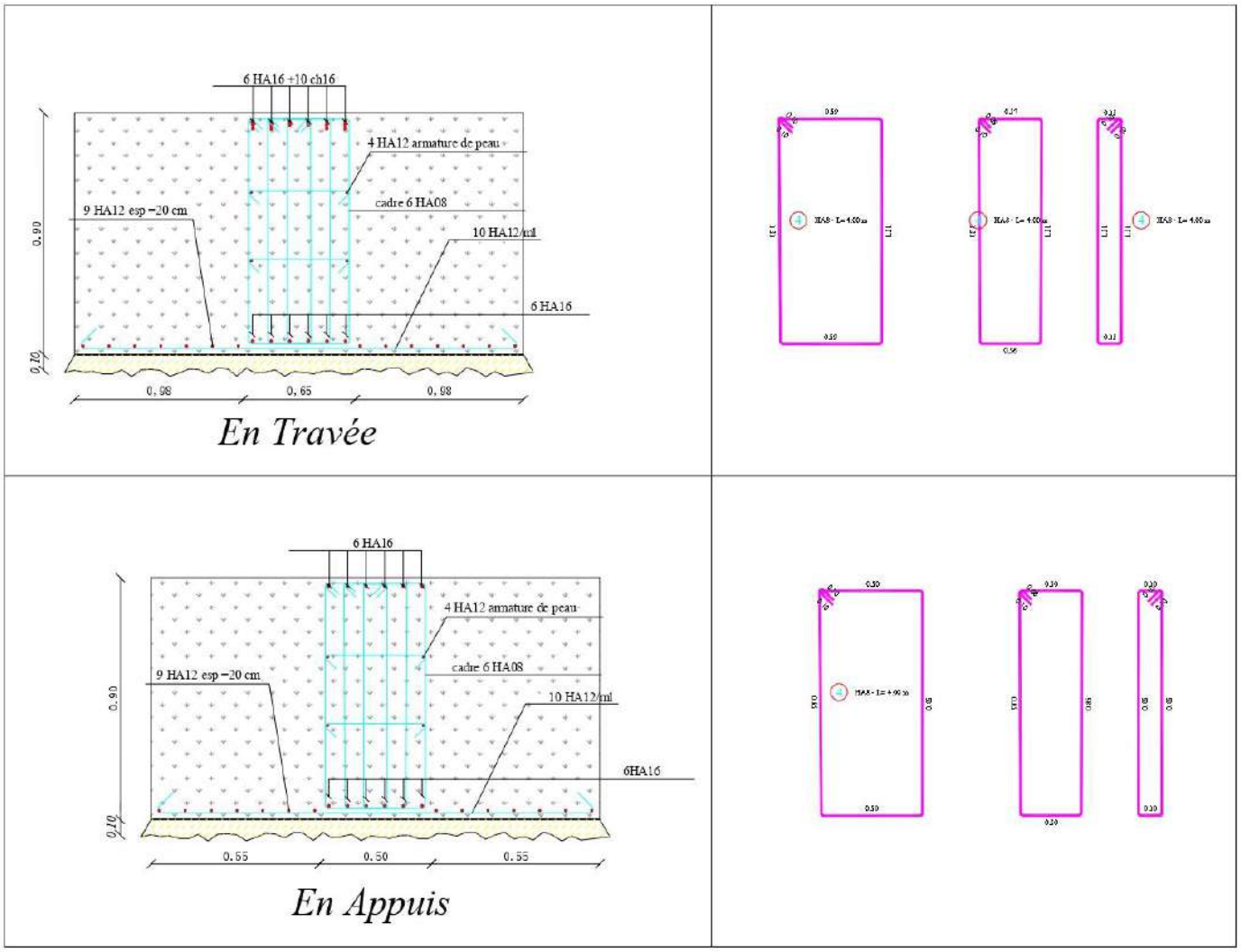


Figure IX -4 : Ferraillage un type des poutres libage.

Remarque Les calculs et le ferraillage du voiles périphérique sont les mêmes avec la structure en béton, et nous avons ajouté des longrines pour jouer le rôle de support du mur de briques à titre d'exemple uniquement.

IX.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons calculé les fondations pour assurer l'efficacité du service et la longévité.

ETUDE COMPARATIVE



I.1. Introduction :

Nous comparerons les deux bâtiments sur la base de la résistance, du comportement et du prix en comparant la période, le déplacement, le poids, ainsi que l'aspect économique.

Nous dépendons également dans notre étude de tous les résultats que nous avons extraits du calcul des chapitres précédents.

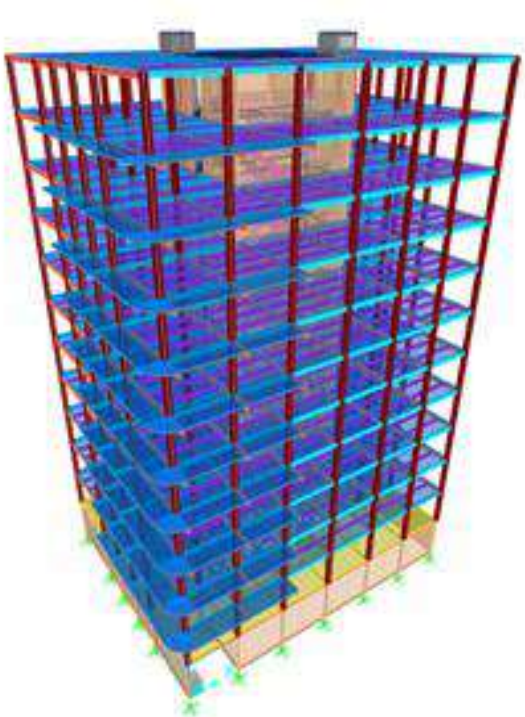


Figure I.1 : Structure charpente métallique

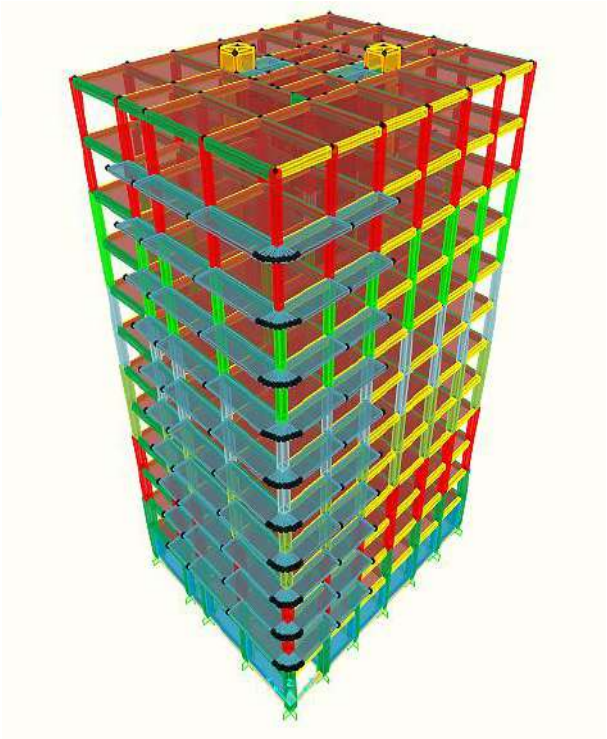


Figure I.2 : Structure béton armé

I.2. Analyse sismique :

La comparaison des résultats de l'analyse sismique des deux structures envisager dans les phases présidantes va porter par les paramètres dynamiques obtenue à savoir, la période de vibration, les déplacements mais encore sur les solutions même devant être envisagées avec quant aux modes de contreventement.

I.2.1. Période :

Les résultats des deux types de structure sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

Tableau I-1 : Valeurs de la période

Structure	Période(s)
Structure charpente métallique	**0.653**
Structure béton armé	**0727**

Commentaire :

La période de la structure en charpente métallique inférieure de la structure en béton armé

DISCUSSION :

A partir de ce tableau, qui montre la période de chaque type de pneu, on constate que le cadre métallique est plus rigide que le cadre en béton armé.

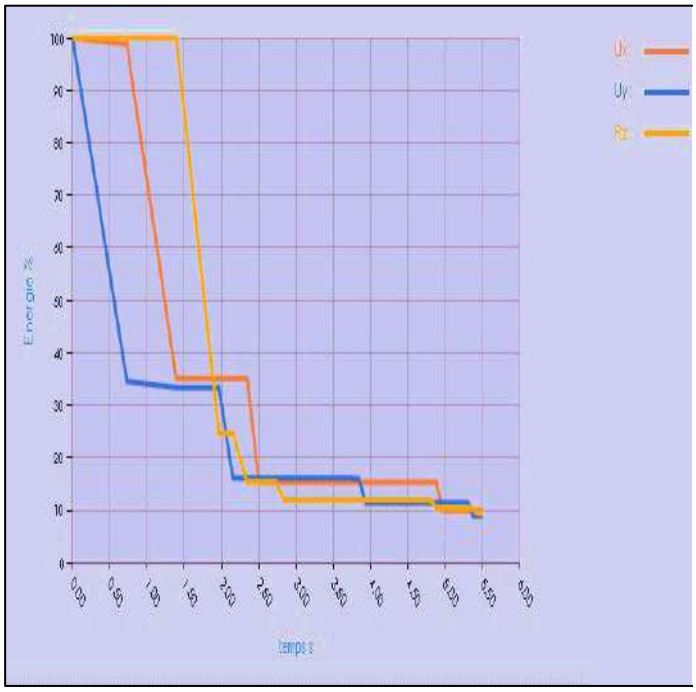
Ce dernier présente une grande flexibilité du fait que le module d'élasticité de l'acier y joue vraisemblablement un rôle. L'acier se comporte assez élastiquement sous sa limite élastique et d'autre part, la courbe contrainte-déformation du métal peut être adaptée sans trop d'erreur en ligne droite.

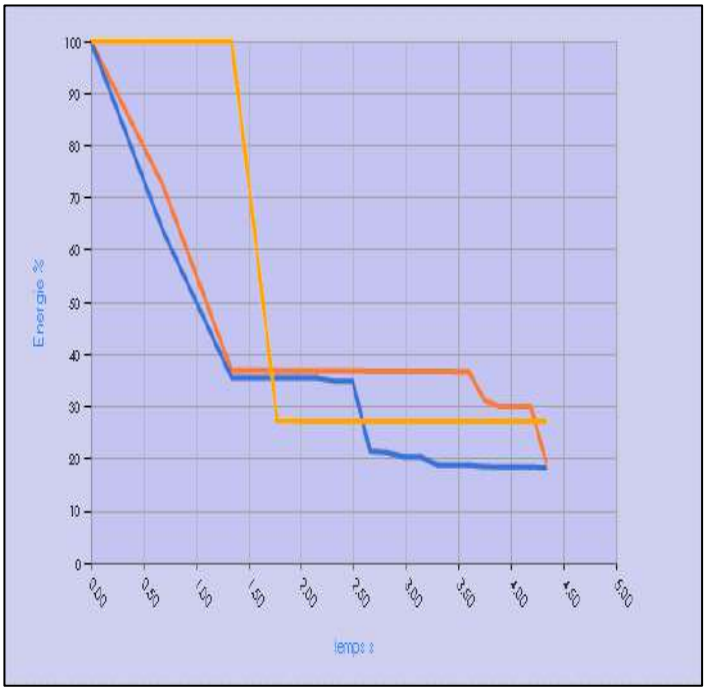
Par la structure en béton armé. Y'' a-t-il alors contradiction ?

En réalité, il suffit de souligner un résultat d'une grande importance que c'est la ductilité matérielle (souplesse comportement) qui l'emporte pour la ductilité Structurable par ailleurs, il y a aussi la légèreté de la structure métallique Conjuguée à l'élasticité dont fait preuve ce matériaux (Acier) qui font que cette structure est d'une grande souplesse. Ce résultat est une faveur de la structure métallique quant aux possibilités d'absorption d'énergie due à une excitation sismique d'une part, et à tout dépassement possible des charges prévue par le projet d'autre part.

La structure en charpente métallique est plus lourde ce qui réduit la période

I.2.2. Participation massique :





Béton armé **Charpente métallique**

Figure. I-3 : Dissipation d'énergie en fonction du temps

Commentaire :

- Structure en béton armé : 32 modes

La structure dissipe plus de 90% dans les **32eme** mode

- Structure en charpente métallique : 396 modes

La structure dissipe plus de 90% dans les **396eme modes.**

DISCUSSION :

La structure en béton armé est plus dissipative que la structure en charpente métallique

I.2.3. RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE A LA BASE :

Tableau I-2 : La force sismique totale

La force sismique à la base (kN)		
	Béton armé	Charpente métallique
X	**7638.457**	**5620.880**
Y	**7197.777**	**5616.797**

Commentaire :

La force sismique dans la Structure en béton armé est plus grande que celle obtenue dans la Structure en charpente métallique

DISCUSSION :

Ces résultats montrent que la force sismique diminue à mesure que le poids global de la structure diminue.

I.2.4. Les déplacements inter-étages :

In s'agira essentiellement des déplacements aux niveau des nœuds maîtres les plus défavorable le tableau suivant, montre clairement la différence entre des rotation ainsi que les déplacements obtenus dans les deux systèmes de structure envisage.

Tableau II-2 : Valeurs du déplacement

Structure	Nœuds maîtres	Displacement	
		Sens X cm	**Sens Y cm**
Structure charpente métallique	1708	8.866	9.107
Structure béton armé	1520	7.889	8.974

Commentaire :

Les déplacements de La structure en charpente métallique selon les deux direction « x » et « y » est supérieur que celle de La structure en béton armé

DISCUSSION :

La déférence de déplacement dépend de la variation du point totale de la structure et des éléments verticaux rigide.

I.3 .Conclusion :

Pour vous à travers cette étude, nous avons conclu que la structure en acier est bonne en termes de rigidité et de légèreté, ce qui réduit l'absorption de la résistance sismique et également en termes de période, contrairement à la structure en béton, qui est très lourde.

En termes de prix, le béton armé est meilleur que l'acier, car l'acier est cher et aussi cher en termes de transport, mais pour ceux qui veulent moins de temps dans la mise en œuvre, l'acier est meilleur que le béton.

CONCLUSION GENERALE

Après avoir étudier les deux structure (béton armé et charpente métallique) dans le cas d'un Tour d'affaires (Sous-sol +RDC+ 10 étages), Nous avons déduit de nombreux avantage qui présentent les bâtiments à ossature charpente métallique par apport aux ceux en béton armé.

Voici les résultats que nous avons tirés de notre étude de ce projet :

1- En termes de période, un bâtiment en béton est plus qu'un bâtiment en acier, ce qui signifie qu'une structure en béton **(T=0.72 s)** est plus souple qu'une structure en acier **(T=0.68 s)**.
2- En termes de période, un bâtiment en béton **(w = 7651.01 t)** est plus qu'un bâtiment en acier **(w = 4735.60 t)**.
3- En termes de période, un bâtiment en acier **(Y = 9.11 cm)** est plus qu'un bâtiment en béton **(Y = 8.97 cm)**.
4- En termes de prix, un bâtiment en acier **(prix = 11,043,408,7.90 DA)** est plus qu'un bâtiment en béton **(prix = 6,672,310,8.00 DA)**.
5- La structure en béton armé est plus dissipative que la structure en charpente métallique.

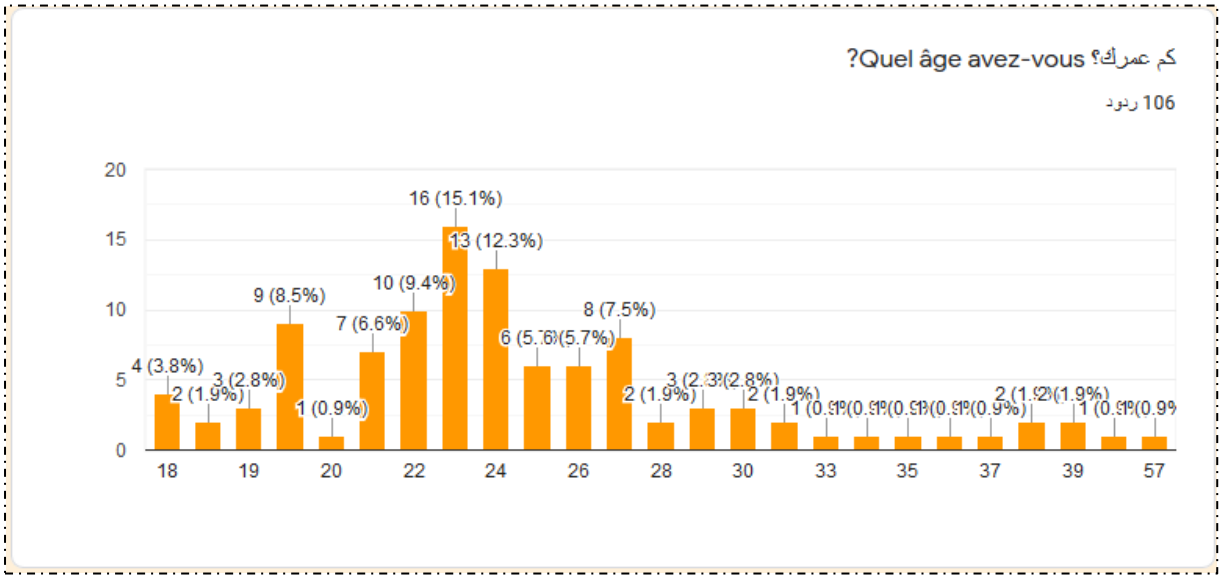
Donc le stabilité et résistance est bon pour la structure en acier, et pour le cout le béton est bon.

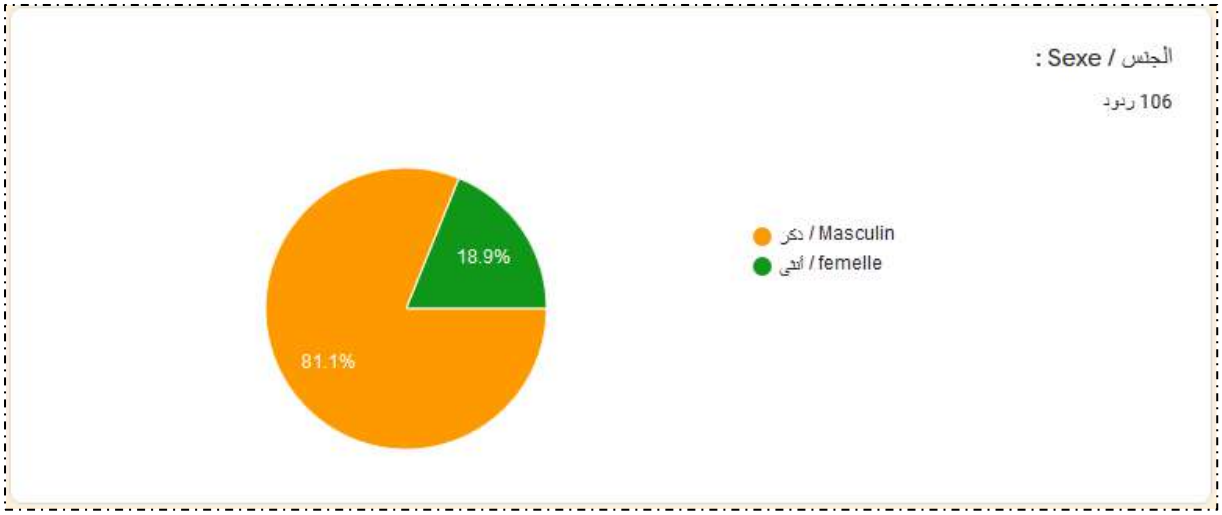
Et nous en avons conclu que ce système n'est pas compatible avec ce type de bâtiment, du fait des nombreux problèmes de calcul et de l'émergence de grands nombres en termes de ferraillages des éléments.

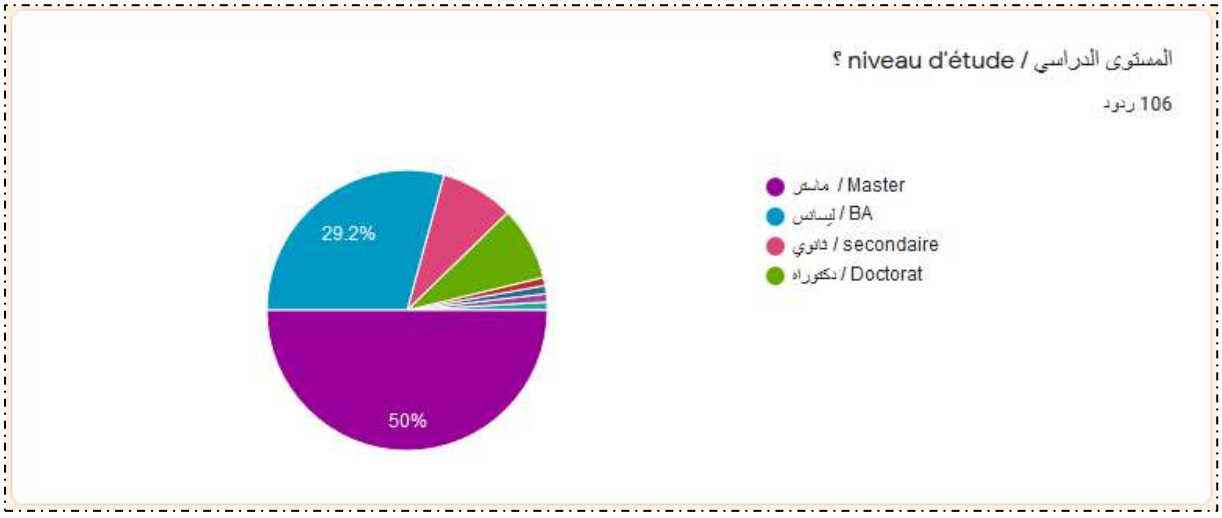
La partie sociale



✓ **Contenu du questionnaire :**



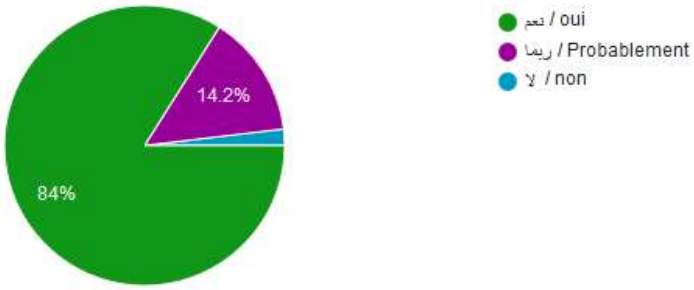




منزلك المستقبلي / Votre future maison:

هل تنوي بناء منزلك الخاص بك مستقبلا / Avez-vous l'intention de construire votre future maison؟

106 ردود



ماذا ستحتار / De quoi seriez-vous confus ؟

106 ردود



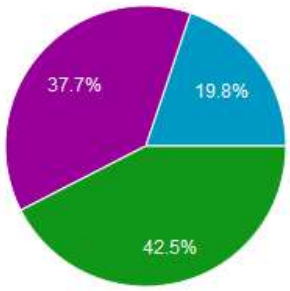
كم فرق السعر بينهما في رأيك ؟؟ (لبناية متوسطة المساحة بطابقين) (بالدينار الجزائري) / Quelle est la différence de prix entre eux à votre avis ?? (Pour un immeuble de taille moyenne de deux étages) (en dinars algériens)

106 ردود

0000
600000
200000
50000
5000.00
50000000
2.000
100
40000

واذا حصل زلزال لا قدر الله من يتحمل اكثر و يجعل عائلتك في سلامة لمدة اكبر ؟؟ / Et s'il y a un tremblement de terre, Dieu nous en préserve, qui en supportera davantage et rendra votre famille en sécurité ?? pendant toute la durée du sauvetage

106 ردود

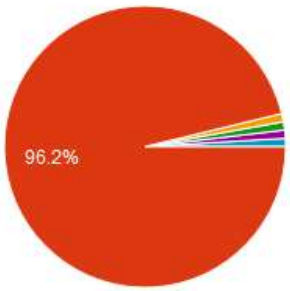


- البناية الفولاذية / Acier
- الخرسانية (بالاسمنت و الحديد) / Béton armé
- لا اعلم / Je ne sais pas

Vos aspirations / تطلعاتكم

هل تريد ان تعرف اكثر حول المقارنة بين هاذين البنايتين و الذي هو موضوع مذكرتنا ؟ // Vous souhaitez en savoir plus sur la comparaison entre ces deux bâtiments, qui fait l'objet de notre mémo?

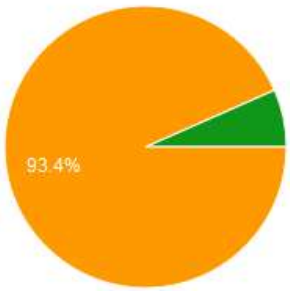
106 ردود



- من دواعي سروري / Mon plaisir
- Non
- لا اهتم في وقت حالي
- لا يهم بصفتي مهندسة بناء مواضيع تخرج لا اثر لها على الواقع

هل ستنتظرنا بعد اكمال المذكرة و ذلك لتزويدك بكافة المعلومات حول هذا الموضوع ؟ // Allez-vous nous attendre après avoir terminé le mémo pour vous fournir toutes les informations à ce sujet?

106 ردود



- نعم / oui
- لا/ non
- نعم
- لا



✓ **Résultats du questionnaire :**

Tout d'abord, nous remarquons le type de personnes qui ont répondu à ce questionnaire, et vous constatez que la plupart d'entre elles ont entre 20 et 25 ans, que la plupart sont de sexe masculin et que leur niveau académique est acceptable dans une certaine mesure.

1. La plupart des gens ne savent pas qu'il existe un autre type de bâtiment.
2. La plupart d'entre eux ont hâte de partager les résultats de ce sujet avec eux.
3. Beaucoup ne savent pas qu'il existe des installations en acier.
4. Par le positionnement aléatoire des prix, nous concluons que beaucoup d'entre eux ne savent pas qu'il existe une connaissance spécialisée dans le calcul de cela.
5. Par leurs commentaires, beaucoup de choses ne font pas la différence entre un ingénieur civil et un architecte.

Et en conclusion générale, nous constatons que les gens s'intéressent aux sujets pour lesquels ils ont un avantage financier, car à la fin, il choisira le bâtiment avec une résistance importante et stable, et surtout pour eux à faible coût.

Après avoir obtenu les résultats à travers notre projet, nous allons concevoir un document simple contenant tous les résultats que nous avons obtenus et dans un format simple que tout le monde peut comprendre.

- ✓ **Recommandations :**

En travaillant sur notre projet, nous avons été exposés à de nombreux problèmes et obstacles dans le calcul, la recherche et l'accès aux informations correctes, et en conséquence nous avons décidé d'ajouter ces lignes au profit des étudiants de l'année suivante.

1. Bonne compréhension de toutes les lois en vigueur dans le domaine de l'Algérie (DTR).
2. Choisir un sujet qui ajoute de la valeur à l'université et à la société en particulier.
3. Travailler sérieusement et partager les résultats et travailler sur le développement du contenu des sujets.
4. Spécialisation dans le choix des sujets.
5. Ne perdez pas de temps et ne vous mettez pas de pression au dernier moment.
6. Utiliser des sources fiables dans la recherche, en particulier des livres.
7. Bénéficiez du travail des autres étudiants.
8. Un peu et un bon travail vaut mieux que beaucoup et un mauvais travail
9. Une grande attention à l'aspect pratique, en particulier la sortie terrain.
10. Travaillez pour élargir vos connaissances dans ce domaine et approfondissez-le.

Enfin, nous vous proposerons quelques sujets sur lesquels nous espérons que vous travaillerez afin de développer la qualité des notes de fin d'études et de travailler sur des sujets importants et des changements peuvent survenir même si c'est simple à l'intérieur et à l'extérieur de l'université.

- ✓ **Thèmes proposés :**

Côté calcule :

1- Pourquoi ferraillée en utilisant Amin en RPA99 v2003 !?
2- Détaille de calcule l'assemblage de l'interaction (Acier-Béton).
3- Quel est le coefficient de comportement « R » ?
4- L'effet de l'excentricité à le mode 3eme de la structure.
5- L'effet des murs double cloison à la comportement générale de structure.
6- L'effet du changement des propriétés du sol sur le comportement des structures.

Côté programmation :

1- Développement d'une logicielle pour faire le calcul de ferraillage (Sous le nom de l'université) et Open source.
2- Développement d'une logicielle pour le calcul dynamique de structure.

Dans ce domaine, une coopération entre le domaine des médias automatisés et le domaine de l'ingénierie est nécessaire afin de proposer de grands programmes qui profitent au domaine, et nous devons également travailler sur ce qui profitera à l'université.

BIBLIOGRAPHIE

Documents réglementaires :

- Règles parasismiques Algérienne R.P.A99 ver 2003.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

- Règle de conception et de calcul de structures CBA93.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.41).

- Charges permanentes et surcharges d'exploitations D.T.R -B.C.22.

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.2).

- Règle de calcul des semelles superficielles

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.331).

ACIER :

- Construction Métallique Vol 11 (Manfred A.Hirt et Michal cricinale)
- تقنية مدنية إنشاءات معدنية مدن 211
- Construction Métallique Vol 10 (Manfred A.Hirt et Rolf Bez)
- Mémothec structure métallique (C.Hazared et F.Lelogn et B.Quinzain)
- Tall Buildings: structural systems and aerodynamic Form (Mehmet Halis Günel et Hüseyin Emre Ilgin)
- RNV v2013
- CCM97
- Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.4.10 pour calcul Structure mixte
- EUROCODE 03
- Etude et conception d'une usine industrielle (Nedjhioui Oussama et Merabite Oussama)
- ETUDE COMPARATIVE D'UN MEME BATIMENT A GRANDE HAUTEUR EN BETON ARME ET EN CONSTRUCTION MIXTE (BOUTCHICHE SALAH EDDINE et BAKHTI IBRAHIM HICHAM)
- ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE (R.D.C + 4) A REMCHI (BLOC A EN L) (Zakarya Chouia)
- Livre Pratique du calcul sismique (victor davidovici)

- ❖ Et plisseur mémoire et catalogue

Manuel techniques :

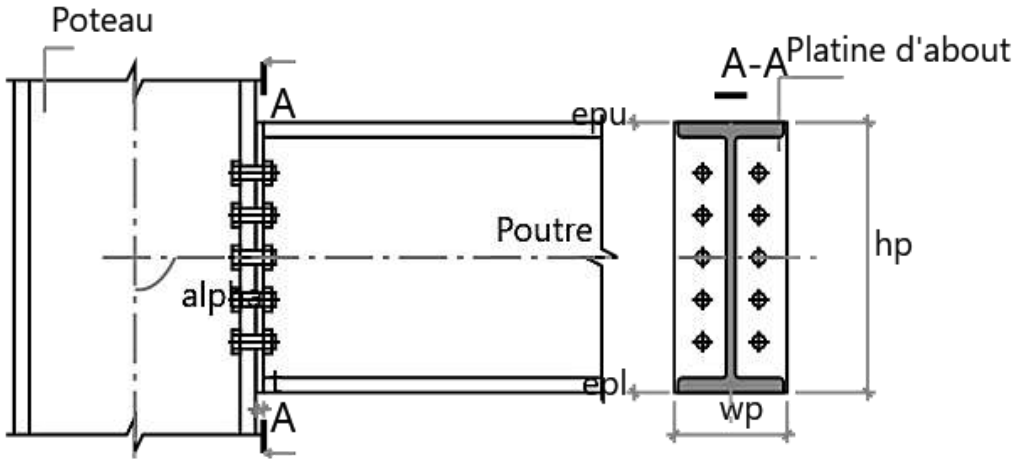
-Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.

-cours de formation et cous Béton Armé de monsieur « BOUKENDAKDJI »

Logiciels :

- SAP2000 V20.22
- Robot expert 2010
- Autocad 2020
- IDEA statique
- MASTRE EC3 assemblage acier

Annexe A



- **Poteau** : IPN 320

Matériau	S 235	
H_{b1} =	320 mm	Hauteur
W_{b1} =	131 mm	Largeur
t_{wb1} =	11.5 mm	Epaisseur de l'âme
t_{Fb1} =	17.3 mm	Epaisseur de l'aile
A_b =	77.68 cm^2	Aire de la section
I_{by} =	12488.3 cm^4	Moment d'inertie de la section
W_{pl} =	912.15 cm^3	Module de plasticité
W =	780.52 cm^3	Module d'élasticité
f_{yb} =	235 MPa	Résistance

- **Platine :**

Matériau :	S 235	
hp =	400 mm	Hauteur
bp =	350 mm	Largeur
tp =	20 mm	Epaisseur
f_{yp} =	235 MPa	Résistance

- **Ancrage :**

Classe :	10.9

Type :	Crochet	
d =	20 mm	Diamètre
h =	320 mm	Longueur du boulon d'ancrage
heff =	300 mm	Longueur efficace du boulon d'ancrage
nc =	2	Nombre de colonnes
nr =	4	Nombre de rangées
n =	8	Nombre de boulons d'ancrage
d1 =	65 mm	Distance de rive de la platine - verticale
d2 =	50 mm	Distance de rive de la platine - horizontale
a1;b1;c1 =	90;90;90; mm	Espacement des rangées
a2;b2;c2 =	250; mm	Espacement des colonnes

- **Soudures :**

aw =	8 mm	Epaisseur des soudures côté l'âme
af =	8 mm	Epaisseur des soudures côté l'aile

- **Coefficients partiels de sécurité :**

γ_{M0} =	1
γ_{M1} =	1
γ_{M2} =	1.25
γ_{M3} =	1.25

- **Fondation :**

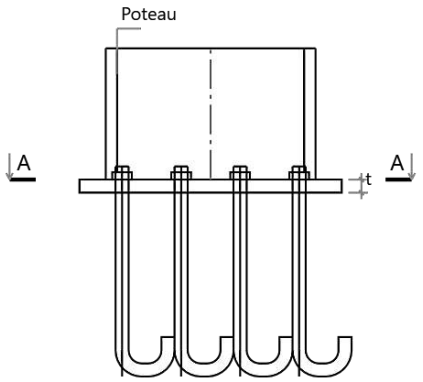
Hf =	400 mm	Hauteur
Wf =	400 mm	Largeur
Lf =	500 mm	Longueur
t_g =	0.1 mm	Epaisseur de l'arase
$f_{ck.f}$ =	25 MPa	Résistance caractéristique - béton
$f_{ck.g}$ =	1 MPa	Résistance caractéristique - arase
Y_C =	1.5	Coefficient partiel de sécurité
$C_{f.g}$ =	0.5	Coefficient de frottement – arase

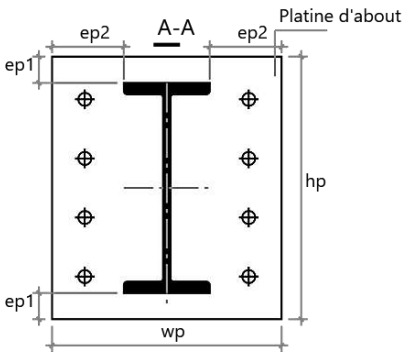
Cas : Cas 1 :

- **Forces nodales** :

N =	0 kN	Force axiale
Mz =	-160.98 kNm	Moment fléchissant le long de l'âme
My =	0 kNm	Moment fléchissant le long de la semelle
Vz =	139.73 kN	Effort tranchant le long de l'âme
Vy =	0 kN	Effort tranchant le long de la semelle

Annexe B





- **Poteau** : HEB 300

  Matériau S 235

- **Poutre :** IPN 320

  Matériau : S 235

- **Platines d'about :**

Matériau :	S 235	
hp =	320 mm	Hauteur
bp =	140 mm	Largeur
tp =	10 mm	Epaisseur

- **Boulons :**

d =	16 mm	Diamètre
cl =	10.9	Classe
n =	10	Nombre de boulons

- **Soudures :**

aw =	6 mm	Epaisseur côté l'âme
af =	6 mm	Epaisseur côté l'aile

- **Coefficients partiels de sécurité :**

γ_{M0} =	1
γ_{M1} =	1
γ_{M2} =	1.25
γ_{M3} =	1.25
γ_{M3ser} =	1.1

Cas : Case 1

- **Forces dans le poteau – haut** :

N =	-154.79 kN
M =	-48.7 kNm
V =	-18.08 kN

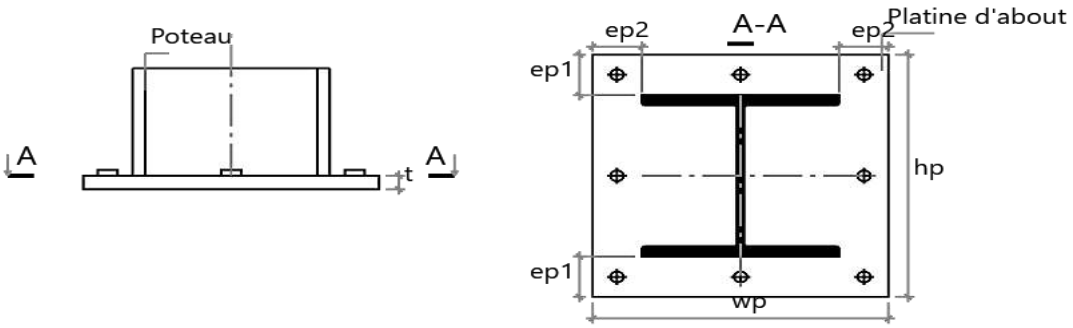
- **Forces dans le poteau - bas** :

N =	0 kN
M =	0 kNm
V =	0 kN

- **Forces dans la poutre** :

N =	0 kN
M =	48.7 kNm
V =	-98.84 kN

Annexe C



- ✓ **Poteau** : HEB 300

Matériau	S 235	
H_{b1} =	300 mm	Hauteur
W_{b1} =	300 mm	Largeur
t_{wb1} =	11 mm	Epaisseur de l'âme
t_{Fb1} =	19 mm	Epaisseur de l'aile
A_b =	149.08 cm^2	Aire de la section
I_{by} =	25165.7 cm^4	Moment d'inertie de la section
W_{pl} =	1868.8 cm^3	Module de plasticité
W =	1677.71 cm^3	Module d'élasticité
f_{yb} =	235 MPa	Résistance

- ✓ **Platine :**

Matériau :	S 235	
hp =	450 mm	Hauteur
bp =	450 mm	Largeur
tp =	25 mm	Epaisseur
f_{yp} =	235 MPa	Résistance

- ✓ **Ancrage :**

Classe :	10.9	
Type :	Platine	
d =	20 mm	Diamètre
h =	200 mm	Longueur du boulon d'ancrage
heff =	600 mm	Longueur efficace du boulon d'ancrage
nc =	3	Nombre de colonnes

nr =	3	Nombre de rangées
n =	8	Nombre de boulons d'ancrage
d1 =	37 mm	Distance de rive de la platine - verticale
d2 =	37 mm	Distance de rive de la platine - horizontale
a1;b1;c1 =	188;188; mm	Espacement des rangées
a2;b2;c2 =	188;188; mm	Espacement des colonnes

- ✓ **Soudures :**

aw =	7 mm	Epaisseur des soudures côté l'âme
af =	7 mm	Epaisseur des soudures côté l'aile

- ✓ **Coefficients partiels de sécurité :**

γ_{M0} =	1
γ_{M1} =	1
γ_{M2} =	1.25
γ_{M3} =	1.25

- ✓ **Fondation :**

Hf =	3740 mm	Hauteur
Wf =	500 mm	Largeur
Lf =	500 mm	Longueur
t_g =	25 mm	Epaisseur de l'arase
$f_{ck.f}$ =	25 MPa	Résistance caractéristique - béton
$f_{ck.g}$ =	25 MPa	Résistance caractéristique - arase
Y_C =	1.5	Coefficient partiel de sécurité
$C_{f.g}$ =	0.5	Coefficient de frottement - arase

Cas : Case 1 :

- ✓ **Forces nodales** :

N =	-2305.03 kN	Force axiale
Mz =	-5.3 kNm	Moment fléchissant le long de l'âme
My =	0 kNm	Moment fléchissant le long de la semelle
Vz =	-4.47 kN	Effort tranchant le long de l'âme
Vy =	0 kN	Effort tranchant le long de la semelle