REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

INFLUENCE DE TYPE DE PLANCHER SUR LE COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE EN BÉTON ARMÉ

Présenté par

ZERHOUNI Afaf

BELHADJ Nour Elyakine

Proposé et Dirigé par

Mr SKENDER Zakaria

Promotion 2019

REMERCIMENTS

Tout d'abord nous remercions infiniment le bon dieu puissant de la bonne santé, la volante et la patience qu'il nous a donné tout le long de nos études.

Sans rétame et avec une chaleureuse considération, nous tenons aussi à remercier nos très chère parents pour tout le soutien moral et financier. qu'ils nous apporté tout au long de notre formation.

Nous présentons nos sincères remerciements avec nos profonds Respect à notre promoteur ; Mr.Skender *pour son suivi, sa patience, ses conseils et son aide, tout le long de notre projet.*

Un grand merci aussi a les enseignants et administrateur de l'université de Dr. YEHIA FARES *Médéa.*

Encore des remerciements à l'ingénieur Mr.Ould el turki Benaissa *pour son aide et ses précieux conseils*

En fin, nous remercions tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin afin de réaliser et finaliser notre mémoire de fin d'étude.

Dédicaces

Je rends grâce à dieu de m'avoir donné le courage et la volonté que la conscience d'avoir pu terminer mes études.

A ma très chère mère pour tout sa tendresse et pour ses nombre sacrifices, Que dieu la garde.

A mon très chère père pour l'encouragement et affection qu'ils m'ont prodigués durant mes études, que dieu le garde.

A mes frères et ma sœur, a tout ma famille "Zerhouni" *et la famille* "Tebbal", *à mon binôme* Belhadj Nour elyakine.

A tous les enseignants, à mes amis et tous ceux qui m'ont aidé durant ma formation.

Zerhouni Afaf

Dédicaces

A mes chers parents

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect ; mon amour et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon éducation j'implore dieu le tout puissant de vous accorder bon santé et longue vie.

A mes chers adorables frères et sœurs

Zineb ; Khadidja ; Abdo et Oussama

A la mémoire de mes grandes pères Mr Abdelkader Abdallah El hadj et mon collègue Merri abdelkadar.

J'aurais tout aimé que vous soyez présents que dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.

A mon binome AFFAF et mes amis de toujours :

FATIHA, WISSAM, AMEL, ASSMA, MANEL, HADJER, NAWEL, IKRAM AHLEM et toute la promo 2019.

Nour -Elyakine

ملخص

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة تأثير نوع البلاطة على سلوك الهيكل للبناية ، لهذا الغرض تمت دراسة لمبنى من الخرسانة المسلحة الموجه للاستخدام السكني من خلال تغيير نوع الأجسام المجوفة الأول تم صنعه بجسم مجوف عادي (الإسمنت) والنوع الثاني مصنوع بجسم أجوف مصنوع من البولسترين. المبنى المعني ذو شكل منتظم يتكون من طابق تحت ارضي و لطابق أرضي بالإضافة إلى ستة طوابق، و المقرر بناؤها في برج البحري (الجزائر العاصمة) و هذه المنطقة الزلزالية عالية القوة (III). تم ضمان مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية محققة بواسطة نظام العارضات و الأعمدة + الجدران المسلحة. إضافة إلى أن حساب الأبعاد و حساب التسليح لكل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر
قواعد الجزائرية المقاومة للزلازل و قواعد الخرسانة المسلحة . حيث تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج " SAP2000"

RESUME

L'objectif principal de ce travail consiste à étudier l'influence de type de plancher sur le comportement de structure, à cet effet une analyse d'un bâtiment en béton armée à usage d'habitation a été étudier en variant le type de plancher le premier réalisé avec un corps creux ordinaire en (micro béton) et le second type est réalisé avec un corps creux en polystyrène. Le bâtiment en question est de forme régulière composé d'un entre sol avec rez-de-chaussée plus six étages, qui est implanté à BOURDJ EL BAHRI wilaya d'ALGER, cette région est classée comme une zone de forte sismicité (zone III).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales a été assurée par un système portique contreventé par des voiles. De plus, le dimensionnement et le calcul du ferraillage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA et RPA). Tandis que l'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel (SAP 2000).

ABSTRACT

The main objective of this work is to study the influence of floor type on the behavior of structure, for this purpose an analysis of a reinforced concrete building for residential use was studied by varying the type of floor the first one is made with an ordinary hollow body (micro concrete) and the second type is made with a hollow body made with polystyrene. The building has a regular shape and is consists of an inter-floor with ground floor plus six floors, which is implanted in BOURDJ EL BAHRI(ALGIERS), this region is classified as high seismicity zone (zone III).

The resistance of the structure elements to the horizontal and vertical loads is insured by a frame system with shear walls. In addition, the design and calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations (CBA and RPA).While, the seismic study has been conducted according to the numerical method based on the finite element method using the programe (SAP 2000).

SOMMAIRE

RESUME

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

NOTATION

PLAN

INTRODUCTION GENERALE 01

CHAPITRE I (PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE)

I-1 PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ……..... 02

I-1-1 Introduction 02

I-2 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE ……... 02

I-2-1 Dimensions en élévation ……..... 02

I-2-2 Dimensions en plan ……..... 02

I-3LES ELEMENT D'UNE CONSTRUCTION. …… 02

- Les fondations……..... 02
- La structure ou ossature……..... 02

I-4 CONCEPTION DE LA STRUCTURE ……..... 03

I-4-1Planchers……..... 03

I-4-2Contreventement…… 03

I-4-3 Escaliers……..... 03

I-4-4Maçonnerie …… 03

I-4-5Revêtement……..... 03

I-5 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX …… 03

I-5-1 Le Béton…….. 03

I-5-1-1 La résistance du béton…… 04

I-5-1-2Module d'élasticité longitudinale …….. 04

I-5-2 L'acier …… 04

I-5-2-1Caractéristique mécanique des aciers……..……..... 04

I-5-2-2 Contrainte de calcul d'acier……..... 04

a) Etat Limite Ultime (E.L.U) :……..... 05

b) Etat Limite Ultime (E.L.S)……..... 05

I-6 COMBINAISON DE CALCUL:……... 05

I-7 LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENT DE CHAQUE TYPE DE PLANCHER…….. 06
I-7-1 Les avantages de plancher en polystyrène……..…… 06
I-7-2 Les inconvénients de plancher en polystyrène……..…… 06
I-7-3 Les avantages de plancher en ciment……..……..... 07
I-7-4 Les inconvénients de plancher en ciment……..……. 07
CHAPITRE II (PRÉ DIMENSIONNEMENT)
II-1 INTRODUCTION…… 08
II-2 PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHER……..... 08
a) Plancher à corps creux…… 08
II-3 PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES…… 09
a) Pour sa hauteur…….. 09
b) Pour sa largeur…….. 09
III-3-1 Pré dimensionnement des poutres principales..... 09
III-3-2 Pré dimensionnement des poutres secondaires..... 09
II-4 EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES…… 10
II-4-1 Plancher terrasse (corps creux)…….. 10
a) Charges permanentes…….. 10
b) Charges d'exploitation…… 10
II-4-2 Plancher courant…… 11
a) Charges permanentes……. 11
b) Charges d'exploitation…… 11
II-4-3 Maçonneries……... 11
a) Murs extérieurs (doubles cloisons)……. 11
b) Murs extérieurs (simples cloisons)……. 12
II-5 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX……. 12
II-5-1 Calcul des charges permanentes…… 13
II-5-2 Calcul des charges d'exploitation……. 13
II-5-3 Vérification de la section du poteau…….. 14
a) Justification du poteau…… 14
II-6 CONCLUSION……. 16
II-7 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES…… 17
CHAPITRE III (LES ÉLÉMENTS SECONDAIRES)
III-1 L'ACROTERE…… 18
III-1-1 Paramètre de calcul……... 18
III-1-2 Evaluation des charges …… 18

III-1-3 Calcul des sollicitations…… 19
III-1-4 Calcul de ferraillage a l'ELU…… 19
III-1-4-1 La section minimale…….. 19
III-1-4-2 La section maximale……. 19
III-1-5 Vérification des contraintes à l'ELS…… 20
III-1-6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU……... 20
III-2-LES ESCALIERS…… 20
III-2-1 Introduction……... 20
III-2-2 Pré dimensionnement ……... 21
III-2-3 Evaluation des charges…….. 22
III-2-3-1 Charges permanentes…… 22
III-2-3-2 Charges d'exploitation ……. 23
III-2-3-3 Détermination des efforts …… 23
III-2-4 Calcul de ferraillage à l'ELU…… 23
III-2-4-1 Calcul des armatures de répartition…….. 23
III-2-4-2Condition de non fragilité……. 23
III-2-4-3 Calcul des armatures de répartition……. 24
III-2-4-4 Vérification de l'espacement…… 24
III-2-5 Vérification des contraintes normales à l'ELS……. 24
III-2-6 Calcul de la poutre palière…… 25
III-3 Les poutrelles…… 27
III-3-1Introduction……. 27
III-3-2 Avant coulage……... 27
III-3-3 Après coulage…… 28
III-3-4 Calcul de ferraillage à l'ELU…… 30
III-3-4-1 Calcul des armatures longitudinales……. 30
III-3-4-2 Calcul des armatures de répartition…….. 31
III-3-5 Vérification des contraintes normales à l'ELS……. 31
III-4 Les balcons …….. 33
III-4-1 Introduction…… 33
III-4-2 Pré dimensionnement…… 33
CHAPITRE IV (ETUDE DYNAMIQUE)
IV-1 INTRODUCTION…… 35
IV-2 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE……... 36
IV-2-1 Centre de masse…… 36
IV-2-2 Centre de torsion……..... 37

IV-3 CHOIX DE LA METHODE..... 40
IV-3-1 Introduction…… 40
IV-3-2 Méthode dynamique modale spectrale……. 40
IV-3-2-1 Principe de la méthode…….. 40
IV-3-2-2 Modélisation……. 40
IV-3-2-3 Le spectre de réponse de calcul…… 40
a) Coefficient d'accélération A……. 40
b) Facteur de correction d'amortissementη…….. 41
c) Coefficient de comportement R……. 41
d) Facteur de qualité Q…….. 43
IV-4 Résultats de l'analyse dynamique……. 43
IV-4-1 Analyse modale……. 44
IV-4-1-1 Comportement modal……... 44
IV-4-1-2 Participation massique ……. 45
IV-4-2 Analyse statique et dynamique……. 46
IV-4-2-1 Stabilité de la structure…… 46
IV-4-2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul…… 46
IV-4-2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement……. 48
IV-4-2-1-3 Vérification des déplacements inter étage…… 51
IV-4-2-1-3 Vérification de l'effet P-Δ…….. 53
IV-2-2 Résistance des éléments…… 54
IV-2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments…… 54
IV-2-2-2Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux……. 56
IV-5 CONCLUSION…… 57
CHAPITRE V (FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX)
V-1 INTRODUCTION……. 58
a) Combinaison données par le CBA 93…….. 58
b) Combinaison données par le RPA Version 2003…….. 58
V-2 FERRAILLAGE DES POUTRES……. 58
V-2-1Ferraillage longitudinal des poutres…….. 58
V-2-1-1 Vérification des contraintes à l'ELS……. 59
V-2-1-2 Vérification de la flèche…… 60
V-2-1-3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU…… 61
V-2-2 Ferraillage transversal des poutres…… 62
V-3 FERRAILLAGE DES POTEAUX…… 65
V-3-1 Armatures longitudinales……... 65

V-3-1-1 Recommandations selon les règlements……. 65
V-3-1-2 Sollicitations extrême pour le ferraillage……... 65
V-3-1-3 Etat limite de stabilité de forme……. 66
V-3-1-4 Vérification des contraintes à l'ELS ……. 69
V-3-2 Armatures transversales…… 71
V-4 FERRAILLAGE DES VOILES…… 73
V-4-1 Ferraillage des trumeaux…… 74
V-4-1-1 Calcul d'armatures verticales……. 74
V-4-1-2 Vérification des contraintes à l'ELS……. 83
V-4-1-3 Vérification des contraintes de cisaillement a l'ELU…… 85
V-4-1-4 Armature horizontales…… 86
V-4-1-5 Armature transversales……... 88
V-4-2 Ferraillage des linteaux…….. 88
V-4-2-1 Ferraillage des linteaux en flexion simple……. 89
a) Acier longitudinaux…….. 89
b) Acier transversaux …… 89
V-4-2-2 Ferraillage des linteaux en traction/compression……... 90
a) Armatures longitudinales…….. 90
b) Armatures transversales……. 90
c) Armatures de peau……. 90
CHAPITRE VI (CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE)
VI-1 INTRODUCTION…… 92
VI-2 CLASSIFICATION DES FONDATIONS…….. 92
VI-3 CALCUL DES FONDATIONS…….. 92
VI-4 SEMELLES ISOLE…… 97
VI-4-1 Vérification de la stabilité en renversement RPA 2003…… 97
VI-4-2 Vérification de poinçonnement CBA 91……. 98
VI-4-3 Ferraillage de semelles isolées……. 98
VI-5 SEMELLES FILANTES…….. 99
VI-5-1 Semelles filantes sous voiles……. 99
a) Dimensionnement……. 99
b) Ferraillage …… 101
VI-5-2 Semelles filantes sous poteaux……. 103
VI-5-3 Ferraillage longitudinalement (poutre de libage)……..
VI-5-3-1 Dimensionnement……. 105
VI-5-3-2 les réactions du sol…… 105

VI-5-3-3 Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 107
VI-5-3-4 Vérification des contraintes normales à l'ELS……. 108
VI-6 LES LONGRINES…….. 109
VI-6-1 Ferraillage l'Etat limite ultime…… 109
VI-6-2 Calcul des armatures transversales…….. 110
CHAPITRE VII (ETUDE COMPARATIVE)
VII-1 INTRODUCTION……... 111
VII-2 ASPECT TECHNIQUE…….. 115
VII-2-1 Les périodes…… 115
VII-2-2 Participation massique…… 116
VII-2-3 Le poids totale de la structure……. 117
VII-2-4 Force sismique……. 117
VII-3 ASPECT ECONOMIQUE…… 118
VII-4 CONCLUSION……... 121
CONCLUSION GENERALE 122

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I (PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE)

Figure I-1 : Dimension de l'ourdi en polystyrène …… 6
Figure I-2 : Dimension de l'ourdi en ciment……. 7

CHAPITRE II (PRÉ DIMENSIONNEMENT)

Figure II-1 : Composants d'un plancher terrasse…….. 10
Figure II-2 : Poteau le plus solliciter……. 12
Figure II-3 : Coupe de voile en plan……. 17

CHAPITRE III (LES ÉLÉMENTS SECONDAIRES)

Figure III-1 : Dimensionnement de l'acrotère……... 18
Figure III-2 : Ferraillage de l'acrotère……... 20
Figure III-3 : Représentation d'un escalier…… 21
Figure III-4 : Schéma statique de l'escalier…….. 21
Figure III-5 : Dessin de ferraillage de la poutre palière…… 27
Figure III-6 : Poutrelle à deux travées…….. 28
Figure III-7 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 2 travées (ELU)……... 28
Figure III-8 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 2 travées (ELS)…… 29
Figure III-9 : Diagramme des efforts tranchants à 2 travées (ELU)…… 29
Figure III-10 : Poutrelle à 4 travées…….. 29
Figure III-11 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 4 travées (ELU)…… 29
Figure III-12 : Diagramme des moments dans la poutrelle à 4 travées (ELS)…… 30
Figure III-13 : Diagramme des efforts tranchants à 4 travées (ELU)……. 30
Figure III-14 : Ferraillage des poutrelles en appui (Plancher en ciment)…… 32
Figure III-15 : Ferraillage des poutrelles en appui (Plancher en polystyrène)……. 32
Figure III-16 : Schéma de ferraillage de balcon…… 34

CHAPITRE IV (ETUDE DYNAMIQUE)

Figure IV-1 : Vue de la structure en 3D…… 35
Figure IV-2 : Disposition des voiles en 3D……... 36
Figure IV-3 : Mode 1 translation suivant l'axe Y……. 44
Figure IV-4 : Mode 2 translations suivant l'axe X…… 44
Figure IV-5 : Mode 3 rotation autour de l'axe Z…….. 44
Figure IV-6 : Conception des forces sismique aux étages suivant X…… 49
Figure IV-7 : Conception des forces sismique aux étages suivant Y…… 49

CHAPITRE V (FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX)

Figure V-1 : Dessin de ferraillage des poutres principales (cc ciment)…… 63
Figure V-2 : Dessin de ferraillage des poutres secondaires (cc ciment)……... 63

Figure V-3 : Dessin de ferraillage des poutres principales (cc poly)…… 64
Figure V-4 : Dessin de ferraillage des poutres secondaires (cc poly)……... 64
Figure V-5 : Dessin de ferraillage des Poteaux (cc ciment)……. 72
Figure V-6 : Dessin de ferraillage des Poteaux (cc poly)……. 73

CHAPITRE VI (CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE)

Figure VI-1 : Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés…….. 93
Figure VI-2 : Vérifications de chevauchements entre les semelles entre sol…… 95
Figure VI-3 : Vérifications de chevauchements entre les semelles RDC……. 96
Figure VI-4 : Position finale des semelles (entre sol)……... 96
Figure VI-5 : Position finale des semelles (RDC)…… 96
Figure VI-6 : Représentation des semelles filantes…….. 99
Figure VI-7 : Dessin de ferraillage des poutres de libage……. 109
Figure VI-8 : Dessin de ferraillage des longrines……. 110

CHAPITRE VII (ETUDE COMPARATIVE)

Figure VII-1 : Les périodes de trois premiers modes des deux types……... 115
Figure VII-2 : Participation massique de trois premiers modes (ciment)……. 116
Figure VII-3 : Participation massique de trois premiers modes (polystyrène)……. 116
Figure VII-4 : Déférence de poids entre les deux cas……... 117
Figure VII-5 : Force sismique aux étages suivant l'axe X…… 117
Figure VII-6 : Force sismique aux étages suivant l'axe Y…… 118
Figure VII-7 : Le volume de béton de super structure……. 118
Figure VII-8 : Le volume de béton de l'infrastructure……. 119
Figure VII-9 : Quantité d'acier des poutres principales…… 119
Figure VII-10 : Quantité d'acier des poutres secondaires…… 120
Figure VII-11 : Quantité d'acier des voiles…… 120

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I (PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE)

TABLEAU I-1 : Caractéristique mécanique des aciers…… 4

CHAPITRE II (PRÉ DIMENSIONNEMENT)

Tableau II-1 : Charge permanente de plancher terrasse…….. 10
Tableau II-2 : Charges permanentes de plancher courant……. 11
Tableau II-3 : Charges permanentes du mur extérieur…….. 11
Tableau II-4 : Charges permanentes du mur intérieur……... 12
Tableau II-5 : Détermination des charges permanents de plancher corps creux ordinaire... 13
Tableau II-6 : Détermination des charges permanents de plancher corps creux en polystyrène……. 13
Tableau III-7 : Détermination des charges d'exploitation……. 14
Tableau III-8 : Résume de justification du poteau pour un plancher corps creux ordinaire. 15
Tableau III-9 : Résume de justification du poteau pour un plancher corps creux en polystyrène……. 16

CHAPITRE III (LES ÉLÉMENTS SECONDAIRES)

Tableau III-1 : Les données……... 18
Tableau III-2 : Les charges…… 18
Tableau III-3 : Les efforts…… 19
Tableau III-4 : Ferraillage verticale……... 19
Tableau III-5 : Ferraillage horizontale…….. 19
Tableau III-6 : Charge permanent de la paillasse……. 22
Tableau III-7 : Charge permanent du palier……. 22
Tableau III-8 : Combinaison des charges de l'escalier…… 23
Tableau III-9 : Ferraillage à l'ELU…….. 23
Tableau III-10 : Les armatures longitudinales choisies…… 23
Tableau III-11 : Les armatures de répartition…… 24
Tableau III-12 : Vérification de l'espacement…….. 24
Tableau III-13 : Vérification des contraintes de cisaillement…… 24
Tableau III-14 : Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 24
Tableau III-15 : Vérification de la flèche…….. 25
Tableau III-16 : Pré dimensionnement de la poutre palière…….. 25
Tableau III-17 : Evaluation des charges…… 25
Tableau III-18 : Les efforts agissants sur une poutre palière…… 25
Tableau III-19 : Les armatures longitudinales…….. 25

Tableau III-20 : Les armatures transversales…… 26
Tableau III-21 : Vérification de l'espacement……. 26
Tableau III-22 : Vérification de l'effort tranchant…… 26
Tableau III-23 : Vérification des contraintes…… 26
Tableau III-24 : Vérification de la flèche……. 26
Tableau III-25: Les charges de la poutrelle avant coulage…… 27
Tableau III-26 : Calcul des moments…… 27
Tableau III-27 : Détermination le nombre d'étaiements…….. 28
Tableau III-28: Récapitulation des efforts…… 30
Tableau III-29 : Les armatures longitudinales…….. 30
Tableau III-30 : Les armatures de répartition…… 31
Tableau III-31 : Vérification des contraintes de cisaillement…… 31
Tableau III-32 : Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 31
Tableau III-33 : Vérification de la flèche……. 31
Tableau III-34 : Evaluation des charges…… 33
Tableau III-35: Les efforts de balcon…… 33
Tableau III-36 : Les armatures longitudinales…….. 33
Tableau III-37 : Les armatures de répartition…… 33
Tableau III-38 : Vérification des contraintes de cisaillement…… 34
Tableau III-39 : Vérification des contraintes normales à l'ELS…… 34

CHAPITRE IV (ETUDE DYNAMIQUE)

Tableau IV -1 : Centre de masse et centre de torsion (plancher cc ciment)…….. 38
Tableau IV -2 : Centre de masse et centre de torsion (plancher cc poly)…….. 38
Tableau IV -3 : Excentricité suivant les deux directions (plancher cc ciment)……. 39
Tableau IV -4 : Excentricité suivant les deux directions (plancher cc poly)……. 39
Tableau IV -5 : Distribution des sollicitations suivant X (plancher cc ciment)…… 41
Tableau IV -6 :Distribution des sollicitations suivant Y (plancher cc ciment)…… 41
Tableau IV -7 : Distribution des sollicitations suivant X (plancher cc poly)…… 42
Tableau IV -8 : Distribution des sollicitations suivant Y (plancher cc poly)…… 42
Tableau IV -9 : Facteur de qualité…… 43
Tableau IV -10 : Le comportement des trois premiers modes (cc ciment)……..... 45
Tableau IV -11 : Le comportement des trois premiers modes (cc poly)……... 45
Tableau IV -12 :Participation massique des trois premiers modes (cc ciment)…… 45
Tableau IV -13 :Participation massique des trois premiers modes (cc poly)…….. 45
Tableau IV -14 : Les valeurs de la force sismique (cc ciment)……. 47
Tableau IV -15 : Les valeurs de la force sismique (cc poly)…… 47

Tableau IV -16 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (cc ciment)….. 47
Tableau IV -17 : Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (cc poly)…… 48
Tableau IV -18 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement (cc ciment)…… 50
Tableau IV -19 : Valeurs des moments de stabilité et de renversement (cc poly)…… 50
Tableau IV -20 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X (cc ciment)……. 51
Tableau IV -21 : Vérification des déplacements inter-étage suivant X (cc poly)……. 52
Tableau IV 22 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y (cc ciment)……. 52
Tableau IV -23 : Vérification des déplacements inter-étage suivant Y (cc poly)…… 52
Tableau IV -24 : Vérification de l'effet P-Δ (cc ciment)……. 53
Tableau IV -25: Vérification de l'effet P-Δ (cc poly)…….. 53
Tableau IV -26 : Vérification de cisaillement des poutres (cc ciment)…… 54
Tableau IV-27 : Vérification de cisaillement des poutres (cc poly)……. 54
Tableau IV-28: Vérification de cisaillement des voiles (cc ciment)…… 55
Tableau IV-29 : Vérification de cisaillement des voiles (cc poly)…….. 55
Tableau IV-30 : Vérification de l'effort normal réduit (cc ciment)……. 56
Tableau IV-31 : Vérification de l'effort normal réduit (cc poly)……. 56
Tableau IV-32 :Dimensions finales des éléments (cc ciment)……. 57
Tableau IV-33 : Dimensions finales des éléments (cc poly)…… 57

CHAPITRE V (FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX)

Tableau V-1 : La section calculée d'armatures des poutres (cc ciment)……... 58
Tableau V-2 : La section calculée d'armatures des poutres (cc poly)…….. 58
Tableau V-3 : La section choisie d'armatures des poutres (cc ciment)……..... 59
Tableau V-4 : La section choisie d'armatures des poutres (cc poly)…… 59
Tableau V-5 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (cc ciment)……..... 59
Tableau V-6 : Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (cc poly)……... 59
Tableau V-7 : Vérification de section d'armatures (cc ciment)…… 60
Tableau V-8 : Vérification de section d'armatures (cc poly)…… 60
Tableau V-9 : Vérification préliminaire de la flèche des poutres……. 60
Tableau V-10 : Vérification de la flèche des poutres principales (cc ciment)…….. 61
Tableau V-11 : Vérification de la flèche des poutres principales (cc poly)…….. 61
Tableau V-12 : Vérification de la flèche des poutres secondaires (cc ciment)……. 61
Tableau V-13 : Vérification de la flèche des poutres secondaires (cc poly)……. 61
Tableau V-14 : Vérification des contraintes de cisaillement (cc ciment)……. 61
Tableau V-15: Vérification des contraintes de cisaillement (cc poly)…….. 62
Tableau V-16: La section d'armatures transversales…… 62
Tableau V-17 : La section d'armatures des poteaux (cc ciment)…….. 67

Tableau V-18 : La section d'armatures des poteaux (cc poly)…….. 68
Tableau V-19 : Vérification des contraintes à l'ELS (cc ciment)……. 69
Tableau V-20: Vérification des contraintes à l'ElS (cc poly)……... 70
Tableau V-21: La section d'armatures transversales des poteaux……. 72
Tableau V-22: La section calculée d'armatures verticales des voiles Suivant Y (ciment)... 75
Tableau V-23: La section calculée d'armatures verticales des voiles Suivant Y (cc poly)... 75
Tableau V-24: La section choisie d'armatures verticales des voiles Suivant Y (ciment) 76
Tableau V -25: La section choisie d'armatures verticales des voiles Suivant Y (cc poly)... 76
Tableau V-26: La section calculée d'armatures verticales trumeaux1 Suivant X (ciment).. 77
Tableau V-27: La section calculée d'armatures verticales de trumeaux1 Suivant X (cc poly)……. 77
Tableau V-28: La section choisie d'armatures verticales trumeaux 1 suivant X (ciment)... 78
Tableau V-29: La section choisie d'armatures verticales de trumeaux 1 suivant X (cc poly)…… 78
Tableau V-30: La section calculée d'armatures verticales trumeaux 2 Suivant X (ciment). 79
Tableau V-31: La section calculée d'armatures verticales de trumeaux 2 Suivant X (poly) 79
Tableau V-32: La section choisie d'armatures verticales trumeaux 2 suivant X (ciment)… 80
Tableau V-33: La section choisie d'armatures verticales de trumeaux 2 suivant X (cc poly)…… 80
Tableau V-34: La section calculée d'armatures verticales trumeaux3 Suivant X (ciment).. 81
Tableau V-35: La section calculée d'armatures verticales de trumeaux 3 Suivant X (poly) 81
Tableau V-36: La section choisie d'armatures verticales trumeaux3 suivant X (ciment)…. 82
Tableau V-37: La section choisie d'armatures verticales de trumeaux 3 suivant X (cc poly)…… 82
Tableau V-38: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant Y (ciment).. 83
Tableau V-39: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant Y (cc poly). 83
Tableau V-40: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (ciment).. 83
Tableau V-41: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (cc poly) 83
Tableau V-42: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (ciment).. 84
Tableau V-43:Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (cc poly). 84
Tableau V-44: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (ciment). 84
Tableau V-45: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (cc poly). 84
Tableau V -46: Vérification des contraintes de cisaillement des voiles Suivant X (ciment) 85
Tableau V -47:Vérification des contraintes de cisaillement des voiles Suivant X (cc poly) 86
Tableau V-48: La section d'armatures horizontales des voiles (ciment)…….. 87
Tableau V-49: La section d'armatures horizontales des voiles (cc poly)……. 88
Tableau V-50: Choix de la méthode de calcul (cc ciment)……... 90
Tableau V-51: La section calculée d'armatures des linteaux (cc ciment)……. 90

Tableau V-52: La section choisie d'armatures des linteaux (cc ciment)…….. 90
Tableau V-53: Choix de la méthode de calcul (cc ciment)…….. 91
Tableau V-54: La section d'armatures des linteaux (cc poly)……. 91
Tableau V-55: La section calculée d'armatures verticales de voile périphérique…… 91
Tableau V-56: La section choisie d'armatures verticales de voile périphérique…….. 91
Tableau V-57: La section choisie d'armatures horizontal de voile périphérique…….. 91

CHAPITRE VI (CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE)

Tableau VI-1 : Les contraints sous semelles (cc ciment)…….. 93
Tableau VI-2: Dimensionnement de la section des semelles isolées (cc ciment)……. 93
Tableau VI-3 : Les contraints sous semelles (cc poly)…….. 93
Tableau VI-4 : Dimensionnement de la section des semelles isolées (cc poly)…… 94
Tableau VI-5 : Vérification de chevauchement des semelles pour l'entre sol suivant X…. 94
Tableau VI-6 : Vérification de chevauchement des semelles pour l'entre sol suivant Y…. 94
Tableau VI-7 : Vérification de chevauchement des semelles pour RDC suivant X……. 95
Tableau VI-8 : Vérification de chevauchement des semelles pour RDC suivant Y……. 95
Tableau VI-9 : Vérification de stabilité au renversement (entre sol)…… 97
Tableau VI-10 : Vérification de stabilité au renversement (RDC)…… 97
Tableau VI-11 : Vérification de poinçonnement (entre sol)……. 98
Tableau VI-12 : Vérification de poinçonnement (RDC)…….. 98
Tableau VI-13 : Section d'armature calculée (entre sol)……. 98
Tableau VI-14 : Section d'armature calculée (RDC)……. 99
Tableau VI-15 : Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (entre sol)……... 100
Tableau VI-16 : Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (entre sol)…….. 100
Tableau VI-17 : Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (RDC)….. 101
Tableau VI-18 : Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (RDC)….. 101
Tableau VI-19 : Les efforts des semelles filantes sous voiles (entre sol)……. 101
Tableau VI-20: Ferraillage des semelles filantes sous voiles (entre sol)…….. 102
Tableau VI-21: Les efforts des semelles filantes sous voiles (RDC)…… 102
Tableau VI-22: Ferraillage des semelles filantes sous voiles (RDC)…… 102
Tableau VI-23: Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (entre sol). 103
Tableau VI-24: Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (entre sol). 103
Tableau VI-25: Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (RDC)….. 103
Tableau VI-26: Les efforts des semelles filantes sous poteaux (entre sol)……... 104
Tableau VI-27: Ferraillage des semelles filantes sous poteaux (entre sol)……... 104

Tableau VI-28: Les efforts des semelles filantes sous poteaux (RDC)…… 104
Tableau VI-29: Les efforts des semelles filantes sous poteaux (RDC)…… 104
Tableau VI-30 : Détermination des valeurs de **q** de la poutre de libage (entre sol)……. 105
Tableau VI-31 : Détermination des valeurs de **q** de la poutre de libage (RDC)…….. 105
Tableau VI-32 : Ferraillage à l'ELU de poutre de libage (entre sol)…… 106
Tableau VI-33 : Les armatures longitudinales choisies (entre sol)…….. 106
Tableau VI-34 : Ferraillage à l'ELU de poutre de libage (RDC)…… 106
Tableau VI-35 : Les armatures longitudinales choisies (RDC)…… 107
Tableau VI-36 : Vérification des contraintes normales à l'ELS (entre sol)……. 107
Tableau VI-37 : Vérification des contraintes normales à l'ELS (RDC)…….. 107
Tableau VI-38 : Vérification des contraintes de cisaillement (entre sol)…….. 108
Tableau VI-39 : Vérification des contraintes de cisaillement (RDC)…….. 108
Tableau VI-40 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (entre sol)……. 108
Tableau VI-41 : Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (RDC)……. 108
Tableau VI-42 : Ferraillage à l'ELU…… 109
Tableau VI-43 : Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS……. 110
Tableau VI-44 : Calcul des armatures transversales……. 110

CHAPITRE VII (ETUDE COMPARATIVE)

Tableau VII-1 : Le calcul quantitatif du béton de superstructure (cc ciment)…….. 111
Tableau VII-2 : Le calcul quantitatif du béton de superstructure (cc poly)……. 112
Tableau VII-3 : Le prix total de superstructure……. 113
Tableau VII-4 : Le calcul quantitatif du béton de l'infrastructure (cc ciment)……. 113
Tableau VII-5 : Le prix total de l'infrastructure (cc ciment)…… 113
Tableau VII-6 : Le calcul quantitatif du béton de l'infrastructure (cc poly)……. 114
Tableau VII-7 : Le prix total de l'infrastructure (cc poly)…… 114
Tableau VII-8 : Déférence du prix de l'infrastructure……. 114
Tableau VII-9 : Déférence total du prix de béton…….. 114

NOTATION

*__Majuscules romaines :__

Br: Section réduite du béton d'un poteau.

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.

Ev: Module de déformation longitudinale différée de béton.

Ei: Module de déformation longitudinale instantanée de béton.

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.

d : Hauteur utile d'une section.

fcj: Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.

fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.

fe : Limite d'élasticité de l'acier.

ftj: Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jour.

ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.

St : Espacement de cours d'armature transversale.

*__Majuscules grecques :__

Σ : sommation.

W : poids.

Δ : Variation

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers

*__**Minuscules grecques :**__

α: Angle.

ε: Déformation relative.

μ: Coefficient de frottement.

ν: Coefficient de POISSON.

σ : Contrainte normale.

τ : Contrainte tangentielle.

η : Coefficient de fissuration.

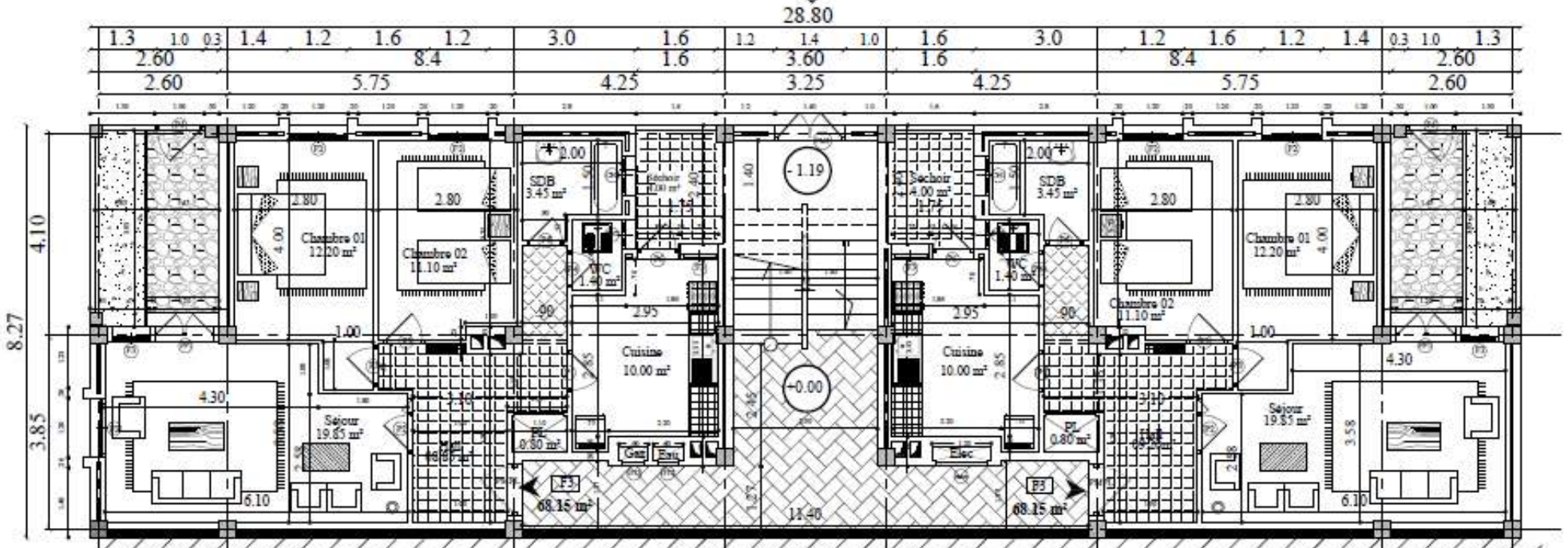
δ : Déplacement d'un niveau.

*__**Autres notations :**__

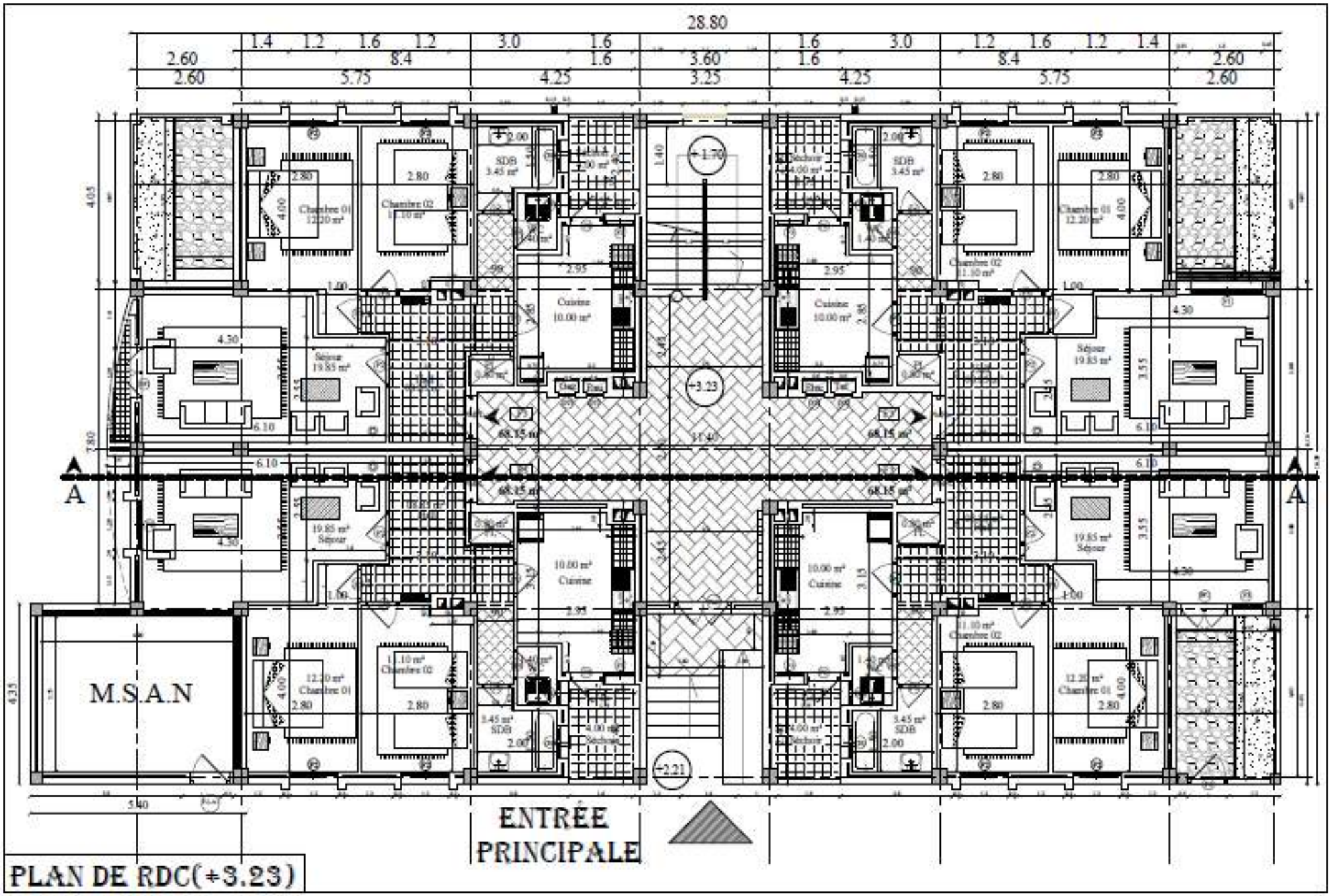
C.V : Condition vérifiée.

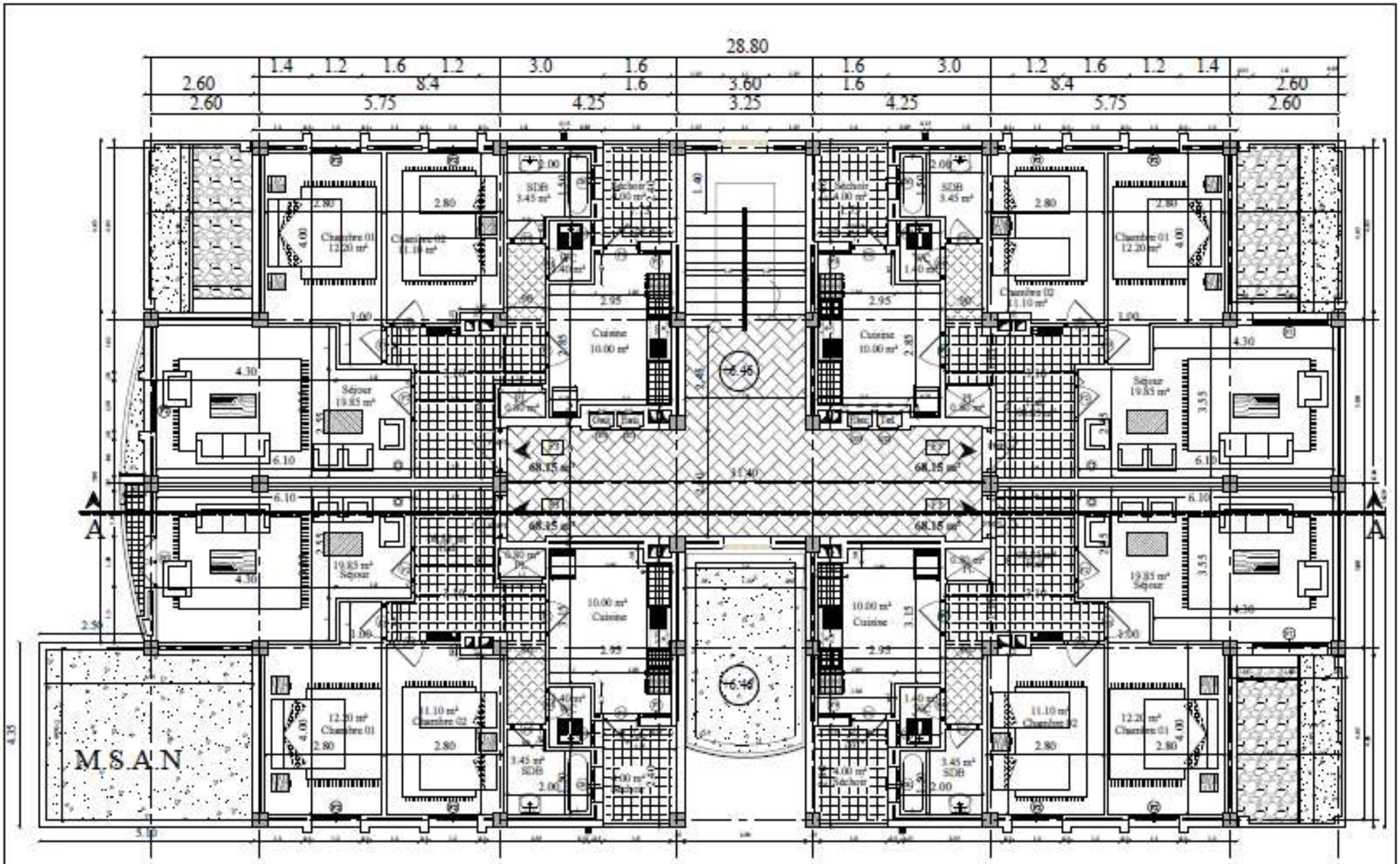
C.N.V : Condition non vérifie.

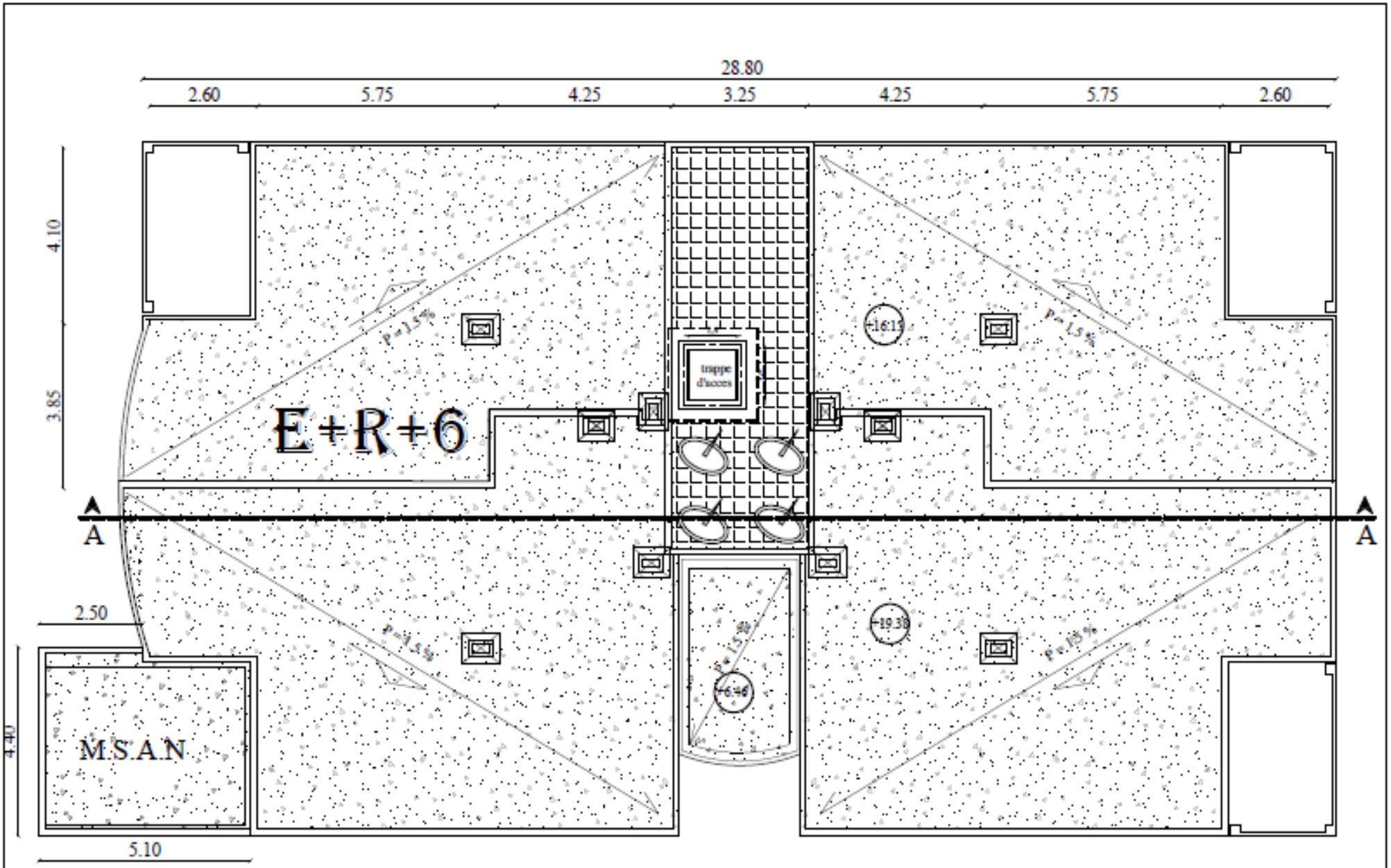
ENTRÉE
SECONDAIRE



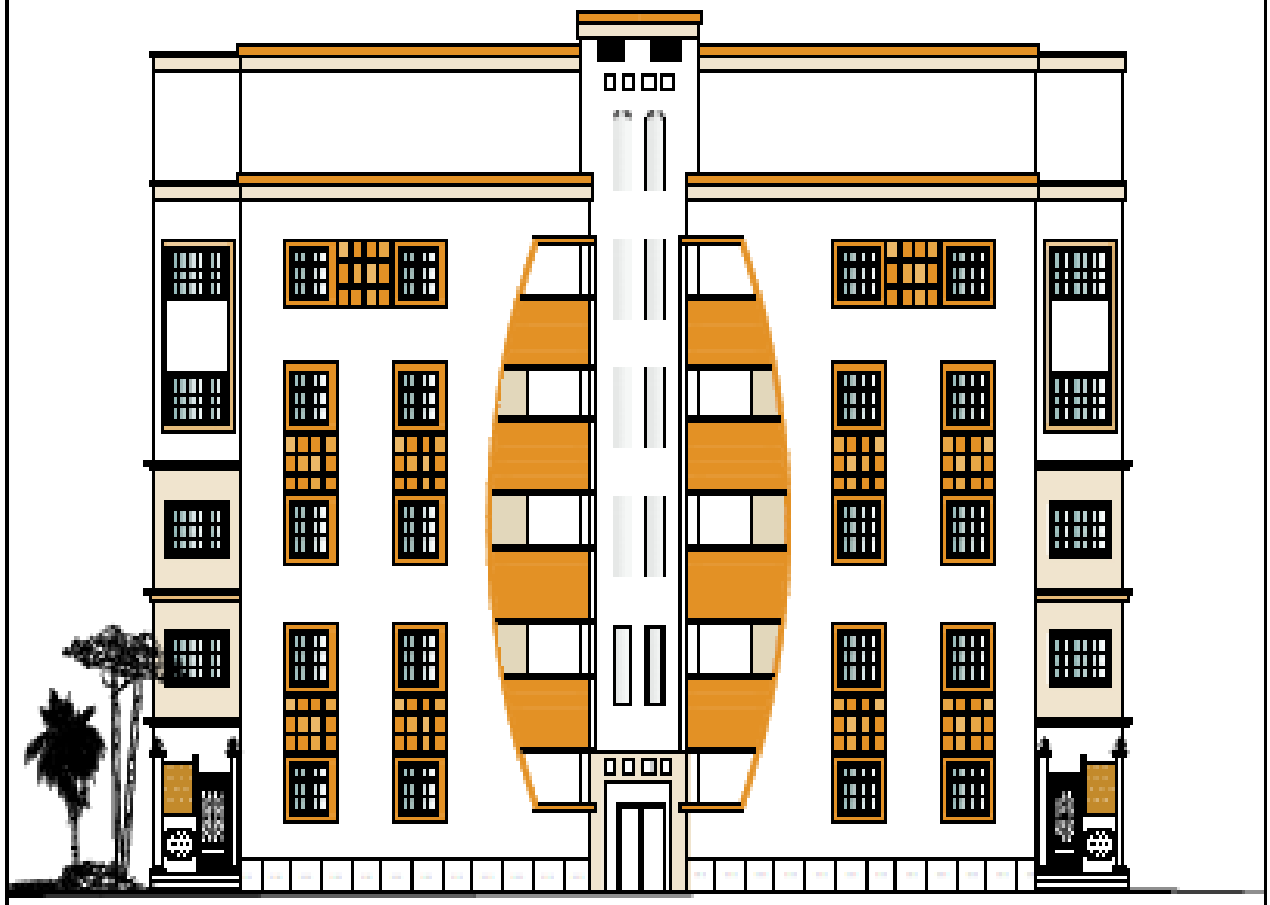
PLAN DE L'ENTRE -SOL(+0.00)


28.80
2.60
1.4 1.2 1.6 1.2
8.4
5.75
3.0 1.6
1.6
4.25
3.60
3.25
1.6 3.0
1.6
4.25
1.2 1.6 1.2 1.4
8.4
5.75
2.60
2.60
A
A
M.S.A.N
ENTRÉE
PRINCIPALE
PLAN DE RDC(+3.23)

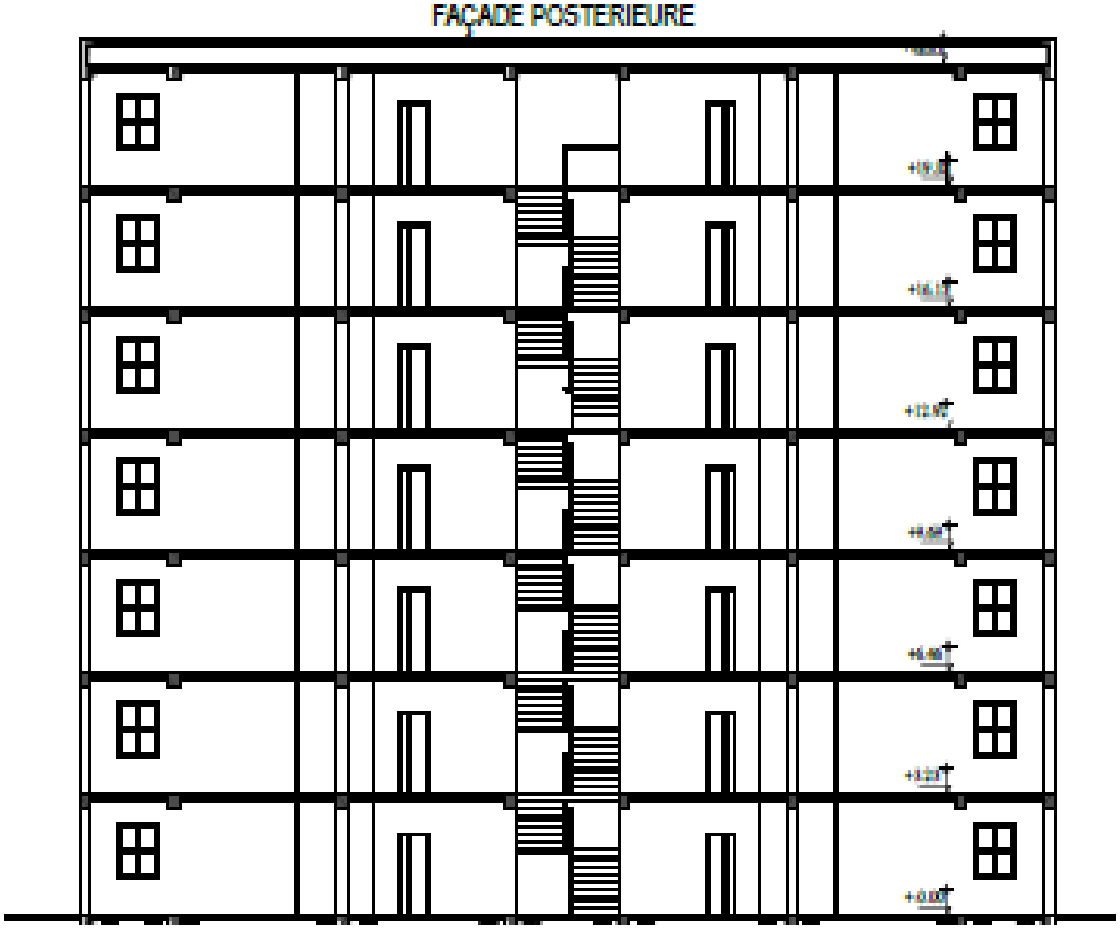

28.80
2.60
1.4 1.2 1.6 1.2
8.4
5.75
3.0 1.6
1.6
4.25
3.60
3.25
1.6 3.0
1.6
4.25
1.2 1.6 1.2 1.4
8.4
5.75
2.60
2.60
MSAN
A
A
PLAN DE 1ER ETAGE +6.46



PLAN DE TOITURE 22.61



FAÇADE POSTERIEURE



INTRODUCTION GENERALE

Les constructions en Algérie (privées ou étatiques) sont généralement réalisées en ossature en béton armé en utilisant des planchers rigides en corps ordinaires préfabriqué en micro béton, qui est considéré comme un coffrage perdu, ce dernier présente un poids important par unité qui est estimé à 13 kg, et par conséquent peut influer sur le comportement des éléments résistants ainsi que le coût de bâtiment, de nouvelles solutions ont été développées mais malheureusement elle ne sont pas largement exploités, dont les corps ceux en brique cuite, l'argile expansée et le polystyrène, qui sont disponible sur le marché algérien.

D'autre part, la résistance des structures aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement qui est composé par des voiles et des poteaux. Tout en tenant compte de la résistance, la stabilité et la ductilité de l'ouvrage, dans ce contexte la conception d'une structure vis à vis aux normes parasismique est considéré comme problème relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité imposées par les règlements, sans oublier le coté économique qui est considéré comme un problème majeur, lié aux couts des matériaux de construction, qui ne cessent d'augmenter,

L'Objectif principal de ce travail consiste à étudier l'influence de type de corps creux utilisés dans les planchers sur le comportement dynamique d'un bâtiment en béton armé et son impact sur l'aspect économique, à cet effet on a utilisé deux types de corps creux le premier est fabriqué en polystyrène et le deuxième c'est un type ordinaire fabriqué en ciment. A cet effet, l'étude a été effectué sur une structure contreventée par des voiles en béton armé composée d'un rez-de-chaussée plus six étages avec un entre sol, qui est implanté à ALGER classée en zone de fortes sismicité (zone III). Pour cela, nous avons élaboré 7(sept) chapitres présentés comme suit :

1. Le 1er chapitre expose la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
2. Le 2eme chapitre traite le calcul de pré dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage à savoir : poteaux, poutres, et les voiles.
3. Le 3eme chapitre comporte le calcul des éléments secondaires non structuraux à savoir l'acrotère, l'escalier, les poutrelles et les balcons.
4. Le 4eme chapitre consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales).
5. Le 5eme chapitre est consacré au calcule de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux, voiles).
6. Le 6eme chapitre consiste au calcul de l'infrastructure (type, dimensions et ferraillage).
7. Le 7eme chapitre est le dernier chapitre qui résume le résultat obtenu sur l'étude technique et l'étude économique ainsi que la comparaison entre les deux types de plancher.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage

I-1 Présentation de l'ouvrage :

I-1-1 Introduction :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation, qui présente une forme régulière en plan et en élévation, il composé principalement d'un rez-de-chaussée plus six étages avec un entre sol. Ce bâtiment a été étudié avec deux différents types de planchers, le premier est un plancher corps creux en ciment et le deuxième en polystyrène.

L'ouvrage étudié est implanté à la wilaya d'Alger, classée selon le règlement parasismique algérien comme une zone de forte sismicité, le calcul des éléments a été réalisé conformément aux exigences et aux recommandations des règlements algériens. De plus, une analyse sur les aspects technique et économique à la fin de ce travail sur l'influence de type de plancher a été effectuée.

I-2 Description de l'ouvrage :

Le bâtiment en question est composé d'un entre sol avec un rez-de-chaussée plus 6 étages de forme rectangulaire, implanté à ALGER Classé comme une zone de forte sismicité (zone III) dans le groupe d'usage 2 selon le règlement parasismique algérien Version 2003

I-2-1 Dimension en élévation :

- Hauteur de l'entre sol …….. +3.23 m.
- Hauteur de RDC…….. +3.23 m.
- Hauteur d'étage ……...+3.23 m.
- Hauteur totale du bâtiment……...+25.84m.

I-2-2 Dimension en plan :

- La longueur du bâtiment ……28.45m.
- La largeur du bâtiment……15.80m.

I-3 Les éléments d'une construction :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

➢**Les fondations :** qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.

➢**La structure ou ossature :** qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.

I-4 Conception de la structure :

I-4-1 Planchers :

Pour un même bâtiment et pour tous les niveaux, nous avons utilisé deux type de plancher le premier : plancher corps creux en ciment et le deuxième c'est un plancher à corps creux en polystyrène.

I-4-2 Contreventement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme.

En utilisant pour cela :

- Des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

I-4-3 Escaliers :

La circulation entre les étages est assurée par un escalier qui est compose de deux (02) volée et un paliers de repos.

I-4-4 Maçonnerie :

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

I-4-5Revêtement :

- Enduit de ciment pour les murs.
- Revêtement en plâtre pour les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1-5-1 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 à la compression .Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

I-5-1-1 la résistance du béton :

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la rupture sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

- Compression : f_{c28} = 25 Mpa « pour j = 28 jours ». ►► Art [A.2.1.1.1.] ◄◄
- Traction : f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 Mpa. ►► Art [A.2.1.1.2] ◄◄

I-5-1-2 module d'élasticité longitudinale :

- Module instantané : $Ei=11000\sqrt[3]{f_{c28}}$=32164.195 Mpa ► Art [A.2.1.2.1.] ◄
- Module différé : $Ev=3700\sqrt[3]{f_{c28}}$=10818.900 Mpa► Art [A.2.1.2.2.]◄

I-5-2 Acier :

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur considérable à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse chacune et son propre utilité.

I-5-2-1Caractéristique mécanique des aciers :

Tableau I.1.*Caractéristique mécanique des aciers*

Nature de l'acier	Utilisation	Nuance	Fe (Mpa)
Ronds lisses RL	Armatures transversales	FeE 215	215
Barres à haute adhérence HA	Armature longitudinale	FeE400	400
Treillis soudés TS	Dalles	TLE520	520

I-5-2-2 Contrainte de calcul d'acier :

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

a) Etat Limite Ultime (E.L.U) :

- f_e **:**Limite d'élasticité de l'acier ➔$f_e = 400Mpa$
- E_s **:**Module d'élasticité de l'acier ➔$E_s = 2.10^5 Mpa$
- γ_s**:**Coefficient de sécurité➔γ_s= 1.15 (Situation durable)
- γ_s**:**Coefficient de sécurité➔γ_s= 1 (Situation accidentelle)

b) Etat Limite Service (E.L.S) :

C'est l'état de vérification des contraires en trois cas :

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification $\bar{\sigma} = fe$
- Fissuration préjudiciable : À vérifier $\bar{\sigma}$ = Min $\{\frac{2}{3}fe\ ,110\sqrt{\eta.ftj}\}$
- Fissuration très préjudiciable : À vérifier $\bar{\sigma}$ = Min $\{\frac{1}{2}fe\ ,90\sqrt{\eta.ftj}\}$

Avec :

η=1.0 .....pour les aciers ronds lisses (R.L).

η=1.6 ..... pour les aciers de hautes adhérence (H.L).

I-6 Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance **« E.L.U »** sont :

1. Pour les situations durables : P1 = 1,35 G + 1,5 Q

2. Pour les situations accidentelles « séisme, choc… »

P2 = G + Q ± E.

P3 = G + Q ± E.

P4 = 0,8 G ± E.

Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

P5 = G + Q.

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

I-7 Les avantages et les inconvénients de chaque type de plancher :

I-7-1 Les avantages de plancher en polystyrène

- Une bonne performance thermique.
- Léger.
- Facile à travailler.
- Insensible à l'humidité.
- Perméable à la vapeur d'eau.

I-7-2 Les inconvénients de plancher en polystyrène

- Performances acoustique médiocres.
- Inflammable.
- Fragile.
- Dégagement toxique avec le temps et en cas d'incendie.

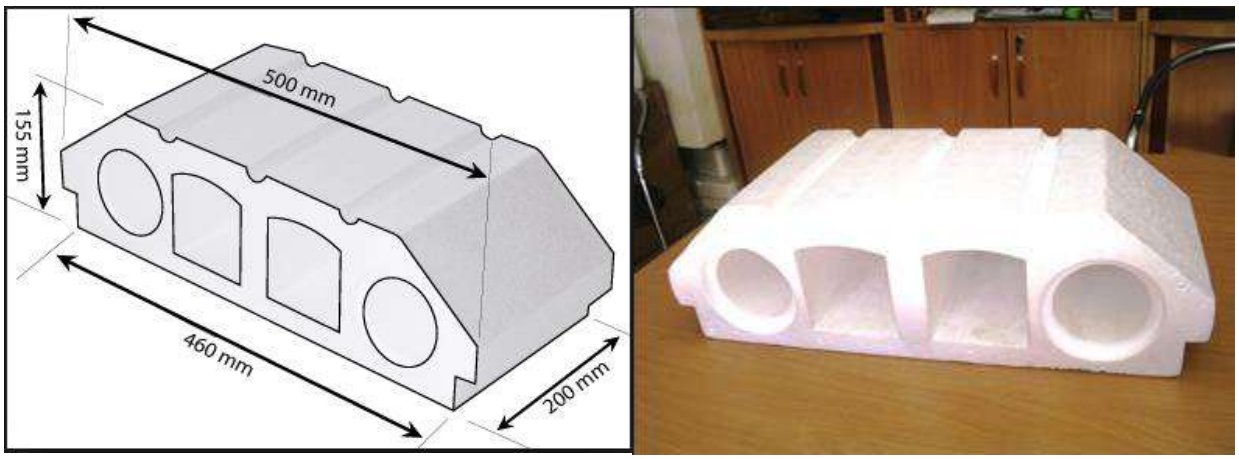


Figure I.1 *Dimension de l'ourdi en polystyrène.*

I-7-3 Les avantages de plancher en ciment :

- Idéal pour la confection des vides sanitaires.
- Mise en œuvre peu facile puisque pas de coffrage.
- Isolation thermique améliorée.
- Ne nécessite pas de gros engin de levage.

I-7-4 Les inconvénients de plancher en ciment :

- Grande épaisseur de plancher.
- Sous face à enduire.
- Portée limitée à 6 ou 7 mètres.
- Pas de souplesse de forme et de taille.
- " Mauvaise" isolation acoustique.
- Nécessite beaucoup de manutentions.
- Mise en œuvre relativement longue.

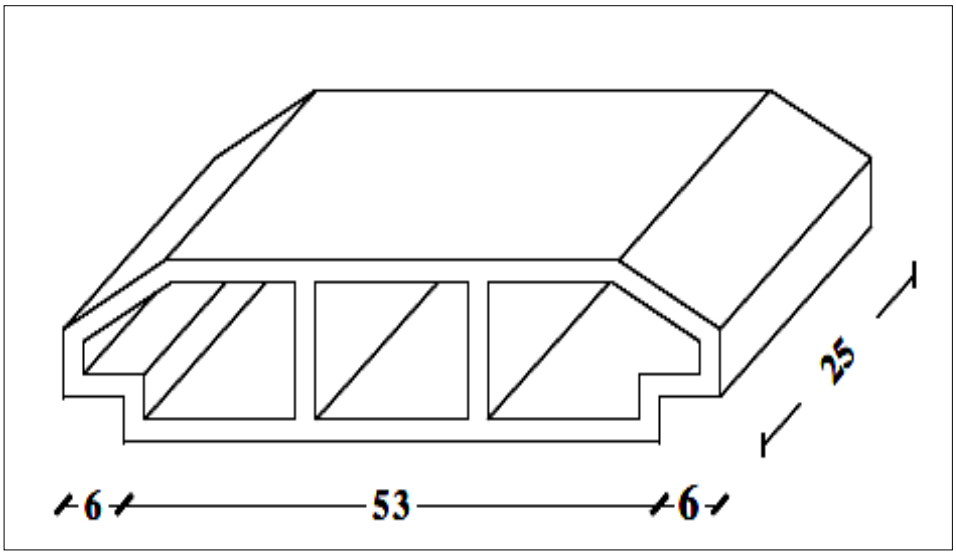


Figure I.2 *Dimension de l'ourdi en ciment.*

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

II-1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape importante et primordiale dans le calcul des structure, il permet de donner des dimensions préliminaires aux éléments résistants d'une construction, dans ce chapitre le pré-calcul des sections (dimensions) des différents éléments de la structure (planchers, poutres, poteaux et voiles), sont établis en utilisant les règlements algériens suivant:

- CBA93
- RPA99/V2003
- Le règlement "Charges Permanentes et sur Charges d'Exploitation".

II-2 Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une plate-forme mince qui sépare entre 2 étages d'un bâtiment, il joue un rôle important en supportant les charges verticales et il les transmet aux éléments porteurs et on distingue 2 types :

- **Plancher à corps creux**
- **Plancher à dalle pleine**

Pour notre bâtiment ont étudié les planchers à corps creux

- En ciment.
- En polystyrène.

a) Plancher à corps creux :

Le pré-dimensionnement des planchers à été effectué en utilisant la formule suivante :

$$(L/25) \leq h_t \leq (L/20)$$

Avec L : La portée maximale de la poutre (mesurée à nu des appuis).

h_t: Epaisseur du plancher.

A partir des plans, on constate que :

$L_{max} = 410\ cm$

➔ $(410/25) \leq h_t \leq (410/20)$

➔ $16.4 \leq h_t \leq 20.5$

$ht \geq (L/22.5) = 410/22.5 = 18.22$

Donc la hauteur retenue est **ht=20 cm.**

Puisque ce plancher est à corps creux donc on a choisi le type de (16+4) cm.

H= 16cm : hauteur du corps creux.

h_0= 4 cm : hauteur de la dalle de compression.

II-3 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux sous forme rectangulaire ou en Té, elles sont capables de résister aux différentes sollicitations (verticales ou horizontales).

Pour la prédétermination des sections des poutres on utilise les recommandations suivantes :

a) Pour sa hauteur :

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

b) Pour sa largeur :

$0.3h \leq b \leq 0.7h$

Une condition de vérification est imposée par le RPA99-VERSION 2003 (Art 7.5.1), donc on doit vérifier que :

- b≥ 20cm.
- h≥ 30cm.
- h/b 4.

II-3-1 Pré dimensionnement des poutres principales : (Lmax=5.75m) :

On a L=575cm**.**

$(575/15) \leq h \leq (575/10) \Rightarrow 38.33 \leq h \leq 57.50$

- h =40 cm.

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28$

- b=30 cm.

❖ **Vérification :**

b =30 cm≥ 20cm. (c.v)

h=40cm ≥ 30cm. (c.v)

h/b=1.33 < 4(c.v)

II-3-2 Pré dimensionnement des poutres secondaires: (Lmax=4.10m) :

On a L=410cm**.**

$(410/15) \leq h \leq (410/10) \Rightarrow 27.33 \leq h \leq 41.00$

❖ h =35 cm.

$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 10.50 \leq b \leq 24.50$

❖ b=30 cm.

❖ **Vérification :**

b =30 cm≥ 20cm. (c.v)

h=35cm ≥ 30cm. (c.v)

h/b=1.16 < 4(c.v)

II-4Evaluation des charges et surcharges :

II-4-1 Plancher terrasse (corps creux):

a) Charges permanentes :

Tableau II.1 *Charge permanente de plancher terrasse*

N0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3) ciment	Poids surfacique (KN/m2) ciment	Poids volumique (KN/m3) Polystyrène	Poids surfacique (KN/m2) Polystyrène
1	Gravier roulé (8/15)	0.04	20	0.80	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12	6	0.12
3	Papier kraft	-	-	0.05	-	0.05
4	Forme de pente	0.10	22	2.20	22	2.20
5	Liège (isolant)	0.04	0.75	0.03	0.75	0.03
6	Pare vapeur	0.01	6	0.06	6	0.06
7	Film polyane	-	-	0.01	-	0.01
8	Plancher Corps creux	(16+4)	-	2.85	-	2.00
9	Revêtement en plâtre	0.02	10	0.2	10	0.2
			Total	**6.32**		**5.47**

b) sur Charge d'exploitation :

Q =1 KN/m^2

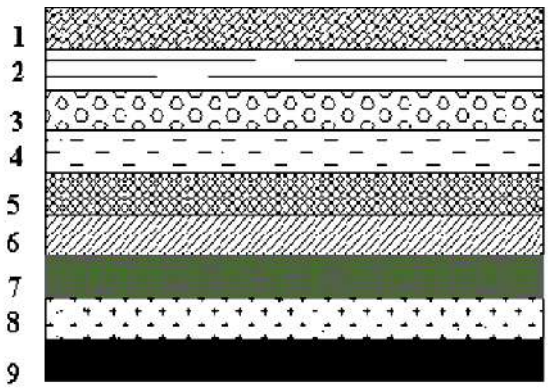


Figure II.1. *Composants d'un plancher terrasse*

II-4-2 Plancher courant

a) Charges permanentes :

Tableau II.2. *Charges permanentes de plancher courant*

N0	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3) ciment	Poids surfacique (KN/m2) ciment	Poids volumique (KN/m3) Polystyrène	Poids surfacique (KN/m2) Polystyrène
1	Carrelage	0.02	20	0.40	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	18	0.54	18	0.54
3	Lit de sable	0.02	20	0.40	20	0.40
4	Plancher Corps creux	(16+4)	-	2.85	-	2.00
5	Revêtement en plâtre	0.02	10	0.20	10	0.20
6	Les murs simples cloison	0.10	16.2	1.62	16.2	1.62
			Total	**6.01**		**5.16**

b) Sur Charge d'exploitation :

Q =1.5 KN/m^2

II-4-3 Maçonneries :

a) Murs extérieurs (doubles cloisons) :

Tableau II.3. *Charges permanentes du mur extérieur*

N0	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique	0.10	0.90	0.90
3	L'amé d'aire	-	-	-
4	Brique	0.10	0.90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	**2.52**

b) Murs extérieurs (simple cloison) :

Tableau II.4. *Charges permanentes du mur intérieur*

N0	Composants	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique	0.10	0.90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	**1.62**

II-5 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments résistants verticaux, ils sont sous forme carrée, rectangulaire ou circulaire, généralement les poteaux de section carrée sont les plus utilisés, à cause de leurs propriétés économiques et la facilite de mise en œuvre. Leurs pré-dimensions sont basées sur le calcul de descente de charge en suivant des étapes bien précises :

- Choisir le poteau le plus sollicité.
- Calcul de la surface reprise par le poteau.
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation.
- Action revenant à ce poteau. (l'effort normal)
- Une majoration de 10% des efforts normaux pour les poteaux centraux voisins à des poteaux de rives dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées.

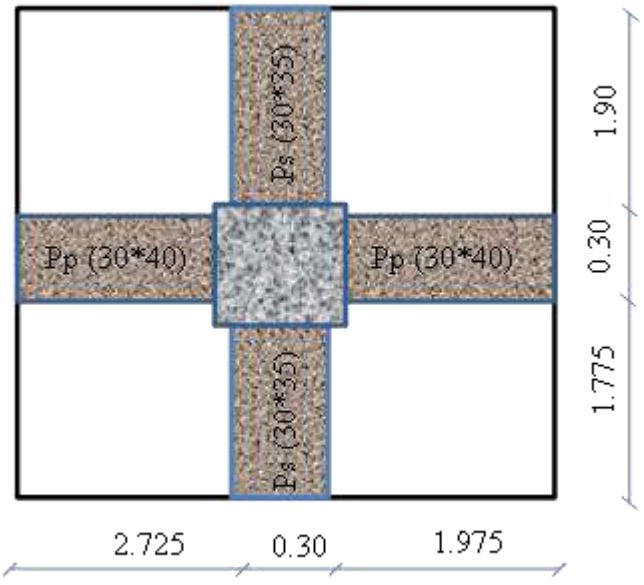


Figure II.2. *Poteau le plus solliciter*.

La surface complète du plancher :

St=(1.90+1.775+0.3) (1.975+2.725+0.3) = 19.875m^2.

La surface du plancher :

Sp=(1.90+1.775) (1.975+2.725) = 17.27 m^2

II-5-1 Calcul des charges permanentes :

Tableau II.5. *Détermination des charges permanents de plancher corps creux en ciment*

Etage	G_{plch} (KN)	G_{POT}(KN)	G_{PP}(KN)	G_{PS}(KN)	G_{tot} (KN)	G_{cum}(KN)
6	109.14	6.37	14.1	9.65	139.26	139.26
5	103.79	6.37	14.1	9.65	133.91	273.17
4	103.79	8.67	14.1	9.65	136.21	409.38
3	103.79	8.67	14.1	9.65	136.21	545.59
2	103.79	8.67	14.1	9.65	136.21	681.80
1	103.79	11.32	14.1	9.65	138.86	818.01
RDC	103.79	11.32	14.1	9.65	138.86	956.87
Entre sol	103.79	11.32	14.1	9.65	138.86	1095.73

Tableau II.6. *Détermination des charges permanents de plancher corps creux en polystyrène*

Etage	G_{plch} (KN)	G_{POT}(KN)	G_{PP}(KN)	G_{PS}(KN)	G_{tot} (KN)	G_{cum}(KN)
6	103.79	4.42	14.1	9.65	131.96	131.96
5	89.11	4.42	14.1	9.65	117.28	249.24
4	89.11	6.37	14.1	9.65	119.23	368.47
3	89.11	6.37	14.1	9.65	119.23	487.7
2	89.11	6.37	14.1	9.65	119.23	606.93
1	89.11	8.67	14.1	9.65	121.53	728.46
RDC	89.11	8.67	14.1	9.65	121.53	849.99
Entre sol	89.11	8.67	14.1	9.65	121.53	971.52

II-5-2 Calcul des charges d'exploitation :

Selon le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation", en utilisant la loi de dégression sur la charge d'exploitation et nous impose les conditions suivantes :

$\sum Q_n = Q_0 + ((3+n)/2n) \sum_{i=1}^{n} Q_i$, le coefficient (3+n)/2n étant valable pour n >5

- Loi de dégression des charges Q :

Plancher terrasse : Q0

Plancher 5ème étage : Q0+Q1

Plancher 4ème étage : Q0+0,95(Q1+Q2)

Plancher 3ème étage : Q0+0,90(Q1+Q2+Q3)

Plancher 2ème étage : Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)

Plancher 1ème étage : Q0+0,80(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)

Plancher du RDC : Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

Plancher du RDC : Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

Tableau II.7. *Détermination des charges d'exploitation*

Etage	**q (KN/m^2)**	**Q(KN/m^2)**	**n**	$\frac{3+n}{2n}$	Q_{cum}**(KN/m^2)**
6	1	Q_0	0	/	19.87
5	1.5	Q_1	1	1	49.69
4	1.5	Q_2	2	0.95	76.52
3	1.5	Q_3	3	0.90	100.37
2	1.5	Q_4	4	0.85	121.23
1	1.5	Q_5	5	0.80	139.13
RDC	1.5	Q_6	6	0.75	154.03
Entre sol	1.5	Q_7	7	0.70	165.96

II-5-3 vérification de la section du poteau :

a) Justification du poteau :

Selon le CBA 93 ► Art [B.8.4.1.] ◄ : la détermination forfaitaire de l'effort normal résistant des poteaux soumis a une compression centrée.

$Nu \leq \alpha [(Br. f_{c28} /0.9 \gamma b) + (A. f_e / \gamma s)]$

Avec :

Br : section réduite du poteau : [Br= (b-2) × (h-2)].

A : section d'acier comprime : [A=B/1000].

B : section de poteau.

α : coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs suivantes :

- $\alpha = 0.85/1+0.2(\lambda/35)^2$ pour $\lambda < 50$
- $\alpha = 0.60\ (50/\lambda)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

λ : l'élancement mécanique : [$\lambda = L_f/i$].

Lf : Longueur de flambement : 0.7xL0 (le poteau le plus sollicite est intérieur de la structure).

i : rayon de giration ; $i = b/\sqrt{12}$

Tableau II.8.*Résume de justification du poteau pour un plancher corps creux en ciment.*

NIV	section	A (cm^2)	Lf (m)	λ	α	Br (cm^2)	$\bar{N}u$ (KN)	Nu adm (KN)	$\bar{N}u <$ Nu adm
terrasse	30*30	0.90	2.26	26.09	0.76	784	239.59	1127.20	cv
5	30*30	0.90	2.26	26.09	0.76	784	487.64	1127.20	cv
4	35*35	1.23	2.26	22.37	0.78	1089	734.18	1606.37	cv
3	35*35	1.23	2.26	22.37	0.78	1089	975.81	1606.37	cv
2	35*35	1.23	2.26	22.37	0.78	1089	1212.50	1606.37	cv
1	40*40	1.60	2.26	19.58	0.79	1444	1444.30	2156.5	cv
RDC	40*40	1.60	2.26	19.58	0.79	1444	1708.10	2156.5	cv
Entre sol	40*40	1.60	2.26	19.58	0.79	1444	1900.97	2156.5	cv

Tableau II.9.*Résume de justification du poteau pour un plancher corps creux en polystyrène.*

NIV	section	A (cm^2)	Lf (m)	λ	α	Br (cm^2)	$\bar{N}u$ (KN)	Nu adm (KN)	$\bar{N}u$< Nu adm
terrasse	30*30	0.90	2.26	26.09	0.76	784	228.74	1127.20	cv
5	30*30	0.90	2.26	26.09	0.76	784	452.11	1127.20	cv
4	30*30	0.90	2.26	26.09	0.76	784	700.16	1127.20	cv
3	30*30	0.90	2.26	26.09	0.76	784	889.84	1127.20	cv
2	30*30	0.90	2.26	26.09	0.76	784	1101.32	1127.20	cv
1	35*35	1.23	2.26	22.34	0.92	1089	1311.31	2059.45	cv
RDC	35*35	1.23	2.26	22.34	0.92	1089	1516.38	2059.45	cv
Entre sol	35*35	1.23	2.26	22.34	0.92	1089	1716.54	2059.45	cv

Conclusion :

A la fin de ces étapes, on peut conclure que les sections adoptées pour les éléments résistants de la structure sont comme suit :

-une section de (40×40) cm² a été choisie pour les poteaux du niveau d'entre sol, RDC et 1^{er} étage.

-pour les niveaux 2, 3, et 4 les poteaux ont une section de (35×35) cm².

- en ce qui concerne les deux derniers niveaux 5^{eme} étage et le plancher terrasse une section de (30×30) cm² ont été adoptée.

- une attention particulaire doit être signalée, c'est que les dimensions du plancher pour le corps creux en polystyrène sont moins importantes que celles de corps creux en ciment.

II-6 Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des murs de faible épaisseur par rapport aux autre dimensions fabriqués en béton armé ils sont considérés comme des éléments verticaux, leur principal rôle est de reprendre les sollicitations horizontales c'est-à-dire le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter à une partie des charges verticales.

Les dimensions des voiles sont conditionnées par les relations suivantes :

- la longueur L doit être supérieure à 4 fois l'épaisseur L≥4a si cette condition n'est pas vérifiés le voile est considéré comme de élément linéaire.
- une épaisseur minimale de 15cm est exigée par le RPA99 version 2003(Art 7.7.1), de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités **Figure II.3**

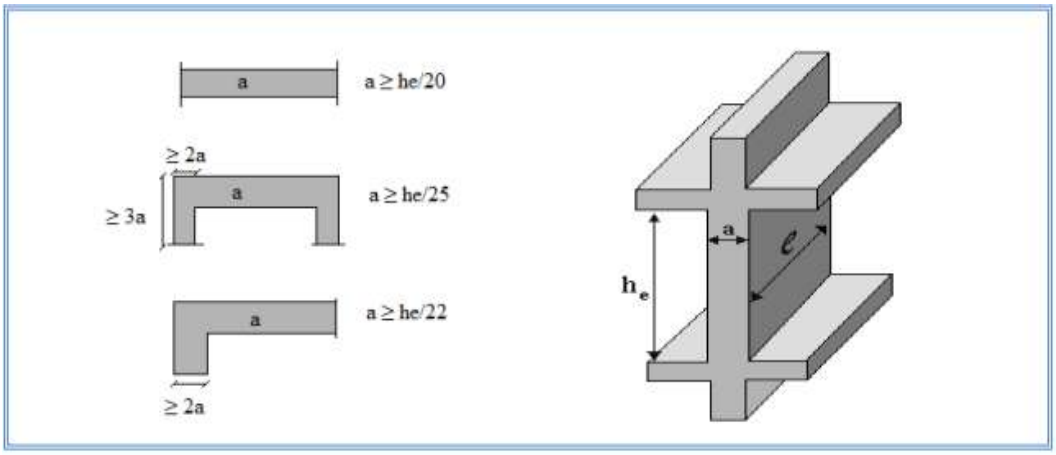


Figure II.3. *Coupe de voile en plan*

Dans notre cas on a :

- he= 3,23-0,35=2,88m.
- a ≥MAX (15 cm ; he/25; he/22)

a ≥MAX(15 cm ; 11.25cm ;13.10cm)

a ≥15 cm

On adopte : **a=15cm**

Remarque :

Les dimensions obtenus ne sont pas définitifs, elles peuvent être susceptibles a se modifier après avoir effectué le calcul dynamique.

CHAPITRE III

Les éléments secondaires

III-1- L'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé de 10 cm d'épaisseur et de 60 cm de hauteur. C'est un système isostatique assimilé à une plancher terrasse et soumise à un effort normal du à son poids propre et un moment à l'encastrement dû à une charge d'exploitation de la main courante de 1 KN/ml appliquée à son extrémité.

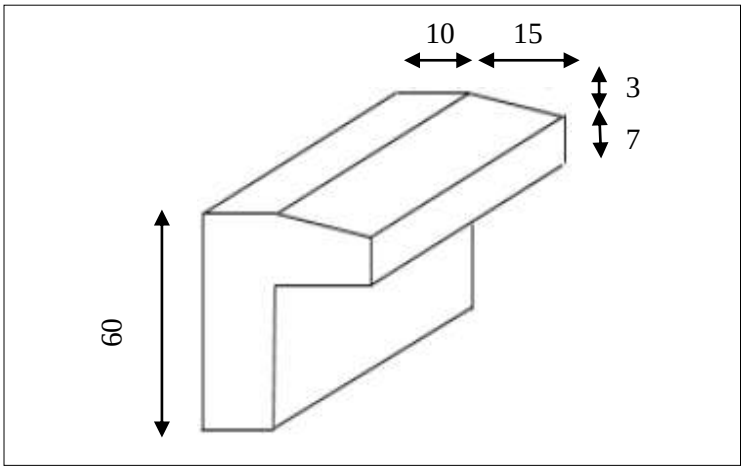


Figure III.1. *Dimensionnement de l'acrotère.*

III-1-1 Paramètre de calcul :

Tableau III.1. *Les données.*

Matériaux	Contrainte (MPa)	Référence
Béton	25	DTR.BE-2-1-Art 3.2.1
Acier	400	DTR.BE-2-1-Art 2.2

III-1-2 Evaluation des charges :

Tableau III.2. *Les charges.*

Charge permanente G [KN/ml]	**[(0.6*0.1+0.15*0.1)*1ml]*25=1.875**
Charge d'exploitation Q [KN/ml]	1

III-1-3 Calcul des sollicitations :

Tableau III.3. *Les efforts.*

	ELU	ELS
Effort normal : Nu(KN)	1.35 G =2.53	G =1.875
Effort tranchant: Tu(KN)	1.5Q = 1.5	Q*h =1
Moment d'encastrement: Mu(KN.m)	1.5Q*h =0.9	Q = 0.6

III-1-4 Calcul de ferraillage a l'ELU :

Le ferraillage sera fait en flexion composé pour une bande de 1.00 ml de longueur :

Tableau III.4. *Ferraillage verticale.*

Ferraillage verticale (cm^2/ml)	**Les armatures choisies verticaux (cm^2/ml)**
A_{VS1} = **4.40**	7HA10 = 5.50
A_{VS2} = **4.40**	7HA10 = 5.50

Tableau III.5. *Ferraillage horizontale.*

Ferraillage horizontale (cm^2/ml)	**Les armatures choisies horizontaux (cm^2/ml)**
$A_{rép}$ = A_V**choisi/4 = 1.38**	4HA10 = 2.01
$A_{rép}$ = A_V**choisi/4 = 1.38**	4HA10 = 2.01

III-1-4-1 La section minimale :

A_{min} = max $\left\{4\%\mu \middle| \frac{0.2B}{100}\right\}$ = 8.80 (cm^2/ml)Réf. : CBA 93, Art.A-8.1.2.1

III-1-4-2 La section maximale :

$A_{max} = \frac{5B}{100}$ = **50.00** (cm^2/ml)Réf. : CBA 93, Art.A-8.1.2.1

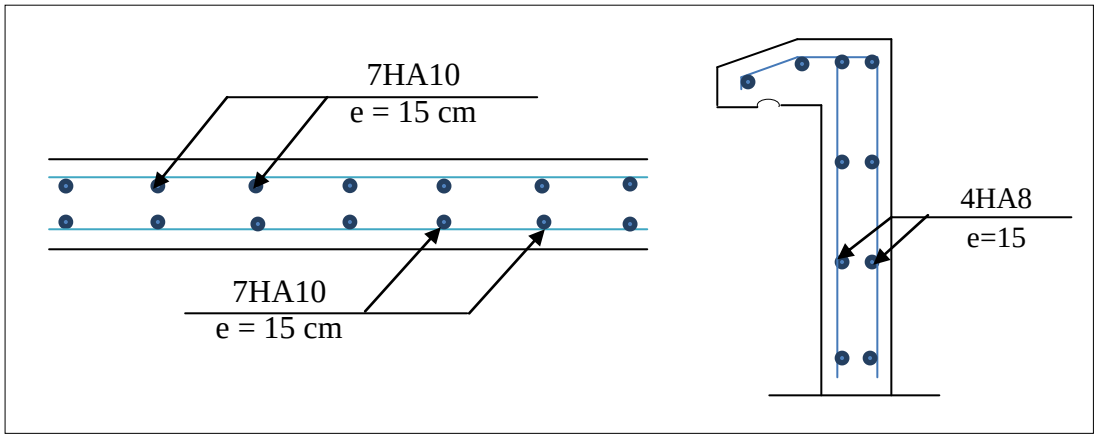


Figure III .2. *Ferraillage de l'acrotère.*

III-1-5 Vérification des contraintes à l'ELS :

Type de fissuration : préjudiciable

δb_{adm} = 0.6f_{c28} = 15.00 MPa

δb_{adm} = min$\left\{\frac{2}{3}Fe \middle| 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$ = 201.63 MPa

δ_{bc} = 0.34MPa(Cv)

δ_s = 2.16MPa (Cv)

δ_s = 2.64MPa(Cv)

III-1-6 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$\tau_{u\,adm}$ = min $\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} \middle| 4\text{ MPa}\right\}$ = 2.50 MPa

$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$ = 0.020MPa

$\tau_u < \tau_{u\,adm}$(Cv)

III-2- Les escaliers :

III-2-1 Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre.

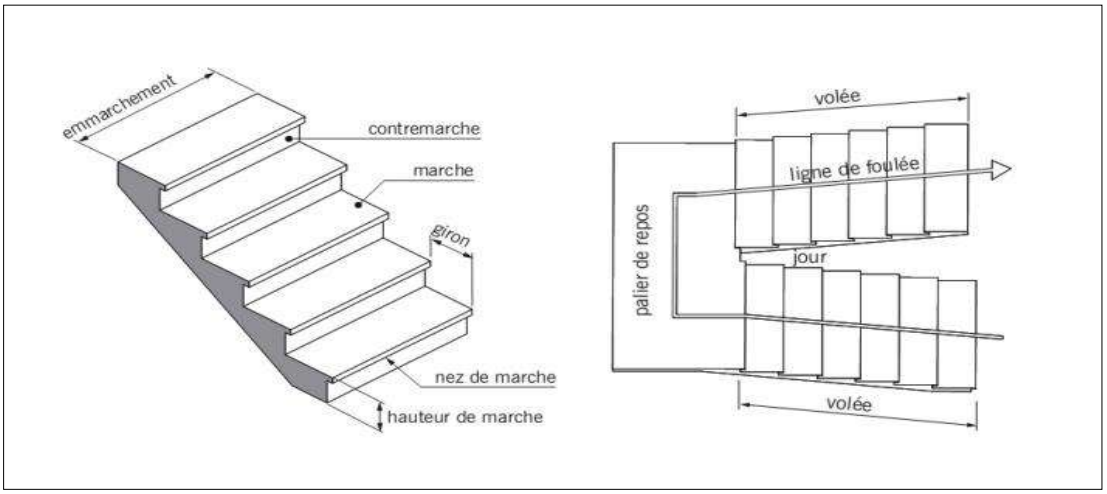


Figure III .3. *Représentation d'un escalier.*

III-2-2 Pré dimensionnement :

Les caractéristiques du premier type d'escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : **H = 1.70m**
- largeur de la marche **: g = 30cm**
- nombre de contre marche correspondant **10**
- hauteur de la contre marche : **h = 17cm**

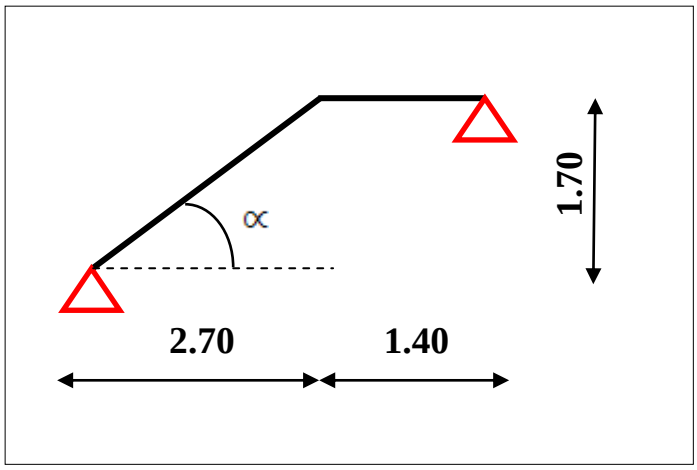


Figure III .4. *Schéma statique de l'escalier.*

Vérification de la formule de BLONDEL : ►► [Art 4.1.3] ◄◄

59cm ≤ g+ 2h = 64cm ≤ 66cm. (Condition vérifiée)

Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

Tgα = H / L = 1.70/2.70 = 0.629

Donc : **α =32.20°**

l_{tot} =3.20+1.40 = **4.60m**

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \Rightarrow 13.11 \leq e \leq 15.3$ On adopte **: e = 18cm**

III-2-3Evaluation des charges :

III-2-3-1 Charges permanentes :

Tableau III .6. *Charge permanent de la paillasse.*

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m^3	Poids surfacique 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 du paillasse	e/cosα	25	5.31
5	Les marches	h/2	25	2.13
6	Enduit ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	9.15

Tableau III .7. *Charge permanent du palier.*

N°	composants	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m^3	Poids surfacique 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 du palier	0.18	25	4.50
5	Enduit ciment	0.02	0.18	0.36
			Total	6.20

III-2-3-2 Charges d'exploitation : Q = 2.5KN/m^2

III-2-3-3 Détermination des efforts :

Tableau III .8. *Combinaison des charges de l'escalier.*

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	P_u (KN/m^2)	P_{ser}(KN/m^2)
paillasse	9.15	2.5	16.10	11.65
palier	6.20	2.5	12.12	8.70

III-2-4 Calcul de ferraillage à l'ELU :

III-2-4-1 Calcul des armatures longitudinales :

Tableau III .9. *Ferraillage à l'ELU.*

Escalier		**Sollicitation a l'ELU**		**Section d'armatures calculées**			
b	**e**	**M travée**	**M appui**	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
[cm]	**[cm]**	**[KN.m]**	**[KN.m]**	**[cm^2]**	**[cm^2]**	**[cm^2]**	**[cm^2]**
100	18	34.39	-20.23	6.70	0.00	0.00	3.90

Tableau III .10. *Les armatures longitudinales choisies.*

Escalier			**Section d'armatures longitudinales choisies**			
b	**e**	A_{min}	A_{s1}**choisi**	A_{s2}**choisi**	A'_{s1}**choisi**	A'_{s2}**choisi**
[cm]	**[cm]**	**[cm]**	**Ø+Nbre [cm^2]**	**Ø+Nbre [cm^2]**	**Ø+Nbre [cm^2]**	**Ø+Nbre [cm^2]**
100	18	1.8	7HA12=7.92	/	/	7HA12=7.92

III-2-4-2-Condition de non fragilité :

On vérifie que :

A ≥ Amin =$\frac{B}{1000}$A =5.65 cm² ≥$\frac{100\times18}{1000}$ Amin =1.8cm^2 (oui)

III-2-4-3 Calcul des armatures de répartition :

Tableau III .11. *Les armatures de répartition.*

	$A_{rép}$ $[cm^2]$	$A_{rép}$ $choisi$ $[cm^2]$
En travée	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	6HA8 =3.01
En appui	$\frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$	6HA8 =3.01

III-2-4-4-vérification de l'espacement :

Tableau III .12. *Vérification de l'espacement.*

	Les armatures longitudinales	**Les armatures de répartitions**
En travée	St=15cm≤ min [3h=45cm ;33cm]=33cm	St=20cm≤min[3h=45cm ;33cm]=33cm
En appui	St=15cm≤ min [3h=45cm ;33cm]=33cm	St=20cm≤min[3h=45cm ;33cm]=33cm

Tableau III .13. *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Escalier		**Vérification à l'ELU**			
b	**e**	**T**	**Tu**	**Tu adm**	**Vérification**
[cm]	**[cm]**	**[KN]**	**[MPa]**	**[MPa]**	
100	18	36.10	0.23	3.33	**OUI**

III-2-5 Vérification des contraintes normales à l'ElS :

Tableau III .14. *Vérification des contraintes normales à l'ELS.*

Sollicitation à l'ELS		**Contraintes en travée**			**Contraintes en appui**			**Contraintes admissibles**		**Vérification**
M travée	**M appui**	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	σ'_s	σ_b	σ_s	
[KN.m]	**[KN.m]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[MPa]**	**[MPa]**	
24.85	-14.62	7.2	/	/	4.2	/	/	15	/	**OUI**

Tableau III .15. *Vérification de la flèche*

Escalier		Sollicitation à l'ELS	Armatures principales		Flèche		Vérification
b	**e**	**M travée**	A_{s1}	A_{s2}	***ft***	***fadm***	
[cm]	**[cm]**	**[KN.m]**	$[cm^2]$	$[cm^2]$	**[mm]**	**[mm]**	
100	18	24.85	7.92	0.00	8.3	9.2	**OUI**

.

III-2-6 Calcul de la poutre palière :

Tableau III .16. *Pré dimensionnement de la poutre palière.*

Poutre palière	La longueur L_{max} [m]	La hauteur h [cm]	La largeur b [cm]
		$21.66 \leq h \leq 32.5$	$9 \leq b \leq 21$
résultat	3.25	30	30

Tableau III .17. *Evaluation des charges.*

Poids propre de la poutre	**p_p= (0.3×0.30)×25 = 2.25 KN/m**
Réaction d'escalier à L'ELU	Ru = 36.10KN
Réaction d'escalier à L'ELS	Rs= 26.11KN
La charge de la poutre à L'ELU	$P_u = 1.35p_p + R_u$ =39.14 KN/m
La charge de la poutre à L'ELS	$P_s = p_p + R_s$ = 28.36 KN/m

Tableau III .18. Les efforts agissants sur une poutre palière.

Niveau	R_a (KN)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)
ELU	63.60	34.45	17.22
ELS	46.08	24.96	12.48

Tableau III .19. Les armatures longitudinales.

Section d'armatures calculées				Section d'armatures choisie	
A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}	A_{s1}choisie	A_{s2} choisie
$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$
1.90	0.00	0.00	3.8	3HA12 =3.39	3HA12+ 2ch HA10=4.96

Tableau III .20. Les armatures transversales.

A transversale [cm^2]	Espacement (zone nodale) [cm]	Espacement (zone courante) [cm]
4HA8 = 2.01	5	15

Tableau III .21. *Vérification de l'espacement.*

	Espacement S_t[cm]	Section [cm^2]	Section minimale [cm^2]
Zone nodale	S_t =5	A_t =2.01	A_{tmin}=0.003.b. S_t = 0.45
Zone courante	S_t =15	A_t =2.01	A_{tmin}=0.003.b. S_t = 1.35

Tableau III .22. *Vérification de l'effort tranchant.*

Poutre palière		Vérification à l'ELU			
h [cm]	**b [cm]**	**T [KN]**	**Tu [MPa]**	**Tu adm[MPa]**	**Vérification**
30	30	63.60	0.77	3.33	**OUI**

Tableau III .23. *Vérification des contraintes.*

Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travée	Contraintes en appui	Contraintes admissibles	Vérification
M travée [KN.m]	**M appui [KN.m]**	σ_b [MPa]	σ_b [MPa]	σ_b [MPa]	
12.48	-24.96	4.10	7.20	15	**OUI**

Tableau III .24. *Vérification de la flèche*

1^{ere} *condition*	2^{eme} *condition*
h/L ≥ Mt/ (15Mo)	ρ ≤4.2 fe
h/L =0.3/3.25 = 0.09 **Mt/ (15Mo) = 0.06**	ρ =A/(b*d)=3.39/(30*27.5)=0.004 4.2/fe = 4.2/400 = 0.01
Condition vérifiée	**Condition vérifiée**

.

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

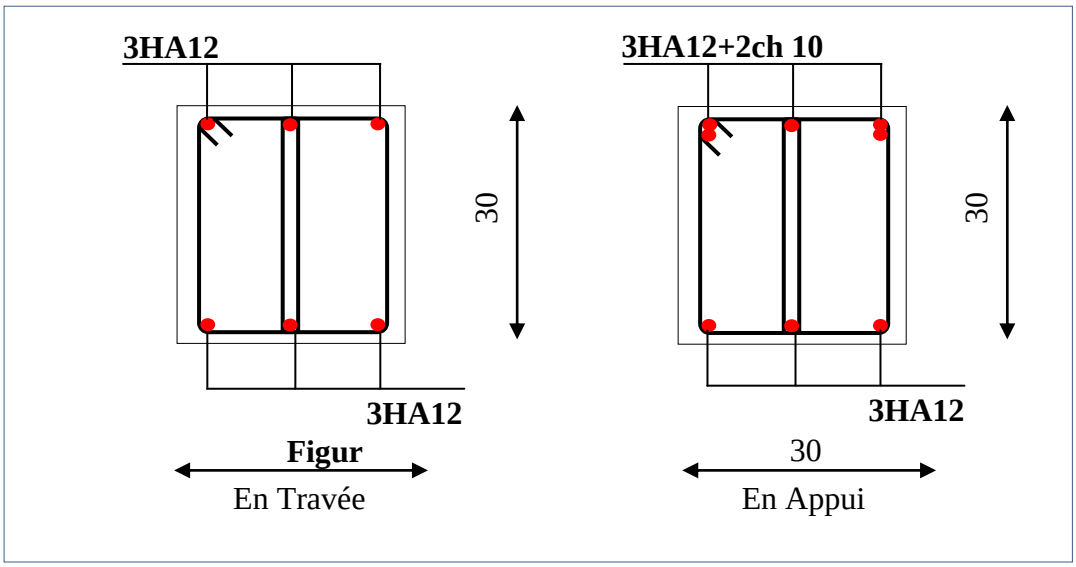


Figure III.5*Dessin de ferraillage de la poutre palière.*

III-3 Les poutrelles :

III-3-1 Introduction :

Les poutrelles sont des éléments préfabriquées, elles sont calculées par les sollicitations (G, Q), la surface revenant à chaque poutrelle est S = 0,60*L, on dispose les poutrelles dans le sens de la petite portée, le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant coulage.
- Après coulage.

III-3-2 Avant coulage :

Tableau III .25. *Les charges de la poutrelle avant coulage.*

La travée L	Q(KN)	G (KN/ml)	
		Poids de poutrelle	Poids du corps creux
4.10	2.05	0.12*0.04*25=0.12	0.60*1=0.60
		0.72	

Tableau III .26. *Calcul des moments.*

M_G(KN.m)	M_Q(KN.m)	M_U(KN.m)
$\frac{GL^2}{8}$ = 1.51	$\frac{QL}{4}$ = 2.10	1.35*M_G+1.5*M_Q=5.19

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b * b * d^2} = \frac{5.19 * 10^6}{14.2 * 120 * 18^2} = 9.40 \geq \mu_l = 0.392$$

Tableau III .27. *Détermination le nombre de étaiements.*

Nombre des étaiements	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	1.35G+1.5Q (KN/ml)	L(m)	f (cm)	$\bar{f}$(cm)	$f \leq \bar{f}$
0	0.72	2.05	5.19	4.1	27.31	0.82	cnv
1	0.72	1.30	1.30	2.05	1.70	0.41	cnv
2	0.72	1.00	0.74	1.36	0.42	0.27	cnv
3	0.72	1.00	0.51	1.025	0.16	0.21	cv

Résultat :

On place 1 étaiement à une distance **L=1.025** m. pour les poutrelles

III-3-3Après coulage :

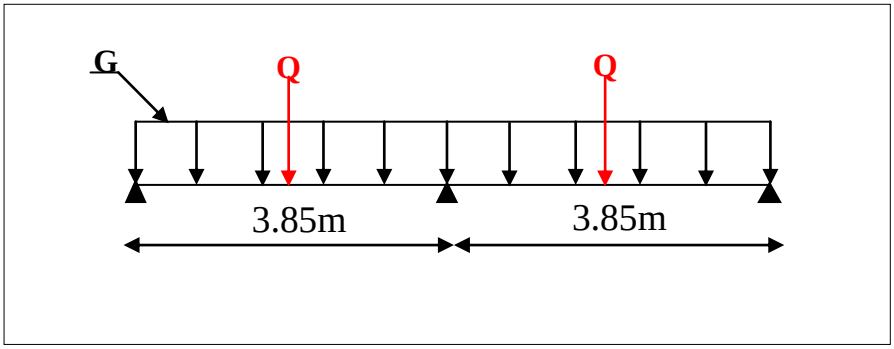


Figure III .6. *Poutrelle à deux travées.*

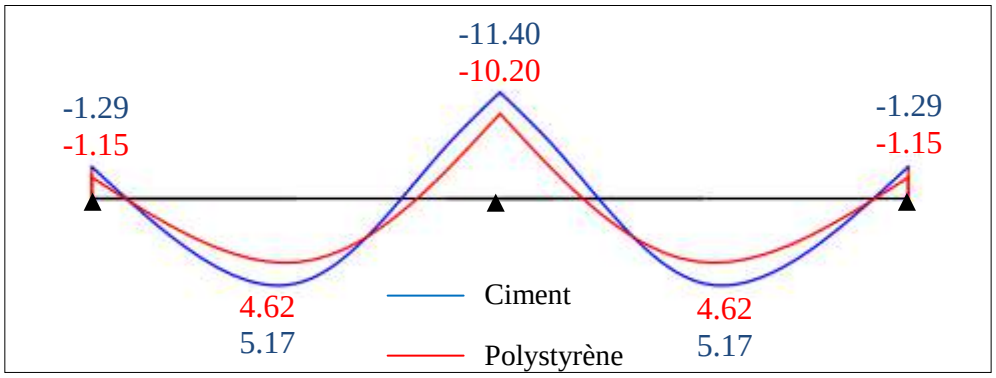


Figure III .7. *Diagramme des moments dans la poutrelle à 2 travées (ELU).*

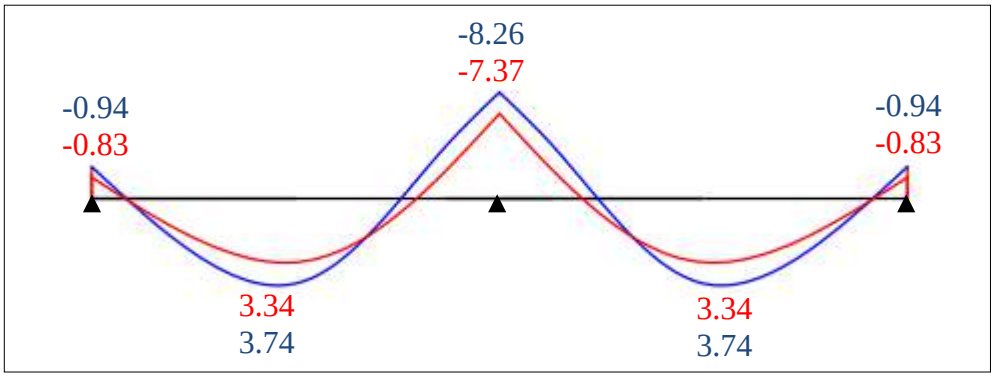


Figure III .8. *Diagramme des moments dans la poutrelle à 2 travées (ELS).*

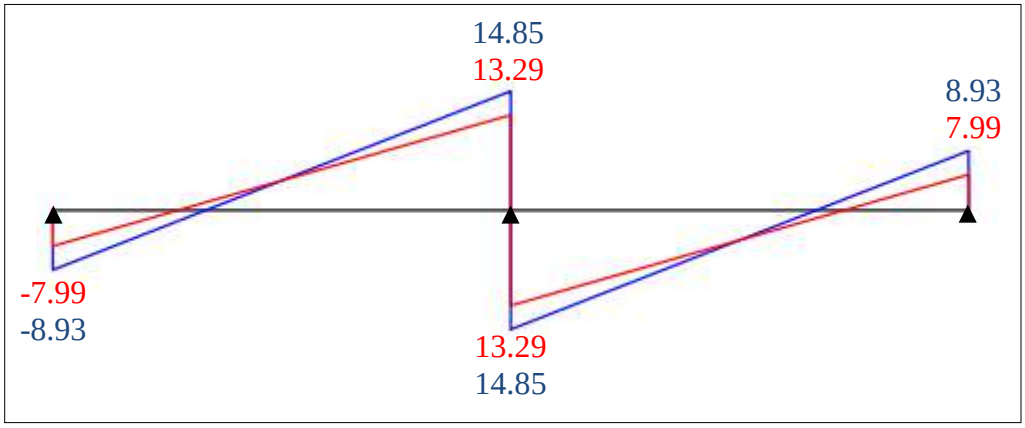


Figure III .9. *Diagramme des efforts tranchants à 2 travées (ELU).*

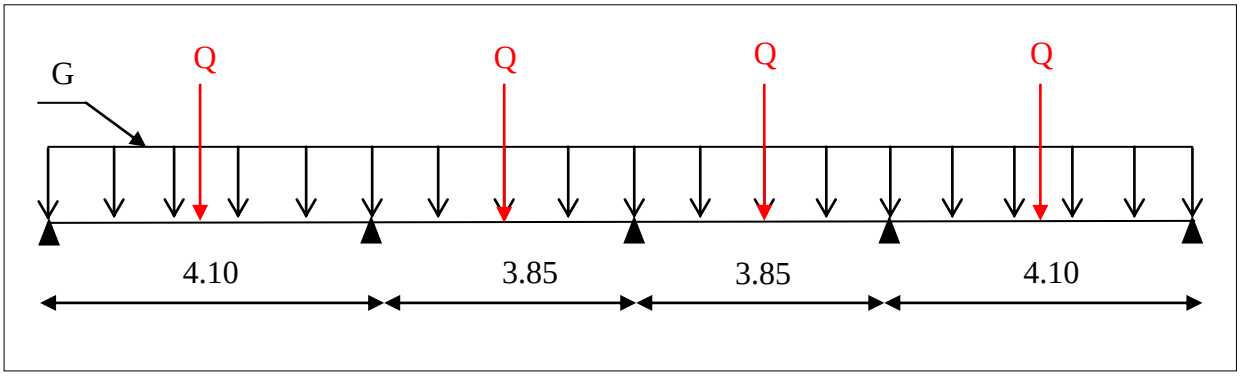


Figure III .10. *Poutrelle à 4 travées.*

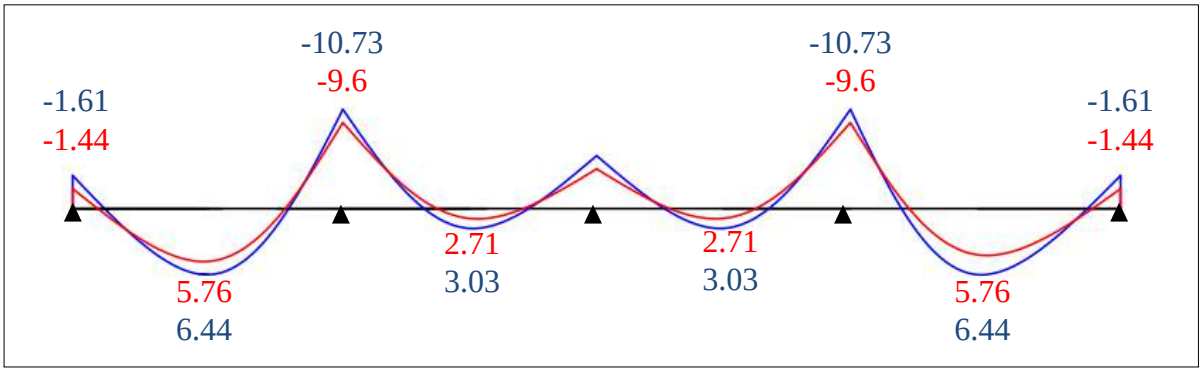


Figure III .11. *Diagramme des moments dans la poutrelle à 4 travées (ELU).*

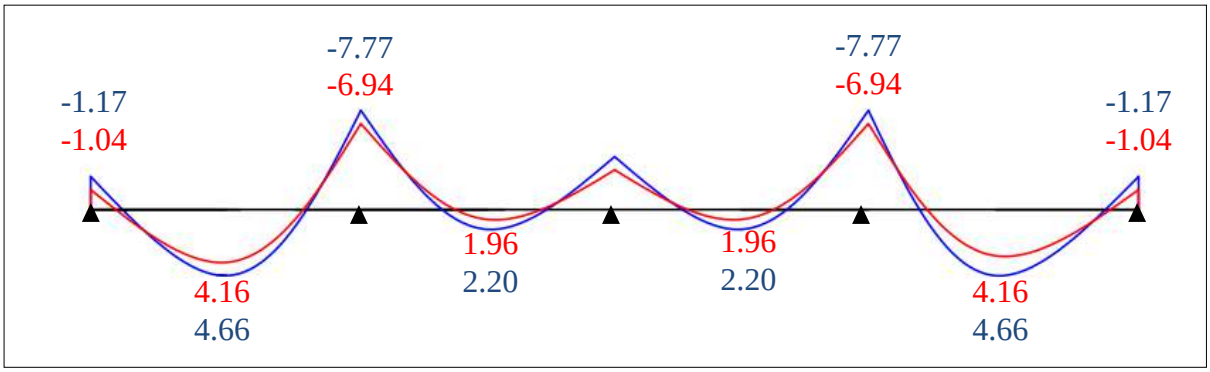


Figure III .12. *Diagramme des moments dans la poutrelle à 4 travées (ELS).*

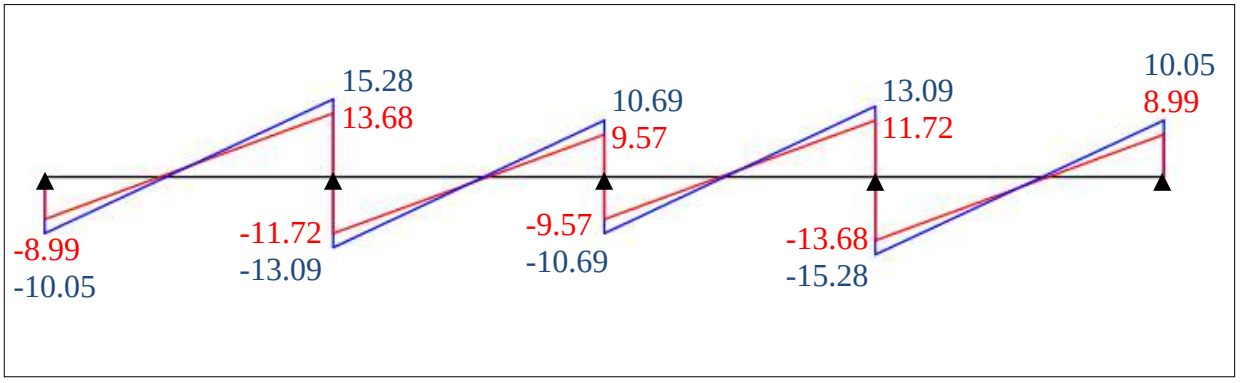


Figure III .13. *Diagramme des efforts tranchants à 4 travées (ELU).*

Sollicitation	ELU			ELS	
	M_{tu}(KN/ml)	M_{au}(KN/ml)	T_u(KN)	$M_{t\ ser}$(KN/ml)	$M_{a\ ser}$(KN/ml)
Cc ciment	6.44	-11.40	15.28	4.66	-8.26
Type	4 travées	2 travées	4 travées	2 travées	4 travées
Cc polystyrène	5.76	-10.20	13.68	4.16	-7.37

Tableau III .28. *Récapitulation des efforts.*

III-3-4 Calcul de ferraillage à l'ELU :

III-3-4-1 Calcul des armatures longitudinales :

Tableau III .29. *Les armatures longitudinales.*

Section d'armatures calculées				Section d'armature choisie	
$A_{s1}[cm^2]$	$A_{s2}[cm^2]$	$A'_{s1}[cm^2]$	$A'_{s2}[cm^2]$	$A_{s1\ choisi}$ **(travée)** $[cm^2]$	$A'_{s2\ choisi}$**(appui)** $[cm^2]$
0.90	0.00	0.00	2.10	2HA10=1.57	1HA12 + 1HA12 = 2.26
1.00	0.00	0.00	2.40	2HA10=1.57	1HA12+1HA14 =2.67

III-3-4-2Calcul des armatures de répartition :

Tableau III .30. *Les armatures de répartition.*

A transversale [cm^2]	Espacement [cm]
2HA4 = 0.25	20

Tableau III .31. *Vérification des contraintes de cisaillement.*

Poutrelle		Vérification à l'ELU			
h [cm]	**b** [cm]	**T [KN]**	**Tu [MPa]**	**Tu adm[MPa]**	**Vérification**
20	8	15.28	1.06	3.33	**OUI**
20	8	13.68	0.95	3.33	**OUI**

III-3-5 Vérification des contraintes normales à l'ElS :

Tableau III .32. *Vérification des contraintes normales à l'ELS.*

Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travée			Contraintes en appui			Contraintes admissibles		Vérification
M travée	**M appui**	σ_b **[MPa]**	σ_s **[MPa]**	σ'_s **[MPa]**	σ_b **[MPa]**	σ_s **[MPa]**	σ'_s **[MPa]**	σ_b **[MPa]**	σ_s **[MPa]**	
4.66	-8.26	2.70	/	/	10.9	/	/	15	/	**OUI**
4.16	-7.37	2.40	/	/	10	/	/	15	/	**OUI**

Tableau III .33. *Vérification de la flèche*

Poutrelle		Sollicitation à l'ELS	Armatures principales		Flèche		Vérification
b	**e**	**M travée**	A_{s1}	A_{s2}	**ft**	**fadm**	
[cm]	**[cm]**	**[KN.m]**	[cm^2]	[cm^2]	**[mm]**	**[mm]**	
8	20	4.66	1.57	2.67	3.50	8.20	OUI
8	20	4.16	1.57	2.26	3.10	8.20	. OUI

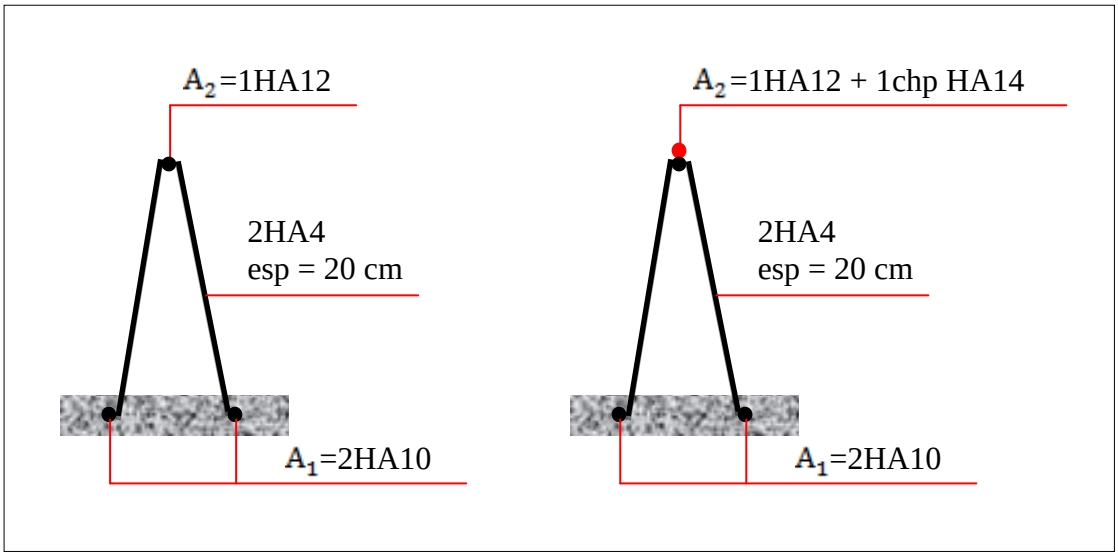


Figure III .14. Ferraillage des poutrelles en appui (à droite), en travée (à gauche)

Plancher en ciment.

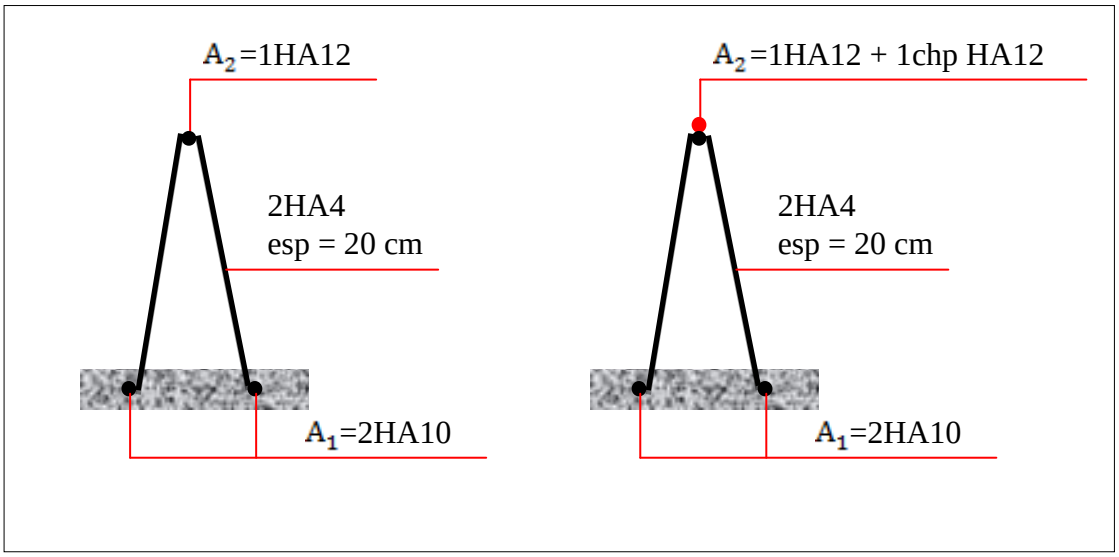


Figure III .15. Ferraillage des poutrelles en appui (à droite), en travée (à gauche)

Plancher en polystyrène.

III-4 Les balcons :

III-4-1-Introduction :

Connue comme élément décoratif, le balcon est un élément dont l'usage est déterminé dans la plus part des bâtiments à usage d'habitation comme un moyen de divertir.

III-4-2 –Pré dimensionnement :

$e_p \geq \text{Max}\left(\frac{L_y}{35}, \frac{L_y}{25}\right) \rightarrow e_p \geq \text{Max}\left(\frac{385}{35}, \frac{385}{25}\right) \rightarrow e_p \geq \text{Max}\ (11\ ;\ 15.4)$

Pour des raisons pratiques on prend e_p = 15cm

Tableau III .34. *Evaluation des charges.*

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	P_u (KN/m²)	P_{ser}(KN/m²)
balcon	7.07	3.5	14.79	10.57

Tableau III .35. *Les efforts de balcon.*

M_o (KN.m)	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	T_u (KN)
$(0.9Q_{mc})\times 1.5$	$(P_u \frac{L^2}{2}+M_0)$	$(P_s \frac{L^2}{2}+M_0)$	$P_u \times L + P_{uGc}$
0.9*1*1.5	$(14.79 * \frac{0.57^2}{2}+1.35)$	$(10.57 * \frac{0.57^2}{2}+1.35)$	14.79*0.57+1.35
1.35	3.75	3.06	9.78

Tableau III .36. *Les armatures longitudinales.*

Section d'armatures calculées		Section d'armature choisie
$A_{s1}[cm^2]$	$A'_{s1}\ [cm^2]$	$A_{s1\ choisi}[cm^2]$
1.70	0.00	5HA8=2.31

Tableau III .37. *Les armatures de répartition.*

A transversale $[cm^2]$	Espacement [cm]
4HA8= 2.01	20

Tableau III .38. *Vérification des contraintes de cisaillement.*

balcon		Vérification à l'ELU			
h	**b**	**T**	**Tu**	**Tu adm**	**Vérification**
[cm]	**[cm]**	**[KN]**	**[MPa]**	**[MPa]**	
15	100	9.78	0.08	2	**OUI**

Tableau III .39. *Vérification des contraintes normales à l'ELS.*

Sollicitation à l'ELS	Contraintes normales		Contraintes admissibles		Vérification
Ms [KN.m]	σ_b[MPa]	σ_s[MPa]	σ_b[MPa]	σ_s [MPa]	
3.06	0.8	7.7	15	266.66	**oui**

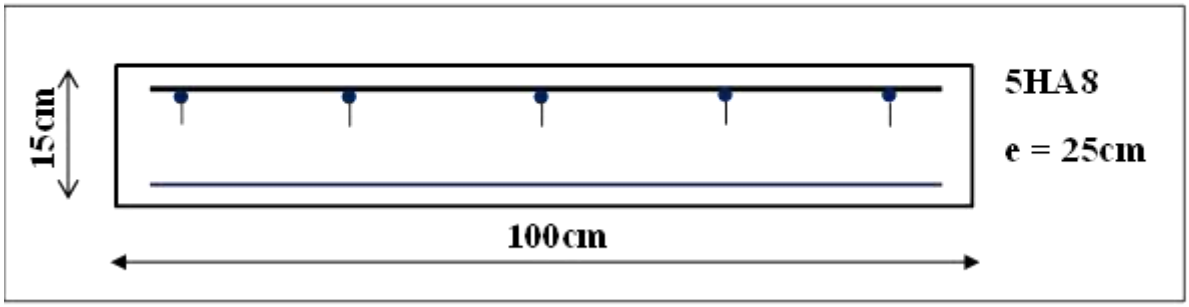


Figure. III.16. *Schéma de ferraillage de balcon*

CHAPITRE IV

Etude dynamique

IV-1 Introduction :

L'Algérie est un pays situé dans zone qui présente une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse dynamique rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un tremblement de terre les structures ne subiront pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible des matériaux utilisés, pour qu'il n'y ait pas de dégradations importantes d'éléments structuraux. A cet effet, dans ce travail nous allons étudier l'effet du séisme sur le comportement de deux structures réalisées avec deux différent types de planchers le premier réalisé avec un corps creux en ciment et le second en polystyrène, dont leurs propriétés sont différentes, afin de pouvoir les stabilisés vis-à-vis au effort horizontaux.

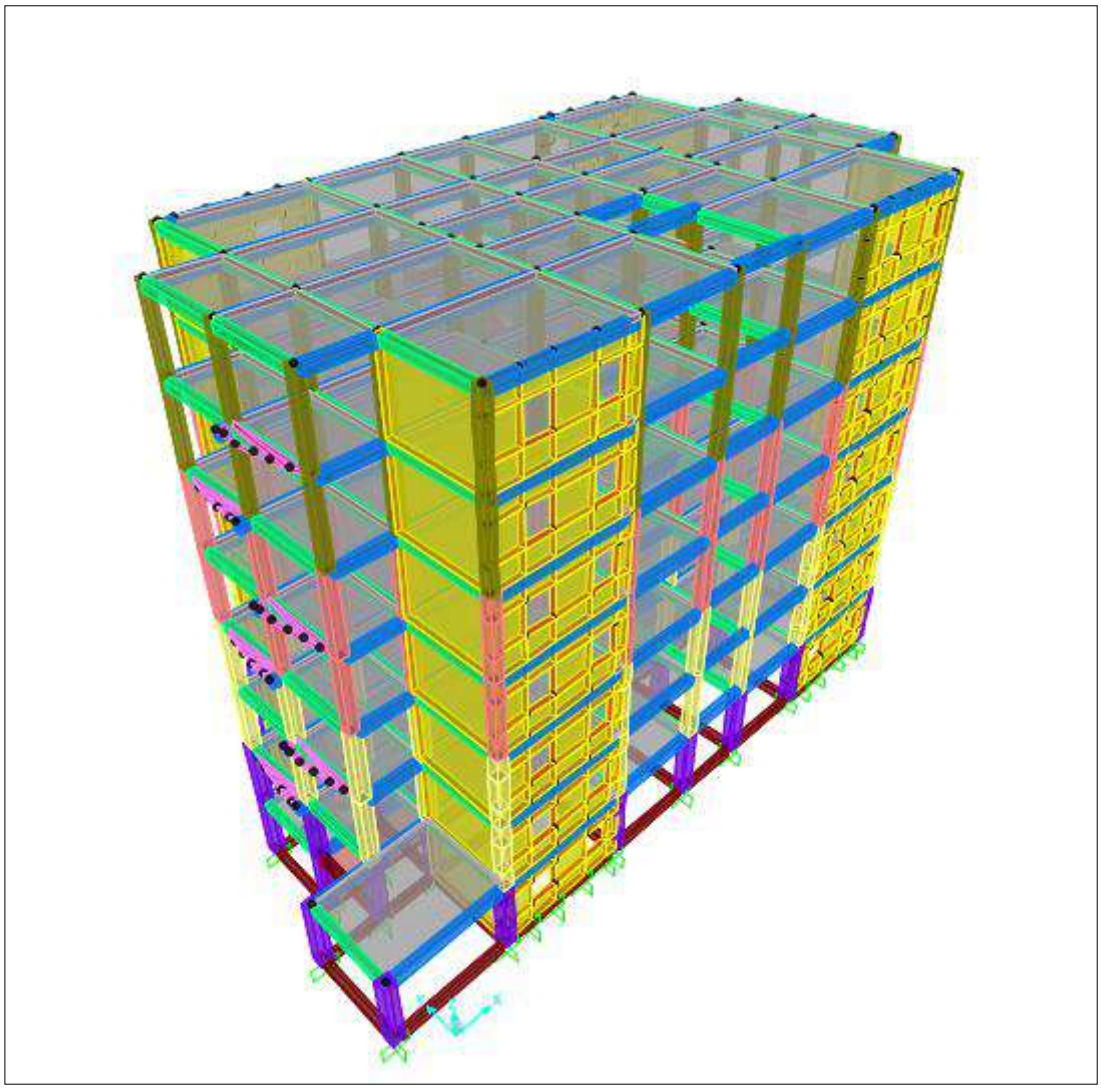


Figure IV.1. *Vue de la structure en 3D*

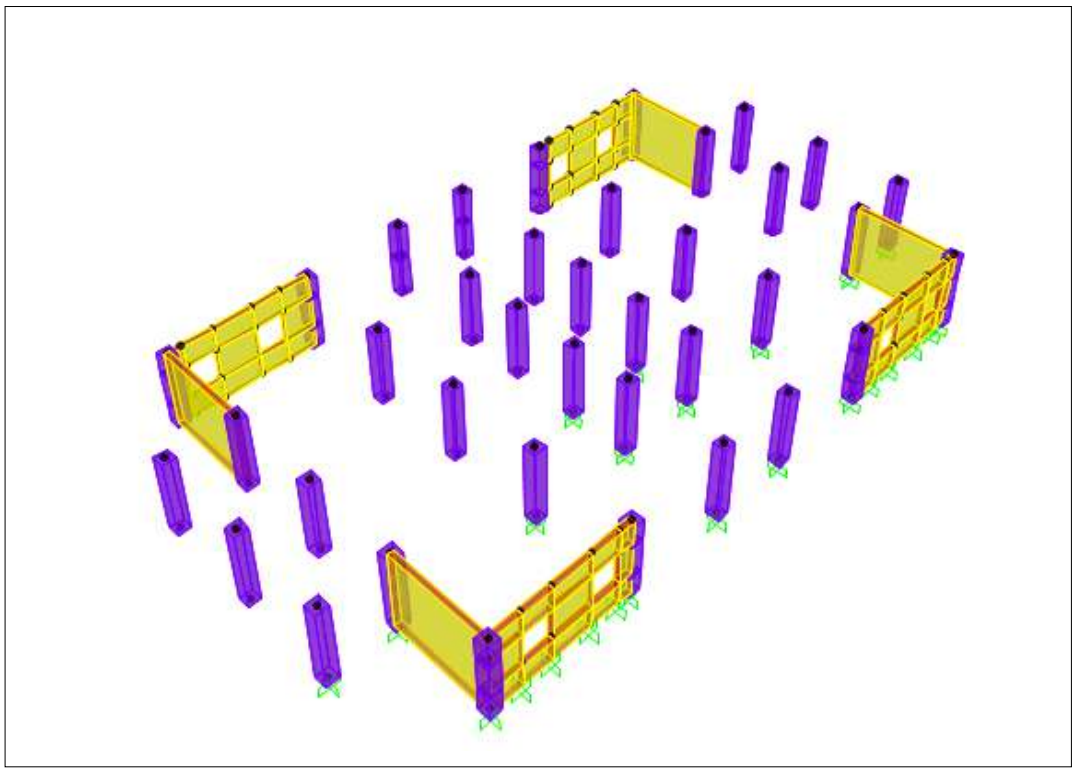


Figure IV.2. *Disposition des voiles en 3D*

IV-2- Caractéristique géométrique de la structure :

Les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique sont :

- Le centre de Masse.
- Le centre de Torsion.

IV -2-1 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 :

$$X_G = \frac{\sum W_i . X_i}{\sum W_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum W_i . Y_i}{\sum W_i}$$

Avec :

W_i : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré.

X_i, Y_i :Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

X_G, Y_G :Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

IV -2-2Centre de torsion :

Il se présente dans le plan horizontal. C'est le point à travers lequel si on applique une force horizontale ne se produit qu'un mouvement de translation sans rotation du plancher. Pour chaque étage on détermine le centre de torsion du plancher, en tenant compte que les éléments de contreventements : poteaux et voiles.

Notre bâtiment est de forme irrégulière, donc le centre de torsion ne coïncide pas avec le centre de gravité : d'où le risque de torsion d'axe vertical. Pour diminuer ce risque on envisage la disposition de refends en béton armé avec interaction avec les portiques comme système de contreventement.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$X_R = \frac{\sum I_{yi} X_i}{\sum I_{yi}} \quad , \quad Y_R = \frac{\sum I_{xi} . Y_i}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

I_x, I_y :Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).

Pour les poteaux : $I_i = \frac{h * b^3}{12}$ ou $I_i = \frac{b * h^3}{12}$

Pour les voiles : $I_i = \frac{L * e^3}{12}$ ou $I_i = \frac{e * L^3}{12}$

Avec :

X_i, Y_i :Coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.

X_R, Y_R :Coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

On va récapituler les résultats du centre de masse et centre de torsion dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1*Centre de masse et centre de torsion (plancher cc ciment).*

Niveau (m)	*Masse et centre de Masse*			*Inertie et centre d'inertie*	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
3.23	2741.001	14.239	10.88	14.184	6.421
6.46	4639.415	13.612	7.803	14.178	8.280
9.69	4346.701	14.187	8.074	14.172	9.413
12.92	4294.062	14.187	8.086	14.179	9.916
16.15	4240.689	14.186	8.085	14.187	10.202
19.38	4194.243	14.186	8.097	14.194	10.374
22.61	4127.566	14.190	8.082	14.200	10.474
25.84	3520.314	14.244	8.215	14.205	10.520

Tableau VI.2*Centre de masse et centre de torsion (plancher cc poly).*

Niveau (m)	*Masse et centre de Masse*			*Inertie et centre d'inertie*	
	Poids (kN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_R(m)$	$Y_R(m)$
3.23	2493.367	14.238	10.792	14.201	6.424
6.46	4078.653	13.604	7.827	14.194	7.553
9.69	3820.298	14.182	8.101	14.184	8.573
12.92	3773.852	14.181	8.114	14.186	9.040
16.15	3726.752	14.181	8.112	14.190	9.321
19.38	3686.498	14.18	8.125	14.194	9.501
22.61	3624.875	14.185	8.105	14.197	9.618
25.84	2990.916	14.225	8.062	14.200	9.683

Calcul d'excentricité selon RPA version 2003 ►► [Art 3.5.1-a] ◄◄ :

a2. 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.

Dimensions du bâtiment :

Longueur du bâtiment = 28.45 m

Largeur du bâtiment = 15.80 m

Excentricité admissible :

Excentricité suivant Lx = 15 %.Lx = 4.26 m

Excentricité suivant Ly = 15 %.Ly = 2.37 m

Tableau VI.3*Excentricité suivant les deux directions (plancher cc ciment).*

Niveau (m)	***Excentricité suivant X***			***Excentricité suivant Y***		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_y \leq E_{adm}$
3.23	0.055	4.26	CV	4.459	2.37	CNV
6.46	0.566	4.26	CV	0.477	2.37	CV
9.69	0.015	4.26	CV	1.339	2.37	CV
12.92	0.008	4.26	CV	1.830	2.37	CV
16.15	0.001	4.26	CV	2.117	2.37	CV
19.38	0.008	4.26	CV	2.277	2.37	CV
22.61	0.010	4.26	CV	2.392	2.37	CNV
25.84	0.039	4.26	CV	2.305	2.37	CV

Tableau VI.4*Excentricité suivant les deux directions (plancher cc poly).*

Niveau (m)	***Excentricité suivant X***			***Excentricité suivant Y***		
	$E_X(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_X \leq E_{adm}$	$E_y(m)$	$E_{adm}(m)$	$E_y \leq E_{adm}$
3.23	0.037	4.26	CV	4.36	2.37	CNV
6.46	0.590	4.26	CV	0.274	2.37	CV
9.69	0.002	4.26	CV	0.472	2.37	CV
12.92	0.005	4.26	CV	0.926	2.37	CV
16.15	0.009	4.26	CV	1.209	2.37	CV
19.38	0.014	4.26	CV	1.376	2.37	CV
22.61	0.012	4.26	CV	1.513	2.37	CV
25.84	0.025	4.26	CV	1.621	2.37	CV

IV.3. Choix de la méthode :

IV.3.1. Introduction :

On admet toujours que les efforts horizontaux s'appliquent au niveau des planchers. Pour analyser ces efforts, on utilise généralement trois méthodes :

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

Pour notre projet, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées (Forme irrégulière, Zone III, Groupe d'usage 2, mais la hauteur de notre bâtiment dépasse 17m), Donc on doit faire le calcul dynamique avec la méthode d'analyse modale spectrale.

Le calcul se fait par le logiciel d'analyse « SAP2000.v19 ».

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale : (RPA2003 « Art 4.3.7 »)

IV.3.2.1. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.2.2. Modélisation :

Le modèle choisi dans la modélisation sur le "SAP2000.v20" 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.3.2.3. Le spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & pour: 0 \le T \le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & pour: T_1 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \le T \le 3\,s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{2/3} & pour: T > 3\,s \end{cases}$$

a) Coefficient d'accélération A : (RPA2003 « 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 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

c) Coefficient de comportement R :

Les voiles de notre bâtiment reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, ce qui nous oblige de considérer que les sollicitations horizontales est reprisent uniquement par les voiles. Donc : R=3.5

Tableau VI.5*Distribution des sollicitations suivant X (plancher cc ciment).*

Niveau (m)	**verticales Sollicitation dues aux charges**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
25.84	84.360	15.640	0.00	100.00
22.61	87.352	12.648	0.00	100.00
19.38	88.812	11.188	0.00	100.00
16.15	89.441	10.559	0.00	100.00
12.92	90.175	9.825	0.00	100.00
9.69	90.400	9.600	0.00	100.00
6.46	90.844	9.156	0.00	100.00
3.23	91.923	8.077	0.00	100.00

Tableau VI.6*Distribution des sollicitations suivant Y (plancher cc ciment).*

Niveau (m)	**verticales Sollicitation dues aux charges**		**Sollicitation dues aux charges horizontales**	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
25.84	73.295	26.705	0.00	100.00
22.61	75.122	24.878	0.00	100.00
19.38	77.515	22.485	0.00	100.00
16.15	78.119	21.881	0.00	100.00
12.92	79.832	20.168	0.00	100.00
9.69	80.168	19.832	0.00	100.00
6.46	80.437	19.563	0.00	100.00
3.23	80.895	19.105	0.00	100.00

Tableau VI.7*Distribution des sollicitations suivant X (plancher cc poly).*

Niveau (m)	verticales Sollicitation dues aux charges		Sollicitation dues aux charges horizontales	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
3.23	84.259	15.71	0.00	100.00
6.46	86.498	13.502	0.00	100.00
9.69	87.826	12.174	0.00	100.00
12.92	88.460	11.540	0.00	100.00
16.15	89.267	10.733	0.00	100.00
19.38	89.676	10.324	0.00	100.00
22.61	90.595	9.405	0.00	100.00
25.84	90.833	9.167	0.00	100.00

Tableau VI.8*Distribution des sollicitations suivant Y (plancher cc poly).*

Niveau (m)	verticales Sollicitation dues aux charges		Sollicitation dues aux charges horizontales	
	$N_{z\,(poteaux)}$ (%)	$N_{z\,(voiles)}$ (%)	$T_{y\,(poteaux)}$ (%	$T_{y\,(voiles)}$ (%)
3.23	71.524	28.476	0.00	100.00
6.46	74.395	25.605	0.00	100.00
9.69	76.703	23.297	0.00	100.00
12.92	77.237	22.763	0.00	100.00
16.15	78.871	21.129	0.00	100.00
19.38	79.187	20.813	0.00	100.00
22.61	80.648	19.352	0.00	100.00
25.84	80.737	19.263	0.00	100.00

d) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Tableau VI.9 *Facteur de qualité.*

Critère (q)	*Suivant X*		*Suivant Y*	
	Observé	*Valeur*	*Observé*	*Valeur*
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0
Totale	**0.10**		**0.10**	
Q	**1.10**		**1.10**	

IV.4. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA2003 exige les vérifications suivantes :

1- **Analyse modale.**

1-1 Comportement modal.

1-2 Participation massique (dissipation d'énergie).

2- **Analyse statique et dynamique.**

2-1 Stabilité de la structure.

2-1-1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

2-1-2 Vérification de la stabilité au renversement.

2-1-3Vérification des déplacements inter-étage.

2-1-4Vérification de l'effet P-Δ.

2-2 Résistance des éléments :

2-2-2 Vérification de cisaillement des éléments.

2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

IV.4.1-Analyse modale :

IV.4.1.1-Comportement modal

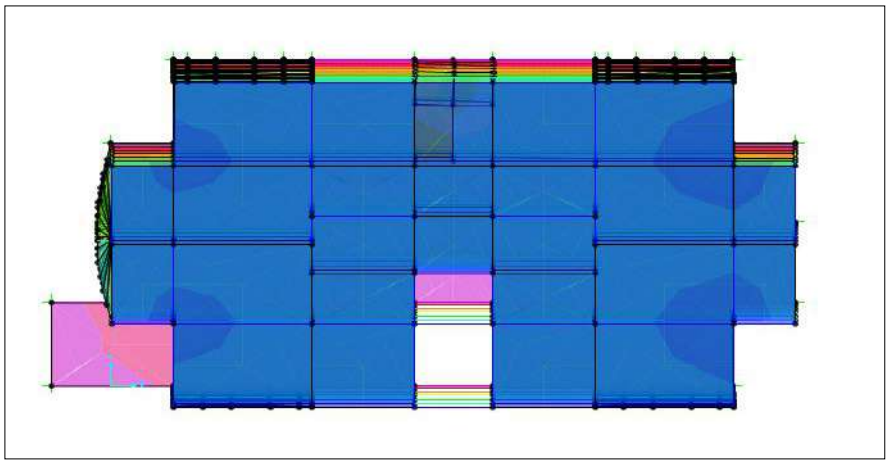


Figure IV.3. *Mode 1 translation suivant l'axe Y*

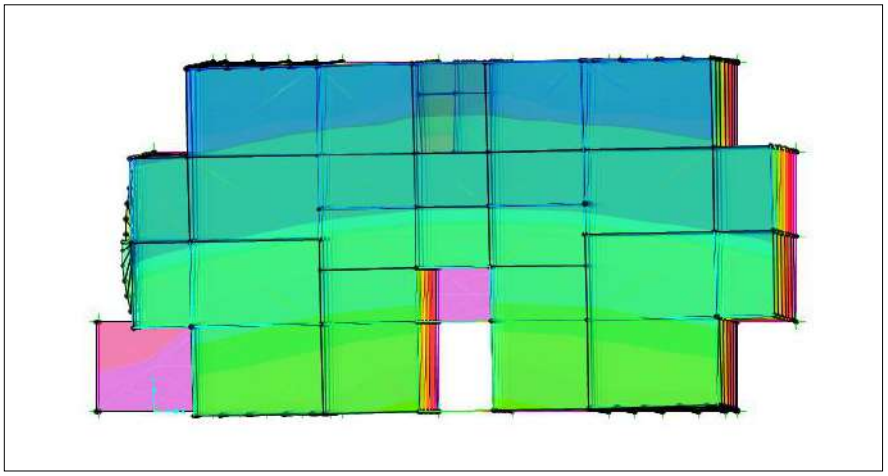


Figure IV.4. *Mode 2 translations suivant l'axe X.*

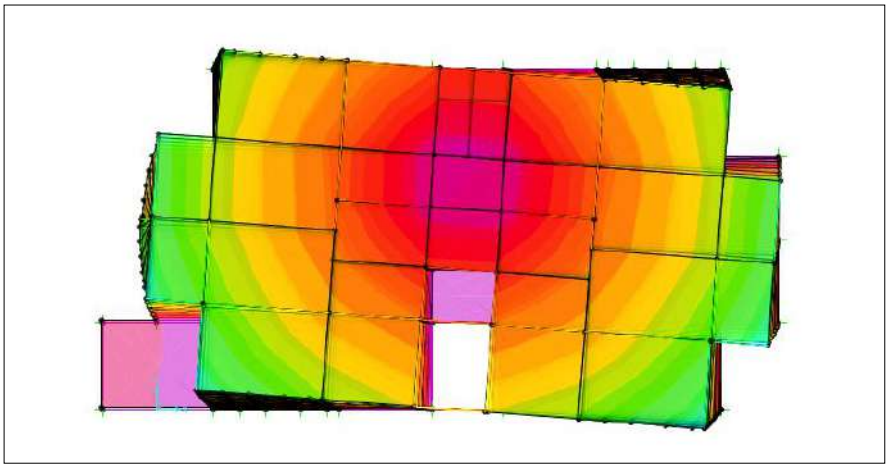


Figure IV.5. *Mode 3 rotation autour de l'axe Z.*

Tableau VI.10 Le comportement des trois premiers modes (cc ciment).

Mode 1	**Mode 2**	**Mode 3**
Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z
T =0.50 (s)	**T =0.39**	**T =0.27**

Tableau VI.11 Le comportement des trois premiers modes (cc poly).

Mode 1	**Mode 2**	**Mode 3**
Translation suivant l'axe X	Translation suivant l'axe Y	Rotation autour de l'axe Z
T =0.52	**T =0.41**	**T =0.28**

IV.4.1.2Participation massique (dissipation d'énergie) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, lenombre 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 d'après► **[Art 4.3.4.]** ◄◄

Tableau VI.12*Participation massique des trois premiers modes (cc ciment).*

Mode	**Période(s)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.50	0.01	63.32	2.30
2	0.39	63.25	0.02	0.00
3	0.27	0.01	2.34	62.30

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au $72^{ème}$ mode avec un temps égale à « T= 4.97s ».

Tableau VI.13*Participation massique des trois premiers modes (cc poly).*

Mode	**Période(s)**	**Cumule des masses modales effectives (%)**		
		Sens x	Sens y	Sens z
1	0.53	0.01	64.66	0.96
2	0.42	63.20	0.01	0.00
3	0.28	0.01	0.94	63.79

La structure a dissipé moins de 90 % de l'énergie stockée au $62^{ème}$ mode avec un temps égale à « T= 4.68s ».

IV.4.2 Analyse statique et dynamique :

IV.4.2 .1 Stabilité de la structure :

IV.4.2 .1 .1 Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul : (RPA2003 « Art4.3.6 »).

La résultante des forces sismique à la base V_t 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 :

$$\frac{V_t}{V} \geq 80\%$$

Calcul de la force sismique totale V (RPA2003« Art4.2.3 »).

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_x = \frac{A * D_x * Q_x}{R} W \quad , \quad V_y = \frac{A * D_y * Q_y}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (Zone III, Groupe 2) ⇒ A=0.25

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & pour: 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & pour: T_2 \leq T \leq 3sec \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & pour: T \geq 3\,\text{sec} \end{cases}$$

T_2: Période caractéristique. (Site 3) ⇒ $T_2 = 0.5sec$.

$CT = 0.05$.

η: Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad , \quad \xi = 7 \quad \Rightarrow \quad \eta = 0.88$$

T : Période fondamentale suivant les deux directions.

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{L}} \quad \Rightarrow \quad T_x = \frac{0.09 * 25.84}{\sqrt{28.45}} = 0.44 \quad , \quad T_y = C_T h_n^{\frac{3}{4}} = 0.57$$

$$\Rightarrow D_x = 2.205 \quad , \quad D_y = 2.02$$

R : Coefficient de comportement global de la structure. R = 3.5

Q : Facteur de qualité. $Q_x = Q_y = 1.1$

W : Poids total de la structure.

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{G\,i} + \beta W_{Q\,i}$, $\beta = 0.2$ W =32103.99 kN (cc ciment)

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$, $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$, $\beta = 0.2$ W =28195.21kN(cc poly)

Tableau VI.14 *Les valeurs de la force sismique (cc ciment).*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	2.205	2.02	1.10	1.10	3.5	32103.99	5661.598	5330.791

Tableau VI.15 *Les valeurs de la force sismique (cc poly).*

A	D_x	D_y	Q_x	Q_y	R	$W(kN)$	$V_x(kN)$	$V_y(kN)$
0.25	2.205	2.02	1.10	1.10	3.5	28195.21	5018.337	4474.708

Les valeurs de la force sismique donnés par la fonction spectrale qu'on les a calculés par le logiciel « SAP2000 V.20 » sont :

V_{tx} = 5661.598 kN , V_{ty} = 5330.791kN(cc ciment)

V_{tx} =5018.337kN , V_{ty} =4474.708kN(cc poly)

Tableau VI.16 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (cc ciment).*

/	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	7091.151	5661.598	0.800	cv
Sens Y	6499.193	5330.791	0.820	cv

Tableau VI.17 *Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul (cc poly).*

/	$V(kN)$	$V_t(kN)$	$\frac{V_t}{V}$	$\frac{V_t}{V} \geq 0.8$
Sens X	6048.57	5018.337	0.829	cv
Sens Y	5541.093	4474.708	0.808	cv

IV.4.2 .1 .2 Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement égale à :

$$M_{Rx} = \sum_{i=1}^{n} F_{ix}.h_i \quad , \quad M_{Ry} = \sum_{i=1}^{n} F_{iy}.h_i$$

Avec :

F_{ix}, F_{iy}:Les forces distribuées à chaque niveau suivant x et y.

h_i: La hauteur de l'étage par rapport à la base.

Le moment de stabilité égale à :

$$M_{Sx} = W_i.X_G \quad , \quad M_{Sy} = W_i.Y_G$$

Avec :

X_G, Y_G: Les coordonnées du centre de gravité de la structure.

W_i: La masse du plancher de chaque niveau.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

$$F_i = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}(V_t - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0.07\ T\ V_t \leq 0.25 V_t & Si: T \geq 0.7\ sec \\ 0 & Si: T < 0.7\ sec \end{cases}$$

On a: $T_x = 0.44\ sec \quad , \quad T_y = 0.57\ sec \quad \Rightarrow \quad F_t = 0$

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{ty}$$

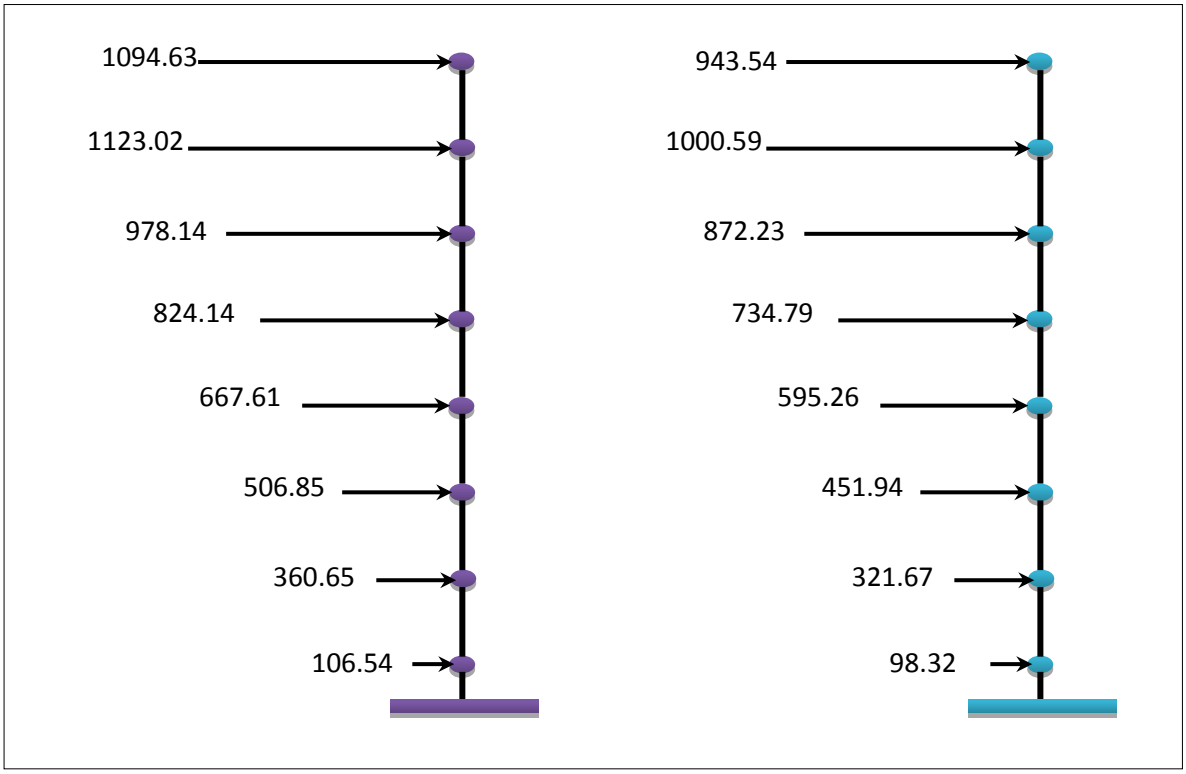


Figure IV.6. *Conception des forces sismique aux étages suivant X (ciment à gauche et poly à droite).*

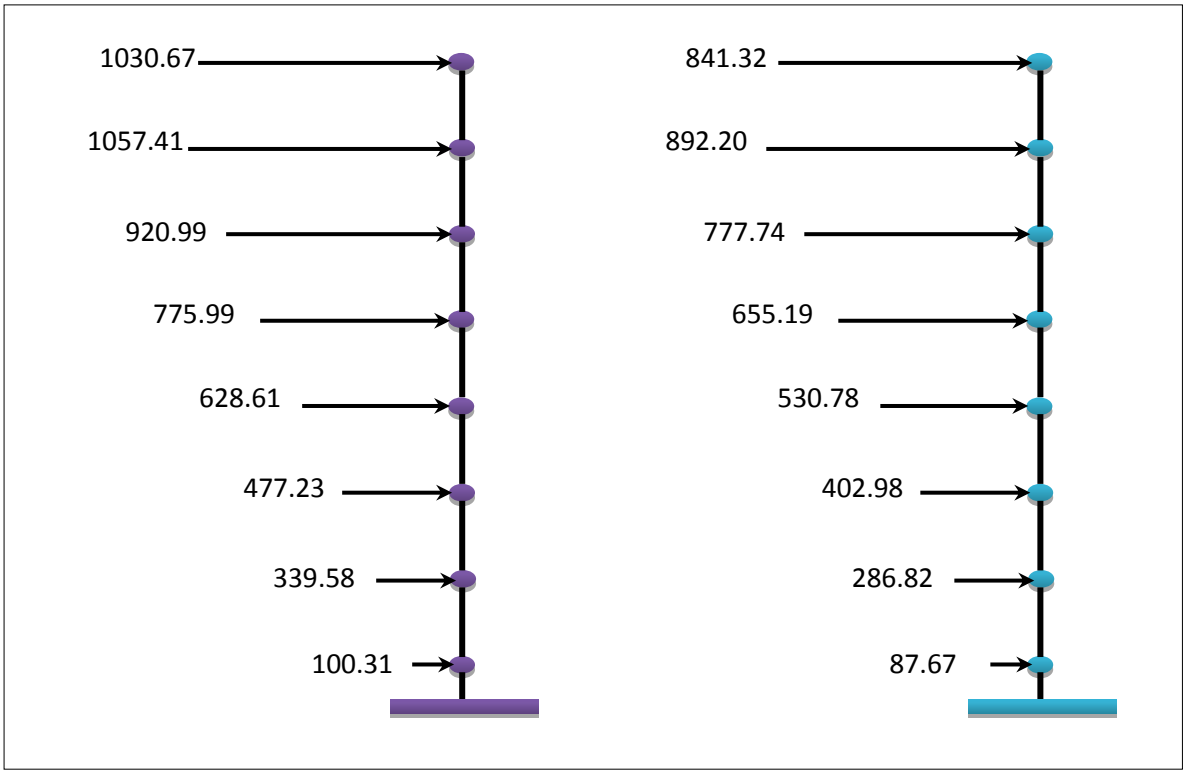


Figure IV.7. *Conception des forces sismique aux étages suivant Y (ciment à gauche et poly à droite).*

Tableau VI.18*Valeurs des moments de stabilité et de renversement (cc ciment).*

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
25.84	3520.31	90964.91	1094.63	1030.67	28285.31	26632.60	50143.35	28919.38
22.61	4157.566	93324.27	1123.02	1057.41	25391.58	23907.95	58570.16	33358.99
19.38	4194.243	81284.43	978.14	920.99	18956.39	17848.77	59499.53	33960.79
16.15	4240.689	68487.13	824.14	775.99	13309.94	12532.24	60158.41	34285.97
12.92	4294.062	55479.28	667.61	628.61	8625.57	8121.58	60919.86	34721.79
9.69	4346.701	42119.53	506.85	477.23	4911.36	4624.39	61666.65	35095.26
6.46	4639.415	29970.62	360.65	339.58	2329.82	2193.69	63151.65	36201.36
3.23	2741.001	8853.43	106.54	100.31	344.12	324.01	39029.11	29822.09
Somme		470483.61	5661.60	5330.79	102154.09	96185.23	453138.79	266365.62

Tableau VI.19*Valeurs des moments de stabilité et de renversement (cc poly).*

$h_i(m)$	$W_i(kN)$	$W_i h_i$	$F_{ix}(kN)$	$F_{iy}(kN)$	$M_{Rxi}(kN.m)$	$M_{Ryi}(kN.m)$	$M_{Sxi}(kN.m)$	$M_{Syi}(kN.m)$
25.84	2990.92	77285.27	943.54	841.32	24380.95	21739.80	42545.78	24112.76
22.61	3624.875	81958.42	1000.59	892.20	22623.28	20172.53	51418.85	29379.61
19.38	3686.498	71444.33	872.23	777.74	16903.74	15072.59	52274.54	29952.80
16.15	3726.752	60187.04	734.79	655.19	11866.89	10581.37	52849.07	30231.41
12.92	3773.852	48758.17	595.26	530.78	7690.80	6857.66	53517.00	30621.04
9.69	3820.298	37018.69	451.94	402.98	4379.31	3904.91	54179.47	30948.23
6.46	4078.653	26348.10	321.67	286.82	2077.99	1852.88	55486.00	31923.62
3.23	2493.367	8053.58	98.32	87.67	317.58	283.18	35500.56	26908.42
Somme		411053.60	5018.34	4474.70	90240.54	80464.92	397771.26	234077.89

Pour qu'on puisse dire que notre bâtiment est stable vis-à-vis au renversement, on doit vérifier les deux directions avec la formule suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{453138.79}{102154.09} = 4.44 \geq 1.5\ (cc\ ciment) \quad \frac{M_{Sx}}{M_{Rx}} = \frac{397771.26}{90240.54} = 4.41 \geq 1.5 \quad (cc\ poly)$$

$$\frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{266365.62}{96185.23} = 2.77 \geq 1.5\ (cc\ ciment) \quad \frac{M_{Sy}}{M_{Ry}} = \frac{234077.89}{80464.92} = 2.91 \geq 1.5 \quad (cc\ poly)$$

La structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux directions

IV.4.2 .1 .3 Vérification des déplacements inter-étage :(RPA2003 « Art 4.4.3 »).

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R.\delta_{ek}$$

Avec :

δ_k: Déplacement dû aux forces sismique.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau k_i par rapport au niveau k_{i-1} (inter-étage) est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon l'article 5.10 de l'RPA2003, le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux autres qui sont adjacents ne doit pas dépasser le déplacement admissibleΔ_{adm}

$\Delta_{adm} = 0.01 h_e$

h_e : La hauteur d'étage k

Tableau VI.20*Vérification des déplacements inter-étage suivant X (cc ciment).*

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
25.84	3.23	1.30	4.55	0.73	3.23	vérifiée
22.61	3.23	1.09	3.82	0.74	3.23	vérifiée
19.38	3.23	0.88	3.08	0.77	3.23	vérifiée
16.15	3.23	0.66	2.31	0.70	3.23	vérifiée
12.92	3.23	0.46	1.61	0.66	3.23	vérifiée
9.69	3.23	0.27	0.95	0.53	3.23	vérifiée
6.46	3.23	0.12	0.42	0.35	3.23	vérifiée
3.23	3.23	0.02	0.07	0.07	3.23	vérifiée

Tableau VI.21*Vérification des déplacements inter-étage suivant X (cc poly).*

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
25.84	3.23	1.52	4.56	0.72	3.23	vérifiée
22.61	3.23	1.28	3.84	0.75	3.23	vérifiée
19.38	3.23	1.03	3.09	0.75	3.23	vérifiée
16.15	3.23	0.78	2.34	0.72	3.23	vérifiée
12.92	3.23	0.54	1.62	0.63	3.23	vérifiée
9.69	3.23	0.33	0.99	0.54	3.23	vérifiée
6.46	3.23	0.15	0.45	0.39	3.23	vérifiée
3.23	3.23	0.02	0.06	0.06	3.23	vérifiée

Tableau VI.22*Vérification des déplacements inter-étage suivant Y (cc ciment).*

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
25.84	3.23	1.87	6.55	1.12	3.23	vérifiée
22.61	3.23	1.55	5.43	1.16	3.23	vérifiée
19.38	3.23	1.22	4.27	1.15	3.23	vérifiée
16.15	3.23	0.89	3.12	1.05	3.23	vérifiée
12.92	3.23	0.59	2.07	0.95	3.23	vérifiée
9.69	3.23	0.32	1.12	0.70	3.23	vérifiée
6.46	3.23	0.12	0.42	0.35	3.23	vérifiée
3.23	3.23	0.02	0.07	0.07	3.23	vérifiée

Tableau VI.23*Vérification des déplacements inter-étage suivant Y (cc poly).*

Niveau	$h_e(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
25.84	3.23	2.10	7.35	1.22	3.23	vérifiée
22.61	3.23	1.75	6.13	1.30	3.23	vérifiée
19.38	3.23	1.38	4.83	1.29	3.23	vérifiée
16.15	3.23	1.01	3.54	1.19	3.23	vérifiée
12.92	3.23	0.67	2.35	1.05	3.23	vérifiée
9.69	3.23	0.37	1.30	0.77	3.23	vérifiée
6.46	3.23	0.15	0.53	0.46	3.23	vérifiée
3.23	3.23	0.02	0.07	0.07	3.23	vérifiée

IV.4.2 .1 .4 Vérification de l'effet P-Δ.

Les effets du $2^{éme}$ ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 0.10$$

P_k :Poids du niveau " k " et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau.

V_k :Effort tranchant de l'étage au niveau " k ".

Δ_k:Déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1 ".

h_k :Hauteur de l'étage " k ".

Tableau VI.24 *Vérification de l'effet P-Δ (cc ciment).*

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
25.84	4535.380	0.73	1.12	1238.82	1166.38	323	0.0083	0.0135	vérifiée
22.61	4537.950	0.74	1.16	1084.58	1021.17	323	0.0096	0.0160	vérifiée
19.38	4603.840	0.77	1.15	943.14	887.99	323	0.0116	0.0185	vérifiée
16.15	4650.290	0.70	1.05	793.88	747.46	323	0.0127	0.0202	vérifiée
12.92	4702.880	0.66	0.95	642.29	604.73	323	0.0150	0.0229	vérifiée
9.69	4755.510	0.53	0.70	487.10	458.62	323	0.0160	0.0225	vérifiée
6.46	5047.440	0.35	0.35	344.67	324.52	323	0.0159	0.0169	vérifiée
3.23	3705.600	0.07	0.07	126.52	119.12	323	0.0063	0.0067	vérifiée

Tableau VI.25 *Vérification de l'effet P-Δ (cc poly).*

Niveau (m)	P_k *(kN)*	Δ_{kx} *(cm)*	Δ_{ky} *(cm)*	V_{kx} *(kN)*	V_{ky} *(kN)*	h_k *(cm)*	θ_{kx}	θ_{ky}	$\theta \leq 0.1$
25.84	3337.190	0.87	1.30	956.71	853.84	323	0.0094	0.0157	vérifiée
22.61	3995.260	0.91	1.33	993.16	886.38	323	0.0112	0.0184	vérifiée
19.38	4020.180	0.91	1.29	884.38	771.44	323	0.0131	0.0208	vérifiée
16.15	4060.430	0.88	1.26	727.53	649.30	323	0.0152	0.0244	vérifiée
12.92	4106.830	0.77	1.07	588.67	525.38	323	0.0166	0.0254	vérifiée
9.69	4153.280	0.66	0.84	446.50	398.49	323	0.0190	0.0271	vérifiée
6.46	4410.930	0.46	0.46	316.13	282.14	323	0.0199	0.0223	vérifiée
3.23	3346.360	0.07	0.07	119.82	107.02	323	0.0060	0.0068	vérifiée

IV- 2-2 Résistance des éléments :

IV-2-2-1 Vérification de cisaillement des éléments.

Les poutres :

On doit vérifier que : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 . d}$$

Tableau VI.26 *Vérification de cisaillement des poutres (cc ciment).*

Eléments	*Section(cm²)*	$V_u(kN)$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	*Type de fissurations*	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	150.567	1.35G+1.5Q	1.34	Fissuration peu nuisible	3.33	vérifiée
Poutres secondaires	30×35	74.873	1.35G+1.5Q	0.77	Fissuration peu nuisible	3.33	vérifiée
Longrines	30×30	33.086	1.35G+1.5Q	0.40	Fissuration préjudiciable	2.5	vérifiée

Tableau VI.27 *Vérification de cisaillement des poutres (cc poly).*

Eléments	*Section(cm²)*	$V_u(kN)$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	*Type de fissurations*	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	150.825	G+Q-Edx	1.34	Fissuration préjudiciable	3.26	vérifiée
Poutres secondaires	30×35	69.583	1.35G+1.5Q	0.71	Fissuration peu nuisible	3.33	vérifiée
Longrines	30×30	33.086	1.35G+1.5Q	0.40	Fissuration préjudiciable	2.5	vérifiée

Les voiles :

Pour les voiles, la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement est égale :

$$\tau = \frac{1.4|V_u|}{b.d}$$

Avec :

V_u: L'effort tranchant.

b : l'épaisseur de voile.

d = 0.9*L.

La contrainte limite de cisaillement est égale : $\bar{\tau} = 0.2.f_{c28}$

Tableau VI.28*Vérification de cisaillement des voiles (cc ciment).*

Direction	*Voile*	*b(cm)*	*L(cm)*	$\|V_u\|$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)\tau \leq \bar{\tau}$	
Suivant X	**Périphérique**	20	2584	2607.71	G+Q-Edx	0.785	5	CV
	1	20	575	238.5	G+Q-Edx	0.323	5	CV
	2	20	575	216.29	G+Q+Edx	0.293	5	CV
	3	20	575	1698.03	G+Q-Edx	2.297	5	CV
	4	20	575	1711.31	G+Q+Edx	2.315	5	CV
Suivant Y	**5**	20	405	853.82	G+Q-Edy	1.640	5	CV
	6	20	405	870.89	G+Q-Edy	1.672	5	CV
	7	20	405	2557.24	G+Q-Edy	4.911	5	CV
	8	20	405	2557.62	G+Q+Edy	4.912	5	CV

Tableau VI.29 *Vérification de cisaillement des voiles (cc poly).*

Direction	*Voile*	*b(cm)*	*L(cm)*	$\|V_u\|$	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)\tau \leq \bar{\tau}$	
Suivant X	**Périphérique**	15	2584	2258.15	G+Q-Edx	0.906	5	CV
	1	15	575	148.55	G+Q+Edx	0.268	5	CV
	2	15	575	134.55	G+Q-Edx	0.243	5	CV
	3	15	575	1511.52	G+Q+Edx	2.726	5	CV
	4	15	575	1523.32	G+Q-Edx	2.747	5	CV
Suivant Y	**5**	15	405	639.55	G+Q-Edy	1.638	5	CV
	6	15	405	651.07	G+Q-Edy	1.667	5	CV
	7	15	405	1934.67	G+Q-Edy	4.954	5	CV
	8	15	405	1942.51	G+Q-Edy	4.974	5	CV

Les poteaux :

L'effort tranchant dans les poteaux est nul vu qu'on a, considéré que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (R=3.5).

IV-2-2-2 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

On doit vérifier que :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section brute du béton

Tableau VI.30 *Vérification de l'effort normal réduit (cc ciment).*

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
$6^{ème}$	35	35	173.175	108900	G+Q-Edx	0.06	vérifiée
$5^{ème}$	35	35	392.697	108900	G+Q-Edx	0.14	vérifiée
$4^{ème}$	40	40	616.089	144400	G+Q-Edx	0.17	vérifiée
$3^{ème}$	40	40	840.772	144400	G+Q-Edx	0.23	vérifiée
$2^{ème}$	45	45	1070.664	184900	G+Q-Edx	0.23	vérifiée
1^{er}	45	45	1302.106	184900	G+Q-Edx	0.28	vérifiée
RDC	50	50	1537.849	230400	G+Q-Edx	0.26	vérifiée
Entre sol	50	50	1566.553	230400	G+Q-Edx	0.27	vérifiée

Tableau VI.31 *Vérification de l'effort normal réduit (cc poly).*

Niveau	*b(cm)*	*h(cm)*	$N_d(kN)$	$B_c(cm^2$	*combinaison*	ν	$\nu \leq 0.3$
$6^{ème}$	30	30	154.745	78400	G+Q-Edx	0.08	vérifiée
$5^{ème}$	30	30	356.381	78400	G+Q-Edx	0.18	vérifiée
$4^{ème}$	35	35	561.651	108900	G+Q-Edx	0.21	vérifiée
$3^{ème}$	35	35	768.369	108900	G+Q-Edx	0.28	vérifiée
$2^{ème}$	40	40	980.03	144400	G+Q-Edx	0.27	vérifiée
1^{er}	45	45	1196.628	184900	G+Q-Edx	0.26	vérifiée
RDC	50	50	1445.632	230400	G+Q-Edx	0.25	vérifiée
Entre sol	50	50	1555.711	230400	G+Q-Edx	0.27	vérifiée

IV-5 Conclusion :

Les dimensions finales à prendre sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau VI.32 *Dimensions finales des éléments (cc ciment).*

Eléments		***Section***
Poutres principales		30x40
Poutres secondaires		30x35
Longrines		30x30
Voile de contreventement		20xL
Poteaux	$6^{ème}$,$5^{ème}$	35x35
	$4^{ème}$,$3^{ème}$	40x40
	$2^{ème}$,1^{er}	45x45
	RDC, Entre sol	50x50

Tableau VI.33 *Dimensions finales des éléments (cc poly).*

Eléments		***Section***
Poutres principales		30x40
Poutres secondaires		30x35
Longrines		30x30
Voile de contreventement		15xL
Poteaux	$6^{ème}$,$5^{ème}$	30x30
	$4^{ème}$,$3^{ème}$	35x35
	$2^{ème}$	40x40
	1^{er}	45x45
	RDC, Entre sol	50x50

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Le ferraillage des éléments structuraux dans une construction est considéré comme la dernière étape dans la phase d'étude, le calcul des ferraillages se fait conformément aux exigences et aux recommandations des règlements CBA93 et RPA99 version2003 en tenant compte des combinaisons suivantes.

a) Combinaisons données par le CBA93 :

- ELS (situation durable) : G + Q
- ELU : 1.35G + 1.5Q
- ELU (situation accidentelle) : G + Q ± E

b) Combinaisons données par le RPA99 version2003 :

- G + Q ± E
- 0.8G ± E

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

E : charges sismiques.

V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Le calcul de ferraillage longitudinal et transversal des poutres (principales et secondaires) a été effectué en flexion simple.

V.2.1 Ferraillage longitudinal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage longitudinal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

Tableau V.1 *La section calculée d'armatures des poutres (cc ciment).*

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*
Poutres principales	30 × 40	87.96	1.35G+1.5Q	-123.87	1.35G+1.5Q
Poutres secondaires	30 × 35	/	/	-107.19	G+Q-Edy

Tableau V.2 *La section calculée d'armatures des poutres (cc poly).*

Elément	(bxh)	$M_t(kN.m)$	*Combinaison*	$M_a(kN.m)$	*Combinaison*
Poutres principales	30 × 40	81.15	1.35G+1.5Q	-112.13	1.35G+1.5Q
Poutres secondaires	30 × 35	/	/	-109.52	G+Q-Edy

Tableau V.3 *La section choisie d'armatures des poutres (cc ciment).*

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	7.30	10.80	$3HA14 + 2_{CH}HA14 = 7.70$	$3HA14 + 5_{CH}HA14 = 12.32$
Poutres secondaires	$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$		$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$	
	9.20		$3HA14 + 3_{CH}HA14 = 9.24$	

Tableau V.4 *La section choisie d'armatures des poutres (cc poly).*

Elément	*Section calculée*		*Section choisie*	
Poutres principales	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$	$A_{S1}(cm^2)$	$A_{S2}(cm^2)$
	6.70	9.60	$3HA14 + 2_{CH}HA14 = 7.70$	$3HA14 + 4_{CH}HA14 = 10.78$
Poutres secondaires	$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$		$A_{S1}, A_{S2}(cm^2)$	
	9.40		$3HA14 + 4_{CH}HA14 = 10.78$	

V.2.1.1 Vérification des contraintes à l'ELS:

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \quad , \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s{}' \leq \overline{\sigma_s}$$

Tableau V.5 *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (cc ciment).*

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b $(MPa$	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ $(MPa$	σ_b $(MPa$	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ $(MPa$	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	**59.05**	**83.18**	**7.30**	/	/	**9.30**	/	/	**15**	/	**CV**
Poutres secondaires	/	**29.42**	/	/	/	**3.40**	/	/	**15**	/	**CV**

Tableau V.6 *Vérification des contraintes des poutres à l'ELS (cc poly).*

Elément	*Sollicitation à l'ELS*		*Contraintes en travées*			*Contraintes en appuis*			*Contraintes admissibles*		*Vérification*
	$M_{t\,ser}$ $(kN.m)$	$M_{a\,ser}$ $(kN.m)$	σ_b $(MPa$	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ $(MPa$	σ_b $(MPa$	σ_s (MPa)	$\sigma_s{}'$ $(MPa$	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	
Poutres principales	64.10	90.01	**8.00**	/	/	**9.70**	/	/	**15**	/	**CV**
Poutres secondaires	/	30.79	/			**3.90**	/	/	**15**	/	**CV**

Section minimale :

$A_{min} = 0.5\%\ b.h\ (cm^2)$ $RPA2003\ (Art.7.5.2.1)$.

$Section\ tendue: A_{tmin} = 0.1\%\ b.h\ (cm^2)$ $CBA93\ (Art.B.6.4)$.

Tableau V.7 *Vérification de section d'armatures (cc ciment).*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	12.32	16.93	6	1.2	**CV**
Poutres secondaires	9.24	18.47	5.25	1.05	**CV**

Tableau V.8 *Vérification de section d'armatures (cc poly).*

Elément	$A_t(cm^2)$	$A_a(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{tmin}(cm^2)$	*Vérification*
Poutres principales	12.32	15.39	6	1.2	**CV**
Poutres secondaires	9.24	21.55	5.25	1.05	**CV**

V.2.1.2 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les 3 inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec:

$M_t = k * M_0$

k : Est un coefficient rédacteur$(0.75 \leq k \leq 0.85)$, on prend : k=0.8

Tableau V.9 *Vérification préliminaire de la flèche des poutres.*

Elément	*1ier condition*			*2éme condition*			*3éme condition*		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0 d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$
Poutres principales	0.069	0.625	CNV	0.069	0.08	CNV	0.0109	0.0105	CV
Poutres secondaires	0.090	0.625	CNV	0.069	0.08	CNV	0.0095	0.0105	CNV

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, donc on doit faire le calcul de la flèche en suivant « l'annexe D » du CBA93.

Tableau V.10 *Vérification de la flèche des poutres principales (cc ciment).*

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
12.32	64.10	1.10	162,085	0.601	22.335	209042,5	1,918
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
0,767	106871,8	157428,2	6.17	12.52	6.39	9,48	vérifiée

Tableau V.11 *Vérification de la flèche des poutres principales (cc poly).*

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
12.32	59.05	1.10	149.315	0.575	22,335	209042,5	1,918
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
0,767	109392,9	159595,4	5.55	11.41	5.86	9,48	vérifiée

Tableau V.12 *Vérification de la flèche des poutres secondaires (cc ciment).*

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
9.24	30.57	0.94	117.822	0,440	19,249	134736,1	2,216
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
0,886	75015,18	106603,3	1,88	3.96	2.09	9.48	vérifiée

Tableau V.13 *Vérification de la flèche des poutres secondaires (cc poly).*

$A\ (cm^2)$	$M_{ser}(kN.m)$	$\rho(\%)$	$\sigma_s(MPa)$	μ	$y(cm)$	$I_0(cm^4)$	λ_i
9.24	28.26	0.94	108.919	0.410	19.249	134736.1	2,216
λ_v	$l_{fi}(cm^4)$	$l_{fv}(cm^4)$	$f_i(mm)$	$f_v(mm)$	$\Delta f(mm)$	$\bar{f}(mm)$	$\Delta f \leq \bar{f}$
0,886	77656,34	108704,9	1,68	3,59	1,92	9,48	vérifiée

V.2.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}$$

Tableau V.14 *Vérification des contraintes de cisaillement (cc ciment).*

Elément	***Section***	$V_{max}(kN)$	***Combinaison***	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	150.567	1.35G+1.5Q	1.34	3.33	vérifiée
Poutres secondaires	30×35	74.873	1.35G+1.5Q	0.77	3.33	vérifiée

Tableau V.15 *Vérification des contraintes de cisaillement (cc poly).*

Elément	*Section*	$V_{max}(kN)$	*Combinaison*	$\tau\ (MPa)$	$\bar{\tau}\ (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Poutres principales	30×40	138.62	1.35G+1.5Q	1.23	3.26	vérifiée
Poutres secondaires	30×35	69.583	1.35G+1.5Q	0.71	3.33	vérifiée

V.2.2 Ferraillage transversal des poutres :

L'acier choisi pour le ferraillage transversal est de type barres à haut adhérence F_eE400.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être la plus faible des valeurs suivantes :

$$\text{Selon le RPA2003:}\begin{cases} S_t \leq \dfrac{A_t}{0.003 * b} \\ S_t \leq Min\left[\dfrac{h}{4}, 12\emptyset\right] \quad Zone\ nodale \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \quad Zone\ courante \end{cases}$$

$$\text{Selon le CBA93:}\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 S_t} \geq \dfrac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{t28}k)}{0.9f_e(cos\alpha + sin\alpha)} \\ S_t \leq [0.9d\ , 40cm] \\ \dfrac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4\,MPa \end{cases}$$

Tableau V.16 *La section d'armatures transversales.*

Elément	$\tau_u(MPa)$ **(ciment)**	$\tau_u(MPa)$ **(poly)**	$S_{adoptée}(cm)$		$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*
			$S(ZN)$ *(cm)*	$S'(ZC)$ *(cm)*	
Poutres principales	1.34	1.23	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$
Poutres secondaires	0.77	0.71	10	15	$4\emptyset8 = 2.01$

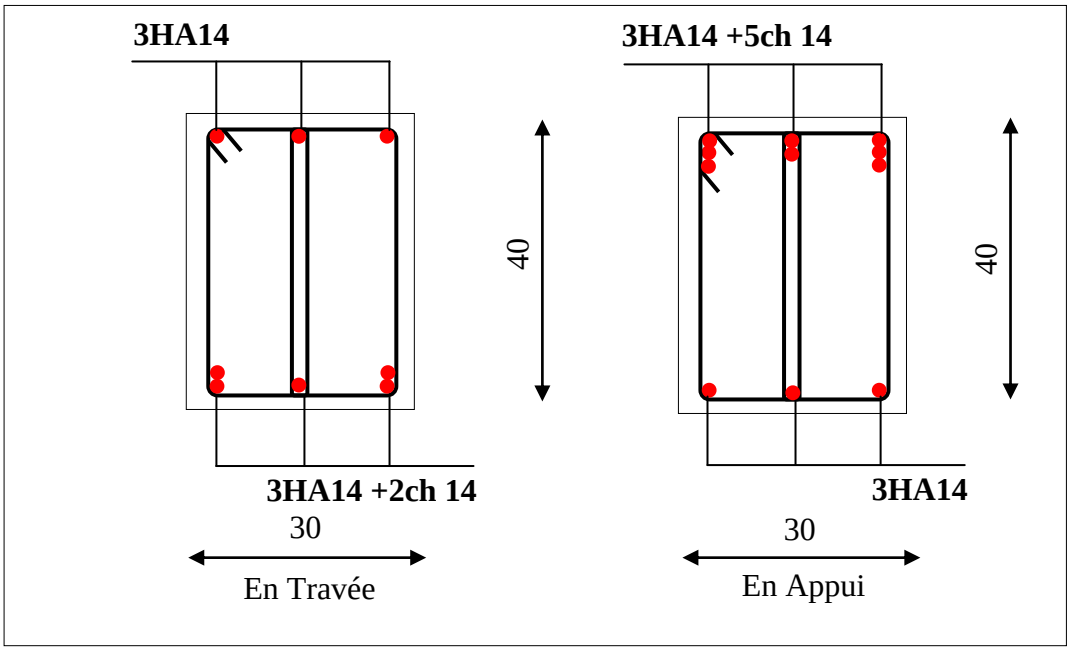


Figure V.1 *Dessin de ferraillage des poutres principales (cc ciment).*

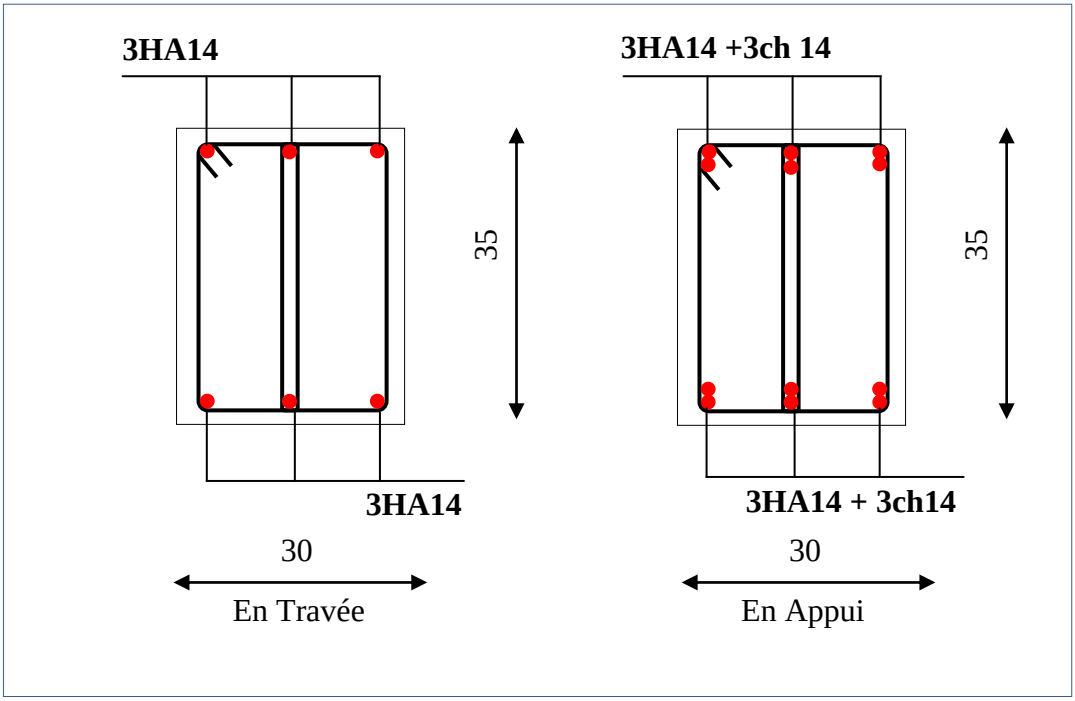


Figure V.2 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires (cc ciment).*

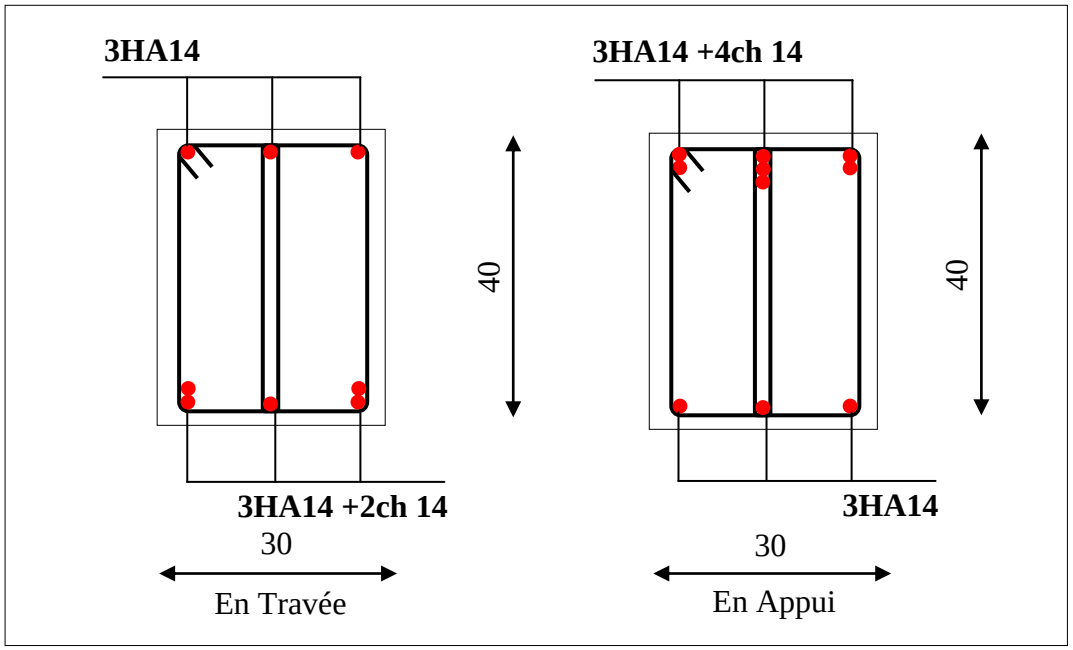


Figure V.3 *Dessin de ferraillage des poutres principales (cc poly).*

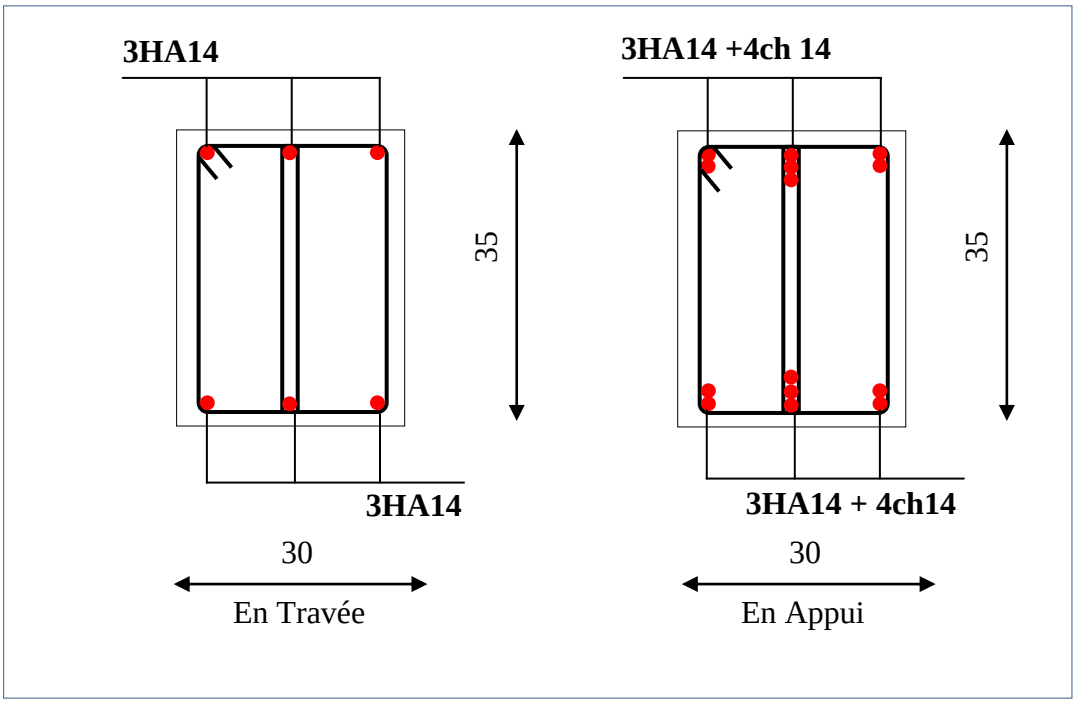


Figure V.4 *Dessin de ferraillage des poutres secondaires (cc poly).*

V.3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont soumis aux charges verticales et horizontales, donc, le calcul de ferraillage a été effectué en flexion composée déviée, en tenant comptes des sollicitations (N, M_x, M_y).

V.3.1 Armatures longitudinales :

V.3.1.1 Recommandations selon les règlements :

Selon le CBA93 :

$$A_l = Min\begin{cases} 4\ cm^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \dfrac{A_l}{B} \leq 5\% \quad \text{Section de béton comprimée} \end{cases}$$

$$\text{Condition de non fragilité: } A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le RPA2003 « Art 7.4.2.1 » :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone III par :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 3\% \quad (Zone\ courante)$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b * h} \leq 6\% \quad (Zone\ de\ recouvrement)$$

- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Ø en zone III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone III.
- La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.

$$h' = Max\left[\frac{h_e}{6};\ b_1;\ h_1;\ 60cm\right]$$

h_e : la hauteur d'étage.

V.3.1.2 Sollicitations extrêmes pour le ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- $N_{max}\ et\ M_{x\ correspondant}\ et\ et\ M_{y\ correspondant}$
- $N_{min}\ et\ M_{x\ correspendent}\ et\ et\ M_{y\ correspendant}$
- $M_{y\ max}\ et\ et\ M_{x\ correspendant}\ et\ N_{correspendent}$

V.3.1.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème de flambement dans le cas de flexion composée, il faut tenir compte des trois excentricités. Pour cela, on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

- $M_u = N_u * (e_1 + e_2 + e_a)$
- $e_1 = \frac{M}{N}$, $e_2 = \frac{3l_f{}^2(2+\alpha\emptyset)}{10000\ h}$, $e_a = Max[\frac{L_0}{250}; 2\ cm]$

Avec :

- e_1 : excentricité du 1ier ordre provoquée par le moment de flexion.
- e_2: excentricité du 2éme ordre, due aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantanée\ du\ béton} = 2$$

$$\alpha = \frac{Moment\ sous\ l'effet\ des\ charges\ permanentes}{Moment\ totale} = \frac{M_G}{M_u}$$

- l_f : Longueur de flambement.
- h :Hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- e_2 : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques.
- e_2 : Longueur libre.

Remarque :

Les sollicitations sont calculées avec la combinaison 1.35G+1.5Q parce que les charges horizontales sont reprises uniquement par les voiles.

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les poteaux dans le tableau suivant :

Tableau V.17 *La section d'armatures des poteaux (cc ciment).*

Niveaux	Cas	N	M_X	M_Y	Situation	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Entre sol (50×50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1898.66	-3.50	8.62	1.35G+1.5Q	13.70	13.70	22.50	12HA16 =24.13
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-1555.63	-5.57	-43.43	G+Q-Edx	10.90	10.90		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	6.032	11.62	6.12	0.8G+Edx	3.00	1.00		
RDC (50×50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1695.47	-1.16	10.26	1.35G+1.5Q	12.20	12.20		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-1437.59	-12.87	-64.70	G+Q-Edx	10.80	10.80		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	37.02	-3.56	18.05	0.8G+Edx	1.00	3.00		
1^{er}étage (45×45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1430.87	-10.17	21.47	1.35G+1.5Q	10.30	10.30	18.22	12HA14 =18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-611.62	23.18	55.11	G+Q-Edx	5.50	5.50		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	44.71	-0.18	23.32	0.8G+Edx	0.60	3.00		
2^{eme}étage (45×45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1177.38	-13.16	22.45	1.35G+1.5Q	8.50	8.50		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-515.96	17.35	66.93	G+Q+Edx	5.30	5.30		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	43.83	-0.57	3.39	0.8G+Edx	0.30	3.30		
3^{eme}étage (40×40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-928.66	-11.49	16.77	1.35G+1.5Q	6.70	6.70	14.40	12HA14 =18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-414.06	14.33	54.76	G+Q+Edx	4.50	4.50		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	35.67	-0.20	28.75	0.8G+Edx	0.30	2.90		
4^{eme}étage (40×40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-688.86	-14.93	19.40	1.35G+1.5Q	5.80	5.80		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-263.03	8.73	60.99	G+Q+Edx	3.50	4.00		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	27.45	-0.31	34.43	0.8G+Edx	0.20	3.00		
5^{eme}étage (35×35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-452.23	-10.87	13.07	1.35G+1.5Q	3.90	3.90	11.025	8HA14 =12.32
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-113.15	2.26	44.99	G+Q+Edx	1.80	3.20		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	21.31	-0.40	27.79	0.8G+Edx	0.20	2.60		
6^{eme}étage (35×35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-221.97	-13.30	15.54	1.35G+1.5Q	2.40	2.40		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-65.38	3.25	-42.51	G+Q-Edx	1.20	3.00		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	15.66	1.27	34.01	0.8G+Edx	0.20	2.60		

Tableau V.18 *La section d'armatures des poteaux (cc poly).*

Niveaux	Cas	N	M_X	M_Y	Situation	A_{S1} (cm^2)	A_{S2} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)
Entre sol (50×50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1725.54	4.03	7.81	1.35G+1.5Q	12.40	12.40	22.50	12HA16 =24.13
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-1492.82	-6.55	-42.71	G+Q-Edx	10.50	10.50		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-2.39	2.34	7.71	0.8G+Edx	1.00	3.00		
RDC (50×50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1534.29	-0.51	9.07	1.35G+1.5Q	11.00	11.00		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-540.34	-24.37	-66.65	G+Q-Edx	5.20	5.20		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	27.17	-2.97	18.83	0.8G+Edx	0.80	3.20		
1^{er}étage (45×45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1291.28	-9.88	19.79	1.35G+1.5Q	9.30	9.30	18.22	12HA14 =18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-571.41	20.39	59.90	G+Q-Edx	5.40	5.40		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	32.48	-0.69	27.06	0.8G+Edx	0.40	3.20		
2^{eme}étage (40×40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1057.61	-9.48	15.59	1.35G+1.5Q	7.60	7.60	14.40	12HA14 =18.47
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-485.53	14.28	57.41	G+Q+Edx	5.10	5.10		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	29.25	-1.05	29.78	0.8G+Edx	0.30	2.90		
3^{eme}étage (35×35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-832.00	-8.71	11.85	1.35G+1.5Q	6.00	6.00	11.025	8HA14 =12.32
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-381.03	10.88	44.74	G+Q+Edx	4.20	4.20		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	22.72	-0.75	23.84	0.8G+Edx	0.20	2.60		
4^{eme}étage (35×35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-616.18	-11.50	13.40	1.35G+1.5Q	4.40	4.40		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-298.91	26.90	48.70	G+Q+Edx	3.90	4.00		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	16.69	-1.11	28.04	0.8G+Edx	0.20	2.60		
5^{eme}étage (30×30)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-403.43	-7.79	8.18	1.35G+1.5Q	2.90	2.90	8.10	8HA12 =9.05
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-95.19	1.58	33.08	G+Q+Edx	1.50	2.40		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	12.84	-0.97	20.38	0.8G+Edx	0.20	2.20		
6^{eme}étage (30×30)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-196.86	-9.34	9.29	1.35G+1.5Q	2.00	2.00		
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-62.75	2.45	-29.30	G+Q-Edx	1.10	2.50		
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	14.34	18.60	23.45	0.8G+Edx	1.40	1.00		

V.3.1.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau V.19 *Vérification des contraintes à l'ELS (cc ciment).*

Niveaux	Cas	N	M_X	M_Y	Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ $(MPa$	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
Entre sol (50×50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1384.29	-2.58	6.26	Peu nuisible	4.60	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-1145.67	0.29	-31.41	Peu nuisible	4.80	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-338.69	-5.75	-4.36	Peu nuisible	1.40	/	15	/	cv
RDC (50×50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1236.14	-0.82	7.44	Peu nuisible	4.20	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-49.81	1.54	32.20	Préjudiciable	1.80	19.80	15	201.63	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-30.25	-2.73	11.70	Préjudiciable	0.80	9.40	15	201.63	cv
1^{er} étage (45×45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1043.32	-7.43	15.63	Peu nuisible	5.00	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-1043.32	-7.43	15.36	Peu nuisible	5.00	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-287.58	-6.88	-5.22	Préjudiciable	1.70	23.50	15	201.63	cv
2^{eme} étage (45×45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-858.63	-9.61	16.29	Peu nuisible	4.50	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-446.94	2.26	19.62	Peu nuisible	2.90	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-227.74	-9.27	-5.86	Préjudiciable	1.60	21.90	15	201.63	cv
3^{eme} étage (40×40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-677.406	-8.39	12.16	Peu nuisible	4.30	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-356.12	2.65	15.55	Peu nuisible	2.90	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-172.03	-7.89	-4.20	Préjudiciable	1.70	23.50	15	201.63	cv
4^{eme} étage (40×40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-502.718	-10.90	14.07	Peu nuisible	3.90	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-263.59	3.92	19.20	Peu nuisible	2.80	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-117.46	-10.38	-4.70	Préjudiciable	1.50	20.40	15	201.63	cv
5^{eme} étage (35×35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-330.32	-7.49	9.47	Peu nuisible	3.70	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-173.25	3.03	13.54	Peu nuisible	3.00	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-67.02	-8.74	2.93	Préjudiciable	1.80	22.70	15	201.63	cv
6^{eme} étage (35×35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-162.64	-9.71	11.30	Peu nuisible	3.30	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-83.04	4.12	18.31	Peu nuisible	3.90	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-17.71	-9.63	2.86	Préjudiciable	1.90	22.60	15	201.63	cv

Tableau V.20 *Vérification des contraintes à l'ElS (cc poly).*

Niveaux	Cas	N	M_X	M_Y	Type de fissuration	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ $(MPa$	$\sigma_i \leq \bar{\sigma}_i$
Entre sol (50×50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1255.98	2.98	5.65	Peu nuisible	4.30	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-1075.98	-0.59	-29.13	Peu nuisible	4.40	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-321.27	-5.38	-4.06	Peu nuisible	1.30	/	15	/	cv
RDC (50×50)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-1116.73	-0.35	6.56	Peu nuisible	3.80	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-45.62	1.56	29.35	Préjudiciable	1.60	18.20	15	201.63	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-27.81	-2.82	10.54	Préjudiciable	0.70	8.40	15	201.63	cv
1^{er} étage (45×45)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-939.91	-7.21	14.32	Peu nuisible	4.60	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-632.12	0.39	15.18	Peu nuisible	3.30	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-252.51	-7.64	-6.30	Préjudiciable	1.60	22.60	15	201.63	cv
2^{eme} étage (40×40)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-769.92	-6.92	11.28	Peu nuisible	4.60	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	401.81	2.04	-14.72	Peu nuisible	3.10	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-197.61	-8.18	-5.45	Préjudiciable	1.70	24.00	15	201.63	cv
3^{eme} étage (35×35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-606.15	-6.36	8.57	Peu nuisible	5.20	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-331.36	2.42	11.43	Peu nuisible	3.70	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-148.26	-6.86	-3.75	Préjudiciable	2.00	26.20	15	201.63	cv
4^{eme} étage (35×35)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-448.92	-8.40	9.69	Peu nuisible	4.50	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-238.85	3.67	14.02	Peu nuisible	3.50	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-100.37	-9.02	-4.10	Préjudiciable	2.00	26.30	15	201.63	cv
5^{eme} étage (30×30)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-294.21	-5.68	5.91	Peu nuisible	4.30	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-158.02	2.67	9.12	Peu nuisible	3.60	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-56.66	-6.98	2.21	Préjudiciable	2.30	28.20	15	201.63	cv
6^{eme} étage (30×30)	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	-141.06	-6.81	6.73	Peu nuisible	3.50	/	15	/	cv
	$M_{max} \rightarrow N_{corr}$	-77.26	3.43	11.25	Peu nuisible	4.20	/	15	/	cv
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	-14.66	-7.16	2.08	Préjudiciable	2.40	26.50	15	201.63	cv

V.3.2 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule donnée par le RPA2003 « Art 7.4.2.2 » :

$$A_t = \frac{\rho_a \, t \, T_u}{h_1 \, f_e}$$

T_u : Effort tranchant.

ρ_a :Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

2.50 si : $\lambda \geq 5$

3.75 si : $\lambda < 5$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

t : est l'espacement des armatures transversales

$$t = \begin{cases} 10\ cm & zone\ nodale \\ Min\left[\frac{b_1}{2}\ ;\ \frac{h_1}{2}\ ;\ 10\emptyset_l\right] & zone\ courante \end{cases}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

La quantité minimale d'armatures transversales en % est donnée par :

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad \lambda > 5$$

$$0.8\% \geq \frac{A_t}{tb_1} \geq 0.3\% \qquad si : \quad 5 \geq \lambda \geq 3$$

$$\frac{A_t}{tb_1} \geq 0.8\% \qquad si : \quad \lambda \leq 3$$

Dans notre projet, l'effort tranchant dans les poteaux est nul (R=3.5), donc :

$\lambda > 5$ pour tous les poteaux $\Rightarrow$ $A_t = A_{t\,min} = 0.003 * t * b_1$

Tableau V.21 *La section d'armatures transversales des poteaux.*

Etage	*Section*	*Zone*	*t (cm)*	$A_{t\,ch}(cm^2)$
Entre sol, RDC	(50×50)	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
1^{er}étage, 2^{eme}étage	(45×45)	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
3^{eme}étage, 4^{eme}étage	(40×40)	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	(35×35)	Nodale	10	4Ø8 = 2.01
		Courante	15	4Ø8 = 2.01

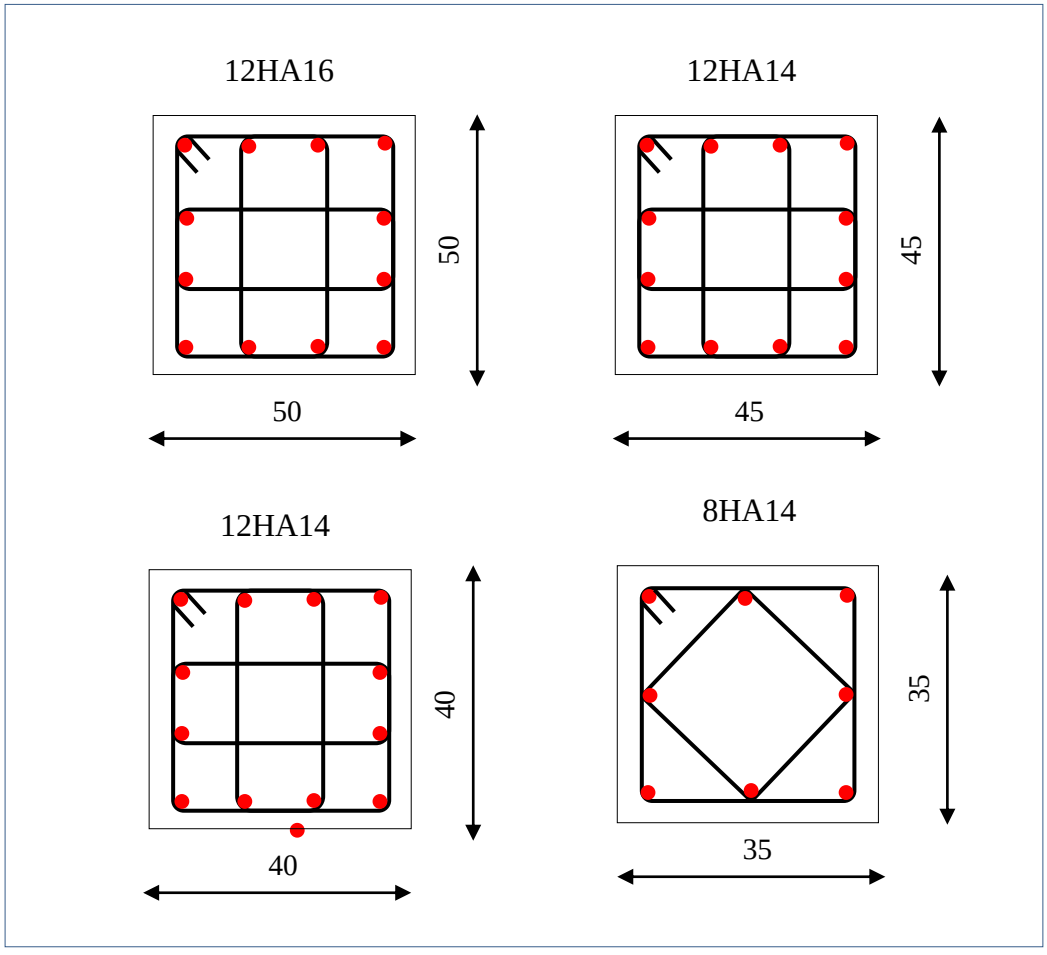


Figure V.5 *Dessin de ferraillage des Poteaux (cc ciment).*

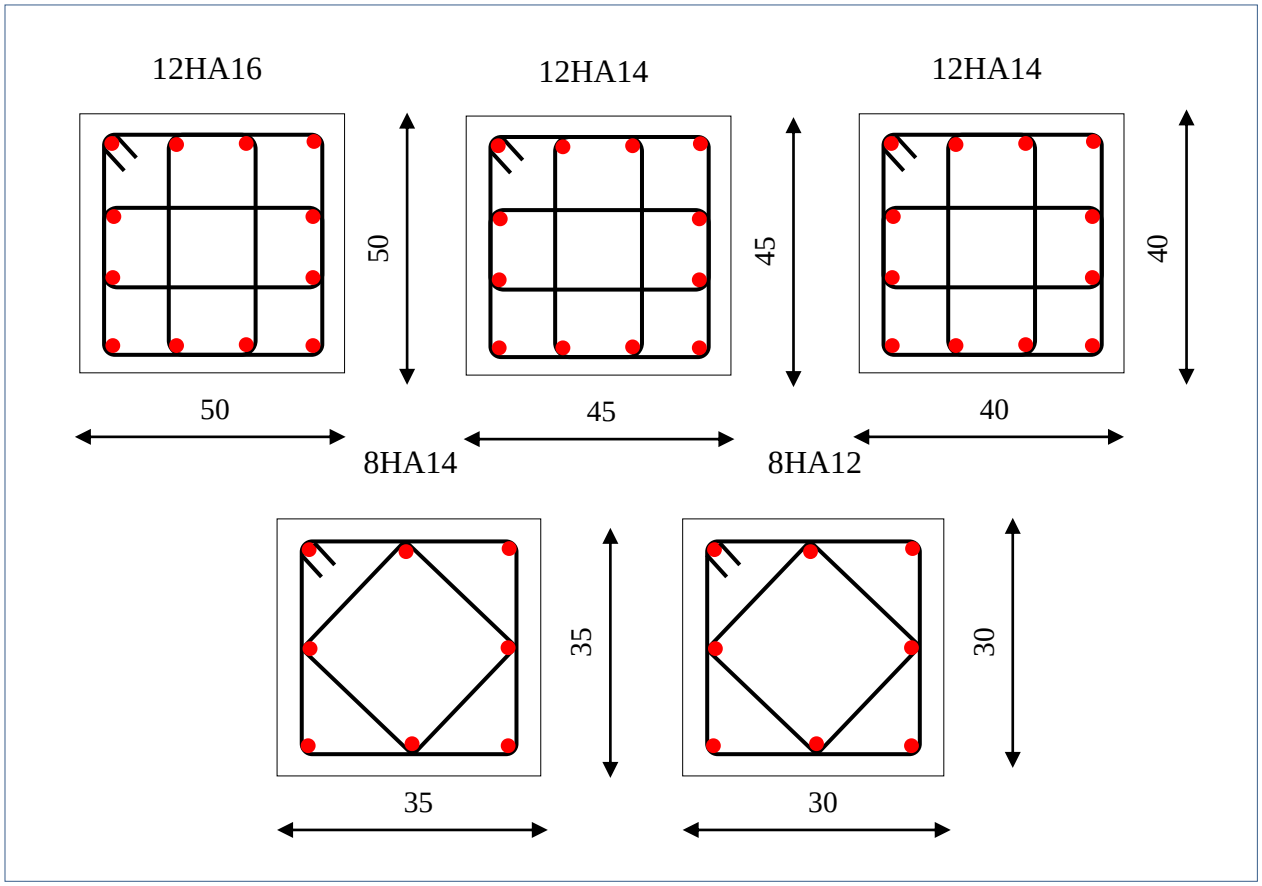


Figure V.6 *Dessin de ferraillage des Poteaux (cc poly).*

V.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferraillage des voiles a été calculé à partir 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.

Pour notre cas, nous avons des voiles pleins et des voiles avec ouvertures.

Le ferraillage des voiles pleins a été calculé en flexion composée en suivant la méthode des contraintes.

Les voiles avec ouvertures comportent deux parties (trumeaux et linteaux), Le ferraillage des trumeaux a été calculé en flexion composée (comme les voiles pleins), Et le ferraillage des linteaux a été calculé en flexion simple.

V.4.1 Ferraillage des trumeaux :

V.4.1.1 Calcul d'armatures verticales :

Exposé de la méthode des contraintes :

$$\sigma_t = \frac{N}{a*L} - 6\frac{M}{a*L^2}$$

$$\sigma_c = \frac{N}{a*L} + 6\frac{M}{a*L^2}$$

$$L_t = \frac{|\sigma_1|*L}{|\sigma_1|+|\sigma_2|}$$

$$N_t = \frac{|\sigma_1|*L_t}{2}*a$$

$$A_v = \frac{N_t}{\sigma_s} \quad , \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_t: Contrainte de traction.

σ_c: Contrainte de compression.

L_t: La longueur tendue.

N_t: L'effort résultant de traction de la partie tendue.

A_v : La quantité d'armatures verticales nécessaire dans la partie tendue.

Section minimales et maximales :

Selon le RPA2003 Art 7.7.4.1 :

$A_v = 0.2\%B_t$ B_t: La section horizontale tendue de voile.

$A_v = 0.15\%B$ B: La section globale de voile.

$A_v = 0.1\%B_c$ B_c: La section horizontale courante.

Selon le CBA93 Art B.6.4 :

$$0.1\% \leq \frac{2*A_v}{a*B_t} \leq 0.5\% \quad \Rightarrow \quad A_v \geq 0.1\%B_t$$

On va récapituler toutes les quantités de ferraillage de tous les voiles dans les tableaux suivants :

Tableau V.22 *La section calculée d'armatures verticales des voiles Suivant Y (ciment)*

Niveau	*L (m)*	*N* (kN)	*M* $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Entre Sol + RDC	4.05	-534,27	2960,13	0.8G-Edy	-6,07	4,75	2.27	1379,75	34.49
1^{er}étage, 2^{eme}étage	4.05	-570,15	4395,58	0.8G-Edy	-8,74	7,34	2.20	1925,55	48.14
3^{eme}étage 4^{eme}étage	4.05	-220,08	3010,06	0.8G-Edy	-5,78	5,23	2.12	1227,59	30.69
5^{er}étage, 6^{eme}étage	4.05	91,63	1417,85	0.8G-Edy	-2,48	2,71	1.94	480,31	12.01

Tableau V.23 *La section calculée d'armatures verticales des voiles Suivant Y (poly).*

Niveau	*L (m)*	*N* (kN)	*M* $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Entre Sol + RDC	4.05	-366.99	2486.66	0.8G-Edy	-5.00	4,10	2.23	1379,75	27.84
1^{er}étage, 2^{eme}étage	4.05	-399.23	3524.89	0.8G-Edy	-6.94	5.95	2.18	1925,55	37.82
3^{eme}étage 4^{eme}étage	4.05	-202.68	2589.26	0.8G-Edy	-4.98	4.48	2.13	1227,59	26.55
5^{er}étage, 6^{eme}étage	4.05	60.25	1176.49	0.8G-Edy	-2,08	2,23	1.9	480,31	10.15

Tableau V.24 *La section choisie d'armatures verticales des voiles Suivant Y (ciment).*

Niveau	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Entre Sol + RDC	2.27	34.49	9.08	4.54	10	44HA10 =34.56	/	80HA10 =62.83
1^{er}étage, 2^{eme}étage	2.20	48.14	8.80	4.40	10	44HA12 =49.76	/	80HA12 =90.48
3^{eme}étage 4^{eme}étage	2.12	30.69	8.48	4.24	10	42HA10 =32.99	/	80HA10 =62.83
5^{er}étage, 6^{eme}étage	1.94	12.01	7.76	3.88	10	38HA8 =19.10	2HA8 =1.01	40HA8 =39.21

Tableau V.25 *La section choisie d'armatures verticales des voiles Suivant Y (poly).*

Niveau	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Entre Sol + RDC	2.23	27.84	6.69	3.345	10	44HA10 =34.56	/	80HA10 =62.83
1^{er}étage, 2^{eme}étage	2.18	37.82	6.54	3.27	10	44HA12 =49.76	/	80HA12 =90.48
3^{eme}étage 4^{eme}étage	2.13	26.55	6.39	3.195	10	42HA10 =32.99	/	80HA10 =62.83
5^{er}étage, 6^{eme}étage	1.9	10.15	5.70	2.85	10	38HA8 =19.10	3HA8 =1.51	41HA8 =39.71

Tableau V.26 *La section calculée d'armatures verticales trumeaux1 Suivant X (ciment).*

Niveau	*L (m)*	*N* (kN)	*M* $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1^{er}étage	1.20	-22,97	-212,87	0.8G-Edx	-4.53	4.34	0.61	277.70	6.94
2^{eme}étage 3^{eme}étage 4^{eme}étage	1.20	9.55	-197.54	0.8G-Edx	-4.08	4.16	0.59	242.17	6.05
5^{eme}étage 6^{eme}étage	1.20	43.63	-108.64	0.8G-Edx	-2.08	2.45	0.55	114.86	2.87

Tableau V.27 *La section calculée d'armatures verticales de trumeaux1 Suivant X (poly).*

Niveau	*L (m)*	*N* (kN)	*M* $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Entre Sol + RDC	1.20	-44.40	-170.59	0.8G-Edx	-3.74	3.37	0.63	236.02	5.90
1^{er}étage, 2^{eme}étage	1.20	-13.30	-168.35	0.8G-Edx	-3.56	3.45	0.61	217.14	5.43
3^{eme}étage 4^{eme}étage	1.20	17.60	-89.40	0.8G-Edx	-1.79	1.94	0.58	103.12	2.58

Tableau V.28 *La section choisie d'armatures verticales trumeaux 1 suivant X (ciment).*

Niveau	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1erétage	0.61	6.94	2.44	1.22	10	12HA10 = 9.42	/	24HA10 =18.84
2emeétage 3emeétage 4emeétage	0.59	6.05	2.36	1.18	10	12HA10 =9.42	/	24HA12 =18.84
5emeétage 6emeétage	0.55	2.87	2.20	1.10	10	10HA8 = 5.03	1HA8 = 0.50	21HA8 =10.56

Tableau V.29 *La section choisie d'armatures verticales de trumeaux 1*

Niveau	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1erétage	0.63	5.90	1.89	0.945	10	12HA8 = 6.03	/	22HA8 =11.06
2emeétage 3emeétage 4emeétage	0.61	5.43	1.83	0.915	10	12HA8 = 6.03	/	24HA8 =12.06
5emeétage 6emeétage	0.58	2.58	1.74	0.870	10	12HA8 = 6.03	/	24HA8 =12.06

Tableau V.30*La section calculée d'armatures verticales trumeaux 2 Suivant X (ciment).*

Niveau	*L (m)*	*N* (kN)	*M* $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1erétage	1.60	-404.94	-242.70	0.8G-Edx	4.14	1.58	1.16	475.04	11.88
2emeétage 3emeétage 4emeétage	1.60	-269.93	-243.24	0.8G-Edx	-3.69	2.01	1.04	382.97	9.57
5emeétage 6emeétage	1.60	-23.58	-130.98	0.8G-Edx	-1.61	1.46	0.84	134.87	3.37

Tableau V.31 *La section calculée d'armatures verticales de trumeaux 2 Suivant X (poly).*

Niveau	*L (m)*	*N* (kN)	*M* $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1erétage	1.60	-299.37	-218.59	0.8G-Edx	-3.50	1.63	1.09	381.95	9.55
2emeétage 3emeétage 4emeétage	1.60	-217.41	-210.09	0.8G-Edx	-3.14	1.78	1.02	320.66	8.02
5emeétage 6emeétage	1.60	-41.49	-108.28	0.8G-Edx	-1.40	1.14	0.88	123.32	3.08

Tableau V.32 *La section choisie d'armatures verticales trumeaux 2 suivant X (ciment).*

Niveau	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1^{er}étage	1.16	11.88	4.64	2.32	10	22HA10 = 17.28	/	30HA10 =23.56
2^{eme}étage 3^{eme}étage 4^{eme}étage	1.04	9.57	4.16	2.08	10	20HA8 = 10.05	/	30HA8 =15.08
5^{eme}étage 6^{eme}étage	0.84	3.37	3.36	1.68	10	16HA8 = 8.04	/	30HA8 =15.08

Tableau V.33 *La section choisie d'armatures verticales de trumeaux 2 suivant X (poly).*

Niveau	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1^{er}étage	1.09	9.55	3.27	1.635	10	22HA8 = 11.06	/	32HA8 =16.09
2^{eme}étage 3^{eme}étage 4^{eme}étage	1.02	8.02	3.06	1.53	10	20HA8 = 10.05	/	32HA8 =16.09
5^{eme}étage 6^{eme}étage	0.88	3.08	2.64	1.32	10	18HA8 = 9.05	/	32HA8 =16.09

Tableau V.34 *La section calculée d'armatures verticales trumeaux3 Suivant X (ciment).*

Niveau	*L (m)*	*N* (kN)	*M* $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Entre Sol + RDC **1^{er}étage**	0.55	-454.43	-5.46	0.8G-Edx	0.00	0.00	0.55	454.43	11.36
2^{eme}étage **3^{eme}étage** **4^{eme}étage**	0.55	-235.41	-39.15	0.8G-Edx	-6.02	1.74	0.43	256.92	6.42
5^{eme}étage **6^{eme}étage**	0.55	-24.07	-38.66	0.8G-Edx	-4.05	3.62	0.29	117.81	2.95

Tableau V.35 *La section calculée d'armatures verticales de trumeaux 3 Suivant X (poly).*

Niveau	*L (m)*	*N* (kN)	*M* $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	A_{vt} *(cm²)*
Entre Sol + RDC **1^{er}étage**	0.55	-335.89	-4.08	0.8G-Edx	0.00	0.00	0.55	335.89	8.40
2^{eme}étage **3^{eme}étage** **4^{eme}étage**	0.55	-192.54	-39.35	0.8G-Edx	-5.65	2.15	0.40	225.18	5.63
5^{eme}étage **6^{eme}étage**	0.55	-23.61	-35.26	0.8G-Edx	-3.71	3.28	3.28	108.33	2.71

Tableau V.36 *La section choisie d'armatures verticales trumeaux3 suivant X (ciment).*

Niveau	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1erétage	0.55	11.36	2.20	1.10	10	10HA12 = 11.31	/	10HA12 = 11.31
2emeétage 3emeétage 4emeétage	0.43	6.42	1.72	0.86	10	8HA12 = 9.05	/	10HA12 =11.31
5emeétage 6emeétage	0.29	2.95	1.16	0.58	10	6HA8 = 3.02	/	10HA8 =5.03

Tableau V.37 *La section choisie d'armatures verticales de trumeaux 3 suivant X (poly).*

Niveau	L_t *(m)*	A_{vt} *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
Entre Sol + RDC 1erétage	0.55	8.40	1.65	0.825	10	10HA12 = 11.31	/	10HA12 = 11.31
2emeétage 3emeétage 4emeétage	0.40	5.63	1.20	0.60	10	8HA10 = 6.28	/	10HA10 =7.85
5emeétage 6emeétage	0.29	2.71	0.87	0.435	10	6HA8 = 3.02	/	10HA8 =5.03

V.4.1.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

A l'état limite de service (ELS), il y a que les contraintes de compression (voile entièrement comprimé), donc il suffit de vérifier la contrainte limite du béton($\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$).

Tableau V.38 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant Y (ciment).*

Niveaux	*S (cm²)*	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\overline{\sigma_b} (MPa)$	vérification
Entre Sol + RDC	405*20	1337.32	-29.24	1.60	15	vérifiée
1^{er}étage, 2^{eme}étage	405*20	1228.67	192.74	1.87	15	vérifiée
3^{eme}étage, 4^{eme}étage	405*20	889.68	197.03	1.46	15	vérifiée
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	405*20	493.95	191.78	0.96	15	vérifiée

Tableau V.39 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant Y (poly).*

Niveaux	*S (cm²)*	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\overline{\sigma_b} (MPa)$	vérification
Entre Sol + RDC	405*15	989.63	-28.44	1.56	15	vérifiée
1^{er}étage, 2^{eme}étage	405*15	910.50	148.41	1.86	15	vérifiée
3^{eme}étage, 4^{eme}étage	405*15	696.48	160.62	1.54	15	vérifiée
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	405*15	372.67	172.62	1.03	15	vérifiée

Tableau V.40 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (ciment).*

Niveaux	*S (cm²)*	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\overline{\sigma_b} (MPa)$	vérification
Entre Sol + RDC+ 1^{er}étage	120*20	301.80	-29.27	1.87	15	vérifiée
2^{eme}, 3^{eme}+4^{eme}étage	120*20	260.06	-22.52	1.55	15	vérifiée
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	120*20	129.4	-16.44	0.88	15	vérifiée

Tableau V.41 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (poly).*

Niveaux	*S (cm²)*	$N\ (kN)$	$M\ (kN.m)$	$\sigma_b (MPa)$	$\overline{\sigma_b} (MPa)$	vérification
Entre Sol + RDC+ 1^{er}étage	120*15	229.49	-19.12	1.81	15	vérifiée
2^{eme}, 3^{eme}+4^{eme}étage	120*15	195.03	-20.32	1.65	15	vérifiée
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	120*15	84.6	-9.94	0.75	15	vérifiée

Tableau V.42 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (ciment).*

Niveaux	*S (cm²)*	$N\,(kN)$	$M\,(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	**vérification**
Entre Sol + RDC+ 1^{er}étage	160*20	413.71	-2.19	1.32	15	vérifiée
2^{eme}, 3^{eme}+4^{eme}étage	160*20	320.38	-10.14	1.12	15	vérifiée
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	160*20	166.90	-17.14	0.72	15	vérifiée

Tableau V.43 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (poly).*

Niveaux	*S (cm²)*	$N\,(kN)$	$M\,(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	**vérification**
Entre Sol + RDC+ 1^{er}étage	160*15	301.93	-0.87	1.27	15	vérifiée
2^{eme}, 3^{eme}+4^{eme}étage	160*15	235.00	-7.33	1.09	15	vérifiée
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	160*15	99.27	-12.93	0.62	15	vérifiée

Tableau V.44 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (ciment).*

Niveaux	*S (cm²)*	$N\,(kN)$	$M\,(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	**vérification**
Entre Sol + RDC+ 1^{er}étage	55*20	164.19	-2.1	1.70	15	vérifiée
2^{eme}, 3^{eme}+4^{eme}étage	55*20	118.24	-11.74	2.24	15	vérifiée
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	55*20	70.14	-12.81	1.91	15	vérifiée

Tableau V.45 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles suivant X (poly).*

Niveaux	*S (cm²)*	$N\,(kN)$	$M\,(kN.m)$	$\sigma_b(MPa)$	$\overline{\sigma_b}(MPa)$	**vérification**
Entre Sol + RDC+ 1^{er}étage	55*20	120.20	-1.54	1.66	15	vérifiée
2^{eme}, 3^{eme}+4^{eme}étage	55*20	92.68	-8.23	2.21	15	vérifiée
5^{eme}étage, 6^{eme}étage	55*20	45.84	-11.7	2.10	15	vérifiée

V.4.1.3 Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELU :

$$\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} \quad , \quad V_u = 1.4 * T$$

Tableau V.46 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles Suivant X (ciment).*

Direction	*Voile*	*b(cm)*	*L(cm)*	*T*	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X Trumeau 1	Entre Sol + RDC+1^{er}étage	20	120	220.14	0.8G-Edx	1.42	5	CV
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	20	120	214.09	0.8G-Edx	1.38	5	CV
	5^{eme}, 6^{eme}étage	20	120	119.09	0.8G-Edx	0.77	5	CV
Suivant X Trumeau 2	Entre Sol + RDC+1^{er}étage	20	160	197.34	0.8G-Edx	0.95	5	CV
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	20	160	206.94	0.8G-Edx	1.34	5	CV
	5^{eme}, 6^{eme}étage	20	160	110.47	0.8G-Edx	0.53	5	CV
Suivant X Trumeau 3	Entre Sol + RDC+1^{er}étage	20	55	64.45	0.8G-Edx	0.91	5	CV
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	20	55	32.92	0.8G-Edx	0.46	5	CV
	5^{eme}, 6^{eme}étage	20	55	51.89	0.8G-Edx	0.73	5	CV
Suivant Y	Entre Sol + RDC	20	405	289.04	0.8G-Edy	0.55	5	CV
	1^{er}, 2^{eme}étage	20	405	1111.36	0.8G-Edy	2.13	5	CV
	3^{eme}, 4^{eme}étage	20	405	1041.01	0.8G-Edy	1.99	5	CV
	5^{eme}, 6^{eme}étage	20	405	686.29	0.8G-Edy	1.31	5	CV

Tableau V.47 *Vérification des contraintes de cisaillement des voiles Suivant X (poly).*

Direction	*Voile*	*b(cm)*	*L(cm)*	*T*	*Combinaison*	$\tau(MPa)$	$\bar{\tau}(MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$
Suivant X Trumeau 1	Entre Sol + RDC+1^{er}étage	15	120	182	0.8G-Edx	1.57	5	CV
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	15	120	185.42	0.8G-Edx	1.60	5	CV
	5^{eme}, 6^{eme}étage	15	120	98.24	0.8G-Edx	0.84	5	CV
Suivant X Trumeau 2	Entre Sol + RDC+1^{er}étage	15	160	181.53	0.8G-Edx	1.17	5	CV
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	15	160	176.88	0.8G-Edx	1.14	5	CV
	5^{eme}, 6^{eme}étage	15	160	89.67	0.8G-Edx	0.58	5	CV
Suivant X Trumeau 3	Entre Sol + RDC+1^{er}étage	15	55	46.69	0.8G-Edx	0.88	5	CV
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	15	55	36.53	0.8G-Edx	0.68	5	CV
	5^{eme}, 6^{eme}étage	15	55	47.56	0.8G-Edx	0.89	5	CV
Suivant Y	Entre Sol + RDC	15	405	350.07	0.8G-Edy	0.89	5	CV
	1^{er}, 2^{eme}étage	15	405	992.02	0.8G-Edy	2.52	5	CV
	3^{eme}, 4^{eme}étage	15	405	934.93	0.8G-Edy	2.39	5	CV
	5^{eme}, 6^{eme}étage	15	405	609.88	0.8G-Edy	1.56	5	CV

V.4.1.4 Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (A_h) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de minimiser les déformations latérales (le flambement).

$A_h = Max[2/3\, A_{vch}\,; 0.15.\%\, a.he]$ →D.T.R-B.C.2.42 Art 2.233-b

Tableau V.48 *La section d'armatures horizontales des voiles (ciment).*

Direction	*Voile*	*S (cm²)*	*h(cm)*	A_{vh}*(cm²)*	A_h*(cm²)*	$S_{t\ ch}(cm^2)$	$A_{h\ ch}$*(cm²)*
Suivant X Trumeau 1	Entre Sol + RDC+1^{er} étage	120× 20	278	18.84	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	120× 20	278	18.84	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	$\mathbf{5^{eme}}$, $\mathbf{6^{eme}}$étage	120× 20	278	10.56	8.34	15	2× 19HA8=19.10
Suivant X Trumeau 2	Entre Sol + RDC+1^{er} étage	160× 20	278	23.56	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	160× 20	278	15.08	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	$\mathbf{5^{eme}}$, $\mathbf{6^{eme}}$étage	160× 20	278	15.08	8.34	15	2× 19HA8=19.10
Suivant X Trumeau 3	Entre Sol + RDC+1^{er} étage	55× 20	278	11.31	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	55× 20	278	11.31	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	$\mathbf{5^{eme}}$, $\mathbf{6^{eme}}$étage	55× 20	278	5.03	8.34	15	2× 19HA8=19.10
Suivant Y	Entre Sol + RDC	405× 20	283	62.83	20.94	15	2× 19HA10=29.85
	1^{er}, 2^{eme}étage	405× 20	283	90.48	30.16	15	2× 19HA12=42.98
	$\mathbf{3^{eme}}$, $\mathbf{4^{eme}}$étage	405× 20	283	62.83	20.94	15	2× 19HA10=29.85
	$\mathbf{5^{eme}}$, $\mathbf{6^{eme}}$étage	405× 20	283	39.21	13.07	15	2× 19HA8=19.10

Tableau V.49 *La section d'armatures horizontales des voiles (poly).*

Direction	*Voile*	*S (cm²)*	*h(cm)*	A_{vh}*(cm²)*	A_h*(cm²)*	$S_{t\ ch}(cm^2)$	$A_{h\ ch}$*(cm²)*
Suivant X Trumeau 1	Entre Sol + RDC+1^{er} étage	120× 20	278	11.06	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	120× 20	278	11.06	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	5^{eme}, 6^{eme}étage	120× 20	278	12.06	8.34	15	2× 19HA8=19.10
Suivant X Trumeau 2	Entre Sol + RDC+1^{er} étage	160× 20	278	16.09	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	160× 20	278	16.09	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	5^{eme}, 6^{eme}étage	160× 20	278	16.09	8.34	15	2× 19HA8=19.10
Suivant X Trumeau 3	Entre Sol + RDC+1^{er} étage	55× 20	278	11.31	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	2^{eme}, 3^{eme} 4^{eme} étage	55× 20	278	7.85	8.34	15	2× 19HA8=19.10
	5^{eme}, 6^{eme}étage	55× 20	278	5.03	8.34	15	2× 19HA8=19.10
Suivant Y	Entre Sol + RDC	405× 20	283	62.83	20.94	15	2× 19HA10=29.85
	1^{er}, 2^{eme}étage	405× 20	283	90.48	30.16	15	2× 19HA12=42.98
	3^{eme}, 4^{eme}étage	405× 20	283	62.83	20.94	15	2× 19HA10=29.85
	5^{eme}, 6^{eme}étage	405× 20	283	39.21	13.07	15	2× 19HA8=19.10

V.4.1.5 Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures des voiles seront reliées par des aciers de coutures (épingles) dont le diamètre des armatures $\emptyset_t$est tel que $\emptyset_t \geq \frac{\emptyset_v}{3}$, $\emptyset_v$ étant le diamètre des armatures verticales maintenues par les épingles

Il faut disposer au moins 4 épingles par mètre carré du voile (RPA Art 7.7.4.3).

V.4.2 Ferraillage des linteaux :

Dans le calcul des linteaux, on a deux cas :

$$\tau_b \leq 0.06 f_{c28} \text{ Flexion simple}$$

$$\tau_b \geq 0.06 f_{c28} \text{ Traction / compression}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad , \quad \bar{V} = 1.4 V_u$$

V.4.2.1 Ferraillage des linteaux en flexion simple ($\tau_b \leq 0.06 f_{c28}$):

On devra disposer :

- Des aciers longitudinauxA_l.
- Des aciers transversauxA_t.
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) A_c.

a) Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad , \quad Z = h - 2c \quad , \quad M = 1.4 M_u$$

b) Aciers transversaux :

On doit savoir si notre linteau est court ou long avec la vérification suivante :

$$\lambda = \frac{l}{h} \quad \Rightarrow \begin{cases} \lambda > 1 & \text{linteau long} \\ \lambda < 1 & \text{linteau court} \end{cases}$$

Linteau long :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * Z}{\bar{V}}$$

S : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'un cours d'armatures transversales.

$Z = h - 2d'$

$\bar{V} = 1.4 V_u$

Linteau court :

$$S \leq \frac{A_t * f_e * l}{\bar{V} + (A_t * f_e)}$$

$$V = \min(V_1 \, ; \, V_2)$$

$$V_2 = 2 * V_u \quad , \quad V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec M_{ci} $et M_{cj}$moments résultants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau du portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = V_l * f_e * Z$$

V.4.2.2 Ferraillage des linteaux en Traction / Compression ($\tau_b \geq 0.06 f_{c28}$):

Aciers diagonales :

Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 f_e \sin\alpha}$$

$$\alpha = Arctg\left(\frac{h - 2d'}{l}\right)$$

Ferraillage minimal : RPA2003 « Art 7.7.3.3 »

a) Armatures longitudinales :

$(A_l, A_l') \geq 0.15\% \, (b * h)$

b) Armatures transversales :

$$Pour : \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0015 \, b * s$$

$$Pour : \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.0025 \, b * s$$

s : Espacement entre les cadres

c) Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.002 * b * h$$

Tableau V.50 *Choix de la méthode de calcul (cc ciment).*

L(m)	*h(m)*	$V(kN)$	$\tau(MPa)$	$0.06 f_{c28}$	$\tau \leq 0.06 f_{c28}$	*Choix de la méthode*
1.20	1.83	789.65	3.06	1.5	Non	Traction/Compression

Tableau V.51 *La section calculée d'armatures des linteaux (cc ciment).*

V (kN)	α	$A_D(cm^2)$	$A_l, A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$
789.65	56.01	11.90	5.49	0.75	7.32

Tableau V.52 *La section choisie d'armatures des linteaux (cc ciment).*

$A_D(cm^2)$	$A_l, A_l'(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$A_c(cm^2)$
2x (4HA14) = 12.32	2x (2HA14) = 6.16	(2HA8)=1.01	7.32

Tableau V.53 *Choix de la méthode de calcul (cc ciment).*

L(m)	*h(m)*	$V(kN)$	$\tau(MPa)$	$0.06f_{c28}$	$\tau \leq 0.06f_{c28}$	*Choix de la méthode*
1.20	1.83	320.61	1.24	1.5	oui	Flexion

Tableau V.54 *La section d'armatures des linteaux (cc poly).*

Armatures longitudinales				*Armatures transversales*				
M $(kN.m)$	Z (m)	A_l (cm^2)	$A_{l\,ch}$ (cm^2)	λ	S *(cm)*	V (kN)	L *(m)*	$A_{t\,ch}$ (cm^2)
0.15	1.78	0.003	0.00	0.65	15	320.61	1.20	2HA10=1.57

Tableau V.55 *La section calculée d'armatures verticales de voile périphérique.*

Niveau	L *(m)*	N (kN)	M $(kN.m)$	*Combinaison*	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	L_t *(m)*	N_t (kN)	$A_{v\,t}$ *(cm²)*
CC ciment	3.25	24.55	-478.50	0.8G-Edx	-1.321	1.397	1.58	-208.71	5.22
CC poly	3.25	16.22	-433.78	0.8G-Edx	-1.207	1.257	1.59	-187.65	4.80

Tableau V.56 *La section choisie d'armatures verticales de voile périphérique.*

Niveau	L_t *(m)*	$A_{v\,t}$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,RPA$ *(cm²)*	$A_{t\,min}\,CBA$ *(cm²)*	S_t *(cm)*	$A_{t\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{c\,choisie}$ *(cm²)*	$A_{globale}$ *(cm²)*
CC ciment	1.58	24.55	6.32	3.160	10	30HA8 =15.08	32HA8 =16.08	62HA8 =31.16
CC poly	1.59	16.22	4.77	2.385	10	30HA8 =15.08	32HA8 =16.08	62HA8 =31.16

Tableau V.57 *La section choisie d'armatures horizontal de voile périphérique.*

Voile	*S (cm²)*	*h(cm)*	$A_{vh}(cm^2)$	$A_h(cm^2)$	$S_{t\,ch}(cm^2)$	$A_{h\,ch}(cm^2)$
CC ciment	120× 20	278	18.84	8.34	15	2× 19HA8=19.10
CC poly	120× 20	278	18.84	8.34	15	2× 19HA8=19.10

CHAPITRE VI

Calcul de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

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.

❖ **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.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

❖ **Caractéristiques du sol**

_ Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

_ La contrainte du sol est σ_{sol} = 2.52 bars pour un ancrage D = 2.00 m.

_ L'angle de frottement interne du sol φ =20°

_ La cohésion C = 0.50 bar.

_ Poids volumique du sol γ =16,3 KN/m^3

VI.3. Calcul des fondations

VI. 3.1. Calcul des semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ($N_{s\ max}$) qui est obtenu à la base de tous les poteaux du entre sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation (B × A).

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation (ELS).

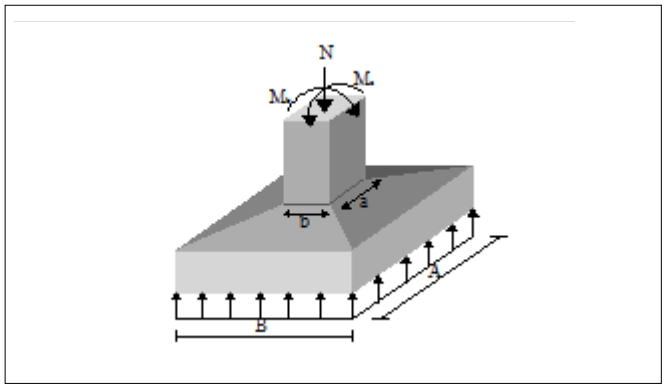


Figure VI.1.*Représentation des semelles isolées sous poteaux carrés.*

D'après les caractéristiques du sol où on a implanté notre projet, nous a conduits dans un premier temps à considérer que le type de fondation choisi est des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles.

On a regroupé les semelles on trois familles dans les deux cas, c'est-à-dire le cas de plancher en ciment et l'autre en polystyrènes. Puisque les efforts appliqué sur les fondations sont défirent.

Tableau VI.1. *Les contraints sous semelles (cc ciment)*

Semelle	N_{ser}(KN)	σ_{a1}(Mpa)	σ_{a2}(Mpa)	σ_{b1}(Mpa)	σ_{b2}(Mpa)	σ_{sol}(Mpa)
1	1374.79	0.230	0.233	0.236	0.226	0.252
2	895.69	0.228	0.228	0.224	0.232	0.252
3	514.92	0.222	0.226	0.212	0.236	0.252

Tableau VI.2. *Dimensionnement de la section des semelles isolées (cc ciment).*

Semelle	N_{ser}(KN)	A(m)	B(m)	h (cm)	A_{adop}(m)	B_{adop}(m)	h_{adop}(cm)
1	1374.79	2.34	2.34	56	2.60	2.60	60
2	895.69	1.89	1.89	43	2.10	2.10	45
3	514.92	1.43	1.43	31	1.60	1.60	35

Tableau VI.3. *Les contraints sous semelles (cc poly).*

Semelle	N_{ser}(KN)	σ_{a1}(Mpa)	σ_{a2}(Mpa)	σ_{b1}(Mpa)	σ_{b2}(Mpa)	σ_{sol}(Mpa)
1	1257.50	0.244	0.247	0.244	0.247	0.252
2	823.97	0.231	0.231	0.234	0.227	0.252
3	480.65	0.228	0.242	0.249	0.221	0.252

Tableau VI.4. *Dimensionnement de la section des semelles isolées (cc poly).*

Semelle	N_{ser}(KN)	A(m)	B(m)	h (cm)	A_{adop}(m)	B_{adop}(m)	h_{adop}(cm)
1	1257.50	2.23	2.23	53	2.40	2.40	60
2	823.97	1.81	1.81	41	2.00	2.00	45
3	480.65	1.38	1.38	28	1.50	1.50	30

Lorsqu'il y'a deux fondations voisines, leurs bulbes de pression peuvent se chevaucher et la partie du sol située entre les deux fondations supportera plus que s'il y'avait une seule fondation, cette interférence entre bulbes de pression peut causer un tassement plus important entre les deux fondations.

Pour cela on doit procéder aux vérifications suivantes :

Chevauchement entre semelles isolées : $L \geq \frac{C_1+C_2}{2} \times 1.5$

- L : distance entre deux semelles
- C : largeur de la semelle

Tableau VI.5. *Vérification de chevauchement des semelles pour l'entre sol suivant X.*

	Semelle	L(m)	C_1(m)	C_2(m)	$1.5\times(C_1+C_2)/2$	$L\geq 1.5\times(C_1+C_2)/2$
Suivant X (ciment)	$S_1 - S_1$	3.25	2.60	2.60	3.90	Chevaucher
	$S_3 - S_3$	2.60	1.60	1.60	2.40	Non chevaucher
Suivant X (poly)	**Semelle**	**L(m)**	C_1(m)	C_2(m)	$1.5\times(C_1+C_2)/2$	$L\geq 1.5\times(C_1+C_2)/2$
	$S_1 - S_1$	3.25	2.40	2.40	3.60	chevaucher
	$S_3 - S_3$	2.60	1.50	1.50	2.25	Non chevaucher

Tableau VI.6. *Vérification de chevauchement des semelles pour l'entre sol suivant Y.*

	Semelle	L(m)	C_1(m)	C_2(m)	$1.5\times(C_1+C_2)/2$	$L\geq 1.5\times(C_1+C_2)/2$
Suivant Y (ciment)	$S_1 - S_1$	2.45	2.60	2.60	3.90	chevaucher
	$S_1 - S_1$	2.45	2.60	2.60	3.90	chevaucher
Suivant Y (poly)	**Semelle**	**L(m)**	C_1(m)	C_2(m)	$1.5\times(C_1+C_2)/2$	$L\geq 1.5\times(C_1+C_2)/2$
	$S_1 - S_1$	2.45	2.40	2.40	3.60	chevaucher
	$S_1 - S_1$	2.45	2.40	2.40	3.60	chevaucher

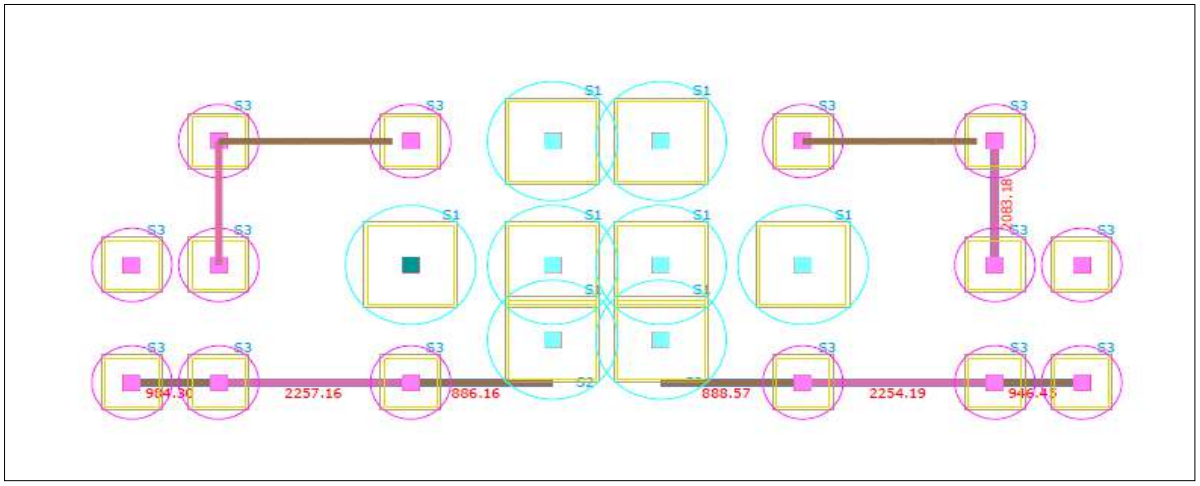


Figure VI.2. *Vérifications de chevauchements entre les semelles entre sol*

Tableau VI.7. *Vérification de chevauchement des semelles pour RDC suivant X.*

Suivant X (ciment)	**Semelle**	**L(m)**	**C_1(m)**	**C_2(m)**	**1.5×(C_1+C_2)/2**	**L≥1.5×(C_1+C_2)/2**
	$S_2 - S_2$	3.25	2.10	2.10	3.15	Non chevaucher
	$S_3 - S_3$	2.60	1.60	1.60	2.40	Non chevaucher
Suivant X (poly)	**Semelle**	**L(m)**	**C_1(m)**	**C_2(m)**	**1.5×(C_1+C_2)/2**	**L≥1.5×(C_1+C_2)/2**
	$S_1 - S_1$	3.25	2.00	2.00	3.00	Non chevaucher
	$S_3 - S_3$	2.60	1.50	1.50	2.25	Non chevaucher

Tableau VI.8. *Vérification de chevauchement des semelles pour RDC suivant Y*

Suivant Y (ciment)	**Semelle**	**L(m)**	**C_1(m)**	**C_2(m)**	**1.5×(C_1+C_2)/2**	**L≥1.5×(C_1+C_2)/2**
	$S_2 - S_2$	2.45	2.10	2.10	3.15	Chevaucher
	$S_1 - S_3$	4.05	2.60	1.6	3.15	Non chevaucher
Suivant Y (poly)	**Semelle**	**L(m)**	**C_1(m)**	**C_2(m)**	**1.5×(C_1+C_2)/2**	**L≥1.5×(C_1+C_2)/2**
	$S_2 - S_2$	2.45	2.00	2.00	3.00	Chevaucher
	$S_1 - S_3$	4.05	2.4	1.5	2.925	Non chevaucher

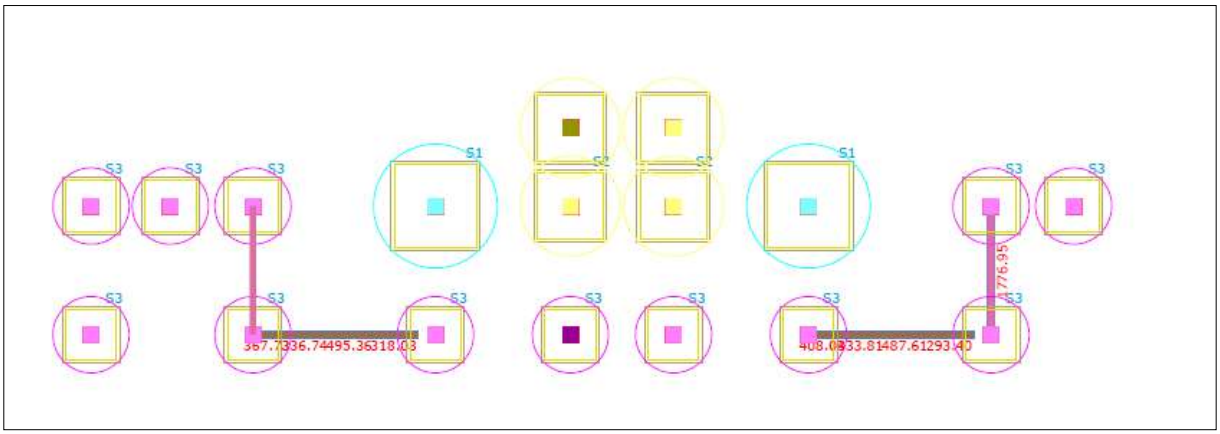


Figure VI.3. *Vérifications de chevauchements entre les semelles RDC*

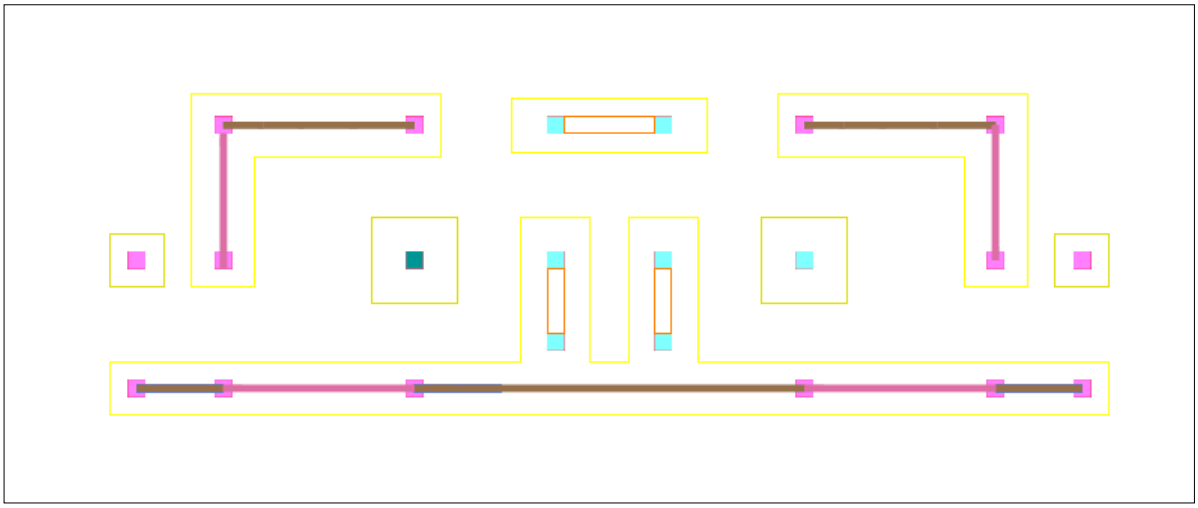


Figure VI.4. *Position finale des semelles (entre sol).*

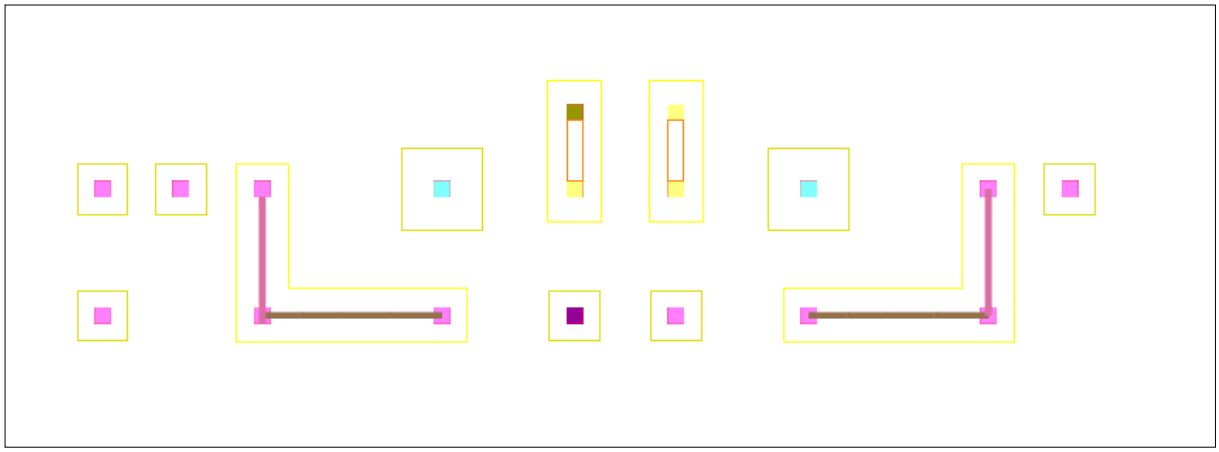


Figure VI.5. *Position finale des semelles (RDC).*

VI.4. semelles isolé

VI.4.1 Vérification de la stabilité au renversement RPA2003 Art 10.1.5

Tableau VI.9. *Vérification de stabilité au renversement (entre sol).*

	Type	Sens	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A/4 (cm)	$e_0 \leq$ A/4
CC Ciment	S_1	Sens A	1562.13	4.59	0.29	65	vérifiée
		Sens B	1562.13	-13.74	-0.88	65	vérifiée
	Type	Sens	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A/4 (cm)	$e_0 \leq$ A/4
	S_3	Sens A	499.46	5.35	1.07	40	vérifiée
		Sens B	499.46	-0.77	-0.15	40	vérifiée
CC Poly	Type	Sens	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A/4 (cm)	$e_0 \leq$ A/4
	S_1	Sens A	1415.50	3.14	0.22	60	vérifiée
		Sens B	1415.50	5.63	0.26	60	vérifiée
	Type	Sens	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A/4 (cm)	$e_0 \leq$ A/4
	S_3	Sens A	442.76	5.09	1.15	37.5	vérifiée
		Sens B	442.76	1.95	0.44	37.5	vérifiée

Tableau VI.10. *Vérification de stabilité au renversement (RDC).*

	Type	Sens	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A/4 (cm)	$e_0 \leq$ A/4
CC Ciment	S_1	Sens A	1430.74	-1.72	-0.12	65	vérifiée
		Sens B	1430.74	8.00	0.56	65	vérifiée
	Type	Sens	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A/4 (cm)	$e_0 \leq$ A/4
	S_3	Sens A	572.38	1.42	0.25	40	vérifiée
		Sens B	572.38	8.19	1.43	40	vérifiée
CC Poly	Type	Sens	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A/4 (cm)	$e_0 \leq$ A/4
	S_1	Sens A	1275.70	-0.52	-0.04	60	vérifiée
		Sens B	1275.70	6.75	0.53	60	vérifiée
	Type	Sens	N_{ser} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A/4 (cm)	$e_0 \leq$ A/4
	S_3	Sens A	521.01	1.26	0.24	37.5	vérifiée
		Sens B	521.01	6.70	1.29	37.5	vérifiée

VI.4.2Vérification de poinçonnement CBA 91 Art A.5.2.4.2

Tableau VI.11. *Vérification de poinçonnement (entre sol).*

CC (Ciment)	Type	N_u (KN)	U_c(m)	F_{limite}	$N_u \leq F_{limite}$
	S_1	1895.35	4.40	1980.00	Vérifiée
	S_3	611.99	3.40	892.50	Vérifiée
CC Poly	Type	N (KN)	U_c(m)	F_{limite}	$N_u \leq F_{limite}$
	S_1	1736.89	4.40	1980.00	Vérifiée
	S_3	574.14	3.20	720.00	Vérifiée

Tableau VI.12. *Vérification de poinçonnement (RDC).*

CC (Ciment)	Type	N_u (KN)	U_c(m)	F_{limite}	$N_u \leq F_{limite}$
	S_1	1714.73	4.40	1980	Vérifiée
	S_3	712.84	3.40	892.50	Vérifiée
CC Poly	Type	N (KN)	U_c(m)	F_{limite}	$N_u \leq F_{limite}$
	S_1	1544.89	4.40	1980.00	Vérifiée
	S_3	656.03	3.20	720.00	Vérifiée

VI.4.3 Ferraillage de semelles isolées

Tableau VI.13. *Section d'armature calculée (entre sol).*

	Type	Sens	N_{utot} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
CC Ciment	S_1 2.60m	Sens A	2189.82	6.23	0.28	30.06	18HA16= 36.19
		Sens B	2189.82	-18.64	-0.86	28.70	18HA16= 36.19
	Type	Sens	N_{utot} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
	S_3 1.60m	Sens A	710.85	7.23	1.02	7.76	11HA12=11.44
		Sens B	710.85	-1.05	-0.15	8.76	11HA12=11.44
CC Poly	**Type**	Sens	N_{utot} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
	S_1 2.40m	Sens A	1986.90	4.25	0.21	24.50	16HA14=24.63
		Sens B	1986.90	7.78	0.39	21.47	16HA14=24.63
	Type	Sens	N_{utot} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
	S_3 1.50m	Sens A	631.54	6.87	1.09	7.40	10HA12=11.31
		Sens B	631.54	2.67	0.42	7.22	10HA12=11.31

ableau VI.14. *Section d'armature calculée (RDC).*

	Type	Sens	N_{utot} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
CC Ciment	S_1 2.60m	Sens A	2009.20	-2.38	-0.12	26.57	18HA14=27.71
		Sens B	2009.20	11.03	0.55	24.24	18HA14=27.71
	Type	Sens	N_{utot} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm)
	S_3 1.60m	Sens A	811.70	1.94	0.24	9.97	11HA12=11.44
		Sens B	811.70	11.21	1.38	8.97	11HA12=11.44
CC Poly	**Type**	Sens	N_{utot} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
	S_1 2.40m	Sens A	1794.90	-0.74	-0.04	21.49	16HA14=24.63
		Sens B	1794.90	9.32	0.52	19.45	16HA14=24.63
	Type	Sens	N_{utot} (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)	A_{cal} (cm^2)	A_{choisi} (cm^2)
	S_3 1.50m	Sens A	740.43	1.71	0.23	9.73	10HA12=11.31
		Sens B	740.43	9.18	1.24	8.72	10HA12=11.31

VI.5.Semelles filantes

D'après nos résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

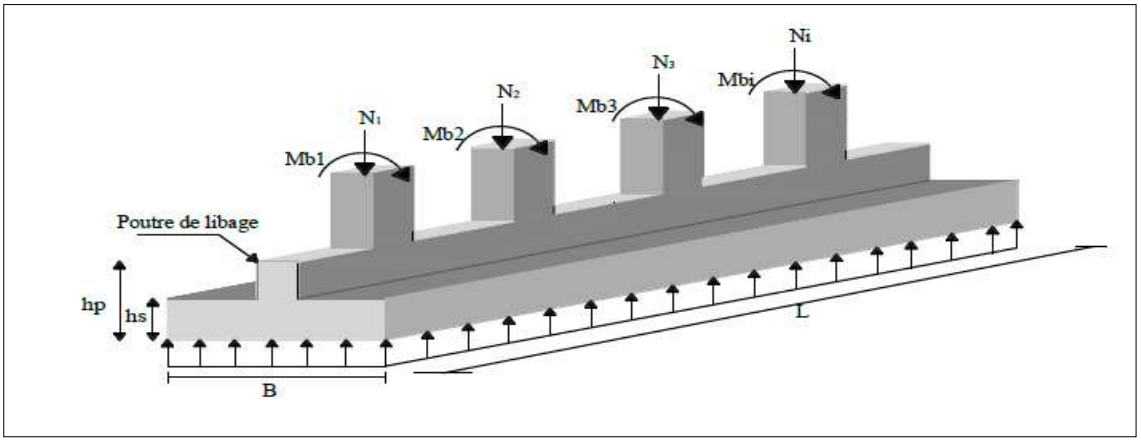


Figure VI.6. *Représentation des semelles filantes*

VI.5.1 Semelles filantes sous voile :

a. Dimensionnement :

On a des semelles filantes sous voiles et sous poteaux, les efforts normaux répartis sont calculés comme suit :

$$N = \frac{\sum N}{L} \; ; \qquad M = \frac{\sum M}{L}$$

Avec :

- ΣN : est la somme des efforts normaux.
- ΣM : est la somme des moments.
- L : la longueur totale de la semelle filante.

La largeur et la hauteur de la semelle filante se déterminent respectivement comme suit :

$$B \geq \frac{N}{1000.\sigma_{sol}} \quad ; \quad d \geq \frac{B-b}{4} \quad ; \quad h = d + c + \frac{\emptyset}{2}$$

Après les calculs et les vérifications des dimensions en tenant comptent le poids du remblai, les résultats de dimensionnement sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.15. *Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (entre sol).*

	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
CC Ciment suivant Y	SF1	2520.40	1.51	5.65	0.235	1.90	40
	SF2	2540.40	1.52	5.65	0.237	1.90	40
CC poly suivant Y	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
	SF1	2131.74	1.27	5.55	0.236	1.60	35
	SF2	2101.74	1.25	5.55	0.232	1.60	35

Tableau VI.16. *Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (entre sol).*

	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
CC Ciment suivant X	SF1	2696.16	1.25	7.35	0.246	1.50	30
	SF2	2663.75	1.24	7.35	0.243	1.50	30
	SF3	9490.11	1.06	30.05	0.243	1.30	30
CC poly suivant X	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
	SF1	2991.25	1.36	7.5	0.249	1.60	35
	SF2	2993.24	1.40	7.25	0.243	1.70	35
	SF3	8880.99	1.00	29.95	0.246	1.20	30

Tableau VI.17. *Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (RDC).*

	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
CC Ciment suivant Y	SF1	2297.61	1.38	5.65	0.239	1.70	35
	SF2	2249.61	1.34	5.65	0.234	1.70	35
CC poly suivant Y	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
	SF1	1956.26	1.19	5.55	0.235	1.50	30
	SF2	1914.76	1.16	5.55	0.230	1.50	30

Tableau VI.18. *Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (RDC).*

	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
CC Ciment suivant X	SF1	2129.17	0.97	7.35	0.241	1.20	30
	SF2	2104.17	0.96	7.35	0.239	1.20	30
CC poly suivant X	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
	SF1	2486.00	1.16	7.25	0.245	1.40	30
	SF2	2455.50	1.14	7.25	0.242	1.40	30

Lorsqu'il y a deux voiles croisé au coin on fait le calcul des semelles croisées et on généralise la largeur B.

b. Ferraillage :

Tableau VI.19. *Les efforts des semelles filantes sous voiles (entre sol).*

	Type	L (cm)	B (cm)	h (cm)	N (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)
CC Ciment	SF1x	1.00	1.90	40	459.12	8.52	1.86
	SF1y	1.00	1.90	40	459.12	8.52	1.86
	SF2x	1.00	1.90	40	455.82	7.47	1.64
	SF2y	1.00	1.90	40	455.82	7.47	1.64
	SF3	1.00	1.30	30	347.31	100.94	29.06
CC Poly	Type	L (cm)	B (cm)	h (cm)	N (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)
	SF1x	1.00	1.60	35	348.12	5.56	1.60
	SF1y	1.00	1.60	35	348.12	5.56	1.60
	SF2x	1.00	1.60	35	307.25	6.60	2.15
	SF2y	1.00	1.60	35	307.25	6.60	2.15
	SF3	1.00	1.20	30	320.79	88.47	27.58

Tableau VI.20. *Ferraillage des semelles filantes sous voiles (entre sol).*

	Type	A_{cal} (cm^2)	S (cm)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ chs}$ (cm^2)
CC Ciment	SF1x	5.74	15	7HA12=7.92	3.76	13HA12=14.70
	SF1y	5.74	15	7HA12=7.92	3.76	13HA12=14.70
	SF2x	5.67	15	7HA12=7.92	3.76	13HA12=14.70
	SF2y	5.67	15	7HA12=7.92	3.76	13HA12=14.70
	SF3	4.54	15	7HA12=7.92	2.57	9HA12=10.18
CC Poly	Type	A_{cal} (cm^2)	S (cm)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ chs}$ (cm^2)
	SF1x	3.87	15	7HA12=7.92	3.16	11HA12=12.44
	SF1y	3.87	15	7HA12=7.92	3.16	11HA12=12.44
	SF2x	3.48	15	7HA12=7.92	3.16	11HA12=12.44
	SF2y	3.48	15	7HA12=7.92	3.16	11HA12=12.44
	SF3	4.99	15	7HA12=7.92	2.37	8HA12=9.05

Tableau VI.21. *Les efforts des semelles filantes sous voiles (RDC).*

	Type	L (cm)	B (cm)	h (cm)	N (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)
CC Ciment	SF1x	1.00	1.70	35	526.40	11.11	2.11
	SF1y	1.00	1.70	35	526.40	11.11	2.11
	SF2x	1.00	1.70	35	513.06	8.39	1.64
	SF2y	1.00	1.70	35	513.06	8.39	1.64
CC Poly	Type	L (cm)	B (cm)	h (cm)	N (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)
	SF1x	1.00	1.50	30	409.71	0.00	0.00
	SF1y	1.00	1.50	30	409.71	0.00	0.00
	SF2x	1.00	1.50	30	400.81	0.24	0.24
	SF2y	1.00	1.50	30	400.81	0.24	0.24

Tableau VI.22. *Ferraillage des semelles filantes sous voiles (RDC).*

	Type	A_{cal} (cm^2)	S (cm)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ chs}$ (cm^2)
CC Ciment	SF1x	6.53	15	7HA12=7.92	3.36	11HA12=12.44
	SF1y	6.53	15	7HA12=7.92	3.36	11HA12=12.44
	SF2x	6.27	15	7HA12=7.92	3.36	11HA12=12.44
	SF2y	6.27	15	7HA12=7.92	3.36	11HA12=12.44
CC Poly	Type	A_{cal} (cm^2)	S (cm)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ chs}$ (cm^2)
	SF1x	5.45	15	7HA12=7.92	2.97	10HA12=11.31
	SF1y	5.45	15	7HA12=7.92	2.97	10HA12=11.31
	SF2x	4.52	15	7HA12=7.92	2.97	10HA12=11.31
	SF2y	4.52	15	7HA12=7.92	2.97	10HA12=11.31

VI.5.2 Semelles filantes sous poteaux :

La semelle filante sous plusieurs poteaux comporte 2 éléments, on distingue : la semelle et la poutre de libage.

- La semelle travaille transversalement, et supporte l'effort normal et le moment transversal provenant du poteau.
- La poutre de libage travaille longitudinalement et support les efforts normaux provenant du poteau, elle travaille comme une poutre continue (renversée), en flexion simple.

Tableau VI.23. *Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (entre sol).*

	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
CC Ciment suivant Y	SF1	2607.01	1.77	5.05	0.246	2.10	45
	SF2	2625.01	1.71	5.05	0.238	2.10	45
CC Ciment suivant X	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
	SF1	2234.74	1.31	5.85	0.239	1.60	35

Tableau VI.24. *Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (entre sol).*

	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
CC poly suivant Y	SF1	2476.04	1.68	5.05	0.245	2.00	45
	SF2	2384.73	1.62	5.05	0.236	2.00	45
CC poly suivant X	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
	SF1	2123.56	1.25	5.85	0.242	1.50	30

Tableau VI.25. *Dimensionnement de la section des semelles filantes a L'ELS (RDC).*

	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
CC Ciment suivant Y	SF1=SF2	1791.77	1.35	4.55	0.246	1.60	35
CC poly suivant Y	Type	∑N	B_{min}(m)	L(m)	σ_{cal}(Mpa)	B_{choisi} (m)	h_{choisi}(cm)
	SF1=SF2	1641.89	1.27	4.45	0.246	1.50	30

Tableau VI.26. *Les efforts des semelles filantes sous poteaux (entre sol).*

	Type	L (cm)	B (cm)	h (cm)	N (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)
CC Ciment	SF1y	1.90	2.10	45	1908.40	-13.20	-0.69
	SF2y	1.90	2.10	45	1802.08	13.03	0.72
	SFx	2.40	1.60	35	1482.98	-21.50	-1.45
CC poly	**Type**	**L (cm)**	**B (cm)**	**h (cm)**	**N (KN)**	**M (KN.m)**	e_0(cm)
	SF1y	1.90	2.00	45	1823.01	5.20	0.29
	SF2y	1.90	2.00	45	1718.02	-4.63	-0.27
	SFx	2.40	1.50	30	1410.10	5.42	0.38

Tableau VI.27. *Ferraillage des semelles filantes sous poteaux (entre sol).*

	Type	A_{cal} (cm^2)	S (cm)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ chs}$ (cm^2)
CC Ciment	SF1y	25.87	15	13HA16=26.14	7.22	14HA12=15.83
	SF2y	22.17	15	13HA16=26.14	7.22	14HA12=15.83
	SFx	17.82	15	16HA12=18.10	3.01	11HA12=12.44
CC poly	Type	A_{cal} (cm^2)	S (cm)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ chs}$ (cm^2)
	SF1y	20.68	15	13HA16=26.14	6.87	14HA12=15.83
	SF2y	21.96	15	13HA16=26.14	6.87	14HA12=15.83
	SFx	16.10	15	16HA12=18.10	2.82	10HA12=12.44

Tableau VI.28. *Les efforts des semelles filantes sous poteaux (RDC).*

	Type	L (cm)	B (cm)	h (cm)	N (KN)	M (KN.m)	e_0(cm)
CC Ciment suivant Y	SFy	3.5	1.60	35	1460.01	8.95	0.61
CC poly suivant Y	**Type**	**L (cm)**	**B (cm)**	**h (cm)**	**N (KN)**	**M (KN.m)**	e_0(cm)
	SFy	3.45	1.50	30	1342.70	-6.02	-0.45

Tableau VI.29. *Les efforts des semelles filantes sous poteaux (RDC).*

	Type	$A_{cal}(cm^2)$	S (cm)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ chs}$ (cm^2)
CC Ciment suivant Y	SFy	15.72	15	24HA12=27.14	3.10	11HA12=12.44
CC poly suivant Y	**Type**	$A_{cal}(cm^2)$	S (cm)	A_{choisi} (cm^2)	$A_{rép}$ (cm^2)	$A_{rép\ chs}$ (cm^2)
	SFy	17.71	1.50	23HA12=26.01	2.82	10HA12=11.31

VI.5.3. Ferraillage Longitudinalement : «La poutre de libage »

VI.5.3.1. Dimensionnement :

La poutre de libage va reprendre tous les charges verticales et les moments de flexions. La poutre de libage aura la même largeur b du poteau, sa hauteur hp sera déterminer par la théorie de poutre sur sol élastique qui prévoir l'inégalité suivant à vérifier, pour assurai 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 = 32164.19 MPa).

L : La plus grande travée dans la fille.

K=4 [Kg/cm3] → pour un sol de densité moyenne.

hp : la hauteur de la poutre de libage).

VI.5.3.2. les réactions du sol :

Pour déterminer le ferraillage de la poutre de libage en commence à déterminer la réaction du sol q (KN/m2) qui calcule par la formule suivant :

$$q = \frac{\sum N}{L}$$

Tableau V1.30 *Détermination des valeurs de* ***q*** *de la poutre de libage (entre sol).*

	Type	∑N (kN)	L (m)	q_u (KN /m2)	q_{ser} (KN /m2)
CC Ciment	P_{Lx}	3073.97	5.85	525.47	382.01
	P_{Ly}	3578.93	5.05	708.70	516.24
CC poly	Type	∑N (kN)	L (m)	q_u (KN /m2)	q_{ser} (KN /m2)
	P_{Lx}	2929.27	5.85	500.81	363.00
	P_{Ly}	3399.37	5.05	673.14	490.30

Tableau V1.31 *Détermination des valeurs de* ***q*** *de la poutre de libage (RDC).*

	Type	∑N (kN)	L (m)	q_u (KN /m2)	q_{ser} (KN /m2)
CC Ciment	P_{Ly}	2464.74	4.55	541.70	393.80
	Type	**∑N (kN)**	**L (m)**	**q_u (KN /m2)**	**q_{ser} (KN /m2)**
CC poly	P_{Ly}	2364.99	4.45	531.46	368.96

Tableau VI .32. *Ferraillage à l'ELU de poutre de libage (entre sol).*

	Poutre de libage		Sollicitation a l'ELU		Section d'armatures calculées			
	b	h	M travée	M appui	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
	[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$
P_{Lx}(ciment)	50	80	240.00	-452.31	9.20	0.00	0.00	17.90
P_{Ly}(ciment)	50	80	/	-607.14	/	/	0.00	24.60
P_{Lx}(poly)	50	80	228.94	-431.47	8.80	0.00	0.00	17.00
P_{Ly} (poly)	50	80	/	-577.09	/	/	0.00	23.30

Tableau VI .33. *Les armatures longitudinales choisies (entre sol).*

Poutre de libage	Section d'armatures longitudinales choisies			
	A_{s1}choisi	A_{s2}choisi	A'_{s1}choisi	A'_{s2}choisi
	Ø+Nbre $[cm^2]$	Ø+Nbre $[cm^2]$	Ø+Nbre $[cm^2]$	Ø+Nbre $[cm^2]$
P_{Lx} (ciment)	4HA16+2chHA16 =12.06	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16+6chHA16 =20.11
P_{Ly} (ciment)	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16+10chHA16 =28.15
P_{Lx} (poly)	4HA16+2chHA16 =12.06	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16+6chHA16 =20.11
P_{Ly} (poly)	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16+8chHA16 =24.13

Tableau VI .34. *Ferraillage à l'ELU de poutre de libage (RDC).*

	Poutre de libage		Sollicitation a l'ELU		Section d'armatures calculées			
	b	h	M travée	M appui	A_{s1}	A_{s2}	A'_{s1}	A'_{s2}
	[cm]	[cm]	[KN.m]	[KN.m]	$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$	$[cm^2]$
P_{LY}(ciment)	50	60	93.23	-304.02	4.80	0.00	0.00	16.50
P_{Ly}(poly)	50	60	91.09	--297.02	4.70	0.00	0.00	16.10

Tableau VI .35. *Les armatures longitudinales choisies (RDC).*

Poutre de libage	Section d'armatures longitudinales choisies			
	A_{s1}choisi	A_{s2}choisi	A'_{s1}choisi	A'_{s2}choisi
	Ø+Nbre [cm^2]	Ø+Nbre [cm^2]	Ø+Nbre [cm^2]	Ø+Nbre [cm^2]
P_{Ly} (ciment)	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16+6chHA16 =20.11
P_{Ly} (poly)	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16=8.04	4HA16+6chHA16 =20.11

VI.5.3.3 Vérification des contraintes normales à l'ElS :

Tableau VI.36. *Vérification des contraintes normales à l'ELS (entre sol).*

Poutre de libage	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travée		Contraintes en appui		Vérification
	M travée [KN.m]	M appui [KN.m]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	
P_{Lx} (ciment)	175.68	-331.09	4.3	54.6	6.9	89.7	OUI
P_{Ly} (ciment)	/	-444.51	/	/	8.3	110.1	OUI
P_{Lx} (poly)	167.15	-315.02	4.1	52	6.5	85.3	OUI
P_{Ly} (poly)	/	-422.59	/	/	8.2	109	OUI

Tableau VI.37. *Vérification des contraintes normales à l'ELS (RDC).*

Poutre de libage	Sollicitation à l'ELS		Contraintes en travée		Contraintes en appui		Vérification
	M travée [KN.m]	M appui [KN.m]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	σ_b [MPa]	σ_s [MPa]	
P_{Ly} (ciment)	68.56	-223.57	2.90	33.30	7.50	94.60	OUI
P_{Ly} (poly)	63.62	-207.44	2.90	33.30	6.90	87.70	OUI

VI.5.3.4 Vérification des contraintes normales à l'ElS :

Tableau VI .38. *Vérification des contraintes de cisaillement (entre sol).*

Type de plancher	Poutre de libage		Vérification à l'ELU			
	b [cm]	h [cm]	T [KN]	Tu [MPa]	Tu adm[MPa]	Vérification
P_{Lx} (ciment)	50	80	869.82	2.25	2.50	OUI
P_{Ly} (ciment)	50	80	934.06	2.42	2.50	OUI
P_{Lx} (poly)	50	80	829.75	2.15	2.50	OUI
P_{Ly} (poly)	50	80	887.83	2.30	2.50	OUI

Tableau VI .39. *Vérification des contraintes de cisaillement (RDC).*

Type de plancher	Poutre de libage		Vérification à l'ELU			
	b [cm]	h [cm]	T [KN]	Tu [MPa]	Tu adm[MPa]	Vérification
P_{Ly} (ciment)	50	60	678.00	2.37	2.50	OUI
P_{Ly} (poly)	50	60	660.05	2.31	2.50	OUI

Tableau VI .40. *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (entre sol).*

Elément	CBA 93		RPA99V2003			St adopté		
	St [cm]	At [cm]	Szn [cm]	Szc [cm]	At [cm]	Szn [cm]	Szc [cm]	At choisie
P_{Lx} (ciment)	10	0.50	10	15	1.5	10	15	6HA8=3.02
P_{Ly} (ciment)								
P_{Lx} (poly)								
P_{Ly} (poly)								

Tableau VI .41. *Calcul des armatures transversales de la poutre de libage (RDC).*

Elément	CBA 93		RPA99V2003			St adopté		
	St [cm]	At [cm]	Szn [cm]	Szc [cm]	At [cm]	Szn [cm]	Szc [cm]	At choisie
P_{Ly} (ciment)	10	0.50	10	15	1.5	10	15	6HA8=3.02
P_{Ly} (poly)								

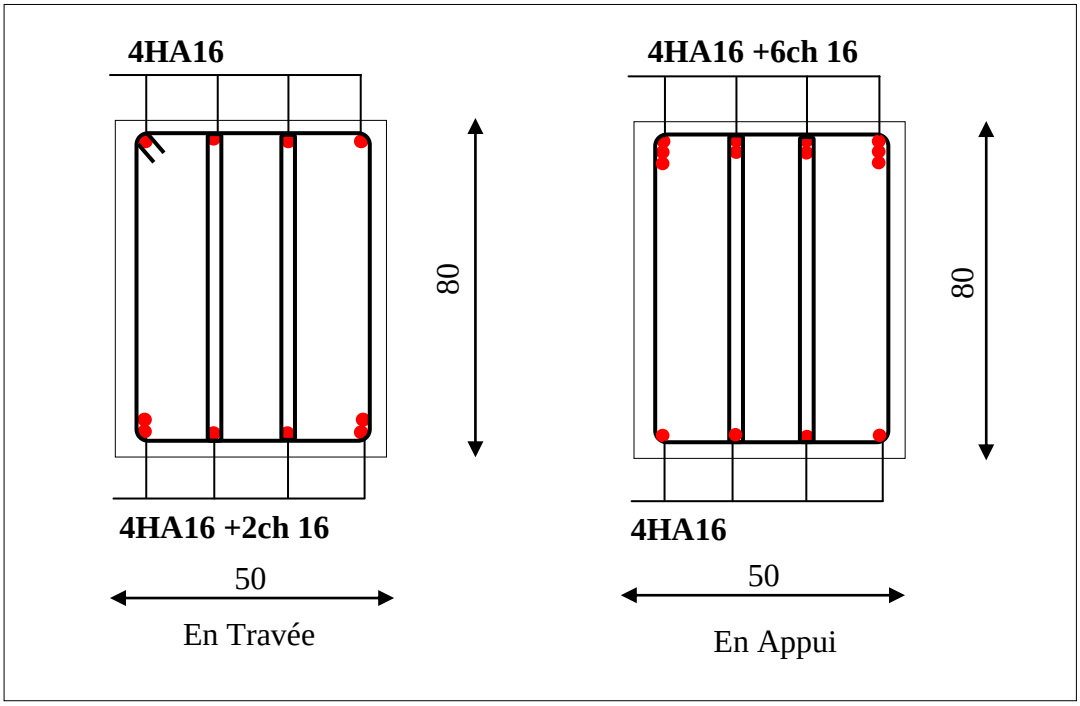


Figure VI.7 *Dessin de ferraillage des poutres de libage.*

VI.6.Les longrines :

VI.6.1.Ferraillage à l'Etat Limite Ultime :

- **Armature s longitudinales**

$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right)$ **Avec** $\alpha = 10$

$A = \left(\frac{F}{\delta_s}\right)$

Tableau VI .42. *Ferraillage à l'ELU.*

Type	Longrine	N_u(kN)	F (kN)	$A_{caculée}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
CC ciment	Entre sol	1898.662	189.86	5.45	10HA12=11.31
	RDC	1695.473	169.55	4.87	6HA12=6.87
CC poly	Entre sol	1768.31	176.83	5.08	6HA12=6.87
	RDC	1574.23	157.42	4.52	6HA12=6.87

VI.5.2.Vérification à l'Etat Limite Service :

$$\sigma_s = \left(\frac{F}{A_{choisie}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = min\left[\frac{2}{3} \times fe; 100\sqrt{\eta \times f_{tj}} = 201.63\ Mpa\right]$$

On doit vérifier que : $\delta_s \leq \overline{\delta}_s$

Tableau VI .43. *Vérification des contraintes de cisaillement à l'ELS.*

Type	Longrine	N_s(kN)	F (kN)	$A_{adoptée}(cm^2)$	σ_s(Mpa)	Vérification
CC ciment	Entre sol	1384.30	138.43	11.31	122.39	Oui
	RDC	1236.14	123.61	6.78	182.31	Oui
CC poly	Entre sol	1287.05	128.71	6.78	189.83	Oui
	RDC	1145.64	114.56	6.78	168.96	Oui

VI.6.3.Calcul des armatures transversales :

Tableau VI .44. *Calcul des armatures transversales..*

Elément	CBA 93		RPA99V2003			St adopté		
	St [cm]	At [cm]	Szn [cm]	Szc [cm]	At [cm]	Szn [cm]	Szc [cm]	At choisie
Entre sol (ciment)	10	0.3	10	15	0.9	10	15	2HA8=1.01
Entre sol (poly)	10	0.3	10	15	0.9	10	15	2HA8=1.01
RDC (ciment)	10	0.3	10	15	0.9	10	15	2HA8=1.01
RDC (poly)	10	0.3	10	15	0.9	10	15	2HA8=1.01

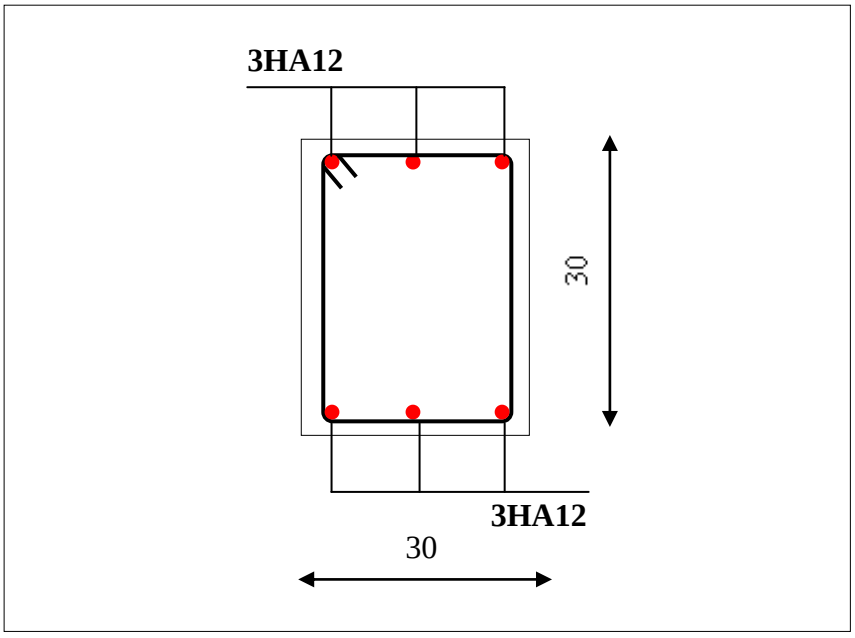


Figure VI.8 *Dessin de ferraillage des longrines.*

CHAPITRE VII

Etude comparative

VII-1-Introduction :

Dans ce chapitre on a effectué le calcul quantitatif de béton et de l'acier des deux cas étudiés, afin de connaitre et de comparer l'influence des deux types de plancher (ciment et le polystyrène) sur l'aspect technique et économique.

Tableau VII.1. *Le calcul quantitatif du béton de superstructure (cc ciment).*

L'élément	L (m)	b (m)	h (m)	volume (m^3)	nombre	Le volume total(m^3)
Ps (30*35)	3.35	0.30	0.35	0.35	120	42.21
Ps (30*35)	3.55	0.30	0.35	0.37	91	33.92
Pp (30*40)	2.10	0.30	0.40	0.25	46	11.59
Pp (30*40)	5.25	0.30	0.40	0.63	78	49.14
Pp (30*40)	3.75	0.30	0.40	0.45	92	41.40
Pp (30*40)	2.75	0.30	0.40	0.33	46	15.18
Long (30*30)	3.85	0.30	0.30	0.34	16	5.54
Long (30*30)	4.05	0.30	0.30	0.36	13	4.73
Long (30*30)	2.60	0.30	0.30	0.23	6	1.40
Long (30*30)	5.75	0.30	0.30	0.51	10	5.17
Long (30*30)	4.25	0.30	0.30	0.38	10	3.82
Long (30*30)	3.25	0.30	0.30	0.29	5	1.46
P palr (30*30)	3.25	0.30	0.30	0.29	7	2.04
Pot (50*50)	2.83	0.50	0.50	0.70	62	43.86
Pot (45*45)	2.83	0.45	0.45	0.57	76	43.55
Pot (40*40)	2.83	0.40	0.40	0.45	76	34.41
Pot (35*35)	2.83	0.35	0.35	0.34	76	26.34
Voile 4.05	4.05	0.20	2.88	2.33	30	69.98
Voile 5.75	3.35	0.20	1.43	0.95	30	28.74
Voile périph	28.45	0.20	2.83	16.10	1	16.10
Escalierpalier	3.25	1.4	0.18	0.81	7	5.73
Escalier Palliasse	3.25	2.65	0.18	1.55025	7	10.85
Dalle plein	3.85	0.57	0.15	0.329175	6	1.97
						497.23

Tableau VII.2. *Le calcul quantitatif du béton de superstructure (cc poly).*

L'élément	L (m)	b (m)	h (m)	volume(m^3)	nombre	Le volume total(m^3)
Ps (30*35)	3.35	0.30	0.35	0.35	120	42.21
Ps (30*35)	3.55	0.30	0.35	0.37	91	33.92
Pp (30*40)	2.1	0.30	0.40	0.25	46	11.59
Pp (30*40)	5.25	0.30	0.40	0.63	78	49.14
Pp (30*40)	3.75	0.30	0.40	0.45	92	41.40
Pp (30*40)	2.75	0.30	0.40	0.33	46	15.18
Long (30*30)	3.85	0.30	0.30	0.34	16	5.54
Long (30*30)	4.05	0.30	0.30	0.36	13	4.73
Long (30*30)	2.6	0.30	0.30	0.23	6	1.40
Long (30*30)	5.75	0.30	0.30	0.51	10	5.17
Long (30*30)	4.25	0.30	0.30	0.38	10	3.82
Long (30*30)	3.25	0.30	0.30	0.29	5	1.46
P palr (30*30)	3.25	0.30	0.30	0.29	7	2.04
Pot (50*50)	2.83	0.50	0.50	0.70	62	43.86
Pot (45*45)	2.83	0.45	0.45	0.57	38	21.77
Pot (40*40)	2.83	0.40	0.40	0.45	38	17.20
Pot (35*35)	2.83	0.35	0.35	0.34	76	26.34
Pot (30*30)	2.83	0.3	0.3	0.25	76	19.35
Voile 4.05	4.05	0.15	2.88	1.74	30	52.48
Voile 5.75	3.35	0.15	1.43	0.71	30	21.55
Voile périphérique	28.45	0.15	2.83	12.07	1	12.07
Escalier palier	3.25	1.4	0.18	0.81	7	5.733
Escalier Palliasse	3.25	2.65	0.18	1.55	7	10.85
Dalle plein	3.85	0.57	0.15	0.32	6	1.97
						448.89

Tableau VII.3. *Le prix total de superstructure.*

Volume	Volume de plancher	Volume totale	Prix	Prix total
497.23	112.62	609.85	30000.00	18295680.00
448.89	112.62	561.52	30000.00	16845675.75
				1450004.25

Tableau VII.4. *Le calcul quantitatif du béton de l'infrastructure (cc ciment).*

L'élément	L (m)	b (m)	h (m)	volume(m^3)	nombre	Le volume total(m^3)
Isolé (2.60*2.60)	2.60	2.60	0.60	4.05	4	16.22
Isolé (1.60*1.60)	1.60	1.60	0.35	8.96	8	71.68
Fcr1 entre sol	11.40	1.90	0.40	8.66	1	8.66
Fcr2 entre sol	11.40	1.90	0.40	8.66	1	8.66
Fcr1 RDC	11.40	1.70	0.35	6.78	1	6.78
Fcr2 RDC	11.40	1.70	0.35	6.78	1	6.78
Fx entre sol	5.85	1.60	0.35	3.27	1	3.27
Fy1 entre sol	4.50	2.10	0.45	4.25	1	4.25
Fy2 entre sol	4.50	2.10	0.45	4.25	1	4.25
Fy1 RDC	4.55	1.60	0.35	2.54	1	2.54
Fy2 RDC	4.55	1.60	0.35	2.54	1	2.54
F sous voileprph	30.05	1.30	0.35	13.67	1	13.67
						149.34

Tableau VII.5. *Le prix total de l'infrastructure (cc ciment).*

Volume totale(m^3)	Prix (DA)	Prix total (DA)
149.34	30000.00	4480432.50

Tableau VII.6. *Le calcul quantitatif du béton de l'infrastructure (cc poly).*

L'élément	L (m)	b (m)	h (m)	volume(m^3)	nombre	Le volume total(m^3)
Isolé (2.60*2.60)	2.40	2.40	0.60	4.05	4	16.22
Isolé (1.60*1.60)	1.50	1.50	0.30	8.96	8	71.68
Fcr1 entre sol	11.20	1.60	0.35	6.27	1	6.27
Fcr2 entre sol	11.20	1.60	0.35	6.27	1	6.27
Fcr1 RDC	11.20	1.50	0.30	5.04	1	5.04
Fcr2 RDC	11.20	1.50	0.30	5.04	1	5.04
Fx entre sol	5.65	1.50	0.30	2.54	1	2.54
Fy1 entre sol	4.45	2.00	0.45	4.00	1	4.00
Fy2 entre sol	4.45	2.00	0.45	4.00	1	4.00
Fy1 RDC	4.45	1.50	0.30	2.00	1	2.00
Fy2 RDC	4.45	1.50	0.30	2.00	1	2.00
F sous voileprph	29.95	1.20	0.30	10.78	1	10.78
						135.86

Tableau VII.7. *Le prix total de l'infrastructure (cc poly).*

Volume totale(m^3)	Prix (DA)	Prix total (DA)
135.86	30000.00	4076025.00

Tableau VII.8. *Déférence du prix de l'infrastructure*

Type	Volume totale(m^3)	Prix (DA)	Prix total (DA)
CC en ciment	149.34	30000.00	4480432.50
CC en polystyrène	135.86	30000.00	4076025.00
			404407.50

Tableau VII.9. *Déférence total du prix de béton*

Prix de l'infrastructure (DA)	Prix de superstructure (DA)	Prix total (DA)
1450004.25	404407.50	1854411.75

VII.2 Aspect technique :

VII.2.1 Les périodes :

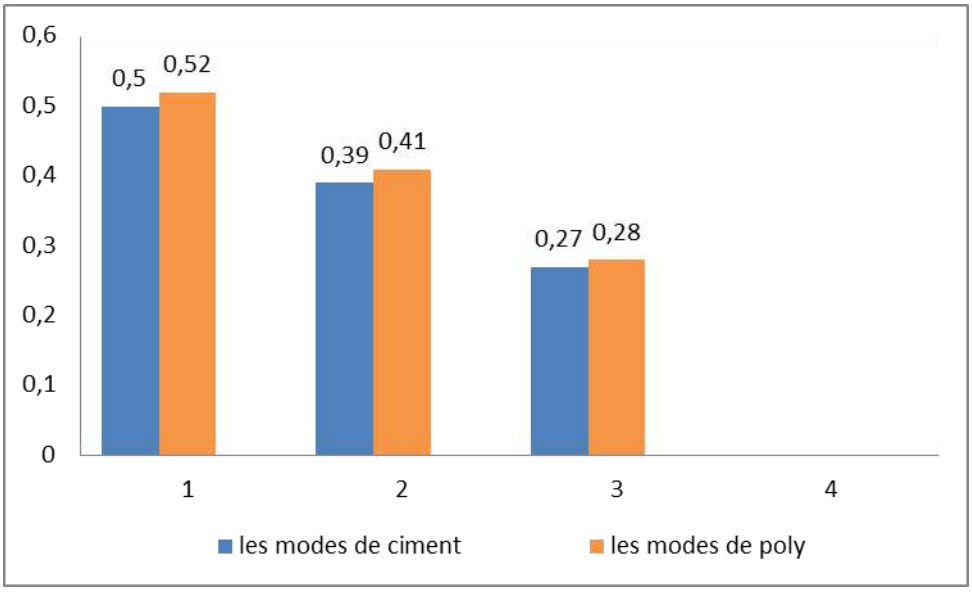


Figure VII.1 *Les périodes de trois premiers modes des deux types*

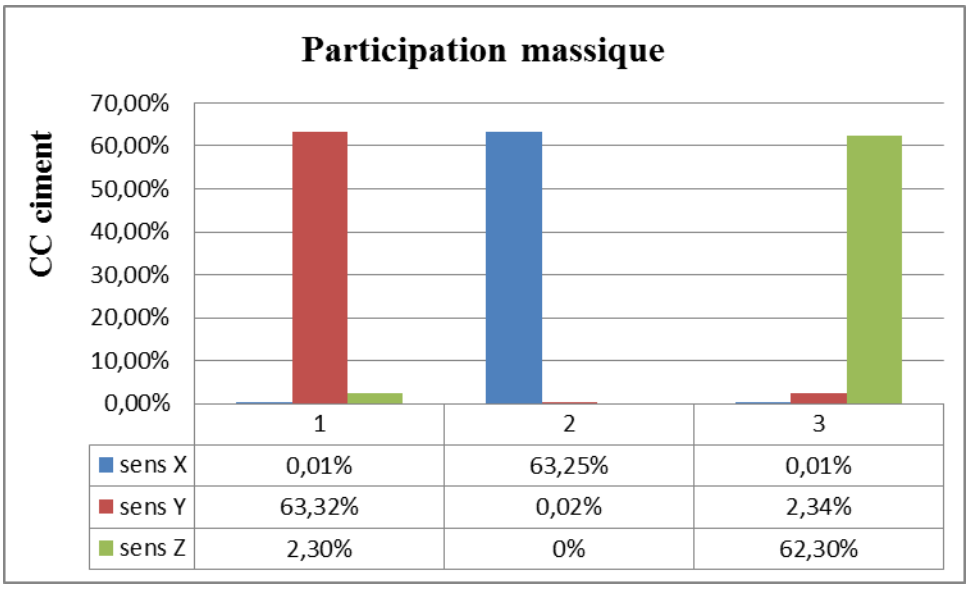
- **Commentaire :**

A partir de la figure précédente on remarque que les périodes de trois premiers modes de vibration pour les deux types de planchers étudiés présentent pratiquement presque les mêmes valeurs. Ceci pourrait être expliqué par la relation de rigidité et la masse.

Les périodes de polystyrène dans les trois premier modes est un peu plus grand que celle de ciment, puisque la période varie en fonction de la masse et de la rigidité, et que a rigidité varie de ça part proportionnellement avec la masse cela conduit à une faible augmentation de la période.

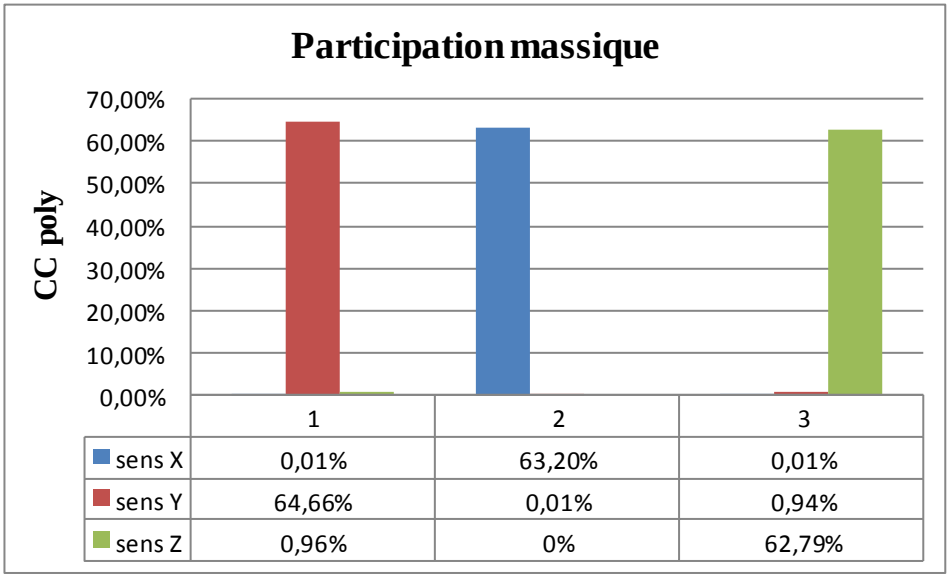
$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}}$$

VII.2.2Participation massique :



	1	2	3
sens X	0,01%	63,25%	0,01%
sens Y	63,32%	0,02%	2,34%
sens Z	2,30%	0%	62,30%

Figure VII.2*Participation massique de trois premiers modes (ciment).*



	1	2	3
sens X	0,01%	63,20%	0,01%
sens Y	64,66%	0,01%	0,94%
sens Z	0,96%	0%	62,79%

Figure VII.3*Participation massique de trois premiers modes (polystyrène).*

- **Commentaire :**

D'après les figures 2 et 3 on remarque que la rotation dans la structure étudie avec un plancher en polystyrène est presque nulle mais les deux translations suivant l'axe X et l'axe Y atteint même participation massique.

VII.2.3Le poids totale de la structure :

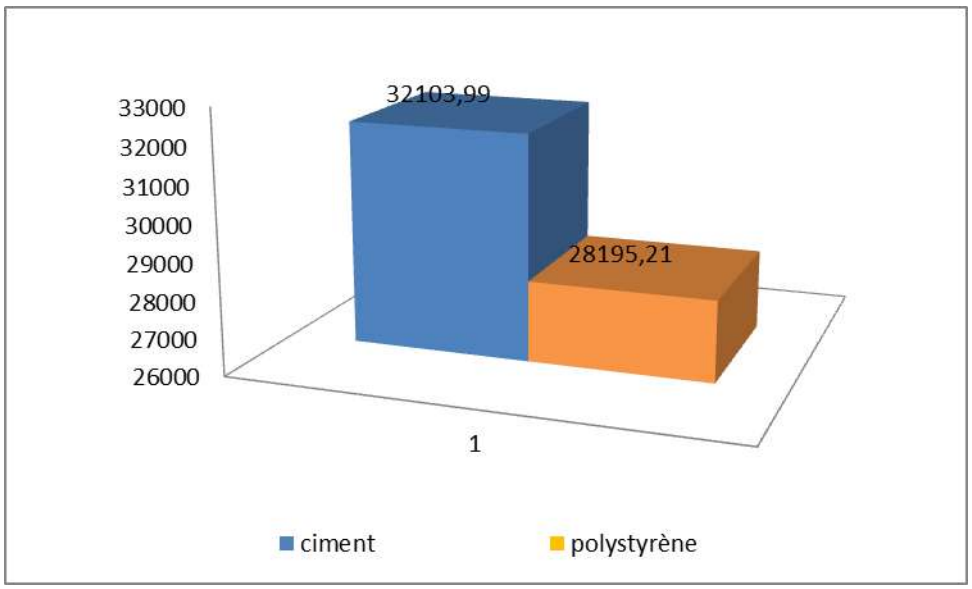
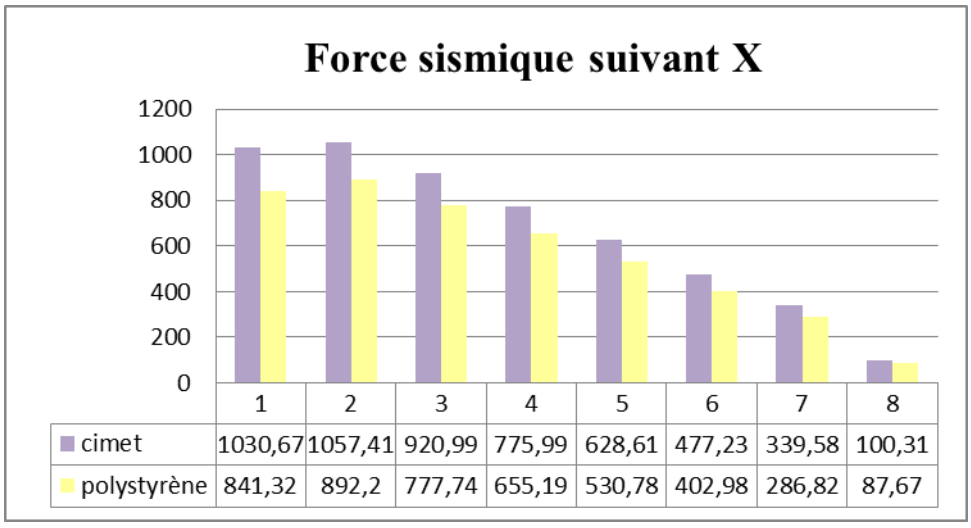


Figure VII.4*Déférence de poids entre les deux cas en KN.*

- **Commentaire :**

D'après la figure VII.4 on remarque qu'un poids important a été minimisé (plus de 3900 KN) du poids total de la structure, cela est dû à la différence de masse des corps creux utilisés, ce qui explique aussi la déférence obtenue au niveau de dimension des semelles.

VII.2.4Force sismique :



	1	2	3	4	5	6	7	8
cimet	1030,67	1057,41	920,99	775,99	628,61	477,23	339,58	100,31
polystyrène	841,32	892,2	777,74	655,19	530,78	402,98	286,82	87,67

Figure VII.5*Force sismique aux étages suivant l'axe X*

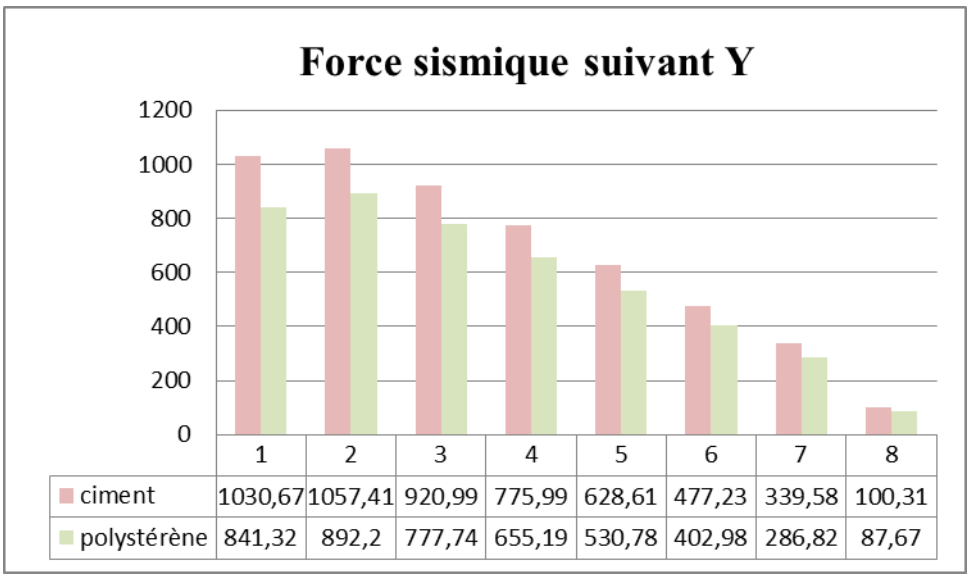


Figure VII.6*Force sismique aux étages suivant l'axe Y*

Commentaire :

Les forces sismiques reparties aux étages suivant les deux axes dans la structure étudiée en plancher avec ciment est plus grand que la structure étudié en polystyrène dans tous les niveaux. Ce qui pourrait expliquer que la déférence de la force sismique dépend de la variation du poids et la hauteur d'étage, du moment qu'ils ont les mêmes hauteurs d'étage donc la déférence de la force sismique engendré une déférence du poids des planchers.

$$F_{ix} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i} V_{tx} \quad , \quad F_{iy} = \frac{W_i * h_i}{\sum W_i * h_i}$$

VII.3Aspect économique :

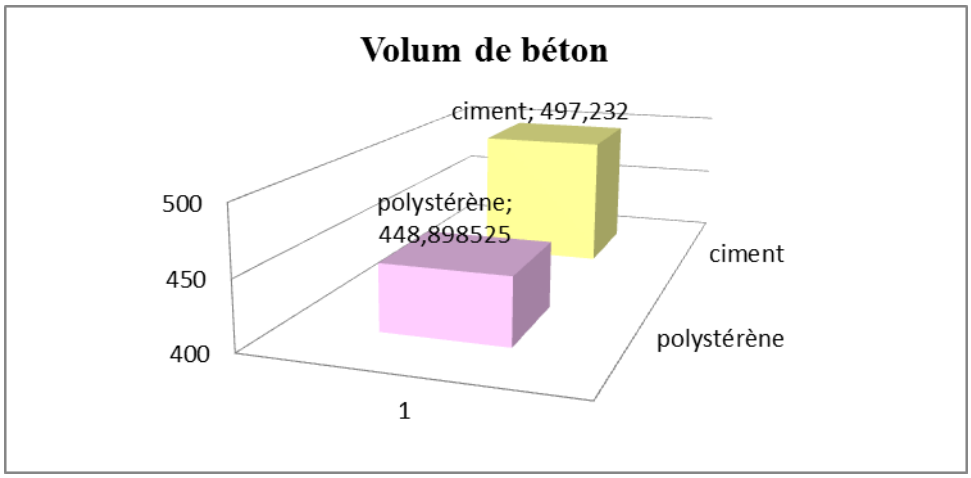


Figure VII.7 *Le volume de béton de super structure.*

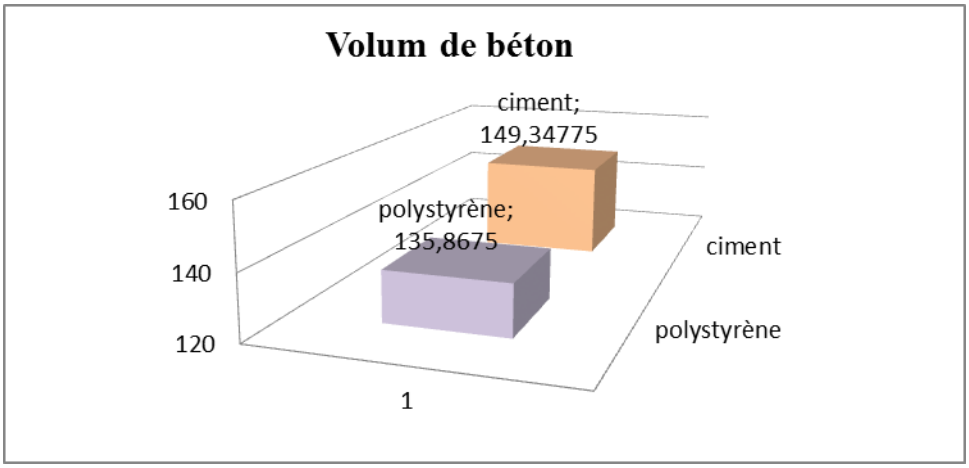


Figure VII.8 *Le volume de béton de l'infrastructure.*

- **Commentaire :**

D'après les figures 7 et 8 on remarque que le volume du béton de la structure fabriqué par des planchers en polystyrène est inferieure par rapport au volume de la structure réalisée avec plancher en ciment, que ce soit au niveau de l'infrastructure ou la superstructure. Cette différence de poids a été engendré par le type de plancher lui-même, du moment que la masse de l'unité de corps creux en ciment est plus grande par rapport à celle de polystyrène, donc on aura besoin des sections plus importante des éléments résistants (poteaux , poutres et voiles) pour qu'elle puissent reprendre les effort de sollicitations ce qui augmente automatiquement le volume du béton augment et vice-versa.

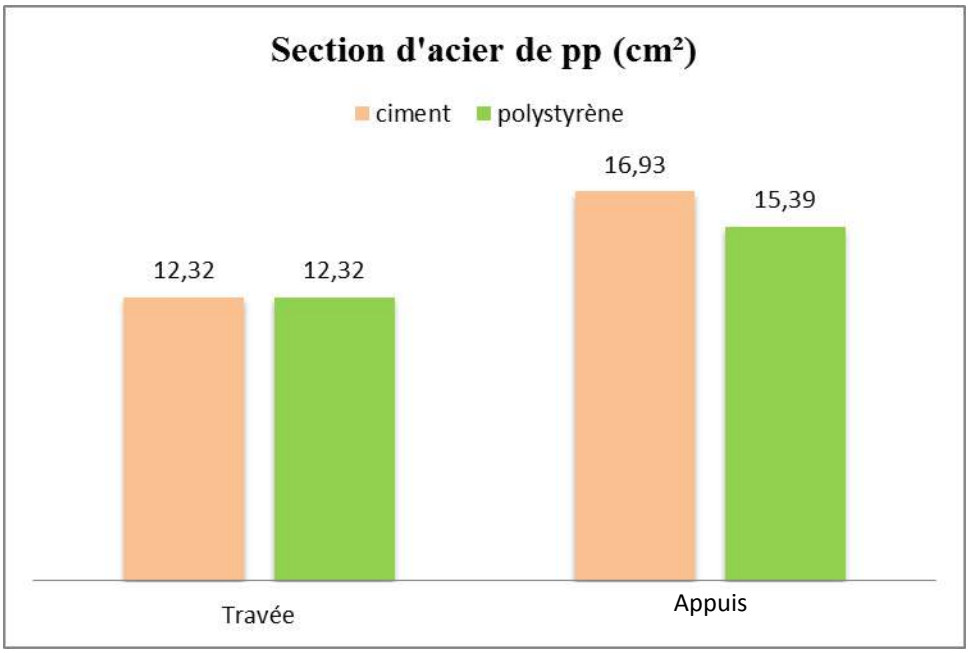


Figure VII.9 *Quantité d'acier des poutres principales.*

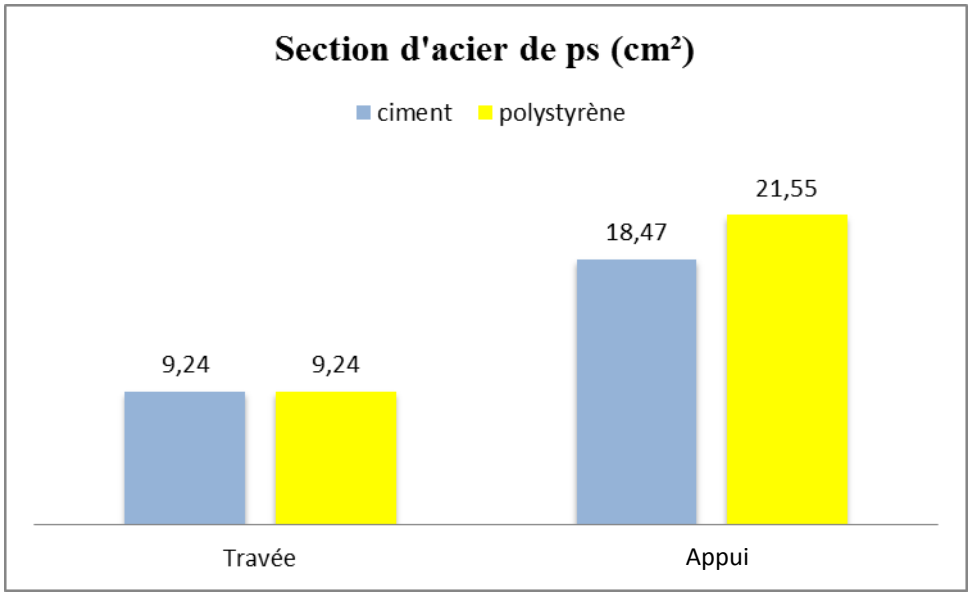


Figure VII.10*Quantité d'acier des poutres secondaires.*

- **Commentaire :**

A partir des figures 9 et 10, nous observons que la quantité d'acier des poutres secondaires et principales au niveau des travées présente pratiquement la même section d'acier, tandis qu'une faible variation sur la quantité d'acier au niveau des appuis a été observé, cette variation pourrait être dû au poids de la structure réalisé avec des corps creux en polystyrène et plus léger par rapport à celle réalisé en corps creux en ciment de plus les poutres principales jouent un rôle des poutres secondaires dans la transmission des efforts sismiques (voir tableau des efforts)

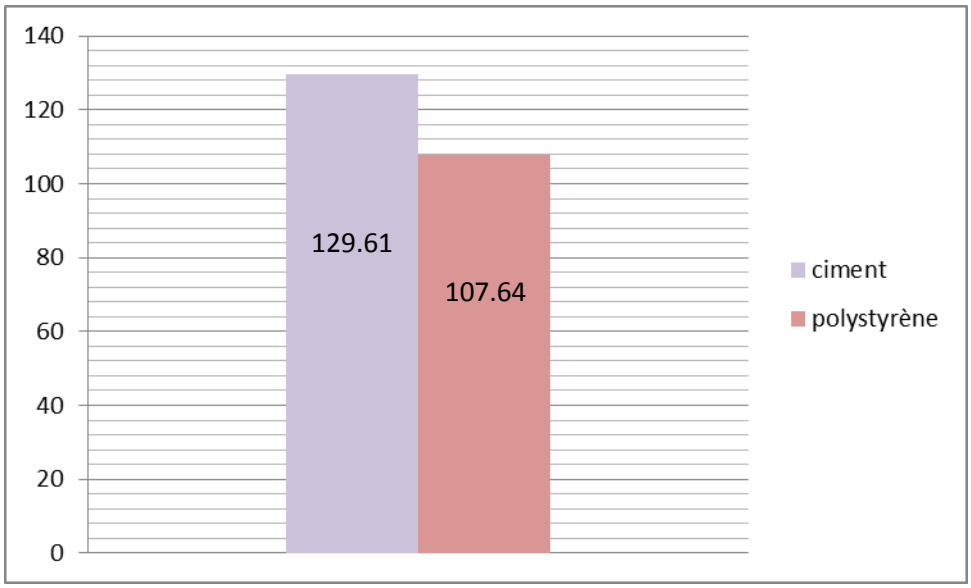


Figure VII.11*Quantité d'acier des voiles.*

Commentaire :

La variation de quantité d'acier des voiles en fonction de type de plancher est représenté sur la figure 11, d'après cette figure on remarque que la quantité d'acier dans la $2^{ème}$ variante corps creux en ciment est plus importante que celle dans la structure réalisé en plancher en polystyrène. Cette diminution est probablement due également au poids total de la structure qui a engendré une diminution de l'effort sismique induisant une diminution de l'épaisseur des voiles de 20 à 15 cm respectivement

VII.4.Conclusion :

Après l'étude techniques on peut conclure que l'utilisation du corps creux en polystyrène présente plusieurs avantages techniques et économiques parmi ces avantages on peut citer ce qui suit :

-Diminution du poids total de la structure

-Diminution dans les sections des éléments résistants notamment les éléments de contreventement

-Diminution sur l'effort sismique de chaque étage

-Diminution de la période totale de dissipation d'énergie

-Un gain important dans le volume de béton armé : plus 62m^3 de béton armé a été obtenus : l'équivalence d'environ de 1.850.000,00 DA qui représente la réalisation d'un étage de plus pour chaque bâtiment.

-un gain sur la manutention, le transport et la main d'œuvre qui n'a pas été pris en considération dans cette étude.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation ,d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude, il convient de souligner que pour une bonne conception de structure, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet afin de prendre en charge toutes les contraintes induites par la structure adoptée par rapport à l'architecture proposée et arriver à une sécurité maximale à l'ouvrage sans surcout important.

Cette étude a montré que le type de plancher influe sur les éléments structuraux quel que soit les poutres, les poteaux, ou les voiles.

Enfin d'après tout ce qui a précédé et sur la base de cette étude détaillée, le type de plancher le plus favorable dans notre cas est le plancher en polystyrène qui permet de mettre en œuvre notre ouvrage en tout économie et sécurité au même temps.