République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE Dr. YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie de la Matière

Filière Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes pour l'obtention du diplôme de Licence (**L**MD)

en Génie Civil

Option : Construction

THEME

Conception et étude d'une structure implantée dans zone de sismicité moyenne

Dirigépar :

SAFIDDINE Salim

Etudiépar :

- M^lle : MEREDEF FATIHA
- M^lle : OTMANINE TAKIA

Juin 2015

REMERCIEMENT

En premier lieu, nous tenons à remercier ALLAH de nous avoir donné le courage et la volonté de terminer ce travail, et nos parents pour leurs appuis et leurs soutiens.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur SAFIDDINE Salim pour ses orientations précieuses.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de génie civil qui ont contribué à notre formation.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apporté leur soutien et qui nous ont aidé de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Enfin nous tenons encore à remercier le bon dieu qui nous a guidés pas à pas pour atteindre notre objectif.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à:

A mes très chers parents qui ont fait de moi ce que je suis, grâce à leur amour et leurs sacrifices.

Ma mère la source d'affectation et de l'amour et qui a attendus ce jour avec patience

Mes sœurs FEIIA, MOFIDA a ainsi que BILLEL, MAROUANE, OUSSAMA

Ma tente NISSA

Mes grands parents

A tout ma famille sans exception

Mes copines : AMEL, NACERA.

Mes amis : WASNA, MERIEM, MOUNA, RANDA, MIRA, KARIMA, HAFIDHA.

A tous ce qui m'ont aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire

Toute ma promotion de GCV 2015

Et touts ceux qui me sont chère

Résumé

Résumé

Ce projet consiste à étudier un bloc, à usage d'habitation

En (RDC + 1) qui sera implanté à Médéa, classée selon le (**RPA 99 version 2003**) comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIb**).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement (portique auto stable (poteau – poutre) sans remplissage en maçonnerie rigide).

Le dimensionnement de tous les éléments résistants et le calcul du ferraillage des poutre principales ont été établis conformément aux règlements algériens **(CBA 93 et RPA99 version 2003).** L'étude dynamique a été établie suivant la méthode statique équivalant, moyennant le logiciel **(Sap 2000).**

Summary

This Project consistes in studying a block lively use, containing one block in **first floor +1,** Which will be established in Médéa, classified according to (**RPA99 version 2003**), like a zone of average seismicity **(zone IIb).**

The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is anssured by a System (frames and Shells)

The dimensioning of all the resistant Elements and the calculation of the shells were sestablished in accordance with the Algeri an payments.

(CBA 93 and RPA 99 vesion2003).

The dynamic study was established according to the numerical method, with the help of software (**sap 2000).**

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لانجاز بناية سكنية تتألف من طابقين بولاية المدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم**IIb** حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل .

هذا المشروع مهيكل بواسطة نظام صد (الأعمدة و العارضات) لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل الحمولات العمودية و الأفقية .

قياس أبعاد العناصر الأساسية و تسليح العارضات الأساسية مصممة طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر

* القواعد الجزائرية المضادة للزلازل .

* قانون الخرسانة المسلحة .

* الدراسة الزلزالية تمت وفق الطريقة العددية . Méthode statique équivalente

Sommaire

Remerciement .....
Dédicace .....
Résumé.....
Sommaire .....
Liste des figures .....
Liste des tableaux.....
Notation et symboles .....
Introduction générale .....

Chapitre I Présentation de l'ouvrage (avec les plans d'Architecture)

I.1. Présentation de l'ouvrage 2
I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....2
I.2.1. Dimensions en élévation.....2
I.2.2. Dimension en plan 2
1.2.3. Système de contreventement.....2
I.2.4. Structure 2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux 3
I.3.1. Béton 3

Chapitre II Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction 5
II.2Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations 5
II.2.1 .plancher terrasse 5
II.2.2 Plancher étage courant 6
II.2.4. Escaliers.....7
II.2.5.Murs extérieurs en maçonnerie 8
II.3.Pré dimensionnement des planchers 10

II.4.Pré dimensionnement des poutres 11
II.4.1.Les poutres principales 11
II.4.2. Les poutres secondaires 12
II.4.3.Vérification selon le R .P.A 99.....12
II.5.Pré dimensionnement des poteaux 12
- Vérification vis-à-vis de RPA 2003 et du flambement.....13
- Calcul de l'effort normal admissible à l'ELU « Nu adm» 15
- La surface reprise par le poteau 16
- Vérification des sollicitations normales 16

Chapitre III calcul des éléments secondaires

III.1. calcul des escaliers.....21
III.1.1 Introduction.....21
III.1.2.Terminologie.....21
III.1.3 dimensionnement 22
III.2.1. Evaluation des charges.....24
III.2.2.détermination des efforts 24
III.2.3.feraillage des escaliers 26

Chapitre IV Etude sismique

IV.1.Méthode équivalente statique selon le RPA99 32
IV.1.1.Calcul de force sismique totale.....33
IV.1.1.1.Poids total de la structure.....33
IV. Valeur de l'effort sismique.....34
1 Calcul du coefficient d'accélération de zone A 34
2 Calcul de la période.....34
3 Facteur d'amplification dynamique moyen 35
4 Valeur de ζ 36
5 Facteur de correction d'amortissement.....36
6 coefficient de comportement R 36
7 Facteur de qualité (Q) 36
IV.2.la force sismique Fi 37

Chapitre V modélisation

V.1.Introduction 40
V.2.feraillage des poutres 40
Conclusion générale 56
Bibliographies 57

Liste des figures

Chapitre II :

Figure II.1: Constituant d'un plancher 5

Figure II.2 : Constituant d'un plancher étage 6

Figure II.3 : Mur double cloison.....8

Figure II.4 : mur simple cloison 8

Figure II.5: schéma du plancher a corps.....10

Figure II.6 : dimension des corps creux 11

Figure II.7 :représentation des poteaux le plus sollicité 16

Figure II.9: schéma du voile 17

Chapitre III

Figure III.1 : escalier 21

Figure III.2 : modélisation de premier volée.....22

Figure III.3 : distribution de la charge a L'ELU 26

Figure III.4 : diagramme de moment fléchissent 26

Figure III.5 : diagramme de l'effort tranchant 26

Figure III.6 : distribution de la charge a L'ELS 26

Figure III.7 : diagramme de moment fléchissent 26

Figure III.8 : diagramme de l'effort tranchant 26

Chapitre V

Figure V.1 : diagramme des moments suivants l'axe (xz) à L'ELU 44

FigureV.2: diagramme de l'effort normal 45

Figure V.3 : diagramme de l'effort tranchant 46

Figure V.4 : diagramme des moments suivants l'axe (xz) à L'ELS 47

FigureV.5: diagramme de l'effort normal 48

Figure V.6 : diagramme de l'effort tranchant 49

Figure V.7 : diagramme des moments suivants l'axe (xz) à ACC1.....50

FigureV.8: diagramme de l'effort normal 51

Figure V.9 : diagramme de l'effort tranchant 52

Figure V.10 : diagramme des moments suivants l'axe (xz) à ACC2.....53
FigureV.11: diagramme de l'effort normal 54
Figure V.12 : diagramme de l'effort tranchant 55

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1 : Évaluation des charges permanentes des plancher terrasse 5
Tableau II.2 : Évaluation des charges permanentes des plancher courant 6
Tableau II.3 : Évaluation des charges permanentes des Palier 7
Tableau II-4 : Évaluation des charges permanentes des Paillasse.....7
Tableau II.5 : Évaluation des charges permanentes des Mur double cloison.....8
Tableau II.6: Évaluation des charges permanentes des murs simple cloison.....9
Tableau II.7 : pré dimensionnement des poteau 13
Tableau II.8: détermination de la longueur de flambement 13
Tableau II.9 : Vérification vis-à-vis de RPA 2003 et du flambement 14
Tableau II.10 : calcule de Nu admissible 15
Tableau II.11 : vérification des efforts normal de résistance 18
Tableau II.12 : charge permanente et d'exploitation 19

Chapitre III

Tableau III.1 : évaluation de charge permanente de l'escalier 24
Tableau III.2 : combinaison des charges de l'escalier 25
Tableau III.3 : calcul des ferraillage.....30

Chapitre IV

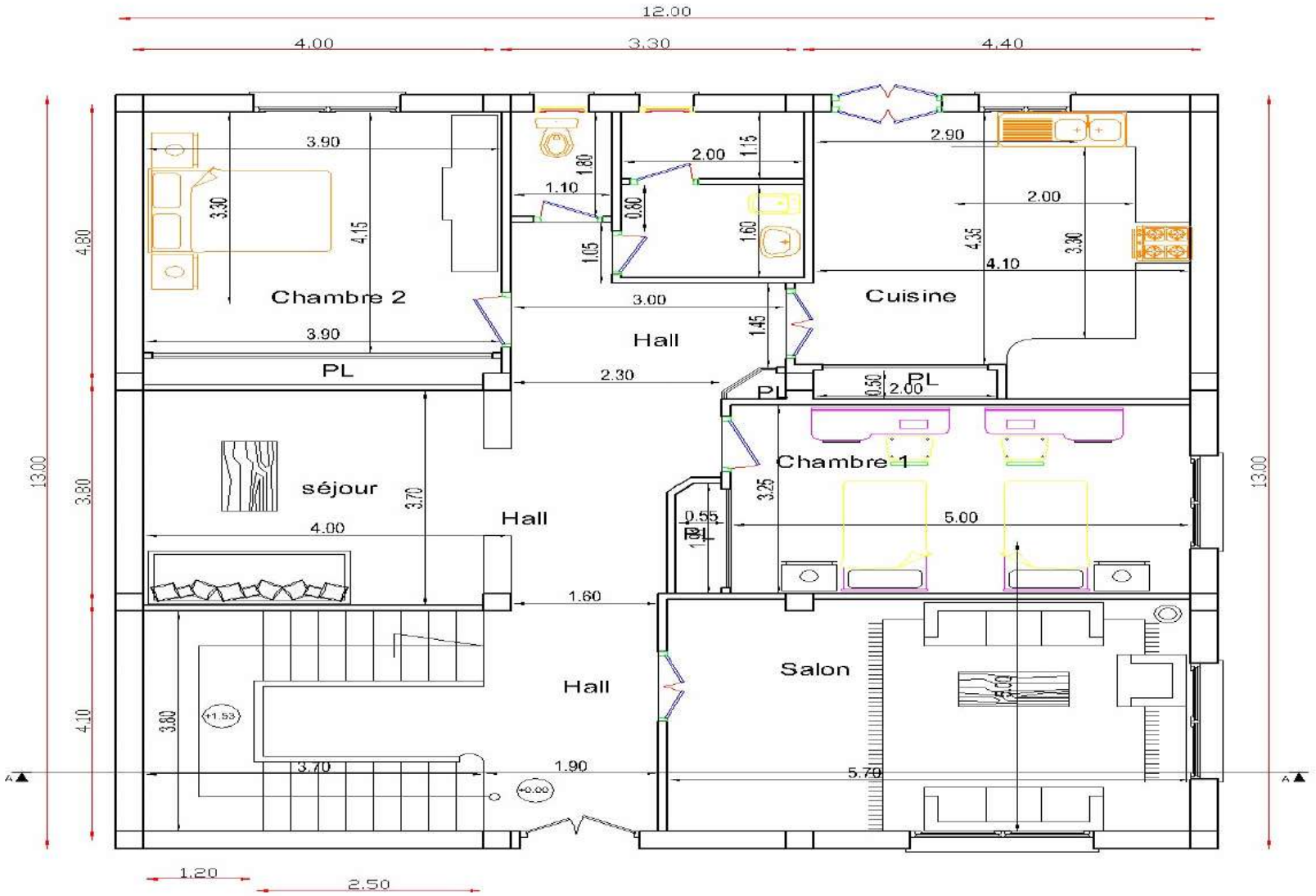
Tableau IV.1 : calcule la charge permanente pour l'étage terrasse.....33
Tableau IV.2 : calcule la charge permanente pour l'étage courant.....34
Tableau IV.3: Calcul du coefficient d'accélération de zone A 34
Tableau.IV.4: Coefficient en fonction du système de contreventement du type de Remplissage 35
Tableau IV.5: Valeur de T2 35
Tableau IV.6: Valeur de ζ 36
Tableau IV.7: Facteur de qualité (Q) 36

Tableau IV.8: calcule (Wi Hi) 37
Tableau IV.9: calcule Fi(x) 37

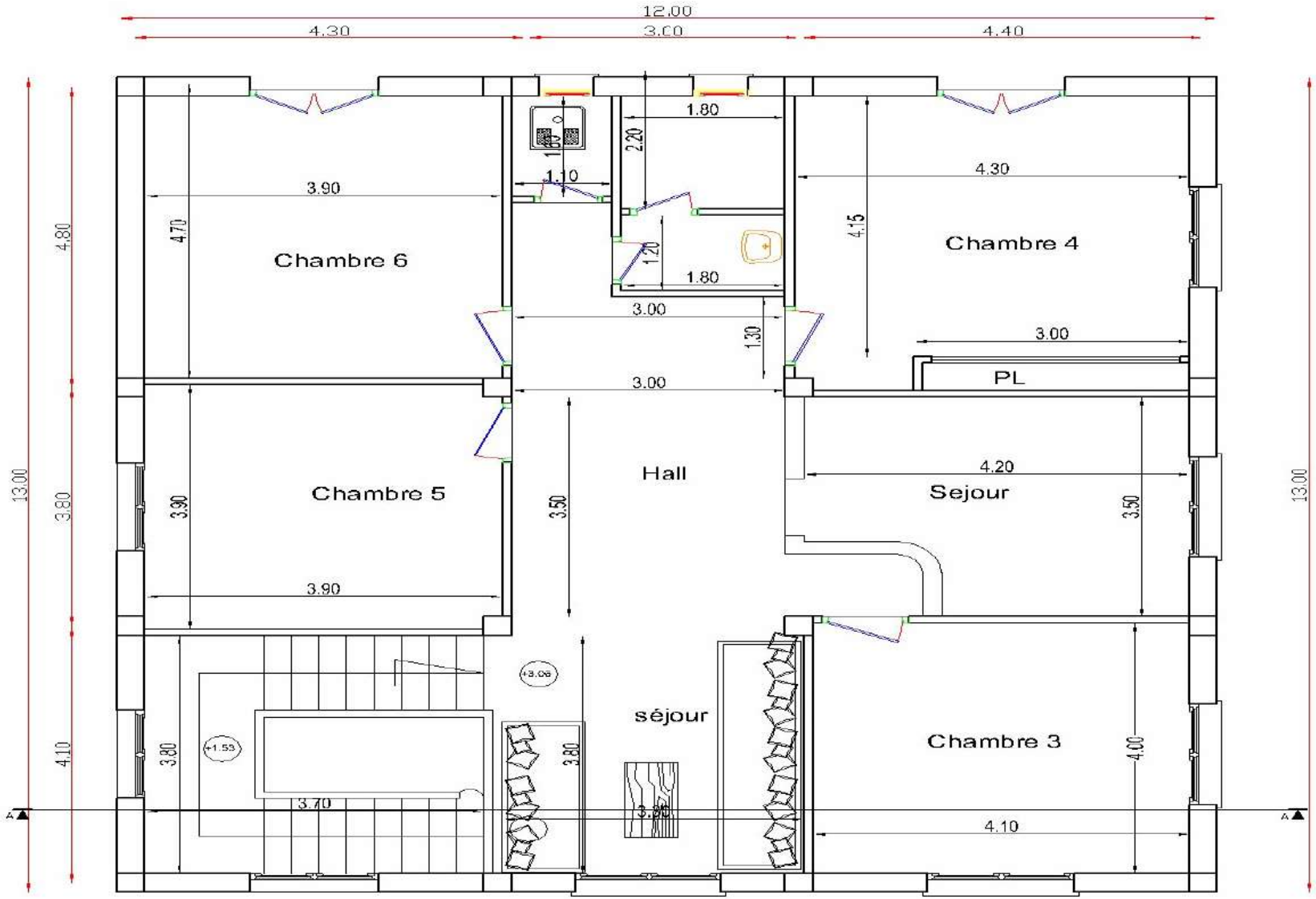
Chapitre V

Tableau V.1 : les caractéristiques de béton et l'acier 40
Tableau V.2 : ferraillage des poutres a L'ELU.....41
Tableau V.3: ferraillage des poutres principales.....42
Tableau.V.4: le moment et les effort suivant l'axe X 42
Tableau.V.5: vérification des contraintes à l'ELS 43

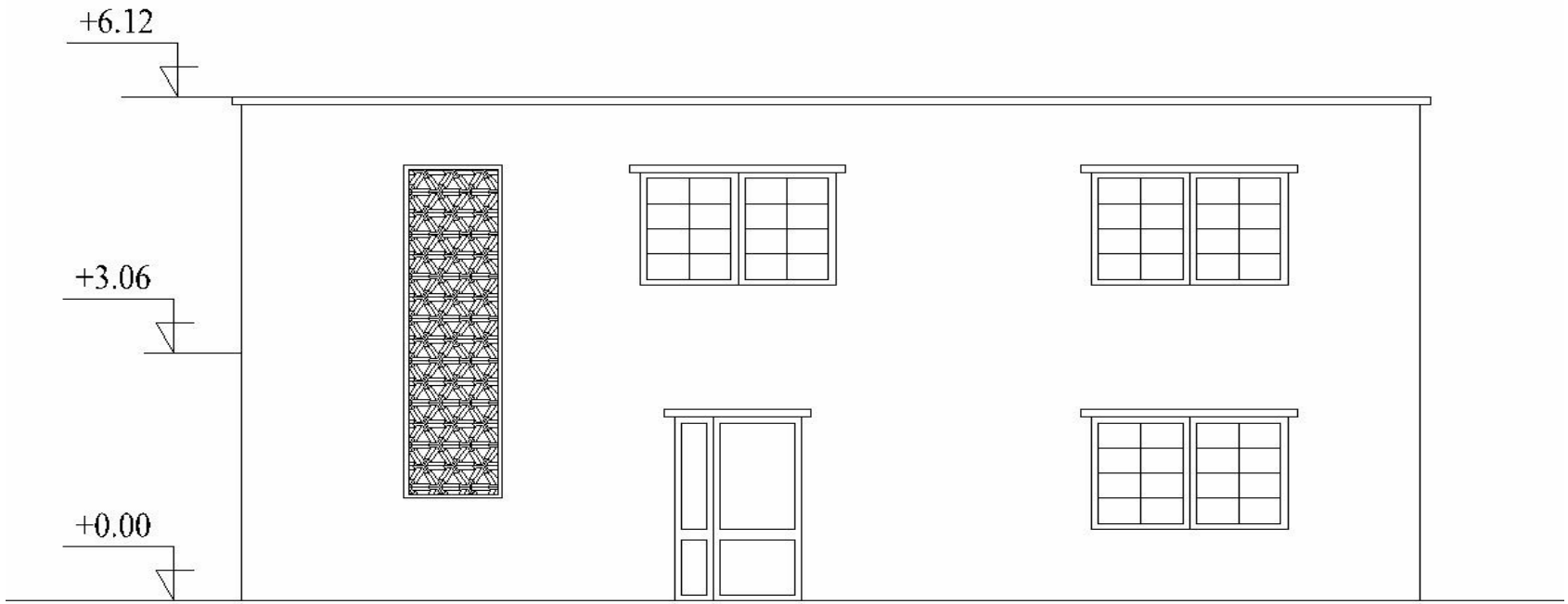
REZ DE CHAUSSEE



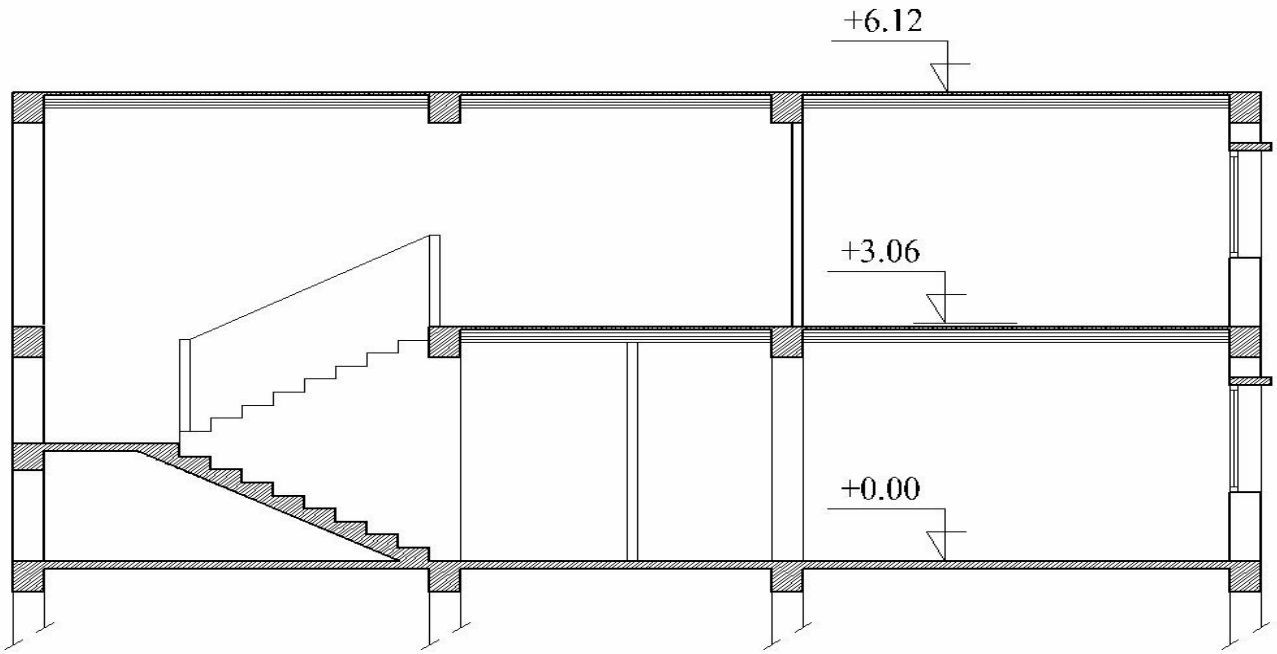
1er ETAGE


12.00
4.30
3.00
4.40
13.00
4.80
3.80
4.10
3.90
4.70
Chambre 6
1.80
2.20
1.10
1.20
1.80
3.00
1.30
4.30
4.15
Chambre 4
3.00
PL
3.00
Chambre 5
3.90
3.90
Hall
3.50
4.20
Sejour
3.50
séjour
3.80
3.80
3.70
3.80
4.10
Chambre 3
4.00
4.10
13.00

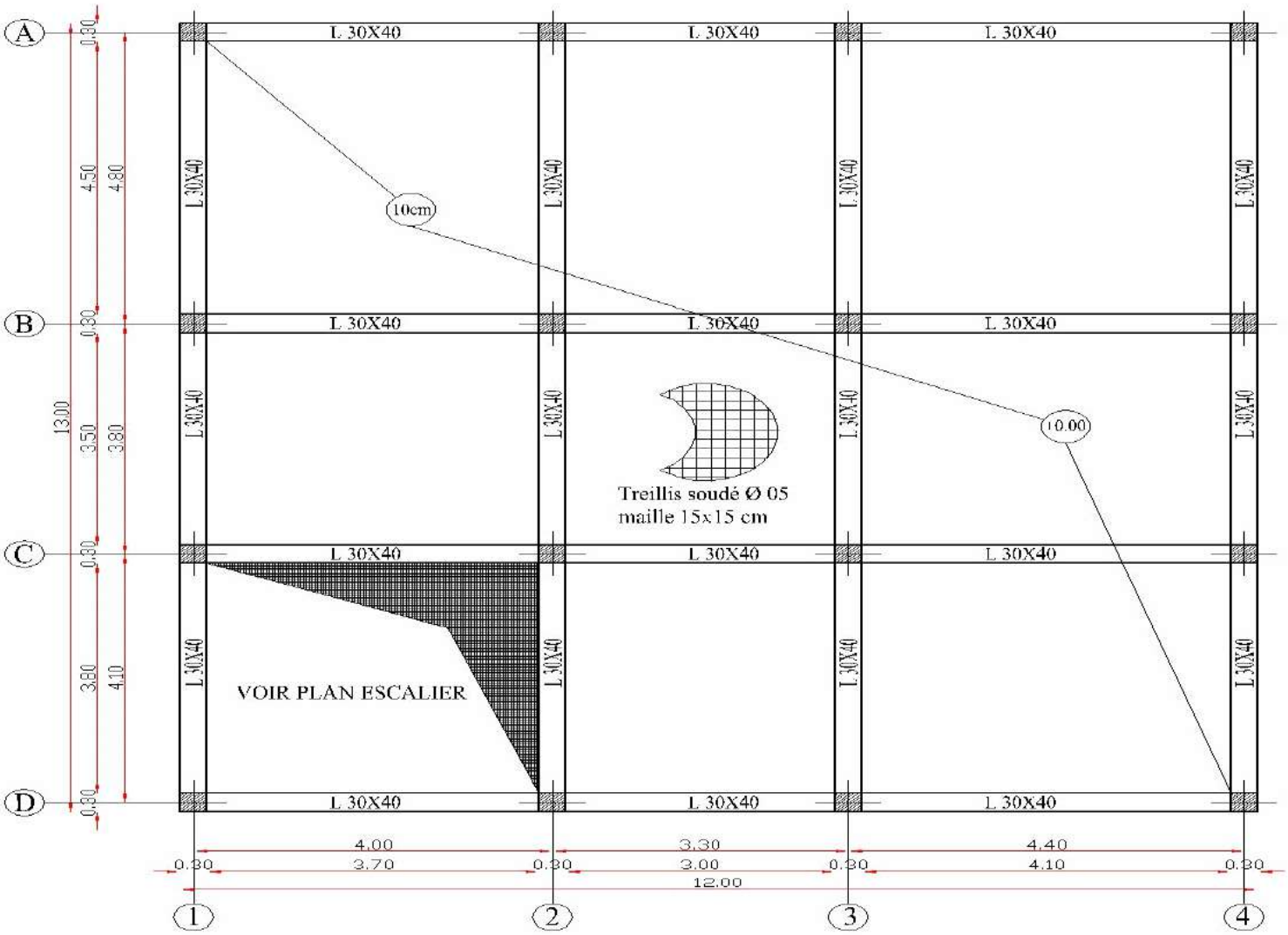
FACADE PRINCIPALE



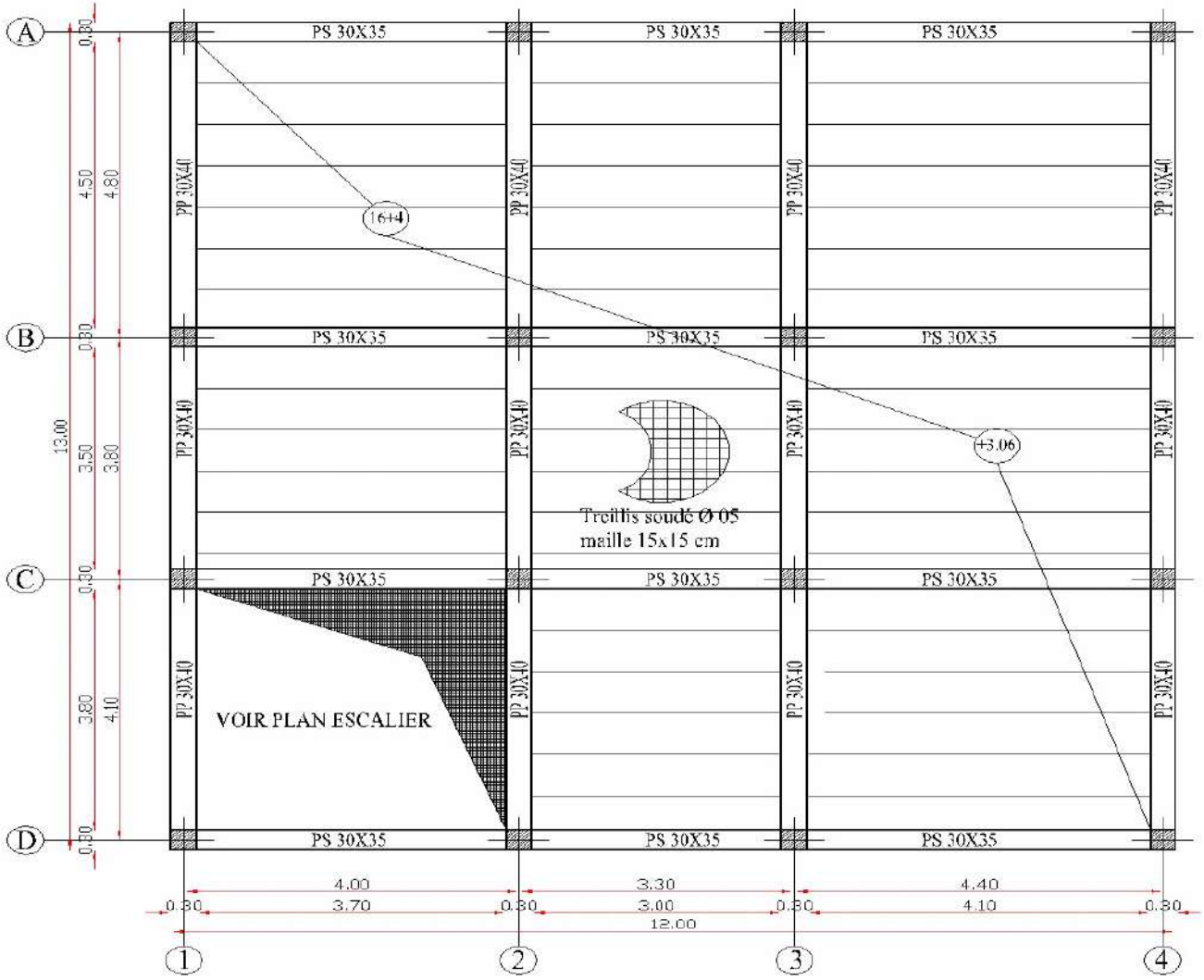
COUPE A-A



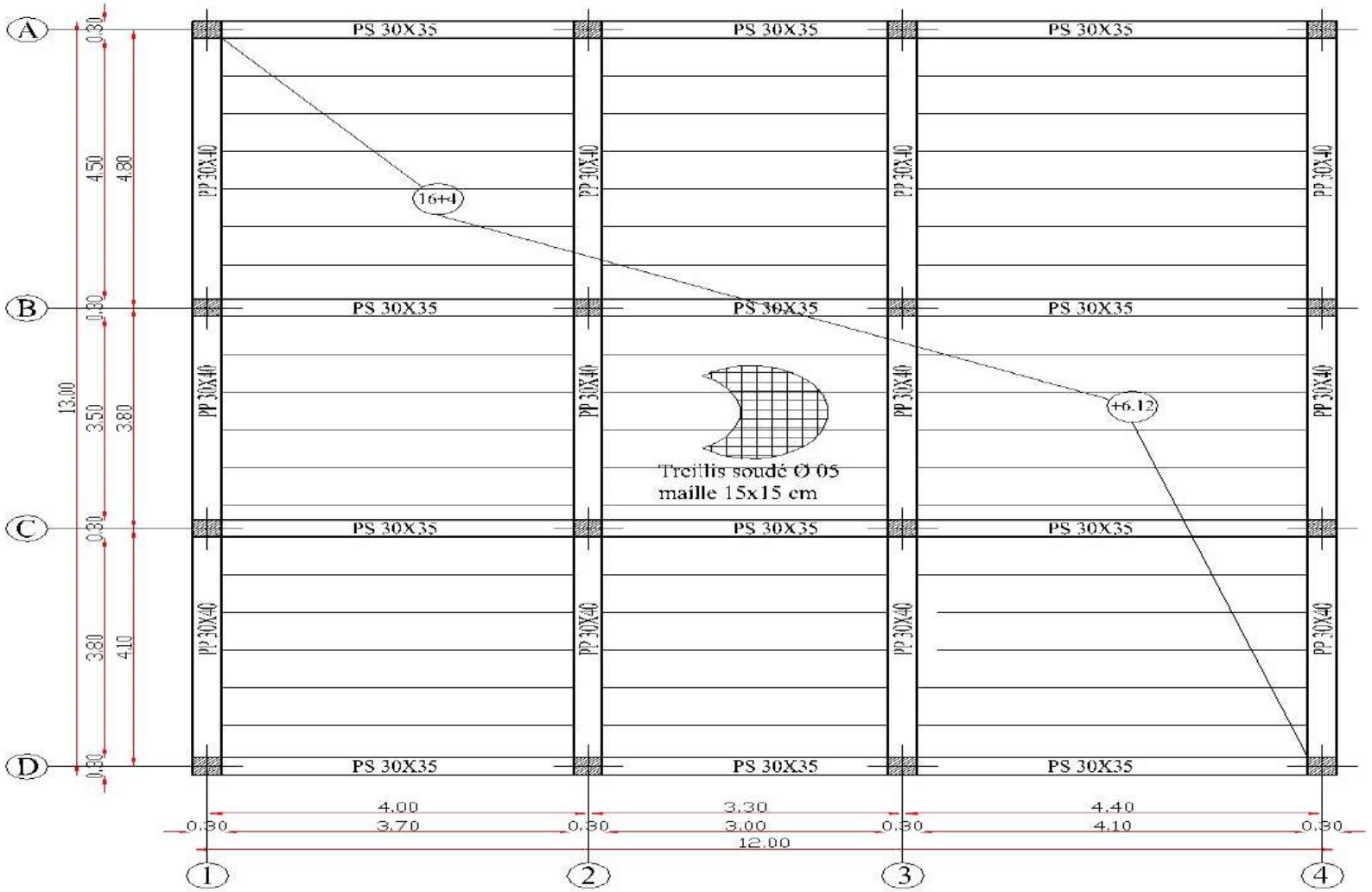
PLAN COFFRAGE DES LONGRINES



PLAN COFFRAGE PLANCHER NIVEAU +3.06



PLAN COFFRAGE PLANCHER TERRASSE +6.12



Notations et symboles

Majuscules romaines

E.L.S : Etat Limite de Service.

E.L.U : Etat Limite Ultime.

M : Moment fléchissant.

Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.

Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S .

T :effort tranchant.

TU : Effort tranchant ultime.

N : Effort normal.

G: Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : Charge sismique.

P pp : poids de la poutre principale.

P $_{PS:}$ poids de la poutre secondaire.

P t: poids des poteaux.

P u : effort normale total à L'ELU.

P u' : effort normal majoré à L'ELU.

Minuscules romaines

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 » jours.

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

If : Longueur de flambement

h: Hauteur de la section du béton.

b : Largeur de la section du béton.

b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)

Majuscules grecques

W : poids.

Σ : sommation

△ : Variation

Φ: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

Minuscules grecques

α*:* Angle

γ : Coefficient de sécurité

ε: Déformation relative

η: Coefficient de fissuration

λ: :Élancement mécanique.

μ: Coefficient de frottement.

Autres notations

A.N : Axe neutre.

C.V: Condition vérifiée.

C.N.V : Condition non vérifiée.

Acc : Accidentelle.

Introduction générale

Les phénomènes déclencheurs notamment les séismes constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens .l'Algérie, et particulièrement sa partie nord n'est pas à l'abri de tels phénomène destructifs et c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la construction tout en tenant compte de multiples facteurs (site, nature du sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol structure, …etc).

L'ingénieur civil est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation (R+1) qui regroupe des habitations pour les étages courant , des commerces pour le rez-de-chaussée , et des parking pour le sous sols.

Dans notre étude, on va consacrer le premier chapitre aux généralités ou on présente les principes généraux de calculs et vérifications des pièces en béton armé aux états limites ainsi que les caractéristiques et les lois de comportement des matériaux à utiliser.

Le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres sont présentés dans le chapitre deux alors que le troisième chapitre comporte le calcul des éléments secondaire.

En plus du calcul statique, nous allons essayer de chercher un bon comportement dynamique de notre structure ce qui fera l'objet du $4^{ème}$ chapitre et cela en tentant diverses dispositions des voiles de contreventement et on retiendra la bonne si non la meilleure disposition possible qui offrent à la structure un bon comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) .Le ferraillage des poteaux ,poutres et voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique (les efforts) tout en vérifiant les critères imposées par le RPA99 ,CBA93et BAEL99 ,et enfin nous terminons notre travail par une étude des fondations et une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

Chapitre I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment en RDC + 1 étage, à usage d'habitation.

Le bâtiment à réalisé A Ouled Brahim à wilaya de MEDEA. C'est une zone de moyenne sismicité (zone IIb), selon la nouvelle classification et conformément au règlement parasismiques algérien RPA 99 Version 2003, groupe d'usage 2 dans un site classé comme sol de nature argilo sableuse jaunâtre à brunâtre.

I.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

I.2.1. Dimensions en élévation :

La hauteur de Rez - de –chausser = 3.06m.

La hauteur de l'étage courant = 3,06m.

La hauteur totale du bâtiment est de = 6.12m.

I.2.2. Dimension en plan :

Notre bâtiment présente un dé symétrie dans ses directions, il est caractérisé par une forme

Rectangulaire de longueur Let une largeur.

Avec :

L= 13+1.50 m

L=12 m

I.2.3.Système de contreventement:

Notre bâtiment comporte une hauteur inférieure à 14m, dans la zone IIb donc selon le RPA99 Version 2003 il est nécessaire de préconiser une ossature auto stable en béton armé (poteaux poutres)

I.2.4. Structure

Notre bâtiment est constitué avec des portiques (poteau- poutre) en béton armé.

Planchers

Dans toutes les constructions à des étages, les niveaux sont séparés par des planchers sur lesquels circulent les utilisateurs.

Définition

Les planchers sont des éléments horizontaux porteurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, qui sont détermine un niveau dans la partie supérieure et porte le sol dans la partie inférieure.

On distingue plusieurs types de planchers, et dans notre ouvrage on a deux (02) types de planchers :

Plancher à corps creux (16+4) pour le (*R.D.C*) et l' étage courant.

Planches à dalle pleine pour les balcons et les dalles des escaliers.

Acrotère

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé, de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment sera réalisée en briques creuses.

- Les murs Extérieurs : ils sont constitués de double cloison de brique creuse séparées par une lame d'air de 10 cm d'épaisseur (ep total = 30 cm).
- Les murs Intérieurs : constitués par une seule cloison de 10 cm d'épaisseur.

Escaliers

Pour notre bâtiment on a un seul type d'escalier composé de (02) volées, Les marches seront revêtis de carrelage.

Revêtements

Le revêtement est constitué de :

- Carrelage de 2cm pour les appartements, les halls et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour les murs intérieurs et crépissage des façades extérieures.

Infrastructure

C'est la partie en contact avec le sol, qui forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le terrain ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au bon sol (avec σsol = 1.00 bars).

I.3.Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (CBA 93).

I.3.1.Béton : Nous utiliserons un béton dosé avec un ciment CPJ-CEMII42, 5 de 350Kg/m^3 donnant une résistance à la compression à 28 jours égale à $_{fc28=25}$ MPa. Et une résistance à la traction ft28=2,1MPa La composition d'un mètre cube (**1m^3**) de béton est :

- Ciment (classe 42,5) 350Kg.
- Sable (0/5) 400Kg.
- Gravier (15/25) 800Kg.
- au de gâchage 175 l.

Chapitre II

PREDIMENTIONEMNET DES ELEMENTS RESISTANT

II.1.Introduction

Le pré dimensionnement est un calcul préliminaire qui consiste à donner une évaluation des dimensions des éléments constituant notre structure : (les planchers, les poutres (principales et secondaires) les poteaux). Ce pré dimensionnement est établit tout en vérifiant les exigences des règles de RPA99 version 2003 et CBA 93.

II.2.Évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations

II.2.1.plancher terrasse :

Fig. II.1: Constituant d'un plancher

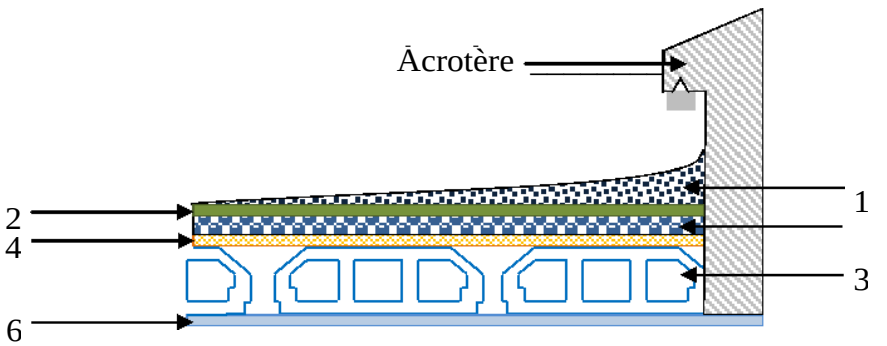


Fig. II.1: Constituant d'un plancher

a) Charges permanentes :

N°	Désignation	Ep (m)	Mv (KN/m^3)	P (KN/m^2)
1	Protection solaire en gravier roulé 8/15	**0,04**	**17,00**	**0,68**
2	Etanchéité multicouches	**0,02**	**6,00**	**0,12**
3	Papier kraft	**-**	**-**	**0,05**
4	Forme de pente en béton armé dosé	**0,10**	**25,00**	**2,50**
5	Isolation thermique en liège	**0,04**	**2,40**	**0,10**
6	Pare vapeur	**0,01**	**6,00**	**0,06**
7	Film polyane	**-**	**-**	**0,01**
8	Planché corps creux 16+4	**0,20**	**13,75**	**2,75**
9	Enduit en plâtre	**0,02**	**10,00**	**0,20**
			G (KN/m2) = 6,466	

b) Surcharge D'exploitation :

Terrasse inaccessible Q=1.00 KN/m^2

II.2.2 Plancher étage courant:

a) charges permanentes

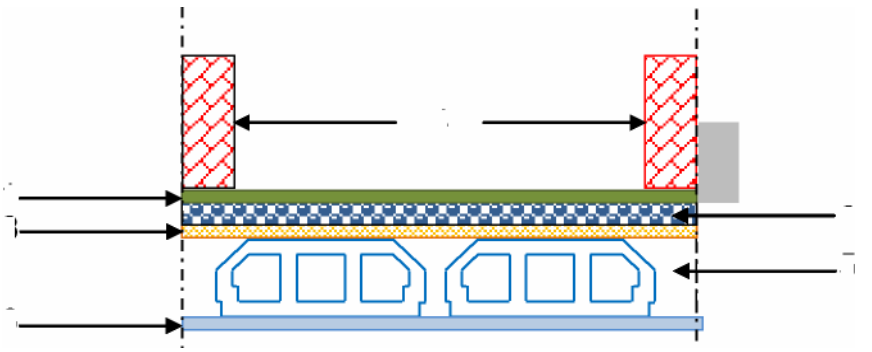


Fig. II.2: Constituant d'un plancher étage

N°	Désignation	Ep (m)	Mv (KN/m^3)	P (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	**0,02**	**22**	**0,44**
2	Mortier de pose	**0,02**	**20**	**0,40**
3	Lit de sable	**0,03**	**18**	**0,54**
4	Cloisons	**-**	**-**	**1,82**
5	Planché corps creux 16+4	**0,2**	**13,75**	**2,75**
6	Enduit en plâtre	**0,02**	**10**	**0,20**
			G (KN/m2) = 6,15	

Tableau II.2:Évaluation des charges permanentes des plancher Courant.

b) Surcharge D'exploitation :

- Usage habitation Q=1.50 KN/m^2.

II.2.3. Escaliers :

a) Charges Permanentes :

a.1.Palier :

N°	Désignation	Ep (m)	Mv (KN/m^3)	P (KN/m^2)
1	Carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalen en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G = KN/m2	5,490

Tableau II.4:Évaluation des charges permanentes des Palier

a.2. Paillasse :

N°	Désignation	Ep (m)	Mv (KN/m^3)	P (KN/m^2)
1	Carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
3	Marche	0.17/2	22	1,87
4	paillasse	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
			G = KN/m2	7,360

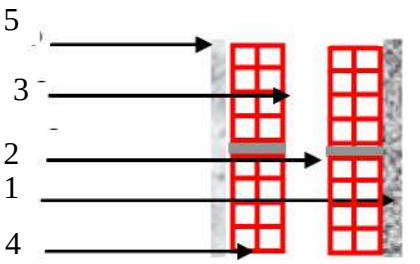
Tableau II.5:Évaluation des charges permanentes des Paillasse

b) Surcharge D'exploitation :

Ouvrage d'habitation : **Q=2.50 KN/m^2**

II.2.4.Murs extérieurs en maçonnerie :

a). Double Cloison



FigII-5: Mur double cloison

N°	Désignation	Ep (m)	Mv (KN/m^3)	P (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Brique creux	0,10	9	0,90
3	Ame d'air	0,10	0	0,00
4	Brique creux	0,10	9	0,90
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
6	Enduit en plâtre	0,01	10	0,10
			G=KN/m2	2,620

TableauII.6:Évaluation des charges permanentes de Mur double cloison

b) simple cloison :

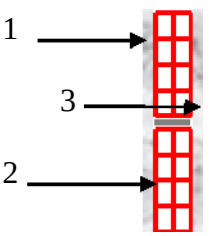


Figure II.6:mur simple cloison

N°	Désignation	Ep (m)	Mv (KN/m^3)	P (KN/m^2)
1	Enduit en plâtre	0,01	10	0,10
2	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
3	Brique creux	0,1	9	0,90
4	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
5	Enduit en plâtre	0,01	10	0,10
			G=KN/m2	1,820

Tableau II.7:Évaluation des charges permanentes de mur simple cloison

II.3.pré dimensionnement des planchers :

a) Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

$$L/25 \leq h \leq L/20$$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle est : L=4.40m

$440/25 \leq h \leq 440/20$

$17.6cm \leq h \leq 22cm$

on choisit: h= 20 cm (16+4)

Condition d`isolation acoustique

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante : h min ≥ 16 cm, d'où on a 20 cm > 16 cm (condition vérifie).

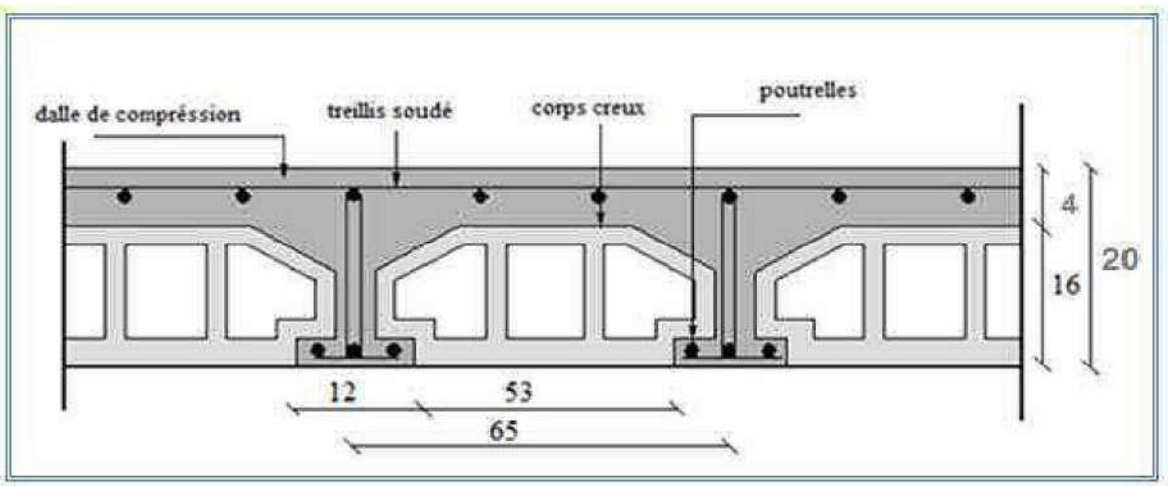


Figure II.7: schéma du plancher a corps

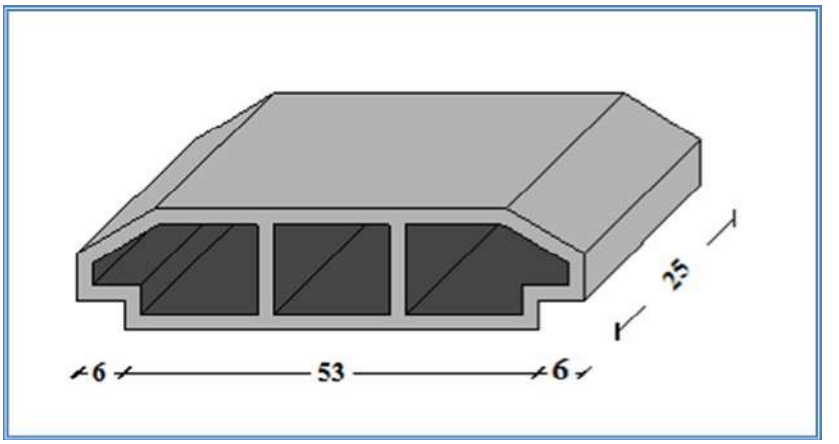


Figure II.8: Démentions des corps creux

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettant les charges aux poteaux.

le pré dimensionnement de la section transversale de la poutre est donné comme suit :

$L/15 \leq h \leq L/10$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Et les conditions imposées par RPA.99 version 2003

$h \geq 30cm$

$b \geq 20cm$

$h/b \leq 4$

II.4.1.Les poutres principales :

Lmax = 4,50m

30cm≤ h ≤45cm on adopte h=35 cm.

10.5cm ≤ b ≤ 24.5cm on adopte b=30cm

h/b = 1.16

Vérification selon le R .P.A 99 :

b = 30 , $b \geq 20cm$ (c.v)

h = 35cm , $h \geq 30cm$ (c.v)

h/b = 1.16 , $h/b \leq 4$ (c.v)

II.4.2.Les poutres secondaires

Lmax = 4,10m

27cm≤ h ≤41cm on adopte h=30cm.

9cm≤ b ≤ 21cm on adopte b=30cm

h/b = 1

II.4.3.Vérification selon le R .P.A 99 :

b = 30 ,b≥20cm (c.v)

h = 30 , h≥30cm (c.v)

h/b = 1 , h/b < 4 (c.v)

Conclusion : toutes les vérifications de **R.P.A 99** sont satisfaisantes

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

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

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la décente des charges permanentes

et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des bâtiments comportant au moins trois travées donc dans notre cas cette charge devient:(Nu=1,1Nu).

II.5.1. Étapes de pré dimensionnement :

- choix du poteau le plus sollicité.
- calcul de la surface reprise par le poteau.
- détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du *(Art.7.4.1: RPA 99 VERSION 2003)*

Niveau d'étage		RDC	1ere
Dimension du poteau	a (cm)	30	30
	b (cm)	30	30

Tableau II.8 : pré dimensionnement des poteaux

Vérification vis-à-vis de RPA 2003 et du flambement Condition de non flambement :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit 0.7xL0 : si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

> L0: dans les autres cas.

N.B : dans notre cas : Lf =0.7x L0

Niveau d'étage	Dimension du poteau	L0 (m)	Lf=0.7xL0 (m)
RDC	30×30	3.06	2.142
1ere	30x30	3.06	2. 142

Tableau II.9: détermination de la longueur de flambement

Considérons une section rectangulaire de dimensions bXh avec : $b \leq h$
L'élancement

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

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie.
B : section du béton.
L_f : longueur du flambement.

$$\left.\begin{array}{l} I = \frac{bh^3}{12} \\ B = h \times b = b^2 \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{array}\right\} \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{b}\sqrt{12.}$$

Niveau d'étage	**Dimension du poteau**	L_f **(m)**	$\lambda = L_f$ **/ i**	**vérification vis-à-vis du flambement** $\lambda \leq$ **35**	**Vérification selon le RPA 99**	
RDC	30x30	2.142	24.73	C V	h=30cm ≥30cm b=30cm ≥20cm 1/4	C V
1ere	30x30	2,142	24.73	C V	h=30cm ≥30cm b=30cm ≥20cm 1/4	C V

Tableau II.10 : Vérification vis-à-vis de RPA 2003 et du flambement

Calcul de l'effort normal admissible à l'ELU « Nu adm»

$$N_u \leq \frac{\alpha}{\beta}.\left[\left(\frac{B_r.f_{c28}}{0.9.\gamma_b}\right)+\left(\frac{A_s.f_c}{\gamma_s}\right)\right]$$ ..... [CBA 99b.8.4.1]

Avec :

N_u**:** Effort normal admissible à l'ELU.

β=1 .2 : plus de la moitie des charges est appliquée avant 90 jour.

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ_b = 1,50 ; γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier (situation durable).

f_{c28}et f_e : Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour} \quad \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Niveau d'étage	**Dimension du poteau**	**B_r (mm²)**	λ	α	**A_s (mm²)**	**Nu Adm (KN)**
+1ere	**30x30**	78400	24.71	0,772	90.00	**955.33**
RDC	**30x30**	78400	24.71	0,772	90.00	**955.33**

Tableau II.11: calcule de N_u admissible

- **La surface reprise par le poteau le plus solicité :**

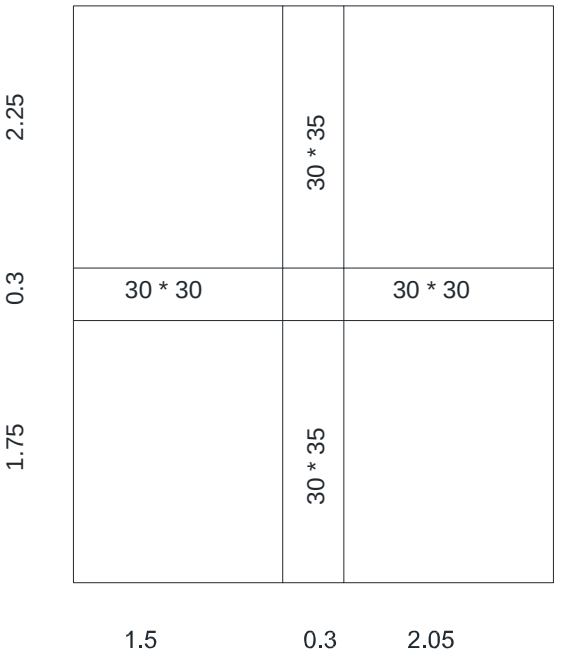


Figure.II.11.Représentation du poteau le plus sollicité.

1-Calcule les surfaces:

-surface total

Sp terrasse = (1 ,500+2,050) x (1,750+2,250)=14,200 m²
St terrasse = (1,500+2,050+0,3) x (1,750+2,250+0,3)=16,555 m²

S total = (1.5 + 2.05+ 0.30) x (1.75 x 0.30 x 2.25) =16.55 m2

- surface de la dalle:

S dalle = S1 + S2 + S3 + S4. Avec:

S1 = 2.25 x 1.5 = 3.375 m2

S2 = 2.05 x 1.5= 3.075 m2

S3 = 1.75 x 1. 5 = 2.625 m2

S4 = 2.05 x 1.75 = 3.587 m2

Donc: S dalle =3.375 +3.075 +2.625 +3.587 = 12.662 m2

La décente des charges:

2-Calcule des charges:

a) Planchers terrasse:

a-1) Charge permanente Gt

1. Niveau terrasse

N G3=(S dalle x G t) +Ppp +P p s +Pt

Poids de la dalle : (S dalle xG t) = 12.662 x 7 = 88.634 KN

Poids des poutres principales

(0.35x0.3)x(2.25 + 1.75) x25 = 10.5 KN

Poids des poutres secondaires

(0.3 x0.3) x (1.5 + 2.05) x25 = 7.987 KN

Poids des poteaux

(0.3 x0.3 x3.06 x25) = 6.885 KN

Donc:

N.G Terrasse = 124.775 KN

a-2) surcharges d'exploitation Qt:

Surcharge du plancher terrasse:

Q t = St x Q t Q t =14.2 x 1 =14.2 KN =14.2

Donc:

Q t **= 14.2 KN**

b) Planchers courent

N G1=(S dalle x G t) $_{+Ppp}$ +P p s +Pt

Poids de la dalle : (S_{dalle} xG_t) = 14.2 x 6.00 = 85.2 KN Poids des poutres principales:

(0.35x0.3)*(1.75 + 2.25) *25 = 10.5 KN

Poids des poutres secondaires:

(0.3 x0.3) x (1. 5 + 2.05) x25 = 7.987 KN

Poids des poteaux:

(0.35 *0.3 *3.06 *25) = 6.885 KN

Donc:

N.G Terrasse = 110.575 KN

surcharges d'exploitation Qt:

Loi de dégression: Plancher terrasse *: Q0* Plancher 1^{ere} étage *: Q0+ Q1*

II.2 Effort normal de résistance

Nu=1.35G +1.5Q

	Elément	G(KN)	G(KN)	G cum (kN)	Q(KN)	Q cum (KN)	NU (KN)	1.1NU (KN)	NU adm (KN)	1.1NU ≤ NU adm (KN)
TERR	Poutre P	10.5	110.57	110.57	14.20	14.20	170.56	187.61	955.33	CV
	Poutre s	7.99								
	Poteau	6.88								
	Plancher	85.20								
RDC	Poutre P	10.50	124.77	235.34	21.30	35.50	349.67	384.63	955.33	CV
	Poutre s	7.99								
	Poteau	6.88								
	Plancher	99.40								

Tableau II12 verification des **Effort. normal de résistance**

plancher	G Kn/m²	surface m²	G KN	Q KN
terrasse	6	14.20	**85,20**	**14 ,20**
étage c	7	14,20	**99,40**	**21,3**

Tableau II.13:les charges permanents et d'exploitations

-Vérification des sollicitations normales :

- $$\upsilon = \frac{N_d}{B_c \, f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

υ : effort normal réduit.

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton $=1.1*Nu$.

B_c : l'air (section brute) de cette section de béton.

Niveau d'étage	**Nd (N)**	**Bc (mm^2)**	**fc28 (Mpa)**	υ	$\upsilon \leq 0.3$
1ere	187610	90000	25	**0,0833**	CV
RDC	384630	90000	25	**0,1709**	CV

Chapitre III

CALCUL DES ELEMENTS SCONDAIRES

III.1.Calcul des escaliers :

III.1.1. Introduction:

La circulation verticale dans une construction se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Dans notre bâtiment elle se fait par escalier.

III.1.2.Terminologie:

La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.

La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives.

La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.

Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

Le giron :est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).

Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

Un palier : est une plate - forme horizontale de repos entre deux volées

L'emmarchement : est la longueur d'une marche.

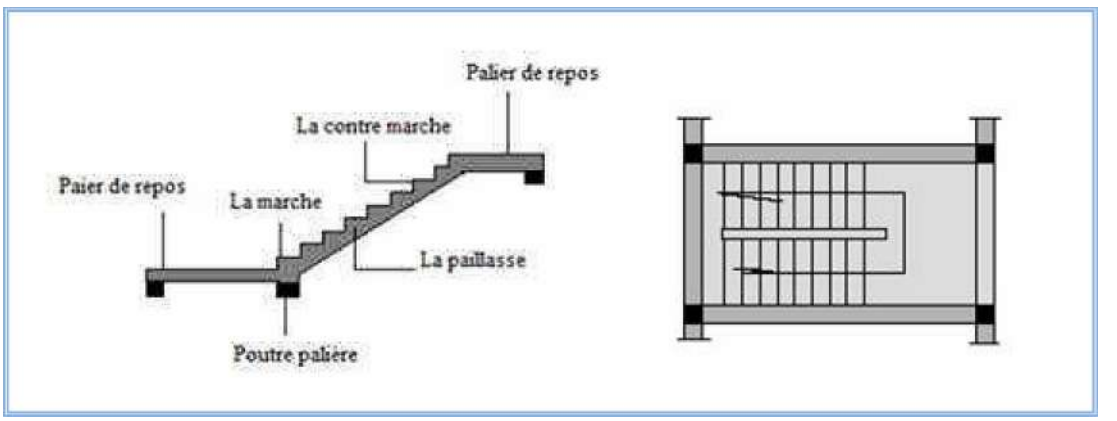
La ligne de jour : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

La ligne de foulée : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.

L'échappée : est la distance verticale entre les nez de marches.

La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

Figure III.1.Escalier



III.1.3. Dimensionnement:

Pour les dimensions des marches "g" et les contres marches "h" on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g + 2h \leq 64$

Il porte un palier et une paillasse.

$h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

n: nombre de contres marches.

$x = g + 2h \Rightarrow 2H.(n-1)+n.L=x.n.(n-1)$

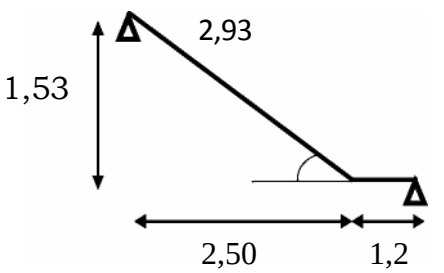
On pose :

$x.n^2 - (x + 2H + L).n + 2H = 0 \ldots\ldots(*)$

Pour la formule générale (*): $60cm \leq g+2h \leq 64$

On prend $g+2h = 64$ m.

Figure.III.9.modélisation de 1ère volée.



Pour les dimensions des marches et contremarches ainsi que la longueur de l'emmarchement de l'escalier et on a opte pour les démontions de l'architecte

Donc :

G= 30 cm et h= 17 cm

Longueur de l'emmarchement l= 1.20 m

Palier l = 1.20 m

Hauteur de l'étage he= 3.06 m

Nous avons pris le1^{ere} volée d'escalier car on a la symétrie entre les deux volées

Vérification d'inclinaison α :

tg α =0.612

α = 31.46°

Longueur de la paillasse ep :

L_{tot} = +1.20 = 2.93+1.20 = 4.13m

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

$$L_{tot} / 30 \leq e_p \leq L_{tot} / 20$$

$0.13 \leq e_p \leq 0.12$

On adopte e_p = 18 cm

La charge permanente de palier G= 6.24 KN/m²

III.2.1.2.la paillasse :

Le tableau ci-dessous représente la charge permanente de paillasse de l'escalier :

Tableau III.2. Évaluation de charge permanente de paillasse de l'escalier

	Designations	épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	carrelage grés céramique	0,02	22	0,44
2	mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Marche	0,17/2	22	1,87
5	Paillasse	0.18/cos α	25	5.27
6	enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente G				**8.88**

La charge permanente de paillasse G=8.88KN/m²
La charge d'exploitation de tout l'escalier Q=2.5KN/m²

III.2.2.Détermination des efforts :

À l'E.L.U: Pu =1.35 G + 1.5 Q
À l'E.L.S: Pser = G + Q

Tableau III.3. Combinaison des charges de l'escalier.

	G (KN/m)	Q (KN/m)	P_u (KN/m)	P_{ser} (KN/m)
Palier	6.24	2.5	12.17	8.74
Paillasse	8.88	2.5	14.98	11.38

On prend le 1ère volée

a) à l'ÉLU:

1ère volée :

Les réactions d'appuis:

- $\Sigma F = 0$

$R_A + R_C – (14.98 \times 2.50) – (12.17 \times 1.20)$

$R_A + R_C = 52.054$ KN

- $\Sigma M/_A = 0$

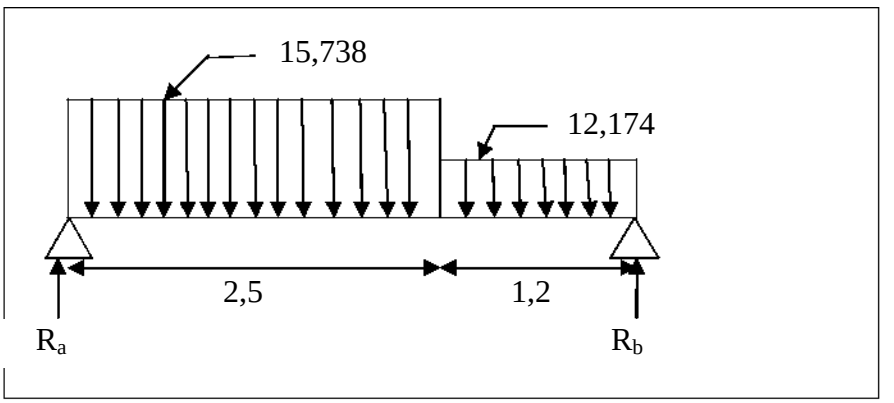
$$R_c \times 3.7 – 12.17 \times 1.20 \left(\frac{1.20}{2} + 2.50\right) - 14.98 \times 2.50 \times \left(\frac{2.50}{2}\right) = 0$$

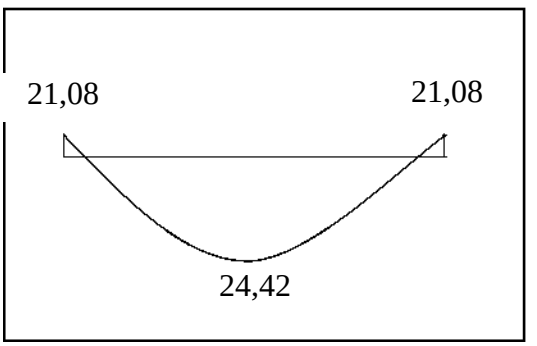
$R_c = 24.88$ kN.m

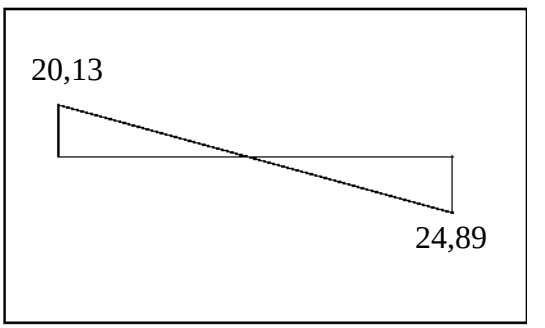
- $\Sigma M/_C = 0$

$$R_A \times 3.7 – 14.98 \times 2.50 \left(\frac{2.50}{2} + 1.20\right) – 12.17 \times 1.20 \times \left(\frac{1.20}{2}\right) = 0$$

$R_A = 27.16$ kN







M(0) =0 KN.m et T(0) = 27.16 KN

M(2.5) = 21.08 KN.m et T(2.5)= -10.29 KN

2. Tronçon BC ($2.5 \leq x \leq 3.7$)

Effort tranchant : $T(x) = 27.16-14.98\times2.5-12.17\times(x-2.5)$

Moment fléchissant : $M(x) = -14.98\times 2.50\times(x - \frac{2.50}{2}) + 27.16 x -12.17\times(x-2.50)\times(x-2.5-\frac{1.20}{2})$

M (2.5) = 21.08 kN.m et T (2.5) = -10.29KN

M (3.7) = 0 KN.m et T (3.7) = - 24.89 KN

T(0) = 20.13 KN T(x)= 0 x=1.65 ; M (1.65)= 24.42 KN.m

Donc :

Mt =0.85×24.42=20.75KN.m
Ma =0.5x24.42=12.21KN.m
T = 20.13KN

b) à l'ELS :

Les réactions d'appuis:

$\Sigma F=0$

$RA + RC – (11.38\times 2.50) – (8.74 \times 1.20) = 0$

$RA + RC = 38.938$

$\Sigma M/c=0$

$RA \times 3.7 – 11.38 \times 2.5 ((2.50/2)+1.2) – 8.74 \times 1.2 \times (1.2/2) = 0$

RA =20.53 KN et RC = 18.408 KN

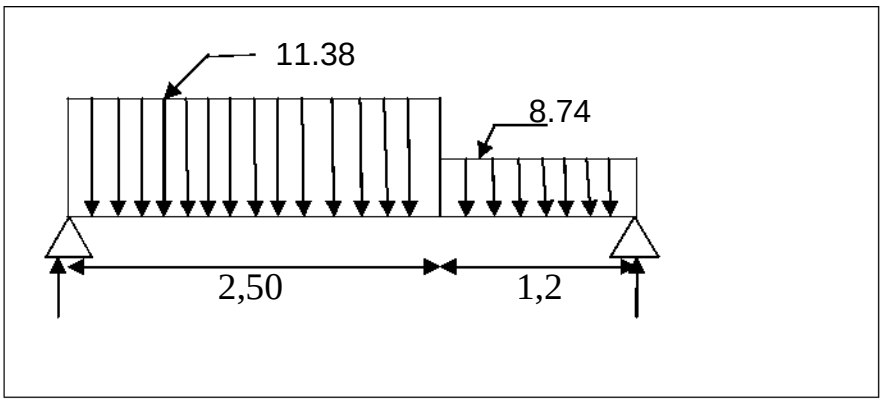


Figure. III.9: distribution de la charge à l'ELS de 1ère volée.

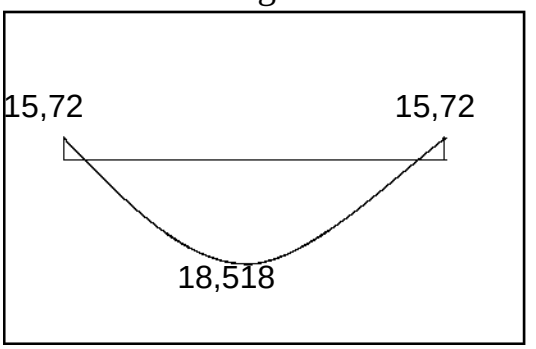


Figure. III.11 : diagramme de moment fléchissant d'escalier a L'ELS

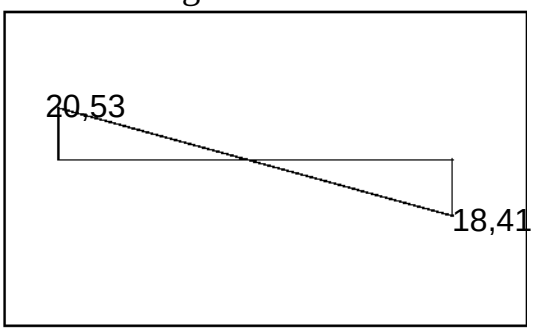


Figure. III.10 : diagramme de L'effort tranchant

Tronçon AB ($0 \leq X \leq 2.50$) :

Effort tranchant **:** $T(X) = 20.53 - 11.38\ x$

Moment fléchissant $M(x) = -11.38 \times (x^2/2) + 20.53\ x$

$M(0) = 0$ KN.m et $T(0) = 20.53$ KN

$M(2.5) = 15.76$ KN.m et $T(2.5) = -7.92$ KN

4. Tronçon BC (2.5 ≤ x ≤ 3.7) :

Effort tranchant**:** T (x) = 20.53 –11.38 ×2.5 – 8.74 (x-2.5)

Moment fléchissant **:** M (x)= –11.38×2.5 $(x-\frac{2.5}{2})$ + 20.53 x – 8.74 × (x – 2.5) × ($\frac{x-2.5}{2}$)

M (2.5) = 15.76 KN.m ; T (2.5) = –7.92KN

M (3.7) = 0KN.m ; T (3.7) = -18.41KN

T(0) = 20.53kN ; T (X) = 0 X =1.80 ; M (1.80) = 18.518KN.m

Mt =0.85×18.52 =15.74KN.m

Ma =0.6×18.52 =11.11KN.m

T = -7.92KN

III.2.3. Calcul du ferraillage :

Acier : FeE400 ; γ_s = 1.15 ; σ_s = 348 MPa

Béton : f_{c28} = 25 MPa ; γ_b = 1.5 ; σ_b = 14.2 MPa

σbc =14.2Mpa ; b=120cm ; h=18cm ; d=15.5cm ; c=2.5cm

Le moment en travée : Mt max = 20.76 KN.m
Le moment max aux appuis : Ma max = 28.86 KN.m

	M_u (KN.m)	d (cm)	M	β	A_{cal} (cm²/ml)	A choisir (cm^2)
En travée	20.76	15.50	0.050	0.974	3.95	4Φ12=4.52
Aux appuis	12.21	15.50	0.030	0.985	2.29	5Φ8=2.31

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\overline{\sigma_b}} \quad ; \quad A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Condition de non fragilité:

A_{min} = B/1000 = 2.16 cm^2

Donc: A> A_{min}

Le choix:

En travée: A = 4Φ12=4.52 cm²

Aux appuis : A =5Φ8=2.31cm ²

b) Armature de répartition : A_r = A/4

En travée : A_r = 3T8 = 1.50cm²

Aux appuis : A_r = 3T6 = 0.85cm²

c) Condition d'espacement :

Pour les armatures longitudinales :

$S_t = \frac{100}{5}$ = 20 cm on prend S_t =20 cm

L'espacement maximal: $S_{p\,max} \leq_{Min}$ [3h; 33cm] =33cm

L'espacement minimal: $S_{p\,min}$ =2,5cm

2,5cm < S_t =20 cm < 33cm **(c.v)**

armatures transversales :

St ≤ St adm=min(4*h , 45 cm)=45cm St=20cm < 45cm

2,5 cm < st = 20cm < 45 cm C.V

d) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{1.5}$$

$\overline{\tau_u}$ = 1.16

τ_u = 0.121

0.121 MPa ≤ 1.16 MPa (c.v)

e) Vérification de la flèche:

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions ci-après sont vérifiées:

$$\frac{h}{L} = \frac{0,18}{3.7} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$ (c.v)

$$\frac{h}{L} = 0,04 \geq \frac{M_t}{15M_0} = 0,039$$ (c.v)

$$\frac{A}{b_0.d} = 0,0057 \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009$$ (c.v)

Chapitre IV

ETUDE SISMIQUE

V= A*Q*D*W / R RPA99 Page 28 formule (4.1)

V : Valeur de l'effort sismique

A : Cofficient d'accélération de zone (tableau 4.1 page 28 RPA 99)

D : Facteur d'amplication dynamique moyen

R : Cofficient de comportement global de la structure (tableau 4.3 page 31 RPA 99)

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4 page 33 RPA 99)

W : Poids total de la structure

IV.1 Poids total de la structure:

1) Calcule la charge permanante pour l'étage terrasse :

Tableau IV.1.: calcule la charge permanente pour l'étage terrasse

les element	**surface**	**volume**	**poids surfacique**	**poids volumique**	**poids**
poutres principales	_	4.956	_	25	123.9
poutres secondaire	_	3.888	_	25	97.2
poteaux	_	4.4064	_	25	110.16
plancher	156	_	5.71	_	892.080
mures double cloison	_	_		_	96.385
Mur simple			_	_	45.2
				Gplancher terasse (KN)=	**1364.925**

Tableau IV.2: calcul de la charge permanente pour l'étage courant1:

les element	surface	volume	poids surfacique	poids volumique	poids
poutres principales	_	4.956	_	25	123.9
poutres	_	3.888	_	25	97.2
poteaux	_	4.4064	_	25	110.16
plancher	156	_	4.901	_	764.640
mures double cloison		_		_	96.385
Mures simple	11.800	0.360	5.490	25	45.2
				Gp lanchercourant5 (KN)=	**1237.485**

IV.2 Valeur de l'effort sismique:

1 Calcul du coefficient d'accélération de zone A :

Tableau IV.3: Calcul du coefficient d'accélération de zone A

Groupe d'usage	***Zone sismique***			
	I	***II***	***IIb***	***III***
1A	***0,15***	***0,25***	***0,3***	***0,4***
1B	***0,12***	***0,2***	***0,25***	***0,3***
2	***0,1***	***0,15***	***0,2***	***0,25***
3	***0,07***	***0,1***	***0,14***	***0,18***

A=0.20

2 Calcul de la période:

T = CT(hN)¾ RPA99 Page 31 Formule (4.6)

CT=0.075 ***T=0.292 S***

T = 0,09 hN / √D

avec:

CT :Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau(4-6) hN: hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

Tableau IV.4: Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage

RPA99 Page 31 Tableau (4.6)

Cas n°	Système de contreventement	CT
1	**Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en**	**0.075**
2	**maçonnerie**	**0.085**
3	**Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie**	**0.050**
4	**Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie**	**0.050**
	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en Béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	

3 Facteur d'amplification dynamique moyen:

$D = 2.5.h$ $0 \leq T \leq T2$
$D = 2.5.h.(T2/T)^{2/3}$ $T2 \leq T \leq 3s$ 3s
$D = 2.5.h.(T2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3}$ $T > 3s$

RPA99 Page 26 Formule (4.2)

D=2.2

1 Valeur de T2:

Tabeleau IV.4: Valeur de T2

	S1	***S2***	***S3***	***S4***
T1	***0.15***	***0.15***	***0.15***	***0.15***
T2	***0.3***	***0.4***	***0.5***	***0.7***

S1: Site rocheux
S2: Site ferme
S3: Site meuble
S4: Site très meuble

T2=0.5

4 Valeur de ζ:

Tabeleau III.17: Valeur de ζ

	Remplissage	**portique en** béton armé	**portique en** Acier	**voiles ou murs**
	léger	***6***	4	10
	Dense	7	5	10

5 Facteur de correction d'amortissement:

$\eta = \sqrt{(7/2+\zeta)} >= 0.7$ RPA99 Page 26 Formule (4.2)

η=0.88

6 coefficient de comportement R : [RPA : Tab.4.3] :

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99v2003, ce type de contreventement doit vérifier les conditions suivantes :

Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide, Donc : R = 5

7 Facteur de qualité (Q) :

Q=1+∑Pq RPA99 page 29 Formule (4-4)

Tableau III.18: Facteur de qualité (Q)

	Pq	
Critère q	***Observé***	***Non observé***
1. Condition minimales sur les files de contreventement	*0*	*0.05*
2. Redondance en plan	*0*	*0.05*
3. Régularité en plan	*0*	*0.05*
4. Régularité en élevation	*0*	*0.05*
5. Contrôle de qualité des matériaux	*0*	*0.05*
6. Contrôle de qualité de l'exécution	*0*	*0.1*

Q=1.15

VX= 271.29 kN

VY= 271.29kN

IV.3 distribution de la résultantes des forces sismiques selon la hauteur :

-la force sismique Fi:

Fi=(V-Ft) Wi Hi/ ∑ Wj Hj

Ft=0.07 TV

Calcul de Fx

Tabeleau III.19: calcule (Wi Hi)

étage	Wj Hj
terrasse	7765.362
RDC	4320.383
∑ Wj Hj	12085.745

Tableau III.20: calcule Fi(x)

Etage	V-Ft(0X)	Wi Hi	∑ Wi Hi	Fi(X) (T)
Terrasse	265.745	7765.362	12085.745	170.47
RDC	265.745	4320.383	12085.745	94.99
			∑ Fi (X) (T)	265.46

∑ Fi= 265.46t

Ft(x)= 5.54 kn

Verification:

Vx=Ft+∑Fi Vx= 271.29kn

Ft=0.07 TV Fi=(V-Ft) Wi Hi/ ∑ Wj Hj

Verification:

Vy=Ft+∑Fi Vy= 271.29kn

Chapitre V

MODELISATION

Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le C.B.A93 et R.P.A.99 (version 2003).

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93** :

  | E.L.U :1,35G +1,5Q |
  E.L.S G + Q

- **les combinaisons données par les règles du R.P.A99 version 2003 :**

  | G +Q ± E |
  0,8 G ± E

Avec :

- G : charges permanentes.
- Q : charges d'exploitations.
- E : charges sismiques.

VI.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

VI.2.1 INTRODUCTION

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance, sous l'effet des moments les plus défavorables.

Tableau VI.1. les caractéristiques de béton et d'acier

On calcule les poutres en tenant compte des		situation accidentelle	
Béton	Acier	Béton	Acier
γ=1,5	γ=1,15	γ = 1, 15	γ =1,00
f_{c28}= 25 Mpa	FeE 400	f_{c28}=25 Mpa	FeE 400
σ_b=14,2Mpa		σ_b =18,48 Mpa	

Recommandations des règlements :

Selon le règlement " RPA 99 vesion2003 " **(Art. 7.5.2).**

- Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:

$0.5\% \leq \frac{A}{Bh} \leq 4\%$ Au niveau de la zone courante.

$0.5\% \leq \frac{A}{Bh} \leq 6\%$ Au niveau de la zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Φ** (zone **III)**.
- Les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.

La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003\ S_t.\ b$

B: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

- Situation durable:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.17$ M Pa.
  - Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 348$ MPa.
- Situation accidentelle:
  - Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.17$ M Pa.
  - Acier: $\gamma_s = 1$; FeE 400 ; $\sigma_s = 400$ MPa.

VI. 3 Ferraillages des poutres :

Ferraillage longitudinal des poutres à l'ELU

	Niveau	Position	Mu (KN.m)
ELU	Terrasse	Travée	45.66
		Appui	54.95
	Etages	Travée	42.34
		Appui	55.64
ACC1	Terrasse	Travée	32.07
		Appui	53.81
	Etages	Travée	30.07
		Appui	72.70

: a) Poutres principales

calcul d : on a: d=h-e-Ø/2

Avec : h=40cm et on prendre: e=2.5cm, Ø=1,4cm **AN** : d=35-2,5=32.5

Tableau VI.2. Ferraillage des poutres principales

	niveau	position	M_u KN.m	situation	A'cm²	A_{cal} cm²	$A_{adopté}$ Cm²
Poutre p 35	RDC	Travée	42,34	Dur	0.00	3.94	**3HA14** A=4.62
		appui	72,70	ACC	0.00	5.99	**3HA16** A=6,03
	1er étage	Travée	45.66	Dur	0.00	4.26	**3HA14** A=4,62
		appui	54.95	ACC	0.00	4.45	**3HA14** A=4,62

Vérification des contraintes à l'état limite de service :

Tableau III.22 :les moments et les efforts suivant l'axe x

	Niveau	Position	MS (KN.m)
ELS	Terrasse	Travée	30,31
		Appui	38,95
	Etages	Travée	30,65
		Appui	46,86
ACC2	Terrasse	Travée	21,91
		Appui	39,18
	Etages	Travée	20,26
		Appui	51,77

Béton : La contrainte admissible du béton est donnée par la formule :

σ_b = 0,6 fc28 barre

σ_b = 15 Mpa

On doit vérifier que : ≤

σ_s = min (⅔ f_e ; 110)=202 Mpa, barre

Et on doit vérifier que $\sigma_s \leq \sigma_s$ barre

$\sigma'_s \leq \sigma'_s$ barre

$\sigma_b \leq \sigma_{b\ barre}$

Tableau VI.3. Vérification des contraintes à l'état limite de service

	niv	posit	KN.m	A cm²	A'cm	σ_b	σ_s	$\Sigma_{b\ barre}$	$\Sigma_{s\ barre}$	Verification
PP	RDC	Travée	30.65	3.94	0.00	7.23	80.06	15	202	cv
		appui	46.86	5.99	0.00	8.01	93.5	15	202	cv
	1ere	Travée	4.26	4.26	0.00	7.10	79.5	15	202	cv
		appui	38.95	4.45	0.00	10.7	120.5	15	202	cv

IV.5 modélisation

IV.5.1 : E L U (1.35G+1.5Q)

a) Diagramme de moment :

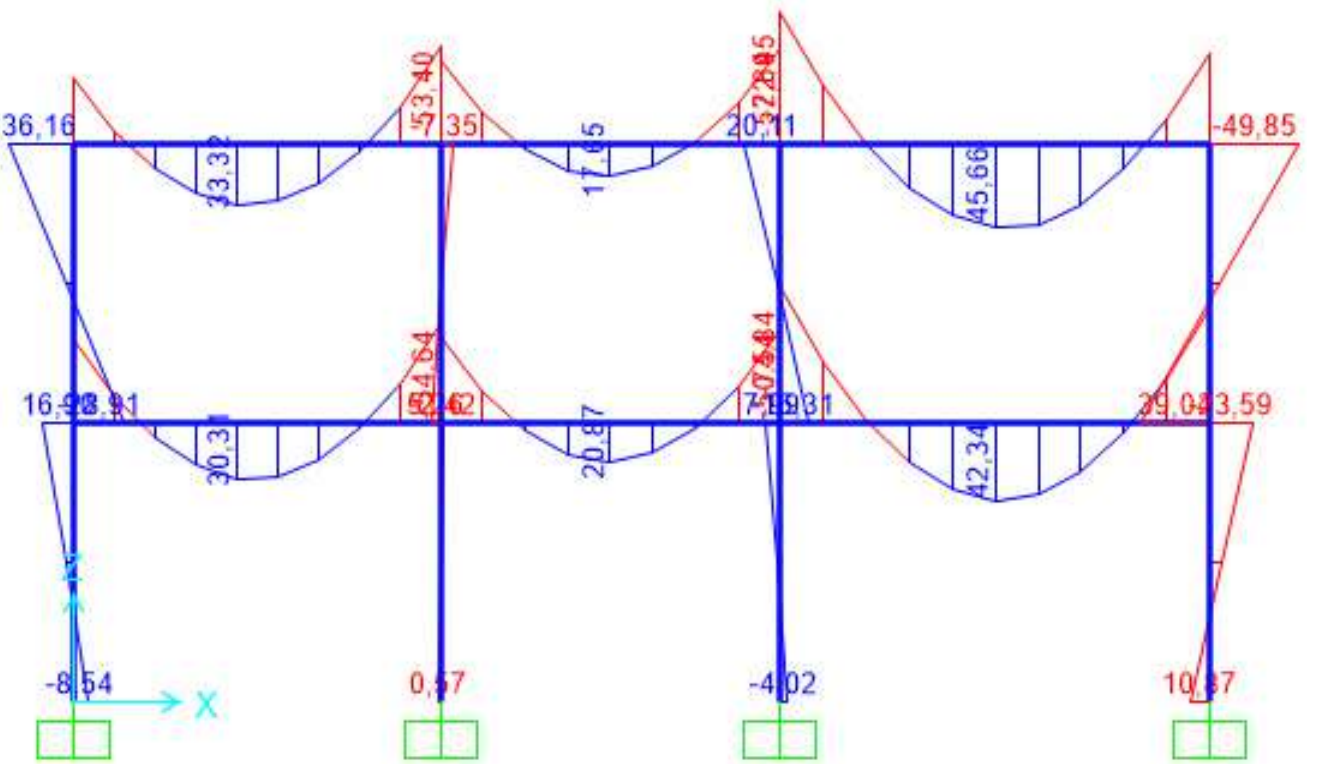


Fig. IV.1 Diagramme de moment à L'ELU

b) **Diagramme de l'effort normal :**

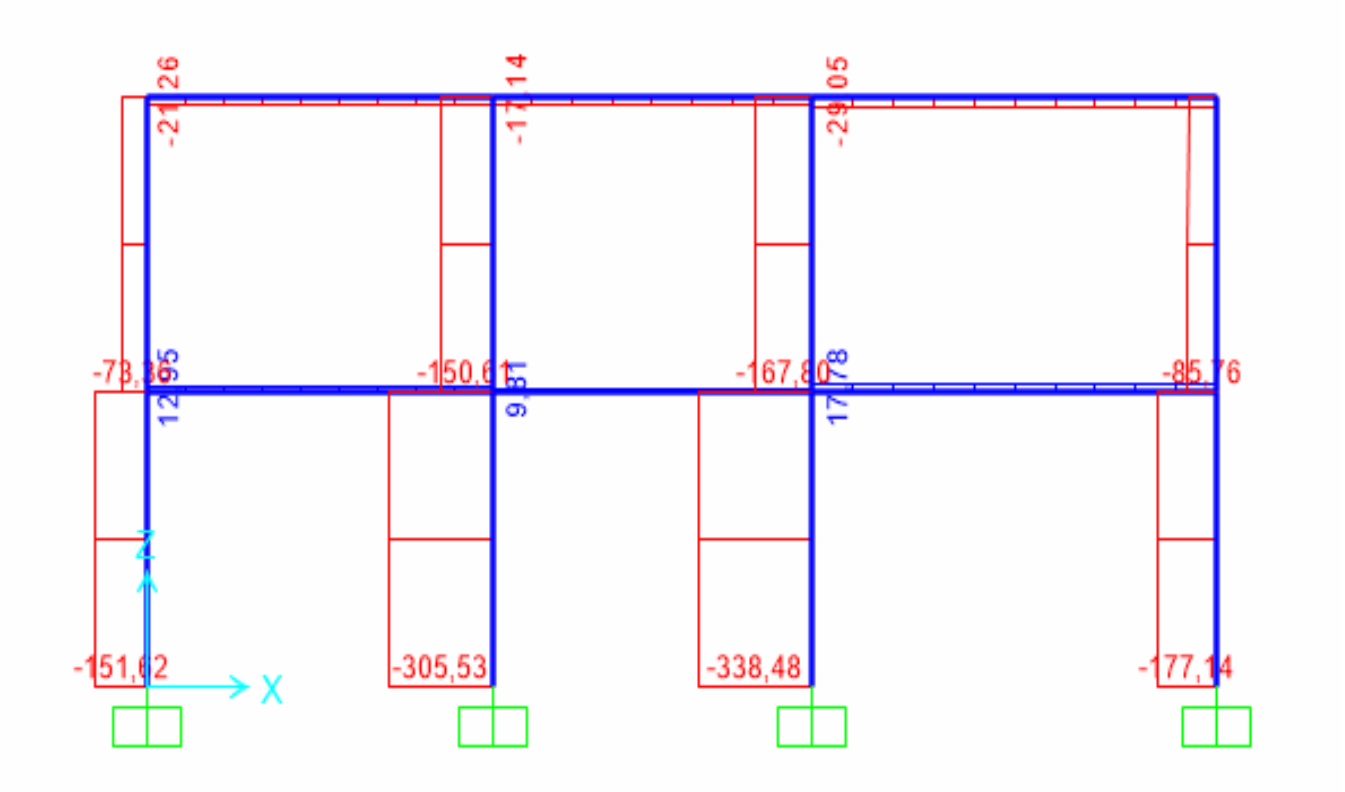


Fig. IV.2 Diagramme de l'effort normal à L'ELU

b)Diagramme de l'effort tranchant :

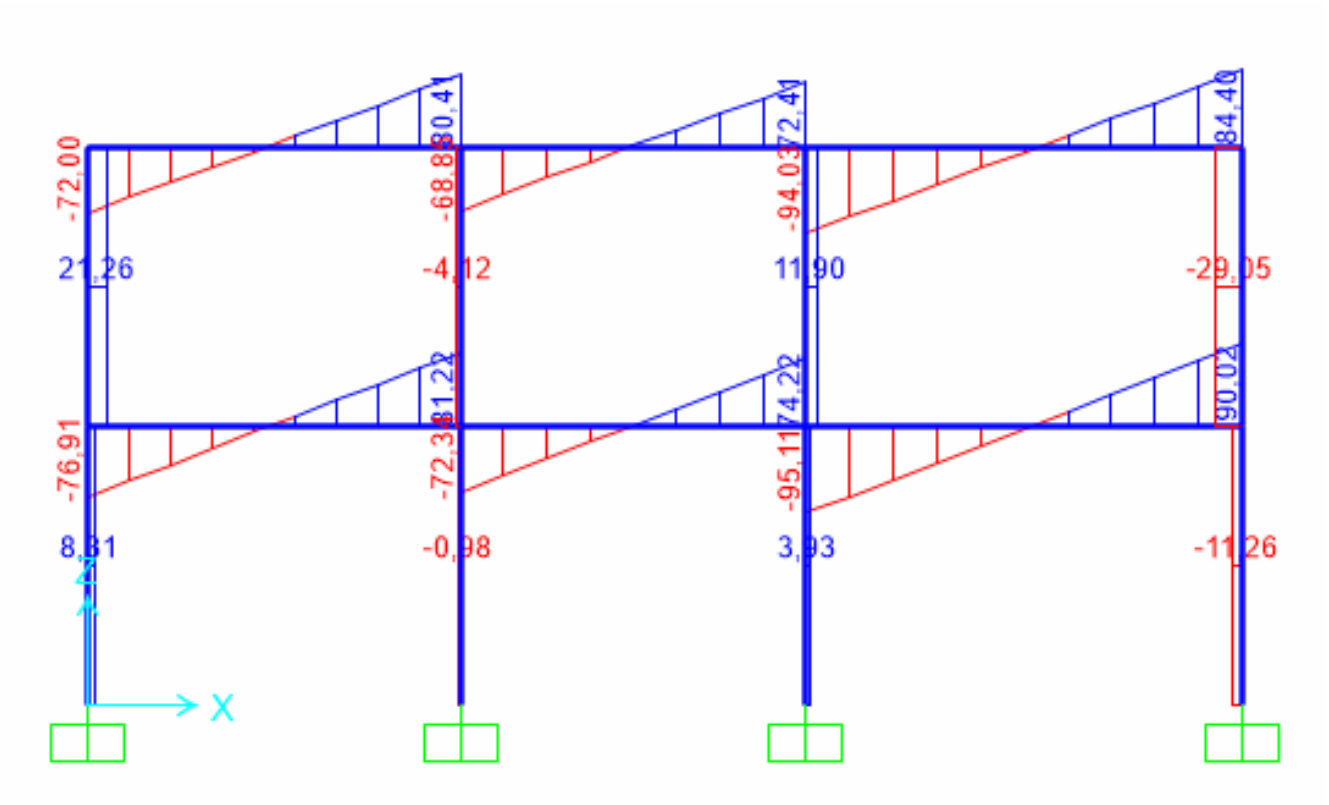


Fig. IV.3 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU

IV.5.2 : E L S (G+Q)

a) Diagramme de moment :

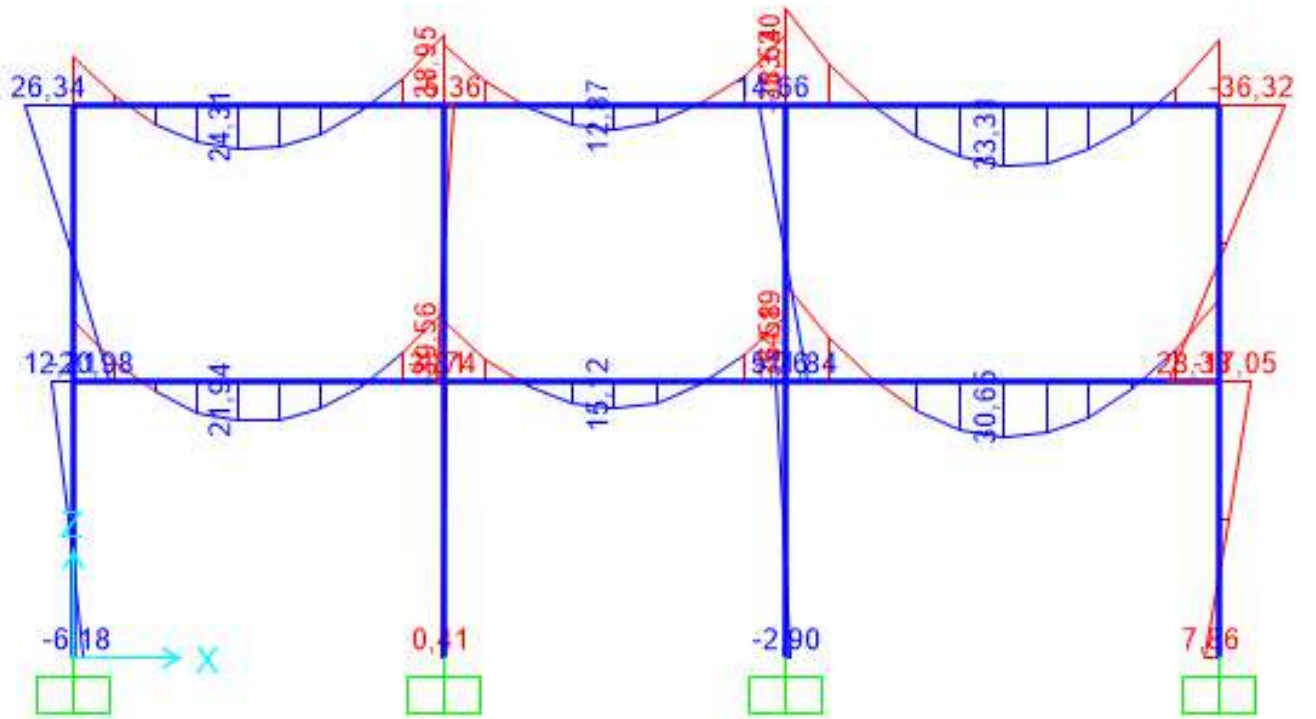


Fig. IV.4 Diagramme de moment à L'ELS

b) **Diagramme de l’effort normal :**

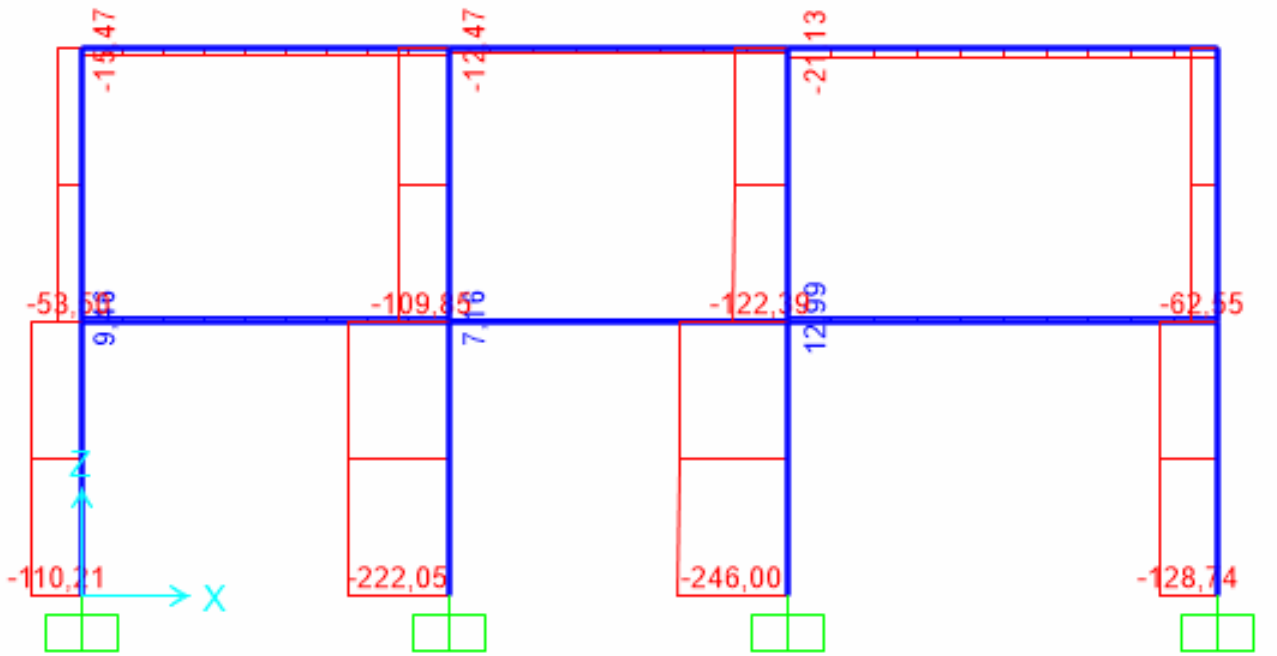


Fig. IV.5 Diagramme de l’effort normal à L’ELS

b)Diagramme de l'effort tranchant :

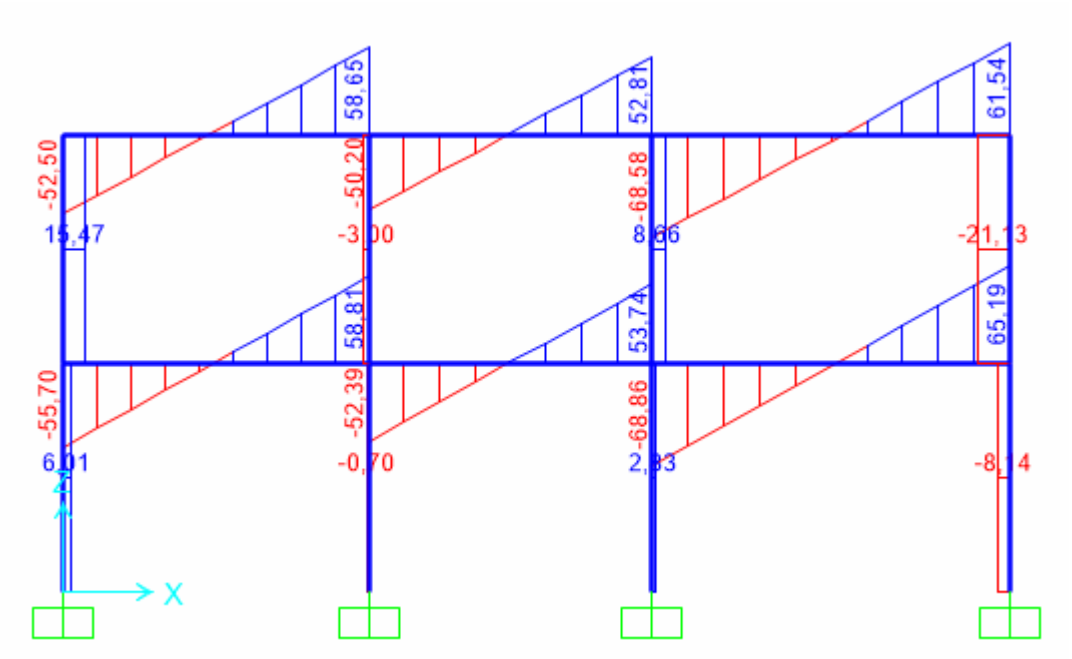
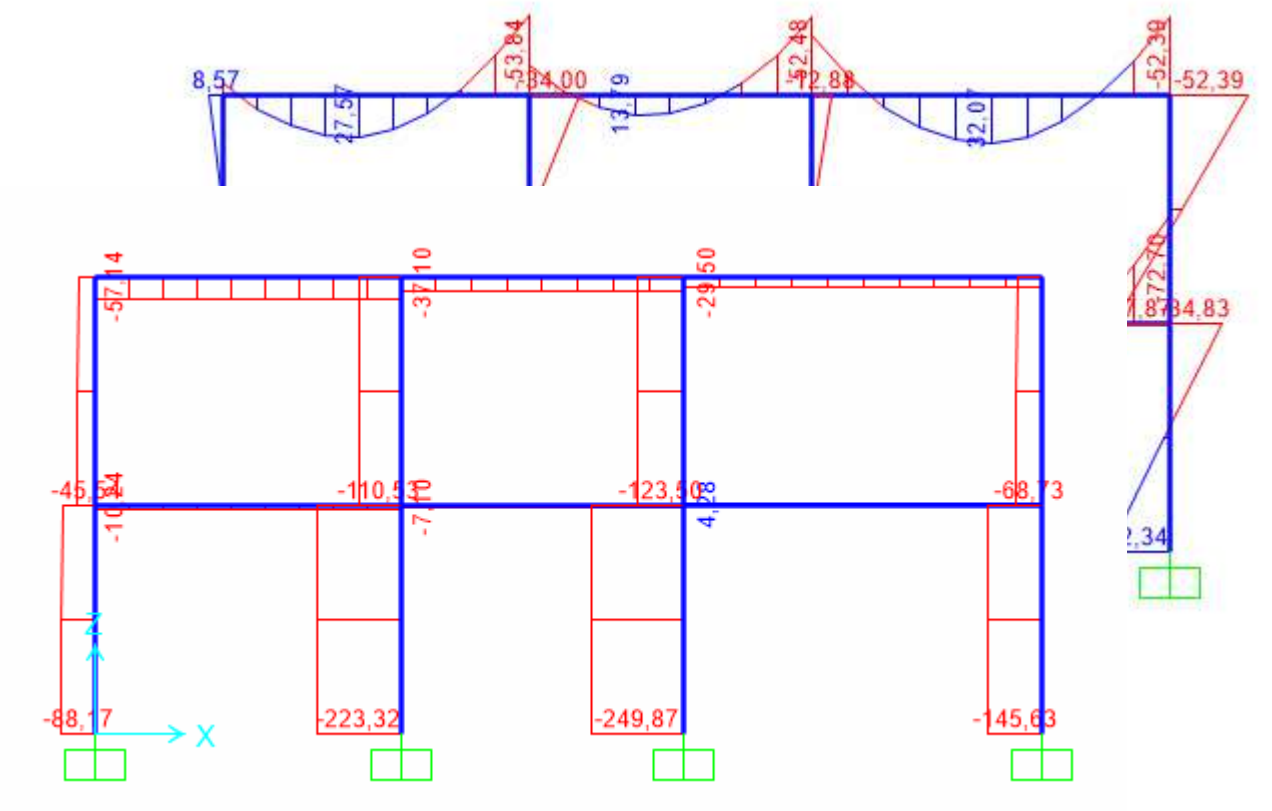


Fig. IV.6 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS

IV.5.3 : ACC 1 (G + Q + 1.2 E)

a) Diagramme de moment :



b) Diagramme de l'effort normal :

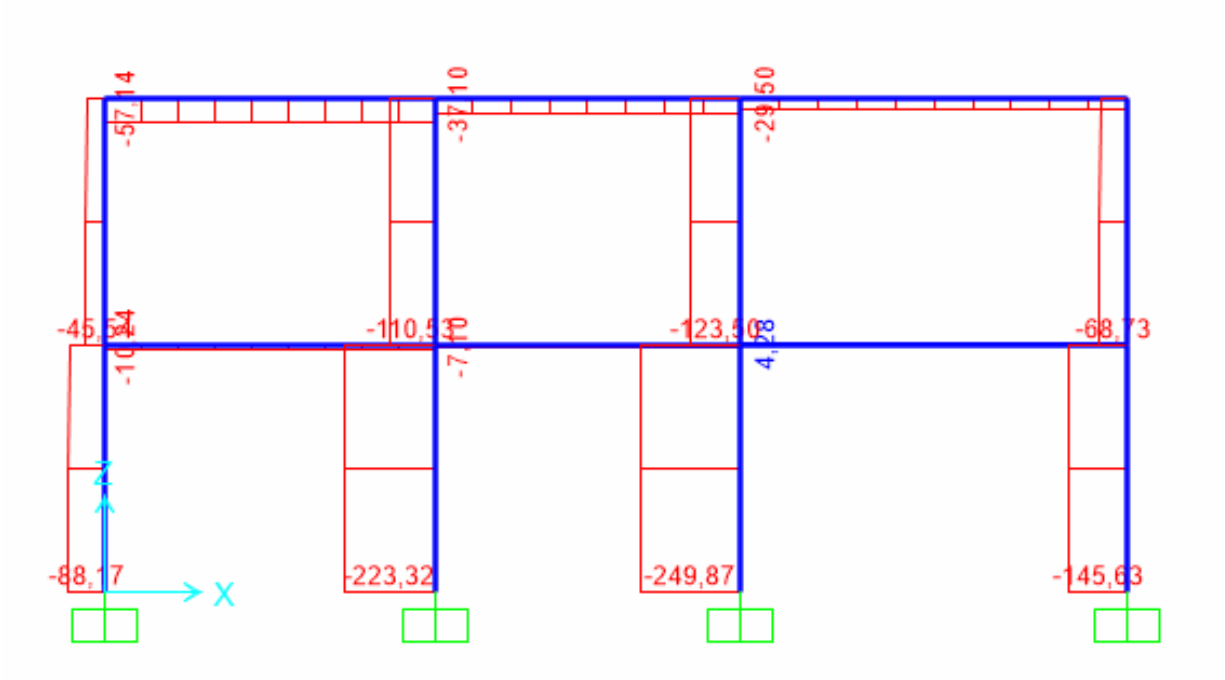


Fig. IV.8 Diagramme de l'effort normal à L'ACC1

c) Diagramme de l'effort tranchant :

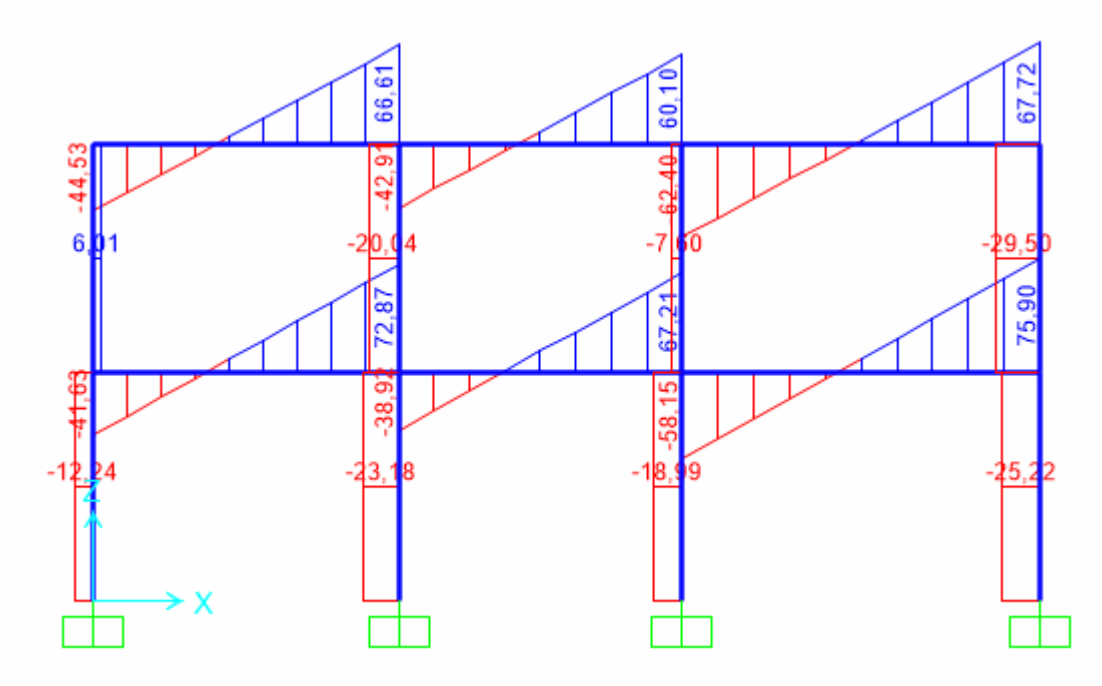


Fig. IV.9 Diagramme de l'effort tranchant à L'ACC1

IV.5.4 : ACC 2 (0.8 G + E) :

Diagramme de moment :

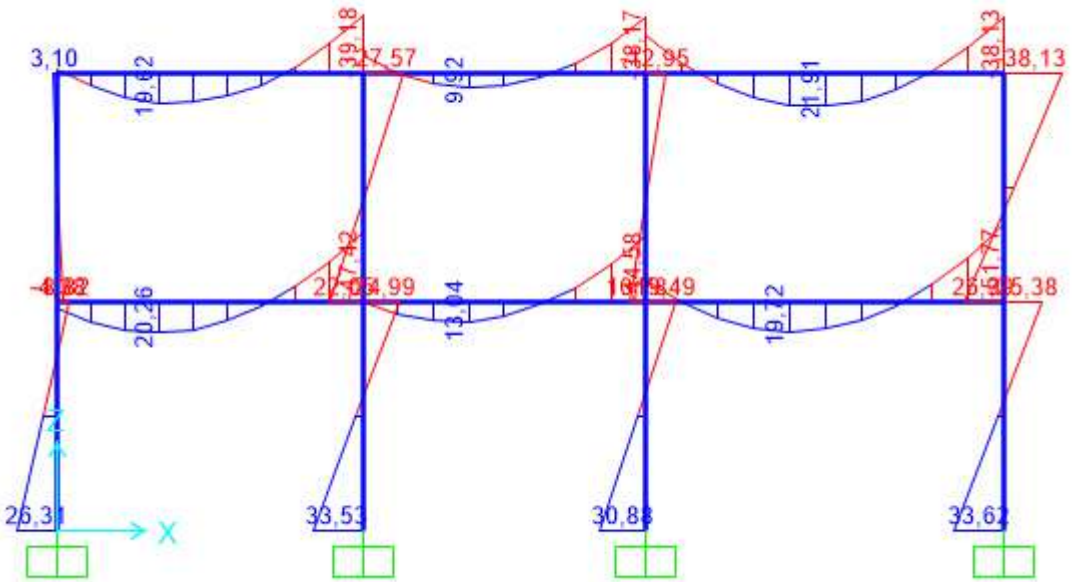


Fig. IV.10 Diagramme de moment à L'ACC2

c) **Diagramme de l’effort normal :**

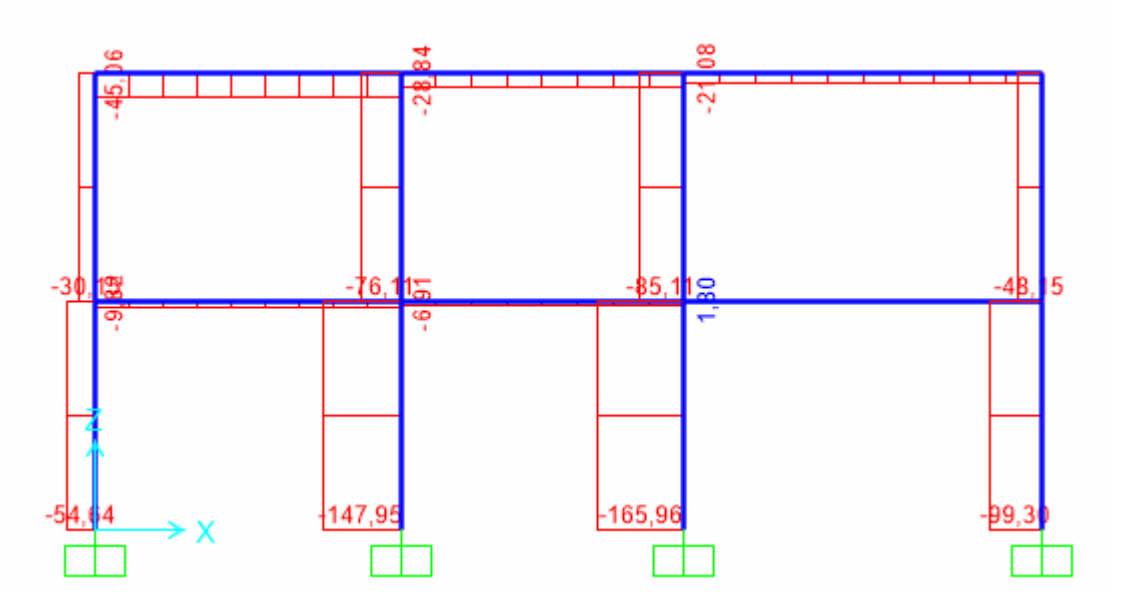


Fig. IV.11 Diagramme de l’effort normal à L’ACC2

c) Diagramme de l'effort tranchant :

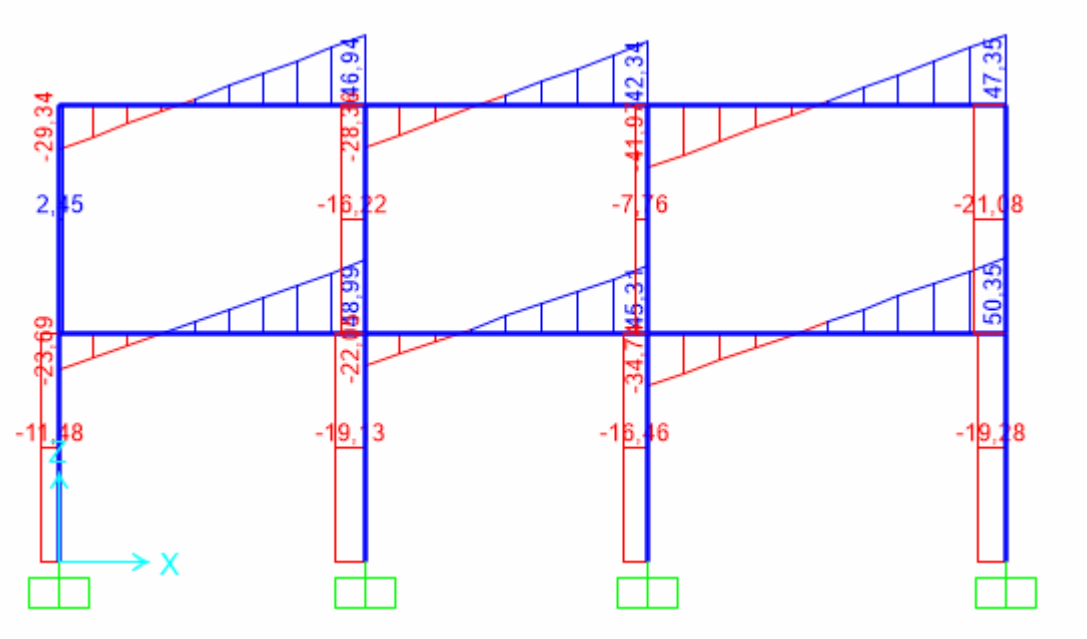


Fig. IV.12 Diagramme de l'effort tranchant à L'ACC2

Conclusion générale

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire pour la suite de l'analyse, néanmoins certaines vérifications tel que la flèche des poutres ne sont pas nécessaires à ce stade de l'étude.

L'analyse dynamique est l'étape la plus importante dans l'analyse de la superstructure, en effet, elle permet de donner une vision proche de la réalité du comportement de la structure après les vérifications nécessaires des codes réglementaires (RPA99 VERSION 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99)

- L'utilisation des logiciels SAP 2000, SOCOTEC permet de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps de l'étude, néanmoins, pour le SAP 2000, la fiabilité de leur résultat dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et de sa bonne exploitation des résultats.
- L'établissements du projet de fin d'étude nous a permis de mettre à l'épreuve deux aspects fondamentaux de notre profession d'ingénieur :

La première constatation est purement technique car nos valeurs et capacités de calcul ont toujours été exigées .C'est à travers nos recherches et information que nous avons pu prendre en charges certains problèmes techniques qui nous l'espérions ont abouti.

Nous sommes conscients qu'il nous reste beaucoup à apprendre dans nos futures études. C'est l'expérience et la recherche de la solution optimale qui nous fera aboutir.

Le second constat concerne en général l'ingénieur et son environnement :

D'après l'étude effectuée dans le cadre de ce projet de fin d'étude , il convient de souligner que pour une bonne conception parasismique , il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dés le début du 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 de l'ouvrage sans surcoût important .