

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abou bakr Belkaïd – Tlemcen

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'obtention du diplôme
de MASTER en Génie civil
Option : STRUCTURES

Thème

**Etude technique et analyse statique non linéaire
d'un bâtiment R+8 en béton armé**

Présenté par :

HADJARI Mohammed

HAMOUDI Chems-eddine

Devant le jury composé de :

Mr. BEDJAOUI. C

Président

Mr. BENYACOUB. A

Examineur

Mme. MEDJAHED. A

Encadrant

Mme. GHEZALI. S

Encadrant

Année universitaire : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tout d'abord nous remercions avant tous, dieu le tout puissant qui nous a donné la santé, le courage, la volonté et la patience pour mener à bien ce travail.

Nous voudrions remercier chaleureusement nos encadreurs Mme GHEZALI. S et Mme MEDJAHED. A de nous avoir pris en charge, et pour leurs disponibilités, leurs aides et leurs précieux conseils.

Nous tenons à remercier Mr BENYACOUB. A pour son aide et son soutien.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants de département génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Enfin, à tous ceux ou celles qui nous apportés leurs soutiens de loin ou de près, trouvent ici, l'expression de nos vives et sincères reconnaissances.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes très chers parents pour leurs précieux soutiens, pour leurs patiences, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie ;*
« Que dieu me les gardes et les protège »
- ❖ *Toute ma famille «Hadjari et Mecheria» pour leurs soutiens tout au long de mon parcours universitair ;*
- ❖ *Mon binôme Hamoudi chems-eddine et sa famille ;*
« Merci pour tous les efforts que tu as fait pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagés ensemble ».
- ❖ *Tous mes amis, spécialement : « Nabil, Amine, Allae, Oussama, Ahmed, Walid, Zaki et Abdel Moujib » ;*
- ❖ *Tous les étudiants de la promotion structures 2019 /2020 ;*
- ❖ *En dernier, tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet de d'étude.*

HADJARI Mohammed

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

❖ *Mes très chers parents pour leurs précieux soutiens, ma mère pour son support et mon père pour sa patience, pour leurs sourires réconfortants et pour leurs sacrifices qui m'ont permis d'atteindre cette étape dans ma vie ;*

« Que dieu me les gardes et les protège ».

❖ *Toute ma famille «Hamoudi et Debbal» pour leurs soutiens tout au long de mon parcours universitaire, et leurs supports physique et morale durant les moment pénibles ;*

❖ *Mon binôme Hadjari Mohamed et sa famille ;*

« Merci pour tous les efforts que tu as fait pour moi, merci pour les bons moments qu'on a partagés ensemble, et merci pour tous les souvenirs qu'on a ensemble ».

❖ *Toutes mes amis, spécialement : « Fares, Rayan, Ilyas, Awfi, Wail, et mes cousins Mourad et Chihab » ;*

❖ *Tous les étudiants de la promotion structures 2019 /2020 ;*

❖ *Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

HAMOUDI Chems-eddine

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composée d'un rez de chaussée plus huit étages, située dans la wilaya de TLEMCCEN. Cette région est classée en zone sismique I selon la réglementation sismique RPA99 version 2003.

Ce travail se compose en deux parties principales, la première est consacrée à une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99), et une deuxième qui concerne l'analyse non linéaire de ce même bâtiment par la méthode statique non linéaire en poussée progressive « Pushover » dont le but de déterminer le point de performance de la structure, l'emplacement de ce point sur la courbe de capacité permettra de prédire le comportement réel du bâtiment dans le cas d'un séisme.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Séisme, Etude dynamique, Pushover, Modélisation par SAP2000, Point de performance.

Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete building for residential use, consisting of a ground floor plus eight floors, located in the wilaya of TLEMEN. This area is classified as seismic zone I according to the seismic regulation RPA99 version 2003.

This work is composed in two main parts, the first one is devoted to a technical study, which is the analysis and dimensioning of the building while applying the construction rules in force (RPA99 version 2003, BAEL91 modified 99), and a second one which concerns the non-linear analysis of this same building by the non-linear static method in progressive thrust "Pushover" whose aim is to determine the performance point of the structure, the location of this point on the capacity curve will make it possible to predict the real behaviour of the building in the case of an earthquake.

Keywords : Building, Reinforced concrete, Earthquake, Dynamic study, Pushover, Modeling by SAP2000, Point of performance.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى خرساني مقوى للاستخدام السكني ، ويتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى ثمانية طوابق ، تقع في ولاية تلمسان. هذه المنطقة مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب نظام مقاومة الزلازل 2003. يتكون هذا العمل من جزأين رئيسيين ، الأول مخصص للدراسة الفنية ، وهو تحليل المبنى وأبعاده أثناء تطبيق قواعد البناء المعمول بها والثاني والذي يتعلق بالتحليل غير الخطي لهذا المبنى نفسه بواسطة الطريقة الثابتة غير الخطية في عملية الدفع التدريجي ، والتي تهدف إلى تحديد نقطة أداء الهيكل ، فإن موقع هذه النقطة على منحنى السعة سيسمح توقع السلوك الفعلي للمبنى في حالة وقوع زلزال.

الكلمات الرئيسية : العمارة ، الخرسانة المسلحة ، الزلزال ، دراسة ديناميكية ، نمذجة بواسطة SAP 2000 ، نقطة الأداء.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation de projet :	1
I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :	1
I.2.2 Données du site :	2
I.3 Conception de la structure :	2
I.3.1 Ossature de l'ouvrage :	2
I.3.2 Planchers :	2
I.3.3 Cage d'escalier :	2
I.3.4 Les voiles :	3
I.3.5 Maçonnerie :	3
I.3.6 Revêtement :	3
I.3.7 Isolation :	4
I.3.8 Acrotère :	4
I.4 Caractéristique mécanique des matériaux :	4
I.4.1 Béton :	4
I.4.1.1 Résistance du béton :	4
I.4.1.2 Déformations longitudinales du béton :	5
I.4.1.3 Coefficient de poisson:	5
I.4.1.4 Contraintes limites :	5
I.4.2 Acier :	7
I.4.2.1 Différent type d'acier :	7
I.4.2.2 Contrainte limite :	7
I.4.3 Combinaisons de calcul :	8
I.5 Hypothèses de calcul :	9
I.6 Conclusion :	9
Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement	
II.1 Introduction :	10
II.2 Planchers :	10
II.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :	10
II.2.2 Pré-dimensionnement des poutrelles :	10
II.2.3 Descente des charges des planchers :	12
II.2.3.1 Plancher terrasse inaccessible :	12
II.2.3.2 Plancher étage courant et RDC :	13

II.2.3.3 Balcon :	13
II.2.4 Murs :	14
II.2.4.1 Murs extérieurs (double paroi) :	14
II.2.4.2 Murs intérieurs (simple parois) :	15
II.2.5 Escalier :	15
II.2.5.1 Dimensionnement des escaliers :	16
II.2.5.2 Evaluation des charges et surcharge des escaliers :	17
II.2.6 Pré dimensionnement des éléments structuraux :	18
II.2.6.1 Les poteaux :	18
II.2.6.1.1 Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :	20
II.2.6.1.2 Vérification du poteau au flambement :	20
II.2.6.2 Les poutres :	20
II.2.6.2.1 Définition :	20
II.2.6.2.2 Pré dimensionnement :	21
II.2.6.3 Récapitulation de pré dimensionnement :	22
II.2.6.4 Les voiles :	22
II.2.7 Conclusion :	23

Chapitre III : Etude de plancher

III.1 Introduction :	24
III.2 Etude des poutrelles:	24
III.2.1 Calcul des charges et surcharges des poutrelles :	24
III.2.2 Les types des poutrelles :	24
III.2.2.1 Détermination des efforts internes :	25
III.2.2.2 Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles:	29
III.2.2.3 Ferrailage des poutrelles :	30
III.2.2.4 Vérification de la flèche :	34
III.2.2.5 Longueur d'ancrage :	35
III.2.2.6 Schéma de ferrailage des poutrelles de RDC :	36
III.2.2.7 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :	37
III.2.2.8 Ferrailage de la dalle de compression :	38
III.3 Conclusion:	38

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1 Introduction :	39
IV.2 Etude des escaliers :	39
IV.2.1 Evaluation des sollicitations :	39
IV.2.2 Ferrailage des escaliers :	39
IV.2.2.1 Détermination des efforts internes des escaliers :	40

IV.2.2.2 Calcul des armatures longitudinales à ELU :.....	42
IV.2.2.3 Choix des armatures et les espacements :.....	42
IV.2.3 Schéma de ferrailage :.....	44
IV.2.4 Etude de la poutre palière :.....	45
IV.2.4.1 Pré-dimensionnement :.....	45
IV.2.4.2 Charges supportée par la poutre :.....	45
IV.2.4.3 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :	46
IV.2.4.4 Calcul de ferrailage :	46
IV.2.4.5 Vérification de la flèche :	49
IV.2.4.6 Ancrages des armatures tendues :	49
IV.2.4.7 Schéma du ferrailage de la poutre palière :	50
IV.3 Etude des balcons :.....	50
IV.3.1 Les charges appliquées sur le balcon:	50
IV.3.2 Combinaisons d'actions:	51
IV.3.3 Calcule moment et effort tranchant :.....	51
IV.3.4 Calcule du ferrailage :	51
IV.3.5 Calcul du contre poids :.....	53
IV.3.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine du balcon :	54
IV.4 Etude de l'acrotère :.....	54
IV.4.1 Evaluation des charges :.....	55
IV.4.2 Calcul du ferrailage :.....	55
IV.5 Conclusion:	58
 Chapitre V : Etude dynamique	
V.1 Introduction :.....	59
V.2 Etude dynamique :.....	59
V.3 Les méthodes de calcul :.....	59
V.3.1 Méthode statique équivalente:	59
V.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :	60
V.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	60
V.4 Combinaisons d'action :.....	60
V.5 Modélisation de la structure :.....	60
V.6 Disposition des voiles :.....	61
V.7 Période et participation massique :.....	62
V.8 Choix de la méthode de calcul :.....	63
V.9 Méthode statique équivalente:	63
V.9.1 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :.....	67
V.9.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau :.....	67

V.9.3	Vérification du coefficient de comportement R :.....	67
V.9.3.1	Les pourcentages des efforts tranchants repris par les voiles et les portiques: ..	67
V.9.3.2	Les pourcentages des efforts normaux repris par les voiles et les portiques:	69
V.9.4	Justification de l'effort normal réduit :.....	70
V.9.5	Vérification de la stabilité de la structuré vis-à-vis le renversement :.....	70
V.9.6	Vérification vis-à-vis des déformations :	71
V.9.7	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	72
V.10	Méthode d'analyse modale spectrale :	74
V.10.1	Résultante des forces sismique de calcul :.....	75
V.10.2	Vérification de la résultante des forces sismiques :	75
V.11	Conclusion :	75
 Chapitre VI : Etude des éléments structuraux		
VI.1	Introduction :	76
VI.2	Etude des poteaux :	76
VI.2.1	Combinaisons de calcul :.....	76
VI.2.2	Les sollicitations dans les poteaux :.....	76
VI.2.3	Calcul du ferrailage :.....	78
VI.2.3.1	Armatures longitudinales :.....	78
VI.2.3.2	Armatures transversales :.....	84
VI.2.3.3	Vérification à l'état limite de service (ELS) :.....	87
VI.2.4	Vérification au flambement :.....	89
VI.2.5	Schéma du ferrailage :.....	90
VI.3	Etude des poutres :	90
VI.3.1	Introduction :	90
VI.3.2	Combinaisons des charges :.....	91
VI.3.3	Les recommandations du RPA99/V2003 :.....	91
VI.3.4	Poutres principale :.....	92
VI.3.4.1	Moments fléchissant et efforts tranchants :	92
VI.3.4.2	Calcul de ferrailage :	92
VI.3.5	Vérification des contraintes tangentielle :.....	95
VI.3.6	Poutres secondaire :	96
VI.3.6.1	Moments fléchissant et efforts tranchants :	96
VI.3.6.2	Calcul de ferrailage :	97
VI.3.6.2.1	Armatures longitudinales :	97
VI.3.6.2.2	Armatures transversale :	99
VI.3.7	Vérification des contraintes tangentielle :.....	99
VI.3.8	Tableau Récapitulatif :	100
VI.3.9	Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :.....	101

VI.3.10 Vérification des zones nodales :	101
VI.4 Les voiles :.....	104
VI.4.1 Introduction :	104
VI.4.2 Combinaisons des charges :.....	104
VI.4.3 Les recommandations du RPA99/V2003 :.....	104
VI.4.4 Disposition des voiles :	106
VI.4.5 Calcul des armatures :	106
VI.4.5.1 Armatures verticales :.....	106
VI.4.5.2 Diamètre max des armatures :.....	109
VI.4.5.3 L'espaceur :.....	109
VI.4.5.4 Armatures horizontales :.....	110
VI.4.5.5 Choix des armatures :	112
VI.4.6 Longueur de recouvrement :.....	115
VI.4.7 Vérification à L'ELS :.....	115
VI.4.8 Schéma du ferrailage :.....	117
VI.4.9 Conclusion :.....	117
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VII.1 Introduction :	118
VII.2 Le choix de type de fondation :	118
VII.3 Combinaisons de calcul :	118
VII.4 Hypothèse de calcul :.....	118
VII.5 Etudes des semelles isolées :.....	119
VII.5.1 Pré dimensionnement :.....	119
VII.6 Etudes des semelles filantes :.....	119
VII.6.1 Pré dimensionnement :.....	119
VII.7 Etude du radier nervuré :.....	120
VII.7.1 Définition :	120
VII.7.2 Pré dimensionnement :.....	120
VII.7.3 Vérification nécessaire :.....	121
VII.7.3.1 Vérification de la contrainte du sol :.....	121
VII.7.3.2 Vérification au poinçonnement :	122
VII.7.3.3 Vérification de la stabilité au renversement :.....	122
VII.7.3.4 Vérification de la poussée hydrostatique :	123
VII.7.4 Différentes sollicitations :	124
VII.7.5 Calcul du ferrailage :	126
VII.7.5.1 Ferrailage de la dalle :.....	126
VII.7.5.2 Vérification de la dalle à l'ELS :.....	128

VII.7.5.3 Vérification au cisaillement :	129
VII.7.5.4 Calcul de l'espacement :	129
VII.7.5.5 Les armatures transversales :	129
VII.7.5.6 Calcul ferrailage de la nervure :	130
VII.7.5.7 Vérification de la dalle à l'ELS :	131
VII.7.5.8 Vérification au cisaillement :	131
VII.7.5.9 Calcul de l'espacement :	132
VII.7.5.10 Ferrailage transversal :	132
VII.7.6 Schéma de ferrailage du radier :	133
VII.8 Conclusion :	133

Chapitre VIII : Analyse statique non linéaire

VIII.1 Introduction :	134
VIII.2 Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :	134
VIII.2.1 Définition :	134
VIII.2.2 But de l'analyse pushover :	135
VIII.2.3 Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER » :	136
VIII.2.4 Principe de la méthode :	136
VIII.2.5 Analyse pushover avec SAP 2000 :	136
VIII.2.6 Les différents guides de l'analyse pushover :	137
VIII.2.7 Courbe de capacité :	137
VIII.2.8 Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacement :	138
VIII.2.9 Détermination du spectre inélastique (spectre réduit par approche en ductilité):	139
VIII.2.10 Point de performance :	139
VIII.2.11 Rotule plastique :	140
VIII.2.12 Niveaux de dommages :	140
VIII.2.13 Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité :	141
VIII.3 Application de l'analyse de « pushover » sur notre structure :	142
VIII.3.1 Détermination de la courbe de capacité :	142
VIII.3.2 Définition du comportement non linéaire des voiles :	145
VIII.3.3 Définition du chargement de l'analyse pushover :	147
VIII.4 Résultats de l'analyse pushover :	149
VIII.5 Ductilité :	162
VIII.6 Détermination du facteur de comportement :	162
VIII.6.1 Paramètres du Coefficient de comportement :	162
VIII.6.2 Calcul du Coefficient de comportement :	164
VIII.7 Raideur de la structure au point de performance " K_p " et indicateur de dégradation global de la structure I_d :	164

VIII.8 Conclusion :	165
Conclusion générale :.....	166
Références bibliographiques :	167
ANNEXE A : Plans architecturaux	
ANNEXE B : Plans génie civil	

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : Localisation de notre projet.	1
Figure I.1 : Plancher corps creux.	2
Figure I.2 : Dalle pleine.	3
Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du béton à ELU.....	5
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.	6
Figure I.5 : Diagramme de contrainte-déformation de l'acier.	8

Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	10
Figure II.2 : Dimension de section en Té.....	11
Figure II.3 : Dimension de la section d'une poutrelle.	11
Figure II.4 : Terrasse inaccessible.	12
Figure II.5 : Plancher étage courant et RDC.....	13
Figure II.6 : Balcon (dalle pleine).	13
Figure II.7 : Coupe transversale du mur extérieur.	14
Figure II.8 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).....	15
Figure II.9 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 2).....	15
Figure II.10 : Schéma d'un escalier.	16
Figure II.11 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	18
Figure II.12 : Coupe de voile.	22

Chapitre III : Etude de plancher

Figure III.1 : Les types des poutrelles.	25
Figure III.2 : Schémas statique de la poutrelle de type02 (ELU).....	25
Figure III.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 02.	27
Figure III.4 : Schémas statique la poutrelle de type02 (ELU).	27
Figure III.5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 02.	29
Figure III.6 : L'ancrage des armatures.	35
Figure III.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles de la RDC.	36
Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	38

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.1 : Schéma statique d'escaliers.	39
Figure IV.2 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.....	41
Figure IV.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.....	41
Figure IV.4 : Armatures longitudinales et de répartitions pour l'escalier.	44
Figure IV.5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.....	46
Figure IV.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.....	46
Figure IV.7 : Ferrailage de la poutre palière.....	50
Figure IV.8 : Schéma statique de balcon.	50
Figure IV.9 : Ferrailage du balcon.	54

Figure IV.11 : Schéma statique.	54
Figure IV.10 : Dimension de l'acrotère.	54
Figure IV.12 : Ferrailage de l'acrotère.	57

Chapitre V : Etude dynamique

Figure IV.1 : Modélisation de la structure.	61
Figure IV.2 : Disposition des voiles.	62
Figure IV.3 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE).	74

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Figure VI.1 : Longueur de recouvrement.	83
Figure VI.2 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).	84
Figure VI.3 : Ferrailage du poteau RDC.	90
Figure VI.4 : Ferrailage des poutres principales.	101
Figure VI.5 : Ferrailage des poutres secondaires.	101
Figure VI.6 : Répartition des moments dans les zones nodales.	102
Figure VI.7 : Disposition des voiles.	106
Figure VI.7 : Voile soumis à la flexion composée.	108
Figure VI.9 : Ferrailage du voile choisi.	117

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Moment M11 à l'ELU.	124
Figure VII.2 : Moment M22 à ELU.	125
Figure VII.3 : Ferrailage de la dalle du radier suivant les deux sens (x ; y).	133
Figure VII.4 : Ferrailage des nervures.	133

Chapitre VIII : Analyse statique non linéaire

Figure VIII.1 : Signification physique de la courbe de capacité.	134
Figure VIII.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.	135
Figure VIII.3 : Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.	136
Figure VIII.4 : Courbe de capacité spectrale (ATC 40).	136
Figure VIII.5 : Courbe de capacité.	137
Figure VIII.6 : Courbe de capacité (Sa-Sd).	138
Figure VIII.7 : Transformation ADRS du spectre de réponse.	138
Figure VIII.8 : Point de performance.	139
Figure VIII.9 : Endommagement d'un portique deux étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001.	140
Figure VIII.10 : Courbe de déformation plastique.	140
Figure VIII.11 : Idéalisations selon Pauly & Priestley.	141
Figure VIII.12 : Idéalisations selon le FEMA - 356.	142
Figure VIII.13 : Fenêtre principale de USC_RC.	143
Figure VIII.14 : Courbe moment- courbure.	143
Figure VIII.15 : Affectation des rotules plastiques au poteau choisi.	144
Figure VIII.16 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.	144
Figure VIII.17 : Loi de comportement des rotules couplées de type P-M2-M3.	145

Figure VIII.18 : Introduction des rotules plastiques des poutres.	145
Figure VIII.19 : Introduction les non linéarité des voiles.....	146
Figure VIII.20 : Introduction les donnés des voiles.	146
Figure VIII.21 : Introduction les donnés des voiles.	147
Figure VIII.22 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires. ...	147
Figure VIII.23 : Définition du chargement de l'analyse pushover (Sens XX).	148
Figure VIII.24 : Détermination du nœud de contrôle.....	148
Figure VIII.25: Courbes de capacité pushover dans le sens X_X.....	149
Figure VIII.26 : Courbes de capacité pushover dans le sens Y_Y.....	149
Figure VIII.27 : Détermination du point de performance dans le sens X_X.....	150
Figure VIII.28 : Détermination du point de performance dans le sens Y_Y.....	150
Figure VIII.29 : Mécanisme de ruine suivant les différentes directions.	156
Figure VIII.30: Idéalisation selon le FEMA - 356 pour push xx.	159
Figure VIII.31: Idéalisation selon le FEMA - 356 pour push yy.	161
Figure VIII.32 : Ductilité en déformations.	162

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.	1
Tableau I.2 : Caractéristiques de béton et de l'acier.	9

Chapitre II : Descente des charges et pré-dimensionnement

Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible).	12
Tableau II.2 : Descente des charges (plancher étage courant, RDC).	13
Tableau II.3 : Descente des charges du balcon.	14
Tableau II.4 : Charge permanente des murs extérieurs.	14
Tableau II.5 : Charge permanente des murs intérieurs (type 1).	15
Tableau II.6 : Charge permanente des murs intérieurs (type 2).	15
Tableau II.7 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.	17
Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse.	17
Tableau II.9 : Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux et des poutres.	22
Tableau II.10 : Dimensions des voiles de contreventements.	23

Chapitre III : Etude de plancher

Tableau III.1 : Evaluation des charges.	24
Tableau III.2 : Tableau des moments et efforts tranchants type 02.	29
Tableau III.3 : Tableau des moments et efforts tranchants type 01.	29
Tableau III.4 : Tableau des moments et efforts tranchants type 04.	29
Tableau III.5 : Tableau des moments et efforts tranchants type 04.	30
Tableau III.6 : Tableau des moments et efforts tranchants type 05.	30
Tableau III.7 : Tableau d'ancrage des armatures.	36
Tableau III.8 : Tableau du ferrailage des poutrelles.	37

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.1 : Calcul des sollicitations.	39
Tableau IV.2 : Armatures longitudinal et espacement adopté.	43
Tableau IV.3 : Charge et surcharge au niveau du balcon.	51
Tableau IV.4 : Charge de mur au niveau du balcon.	51
Tableau IV.5 : Tableau de ferrailages du balcon.	54

Chapitre V : Etude dynamique

Tableau V.1 : Période et masses modales de la structure.	64
Tableau V.2 : Coefficient C_T	66
Tableau V.3 : Période choisie pour le calcul du (D).	67
Tableau V.4 : Les critères de qualité (q).	68
Tableau V.5 : Poids des différents niveaux.	68
Tableau V.6 : Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure.	69
Tableau V.7 : Vérification des efforts tranchants sens-x-	70
Tableau V.8 : Vérification des efforts tranchants sens-y-	70

Tableau V.9 : Vérification des efforts normaux sens-x-	71
Tableau V.10 : Vérification des efforts normaux sens-y-.....	71
Tableau V.11 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.	72
Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -x-	74
Tableau V.13 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -y-	74
Tableau V.14 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-).	75
Tableau V.15 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-).	76
Tableau V.16 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.	77

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales à ELU :.....	76
Tableau VI.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E) :.....	77
Tableau VI.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E) :.....	77
Tableau VI.4 : Sollicitations maximales à ELS :.....	78
Tableau VI.5 : Les sollicitations du poteau RDC.....	79
Tableau VI.6 : Les sollicitations du poteau RDC (Mmax, Ncor).	80
Tableau VI.7 : Ferrailage longitudinal des poteaux à ELU.	81
Tableau VI.8 : Ferrailage longitudinal des poteaux à l'accidentel (G+Q±E).	81
Tableau VI.9 : Ferrailage longitudinal des poteaux à l'accidentel (0,8G ±E).	82
Tableau VI.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003.	82
Tableau VI.11 : Ferrailages longitudinales adopté pour les poteaux.	83
Tableau VI.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier.	83
Tableau VI.13 : La longueur de la zone nodale pour les poutres.....	84
Tableau VI.14 : La longueur de la zone nodale des poteaux.	84
Tableau VI.15 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	85
Tableau VI.16 : Les armatures transversales des poteaux.	87
Tableau VI.17 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.	88
Tableau VI.18 : Vérification du flambement pour les poteaux.....	90
Tableau VI.19 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.	92
Tableau VI.20 : Vérification des contraintes en travée.	94
Tableau VI.21 : Vérification des contraintes en appui.	94
Tableau VI.22 : Vérification de la contrainte tangentielle de la poutre principale.	95
Tableau VI.23 : Ferrailage des poutres principales.....	95
Tableau VI.24 : Longueurs d'ancrage des armatures.	96
Tableau VI.25 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.	96
Tableau VI.26 : Vérification des contraintes en travée.	96
Tableau VI.27 : Vérification des contraintes en appui.	98
Tableau VI.28 : Vérification des contraintes tangentielles des poutres secondaires.....	99
Tableau VI.29 : Ferrailage des poutres secondaires.....	100
Tableau VI.30 : Longueurs d'ancrage des armatures.	100
Tableau VI.31 : Moments résistant dans les poteaux.	102
Tableau VI.32 : Moment résistant dans les poutres.	103
Tableau VI.33 : Vérification de la zone nodale.	103
Tableau VI.34 : Sollicitations maximales des voiles (1,2).	106
Tableau VI.35 : Sollicitations maximales des voiles (3,4).	107
Tableau VI.36 : Sollicitations maximales des voiles (5,6).	107
Tableau VI.37 : Sollicitations maximales des voiles (7,8).	107
Tableau VI.38 : Sollicitations maximales des voiles (9,10).	107
Tableau VI.39 : Vérification des voiles au cisaillement.....	111
Tableau VI.40 : Ferrailage des voiles (1,2).	112

Tableau VI.41 : Ferrailage des voiles (3,4).	113
Tableau VI.42 : Ferrailage des voiles (5,6).	113
Tableau VI.43 : Ferrailage des voiles (7,8).	114
Tableau VI.44 : Ferrailage des voiles (9,10).....	114
Tableau VI.45 : Vérification à L'ELS des voiles.	116

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles.....	125
Tableau VII.2 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.	125
Tableau VII.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.....	129
Tableau VII.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.....	131
Tableau VII.5 : Ferrailage de la nervure et de la dalle.	132

Chapitre VIII : Analyse statique non linéaire

Tableau VIII.1 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa _ Sd) dans le sens X-X	151
Tableau VIII.2 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa _ Sd) dans le sens Y-Y	151
Tableau VIII.3 : Les étapes de formation des rotules plastiques.	157
Tableau VIII.4 : Valeurs du coefficient C_0	158
Tableau VIII.5 : Valeurs du coefficient C_2	159
Tableau VIII.6 : Valeurs du facteur de redondance	164
Tableau VIII.7 : Valeurs du coefficient de comportement.	164

LISTE DES NOTATIONS

- G** : Action permanente.
- Q** : Action d'exploitation.
- RPA** : Le règlement parasismique Algérien.
- E** : Action accidentelle.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.
- σ_{bc} : Contrainte du béton.
- $\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier.
- σ_{st} : Contrainte d'acier.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- ϵ_{bc}** : Déformation du béton en compression.
- f_{bc} : Contrainte de calcul.
- f_{cj} : Résistance à la compression.
- f_{tj} : Résistance à la traction.
- f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours.
- f_e : Limite élastique d'acier.
- E_{ij}** : Déformations instantanées.
- E_{vi}** : Déformations différées.
- ν** : Coefficient de poisson.
- e_p** : Epaisseur.
- e** : Excentricité.
- h_e** : Hauteur libre d'étage.
- A_{st}** : Section d'armature.
- A_{sc}** : Armatures de compression.
- A_r** : Armature de répartition
- St** : Espacement entre cadre.
- γ_b : Coefficient de sécurité de béton
- γ_s : Coefficient de sécurité d'acier
- Θ** : Coefficient d'application
- C.N.V** : Condition non vérifié.

C.V : Condition vérifié.

η : Facteur de correction d'amortissement.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

i_x, i_y : Rayon de giration.

μ : Moment ultime réduit.

α : Position relative de la fibre neutre.

z : Bras de levier.

d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre.

C_p : Facteur de force horizontal.

λ : L'élanement mécanique des poteaux.

B_r : Section réduite

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime.

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

T : Période propre.

V_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant.

T : La période fondamentale de la structure.

V : Effort tranchant à la base.

N : Effort normal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique.

$\xi\%$: Le pourcentage d'amortissement.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W_T : Poids total de la structure.

W_i : Poids sismique au niveau « i ».

C_t : Coefficient de période.

β : Coefficient de pondération.

L_f : Longueur de flambement

N_d : Effort normal maximal appliqué sur une section.

r : Rayon de courbure.

\bar{f} : Flèche admissible.

λg : L'élancement géométrique.

(a ; b) : Dimensions du poteau.

ρa : Coefficient correcteur.

\emptyset_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal.

\emptyset_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale.

Lr : Longueur de recouvrement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

E. L. A : Etat limite accidentel.

l_s : Longueur de scellement droit.

ψ : Coefficient d'ancrage.

A_v : Section d'armature verticale.

A_h : Section d'armature horizontale.

$\bar{\sigma}_{\text{admissible}}$: Contrainte admissible du sol.

K : Coefficient de raideur du sol.

h_r : Hauteur du radier dalle.

S.P.C : Section partiellement comprimé.

S.E.C : Section entièrement comprimé.

δe : Déplacement élastique.

δu : Déplacement ultime.

μ : Ductilité de la structure.

FEMA : Federal Emergency Management.

Introduction générale

L'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus notables, on peut citer : Chlef (El Asnam) en 1980, Constantine en 1985, Tipasa en 1989, Ain Témouchent en 1999 et Boumerdès en 2003 causant de très grands dégâts humains que matérielles.

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des structures de plus en plus complexes, coûteuses et soumises à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces structures l'ingénieur a recours aux méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique.

En effet, pour faire une évaluation structurale fiable des structures soumises au chargement sismique, les méthodes linéaires élastiques (méthode statique équivalente, analyse modale spectrale), s'avèrent insuffisantes du fait qu'elles n'approchent pas le comportement réel de la structure.

Plusieurs méthodes de calculs ont été développées afin d'estimer les différents dommages des ouvrages. La méthode la plus utilisée et la plus simple, c'est la méthode qui est basée sur le calcul non-linéaire en poussée progressive « Pushover ».

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à l'effondrement.

Cette méthode permet de tracer la courbe de capacité donnée par la variation de l'effort tranchant de base en fonction du déplacement au sommet, et de définir des degrés d'endommagements progressifs reliés à la fonction d'une installation utiles notamment dans une démarche de diagnostic sismique.

L'objectif de notre travail se résume en deux points essentiels. Le premier est consacré à une étude technique, qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de construction en vigueur (RPA99 version 2003, BAEL91 modifiée 99), le deuxième concerne l'analyse non linéaire de ce même bâtiment par la méthode statique non linéaire en poussée progressive « Pushover ».

Cette étude se compose de huit chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la description des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles), non-structuraux (comme les planchers) et la descente des charges.
- Dans le troisième chapitre on va aborder une étude de plancher en calculant les différentes réactions et moments afin de choisir le ferrailage le plus convenable.
- Le quatrième chapitre traite le calcul des éléments secondaires (escalier, l'acrotère, balcon).
- Le cinquième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel SAP2000.
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est l'objet du sixième chapitre.
- Dans le septième chapitre nous avons fait l'étude de l'infrastructure.
- Le huitième et dernier chapitre concerne analyse d'une structure avec la méthode « Pushover ».

Ce travail a été achevé par une conclusion générale.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de projet :

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire consiste à faire une étude génie civil d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un rez de chaussée plus huit étages. Cette réalisation sera implantée à Boujlida, wilaya de Tlemcen, qui est une zone de faible sismicité « zone I » d'après le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003).



Figure I.1 : Localisation de notre projet [1].

I.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques de la structure sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques.

Longueur totale du bâtiment	31,60 m
Largeur totale du bâtiment	17,20 m
Hauteur totale du bâtiment	27,54 m
Hauteur du RDC	3,06 m
Hauteur des étages courant	3,06 m

I.2.2 Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne).
- Le site est considéré comme site ferme (S_2).
- Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}=2,2$ bar.

I.3 Conception de la structure:

I.3.1 Ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction (portiques-voiles), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

I.3.2 Planchers :

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

- Plancher corps creux : pour le RDC et les étages courant.

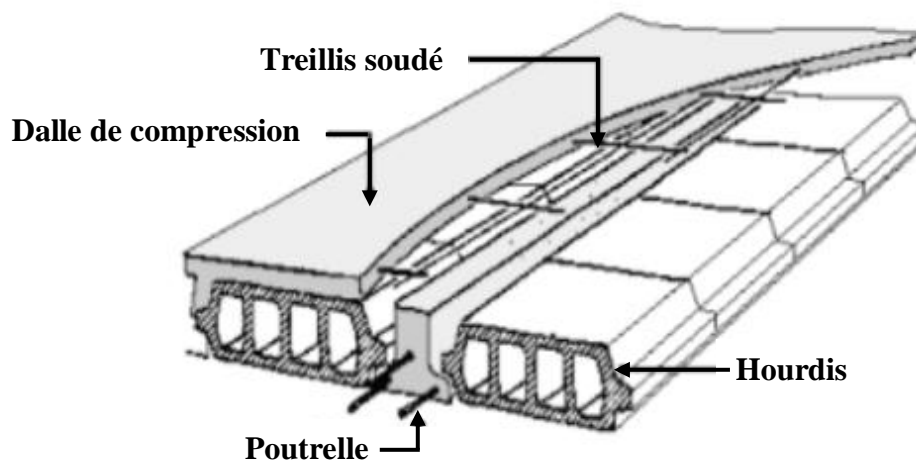


Figure I.2 : Plancher corps creux.

- Dalle pleine : pour les balcons.

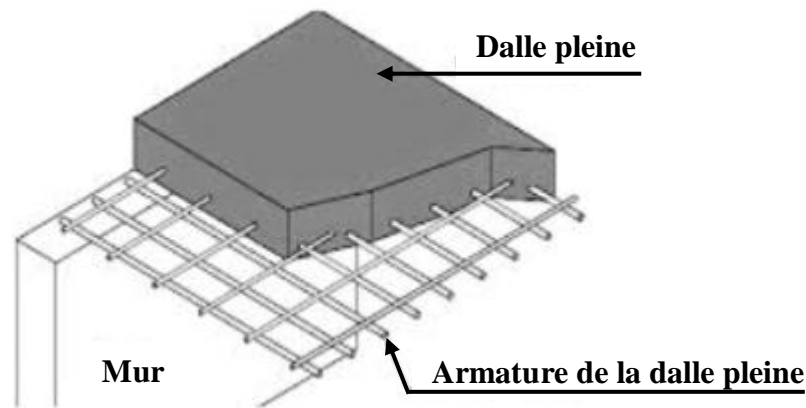


Figure I.3 : Dalle pleine.

I.3.3 Cage d'escalier :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier réalisé en béton armé coulé sur place.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

- Un escalier composé d'un palier et de paillasse.

I.3.4 Les voiles :

Ils sont réalisés en béton armé avec une épaisseur de 15 cm.

I.3.5 Maçonnerie :

Elles sont réalisées en brique creuse selon deux types:

- Murs extérieurs : Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses, ils sont composés de :
 - Brique creuse de 15 cm.
 - L'âme d'air de 5 cm.
 - Brique creuse de 10 cm.
- Murs intérieurs : Dans notre cas nous avons deux types :
 - Type1 : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
 - Type2 : sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 20 cm d'épaisseur.

I.3.6 Revêtement :

Le revêtement de bâtiment est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds ;
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs ;
- Revêtement en carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Revêtement par étanchéité multicouche pour le plancher terrasse.

I.3.7 Isolation :

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher.
- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.
- Au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois.

I.3.8 Acrotère :

Dans cette structure, la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

I.4. Caractéristique mécanique des matériaux :

Les matériaux choisis pour construire notre structure sont : béton et aciers.

I.4.1 Béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de : ciment, sable, gravier et eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés.

I.4.1.1 Résistance du béton :**a. Résistance du béton à la compression:**

Le projet doit être élaboré à partir d'une classe de résistance du béton correspondant à une valeur spécifiée de résistance caractéristique en compression.

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

b. Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours notée f_{tj} est plus faible que la résistance à la compression et elle est conventionnellement défini par la relation :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.} \end{cases}$$

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

I.4.1.2 Déformations longitudinales du béton:

✓ Le module de déformation longitudinale instantané est donné par la formule qui se suit :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de courte durée} \rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa.}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé est donné par la formule qui se suit :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de longue durée} \rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

I.4.1.3 Coefficient de poisson:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la

$$\text{déformation longitudinale. } \nu = \frac{(\Delta a/a)}{(\Delta l/l)}$$

Avec : Δa : Déformation relative transversale.

Δl : Déformation relative longitudinale.

D'après le C.B.A.93, il est pris égale à :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).} \\ \nu = 0,2 & \text{dans le calcul des déformations à l'ELS.} \end{cases}$$

I.4.1.4 Contraintes limites :

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

- **Etat limite ultime :**

Le diagramme contrainte-déformation du béton utilisé dans ce cas est le diagramme de calcul dit : « parabole-rectangle ». Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'actions dont on retient les plus défavorables.

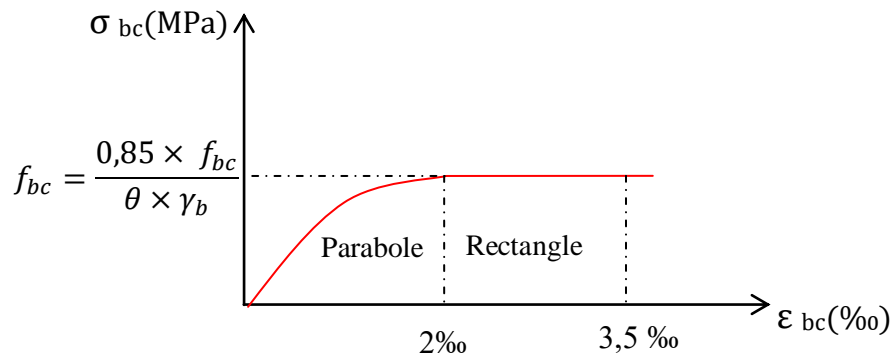


Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELU.

f_{bc} = Contrainte ultime du béton en compression pour $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité : ($\gamma_b = 1,5$ cas général) et ($\gamma_b = 1,15$ cas accidentel).

θ : Facteur de durée d'application des charges.

$\theta = 1$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions est > 24 h.

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0,85$ lorsque cette durée est inférieure à 1 h.

Le coefficient de minoration 0,85 : pour prendre en compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

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

$$0 < \varepsilon_{bc} < 2‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \times \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \varepsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2‰ < \varepsilon_{bc} < 3,5‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

- **Etat limite de service :**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire, et est défini par son module d'élasticité.

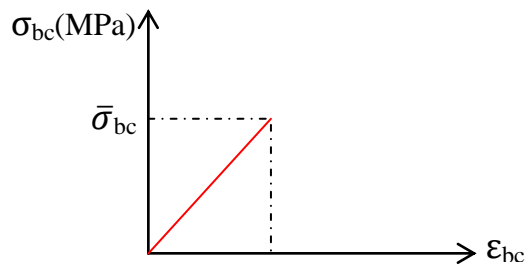


Figure I.5 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS.

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Contrainte limite de cisaillement:**

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

V_u : L'effort tranchant ultime.

b_0 : Largeur de la section.

d : Hauteur utile.

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{si la fissuration est peu préjudiciables.}$$

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,50 \text{ Mpa} \rightarrow \text{si la fissuration est préjudiciable ou trèspréjudiciable.}$$

I.4.2 Acier :

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone en faible pourcentage (comprises entre 0,02 % et 2 % en masse pour le carbone).

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.4.2.1 Différent type d'acier :

On utilise en construction les nuances d'acier suivantes :

a) Les ronds lisses (R.L) :

- Fe E 215 MPa
- Fe E 235 MPa

b) Les hautes adhérences (H.A) :

- Fe E 400 MPa
- Fe E 500 MPa

c) Les treillis soudés (T.S) :

- Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 5 \text{ mm}$
- Treillis soudés de maille $200 \times 200 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 6 \text{ mm}$

I.4.2.2 Contrainte limite :

❖ ELU :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

$$(\gamma_s = 1,15 \text{ Cas général}) ; (\gamma_s = 1,00 \text{ Cas des combinaisons accidentelles}).$$

Dans la pratique, on utilise les nuances d'aciers suivantes :

Fe = 400 MPa → Pour les armatures longitudinales.

Fe = 235 MPa → Pour les armatures transversales.

• Cas général :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Contrainte dans les aciers}). \\ (\varepsilon_{st}) = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{348}{200000} = 1,74 \text{ ‰} \quad (\text{Déformation dans les aciers}). \end{array} \right.$$

• Cas accidentel :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} & \text{(Contrainte dans les aciers).} \\ (\varepsilon_{st}) = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{400}{200000} = 2,00 \text{ ‰} & \text{(Déformation dans les aciers).} \end{cases}$$

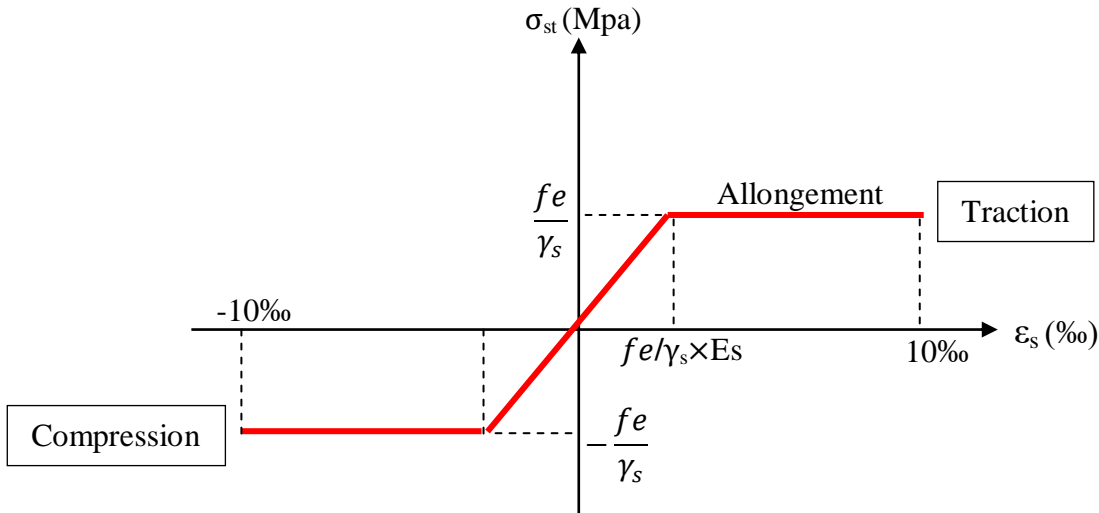


Figure I.6 : Diagramme de contrainte-déformation de l'acier.

❖ ELS :

Dans l'état limite de service, la contrainte σ_{st} sera limitée uniquement pour l'ouverture des fissures :

- Fissuration non (peu) préjudiciable → σ_{st} pas de limite
- Fissuration préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable → $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} fe ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$

Avec :

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} : \rightarrow \begin{cases} n = 1 & \text{pour les RL} \\ n = 1,6 & \text{pour les HA} \end{cases}$$

I.4.3 Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables : $\begin{cases} \text{ELU: } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$
- Situations accidentelles : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$

I.5 Hypothèses de calcul :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Caractéristiques de béton et de l'acier.

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeurs (MPa)
Béton	La résistance du béton à la compression à 28 jours (f_{c28})	25
	La résistance du béton à la traction à 28 jours (f_{t28})	2,1
	Contrainte dans le béton à l'accidentel (f_{bc})	18,48
	Le module d'élasticité instantané (E_{ij})	32164,195
	Le module d'élasticité différé (E_{vj})	10721,39
	Contrainte dans le béton à ELU (f_{bc})	14,17
	Contrainte dans le béton à ELS ($\overline{\sigma}_{bc}$)	15
Acier	La limite élastique des armatures longitudinales (Fe)	400
	La limite élastique des armatures transversales (Fe)	235
	La limite élastique des treillis soudés (Fe)	500
	Module d'élasticité (E)	200000

I.6 Conclusion :

Ce chapitre donne une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

**CHAPITRE II : Descente des charges et
pré-dimensionnement**

II.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but " le pré calcul " des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **BAEL91** et le **RPA 99/version 2003**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité. Pour cela nous évaluons une descente de charge et surcharge pour chaque élément porteur de tous les niveaux et jusqu'à la fondation.

II.2 Planchers :

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges et les surcharges, et les transmettre aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation. Dans ce projet, on utilise des planchers à corps creux.

II.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4), l'épaisseur du plancher h_t doit vérifier la condition de

flèche suivante :
$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

L : La portée maximale d'une poutrelle, $L_{\max} = 3,70 \text{ m} \rightarrow h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44 \text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux de $(16 + 5) = 21 \text{ cm}$.

- Hauteur de corps creux = 16 cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 5 cm.

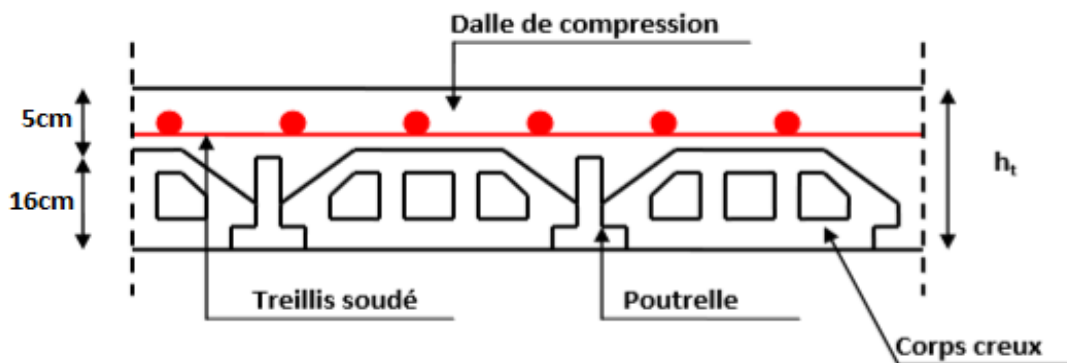


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

II.2.2 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Leur pré-dimensionnement est donné par le C.B.A.93.

La section transversale de la poutrelle est assimilée à une section en " Té "(voir figure II-2).

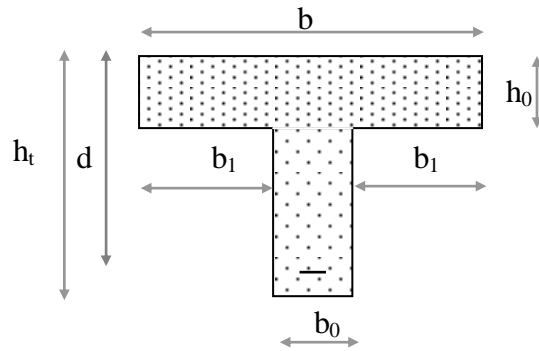


Figure II.2 : Dimension de section en T.

Telle que :

b: La largeur de la table de compression.

h₀ : L'épaisseur de la table de compression.

b₀ : La largeur de l'âme (la nervure).

➤ La largeur de la table de compression est définie par :

$$0,4 \times h_t \leq b_0 \leq 0,8 \times h_t \rightarrow 0,4 \times 21 \leq b_0 \leq 0,8 \times 21 \rightarrow 8,40 \leq b_0 \leq 16,80$$

Soit : b₀=12 cm

$$b_1 \geq \min \left(\frac{L_1}{10} ; \frac{L_2}{2} \right)$$

Avec :

L₁ : Longueur de la petite portée (L₁= 3,70 m).

L₂ : Distance entre nus de deux nervure voisine.

$$L_2 = 65 - b_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm.}$$

$$b_1 \geq \min \left(\frac{370}{10} ; \frac{53}{2} \right)$$

On prend : b₁= 26,5 cm.

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

Donc b = 65 cm.

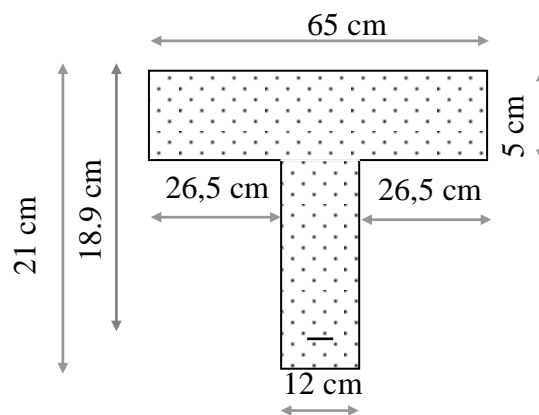


Figure II.3 : Dimension de la section d'une poutrelle.

II.2.3 Descente des charges des planchers :

D'après DTR.B.C.2.2, la descente des charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

Les charges qui sont définies par le D.T.R sont les suivantes :

- **G** : La charge permanente.
- **Q** : La charge d'exploitation ou la surcharge.

II.2.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

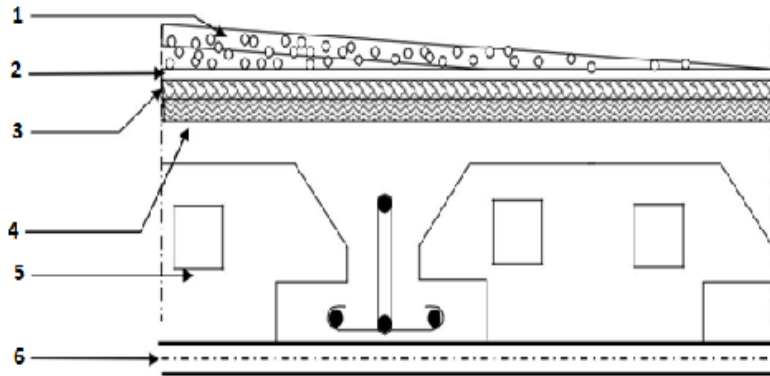


Figure II.4 : Terrasse inaccessible.

Tableau II.1 : Descente des charges (terrasse inaccessible).

N	Désignation	E_p (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	5	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Forme de pente	10	22	2,20
4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
5	Plancher corps creux	16+5	-	3,10
6	Enduit en plâtre sous plafond	2	10	0,20
				$\Sigma = 6,68$

G (KN/m²)	6,68
Q (KN/m²)	1,00

II.2.3.2 Plancher étage courant et RDC :

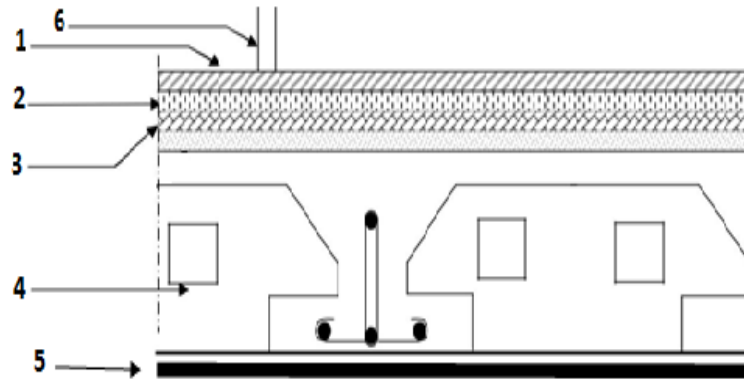


Figure II.5 : Plancher étage courant et RDC.

Tableau II.2 : Descente des charges (plancher étage courant, RDC).

N	Désignation	E_p (cm)	Masse volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Plancher corps creux	16+5	-	3,10
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
6	Cloisons	1	10	1
				$\Sigma = 5,58$

G (KN/m^2)	5,58
Q (KN/m^2)	1,5

II.2.3.3 Balcon :

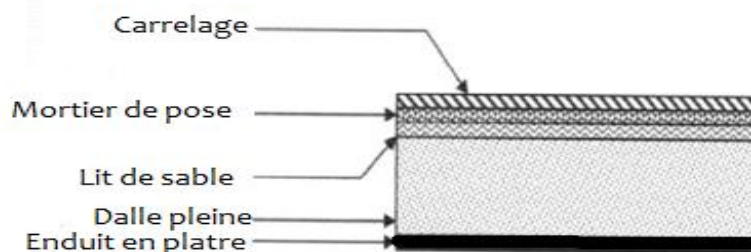


Figure II.6 : Balcon (dalle pleine).

Tableau II.3 : Descente des charges du balcon.

N	Désignation	E_p (cm)	Masse volumiques (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle en Béton armé	15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	2	10	0,20
				$\Sigma = 5,15$

G (KN/m^2)	5,15
Q (KN/m^2)	3,50

II.2.4 Murs :

II.2.4.1 Murs extérieurs (double paroi) :

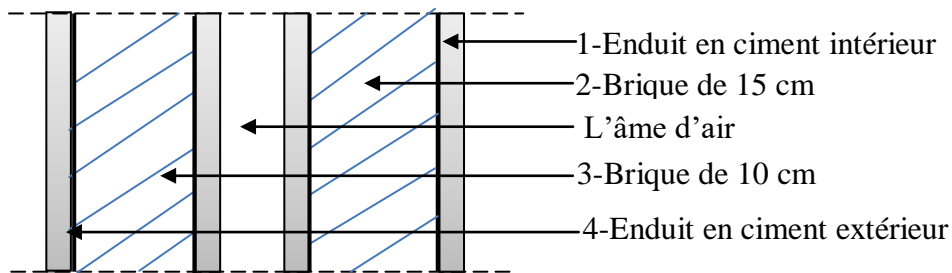


Figure II.7 : Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau II.4 : Charge permanente des murs extérieurs.

N	Désignation	E_p (m)	Poids (KN/m^2)
1	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,15	1,35
3	Brique creuse	0,10	0,9
4	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
			$\Sigma = 2,97$

G (KN/m^2)	2,97
-----------------------	------

II.2.4.2 Murs intérieurs (simple parois) :

➤ Type 1:

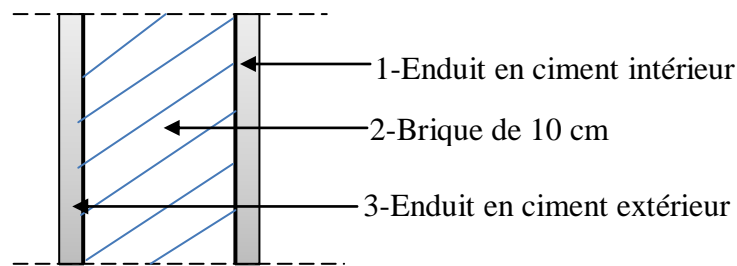


Figure II.8 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 1).

Tableau II.5 : Charge permanente des murs intérieurs (type1).

N	Désignation	E_p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,10	0,90
3	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
			G = 1,62 KN/m²

➤ Type 2 :

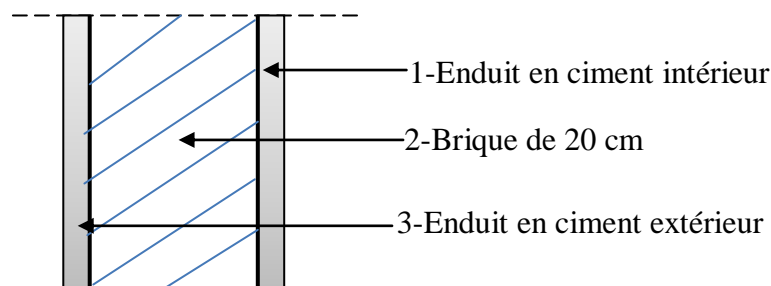


Figure II.9 : Coupe transversale des murs intérieurs (type 2).

Tableau II.6 : Charge permanente des murs intérieurs (type 2).

N	Désignation	E_p (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	0,36
2	Brique creuse	0,20	1,8
3	Enduit intérieur en ciment	0,02	0,36
			G = 2,52 KN/m²

II.2.5 Escalier :

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à

être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité. Les caractéristiques d'un escalier :

- Emmarchement : La largeur de la volée.
- Giron : La largeur d'une marche.
- Paillasse : La dalle inclinée qui soutient les gradins.
- Palier : Partie de plancher située aux deux extrémités d'une volée.
- Contre marche : Partie verticale de la marche.

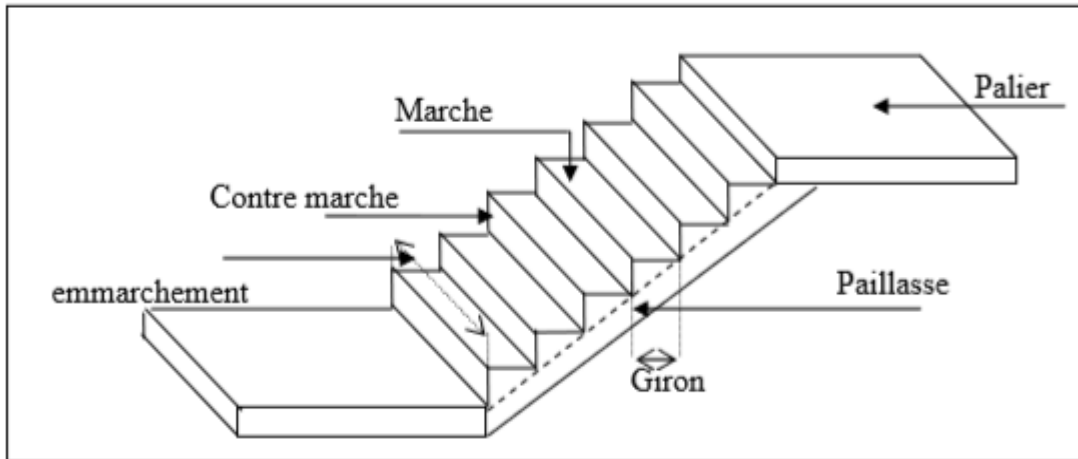


Figure II.10 : Schéma d'un escalier.

II.2.5.1 Dimensionnement des escaliers :

Pour passer d'un étage à un autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20 cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

On prend :

$$h=17\text{ cm et } g=30\text{ cm}$$

On obtient :

$$59\text{ cm} \leq g+2h = 64\text{cm} \leq 66\text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc finalement :

$$h = 17\text{ cm} ; g = 30\text{ cm}$$

- **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H_e}{h} \rightarrow n = \frac{306}{17} = 18 \rightarrow (9\text{ contre marche par volée})$$

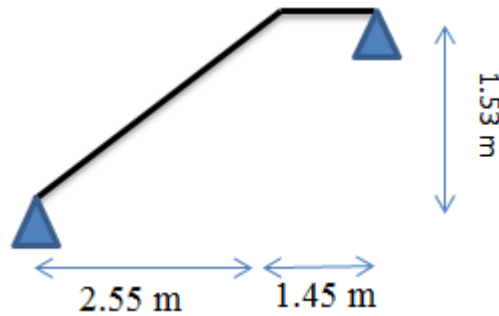
- **Nombre des marches (m) :**

$$m = n - 1 \rightarrow m = 9 - 1 = 8$$

- **Longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g \times \left(\frac{n}{2} - 1\right) = 30 \times (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

- **L'inclinaison des paillasse :**



$$\tan \alpha = \frac{153}{255} = 0,6, \text{ donc : } \alpha = 30,96^\circ$$

- **Calcul des épaisseurs (palier et paillasse) :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{400}{30} \leq e \leq \frac{400}{20} \rightarrow 13,33 \text{ cm} \leq e \leq 20 \text{ cm}$$

On prend « $e = 15 \text{ cm}$ » pour la paillasse et le palier.

II.2.5.2 Evaluation des charges et surcharge des escaliers :

a. Palier :

Tableau II.7 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Désignation	ep (cm)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Poids propre du palier	15	25	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,2

➤ $G = 4,8 \text{ KN/m}^2$

➤ $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

b. Paillasse :

Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharges pour la paillasse.

Désignation	ep (cm)	$\rho(\text{kN/m}^3)$	G (kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	2	22	0,44
Mortier de pose horizontal	2	20	0,4
Revêtement en carrelage vertical	2	$22 \cdot \frac{h}{g}$	0,25

Mortier de ciment vertical	2	$20 \cdot \frac{h}{g}$	0,23
Poids propre de la marche	$\frac{17}{2}$	22	1,87
Enduit en plâtre	2	$10/\cos\alpha$	0,23
Poids propre du paillassé	15	$25/\cos\alpha$	4,40
Garde-corps			0,1

➤ $G = 7,92 \text{ KN/m}^2$

➤ $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II.2.6 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.2.6.1 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, qui supportent toutes les charges et les surcharges de différents niveaux et les transmettent aux fondations.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du RPA99/V2003 :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm}$ zone 1 et 2.
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$.
- $1/4 < a/b < 4$.

Avec :

b : La largeur du poteau.

h : Hauteur du poteau.

h_e : Hauteur libre d'étage.

Le calcul se fait sur la section du poteau le plus sollicité :

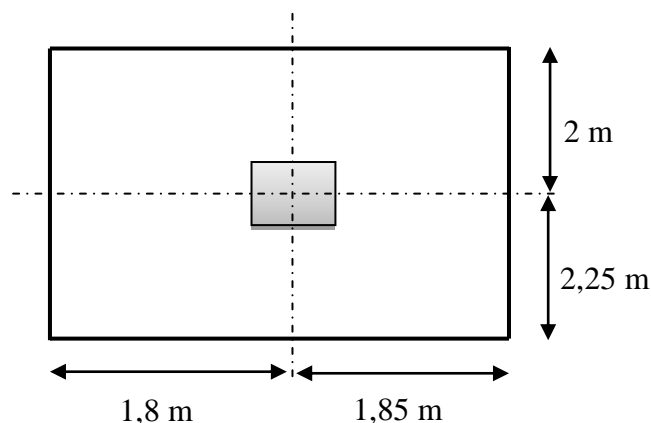


Figure II.11 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.

Surface supporté par le poteau le plus défavorable $S = 15,512 \text{ m}^2$.

On suppose une charge moyenne de : $Q = 1 \text{ t/m}^2$

$$N_u = Q \times S \times n$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime.
- Q : Charge moyenne répartie de $1t/m^2$.
- n : Nombre d'étage (plancher).

➤ **Poteaux de RDC (n=9) :**

$$N_u = 1 \times 15,512 \times 9 = 139,608 \text{ t}$$

$$N_u = 1,39 \text{ MN}$$

➤ **Section réduite (Br) :**

Selon les règles du **B.A.E.L 91**:

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s \times f_e}{B_r \times \gamma_s}\right)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 \times \left(\frac{\lambda}{1500}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 7$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la Compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} \rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Le pourcentage **minimal** des armatures est de 0,7% en zone I, on peut prendre :

$$\begin{cases} \frac{A_s}{B_r} = 1\% \\ f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,39}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1 \times 400}{100 \times 1,15}} = 895,83 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \geq 895,83 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{895,83} + 0,02$$

On prend: **a = b = 30 cm**

➤ **Calcul de section suivant RPA 99:**

• **Poteau RDC:**

$$\frac{N_u}{0.3 \times F_{c28}} \leq B$$

$$B \geq \frac{1.39608}{0.3 \times 25} = 1861,44 \text{ cm}^2$$

$$b=a \geq \sqrt{1861,44} = 43,14 \text{ cm}$$

On prend **a=b=55 cm**

II.2.6.1.1 Vérification des conditions du RPA99 (version 2003) :

✓ $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

✓ $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20 = 285/20 = 14,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$

✓ $1/4 < a/b < 4 \rightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

II.2.6.1.2 Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 8ème étage parce qu'il a la plus faible section.

➤ Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,083 \text{ cm}^4$$

➤ Rayon de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / ab} = \sqrt{125052,083 / 1225} = 10,10 \text{ cm}$$

$i_x = i_y = 10,10 \text{ cm}$

➤ Elancement mécanique $\lambda(x,y)$:

$$L_f = K \times h_0$$

Avec :

- L_f : Longueur de flambement.
- $h_0 = 2,85 \text{ m}$.
- $K = 0,7$: Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{L_f}{i_x} = \frac{0,7 \times 2.85}{0,101} = 19,75$$

$\lambda_x = \lambda_y = 19,75 < 50 \dots\dots\dots \text{C.V}$

II.2.6.2 Les poutres :

II.2.6.2.1 Définition :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. Il y a deux types de poutres :

➤ **Les poutres principales :**

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

- Elles relient les poteaux.
- Elles supportent la dalle.

➤ **Les poutres secondaires (chainages) :**

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.2.6.2.2 Pré dimensionnement :

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée entre les axes des poteaux.

h : Hauteur de la poutre.

➤ Les poutres principales : $L = 4,60$ m

$$\text{Donc : } \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30,66 \leq h \leq 46$$

Alors :

On prend : **$h=40$ cm**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 8 \leq b \leq 20 \quad (\text{Avec } b \text{ largeur de la poutre})$$

On prend \rightarrow **$b=30$ cm**

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

- $b \geq 25$ cm $\rightarrow 30$ cm > 25 cm**C.V**
- $h \geq 30$ cm $\rightarrow 40$ cm > 30 cm**C.V**
- $h/b < 4$ $\rightarrow 1,33 < 4$ **C.V**

➤ Les poutres secondaires : $L = 3,70$ m

$$\text{Donc : } \frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \rightarrow 24,66 \leq h \leq 37$$

Alors :

On prend : **$h=30$ cm**

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow 6 \leq b \leq 15$$

On prend \rightarrow **$b=30$ cm**

D'après le RPA 99/V 2003 :

- $b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h/b < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

II.2.6.3 Récapitulation de pré dimensionnement :

Tableau II.9 : Récapitulation de pré-dimensionnement des poteaux et des poutres.

NIVEAU	POTEAUX	POUTRES PRINCIPALES	POUTRES SECONDAIRES
RDC	(55×55)	(30×40)	(30×30)
1 ^{er} étage	(55×55)	(30×40)	(30×30)
2 ^{ème} étage	(50×50)	(30×40)	(30×30)
3 ^{ème} étage	(50×50)	(30×40)	(30×30)
4 ^{ème} étage	(45×45)	(30×40)	(30×30)
5 ^{ème} étage	(45×45)	(30×40)	(30×30)
6 ^{ème} étage	(40×40)	(30×40)	(30×30)
7 ^{ème} étage	(40×40)	(30×40)	(30×30)
8 ^{ème} étage	(35×35)	(30×40)	(30×30)

II.2.6.4 Les voiles :

Les voiles sont des éléments destinés à assurer la stabilité d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux dues au vent et au séisme.

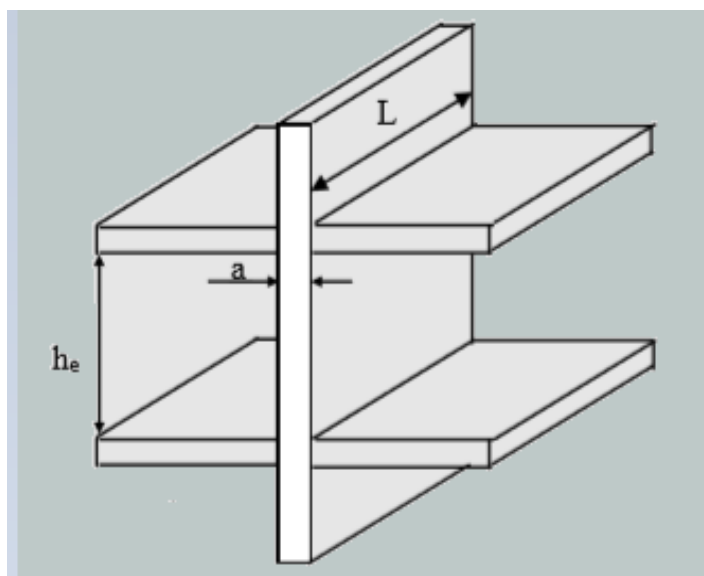


Figure II.12 : Coupe de voile.

Notre bâtiment est réalisé à TLEMCEM, et selon RPA99V2003, il est classé dans la zone I. Vue de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 27.54 m, et qui est supérieure à 17m, d'après le RPA, il est indispensable de contreventer notre structure par des voiles.

Le RPA99/V2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} L > 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

Avec :

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15$ cm).

h_e : La hauteur libre d'étage.

❖ **Epaisseur :**

$$h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm} \rightarrow a \geq \frac{285}{20} = 14,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ pour RDC et les étages.}$$

On prend $a = 15$ cm pour tous les niveaux.

❖ **La longueur :**

$$L > 60 \text{ cm}$$

Tableau II.10 : Dimensions des voiles de contreventements.

Niveaux	Epaisseur a (cm)	Longueur L_{\min} (cm)
RDC	15	60
Les étages courants	15	60

II.2.7 Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait le dimensionnement et la descente des charges de la structure étudiée, selon les codes de calcul cité auparavant. Par la suite on va entamer l'étude de plancher.

CHAPITRE III : Etude de plancher

III.1 Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure séparant deux niveaux capables de reprendre les charges verticales, ils sont considéré comme des éléments infiniment rigide et peut être exécuté en bois en acier ou en béton armé.

Dans cette structure on a, un plancher en corps creux (16+5) cm (poutrelle + corps creux + dalle de compression).

III.2 Etude des poutrelles:

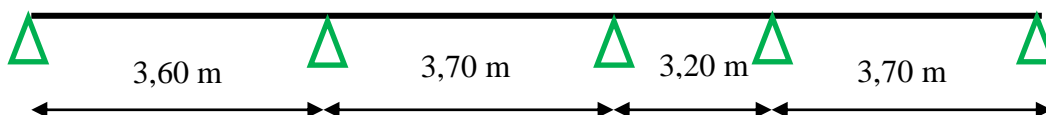
III.2.1 Calcul des charges et surcharges des poutrelles :

Tableau III.1 : Evaluation des charges.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU (KN/ml) $q_u=b \times (1,35G+1,5Q)$	ELS (KN/ml) $q_s=b \times (G+Q)$
RDC	5,58	1,5	0,65	6,34	4,60
Terrasse inaccessible	6,68	1	0,65	6,84	5,10
Etage courant	5,58	1,5	0,65	6,34	4,60

III.2.2 Les types des poutrelles :

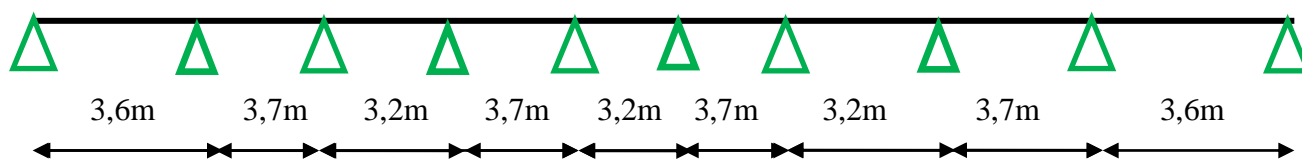
- Type 01 :



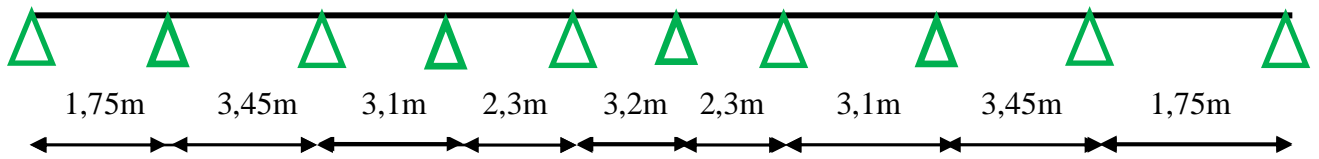
- Type 02 :



- Type 03 :



- Type 04 :



- Type 05 :

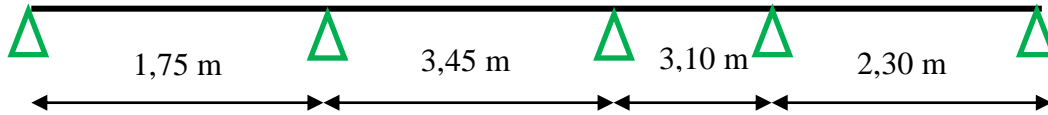


Figure III.1 : Les types des poutrelles.

III.2.2.1 Détermination des efforts internes :

Nous avons cinq types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 02 (RDC) par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

✚ ELU :

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \quad (\text{Avec : } A_i = R_{ig} + R_{id})$$

$$q_u = 6,34 \text{ KN/m}$$

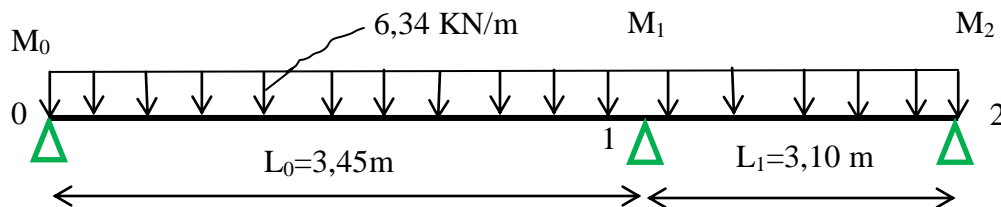


Figure III.2 : Schémas statique de la poutrelle de type02 (ELU).

Nombre d'équation égale à $(r-2)$ avec r est le nombre d'appui.

On obtient une seule équation car $3-2=1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant : $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$

$$3,45M_0 + 2 \times (3,45 + 3,10) \times M_1 + 3,10 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \rightarrow 13,10M_1 + 6A_1 = 0$$

-Calcul A_1 :

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$R_{1g} = \frac{ql^3}{24} = \frac{6,34}{24} \times (3,45)^3 = 10,84 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{ql^3}{24} = \frac{6,34}{24} \times (3,10)^3 = 7,86 \text{ KN}$$

$$\text{Alors: } A_1 = 10,84 + 7,86 \rightarrow A_1 = 18,70 \text{ KN}$$

-Calcul M_1 :

$$13,10M_1 + 6A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6(18,70)/13,10 = -8,564 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments et des efforts tranchants :

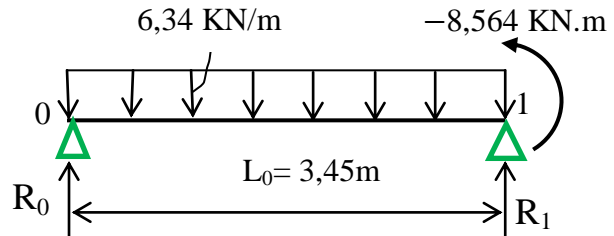
• Travée 0-1 :

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_0 \cdot L_0 - q_u \cdot L_0^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = 8,45 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3,45 \text{ m}$$



$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,45) = -8,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 8,45 \text{ KN} \\ T(3,45) = -13,42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_u \rightarrow x = 1,33 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 5,63 \text{ KN.m}$$

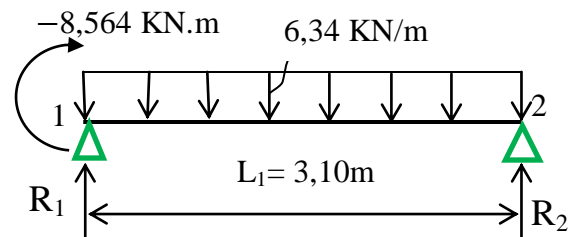
• Travée 1-2 :

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_1 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 + M_1 = 0$$

$$R_1 = 12,58 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3,10 \text{ m}$$



$$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 + M_1 \rightarrow \begin{cases} M(0) = -8,56 \text{ KN/m} \\ M(3,10) = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 12,58 \text{ KN} \\ T(3,10) = -7,07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} : \text{si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_u \rightarrow x = 1,98 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 3,92 \text{ KN.m}$$

❖ L'utilisation de logiciel SAP 2000 :

Les résultats obtenus par le logiciel SAP 2000 sont représentés dans les schémas ci-après :

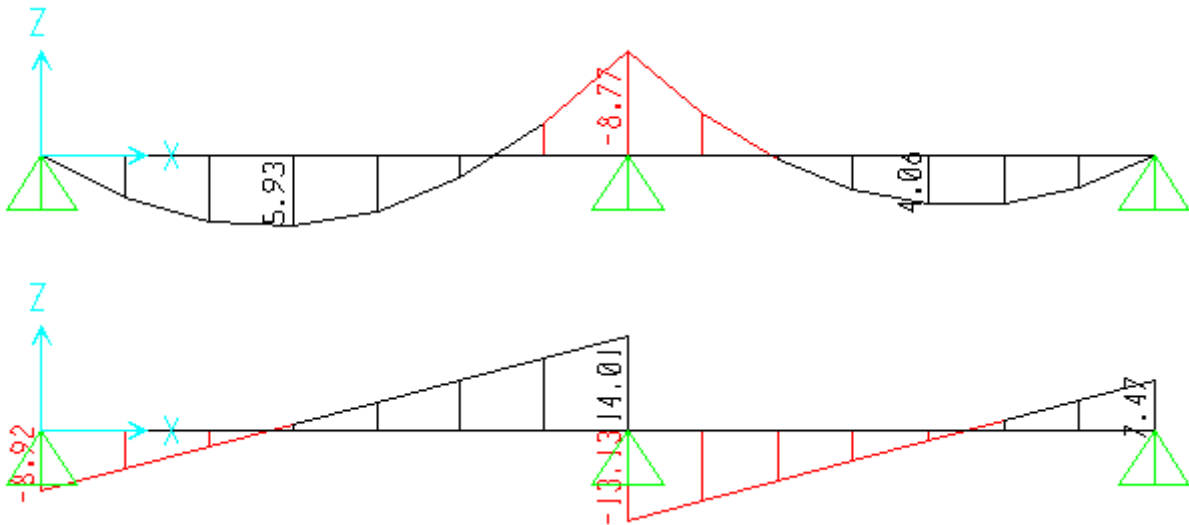


Figure III.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU pour type 02.

✚ ELS :

L'équation des trois moments s'écrit :

$$L_{i-1} M_{i-1} + 2(L_{i-1} + L_i) M_i + L_i M_{i+1} + 6A_i = 0 \quad (\text{Avec : } A_i = R_{ig} + R_{id})$$

$$q_s = 4,6 \text{ KN/m}$$

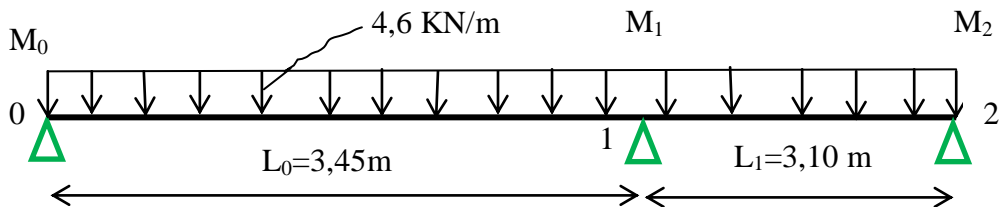


Figure III.4 : Schémas statique la poutrelle de type02 (ELU).

$$\text{Nombre d'équation} = r - 2 \quad (\text{Avec } r : \text{ nombre d'appui})$$

On obtient une seule équation car $3 - 2 = 1$

$$L_0 M_0 + 2 \times (L_0 + L_1) \times M_1 + L_1 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

Supposant: $M_0 = M_2 = 0 \text{ KN.m}$

$$3,45M_0 + 2 \times (3,45 + 3,10) \times M_1 + 3,10 \times M_2 + 6 A_1 = 0 \rightarrow 13,10M_1 + 6A_1 = 0$$

-Calcul A_1 :

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$R_{1g} = \frac{ql^3}{24} = \frac{4,60}{24} \times (3,45)^3 = 7,87 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{ql^3}{24} = \frac{4,60}{24} \times (3,10)^3 = 5,71 \text{ KN}$$

$$\text{Alors: } A_1 = 7,87 + 5,71 \rightarrow A_1 = 13,58 \text{ KN}$$

-Calcul M_1 :

$$13,10M_1 + 6A_1 = 0 \rightarrow M_1 = -6(13,58)/13,10 = -6,22 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul des moments et des efforts tranchants :

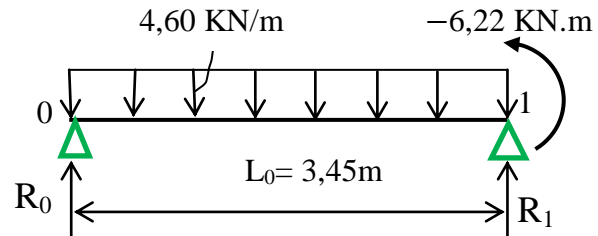
• **Travée 0-1 :**

$$\Sigma M/1 = 0 :$$

$$R_0 \cdot L_0 - q_u \cdot L_0^2 / 2 - M_1 = 0.$$

$$R_0 = 6,13 \text{ KN.}$$

$$0 \leq x \leq 3,45 \text{ m}$$



$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3,45) = -6,23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 6,13 \text{ KN} \\ T(3,45) = -9,74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_0 / q_u \rightarrow x = 1,33 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 4,08 \text{ KN.m}$$

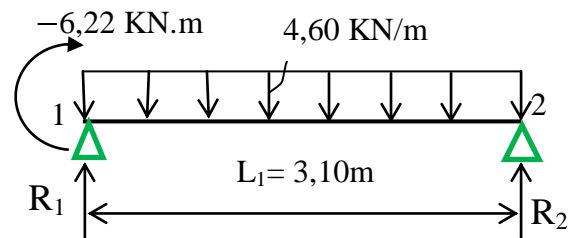
• **Travée 1-2 :**

$$\Sigma M/2 = 0 :$$

$$R_1 \cdot L_1 - q_u \cdot L_1^2 / 2 + M_1 = 0.$$

$$R_1 = 9,14 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3,10 \text{ m}$$



$$M(x) = R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 + M_1 \rightarrow \begin{cases} M(0) = -6,22 \text{ KN/m} \\ M(3,10) = 0 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\bullet \quad T(x) = R_1 - q_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 9,14 \text{ KN} \\ T(3,10) = -5,12 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = R_1 / q_u \rightarrow x = 1,98 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2,86 \text{ KN.m}$$

❖ L'utilisation de logiciel SAP 2000 :

Les résultats obtenus par le logiciel sont représentés dans les schémas ci-après :

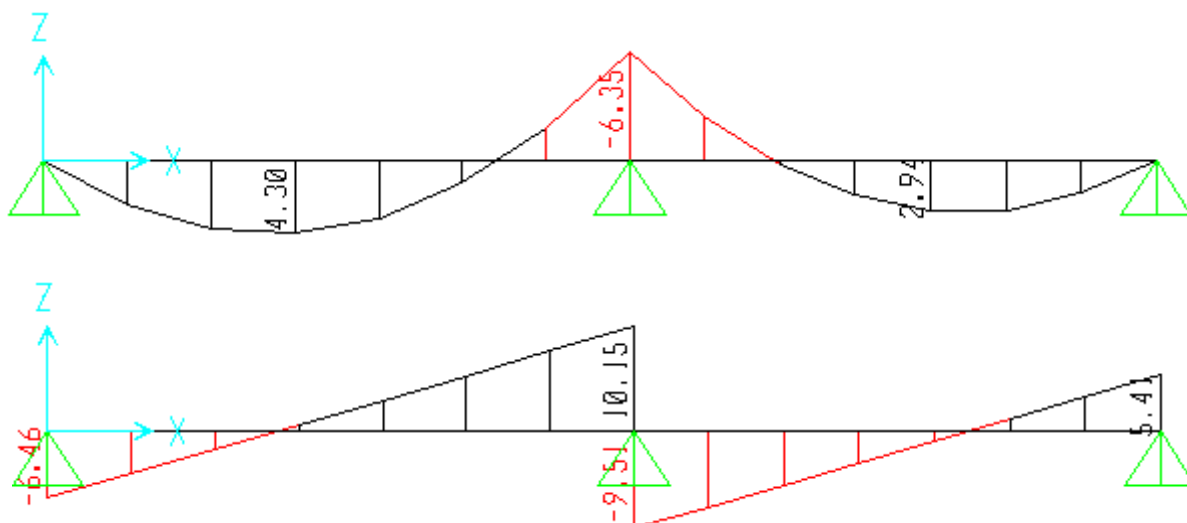


Figure III.5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS pour type 02.

➤ Récapitulatif de calcul des sollicitations maximales de type 2:

Tableau III.2 : Tableau des moments et efforts tranchants type 02.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
RDC + Etage courant	5,63	8,56	13,42	4,08	6,23	9,74

III.2.2.2 Résumé des sollicitations maximales pour les types des poutrelles:

Les résultats obtenus par logiciel SAP 2000 sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

- Type 01 :

Tableau III.3 : Tableau des moments et efforts tranchants type 01.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
RDC + Etage courant	7,07	9,25	14,03	5,12	6,60	10,15
Terrasse	7,60	9,95	15,08	5,55	7,26	11,01

- Type 03 :

Tableau III.4 : Tableau des moments et efforts tranchants type 04.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
RDC + Etage courant	6,23	9,14	13,99	4,51	6,62	10,12
Terrasse	6,70	9,83	15,04	4,89	7,18	10,98

- Type 04 :

Tableau III.5 : Tableau des moments et efforts tranchants type 04.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
RDC + Etages (1,8)	2,83	5	8,80	2,10	3,70	6,52
Terrasse	3,95	6,98	12,28	2,88	5,10	8,97

- Type 05 :

Tableau III.6 : Tableau des moments et efforts tranchants type 05.

Plancher	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}	M _{travée max}	M _{appui max}	T _{max}
Etages (2-7)	3,74	6,24	11,33	2,70	4,52	7,68

III.2.2.3 Ferrailage des poutrelles : (flexion simple)

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

Dans ce projet on a plusieurs types de poutrelles, donc on prend le « Type02 » comme un exemple de calcul de ferrailage au niveau de plancher RDC.

a. Ferrailage longitudinal :

✚ ELU :

➤ En Travée :

$$M_{u \max} = 5,63 \text{ KN.m} = 0,00563 \text{ MN.m}$$

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

Avec :

$$b = 0,65 \text{ m} ; h_0 = 0,05 \text{ m} ; f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa} ; h = 0,21 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,21 = 0,189 \text{ m}$$

Donc :

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times (0,189 - 0,05/2) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_t > M_{\max}$, cela implique que l'axe neutre est dans la table.

Donc le calcul se fait avec une section rectangulaire, de base $b=65 \text{ cm}$ et hauteur $h=21 \text{ cm}$.

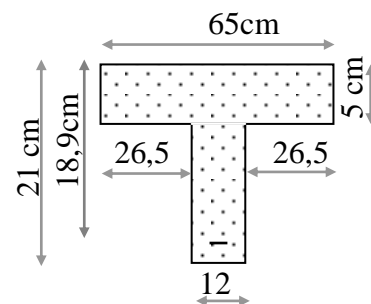
$$\mu = M_{u \max} / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,00563 / 0,65 \times (0,189^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,00171 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0171}) = 0,0215$$



$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,0215) = 0,187 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,83 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,00563}{0,187 \times 347,83} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : **2T12=2,26 cm²**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 21}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,36; 1,48) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

➤ **En Appui :**

$$M_{u \max} = 8,56 \text{ KN.m}$$

$M_{u \max} < M_t \rightarrow$ on fait le calcul pour la même section rectangulaire (65x21cm²).

$$\mu = M_{u \max} / b d^2 f_{bc} = 0,00856 / 0,65 \times (0,189^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,026 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,033$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,033) = 0,186 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_{u \max}}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,00856}{0,186 \times 347,83} = 1,32 \text{ cm}^2$$

On prend : **1T12+1T14 = 2,67 cm²**

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 21}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (1,36; 1,48) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \geq 1,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

✚ **ELS :**

➤ **En travée :**

$$M_{ser \max} = 4,08 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b x^2}{2} + n A_{sc} (x-d') - n A_{st} (d-x) \quad \text{avec } n=15$$

$$32,5 x^2 - 40,05 (18,9 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 40,05x - 756,945 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 316,23$$

→ $x = 4,24 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$ → l'axe neutre se trouve dans la table.

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A_{sc} (x-d')^2 + n A_{st} (d-x)^2 = 0$$

$$I = 10258,91 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de la contrainte :**

Ce type de poutrelles est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

-Contrainte maximale dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,08 \times 10^{-5} \times 4,24}{10258,91 \times 10^{-8}} = 1,68 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_{ser \max} = 6,23 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b x^2}{2} + n A_{sc} (x-d') - n A_{st} (d-x) \quad \text{avec : } n=15$$

$$32,5 x^2 - 46,2 (18,9 - x) = 0$$

$$32,5 x^2 + 46,2x - 873,18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 340,07$$

→ $x = 4,52 \text{ cm} < 5 \text{ cm}$ → l'axe neutre se trouve dans la table.

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b x^3}{3} + n A_{sc} (x-d')^2 + n A_{st} (d-x)^2 = 0$$

$$I = 11554,25 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul de la contrainte :**-**Contrainte maximale dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times X}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6,23 \times 10^{-5} \times 4,52}{11554,25 \times 10^{-8}} = 2,43 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Vérification au cisaillement :** D'après C.B.A.93 :La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes : $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{13,42 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} \quad \text{Avec : (} V_u \text{ : L'effort tranchant à ELU).}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}$$

La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\tau_u < \overline{\tau}_u$. Donc, il n'y a pas un risque de cisaillement.**b. Calcul des armatures transversales :**

Le ferrailage transversal des poutrelles, doit être inférieur aux valeurs suivantes :

$$\emptyset t \leq \min(\emptyset_1 ; h/35 ; b_0/10)$$

Avec :

h : La hauteur du plancher.

b₀ : La largeur du poutrelle.∅₁ : Le diamètre minimum du ferrailage longitudinal.

$$\emptyset t \leq \min (1,2 ; 21/35 ; 12/10) \rightarrow \emptyset t \leq 0,6 \text{ cm}$$

On adopte un diamètre transversal égal à : $\emptyset t = 6 \text{ mm}$.❖ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003 :

➤ **Zone Nodale :**

$$St \leq \min (h/4 ; 12\emptyset_1 ; 30\text{cm})$$

$$St \leq \min (21/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 \text{ cm})$$

On prend $\rightarrow St = 5 \text{ cm}$ ➤ **Zone courante :**

$$St \leq h/2 = 21/2$$

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

❖ **Vérification au glissement:**

Pour éviter le risque de glissement au niveau de l'appui de la poutrelle, il faut s'assurer que

$$\text{cette condition soit vérifiée : } V_u - \frac{Mu}{0,9 \times d} \leq 0 \quad (\text{BAEL91 page 83; A6.1;3})$$

Avec : $M_u = 8,56 \text{ KN.m}$; $V_u = 13,42 \text{ KN}$

$$13,42 - \frac{8,56}{0,9 \times 0,189} = -36,9 \leq 0 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis.

III.2.2.4 Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ **La flèche admissible :**

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L / 500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L / 1000$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{fe} \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{21}{345} = 0,061 \leq \frac{1}{16} \rightarrow \text{la condition (1) n'est pas vérifiée donc on procède au calcul de la flèche.}$$

$$L = 345 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \rightarrow f_{adm} = L / 500 = 0,0069 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times Ast \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 2,26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0,21}{2} - 0,021 \right)^2$$

$$I_0 = 5,25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times ft_{28}}{\varphi(2+3 \times \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec } \varphi = \frac{Ast}{b_0 \times d} = \frac{2,26 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} \rightarrow \varphi = 0,0099$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = \frac{0,105}{0,025} \rightarrow \lambda_i = 4,153$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times ft_{28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + ft_{28}} \rightarrow u = 0,76$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} = \frac{1,1 \times 5,25 \times 10^{-4}}{1 + 4,153 \times 0,76} \rightarrow I_{fi} = 1,39 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{0,00623}{32164,2 \times 1,39 \times 10^{-4}} = 1,39 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1} \quad \text{avec } E_i = 11000 \sqrt[3]{fc_{28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

Donc : $f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{3,45^2}{10} \times 1,39 \times 10^{-4} = 1,65 \times 10^{-3} \text{ m}$

$f = 1,65 \times 10^{-3} \text{ m} < f_{adm} = 0,0069 \text{ m} \rightarrow \text{C.V}$

III.2.2.5 Longueur d’ancrage :

Par simplification, on considère que l’ancrage par courbure des barres tendues avec un pliage supérieur à 90° est assuré moyennant une longueur d’ancrage équivalente qui peut être prise égale à :

$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$

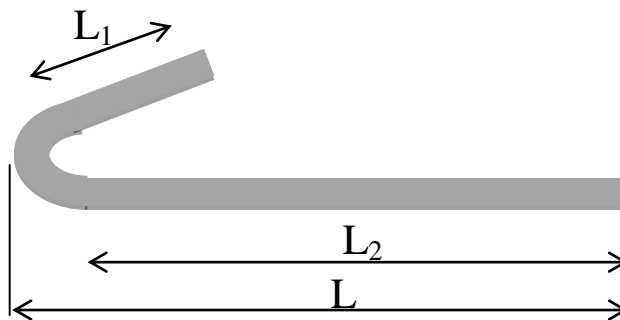


Figure III.6 : L’ancrage des armatures.

- Longueur de scellement droit :

$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s'}$

Avec : $\tau_s' = 0,6(\psi)^2 \times f_{tj}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$\tau_s' = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$

$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm}$

- Ancrage par courbure :

On adopte un crochet à 90° $\rightarrow \alpha = 1,87$ et $\beta = 2,19$

- Calcul du rayon de la fibre moyenne r :

$r = 5,5\phi$ (Acier HA)

$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$

- Calcul des longueurs rectilignes L1 et L2:

$L_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm} = 120 \text{ mm} \dots \dots \dots$ (Règle CBA93)

$L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta r$

$L_2 = 423 - (1,87 \times 120) - (2,19 \times 66)$

$L_2 = 54,06 \text{ mm}$

- Calcul de la longueur totale L :

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L \geq 61,06 + 66 + \frac{12}{2} = 133,06\text{mm} \rightarrow L = 13 \text{ cm}$$

- Tableau d'ancrage des armatures :

Tableau III.7 : Tableau d'ancrage des armatures.

ϕ (mm)	τ_s' (Mpa)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	L (cm)
12	2,835	42,328	12	6,6	6,1	13
14	2,835	49,382	14	7,7	6,34	15

III.2.2.6 Schéma de ferrailage des poutrelles de RDC :

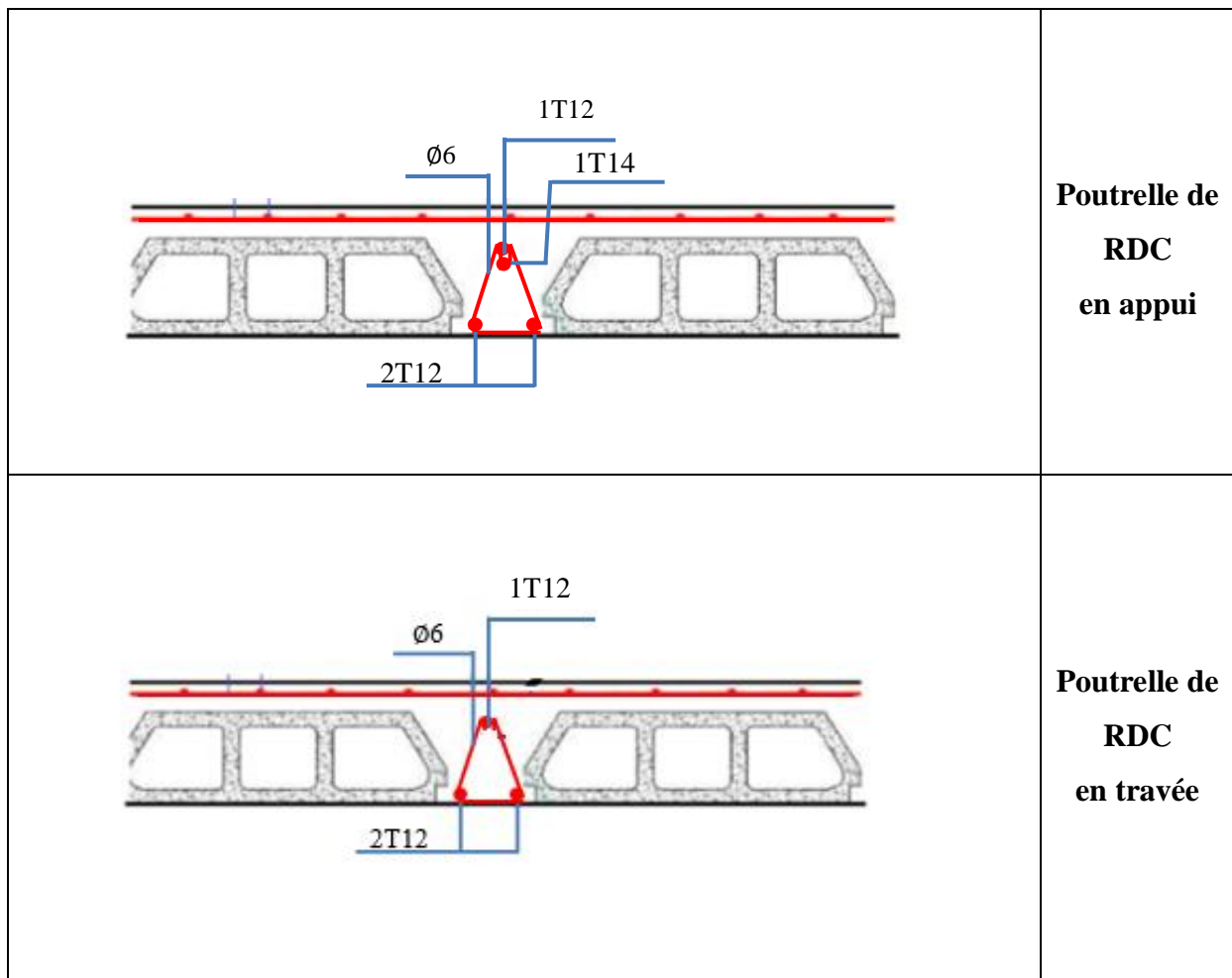


Figure III.7 : Schéma de ferrailage des poutrelles de la RDC.

III.2.2.7 Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles :

Tableau III.8 : Tableau du ferrailage des poutrelles.

Type de poutrelle	Niveau	Ast calculé (cm ²)		Ast choisie (cm ²)		Armatures transversales	Espacement (cm)	
		En travée	En appui	En travée	En appui		Zone nodale	Zone courante
1	RDC	1,41	2,09	2T12	1T12+1T14	Ø6	5	10
	E.C	1,41	2,09	2T12	1T12+1T14			
	Terrasse	1,5	2,29	2T12	1T12+1T14			
2	RDC	0,86	1,32	2T12	1T12+1T14	Ø6	5	10
	E.C	0,86	1,32	2T12	1T12+1T14			
	Terrasse	0,95	1,52	2T12	1T12+1T14			
3	RDC	1,21	1,99	2T12	1T12+1T14	Ø6	5	10
	E.C	1,21	1,99	2T12	1T12+1T14			
	Terrasse	1,29	2,17	2T12	1T12+1T14			
4	RDC	0,80	1,33	2T12	1T12+1T14	Ø6	5	10
	Etages (1,8)	0,80	1,33	2T12	1T12+1T14			
	Terrasse	0,84	1,45	2T12	1T12+1T14			
5	Etages (2-7)	0,83	1,28	2T12	1T12+1T14	Ø6	5	10

III.2.2.8 Ferrailage de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91(B.6.8.4.2.3), le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections doivent êtres :

$$-50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4 \times L_1}{f_e} \quad \text{avec : } L_1 \text{ en cm}$$

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

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

$f_e = 500 \text{ Mpa}$

➤ **Armatures perpendiculaires aux nervures :**

$$A_1 = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de TSØ5 (150×150) mm²

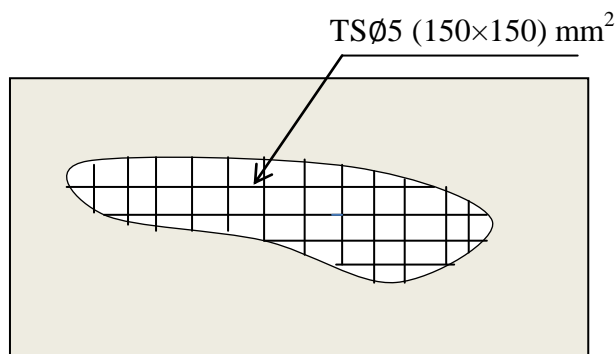


Figure III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3 Conclusion:

Dans ce chapitre on a réussi à déterminer le ferrailage de toutes les types de poutrelle qu'on a choisi et arriver à un ferrailage qui vérifie les conditions du RPA.

**CHAPITRE IV : Etude des éléments
secondaires**

IV.1 Introduction :

Les éléments secondaires ce sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure, où son étude ne prend pas en considération l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Parmi ces éléments on peut citer : les escaliers, les balcons et les acrotères.

IV.2 Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations aux quelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre bâtiment on distingue 1 type d'escalier avec 1 type de poutre palière.

IV.2.1 Evaluation des sollicitations :

Sur une bande de 1 mètre on a :

Tableau IV.1 : Calcul des sollicitations.

Combinaison d'action	Paillasse (KN/m)	Palier (KN/m)
ELU	14,44	10,23
ELS	10,42	7,3

IV.2.2 Ferrailage des escaliers :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyé ou plus au moins encastree. ($0,85M_0$ en travée et $0,5M_0$ en appuis).

La détermination des armatures se fait en prenant les moments fléchissant et les efforts tranchants maximum.

Donnée :

- $b = 1\text{ml}$
- $h = 15\text{cm}$
- $d = 0,9h = 13,5\text{cm}$

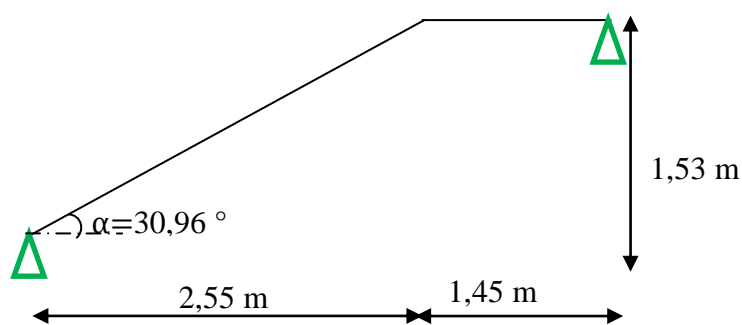
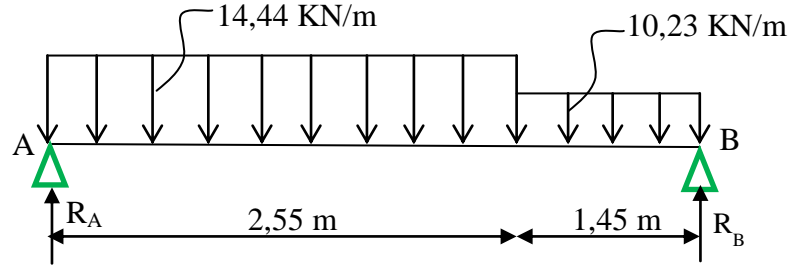


Figure IV.1 : Schéma statique d'escaliers.

IV.2.2.1 .Détermination des efforts internes des escaliers :

ELU :



$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - (10,23 \times 1,45) - (14,44 \times 2,55) = 0$$

$$R_A + R_B = 51,65 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (10,23 \times 1,45 \times 3,275) + (14,44 \times 2,55 \times 1,275) - R_B \times 4$$

$$R_B = 23,88 \text{ KN} \quad R_A = 27,77 \text{ KN}$$

➤ Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

$0 < x < 2,55 \text{ m}$

$$M(x) = R_A x - 14,44 \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,55) = 23,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 14,44x \quad \begin{cases} T(0) = 27,77 \text{ KN} \\ T(2,55) = -9,052 \text{ KN} \end{cases}$$

$2,55 < x < 4 \text{ m}$

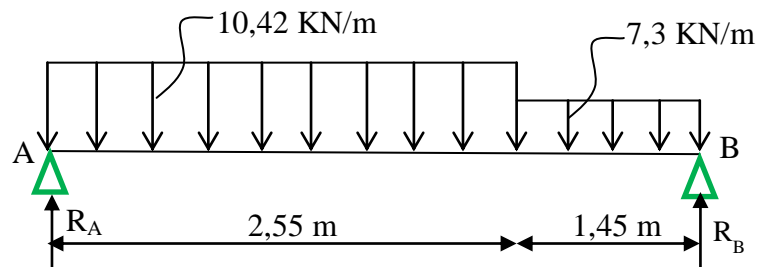
$$M(x) = R_A x - 14,44 \times 2,55 \times (x - \frac{2,55}{2}) - 10,23 \times \frac{(x - 2,55)^2}{2} \quad \begin{cases} M(2,55) = 23,86 \text{ KN.m} \\ M(4) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 14,44 \times 2,55 - 10,23 \times (x - 2,55) \quad \begin{cases} T(2,55) = -9,052 \text{ KN} \\ T(4) = -23,88 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max}: \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = 27,77/14,44 \rightarrow x = 1,92 \text{ m}$$

Donc : $M_{\max} = 26,70 \text{ KN.m}$

ELS :



$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_A + R_B - (7,30 \times 1,45) - (10,42 \times 2,55) = 0$$

$$R_A + R_B = 37,156 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = (7,3 \times 1,45 \times 3,275) + (10,42 \times 2,55 \times 1,275) - R_B \times 4$$

$R_B=17,13\text{KN}$ $R_A= 20,026 \text{ KN}$

➤ Les moments fléchissant et les efforts tranchants :

$0 < x < 2,55 \text{ m}$

$$M(x)=R_Ax-10,42\times\frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2,55) = 17,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x)= R_A-10,42x \quad \begin{cases} T(0) = 20,026 \text{ KN} \\ T(2,55) = -6,54 \text{ KN} \end{cases}$$

$2,55 < x < 4 \text{ m}$

$$M(x)=R_Ax-10,42\times 2,55\times(x-\frac{2,55}{2})-7,3\times\frac{(x-2,55)^2}{2} \quad \begin{cases} M(2,55) = 17,18 \text{ KN.m} \\ M(4) = 0\text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x)= R_A-10,42\times 2,55-7,3\times(x-1,275) \quad \begin{cases} T(2,55) = -15,85 \text{ KN} \\ T(4) = -26,43 \text{ KN} \end{cases}$$

M_{\max} : si $T(x) = 0 \rightarrow x = 20,026/10,42 \rightarrow x=1,92 \text{ m}$

Donc : $M_{\max} = 19,24 \text{ KN.m}$

Vérification des résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants avec SAP2000 :

✓ ELU :

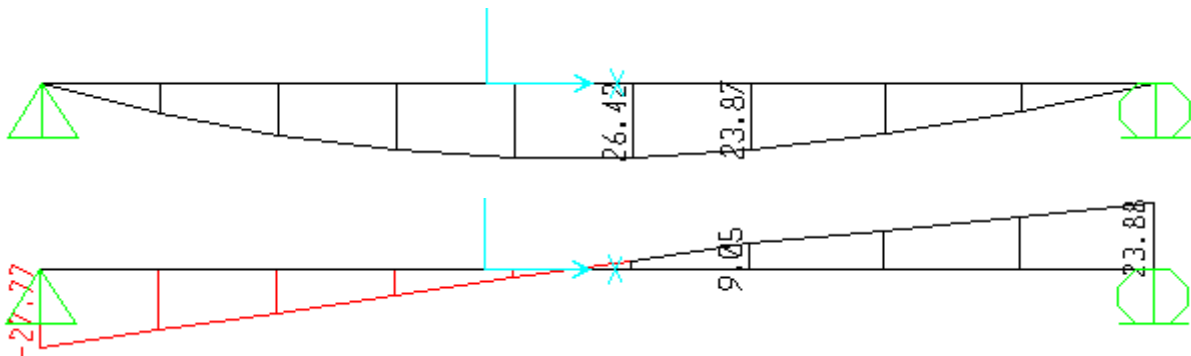


Figure IV.2 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.

✓ ELS :

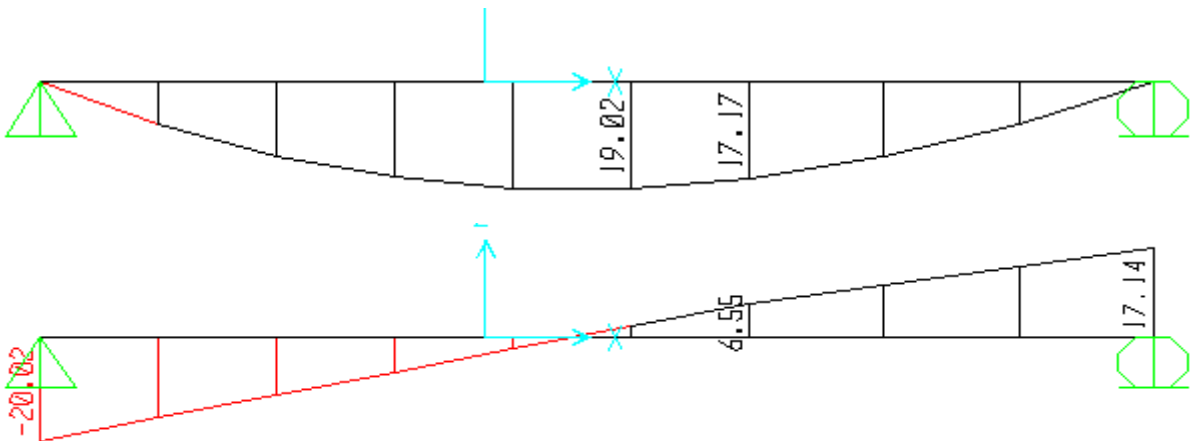


Figure IV.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.

IV.2.2.2 Calcul des armatures longitudinales à ELU :

On détermine les sections des armatures longitudinales en appui et en travée.

Avec : $b = 1,00 \text{ m}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $d = 0,135 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $M_{(travée)} = 22,46 \text{ KN.m}$; $M_{(appui)} = 13,21 \text{ KN.m}$

➤ En travée :

$M_u (travée) = 22,46 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{22,46 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,086 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,086}) = 0,112$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,128 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{22,46 \times 10^{-3}}{0,128 \times 347,83} = 5,044 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **7T12 = 7,91 cm²**

➤ En appui :

$M_u (appui) = 13,21 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13,21 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,051 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,065$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,131 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{13,21 \times 10^{-3}}{0,131 \times 347,83} = 2,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : **7T10 = 5,50 cm²**

IV.2.2.3 Choix des armatures et les espacements :

❖ Armatures longitudinales :

D'après RPA 99V2003, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est donné par :

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

❖ Espacements des armatures :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \text{ (BAEL91)}$$

$$S_t = 100 / 7 = 14,28 \text{ cm} \leq \min(45, 33\text{cm}) \rightarrow \text{C.V}$$

On prend → $St = 15 \text{ cm}$

Tableau IV.2 : Armatures longitudinal et espacement adopté.

Position	Choix d'Armateur	
	$A_{st} (\text{cm}^2)$	Espacement (cm)
Travée	7T12 = 7,92	15
Appui	7T10 = 5,50	15

❖ **Armatures de répartitions :**

D'après le B.A.E.L.91. La quantité d'armatures de répartition dans le cas où il y a que des charges réparties est au moins égale à $A_{st}/4$

➤ En travée : $A_r = 7,92/4 = 1,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → on prend $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ En appui : $A_r = 5,50/4 = 1,375 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → on prend $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

✚ **Vérification à ELS :**

D'après (C.B.A.93) : Les escaliers sont protégés (couverts), ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a : $b = 1 \text{ m}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $d = 0,13 \text{ m}$; $d' = 0,015 \text{ m}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $n = 15$

➤ **En travée :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 7,92 (13,5 - x) = 0 \rightarrow x = 4,60 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2$$

$$I = \frac{100(4,60)^3}{3} + 15 \times 7,92 (13,5 - 4,60)^2 \rightarrow I = 12654,68 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{16,17 \times 10^{-3} (4,60) 10^{-2}}{12654,68 \times 10^{-8}} = 5,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ En appui :

❖ Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \times 5,50 (13,5 - x) = 0 \rightarrow x = 3,96 \text{ cm}$$

❖ Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{100(3,96)^3}{3} + 15 \times 5,50 (13,5 - 3,96)^2 \rightarrow I = 9578,42 \text{ cm}^4$$

❖ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{9,51 \times 10^{-3} (3,96) 10^{-2}}{9578,42 \times 10^{-8}} = 3,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

❖ Vérification au cisaillement :

D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante : $\tau_u < \overline{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,02777}{1 \times 0,135} = 0,2057 \text{ MPa} \quad \text{avec } V_u : \text{L'effort tranchant à ELU.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_u < \overline{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

IV.2.3 Schéma de ferrailage :

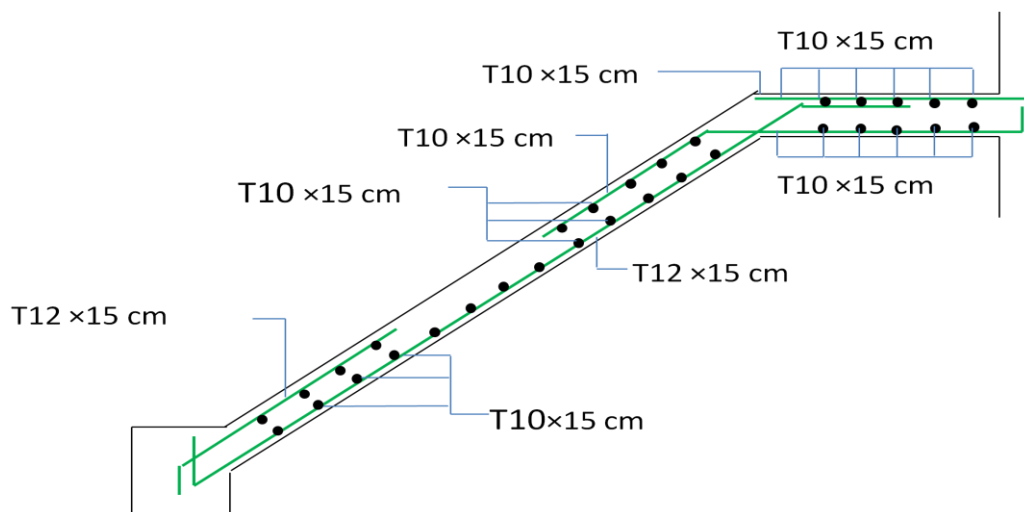


Figure IV.4 : Armatures longitudinales et de répartition pour l'escalier.

IV.2.4 Etude de la poutre palière :**IV.2.4.1 Pré-dimensionnement :**

D'après les règles de **B.A.E.L 91** on a :
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

Avec : -L : Distance entre axes des poteaux.

-h : Hauteur de la poutre.

-b : Largeur de la poutre.

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \rightarrow 21,33 \leq h \leq 32$$

Alors on prend $\rightarrow h=30\text{cm}$

$$\frac{30}{5} \leq b \leq \frac{15}{2} \rightarrow 6 \leq b \leq 15$$

Alors on prend $\rightarrow b=30\text{ cm}$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)** :

- $b \geq 25\text{ cm} \rightarrow 30\text{ cm} > 25\text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow 30\text{ cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots\text{C.V}$
- $h/b < 4 \rightarrow 1 < 4 \dots\dots\dots\text{C.V}$

IV.2.4.2 Charges supportée par la poutre :

- Poids propre de la poutre :

$$G_1 = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25\text{ KN/m}$$

- Poids propre du mur double parois :

$$G_2 = h \times G_{\text{paroi}} = 2,66 \times 2,97 = 7,9\text{ KN/m}$$

- Poids propre de la paillasse et le palier :

$$G_3 = (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}}/2) + G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}} = (7,92 \times 2,55/2) + 4,8 \times 1,45 = 17,06\text{ KN/m}$$

Alors :

$$G_{p. \text{ palière}} = G_1 + G_2 + G_3 = 2,25 + 7,9 + 17,06 = 27,21\text{ KN/m}$$

$$Q_{p. \text{ palière}} = Q \times L = 2,5 \times 2 = 5\text{ KN/m}$$

IV.2.4.3 Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

D’après les résultats obtenus par le SAP2000 :

✓ ELU :

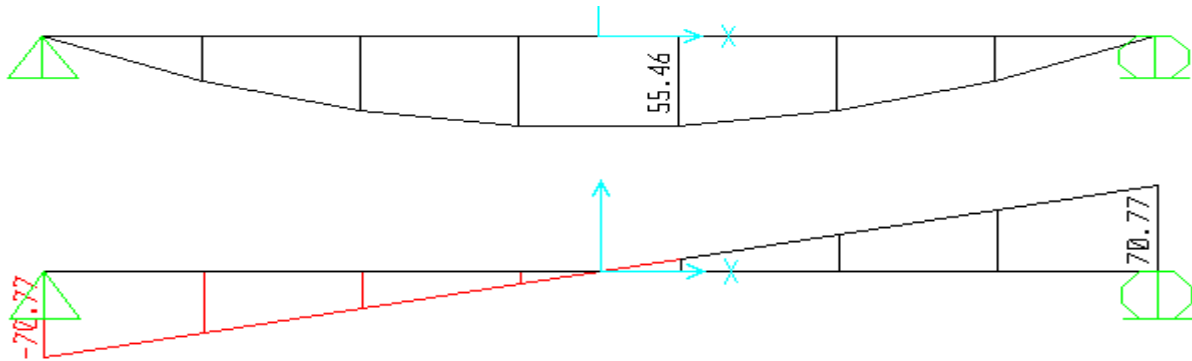


Figure IV.5 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU.

✓ ELS :

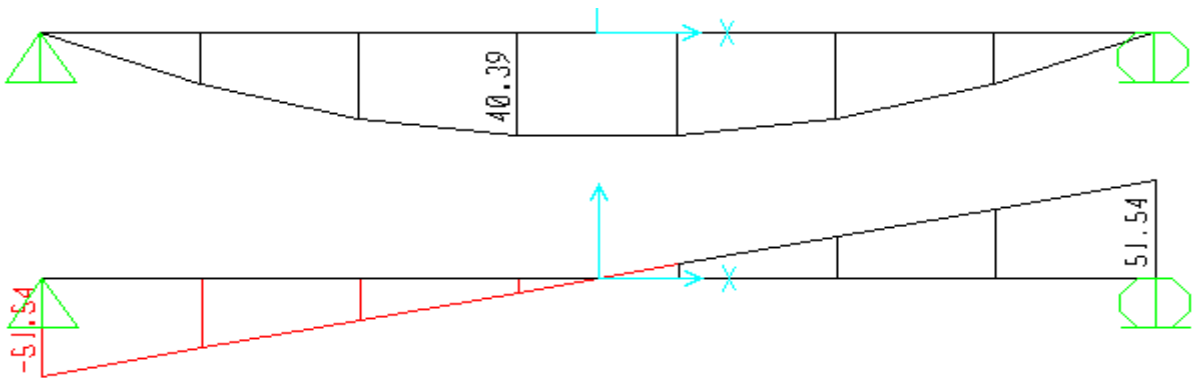


Figure IV.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELS.

IV.2.4.4 Calcul de ferrailage :

✚ ELU :

On utilise les valeurs suivantes :

- ✓ Moment isostatique : $M_0=55,46$ KN.m
- ✓ Moment en travée : $M_t=0,85*55,46 =47,14$ KN.m
- ✓ Moment en appui : $M_a=0,5*55,46 = 27,73$ KN.m
- ✓ Effort tranchant (T) en ELU : $T_u=70,77$ KN

a. Armature longitudinale :

Le calcul se fait en flexion simple :

➤ En travée :

$$M_u(\text{travée}) = 47,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{47,14 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,152 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,152}) = 0,207$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,247 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{47,14 \times 10^{-3}}{0,247 \times 347,83} = 5,48 \text{ cm}^2$$

Le choix est **5T12** = 5,65 cm²

➤ **En appui :**

$$M_{u(\text{appui})} = 27,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27,73 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,089 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc}=0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,089}) = 0,116$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,257 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{27,73 \times 10^{-3}}{0,257 \times 347,83} = 3,10 \text{ cm}^2$$

Le choix est **3T12** = 3,39 cm²

-Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 30}{1000}; 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} (0,9 ; 0,98) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \geq 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

✚ **ELS :**

- ✓ Moment isostatique : $M_0 = 40,39 \text{ Kn.m}$
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0,85 \times 40,39 = 34,33 \text{ Kn.m}$
- ✓ Moment en appui : $M_a = 0,5 \times 40,39 = 20,19 \text{ Kn.m}$

On a : $b = 0,3 \text{ m}$; $h = 0,3 \text{ m}$; $d = 0,27 \text{ m}$; $d' = 0,03 \text{ m}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $n = 15$

➤ **En travée :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 5,65 (27-x) = 0 \rightarrow x = 9,84 \text{ cm.}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{30(9,84)^3}{3} + 15 \times 5,65 (27-9,84)^2 \rightarrow I = 34483,59 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{34,33 \times 10^{-3} (9,84) 10^{-2}}{34483,59 \times 10^{-8}} = 9,79 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$\frac{30x^2}{2} - 15 \times 3,39 (27-x) = 0 \rightarrow x = 8,02 \text{ cm.}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n \times A_{st} \times (d-x)^2$$

$$I = \frac{50(8,02)^3}{3} + 15 \times 3,39 (27-8,02)^2 \rightarrow I = 26915,71 \text{ cm}^4$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{20,19 \times 10^{-3} (8,02) 10^{-2}}{26915,71 \times 10^{-8}} = 6,015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

D'après le (C.B.A.93), la contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0,07077}{0,3 \times 0,27} = 0,87 \text{ MPa} \quad (\text{Avec : } V_u: \text{ L'effort tranchant à ELU}).$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

La contrainte tangentielle satisfait la condition: $\tau_u < \overline{\tau}_u$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi t \leq \min(\phi_1 ; h/35 ; b/10) = \min(1,2 ; 30/35 ; 30/10) \rightarrow \phi t \leq 0,85 \text{ cm}$$

On adopte un diamètre transversal égal à : $\phi t = 8 \text{ mm.}$

❖ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA 99 version 2003 :

➤ **Zone Nodale :**

$$St \leq \min (h/4 ; 12\phi_1 ; 30cm)$$

$$St \leq \min (30/4 ; 12 \times 1,2 ; 30 cm)$$

On prend → **St = 7 cm**

➤ **Zone courant:**

$$St \leq h/2 = 30/2$$

On prend → **St = 15 cm**

IV.2.4.5 Vérification de la flèche :

Il faut satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{adm}$

❖ **La flèche admissible :**

Si $L \leq 500$ $f_{adm} = L / 500$

Si $L > 500$ $f_{adm} = 0,5 + L / 1000$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \dots\dots (2) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{30}{320} = 0,09 > \frac{1}{16} \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{30}{320} = 0,09 > \frac{47,14}{10 \times 55,46} = 0,085 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{5,65}{30 \times 27} = 6,97 * 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots C.V$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.2.4.6 Ancrages des armatures tendues :

-La longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_s'}$

Avec : $\tau_s' = 0,6(\psi)^2 \times f_{ij}$ ($\psi = 1,5$ acier HA)

$$\tau_s' = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm} = 423 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend } L_s = 430 \text{ mm}$$

On adopte une courbe égale a : $r = 5,5\phi$ (Acier HA)

$$r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

$$L_2 = d - (c + \frac{\phi}{2} + r) = 27 - (3 + 0,6 + 6,6) = 16,8 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{42,3 - 2,19 \times 6,6 - 16,8}{1,87} \rightarrow L_1 = 5,90 \text{ cm}$$

$$L \geq 16,8 + 6,6 + \frac{1,2}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow L = 24 \text{ cm}$$

IV.2.4.7 Schéma du ferrailage de la poutre palière :

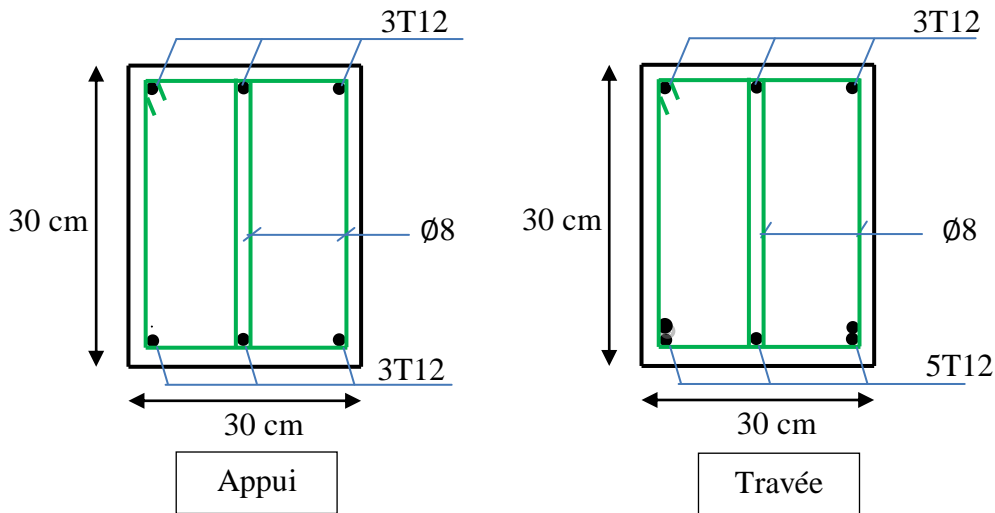


Figure IV.7 : Ferrailage de la poutre palière.

IV.3 Etude des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines horizontales en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ils sont calculés comme des consoles encastrées, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur. On adopte une épaisseur : (h = 15 cm)

Pour faire les calculs, on va choisir un balcon qui a 1.20 m de longueur. La méthode sera valable pour tous les autres balcons.

IV.3.1 Les charges appliquées sur le balcon:

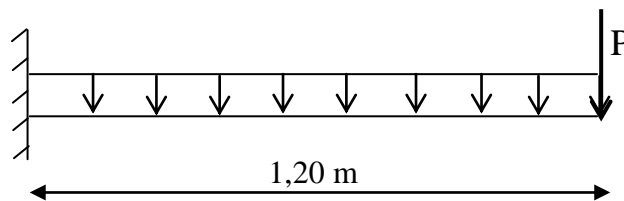


Figure IV.8 : Schéma statique de balcon.

- P : Charge des murs (Force concentrée) P = 2.97KN/ml
- Poids propre : G = 5.15KN/m²
- Charge d'exploitation : Q = 3.5 KN/m²

IV.3.2 Combinaisons d'actions:

Tableau IV.3 : Charge et surcharge au niveau du balcon.

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Bande (ml)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)×1ml	ELS (KN/ml) (G+Q)×1ml
5,15	3,5	1	12,20	8,65

Tableau IV.4 : Charge de mur au niveau du balcon.

G (KN/m ²)	La hauteur (m)	ELU (KN/ml) (1,35G)×1,1	ELS (KN/ml) G×1,1
2,97	1,10	4,41	3,27

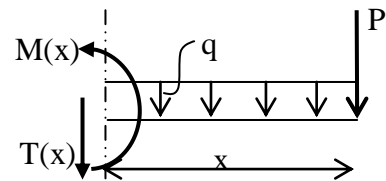
IV.3.3 Calcul moment et effort tranchant :

⚡ ELU :

0 < x < 1,2

$$M(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - P_u \cdot x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,2) = -14,07 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = q_u x + P_u \rightarrow \begin{cases} T(0) = 4,41 \text{KN} \\ T(1,2) = 19,05 \text{KN} \end{cases}$$



⚡ ELS :

0 < x < 1,2

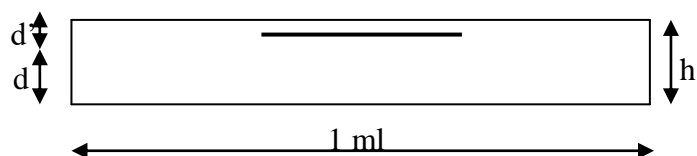
$$M(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - P_s \cdot x \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,2) = -10,15 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = q_s x + P_s \rightarrow \begin{cases} T(0) = 3,27 \text{KN} \\ T(1,2) = 13,65 \text{KN} \end{cases}$$

IV.3.4 Calcul du ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise à la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml.

$$\begin{cases} h = 15 \text{ cm} \\ d' = 0,1h = 1,5 \text{ cm} \\ d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \end{cases}$$



⚡ ELU :

M_{u max} = 14,07KN .m

$$\mu = M_{u \max} / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,01407 / 1 \times (0,135^2) \times 14,17$$

$$\mu = 0,051 < \mu_R = 0,392 \text{ (FeE 400)}$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,054)}) = 7,49 \times 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 7,49 \times 10^{-3}) = 0,134 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01407}{0,134 \times 347,83} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq b \times d \times 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > 1,63 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Section minimale d'armature:**

D'après le RPA 99 version 2003, la section minimum d'armature est calculée comme suit :

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% \times 1 \times 0,15 = 7,5 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on va choisir un ferrailage égal à :

$$A_{st \text{ choisi}} = 5T14 = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix est : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement :**

$$S_t \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm} \text{ (B.A.E.L 91)}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

✚ **ELS:**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$50x^2 + 115,5x - 1559,25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 570,25 \rightarrow x = 4,55 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{st}(d - x)^2 \Rightarrow I = 12391,72 \text{ cm}^4 = 1,2391 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

❖ Calcul des contraintes :

✓ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{10,15 \times 10^{-3} \times 0,0455}{1,2391 \times 10^{-4}} = 3,73 \text{ MPa}$$

✓ Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n \times M_s (d - x)}{I} = \frac{15 \times 10,15 \times 10^{-3} (0,135 - 0,0455)}{1,2391 \times 10^{-4}} = 109,97 \text{ MPa}$$

❖ Calcul des contraintes admissibles :

✓ Béton :

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

✓ Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

❖ Vérification :

$$\sigma_{bc} = 3,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 109,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{C.V}$$

❖ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{19,05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,141 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \quad \rightarrow \text{C.V}$$

❖ Vérification la flèche :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée).} \end{array} \right.$$

- Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3.5 Calcul du contre poids :

Pour assurer un bon équilibre il faut que le poids de la console et du contre poids soient égaux :

$$P_{(\text{Balcon})} = e_{(\text{Balcon})} \times L_{(\text{Balcon})} \times \gamma b = 0,15 \times 1,20 \times 25 = 4,5 \text{ KN/ml}$$

$$P_{(\text{Contrepoids})} = e_{(\text{Plancher})} \times L_{(\text{Plancher})} \times \gamma b = 0,21 \times 25 \times L_{(\text{Plancher})} = 5,25 L_{(\text{Plancher})}$$

$$P_{(Balcon)} = P_{(Contrepoids)} \rightarrow 4,5 \text{ KN/ml} = 5,25 L_{(Plancher)}$$

$$L_{(Plancher)} = 0,85\text{m} \rightarrow \text{On adopte un contrepoids de } 85 \text{ cm}$$

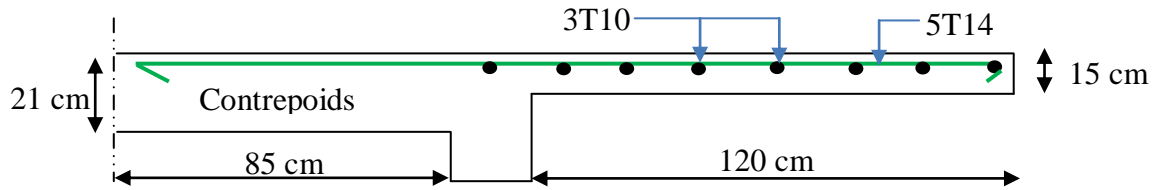


Figure IV.9 : Ferrailage du balcon.

IV.3.6 Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine du balcon :

Tableau IV.5 : Tableau de ferrailages du balcon.

Armature longitudinal (cm ² /ml)			Armature de répartition (cm ² /ml)	
A _{st} calculé	A _{min} (RPA)	A _{st} choisi	A _r calculé	A _r choisi
3,01	7,5	5T14=7,7	1,92	3T10=2,36

IV.4 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et peut être considéré comme un garde corps de sécurité.

Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son poids propre(G), à une force latérale F_p due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

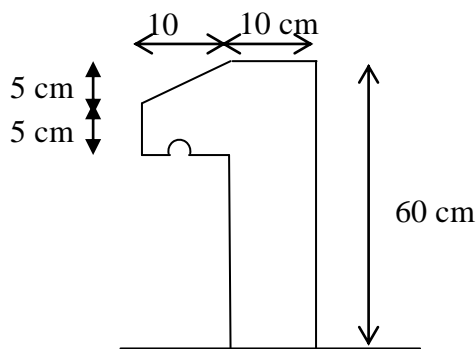


Figure IV.110 : Dimension de l'acrotère.

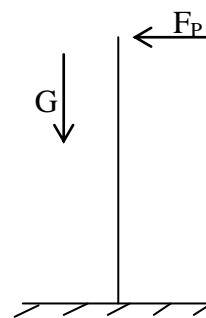


Figure IV.11 : Schéma statique.

-Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

IV.4.1 Evaluation des charges :

-La surface : $S = 0,0675 \text{ m}^2$

- Poids propre $G_1 = \gamma_{\text{béton}} \times S = 25 \times 0,0675 = 1,6875 \text{ KN}$
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) $G_2 = 0,4 \text{ KN}$
- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) $G_3 = 0,36 \text{ KN}$

-Le poids total : $W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2,45 \text{ KN}$

-La charge due à la main courante : $Q = 1 \text{ KN}$

-La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA99/V2003 Article 6.2.3})$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération en fonction de la zone (groupe d'usage 2, zone I, $A = 0,1$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids total de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 2,45 = 0,78 \text{ KN}$

ELU :

$$N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,45$$

$$N_u = 3,30 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h$$

$$M_u = 0,702 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = M_u / N_u \rightarrow e = 0,702 / 3,3 \rightarrow e = 0,213 \text{ m}$$

$$h/6 = 10/6 = 1,67 \text{ cm}$$

$e > h/6 \rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

IV.4.2 Calcul du ferrailage :

a. Ferrailage longitudinal:

$$M_a = N_u \times e_a \quad \text{avec } e_a = e + (h/2 - d') = 0,25 \text{ m}$$

$$M_a = 3,3 \times 0,25 = 0,825 \text{ KN.m}$$

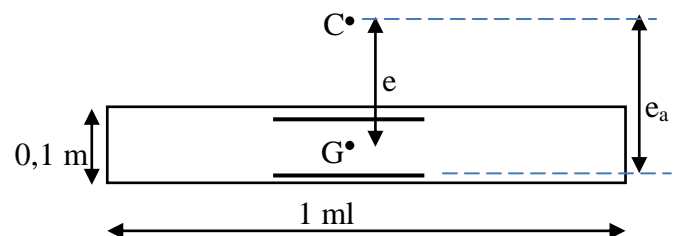
$$\mu_u = M_a / b \times d^2 \times f_{bc} = 0,000825 / 1 \times 0,09^2 \times 14,17$$

$$\mu_u = 0,0072 < \mu_R = 0,392$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc} = 0$).

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0072}) = 0,00903$$



$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,091) = 0,0896 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - Nu \right] = \frac{1}{347,83} \left[\frac{0,825 \times 10^{-3}}{0,0896} - 3,3 \times 10^{-3} \right] = 1,6984 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,169 \text{ cm}^2$$

-La condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \times 2,1 / 400 = 1,0867 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : **4T8 = 2,01 cm²**

b. Les armatures de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend : } \mathbf{3T8 = 1,51 \text{ cm}^2} \text{ et (st = 20 cm)}$$

ELC :

$$N_s = W_p = 2,45 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h$$

$$M_s = 0,468 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e = M_s / N_s = 0,468 / 2,45 = 0,19 \text{ m}$$

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right) = -0,0546 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01 \times 10^{-4}}{1} \times \left(0,19 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2 = 0,004531 \text{ m}^3$$

$$\text{On a } e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)}$$

$$\text{On prend la valeur de : } e_1 = 0,2 \text{ m} \rightarrow e_1 = \sqrt[3]{-(-0,0546) \times 0,2 - 0,004531}$$

$$e_1 = 0,2 \quad \rightarrow \quad e_1 = 0,185$$

$$e_1 = 0,185 \quad \rightarrow \quad e_1 = 0,177$$

$$e_1 = 0,177 \quad \rightarrow \quad e_1 = 0,172$$

$$e_1 = 0,172 \quad \rightarrow \quad e_1 = 0,169$$

$$e_1 = 0,169 \quad \rightarrow \quad e_1 = 0,167$$

$$\begin{array}{l}
 e_1 = 0,167 \longrightarrow e_1 = 0,166 \\
 e_1 = 0,166 \longleftarrow e_1 = 0,165 \\
 e_1 = 0,165 \longrightarrow e_1 = 0,164 \\
 e_1 = 0,164 \longleftarrow e_1 = 0,164 \\
 e_1 = 0,164 \longleftarrow e_1 = 0,164
 \end{array}$$

Donc : $e_1 = 16,4 \text{ cm}$

$$x = h/2 + e_1 - e = 0,1/2 + 0,164 - 0,19 = 0,024 \text{ m}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$S = \frac{b x^2}{2} + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,09 - 0,024) = 6,01 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N s \cdot x}{S} = \frac{2,45 \times 10^{-3} \times 0,024}{6,01 \times 10^{-4}} = 0,10 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,10 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{C.V}$

$$\sigma_{st} = \frac{N s (d - x)}{S} = \frac{2,45 \times 10^{-3} (0,09 - 0,024)}{6,01 \times 10^{-4}} = 0,27 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{st} = 0,27 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \text{ Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66, 201,63) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \text{C.V}$

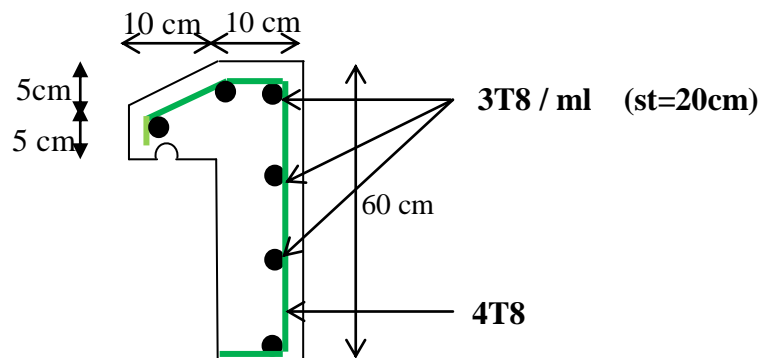


Figure IV.12 : Ferrailage de l'acrotère.

IV.5 Conclusion:

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure à l'aide du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99 ; on utilisant le logiciel SAP2000 pour la détermination des efforts interne, on passe au chapitre V qui est l'étude dynamique.

CHAPITRE V : Etude dynamique

V.1 Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant des dégâts importants (humains et matériels), les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

V.2 Etude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure est une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civil dans une zone sismique (zone I dans notre cas) ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent, explosions...).

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.3 Les méthodes de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de trois méthodes :

V.3.1 Méthode statique équivalente:

Dans cette méthode, le RPA99/ V2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

Selon le RPA99/version 2003 (art4.1.2), la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

A) - Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III).

B) - Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant toutes les conditions de hauteur énoncées en (A), les conditions complémentaires :

- **Zone (I)** : Tous groupes.
- **Zone (II)** : Groupe d'usage 3.
 - Groupe d'usage 2, avec $H \leq \min(7 \text{ Niveaux} ; 23 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17 \text{ m})$.

- Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux ; } 10 \text{ m})$.
- **Zone (III)** : Groupe d'usage 2 et 3, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux ; } 17\text{m})$.
 - Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux ; } 10 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(2 \text{ Niveaux ; } 8\text{m})$.

V.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

V.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

V.4 Combinaisons d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service et Accidentel ».

- ✓ **ELU** : $1,35G + 1,5Q$
- ✓ **ELS** : $G + Q$
- ✓ **ELA** : $G + Q \pm E$
- ✓ **ELA** : $0,8G \pm E$

V.5 Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encastré à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est le SAP2000 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (6 D.DL) par nœud.
 - Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « shell » à quatre nœuds.
 - Pour les planchers, nous avons attribué une (contrainte) de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
 - Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

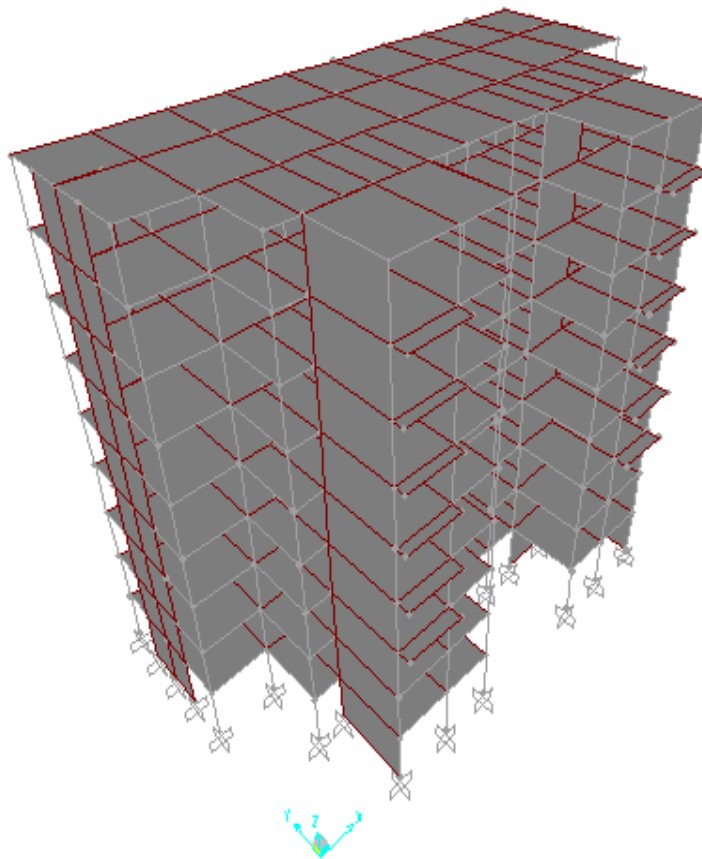


Figure IV.1 : Modélisation de la structure.

V.6 Disposition des voiles :

La structure modélisée par le logiciel SAP2000 a été renforcée par des voiles pour chaque position et après chaque changement de la longueur des voiles ou bien carrément de ces positions, on note la valeur de la période propre. Plusieurs essais de disposition des voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit, mais toujours en respectant les exigences du RPA.

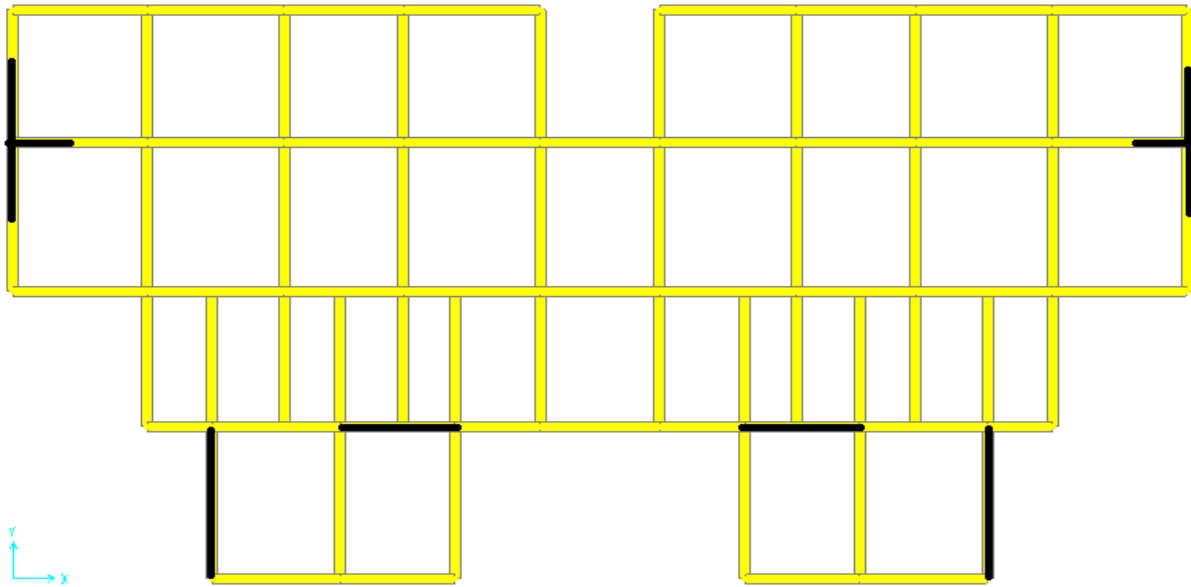


Figure IV.2 : Disposition des voiles.

V.7 Période et participation massique :

Il faudra que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.

Tableau IV. 1 : Période et masses modales de la structure.

Mode	Période (s)	Ux (%)	Uy(%)	Sum Ux(%)	Sum Uy(%)
1	0,92058	0,68772	1,885E-08	0,68772	1,885E-08
2	0,69183	3,625E-08	0,68466	0,68772	0,68466
3	0,59283	0,00769	3,324E-07	0,69541	0,68466
4	0,2530	0,16204	6,685E-08	0,85745	0,68466
5	0,18285	0,000000101	0,1819	0,85745	0,86656
6	0,1566	0,00257	4,686E-07	0,86002	0,86656
7	0,11718	0,00647	4,173E-08	0,92472	0,86656
8	0,08427	1,329E-07	0,06464	0,92472	0,93121

D'après les résultats de SAP2000 on constate que :

- Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx').
- Le 2ème est une translation suivant l'axe (yy').
- Le 3ème mode de torsions.

V.8 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On va utiliser les deux méthodes, la méthode statique équivalente et modale spectrale car toutes les conditions sont vérifiées, et on compare entre eux.

V.9 Méthode statique équivalente:

D'après l'article 4-2-3 du RPA99/V2003, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x,y) est donné par la formule suivante :

$$V_{(statique)} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement de la structure.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

W : Poids total de la structure.

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

{ Ouvrages courants ou d'importance moyenne : → Groupe d'usage (2)
 { D'après la classification sismique des wilayas : Tlemcen → Zone(I)

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient: **A = 0,10 (Tableau 4-1 RPA99 /V2003).**

❖ Coefficient de comportement (R) :

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec interaction, donc : **R = 5 (Tableau 4-3 RPA99/V2003).**

Remarque : On va le vérifié par la suite.

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur d'amplification dynamique moyen « D » dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

Ou (ξ) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on a des portiques en béton armé dense $\rightarrow \xi=7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 > 0,7 \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) du RPA99/V2003.

Selon le rapport géotechnique notre site est ferme (S_2) donc du tableau (4.7) $\rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$

T : la période fondamentale de la structure donnée par la formule suivant :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte, donc :

$$T = \min (C_T \cdot h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_N}{\sqrt{D}})$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\rightarrow h_N = 27,54 \text{ m}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage.

Tableau IV.2 : Coefficient C_T .

Système de contreventement	C_T
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,05

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

D_X : Dimension du bâtiment suivant (X) $\rightarrow D_X = 31,60 \text{ m}$

D_Y : Dimension du bâtiment suivant (Y) $\rightarrow D_Y = 17,20 \text{ m}$

-Sens -x- :

$$T_{(x)} = \min (0,05 \times 27,54^{3/4} ; \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{31,60}})$$

$$T_{(x)} = \min (0,60 ; 0,44) \rightarrow T_{(x)} = \mathbf{0,44 \text{ s}}$$

- Sens -y- :

$$T_{(Y)} = \min (0,05 \times 27,54^{3/4} ; \frac{0,09 \times 27,54}{\sqrt{17,20}})$$

$$T_{(Y)} = \min (0,6 ; 0,59) \rightarrow T_{(Y)} = 0,59s$$

✚ Remarque :

Tableau IV.3 : Période choisie pour le calcul du (D).

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est:
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3 T_{empirique}$

Avec : $T_{analytique} = 0,92 s$

$$T_{(analytique)} = 0,92 s \geq 1,3 T_{(x empirique)} = 0,572 s \rightarrow T_{(x majoré)} = 1,3 \times 0,44 = 0,572 s$$

$$T_{(analytique)} = 1,03s \geq 1,3 T_{(y empirique)} = 0,767s \rightarrow T_{(Y majoré)} = 1,3 \times 0,59 = 0,767 s$$

Donc :

➤ **Suivant le sens x :** $T_{(x majoré)} = 0,572 s$

On a $0,4s \leq T \leq 3,0s$:

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,572}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,73$$

$$D_x = 1,73$$

➤ **Suivant le sens y :** $T_{(Y majoré)} = 0,767 s$

On a $0,4 s \leq T \leq 3,0s$:

$$D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,767}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,42$$

$$D_y = 1,42$$

❖ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Avec :

Pq : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Tableau IV.4 : Les critères de qualité (q).

Critères	Q	
	Sens x	Sens y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1

$$Q_{(x)} = 1 + \sum_1^6 Pq_x = 1 + (0,05+0,1) \quad \rightarrow \quad Q_{(x)} = 1,20$$

$$Q_{(y)} = 1 + \sum_1^6 Pq_y = 1 + (0,05+0,05+0,1) \quad \rightarrow \quad Q_{(y)} = 1,20$$

❖ **Poids total de la structure(W) :**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \times w_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.

w_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, ($\beta= 0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.

Les poids de la structure ont été calculés par le logiciel SAP2000, ils sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Poids des différents niveaux.

Niveau	Poids (tonnes)	Hauteur (m)
RDC	514,98	3,06
1	533,014	6,12
2	530,33	9,18
3	519,15	12,24
4	508,22	15,3
5	500,76	18,36
6	490,98	21,42
7	481,88	24,48
8	435,15	27,54

Le poids total de la structure : $W_T = 4514,464 \text{ t}$

V.9.1 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x \times W_T}{R} = \frac{0,1 \times 1,73 \times 1,20 \times 45144,64}{5} \rightarrow V_x = 1874,40 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y \times W_T}{R} = \frac{0,1 \times 1,42 \times 1,20 \times 45144,64}{5} \rightarrow V_y = 1538,52 \text{ KN}$$

V.9.2 Détermination de la force sismique de chaque niveau :

La force sismique totale (V) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la

formule (4-11 du RPA99/ V2003) :
$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

F_t : La force concentrée au sommet de la structure

$$F_t = 0,07 \times T \times V \quad (F_t = 0 \text{ si } T \leq 0,7s)$$

On a :

$$T_x < 0,7s \rightarrow F_{tx} = 0$$

$$T_y > 0,7s \rightarrow F_{ty} = 0,07 \times 0,767 \times 1536,14 = 82,47 \text{ KN}$$

La répartition des efforts sismiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau récapitulatif suivant :

Tableau IV.6 : Répartition des efforts sismiques sur chaque niveau de la structure.

Niveau	F _x (KN)	F _y (KN)
RDC	43,87	34,08
1	90,81	70,55
2	135,54	105,29
3	176,91	137,42
4	216,47	168,16
5	255,96	198,83
6	292,79	227,44
7	328,41	255,11
8	333,64	341,64

V.9.3 Vérification du coefficient de comportement R :

V.9.3.1 Les pourcentages des efforts tranchants repris par les voiles et les portiques :

On doit vérifier la condition suivant :

➤ Les voiles :

$$\frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{global}}} \leq 75\%$$

➤ Les portiques :

$$100 - 75\% \geq 25\%$$

V_{global} : L'effort tranchant global.

V_{voiles} : L'effort tranchant des voiles.

Du SAP2000, on a :

➤ Sens -x- :

Tableau IV.7 : Vérification des efforts tranchants sens-x-

Niveau	V_{voiles} (KN)	V_{global} (KN)	Les voiles (%)	Les portiques (%)
RDC	1325,47	1874,40	70,71	29,29
Etage 1	1260,64	1830,53	68,86	31,14
Etage 2	1127,82	1739,72	64,82	35,18
Etage 3	888,35	1604,18	55,37	44,63
Etage 4	801,98	1427,27	56,18	43,82
Etage 5	641,12	1210,80	52,95	47,05
Etage 6	442,01	954,84	46,29	53,71
Etage 7	359,09	662,05	54,23	45,77
Etage 8	140,15	333,64	42,01	57,99

➤ Sens -y- :

Tableau IV.8 : Vérification des efforts tranchants sens-y-

Niveau	V_{voiles} (KN)	V_{global} (KN)	Les voiles (%)	Les portiques (%)
RDC	1140,05	1538,52	74,10	25,90
Etage 1	1086,81	1504,44	72,24	27,76
Etage 2	986,47	1433,89	68,79	31,21
Etage 3	892,08	1328,60	67,14	32,86
Etage 4	812,29	1191,18	68,19	31,81
Etage 5	587,68	1023,02	57,44	42,56
Etage 6	492,67	824,19	59,77	40,23
Etage 7	243,89	596,75	40,86	59,14
Etage 8	145,40	341,64	42,55	57,45

V.9.3.2 Les pourcentages des efforts normaux repris par les voiles et les portiques:

On doit vérifier la condition suivant :

- Les voiles :

$$\frac{N_{voiles}}{N_{global}} \leq 20\%$$

- Les portiques :

$$100-20\% \geq 80\%$$

N_{global} : L'effort normal global.

N_{voiles} : L'effort normal des voiles.

Du SAP2000, on a :

- Sens -x- :

Tableau IV.9 : Vérification des efforts normaux sens-x-

Niveau	N_{voiles} (KN)	N_{global} (KN)	Les voiles (%)	Les portiques (%)
RDC	8178.59	52936,34	15,44	84,56
Etage 1	7328.38	46987,90	15,59	84,41
Etage 2	6345.38	40772,30	15,56	84,44
Etage 3	5437.77	34612,16	15,71	84,29
Etage 4	4472.61	28471,61	15,70	84,30
Etage 5	3566.09	22543,53	15,81	84,19
Etage 6	2627.41	16599,91	15,82	84,18
Etage 7	1747.55	10836,39	16,12	83,88
Etage 8	844.46	5108,77	16,52	83,48

- Sens -y- :

Tableau IV.10 : Vérification des efforts normaux sens-y-

Niveau	N_{voiles} (KN)	N_{global} (KN)	Les voiles (%)	Les portiques (%)
RDC	8696.96	52936,34	16,42	83,58
Etage 1	7756.69	46987,90	16,50	83,50
Etage 2	6746.60	40772,30	16,54	83,46
Etage 3	5767.95	34612,16	16,66	83,34
Etage 4	4759.31	28471,61	16,71	83,29
Etage 5	3787.30	22543,531	16,79	83,21
Etage 6	2793.14	16599,91	16,82	83,18
Etage 7	1821.07	10836,39	16,80	83,20
Etage 8	820.66	5108,77	16,06	83,94

❖ **Analyse des résultats :**

Les conditions sont vérifiées suivant les deux directions x et y. Donc on garde le coefficient de comportement $R=5$.

V.9.4 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99/V2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. **L'article 7-4-3-1 du RPA99/V2003** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$u = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0,30$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique.

B : La section transversale des poteaux.

$f_{c28} = 25$ MPa.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N _{d(max)} (MN)	u	Remarque
RDC	0,3025	1,527	0,201	C.V
1	0,3025	1,343	0,177	C.V
2	0,25	1,132	0,181	C.V
3	0,25	0,928	0,148	C.V
4	0,2025	0,740	0,146	C.V
5	0,2025	0,575	0,113	C.V
6	0,16	0,429	0,107	C.V
7	0,16	0,287	0,071	C.V
8	0,1225	0,150	0,048	C.V

❖ **Analyse des résultats :**

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

V.9.5 Vérification de la stabilité de la structuré vis-à-vis le renversement :

On doit vérifier la condition suivant :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

N : Ensemble des charges gravitaires.

M : Moment de renversement.

$$N = W + P_{\text{semelles}} + P_{\text{remlais}} \rightarrow N = W + 10\% W = 1,1W$$

Avec :

W : Poids totale de la structure.

$$N = 1,1W = 1,1 \times 45144,64 = 49659,10 \text{ KN}$$

$$M = F_i \times h_i$$

$$B_x = 31,60 \text{ m}$$

$$B_y = 17,20 \text{ m}$$

➤ **Sens -x- :**

$$M_x = F_{ix} \times h_i = 35610,53 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{35610,53}{49659,10} = 0,71 \leq \frac{B}{4} = 7,9 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Sens -y- :**

$$M_y = F_{iy} \times h_i = 29933,62 \text{ KN.m}$$

$$e_y = \frac{29933,62}{49659,10} = 0,60 \leq \frac{B}{4} = 4,3 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Analyse des résultats :**

On conclue que la structure est stable vis-à-vis le renversement.

V.9.6 Vérification vis-à-vis des déformations :

D'après l'article 4-4-3 du RPA99/V2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur.

Avec :

$\delta_{(ek)}$: Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x,y) ➔ (Les déplacements sont calculés par logiciel Sap2000)

$$\delta_{(k)} = \delta_{(ek)} \times R$$

R : Coefficient de comportement (R = 5)

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y)

$$\Delta_{(k)} = \delta_{(k)} - \delta_{(k-1)} \rightarrow \Delta_{(k)} \leq 1\% (h_e)$$

h_e : La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -x-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%(he) (cm)	$\Delta_{(k)} \leq 1\%(he)$
Etage 8	1,633	8,165	0,84	3,06	C.V
Etage 7	1,465	7,325	0,975	3,06	C.V
Etage 6	1,270	6,35	1,075	3,06	C.V
Etage 5	1,055	5,275	1,120	3,06	C.V
Etage 4	0,831	4,155	1,130	3,06	C.V
Etage 3	0,605	3,025	1,075	3,06	C.V
Etage 2	0,390	1,95	0,945	3,06	C.V
Etage 1	0,201	1,005	0,6875	3,06	C.V
RDC	0,0635	0,3175	0,3175	3,06	C.V

Tableau IV.13 : Vérification des déplacements inter étages dans le sens -y-

Niveau	$\delta_{(ek)}$ (cm)	$\delta_{(k)}$ (cm)	$\Delta_{(k)}$ (cm)	1%(he) (cm)	$\Delta_{(k)} \leq 1\%(he)$
Etage 8	0,915	4,575	0,575	3,06	C.V
Etage 7	0,800	4	0,60	3,06	C.V
Etage 6	0,680	3,40	0,62	3,06	C.V
Etage 5	0,556	2,78	0,625	3,06	C.V
Etage 4	0,431	2,155	0,605	3,06	C.V
Etage 3	0,310	1,55	0,555	3,06	C.V
Etage 2	0,199	0,995	0,475	0,06	C.V
Etage 1	0,104	0,520	0,347	3,06	C.V
RDC	0,0346	0,173	0,173	3,57	C.V

❖ Analyse des résultats :

On voit bien à travers ces tableaux qu'il y'a aucun risque car les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99/Version2003.

V.9.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dues aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_{(k)} = \frac{P_{(k)} \times \Delta_{(k)}}{V_{(k)} \times h_{(k)}} \leq 0,10 \quad (\text{RPA99/V2003 (article 5.9) (P40)})$$

Mais : Si $0,10 \leq \theta_{(k)} \leq 0,20 \rightarrow$ Amplifiant les effets de P-Delta de $1 / (1 - \theta_{(k)})$

Si $\theta_{(k)} \geq 0,20 \rightarrow$ Structure instable et doit être redimensionnée

$P_{(k)}$: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_{(k)} = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + (\beta \times W_{Qi})$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes. \rightarrow (Déjà calculé).

W_{Qi} : Charge d'exploitation. \rightarrow (Déjà calculé).

β : Coefficient de pondération, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

$V_{(k)}$: Effort tranchant d'étage au niveau (k) \rightarrow ($V_{(k)}$ est calculé par logiciel Sap2000).

$\Delta_{(k)}$: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) dans les deux sens (x,y). \rightarrow (Déjà calculé).

$h_{(k)}$: La hauteur de chaque niveau.

Les résultats sont résumés dans les deux tableaux suivants :

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -x-).

Niveau	$h_{(k)}$ (cm)	$P_{(k)}$ (KN)	Sens -x-			Observation $\leq 0,10$
			$\Delta_{(k)}$ (cm)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$	
Etage 8	306	4351,50	0,84	333,64	0,0358	C.V
Etage 7	306	9170,30	0,975	662,05	0,0441	C.V
Etage 6	306	14080,10	1,075	954,84	0,0518	C.V
Etage 5	306	19087,70	1,120	1210,80	0,0577	C.V
Etage 4	306	24169,90	1,130	1427,27	0,0625	C.V
Etage 3	306	29361,40	1,075	1604,18	0,0642	C.V
Etage 2	306	34664,70	0,945	1739,72	0,0615	C.V
Etage 1	306	39994,84	0,6875	1830,53	0,0490	C.V
RDC	306	45144,64	0,3175	1874,40	0,0249	C.V

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens -y-).

Niveau	h _(k) (cm)	P _(k) (KN)	Sens -y-			Observation ≤ 0,10
			Δ _(k) (cm)	V _(k) (KN)	θ _(k)	
Etage 8	306	4351,50	0,575	341,64	0,0239	C.V
Etage 7	306	9170,30	0,60	596,75	0,0301	C.V
Etage 6	306	14080,10	0,62	824,19	0,0346	C.V
Etage 5	306	19087,70	0,625	1023,02	0,0381	C.V
Etage 4	306	24169,90	0,605	1191,18	0,0401	C.V
Etage 3	306	29361,40	0,555	1328,60	0,4008	C.V
Etage 2	306	34664,70	0,475	1433,89	0,0375	C.V
Etage 1	306	39994,84	0,347	1504,44	0,0301	C.V
RDC	306	45144,64	0,173	1538,52	0,0165	C.V

Remarque : D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que la condition est vérifiée, ce la veut dire que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

V.10 Méthode d'analyse modale spectrale :

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant (art 4-13 du RPA 99/V2003) :

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \left(2,5n \left(\frac{Q}{R}\right) - 1\right)\right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5n(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{3/5} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/V2003 :

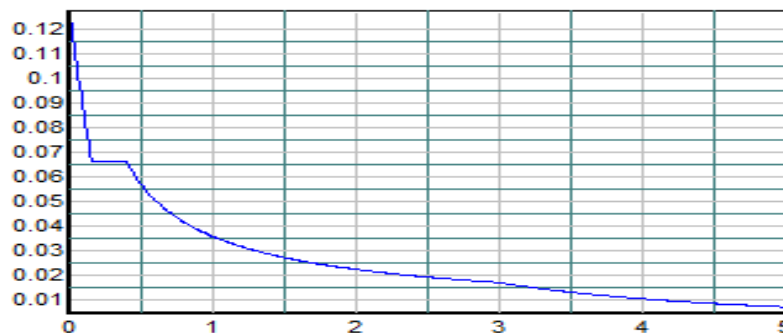


Figure IV.3 : Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA SPECTRE).

V.10.1 Résultante des forces sismique de calcul :

A l'aide de logiciel (Sap2000), on lance une analyse modale, qui va nous donne les résultats suivants :

Tableau IV.16 : Efforts tranchants obtenue par les combinaisons modales.

Exx	Spectrale	1540,70
Eyy	Spectrale	1325,40

V.10.2 Vérification de la résultante des forces sismiques :

D'après l'article 4-3-6 du RPA99/V2003, la résultante des forces sismiques à la base $V_{(dynamique)}$, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente $V_{(statique)}$.

Tableau IV.17 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	$V_{(statique)}$ (KN)	$0,8 V_{(statique)}$ (KN)	$V_{(dynamique)}$ (KN)	$V_{(dynamique)} > 0,8 V_{(statique)}$
-x-	1874,40	1499,52	1540,70	C.V
-y-	1538,52	1230,816	1325,40	C.V

V.11 Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre. On va prendre ce modèle finale pour étudier les éléments structuraux, car il vérifie pratiquement tous les conditions qui ont été exigé par le RPA99/Version2003.

**CHAPITRE VI : Etude des éléments
structuraux**

VI.1 Introduction :

Après avoir fait l'étude dynamique par le logiciel SAP2000 dans le chapitre précédent [Détermination des efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles)]. On va entamer un nouveau chapitre d'où on va utiliser ces efforts pour pouvoir déterminer les sections d'aciers nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis.

Le ferrailage sera fait conformément aux règles CBA93, BAEL91 et le RPA99V2003.

Dont :

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

VI.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) dans les deux sens longitudinal et transversal.

VI.2.1 Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91 :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q & (\text{ELU}) \\ G + Q & (\text{ELS}) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

VI.2.2 Les sollicitations dans les poteaux :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}$

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales à ELU :

Niveau	N _(max) → M _(correspondant)		M _(max) → N _(correspondant)	
	N _(max) (MN)	M _(corre) (MN.m)	M _(max) (MN.m)	N _(corre) (MN)
RDC	1,7925	0,0082	0,02515	1,2589

Etage 1	1,5872	0,0186	0,0346	1,1216
Etage 2	1,3698	0,0067	0,0285	1,1385
Etage 3	1,1638	0,0207	0,0273	0,5851
Etage 4	0,9658	0,0171	0,0223	0,5426
Etage 5	0,7725	0,0209	0,0274	0,4179
Etage 6	0,5794	0,0164	0,0224	0,2960
Etage 7	0,3908	0,0208	0,0247	0,1188
Etage 8	0,2043	0,0102	0,0320	0,0803

Tableau VI.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E) :

Niveau	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$		$M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$	
	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)	$M_{(max)}$ (MN.m)	$N_{(corre)}$ (MN)
RDC	1,5277	0,0462	0,0491	0,6591
Etage 1	1,3438	0,0414	0,0531	0,5793
Etage 2	1,1322	0,0367	0,0516	0,4822
Etage 3	0,9284	0,0384	0,0622	0,4034
Etage 4	0,7404	0,0284	0,0544	0,3335
Etage 5	0,5757	0,0267	0,0650	0,2785
Etage 6	0,4290	0,0194	0,0498	0,2228
Etage 7	0,2875	0,0226	0,0531	0,1586
Etage 8	0,1508	0,0155	0,0528	0,0932

Tableau VI.3 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E) :

Niveau	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$		$M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$	
	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)	$M_{(max)}$ (MN.m)	$N_{(corre)}$ (MN)
RDC	1,4316	0,0260	0,0489	0,5338
Etage 1	1,2143	0,0423	0,0521	0,4497
Etage 2	1,0229	0,0381	0,0503	0,3729
Etage 3	0,8379	0,0406	0,0374	0,5890
Etage 4	0,6676	0,0306	0,0521	0,2581
Etage 5	0,5115	0,0298	0,0615	0,2225
Etage 6	0,3740	0,0193	0,0468	0,1827

Etage 7	0,2530	0,0206	0,0494	0,1340
Etage 8	0,1356	0,0156	0,0488	0,0837

Tableau VI.4 : Sollicitations maximales à ELS :

Niveau	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$		$M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$	
	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(corre)}$ (MN.m)	$M_{(max)}$ (MN.m)	$N_{(corre)}$ (MN)
RDC	1,3042	0,0060	0,0182	0,9205
Etage 1	1,1550	0,0134	0,0251	0,8401
Etage 2	0,9985	0,0048	0,0208	0,8314
Etage 3	0,8471	0,0068	0,0200	0,4297
Etage 4	0,7029	0,0124	0,0161	0,3973
Etage 5	0,5624	0,0152	0,0199	0,3059
Etage 6	0,4221	0,0119	0,0163	0,2166
Etage 7	0,2851	0,0151	0,01814	0,0873
Etage 8	0,1496	0,0074	0,0233	0,0589

VI.2.3 Calcul du ferrailage :**VI.2.3.1 Armatures longitudinales :**

D'après le RPA99/V2003 (article 7.4.2.1) (P48) on a :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{min} = 0,7\% \times \text{Section du béton (Zone I)}$$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = 4\% \times \text{Section du béton (Zone courante)}$$

$$A_{max} = 6\% \times \text{Section du béton (Zone de recouvrement)}$$
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

❖ Calcul de ferrailage :

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Par les formules de la flexion composée, on va calculer les armatures nécessaires dans les poteaux du RDC à ELU.

Avec : $N_{(max)}$; $M_{(correspondant)}$

Tableau VI.5 : Les sollicitations du poteau RDC.

	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$	
RDC	$N_{(max)}$ (MN)	$M_{(correspondant)}$ (MN.m)
ELU	1,7925	0,0082

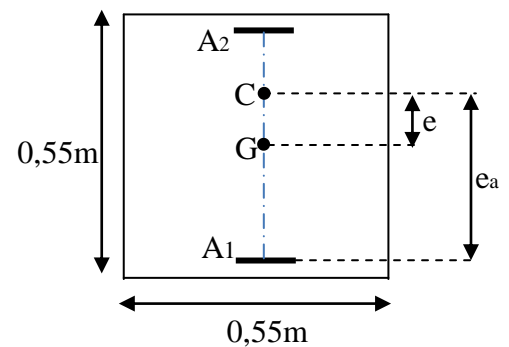
$a = b = 0,55 \text{ m}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $d = 0,495 \text{ m}$; $d' = 0,055 \text{ m}$; $\mu_R = 0,392$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,0082}{1,7925} = 0,0045 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,0916 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,2245 \text{ m}$$



-Moment fictive:

$$M_a = N_u \times e_a = 1,7925 \times 0,2245 = 0,4024 \text{ MN.m}$$

-Vérification du domaine :

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0,3863 \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,4716 \dots\dots\dots (2)$$

$(1) < (2) \rightarrow$ Domaine 2 \rightarrow La section est partiellement comprimée avec armature inférieurs tendues.

- Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,4024}{0,55 \times (0,495)^2 \times 14,17} = 0,2107 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature.}$$

Les armatures supérieures : $A_2 = 0$

Les armatures inférieures : A_1 sont calculées par la formule :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,2107}) = 0,2991$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,2991) = 0,4357 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{348} \left(\frac{0,4024}{0,4357} - 1,7925 \right) = - 24,96 \text{ cm}^2$$

▪ Le poteau le plus sollicité du RDC à ELU :

Avec : $M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$

Tableau VI.6 : Les sollicitations du poteau RDC (Mmax, Ncor).

RDC	M _(max) → N _(correspondant)	
	M _(max) (MN.m)	N _(corre) (MN)
ELU	0,02515	1,2589

$a = b = 0,55 \text{ m}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $d = 0,495 \text{ m}$; $d' = 0,055 \text{ m}$; $\mu_R = 0,392$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,02515}{1,2589} = 0,0199\text{m} < \frac{h}{6} = 0,1 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 0,2399\text{m}$$

-Moment fictive:

$$M_a = N_u \times e_a = 1,2589 \times 0,2399 = 0,3020\text{MN.m}$$

-Vérification du domaine:

$$N_u \times (d - d') - M_a = 1,2589 \times (0,495 - 0,055) - 0,3020 = 0,2519 \dots\dots\dots(1)$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) \times b \times d^2 \times f_{bc} = (0,337 - 0,81 \frac{0,055}{0,495}) \times 0,55 \times 0,495^2 \times 14,17 = 0,4716 \dots\dots\dots(2)$$

(1) < (2) → Domaine2 → La section est partiellement comprimée avec armature inférieurs tendues.

-Détermination du ferrailage :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0,3020}{0,55 \times (0,495)^2 \times 14,17} = 0,1581 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature.}$$

Les armatures supérieures : $A_2 = 0$

Les armatures inférieures : A_1 sont calculées par la formule :

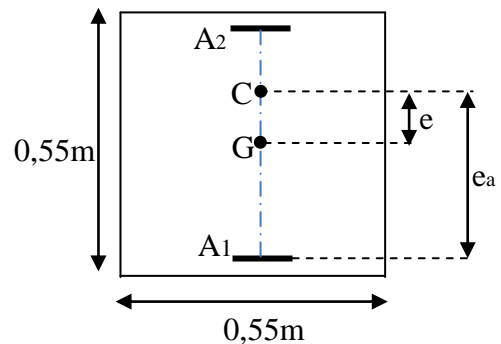
$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1581}) = 0,2163$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,495 \times (1 - 0,4 \times 0,2163) = 0,4521 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{348} \left(\frac{0,3020}{0,4521} - 1,2589 \right) = - 16,98 \text{ cm}^2$$



Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau VI.7 : Ferrailage longitudinal des poteaux à ELU.

Niveau	(N _(max) ; M _(correspondant))			(M _(max) ; N _(correspondant))		
	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Section
RDC	-24,96	0	55×55	-16,98	0	55×55
Etage 1	-21,67	0	55×55	-14,47	0	55×55
Etage 2	-14,10	0	50×50	-14,55	0	50×50
Etage 3	-15,50	0	50×50	-7,02	0	50×50
Etage 4	+3,14	0	45×45	+3,14	0	45×45
Etage 5	-9,81	0	45×45	-4,33	0	45×45
Etage 6	+9,81	0	40×40	-2,64	0	40×40
Etage 7	-4,15	0	40×40	+0,18	0	40×40
Etage 8	-2,17	0	35×35	-2,17	0	35×35

Tableau VI.8 : Ferrailage longitudinal des poteaux à l'accidentel (G+Q±E).

Niveau	(N _(max) ; M _(correspondant))			(M _(max) ; N _(correspondant))		
	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Section
RDC	-18,89	0	55×55	-7,03	0	55×55
Etage 1	-16,92	0	55×55	-5,61	0	55×55
Etage 2	-13,81	0	50×50	-3,85	0	50×50
Etage 3	-11,03	0	50×50	-1,96	0	50×50
Etage 4	-8,74	0	45×45	-0,98	0	45×45
Etage 5	-6,63	0	45×45	+0,67	0	45×45
Etage 6	-5,12	0	40×40	-16,98	0	40×40
Etage 7	-2,50	0	40×40	+2,08	0	40×40
Etage 8	-0,89	0	35×35	-0,85	0	35×35

Tableau VI.9: Ferrailage longitudinal des poteaux à l'accidentel (0,8G ±E).

Niveau	(N _(max) ; M _(correspondant))			(M _(max) ; N _(correspondant))		
	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Section	A ₁ (cm ²)	A ₂ (cm ²)	Section
RDC	-19,15	0	55×55	+5,22	0	55×55
Etage 1	-15,17	0	55×55	-3,77	0	55×55
Etage 2	-12,30	0	50×50	-2,36	0	50×50
Etage 3	-9,64	0	50×50	-5,93	0	50×50
Etage 4	-7,57	0	45×45	-0,02	0	45×45
Etage 5	-5,47	0	45×45	+1,20	0	45×45
Etage 6	-4,32	0	40×40	+1,17	0	40×40
Etage 7	-2,17	0	40×40	+2,87	0	40×40
Etage 8	-0,62	0	35×35	+3,50	0	35×35

D'après les tableaux précédents, on constate que la section des armateurs est soit négative, soit assez faible, si pour cela, on doit ferrailer par le minimum exigé par le RPA.

a. Vérification des armatures longitudinales : D'après le RPA99/V 2003 :

$$A(\text{min}) = 0,7\% \times S$$

$$A(\text{max}) = 3\% \times S \quad (\text{Zone courante}).$$

$$A(\text{max}) = 6\% \times S \quad (\text{Zone de recouvrement}).$$

Avec, (S) : La section du béton.

Tableau VI.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003.

Types	Section (cm ²)	A (min) (cm ²)	Zone courante	Zone nodale
			A (max) (cm ²)	A (max) (cm ²)
Poteaux (55*55)	3025	21,175	90,75	181,5
Poteaux (50*50)	2500	17,5	75	150
Poteaux (45*45)	2025	14,175	60,75	121,5
Poteaux (40*40)	1600	11,2	48	96
Poteaux (35*35)	1225	8,575	36,75	73,5

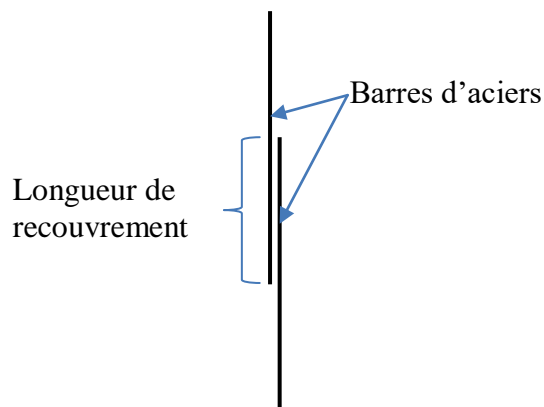
b. Choix des armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux est le suivant :

Tableau VI.11 : Ferrailages longitudinales adopté pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Armatures adopté	
		Choix	S (cm ²)
RDC et Etage 1	55*55	12T16	24,13
Etage 2 et 3	50*50	12T14	18,47
Etage 4 et 5	45*45	8T16	16,08
Etage 6 et 7	40*40	8T14	12,32
Etage 8	35*35	8T12	9,04

- Calcul des longueurs de recouvrement : D'après le RPA99/version2003 :

**Figure VI.1** : Longueur de recouvrement.

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \rightarrow \text{Zone (I)}$$

Tableau VI.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

$\emptyset_{(\max)}$ (mm)	$L_{r(\text{calculé})}$ (mm)	$L_{r(\text{choix})}$ (mm)
$\emptyset 16$	640	700
$\emptyset 14$	560	600
$\emptyset 12$	480	500

-Calcul des longueurs de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud (poutre-poteaux) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

La zone nodale est définie par l' et h' , qui sont représentées sur la figure suivante :

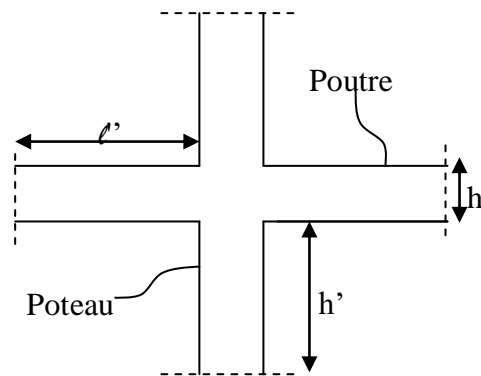


Figure VI.2 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux).

Poutre : $l' = 2 \times h$

Avec : h : Hauteur de la poutre

Tableau VI.13 : La longueur de la zone nodale pour les poutres.

Poutres	
h (cm)	l' (cm)
40	80
30	60

Poteau: $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

Avec : $b_1; h_1$: Dimensions du poteau.

h_e : La hauteur de l'étage.

Tableau VI.14 : La longueur de la zone nodale des poteaux.

Poteaux		
$(a=b)$ (cm)	h_e (cm)	h' (cm)
55	306	60
50	306	60
45	306	60
40	306	60
35	306	60

VI.2.3.2 Armatures transversales :

a. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

D'après RPA99/version2003, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d}$$

Avec :

τ_{bu} : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : Effort tranchant de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28} \quad (\text{RPA 99V2003, [7.4.3.2] (P51)})$$

Avec :

$$\begin{cases} \rho_d = 0,075 \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0,04 \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (\text{RPA 99V2003, [7.4.2.2] (P50)})$$

Avec:

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7L_0$$

Tableau VI.15 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Niveaux	A=B (cm)	V (MN)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
RDC	55	0,0251	3,6272	0,04	0,0921	1,00	C.V
Etage 1	55	0,0289	3,6272	0,04	0,1061	1,00	C.V
Etage 2	50	0,0312	3,9900	0,04	0,1386	1,00	C.V
Etage 3	50	0,0405	3,9900	0,04	0,1800	1,00	C.V
Etage 4	45	0,0347	4,4333	0,04	0,1903	1,00	C.V
Etage 5	45	0,0410	4,4333	0,04	0,2249	1,00	C.V
Etage 6	40	0,0310	4,9875	0,04	0,2152	1,00	C.V
Etage 7	40	0,0338	4,9875	0,04	0,2347	1,00	C.V
Etage 8	35	0,0306	5,7000	0,04	0,2775	1,875	C.V

Conclusion : D'après le tableau VI.16, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux.

Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

b. Choix des armatures transversales : D'après RPA99/V2003 (article 7.4.2.2) (P49) on a :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times s_t}{h \times f_e}$$

Avec:

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

$f_e = 400$ MPa

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant:

$$\rho_a = 2,50 \rightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \rightarrow \text{Si } \lambda_g < 5$$

s_t : L'espacement des armatures transversales :

▪ **Zone nodale :** $s_t \leq \text{Min}(10\varnothing_l ; 15\text{cm}) \rightarrow \text{Zone (I)}$.

▪ **Zone courante :** $s_t' \leq 15\varnothing_l \rightarrow \text{Zone (I)}$.

Avec \varnothing_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte les espacements suivant :

▪ **Zone nodale :** $s_t \leq \text{Min}(10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) \rightarrow s_t \leq \text{min}(12 ; 15) \text{ cm}$

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

▪ **Zone courante :** $s_t' \leq (15 \times 1,2) \rightarrow s_t' \leq 18 \text{ cm}$

$$s_t' = 15 \text{ cm}$$

c. Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales ($\frac{A_t}{s_t \times b}$) est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t \times b}\right) = 0,3 \%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t \times b}\right) = 0,8 \%$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes

L'interpolation faite est une méthode simple pour estimer la valeur prise par les deux fonctions,

On prend : $F(x_a) = Y_a \rightarrow F(5) = 0,3 \%$

$F(x_b) = Y_b \rightarrow F(3) = 0,8 \%$

On prend comme exemple de calcul le poteau du RDC :

($\lambda_g = 3,627$) ; ($s_t = 10 \text{ cm}$) ; ($b = 55 \text{ cm}$)

$$F(x) = \frac{y_a - y_b}{x_a - x_b} \times (x) + \frac{(x_a \times y_b) - (x_b \times y_a)}{x_a - x_b}$$

$$F(x) = \frac{0,3-0,8}{5-3} \times (3,627) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5-3} = 0,64\%$$

$$\rightarrow \left(\frac{At}{St \times b} \right) = 0,64\%$$

$$At_{(min)} = 0,64\% \times St \times b = (0,64\%) \times 0,10 \times 0,55$$

$$At_{(min)} = 3,135 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 : Les armatures transversales des poteaux.

Niveaux	h(cm)	V _(max) (MN)	λ _g	ρ _a	St (cm)	St' (cm)	At (cm ²)	At _(min) (cm ²)	Choix
RDC	55	0,0251	3,627	3,75	10	15	0,42	3,52	6Φ10
Etage 1	55	0,0289	3,627	3,75	10	15	0,49	3,52	4Φ10
Etage 2	50	0,0312	3,990	3,75	10	15	0,58	2,75	4Φ10
Etage 3	50	0,0405	3,990	3,75	10	15	0,75	2,75	4Φ10
Etage 4	45	0,0347	4,433	3,75	10	15	0,72	1,98	4Φ10
Etage 5	45	0,0410	4,433	3,75	10	15	0,85	1,98	4Φ8
Etage 6	40	0,0310	4,987	3,75	10	15	0,72	1,24	4Φ8
Etage 7	40	0,0338	4,987	3,75	10	15	0,79	1,24	4Φ8
Etage 8	35	0,0306	5,700	2,5	10	15	0,81	1,05	4Φ8

VI.2.3.3 Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)

Il faut vérifier les contraintes dans le béton :

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

Exemple de calcul est toujours le poteau le plus sollicité du RDC, avec (a= b = 55 cm) ; (n = 15) ; (A₁ = 24,13 cm²) ; (A₂ = 0) ; (d = 0,495 cm) ; N_s=1,3042 MN ; M_s=0,0060 MN.m

➤ **Calcul de l'excentricité :** $e = \frac{0,0060}{1,3042} = 0,0046 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,0916 \text{ m}$

➤ **Position de l'axe neutre :**

❖ **Calcul de P :**

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \times \left(0,0046 - \frac{0,55}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 24,13 \times 10^{-4}}{0,55} \times \left(0,0046 - \frac{0,55}{2} + 0,495 \right) = -0,13066 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul de q :**

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \times n \times A_{st}}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,0046 - \frac{0,55}{2}\right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 24,13 \times 10^{-4}}{0,55} \times \left(0,0046 - \frac{0,55}{2} + 0,495\right)^2 = -0,05945 \text{ m}^3$$

❖ Calcul e_1 :

$$\text{On a } e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)}$$

$$\text{On prend la valeur de : } e_1 = 0,5 \text{ m} \rightarrow e_1 = \sqrt[3]{-(-0,13066 \times 0,5 + 0,05945)}$$

$$e_1 = 0,5 \rightarrow e_1 = 0,499$$

$$e_1 = 0,499 \rightarrow e_1 = 0,499$$

Donc : $e_1 = 49,9 \text{ cm}$

$$x = \frac{h}{2} - (e - e_1) = 0,214 \text{ m}$$

➤ Calcul du moment statique :

$$S = \frac{bx^2}{2} - n \times A_{st}(d - x) = 0,0208 \text{ m}^4$$

➤ Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = 5,18 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.17 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.

Niveaux	N_s (MN)	M_s (MN.m)	e (m)	x (m)	S (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)
RDC	1,3042	0,0060	$4,6 \times 10^{-3}$	0,214	0,0208	13,37
Etage 1	1,1550	0,0134	0,0116	0,746	0,162	5,31
Etage 2	0,9985	0,0048	$4,8 \times 10^{-3}$	0,699	0,129	5,41
Etage 3	0,8471	0,0068	$8,02 \times 10^{-3}$	0,689	0,125	4,66
Etage 4	0,7029	0,0124	0,0176	0,529	0,065	5,72
Etage 5	0,5624	0,0152	0,0270	0,558	0,073	4,29
Etage 6	0,4221	0,0119	0,0281	0,485	0,049	4,17
Etage 7	0,2851	0,0151	0,0529	0,420	0,036	3,32
Etage 8	0,1496	0,0074	0,0494	0,358	0,023	2,32

Remarque : D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc on va garder ces sections du béton.

VI.2.4 Vérification au flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime (N_u) est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq N_{(Ultime)} = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.

N_d : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau.

A_s : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

Br : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie $\rightarrow Br = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$

α : Est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ_g .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \rightarrow \quad \text{Pour : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \rightarrow \quad \text{Pour : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours : $\left(\alpha = \frac{\alpha}{1,10}\right)$

$$\lambda_g : \text{L'élançement géométrique du poteau. } \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{i_{min}}$$

$$i_{(min)} : \text{Rayon de giration } \rightarrow i_{(min)} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}} \quad (\text{Pour une section carrée}).$$

$$l_f : \text{La longueur de flambement du poteau. } \rightarrow l_f = 0,7 \times l_0$$

l_0 : La hauteur libre du poteau.

(a) : La dimension du poteau.

$$(f_{c28} = 25 \text{ MPa}) ; (f_e = 400 \text{ MPa}) ; (\gamma_b = 1,5) ; (\gamma_s = 1,15).$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.18 : Vérification du flambement pour les poteaux.

Niveaux	a=b (m)	Br (m) ²	lf (m)	i _(min) (m)	λ_g	$\frac{\alpha}{1,1}$	As (cm) ²	Nu (MN)	N _d (MN)	Observation
RDC	0,55	0,29	1,99	0,159	12,52	0,753	24,13	4,67	1,79	C.V
Etage 1	0,55	0,29	1,99	0,159	12,52	0,753	24,13	4,67	1,58	C.V
Etage 2	0,50	0,24	1,99	0,144	13,82	0,749	18,47	3,81	1,36	C.V
Etage 3	0,50	0,24	1,99	0,144	13,82	0,749	18,47	3,81	1,16	C.V
Etage 4	0,45	0,19	1,99	0,130	15,31	0,744	16,08	3,03	0,96	C.V
Etage 5	0,45	0,19	1,99	0,130	15,31	0,744	16,08	3,03	0,77	C.V
Etage 6	0,40	0,15	1,99	0,115	17,30	0,738	12,32	2,36	0,57	C.V
Etage 7	0,40	0,15	1,99	0,115	17,30	0,738	12,32	2,36	0,39	C.V
Etage 8	0,35	0,11	1,99	0,101	19,70	0,727	9,04	1,70	0,20	C.V

Remarque : Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

VI.2.5 Schéma du ferrailage :

Le schéma est illustré dans la figure suivante :

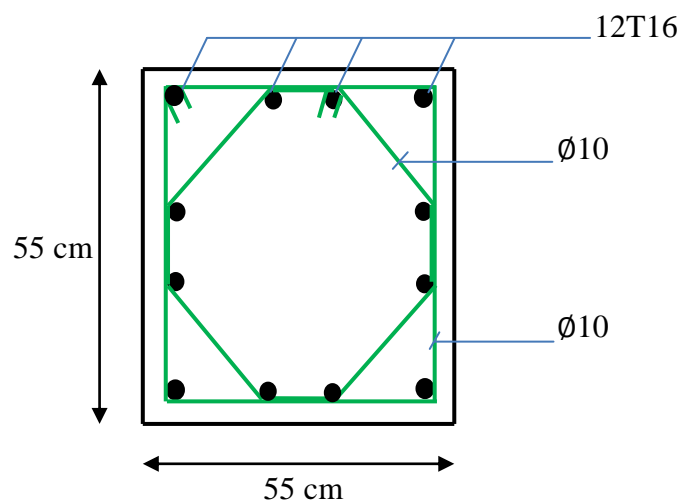


Figure VI.3 : Ferrailage du poteau RDC.

VI.3 Etude des poutres :

VI.3.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres principales et secondaires. Après la détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/V2003** et celles données par le **BAEL99**.

VI.3.2 Combinaisons des charges :

-Selon (**BAEL 99**) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$

-Selon **RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

VI.3.3 Les recommandations du RPA99/V2003 :

a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : $A (\min) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $A (\max) = (4\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone courante.}$
 - $A (\max) = (6\% \times \text{Section du béton}) \rightarrow \text{Zone de recouvrement.}$
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - $L_r (\min) = 40 \times \emptyset \rightarrow \text{Zone (I) avec } (\emptyset) \text{ le diamètre maximal d'armature dans la poutre.}$
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset_1 \right) : \text{ dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{ en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du \emptyset_1 est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.3.4 Poutres principale :

VI.3.4.1 Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit, ces derniers sont donnés par le SAP2000.

Tableau VI.19 : Sollicitations maximales dans les poutres principales.

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		V _(max) (KN)
		M _(appui) (KN.m)	M _(travée) (KN.m)	M _(appui) (KN.m)	M _(travée) (KN.m)	M _(appui) (KN.m)	M _(travée) (KN.m)	
(30×40)	RDC	69,271	33,316	50,268	24,166	60,379	28,543	90,724
	Les étages courants	78,448	36,448	57	26,436	75,553	61,058	101,501
	Terrasse	85,901	42,862	62,795	31,348	73,065	33,696	103,918

VI.3.4.2 Calcul de ferrailage :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale situé à la terrasse.

❖ Armatures longitudinales :

a. En travée :

✚ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{42,862 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,077 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0775}) = 0,100$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,100) = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{42,736 \times 10^{-3}}{0,345 \times 348} = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4 \text{ cm}^2$$

b. En appui :

✓ ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{85,901 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,4)^2 \times 14,17} = 0,155 < 0,392 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,155}) = 0,211$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,211) = 0,329 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{85,901 \times 10^{-3}}{0,329 \times 348} = 8 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 8 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (1,2 ; 1,30) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq 1,30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Armatures maximales :** Selon le RPA99 V2003 :

$A_{max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{zone courante.}$

$A_{max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{zone de recouvrement.}$

➤ **Armatures minimales :**

$A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

$A_{st(\text{travée})} + A_{st(\text{appui})} = 7,50 + 3,55 = 11,05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

➤ **Choix des armatures :**

En travée : $A_{st} = 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 3T14 + 3T16 = 10,65 \text{ cm}^2$

✓ **ELS :**

On considère que les fissurations sont préjudiciables. Donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et les aciers :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

a) **En travée :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

❖ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s (d - x)}{I}$$

Tableau VI.20 : Vérification des contraintes en travée.

	M_{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}		$\bar{\sigma}_{bc}$		
Poutre principale	31,348	13,44	85427,93	σ_{bc}	4,93	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	C.V
				σ_{st}	124,17	$\bar{\sigma}_{st}$	201,63	C.V

b) En appui :

❖ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times Asc \times (x - d') - n \times Ast \times (d - x) = 0$$

❖ Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} x^3 + 15 \times Asc \times (x - d')^2 + 15 \times Ast \times (d - x)^2$$

❖ Les contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \times x}{I}; \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{Ms(d-x)}{I}$$

Tableau VI.21 : Vérification des contraintes en appui.

	M_{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				σ_{bc}		$\bar{\sigma}_{bc}$		
Poutre principale	62,795	14,96	104199,10	σ_{bc}	9,01	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	C.V
				σ_{st}	190,19	$\bar{\sigma}_{st}$	201,63	C.V

❖ Armatures transversale :

• Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 1,2; 3)$$

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

• Calcul des espacements entre les armatures :

Selon le RPA99/V2003 on a :

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{lmin}; 30\text{cm} \right) \Rightarrow S_t \leq \min(10; 14,4; 30) \Rightarrow S_t = 10\text{ cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t' \leq 20\text{cm} \rightarrow S_t' = 20\text{ cm}$$

VI.3.5 Vérification des contraintes tangentielle :

• **Vérification au cisaillement :**

D'après C.B.A.93, on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = \min (2,5 ; 5) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

Tableau VI.22 : Vérification de la contrainte tangentielle de la poutre principale.

Niveau	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Observation
RDC	90,724	0,84	2,5	C.V
Etage courant	101,501	0,93	2,5	C.V
Terrasse	103,918	0,96	2,5	C.V

VI.3.7 Tableau Récapitulatif :

Tableau VI.23 : Ferrailage des poutres principales.

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A_{\min} (cm ²)	Travée		Appuis		ϕ (mm)	S_t (cm)	S_t' (cm)
		$A_{\text{calculé}}$	choix	$A_{\text{calculé}}$	Choix			
RDC	6	3,2	3T14+3T12	6,03	3T14+3T16	$\phi 8$	10	20
Les étages courants	6	3,5	3T14+3T12	7,1	3T14+3T16	$\phi 8$	10	20
Terrasse	6	4	3T14+3T12	8	3T14+3T16	$\phi 8$	10	20

• **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 70 \text{ cm}$

- La longueur d'ancrage : D'après le (C.B.A.93)

$$\text{La longueur d'ancrage : } L \geq L_2 + \frac{\emptyset}{2} + r$$

Avec : r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA).

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$L_2 = L_s - (\alpha \times L_1) - (\beta \times r)$$

$$L_1 = 10\emptyset$$

(L_1 ; L_2) : Longueurs rectilignes.

$$L_s : \text{Longueur de scellement droit. } \rightarrow L_s = \frac{f_e \times \emptyset}{4 \times \tau_s'}$$

$$\tau_s' : \text{Contrainte d'adhérence } \rightarrow \tau_s' = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$$

$$(\psi) : \text{Coefficient d'ancrage } \rightarrow \psi = 1,5 \text{ pour les aciers (HA).}$$

$$L' \text{ ancrage de la courbe } (\theta = 90^\circ) \rightarrow (\alpha = 1,87) ; (\beta = 2,19)$$

$$(F_e = 400 \text{ MPa}) ; (f_{t28} = 2,1 \text{ MPa})$$

Tableau VI.24 : Longueurs d'ancrage des armatures.

\emptyset (mm)	τ_s' (MPa)	L_s (mm)	L_1 (mm)	r (mm)	L_2 (mm)	L (mm) calculé	L (mm) choisie
$\emptyset 12$	2,835	423,28	120	66	54,34	126,34	130
$\emptyset 14$	2,835	493,82	140	77	63,39	147,39	150
$\emptyset 16$	2,835	564,37	160	88	72,45	168,45	170

VI.3.6 Poutres secondaire :

VI.3.6.1 Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.25 : Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.

Section (cm)	Niveaux	ELU		ELS		Accidentelle		$V_{(max)}$ (KN)
		$M_{(appui)}$ (KN.m)	$M_{(travée)}$ (KN.m)	$M_{(appui)}$ (KN.m)	$M_{(travée)}$ (KN.m)	$M_{(appui)}$ (KN.m)	$M_{(travée)}$ (KN.m)	
(30×30)	RDC	22,066	17,659	16,081	12,854	45,477	44,199	57,848
	Les étages courants	58,146	50,816	42,223	36,880	70,987	57,261	92,58
	Terrasse	49,928	37,765	36,279	27,41	67,103	47,348	77,333

VI.3.6.2 Calcul de ferrailage :

❖ On prend un exemple de calcul : « la poutre secondaire situé au terrasse ».

VI.3.6.2.1 Armatures longitudinales :

a. En travée :

✚ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{47,348 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 18,48} = 0,117 < 0,379 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,117)}) = 0,155$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,155) = 0,253 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{47,348 \times 10^{-3}}{0,253 \times 400} = 4 \text{ cm}^2$$

Ast = 4 cm²

b. En appui :

✓ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{67,103 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,9 \times 0,3)^2 \times 18,48} = 0,170 < 0,379 \rightarrow \text{Section à simple armature (A}_{sc}=0).$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu_u)}) \Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,170)}) = 0,230$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,230) = 0,250 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{67,103 \times 10^{-3}}{0,250 \times 400} = 6 \text{ cm}^2$$

Ast = 6 cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{30 \times 30}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (0,9 ; 0,97) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ast} \geq \mathbf{0,97 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

➤ **Armatures maximales :** Selon le RPA99 V2003 :

A max = 4% (b×h) = 36cm².....zone courante.

A max = 6% (b×h) = 54cm².....zone de recouvrement.

➤ **Armatures minimales :**

Amin=0,5% (b×h) → Amin= 4,5 cm²

Ast(travée)+Ast(appui) = 6 + 4=10 cm² > Amin= 4,5 cm²**C.V**

➤ **Choix des armatures :**

En travée : $A_{st} = 3T14 + 2T12 = 6,88 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 3T14 + 3T12 = 8,01 \text{ cm}^2$

✓ **ELS :**

a) **En travée :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

❖ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}; \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I}$$

Tableau VI.26 : Vérification des contraintes en travée.

	M_{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
Poutre secondaire	27,41	10,61	39666,73	σ_{bc}	7,33	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	C.V
				σ_{st}	169,88	$\bar{\sigma}_{st}$	201,63	C.V

b) **En appui :**

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b}{3}x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

❖ **Les contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}; \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s(d-x)}{I}$$

Tableau VI.27 : Vérification des contraintes en appui.

	M_{ser} (KN.m)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
Poutre secondaire	36,279	11,23	44042,93	σ_{bc}	9,25	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	C.V
				σ_{st}	194,85	$\bar{\sigma}_{st}$	201,63	C.V

VI.3.6.2.2 Armatures transversale :✓ **Calcul de ϕ_t :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres secondaires est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} ; 1,2 ; \frac{30}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0,85 ; 1,2 ; 3)$$

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

✓ **Calcul des espacements entre les armatures :**

Selon le RPA99/V2003 on a :

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} ; 30\text{cm} \right) \Rightarrow S_t \leq \min(7,5 ; 14,4 ; 30) \Rightarrow S_t = 5 \text{ cm}$$

➤ **Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t' \leq 15\text{cm} \Rightarrow S_t' = 15 \text{ cm}$$

VI.3.7 Vérification des contraintes tangentielle :• **Vérification au cisaillement :**

D'après C.B.A.93, on doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = \min(2,5 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

Tableau VI.28 : Vérification des contraintes tangentielles des poutres secondaires.

Niveau	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Observation
RDC	57,848	0,71	2,5	C.V
Etage courant	92,58	1,14	2,5	C.V
Terrasse	77,333	0,95	2,5	C.V

VI.3.8 Tableau Récapitulatif :

Tableau VI.29 : Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	A _{min} (cm ²)	Travée		Appuis		Ø (mm)	S _t (cm)	S _t ' (cm)
		A _{calculé}	choix	A _{calculé}	Choix			
RDC	4,5	4,30	3T14 + 2T12	4,47	3T14+3T12	Ø8	5	15
Les étages courants	4,5	5,74	3T14 + 2T12	7,27	3T14+3T12	Ø8	5	15
Terrasse	4,5	4	3T14 + 2T12	6	3T14+3T12	Ø8	5	15

- **Longueur de recouvrement :** D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ (en zone I).

$\varnothing = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\varnothing = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}$; on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

- **Longueur d'ancrage :** D'après le (C.B.A.93)

La longueur d'ancrage : $L \geq L_2 + \frac{\varnothing}{2} + r$

Avec : r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \varnothing$ pour les aciers (HA)

\varnothing : Diamètre d'armature.

$$L_2 = L_s - (\alpha \times L_1) - (\beta \times r)$$

$$L_1 = 10\varnothing$$

(L_1 ; L_2) : Longueurs rectilignes.

$$L_s : \text{Longueur de scellement droit} \rightarrow L_s = \frac{f_e \times \varnothing}{4 \times \tau_s'}$$

$$\tau_s' : \text{Contrainte d'adhérence} \rightarrow \tau_s' = 0,6 \times (\psi)^2 \times f_{t28}$$

(ψ) : Coefficient d'ancrage $\rightarrow \psi = 1,5$ pour les aciers (HA)

L'ancrage de la courbe ($\theta = 90^\circ$) $\rightarrow (\alpha = 1,87)$; ($\beta = 2,19$)

($F_e = 400 \text{ MPa}$) ; ($f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$)

Tableau VI.30 : Longueurs d'ancrage des armatures.

Ø (mm)	τ_s' (MPa)	L _s (mm)	L ₁ (mm)	r (mm)	L ₂ (mm)	L (mm) calculé	L (mm) choisie
Ø12	2,835	423,28	120	66	54,34	126,34	130
Ø14	2,835	493,82	140	77	63,39	147,39	150

VI.3.9 Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les poutres secondaires est illustré sur la figure ci-dessous:

-Poutre principale :

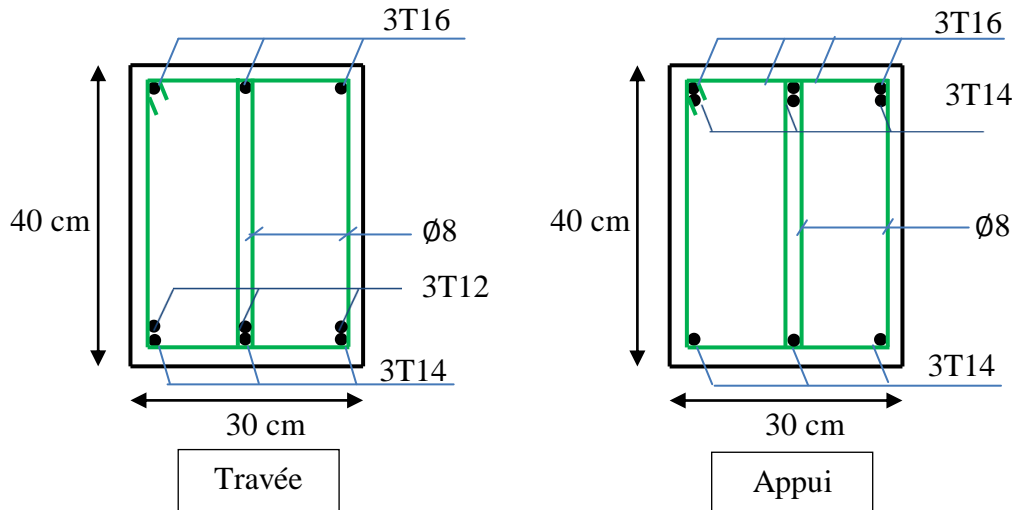


Figure VI.4 : Ferrailage des poutres principales.

-Poutre secondaire :

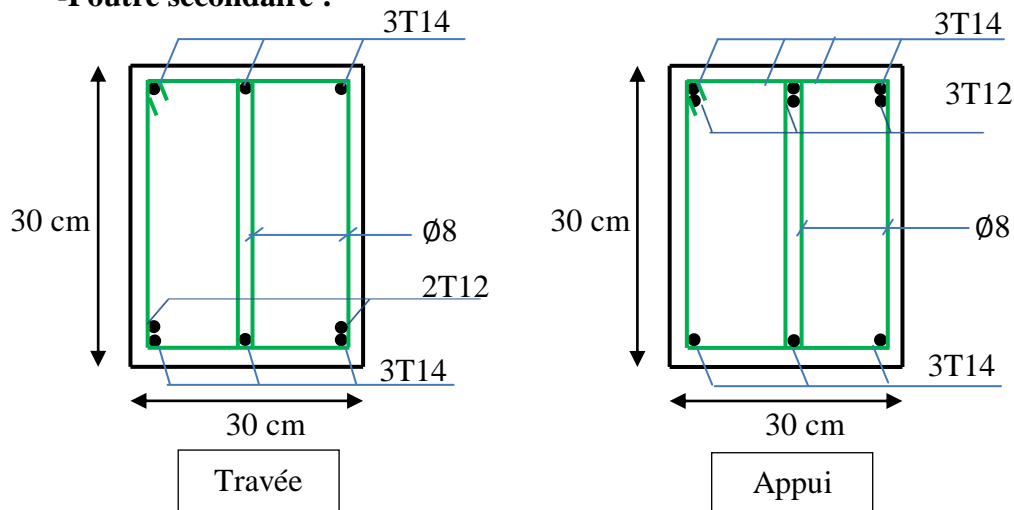


Figure VI.5 : Ferrailage des poutres secondaires.

VI.3.10 Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/Version 2003**. Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non pas dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_e| + |M_w|$$

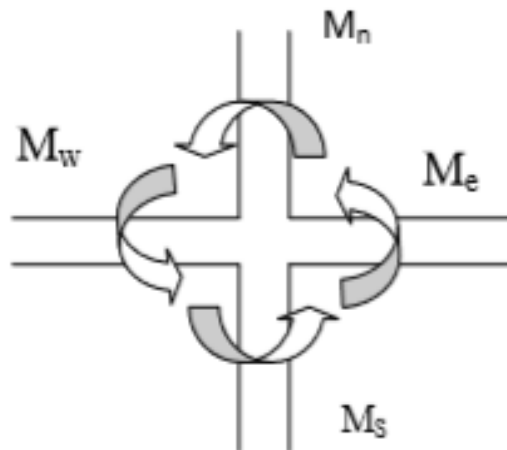


Figure VI.6 : Répartition des moments dans les zones nodales.

a. Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'acier dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

Tel que :

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_{st}$$

Avec :

A_s : La section d'armature adopter sans prendre en compte les barres de recouvrement.

Z : Bras de levier de la section du béton $\rightarrow Z = 0,9 \times h$

σ_{st} : Contrainte limite des aciers $\rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Les valeurs des moments résistants des poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.31 : Moments résistant dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	σ_{st} (MPa)	A_s (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC et Etage 1	55*55	49,5	348	24,13	415,663
Etage 2 et 3	50*50	45	348	18,47	289,240
Etage 4 et 5	45*45	40,5	348	16,08	226,631
Etage 6 et 7	40*40	36	348	12,32	154,344
Etage 8	35*35	31,5	348	9,04	99,096

b. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux.

❖ **Poutres principales et secondaires :****Tableau VI.32 : Moment résistant dans les poutres.**

Niveau	type	Section	Z (cm)	A_s (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC	pp	30*40	36	10,65	133,42
	ps	30*30	27	8,01	75,26
Les étages courants	pp	30*40	36	10,65	133,42
	ps	30*30	27	8,01	75,26
Terrasse	pp	30*40	36	10,65	133,42
	ps	30*30	27	8,01	75,26

Tableau VI.33 : Vérification de la zone nodale.

Niveaux	plan	Me=Mw	Ms	Mn	1,25×(Me+Mw)	Ms+Mn	Observation
RDC	pp	133,42	415,663	415,663	333,55	831,326	C.V
	ps	75,26	415,663	415,663	188,15	831,326	C.V
Etage 1	pp	133,42	415,663	415,663	333,55	831,326	C.V
	ps	75,26	415,663	415,663	188,15	831,326	C.V
Etage 2	pp	133,42	289,240	289,240	333,55	578,48	C.V
	ps	75,26	289,240	289,240	188,15	578,48	C.V
Etage 3	pp	133,42	289,240	289,240	333,55	578,48	C.V
	ps	75,26	289,240	289,240	188,15	578,48	C.V
Etage 4	pp	133,42	226,631	226,631	333,55	453,262	C.V
	ps	75,26	226,631	226,631	188,15	453,262	C.V
Etage 5	pp	133,42	226,631	226,631	333,55	453,262	C.V
	ps	75,26	226,631	226,631	188,15	453,262	C.V
Etage 6	pp	133,42	154,344	154,344	333,55	308,688	C.V
	ps	75,26	154,344	154,344	188,15	308,688	C.V
Etage 7	pp	133,42	154,344	154,344	333,55	308,688	C.V
	ps	75,26	154,344	154,344	188,15	308,688	C.V
Etage 8	pp	133,42	99,096	99,096	333,55	198,192	C.V
	ps	75,26	99,096	99,096	188,15	198,192	C.V

Donc les formations des rotules plastiques se fera aux niveaux des poutres et non pas dans les poteaux.

VI.4 Les voiles :

VI.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent ou aux séismes, soumis à des forces verticales et horizontales.

Le ferrailage des voiles sera calculés dans les deux directions, horizontalement pour résister à l'effort tranchant et verticalement à la flexion composée sous un effort normal et un moment de flexion, ces derniers données par logicielle de calcul (SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/V2003** et du **(C.B.A.93)**.

VI.4.2 Combinaisons des charges :

- **Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU : $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $G + Q$

- **Selon RPA99/V2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

VI.4.3 Les recommandations du RPA99/V2003 :

D'après le RPA99/Version2003, il y a trois types d'armature nécessaire pour qu'un voile puisse reprendre les efforts qui lui sont appliquées : (Armatures verticales ; Armatures horizontales ; Armatures transversales).

a. Armatures verticales :

Les armatures verticales reprennent les efforts de flexion, Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles en tenant en compte des prescriptions imposées par le RPA99/Version2003.

✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales est : $A_{(Min)} = 0,2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : La longueur de la zone tendue.

e : L'épaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement ($St < e$) → e : L'épaisseur du voile.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$.

c. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont au minimum en nombre de quatre épingles par mètre carré.

d. Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$$A_{(Min)} = 0,15 \% (e \times l) \quad \rightarrow \quad \text{Dans la section globale de voile.}$$

$$A_{(Min)} = 0,10 \% (e \times l) \quad \rightarrow \quad \text{Dans la zone courante.}$$

- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales doit être : $St < \text{Min}(1,5e ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne

doit pas dépasser (1/10) de l'épaisseur du voile → $\varnothing \leq \frac{e}{10}$

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40 \varnothing$: Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - $20 \varnothing$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

VI.4.4 Disposition des voiles :

La répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

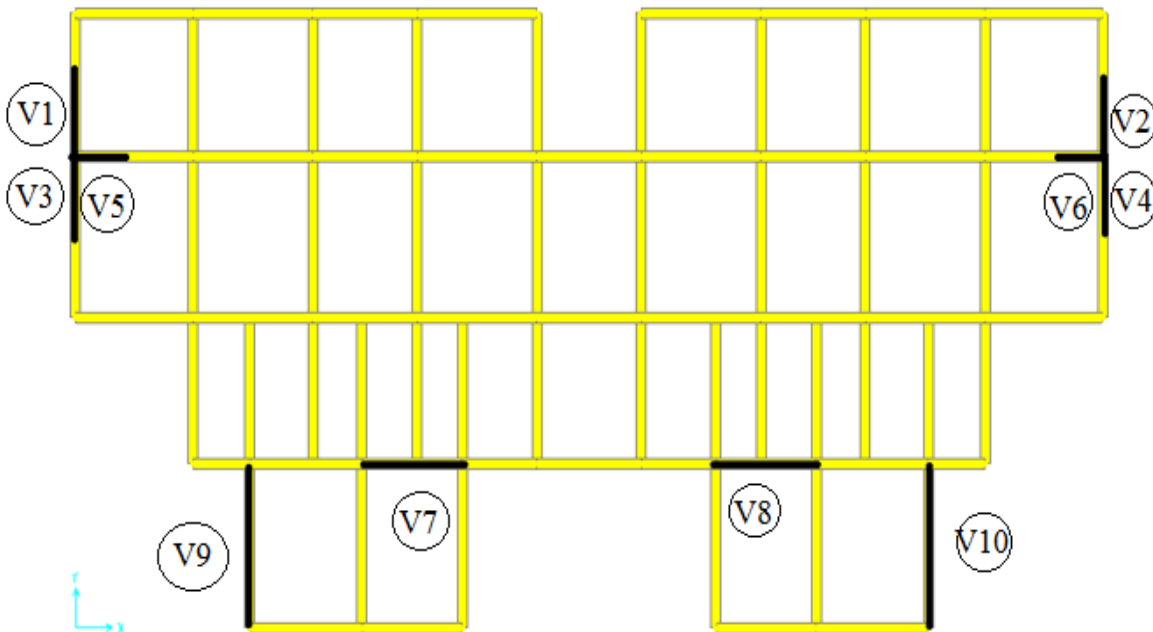


Figure VI.7 : Disposition des voiles.

VI.4.5 Calcul des armatures :

VI.4.5.1 Armatures verticales :

Le ferrailage vertical des voiles se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison :

- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{(max)}$; $M_{(correspondant)}$)
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant ($M_{(max)}$; $N_{(correspondant)}$)

D'après SAP2000, les sollicitations sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.34 : Sollicitations maximales des voiles (1,2).

Niveau	Voile (1,2) → L= 2 m			
	$N_{(max)} \rightarrow M_{(correspondant)}$		$M_{(max)} \rightarrow N_{(correspondant)}$	
	$N_{(max)}$ (KN)	$M_{(corre)}$ (KN.m)	$M_{(max)}$ (KN.m)	$N_{(corre)}$ (KN)
RDC, 1,2	-2810,072	57,40	-1875,11	-1759,079
Etage 3,4,5	-1627,11	42,33	-1059,86	-1180,62
Etage 6,7,8	-457,22	48,72	-377,36	-337,36

Tableau VI.35 : Sollicitations maximales des voiles (3,4).

Voile (3,4) → L= 2 m				
Niveau	N _(max) → M _(correspondant)		M _(max) → N _(correspondant)	
	N _(max) (KN)	M _(corre) (KN.m)	M _(max) (KN.m)	N _(corre) (KN)
RDC,1,2	-2640,97	161,48	230,35	-1521,09
Etage 3,4,5	-1518,70	104,20	215,64	-1040,83
Etage 6,7,8	-452,41	61,508	49,51	-383,39

Tableau VI.36 : Sollicitations maximales des voiles (5,6).

Voile (5,6) → L= 2 m				
Niveau	N _(max) → M _(correspondant)		M _(max) → N _(correspondant)	
	N _(max) (KN)	M _(corre) (KN.m)	M _(max) (KN.m)	N _(corre) (KN)
RDC,1,2	-2736,83	49,72	228,29	-2067,84
Etage 3,4,5	-1264,79	0,89	204,63	-838,94
Etage 6,7,8	-470,14	5,72	48,31	-349,19

Tableau VI.37 : Sollicitations maximales des voiles (7,8).

Voile (7,8) → L= 3,10 m				
Niveau	N _(max) → M _(correspondant)		M _(max) → N _(correspondant)	
	N _(max) (KN)	M _(corre) (KN.m)	M _(max) (KN.m)	N _(corre) (KN)
RDC,1,2	-6618,34	43,73	215,43	-4884,62
Etage 3,4,5	-3885,10	68,56	243,48	-2868,84
Etage 6,7,8	-1194,79	19,50	180,86	-832,20

Tableau VI.38 : Sollicitations maximales des voiles (9,10).

Voile (9,10) → L= 4,60 m				
Niveau	N _(max) → M _(correspondant)		M _(max) → N _(correspondant)	
	N _(max) (KN)	M _(corre) (KN.m)	M _(max) (KN.m)	N _(corre) (KN)
RDC,1,2	-5900,64	886,25	-1683,01	-4334,14
Etage 3,4,5	-3457,85	340,27	-1312,89	-2361,28
Etage 6,7,8	-1066,36	-272,59	-671,79	-743,19

a. Méthode de calcul :

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

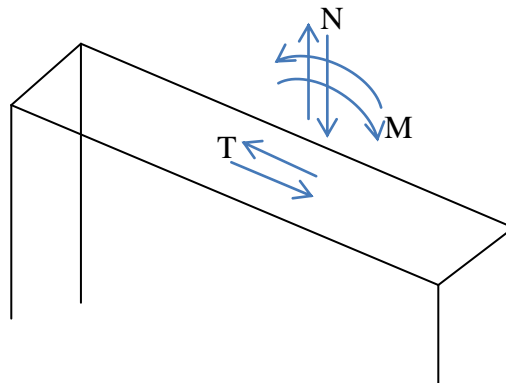


Figure VI.8 : Voile soumis à la flexion composée.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

A : La section transversale du voile.

M : Le moment fléchissant appliqué.

V : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

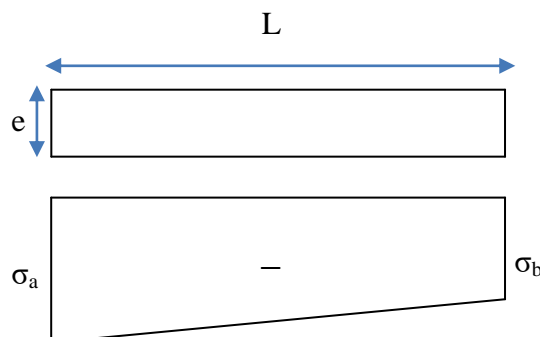
I : Le moment d'inertie du voile.

Remarque : On distingue trois cas :

- 1^{er} cas :

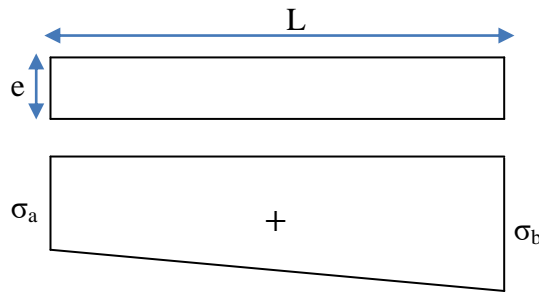
Si $(\sigma_a ; \sigma_b) > 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement comprimée (SEC) (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99/Version2003.

$$(A_{\min} = 0,20\% \times e \times L)$$



- 2^{ème} Cas :

Si $(\sigma_a ; \sigma_b) < 0 \rightarrow$ La section du voile est entièrement tendue, (SET) (pas de zone comprimée).



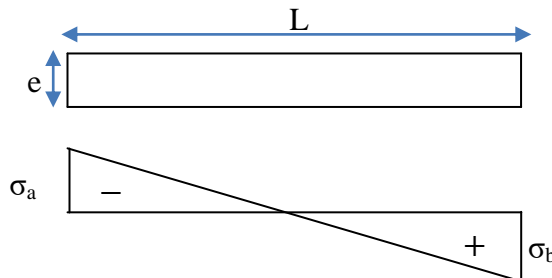
L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{(\sigma_a + \sigma_b) \times L \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

• 3^{ème} Cas :

Si $(\sigma_a ; \sigma_b)$ sont des signes différent → La section du voile est partiellement comprimée (SPC).

On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.



La longueur de la zone tendue : $\mu = \frac{L}{(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1)}$

L'effort de traction égale à : $F_T = \frac{\sigma_b \times \mu \times e}{2}$

La section d'armature verticale égale à : $A_v = \frac{F_T}{\sigma_{st}}$

VI.4.5.2 Diamètre max des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre $D \leq a/10$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile.

- Voile de 15 cm d'épaisseur : $D \leq 15/10 \rightarrow D \leq 1.5 \text{ cm}$

VI.4.5.3 L'espacement :

D'après le RPA, l'espacement entre les armatures horizontales et verticales doit être inférieur à :

$St \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm})$

$St \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm}) = \min (22.5, 33) \leq 22.5 \text{ cm}$

On adopte : $St = 20 \text{ cm}$.

- **Remarque :**

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

$$St' = St/2 = 20/2 \rightarrow St' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement St' égal à 10 cm.

b. Exemple de calcul :

Les voiles d'exemple sont les voiles 5 et 6 du RDC, du 1^{er} et 2^{ème} étage à ELU

Calcul sous $N_{(max)}$ et $M_{(correspondant)}$:

$$N = 2736,83 \text{ KN}$$

$$M = 49,72 \text{ KN.m}$$

$$e = 0,15 \text{ m} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,00 ; \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} ; L = 2 \text{ m}$$

$$A = e \times L = 0,15 \times 2 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,15 \times 2^3}{12} = 0,1 \text{ m}^4$$

-Calcul des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{2736,83 \times 10^{-3}}{0,3} + \frac{49,72 \times 10^{-3} \times 1}{0,1} = 9,61 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{2810,072 \times 10^{-3}}{0,3} - \frac{1367,80 \times 10^{-3} \times 1}{0,1} = 8,62 \text{ MPa} > 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont des signes différents \rightarrow La section du voile est partiellement comprimée (SPC).

$$\mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right)} = \frac{2}{\left(\frac{4,31}{23,04} + 1\right)} = 1,68 \text{ m}$$

$$F_T = \frac{\sigma_b \times \mu \times e}{2} = \frac{4,31 \times 1,68 \times 0,15}{2} = 0,54 \text{ MN}$$

$$A_v = \frac{0,54}{400} = 13,5 \text{ cm}^2$$

$$A_v (\text{min-RPA}) = 0,0015 \times e \times l = 0,0015 \times 20 \times 436 = 4,5 \text{ cm}^2$$

VI.4.5.4 Armatures horizontales :**a. Vérification sous les sollicitations tangentes :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \rightarrow \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{et } \bar{V} = 1,4 V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b_0 : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile $\rightarrow d = 0,9 h$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Tableau VI.39 : Vérification des voiles au cisaillement.

Voile	V_{\max} (KN)	\bar{V} (KN)	b_0 (m)	d (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Observation
V(1,2)	178,39	249,74	2	0,135	0,92	5	C.V
V(3,4)	193,7	271,18	2	0,135	1	5	C.V
V(5,6)	280,85	393,19	2	0,135	1,45	5	C.V
V(7,8)	846,24	1184,73	3,11	0,135	2,82	5	C.V
V(9,10)	828,20	1159,48	4,60	0,135	1,86	5	C.V

b. Méthode de calcul des armatures horizontales :

D'après le C.B.A.93, on a :

$$A_h \geq \frac{e \times \gamma_s \times St \times (\tau_b - 0,3 \times k \times ft')}{0,9 \times fe \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec : (K = 0) : Cas de reprise de bétonnage.

($\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Cas général) ; ($fe = 400 \text{ MPa}$) ; ($\alpha = 90^\circ \rightarrow$ Armatures droites).

c. Exemple de calcul :

L'exemple de calcul est bien le voile 9 et 11 du RDC.

$$\tau_b = 0,92 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq \frac{0,15 \times 1,15 \times 0,20 \times 0,92}{0,9 \times 400} \times 10^4 \rightarrow A_{h(\text{calculé})} \geq 0,88 \text{ cm}^2$$

-Vérification des armatures vis-à-vis du RPA99/V2003 :

$$A_{h(\text{min-RPA})} = 0,0015 \times 15 \times 200 = 4,5 \text{ cm}^2 > A_{h(\text{calculé})}$$

$$\rightarrow A_h = 4,5 \text{ cm}^2.$$

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

VI.4.5.5 Choix des armatures :

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

Avec :

A_v (calculé) cm^2 : Ferrailage vertical calculé.

A_v (min-RPA) cm^2 : Quantité minimale d'armature vertical.

A_v (adopté) cm^2 : Ferrailage vertical adopté pour toute la section du voile.

$St'_{(Av)}$: Espacement entre les armatures verticales dans la zone extrême.

$L'_{(Av)}$: Longueur de la zone extrême.

$St_{(Av)}$: Espacement entre les armatures verticales dans la zone courante.

A_h (calculé) cm^2 : Ferrailage horizontale calculé.

A_h (min-RPA) cm^2 : Quantité minimale d'armature horizontale.

A_h (adopté) cm^2 : Ferrailage horizontale adopté pour toute la section du voile.

$St_{(Ah)}$: Espacement entre les armatures horizontales.

Tableau VI.40 : Ferrailage des voiles (1,2).

		Voiles (1,2) → L= 2 m		
		RDC, 1,2	Etage 3,4,5	Etage 6,7,8
A_v (calculé) cm^2		4,5	4,5	4,5
A_v (min-RPA) cm^2		4,5	4,5	4,5
A_v (adopté) cm^2		13T10=10,21	13T10=10,21	13T10=10,21
Z.E	$St'_{(Av)}$ (cm)	10	10	10
	$L'_{(Av)}$ (cm)	20	20	20
Z.C	$St_{(Av)}$ (cm)	20	20	20
$V_{(max)}$ KN		178,39	130,92	57,17
τ_b MPa		0,92	0,67	0,29
A_h (calculé) cm^2		0,88	0,64	0,27
A_h(min-RPA) cm^2		4,5	4,5	4,5
A_h (adopté) cm^2		14T10=11	14T10=11	14T10=11
$St_{(Ah)}$ (cm)		20	20	20

Tableau VI.41 : Ferrailage des voiles (3,4).

		Voiles (3,4) → L= 2 m		
		RDC, 1,2	Etage 3,4,5	Etage 6,7,8
A_v (calculé) cm ² /ml		4,5	4,5	4,5
A_v (min-RPA) cm ² /ml		4,5	4,5	4,5
A_v (adopté) cm ²		13T10=10,21	13T10=10,21	13T10=10,21
Z.E	St' _(A_v) (cm)	10	10	10
	L' _(A_v) (cm)	20	20	20
Z.C	St _(A_v) (cm)	20	20	20
V (max) KN/ml		193,70	164,43	121,84
τ_b MPa		1	0,85	0,63
A_h (calculé) cm ² /ml		0,95	0,81	0,60
A_h (min-RPA) cm ² /ml		4,5	4,5	4,5
A_h (adopté) cm ²		14T10=11	14T10=11	14T10=11
St (A _h) (cm)		20	20	20

Tableau VI.42 : Ferrailage des voiles (5,6).

		Voiles (5,6) → L= 2 m		
		RDC, 1,2	Etage 3,4,5	Etage 6,7,8
A_v (calculé) cm ² /ml		4,5	4,5	4,5
A_v (min-RPA) cm ² /ml		4,5	4,5	4,5
A_v (adopté) cm ²		13T10=10,21	13T10=10,21	13T10=10,21
Z.E	St' _(A_v) (cm)	10	10	10
	L' _(A_v) (cm)	20	20	20
Z.C	St _(A_v) (cm)	20	20	20
V (max) KN/ml		280,85	180,71	4,05
τ_b MPa		1,45	0,93	0,021
A_h (calculé) cm ² /ml		1,38	0,89	0,02
A_h (min-RPA) cm ² /ml		4,5	4,5	4,5
A_h (adopté) cm ²		14T10=11	14T10=11	14T10=11
St (A _h) (cm)		20	20	20

Tableau VI.43 : Ferrailage des voiles (7,8).

		Voiles (7,8) → L= 3,10 m		
		RDC, 1,2	Etage 3,4,5	Etage 6,7,8
Av (calculé) cm ² /ml		7	7	7
Av (min-RPA) cm ² /ml		7	7	7
Av (adopté) cm ²		18T10=14,14	18T10=14,14	18T10=14,14
Z.E	St' _(Av) (cm)	10	10	10
	L' _(Av) (cm)	30	30	30
Z.C	St _(Av) (cm)	20	20	20
V _(max) KN/ml		849,51	362,01	102,03
τ_b MPa		2,83	1,20	0,34
Ah (calculé) cm ² /ml		2,71	1,15	0,32
Ah _(min-RPA) cm ² /ml		7	7	7
Ah (adopté) cm ²		14T10=11	14T10=11	14T10=11
St _(Ah) (cm)		20	20	20

Tableau VI.44 : Ferrailage des voiles (9,10).

		Voiles (9,10) → L= 4,60 m		
		RDC,1,2	Etage 3,4,5	Etage 6,7,8
Av (calculé) cm ² /ml		10,35	10,35	10,35
Av (min-RPA) cm ² /ml		10,35	10,35	10,35
Av (adopté) cm ²		26T10=20,42	26T10=20,42	26T10=20,42
Z.E	St' _(Av) (cm)	10	10	10
	L' _(Av) (cm)	50	50	50
Z.C	St _(Av) (cm)	20	20	20
V _(max) KN/ml		828,20	405,82	142,23
τ_b MPa		1,86	0,91	0,32
Ah (calculé) cm ² /ml		1,78	0,87	0,30
Ah _(min-RPA) cm ² /ml		10,35	10,35	10,35
Ah (adopté) cm ²		14T10=11	14T10=11	14T10=11
St _(Ah) (cm)		20	20	20

VI.4.6 Longueur de recouvrement :

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$$\phi = 1,0 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,0 \times 40 = 40 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 40 \text{ cm}$$

VI.4.7 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec : $\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

➤ Exemple de calcul :

L'exemple de calcul est bien le voile 1 et 2 du RDC ($L=2 \text{ m}$; $e = 0,15 \text{ m}$).

$N_s = 415 \text{ KN}$

$$\sigma_b = \frac{415 \times 10^{-3}}{0,3 + 15 \times 10,21 \times 10^{-4}} = 1,316$$

$\sigma_b = 1,316 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

Les résultats des vérifications à L'ELS sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.45 : Vérification à L'ELS des voiles.

Type	Niveau	N_s (MN)	B (m ²)	A_{vj} (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
Voiles (1,2) (L=2m)	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	0,415	0,30	10,21	1,316	15	C.V
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	0,307	0,30	10,21	0,973	15	C.V
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	0,155	0,30	10,21	0,491	15	C.V
Voiles (3,4) (L=2m)	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	0,560	0,262	10,21	1,77	15	C.V
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	0,465	0,30	10,21	1,47	15	C.V
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	0,224	0,30	10,21	0,710	15	C.V
Voiles (5,6) (L=2m)	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	0,430	0,30	10,21	2,232	15	C.V
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	0,370	0,340	10,21	1,173	15	C.V
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	0,222	0,30	10,21	0,704	15	C.V
Voiles (7,8) (L=3,10m)	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	0,794	0,465	14,14	1,63	15	C.V
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	0,577	0,465	14,14	1,186	15	C.V
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	0,222	0,465	14,14	0,456	15	C.V
Voiles (9,10) (L=4,60m)	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	0,994	0,69	20,42	1,379	15	C.V
	3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	0,577	0,69	20,42	0,800	15	C.V
	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	0,222	0,69	20,42	0,308	15	C.V

VI.4.8 Schéma du ferrailage :

Schéma du ferrailage choisi du voile (1,2) de RDC et 1'étage1,2.

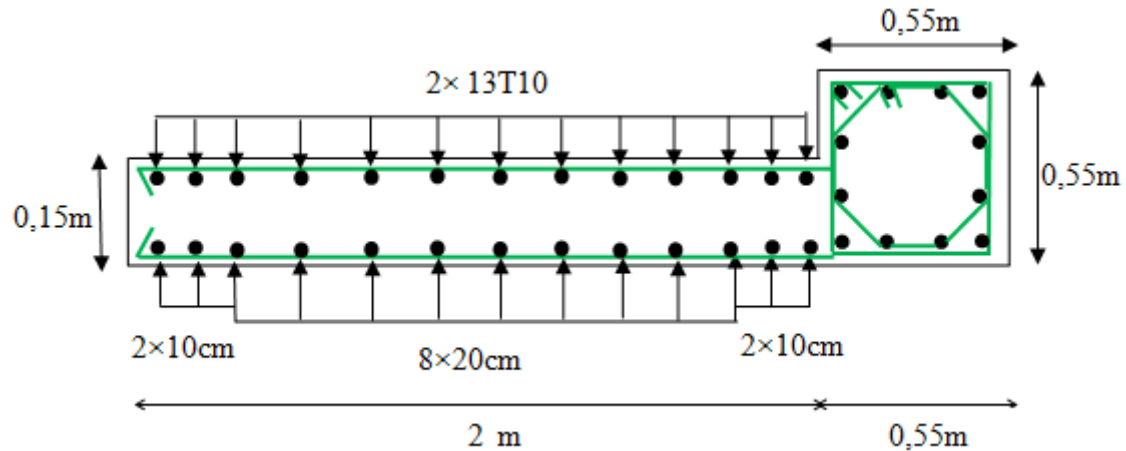


Figure VI.9 : Ferrailage du voile choisi.

VI.4.9 Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé le ferrailage nécessaire des éléments structuraux à l'aide des codes de calcul BAEL et RPA on utilisant le logiciel SAP2000 pour la détermination des efforts internes et la confirmation des résultats trouvés.

Ces résultats nous permettent d'introduire le ferrailage réel de notre structure dans le modèle établi par SAP2000 pour faire une analyse statique non linéaire dans le huitième chapitre.

CHAPITRE VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol sur lequel elles reposent. Elles servent à :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- La bonne répartition des charges.
- Limiter les tassements des sols.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2 Le choix de type de fondation :

Les critères influant le choix d'une fondation sont :

- La qualité du sol.
- Les charges amenées par la construction.
- Le coût d'exécution.
- Les conditions relatives au voisinage du projet (par exemple, structures avoisinantes, réseaux divers).

Pour le choix du type de fondation, on vérifie les fondations en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général).

D'après le rapport fournis par le laboratoire LTPO, le sol est ferme. Avec une contrainte admissible est égale à 2,2 bar.

VII.3 Combinaisons de calcul :

- Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

- Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \end{cases}$$

VII.4 Hypothèse de calcul :

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, ou à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

VII.5 Etudes des semelles isolées :**VII.5.1 Pré dimensionnement :**

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et ($a = b = 55$ cm)

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition

suivante : $\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec :

(N_s) : Effort normal maximal à ELS obtenu par SAP 2000 $\rightarrow N_s = 1304,26$ KN

($a ; b$) : Les dimensions du poteau $\rightarrow (a = b = 55$ cm).

($\bar{\sigma}_{\text{admissible}}$) : Contrainte admissible du sol $\rightarrow \bar{\sigma}_{\text{Admissible}} = 0,22$ MPa

($A ; B$) : Les dimensions de la semelle isolée $\rightarrow (A = B)$ Semelle carrée.

✓ **La dimension de la semelle isolée (A, B) :**

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \rightarrow \frac{1304,26 \times 10^{-3}}{A^2} \leq 0,22 \rightarrow A^2 \geq \frac{1304,26 \times 10^{-3}}{0,22} = 5,92 \rightarrow A \geq 2,43 \text{ m}$$

On adopte une semelle isolée de **(3,5×3,5) m²**

✓ **Vérification de chevauchement entre semelles isolées :**

On adopte la même section pour toutes les semelles.

La surface totale des semelles isolées ne doit pas dépasser la surface totale de bâtiment

$$S_{\text{semelle}} = A \times B \times n = 3,5 \times 3,5 \times 46 = 563,50 \text{ m}^2$$

n: Nombre des poteaux dans la structure.

$$S_{\text{surface totale de la structure}} = 428,90 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} > S_{\text{structure}} \rightarrow \text{C.N.V}$$

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

VII.6 Etudes des semelles filantes :

On choisit une semelle filante située sous un portique le plus sollicité.

VII.6.1 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{\text{admissible}}$$

Avec :

ΣN_i : La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$N_s = 9480,159$ KN (donnée par SAP 2000).

L : La longueur de la file considérée $\rightarrow L = 31,60$ m

B : La largeur de la semelle filante.

$\bar{\sigma}_{admissible}$: Contrainte admissible du sol $\rightarrow \bar{\sigma}_{admissible} = 0,22$ MPa

✓ **La largeur de la semelle filante :**

$$\frac{\sum N_s}{L \times B} \leq \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \frac{11105,734 \times 10^{-3}}{(31,60 \times B)} \leq 0,22 \rightarrow B \geq \frac{11105,734 \times 10^{-3}}{31,60 \times 0,22} \rightarrow B \geq 1,597 \text{ m}$$

On adopte une semelle filante de **(31,60×2,00) m²**

✓ **Vérification de chevauchement entre semelle filante :**

La même largeur ($B = 2,00$ m) pour toutes les semelles filantes de la structure :

$$S_{semelle} = L_{Totale} \times B = 143,60 \times 2 = 287,20 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 428,90 \text{ m}^2$$

Il faut vérifier que : $\frac{S_{(semelle)}}{S_{batiment}} \leq 50\%$

$$\frac{287,20}{428,90} = 66,96\% > 50\% \rightarrow \text{C.N.V}$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, donc on adopte un radier nervuré pour notre structure.

VII.7 Etude du radier nervuré :

VII.7.1 Définition :

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable.

La réalisation d'un radier nécessite une étude béton armé préalable, avec vérification du tassement général de la construction. A l'aide de logiciel (SAP2000 version14), on modélise notre fondation de type radier nervuré.

VII.7.2 Pré dimensionnement :

Le radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

✓ **L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives, elle est égale à $L_{\max} = 4,60$ m.

$$h_n \geq \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h_n = 1,10 \text{ m}$$

Pour la largeur de la nervure, on va la prendre égale à 1 m.

✓ **L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h_d = 0,5 \text{ m}$$

✓ **Calcul débordement (D) :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right) \rightarrow D \geq \max\left(\frac{110}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max(55, 30 \text{ cm}) \rightarrow \text{On adopte: } D = 60 \text{ cm}$$

✓ **Calcul de la surface du radier :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{admissible}}}$$

Avec :

N_s : La charge totale de la structure superstructure à ELS.

$\sigma_{\text{adm}} = 0,22$ MPa

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{admissible}}} \rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{52936,344 \times 10^{-3}}{0,22} \rightarrow S_{\text{radier}} \geq 240,61 \text{ m}^2$$

$$\text{On prend} \rightarrow S_{\text{radier}} = 241 \text{ m}^2$$

VII.7.3 Vérification nécessaire :

VII.7.3.1 Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a une contrainte du sol égale à $\sigma_{\text{sol}} = 2,2$ bar.

Pour que la contrainte du sol soit vérifiée, on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

On utilise le logiciel SAP2000 pour avoir les déplacements Z_{max} et Z_{min} en ELS qui servent à calculés :

$$\sigma_{\text{max}} = K_b \cdot Z_{\text{max}}$$

$$\sigma_{\text{min}} = K_b \cdot Z_{\text{min}}$$

Avec :

K_b : Coefficients de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol (coefficient de la raideur du sol).

$$K_b = \sigma_{\text{admissible}} \times 2 = 2,2 \times 2 = 4,4 \text{ bar}$$

$$Z_{\text{max}} = 0,368 \text{ cm}$$

$$Z_{\text{min}} = 0,149 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{max}} = 4,4 \times 0,367 = 1,614 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{min}} = 4,4 \times 0,132 = 0,580 \text{ bar}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1,614 + 0,580}{4} = 1,355 \text{ bar} < 2,2 \text{ bar} \rightarrow \text{C.V}$$

VII.7.3.2 Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41) on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0.045 \cdot h_n \cdot P_r \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime obtenu par SAP 2000.

$$N_u = 1792,55 \text{ KN}$$

h_n : Hauteur de la nervure ($h_n = 1,10 \text{ m}$)

P_r : Périmètre du centre cisailé.

$$P_r = 4(a + h_n)$$

Où :

a : Largeur de la nervure ($a = 1 \text{ m}$)

$$P_r = 4(1 + 1,10) = 8,4 \text{ m} = 840 \text{ cm}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 1,10 \times 8,4 \times \frac{25}{1,5} = 6930 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc il n'y a pas un risque de poinçonnement.

VII.7.3.3 Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le RPA99/V 2003, pour éviter le risque de renversement, il faut que cette

$$\text{condition soit vérifiée : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

M : Moment de renversement suivant chaque direction.

$$M_i = F_i \cdot h_i$$

N_s : Effort normal total ($N_s_{\text{(superstructure)}} + N_s_{\text{(Radier)}} + N_s_{\text{(Remblai)}}$)

✓ **Poids de la structure :**

C'est l'effort normal de la structure, $N_s = 52936,344$ KN

✓ **Poids du radier :**

$$P_{\text{radier}} = S \times h \times \gamma_{BA}$$

Avec :

S : Section du radier.

H : La hauteur du radier.

γ_{BA} : Poids volumique du BA.

$$P_{\text{radier}} = 241 \times 0,5 \times 25 = 3012,5 \text{ KN}$$

✓ **Poids du remblai :**

$$P_{\text{remblais}} = D \times B \times L \times \gamma_{\text{remblais}}$$

Avec :

D : L'ancrage, il est pris égal à 1,2 m.

B, et L : Les dimensions du radier.

$$P_{\text{remblais}} = 241 \times 1,2 \times 15 = 4338 \text{ KN}$$

✓ **Moment renversant :**- **Sens (x-x) :**

$$M_x = F_{i,x} \cdot h_i = 35610,53 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_x}{4} \rightarrow e = \frac{35610,53}{60286,84} = 0,59 \leq \frac{31,60}{4} = 7,9 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens (y-y) :**

$$M_y = F_{i,y} \cdot h_i = 29933,62 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_y}{N} \leq \frac{B_y}{4} \rightarrow e = \frac{29933,62}{60286,84} = 0,49 \leq \frac{17,20}{4} = 4,3 \rightarrow \text{C.V}$$

VII.7.3.4 Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut vérifier la stabilité du bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous pression,

$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s$$

Avec :

γ_w : Poids volumique de l'eau → $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$

S_r : La surface totale du radier → $S_r = 241 \text{ m}^2$

F_s : Coefficient de sécurité → $F_s = 3$

H : La hauteur d'ancrage du bâtiment → $H = 1,2 \text{ m}$

N_s : Effort normal total ($N_s_{\text{(superstructure)}} + N_s_{\text{(Radier)}} + N_s_{\text{(Remblai)}}$).

$$N_s = 60,28 \text{ MN}$$

$$N_s \geq \gamma_w \times S_r \times H \times F_s = 10 \times 10^{-3} \times 1,2 \times 241 \times 3 = 8,67 \text{ MN}$$

$$N_s = 60,28 \text{ MN} > 8,67 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VII.7.4 Différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 », on a obtenu les résultats suivants :

- Sens x-x :

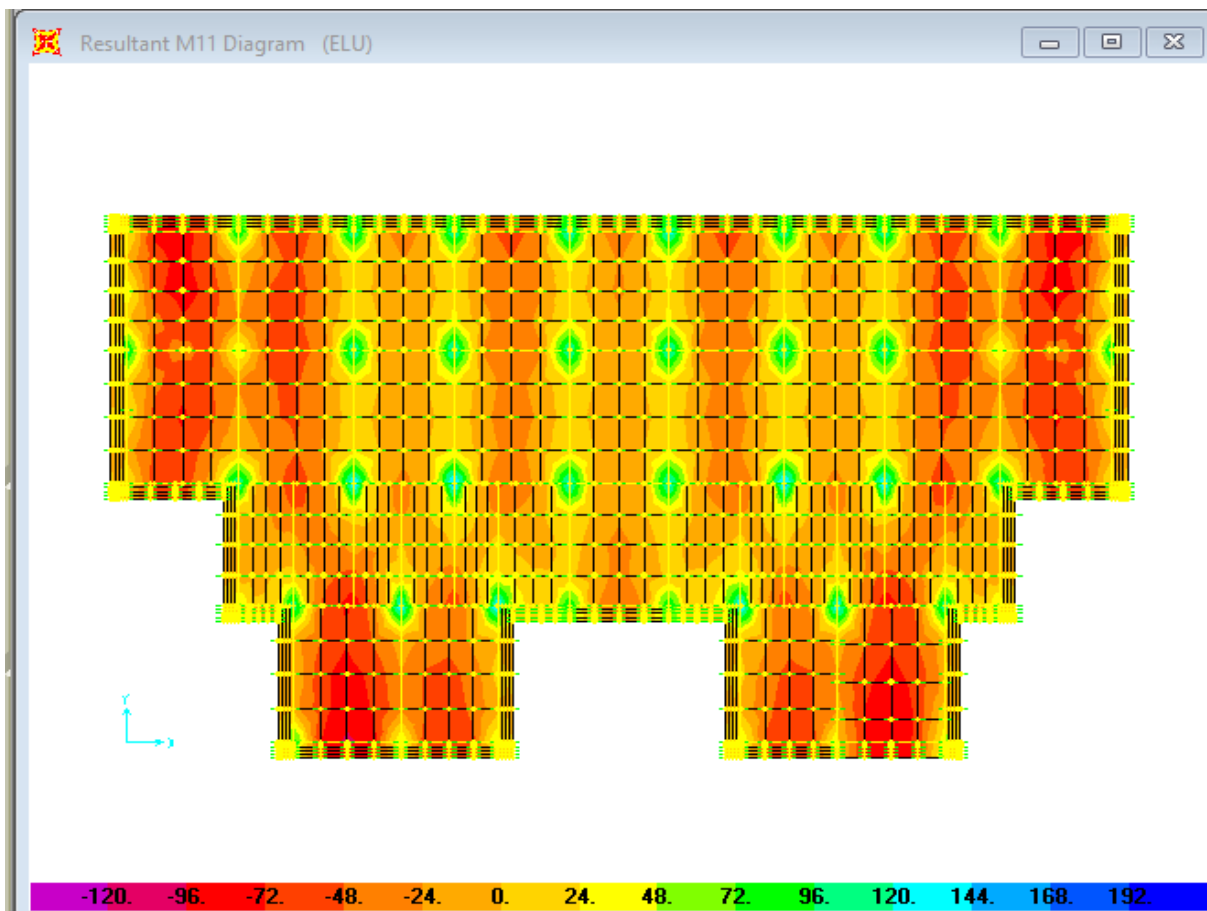


Figure VII.1 : Moment M11 à l'ELU.

- Sens y-y :

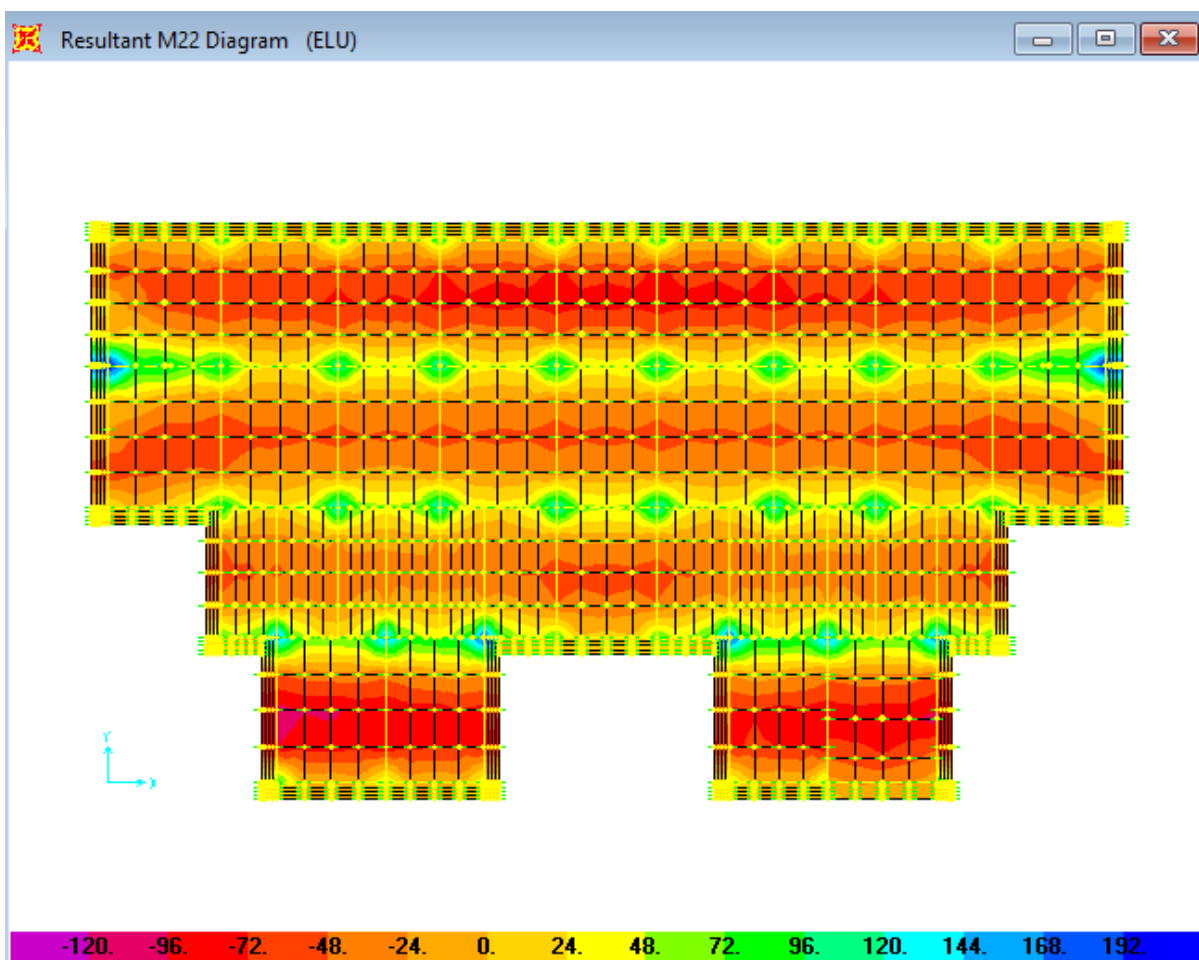


Figure VII.2 : Moment M22 à ELU.

Les différentes sollicitations du radier sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau VII.1 : Sollicitations maximales au niveau des dalles.

Sens	ELU		ELS	
	M _(Travée) (KN.m)/ml	M _(Appui) (KN.m)/ml	M _(Travée) (KN.m)/ml	M _(Appui) (KN.m)/ml
x-x	134,683	212,622	99,051	155,571
y-y	140,471	215,261	103,163	157,969

Tableau VII.2 : Sollicitations maximales au niveau des nervures.

Position	ELU	ELS
	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)
Appui	562,598	439,299
Travée	458,468	363,156

VII.7.5 Calcul du ferrailage :**VII.7.5.1 Ferrailage de la dalle :**

$$\alpha = \frac{L_{\max x}}{L_{\max y}}$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\alpha = \frac{370}{460} = 0,8 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU, pour une bande de 1 ml.

a) Sens x-x :**❖ Calcul du ferrailage en travée :**

Avec : $b = 1,00$ ml ; $h = 0,50$ m ; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45$ m ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ;
 $\sigma_{st} = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa ; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{134,683 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,046$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) \rightarrow Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,058$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,058) = 43,956 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{134,683 \times 10^{-3}}{0,439 \times 348} = \mathbf{8,80 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

❖ Calcul du ferrailage en appui :

Avec : $b = 1,00$ ml ; $h = 0,50$ m ; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45$ m ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_e = 400$ MPa ;
 $\sigma_{st} = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa ; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{212,622 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,074$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) \rightarrow Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,074}) = 0,096$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,096) = 43,272 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{212,622 \times 10^{-3}}{0,432 \times 348} = \mathbf{14,11 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

b) Sens y-y :

❖ **Calcul du ferrailage en travée :**

Avec : $b = 1,00 \text{ ml}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;
 $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{140,471 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,048$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) → Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A_{sc}=0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048}) = 0,061$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,061) = 43,902 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{140,471 \times 10^{-3}}{0,439 \times 348} = \mathbf{9,19 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

❖ **Calcul du ferrailage en appui :**

Avec : $b = 1,00 \text{ ml}$; $h = 0,50 \text{ m}$; $d = 0,9 \times 0,50 = 0,45 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$;
 $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\mu_R = 0,392$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{215,261 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,5)^2 \times 14,17} = 0,075$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392$ (FeE400) → Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, $A_{sc}=0$).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,097$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 45 \times (1 - 0,4 \times 0,097) = 43,254 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{u22}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{215,261 \times 10^{-3}}{0,432 \times 348} = \mathbf{14,30 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \right) = \max \left(\frac{1 \times 0,5}{1000} ; \frac{0,23 \times 1 \times 0,45 \times 2,1}{400} \right)$$

$$A_{st \min} \geq \max (5 ; 5,43) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à $A_{st \min} = \mathbf{5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

-En travée :

Sens x-x : $A_{st} = 8,80 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{C.V}$

Sens y-y : $A_{st} = 9,19 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{C.V}$

- En appui :

Sens x-x : $A_{sa} = 14,11 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{C.V}$

Sens y-y : $A_{sa} = 14,30 \text{ cm}^2/\text{ml} > 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{C.V}$

❖ **Choix d'armature :**

- **En travée :**

Sens x-x : $A_{st} = 9T16 = 18,10\text{cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y : $A_{st} = 9T16 = 18,10\text{ cm}^2/\text{ml}$

- **En appui :**

Sens x-x : $A_{st} = 9T20 = 28,27\text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y : $A_{st} = 9T20 = 28,27\text{ cm}^2/\text{ml}$

VII.7.5.2 Vérification de la dalle à l'ELS :

D'après (C.B.A.93), le radier est soumis à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

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

- $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 201,63\text{ MPa}$

-**Exemple de calcul :** On va prendre comme exemple de calcul, la travée (x-x).

On a :

$b = 1\text{ m} ; h = 0,50\text{ m} ; d = 0,45\text{ m} ; d' = 0,05\text{m} ; M_s (\text{Travée}) = 99,051\text{ KN.m} ; F_e = 400\text{MPa} ;$

$n = 15$ coefficient d'équivalence ; $A_{sc} = 0 ; A_{st} = 8T16 = 18,10\text{ cm}^2$

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 271,5(45 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 1577,413 \rightarrow x = 13,06\text{ cm}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n A_{st} (d - x)^2 \rightarrow I = 351226,44\text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times x}{I} = 3,68\text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,68\text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

❖ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser} (d - x)}{I} = 135,11\text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 135,11\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63\text{ MPa} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Position		Ms (KN.m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	Béton		Aciers	
						σ_{bc} (MPa)	<15 (MPa)	σ_{st} (MPa)	<201,63 (MPa)
X-X	Travée	99,051	18,10	13,06	351226,44	3,68	Vérifiée	135,11	Vérifiée
	Appui	155,571	28,27	15,75	493034,09	5,78	Vérifiée	138,44	Vérifiée
Y-Y	Travée	103,163	18,10	13,06	351226,44	3,83	Vérifiée	140,72	Vérifiée
	Appui	157,969	28,27	15,75	493034,09	5,87	Vérifiée	140,57	Vérifiée

VII.7.5.3 Vérification au cisaillement :

➤ Sens x-x :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1035,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 2,30 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

➤ Sens y-y :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{646,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,50} = 1,437 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

VII.7.5.4 Calcul de l'espacement :

D'après le (BAEL91) :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq \min(40,5 ; 40) \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de : **St = 15 cm**

VII.7.5.5 Les armatures transversales :

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

$$\phi_{\min} \leq \min(1,42 ; 1,6 ; 10)$$

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

VII.7.5.6 Calcul ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple, à l'ELU avec une section (100×80) cm².

Avec : b = 1,00 ml ; h = 1,10 m ; (d = 0,9 × 1,10 = 0,99 m) ; f_{c28} = 25 MPa ;

Fe = 400 MPa ; σ_{st} = 348 MPa ; f_{bc} = 14,17 MPa ; μ_R = 0,392.

❖ Calcul du ferrailage en travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{458,468 \times 10^{-3}}{1 \times (0,99)^2 \times 14,17} = 0,033$$

μ_u < μ_R = 0,392 (FeE400) → Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, A_{sc} = 0).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,033}) = 0,041$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 99 \times (1 - 0,4 \times 0,041) = 97,376 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{458,398 \times 10^{-3}}{0,97376 \times 348} = 13,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Calcul du ferrailage en appui :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{562,598 \times 10^{-3}}{1 \times (0,99)^2 \times 14,17} = 0,040$$

μ_u < μ_R = 0,392 (FeE400) → Section a simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, A_{sc} = 0).

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) \rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,040}) = 0,051$$

$$z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 99 \times (1 - 0,4 \times 0,051) = 96,980 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{562,598 \times 10^{-3}}{0,9680 \times 348} = 16,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right) = \max\left(\frac{1 \times 1,1}{1000} ; \frac{0,23 \times 1 \times 0,99 \times 2,1}{400}\right)$$

$$A_{st \min} \geq \max(11 ; 11,95) \text{ cm}^2$$

Donc la section minimum égale à A_{st min} = 11,95 cm²/ml

-En travée :

$$A_{st} = 13,52 \text{ cm}^2/\text{ml} > 11,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{C.V}$$

-En appui :

$$A_{sa} = 16,70 \text{ cm}^2/\text{ml} > 11,95 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{C.V}$$

❖ Choix d'armature :

- Travée : A_{st} = 10T16 = 20,11 cm²/ml

- Appui : A_{st} = 6T20+6T16 = 30,91 cm²/ml

VII.7.5.7 Vérification de la dalle à l'ELS :

D'après (C.B.A.93), La nervure est soumise à des fissurations préjudiciables et par conséquent on vérifie les contraintes dans le béton et dans les aciers.

- $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

-Exemple de calcul : On va prendre comme exemple de calcul, la travée de la nervure.

On a :

b = 1 m ; h = 1,10 m ; d = 0,99 m ; d' = 0,11 m ; Ms (Travée) = 0,3631 MN.m ; Fe = 400MPa ; n=15 coefficient d'équivalence ; (Asc = 0) ; Ast = 10T16 = 20,11 cm²/ml

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{bx^2}{2} - n \times Ast \times (d - x) = 0$$

$$50 x^2 - 301,65 (99 - x) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 2462,45 \rightarrow x = 21,60 \text{ cm}$$

❖ **Détermination de moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bx^3}{3} + n Ast (d - x)^2 \rightarrow I = 2143035,954 \text{ cm}^4$$

❖ **Calcul des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} = \frac{Mser \times x}{I} = 3,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{Mser (d-x)}{I} = 196,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 196,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

					Béton		Aciers	
Position	Ms (KN.m)	Ast (cm ²)	Xs (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	<15 (MPa)	σ_{st} (MPa)	<201,63 (MPa)
Travée	363,156	20,11	21,60	2143035,954	3,65	Vérifiée	196,71	Vérifiée
Appui	439,299	30,91	26,01	3056656,894	3,73	Vérifiée	157,24	Vérifiée

VII.7.5.8 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

Puisque la fissuration est préjudiciable, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{448,249 \times 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 1,10} = 0,45 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

VII.7.5.9 Calcul de l'espacement :

Selon RPA 99/V2003 :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{min} ; 30 \text{ cm}\right) \dots \dots \dots \text{En zone nodale} \\ S'_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Avec : ϕ_{min} le diamètre le plus petit de ferrailage longitudinal.

$$S_t \leq \min\left(\frac{80}{4} ; 12 \times 1,6 ; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow S_t \leq 19,2 \text{ cm}$$

$$S'_t \leq \frac{80}{2} \rightarrow S'_t \leq 80 \text{ cm}$$

On adopte un espacement :

$$\begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \\ S'_t = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

VII.7.5.10 Ferrailage transversal :

$$\phi_{min} \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{l \text{ min}} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{min} \leq \min(2,28 ; 1,6 ; 10)$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau récapitulatif ci-dessous :

Tableau VII.5 : Ferrailage de la nervure et de la dalle.

			Ferrailage calculé (cm ² /ml)	Ferrailage min (cm ² /ml)	Ferrailage choisi
Dalle	Travée	x-x	8,80	5,43	9T16
		y-y	9,19		9T16
	Appui	x-x	14,11	5,43	9T20
		y-y	14,30		9T20
Nervure	Travée		13,52	11,95	10T16
	Appui		16,70	11,95	6T20+6T16

VII.7.6 Schéma de ferrailage du radier :

Le schéma du ferrailage de la nervure ainsi que la dalle, sont illustrés sur ces deux figures :

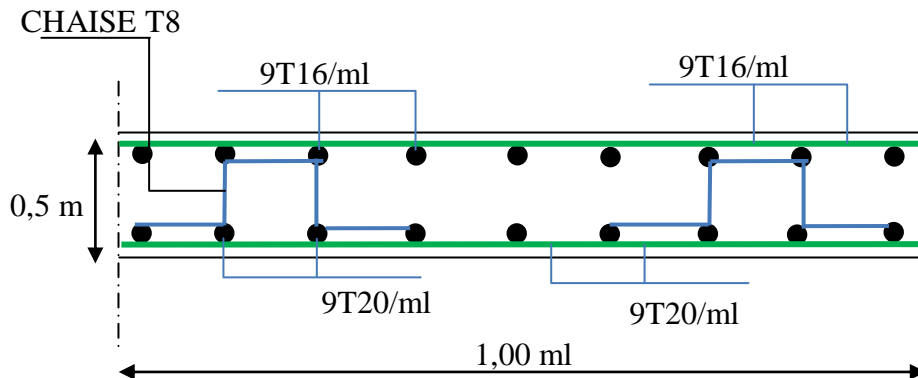


Figure VII.3 : Ferrailage de la dalle du radier suivant les deux sens (x ; y)

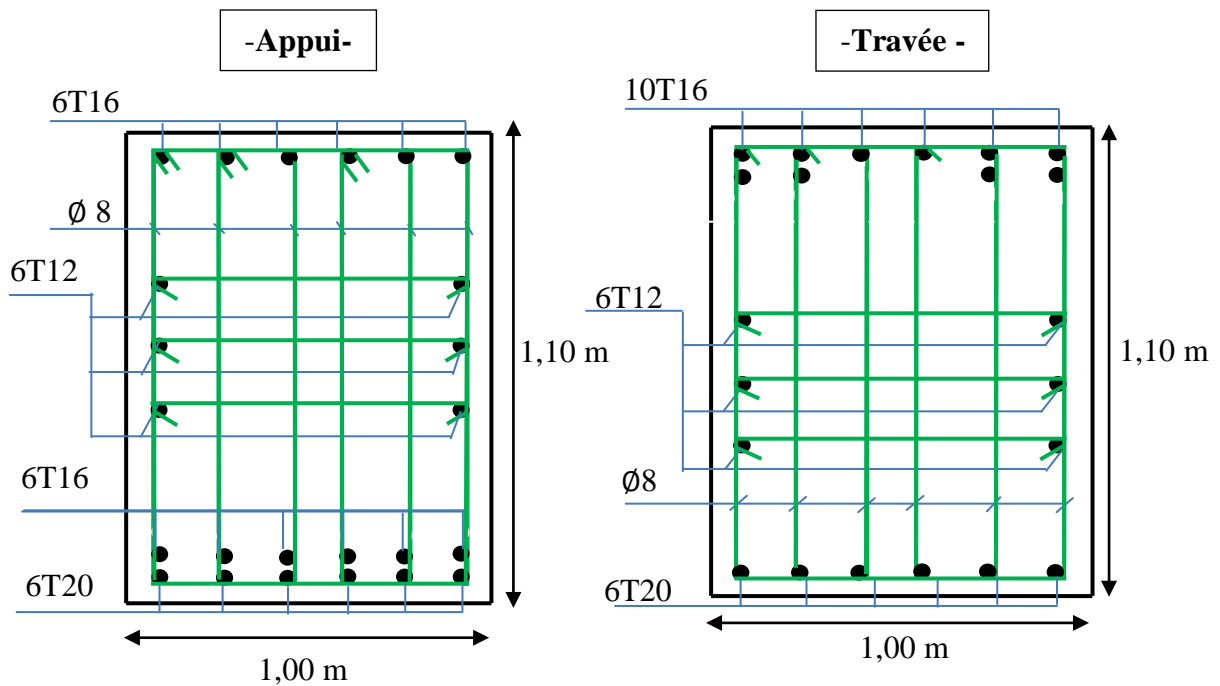


Figure VII.4 : Ferrailage des nervures.

VII.8 Conclusion :

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles). Pour notre structure, puisque la hauteur est importante et elle est réalisée par des voiles et pour éviter le chevauchement des semelles filantes le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat.

CHAPITRE VIII : Analyse statique

non linéaire

VIII.1 Introduction :

Durant ces dernières années, plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ces taux de dégâts ont encouragé les chercheurs dans le domaine de génie parasismique à chercher des solutions afin de réduire les conséquences de ce risque sismique, c'est pour cela plusieurs travaux ont été réalisés dans cet axe afin de comprendre réellement comment un séisme affecte une structure.

L'étude des bâtiments dans le domaine non linéaire est une façon efficace pour estimer sa performance, et son utilisation permet de mieux comprendre le comportement des structures face aux tremblements de terre.

Pour évaluer la performance sismique d'un bâtiment en béton armé, on doit faire une modélisation du comportement non linéaire de ce dernier par la méthode **pushover**, en traçant les courbes de capacité qui constituent une donnée fondamentale dans la détermination du degré d'endommagement face à un séisme.

VIII.2 Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) :

VIII.2.1 Définition :

Analyse pushover ou « **PUSHOVER ANALYSIS** », est une procédure statique non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (voire figure VIII.1) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure [2].

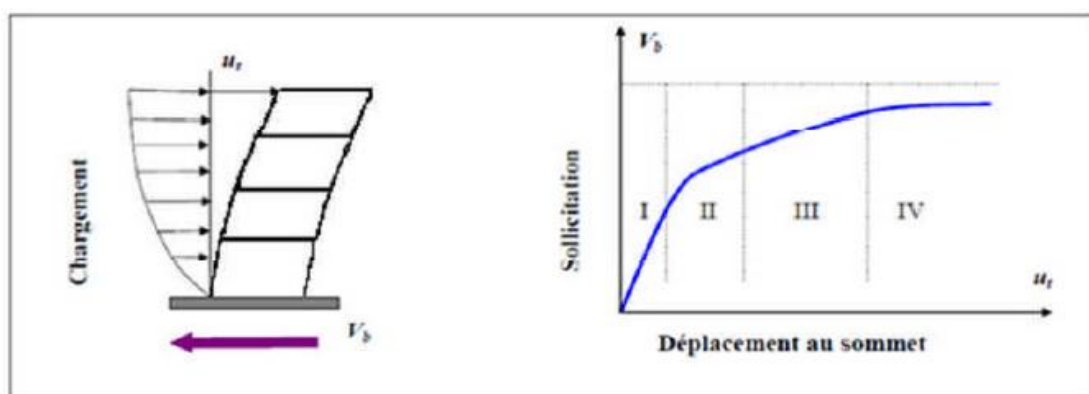


Figure VIII.1 : Signification physique de la courbe de capacité [2].

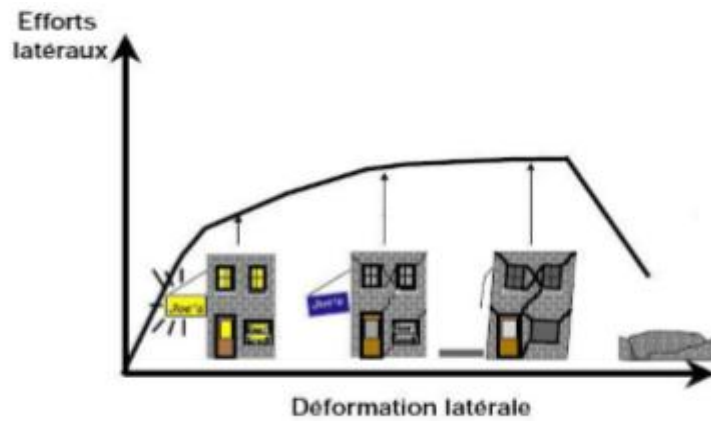


Figure VIII.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité [3].

D'après cette courbe ; on constate que notre structure passe par quatre niveaux :

- **Niveau I :** correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un état de non endommagement.
- **Niveau II :** correspond à un niveau de dommage contrôlé, la stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- **Niveau III :** représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.
- **Niveau IV :** effondrement totale de la structure.

VIII.2.2 But de l'analyse pushover :

Le but de l'analyse pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- ✓ Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie.
- ✓ Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
- ✓ Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- ✓ Identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

VIII.2.3 Hypothèse d'élaboration de l'analyse « PUSHOVER » :

L'analyse pushover se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante durant la durée du séisme, l'expérience a montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure [4].

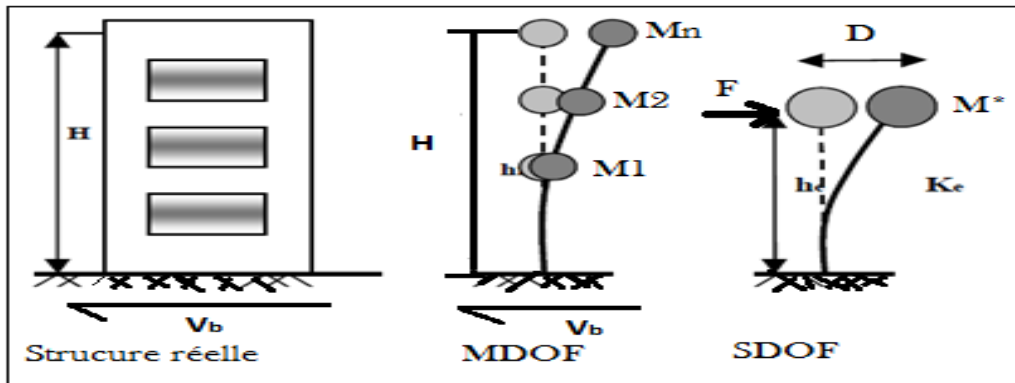


Figure VIII.3 : Le système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [4].

VIII.2.4 Principe de la méthode :

Le principe consiste à superposer dans un diagramme unique, en Accélération - Déplacement, le spectre de dimensionnement et la courbe de capacité de la structure afin de dégager le « point de fonctionnement ou de performance » de celle-ci.

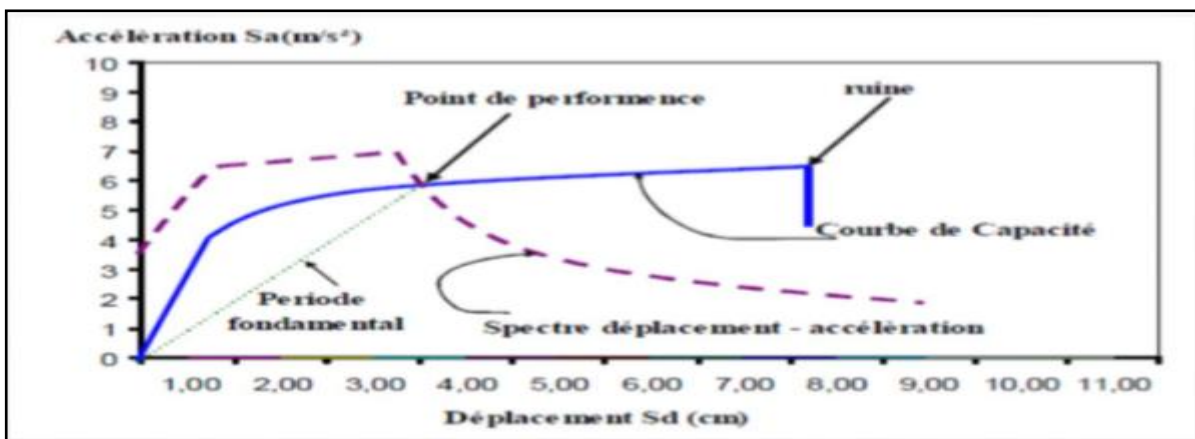


Figure VIII.4 : Courbe de capacité spectrale (ATC 40) [5].

VIII.2.5 Analyse pushover avec SAP 2000 :

Pour faire l'analyse pushover, nous utilisons le logiciel "SAP2000", la courbe de capacité de la structure (V base-D sommet) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- Etape 2 : Vérification et ferrailage de la structure.
- Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments.

- Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).
- Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité [6].

VIII.2.6 Les différents guides de l'analyse pushover :

Il existe différents guides traitant cette méthode :

- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency).
- FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings".
- FEMA 356, 2000 "Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation, of Buildings" [7].
- ATC 40 (Applied Technology Council). "California seismic safety commission".
- ATC 40, 1996 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings" [8].
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, "calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1: Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments" [9].

VIII.2.7 Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement maximal de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase plastique non-linéaire qui commence au début de la formation des rotules plastiques et s'arrête à la chute de l'effort tranchant indiquant la rupture [4].

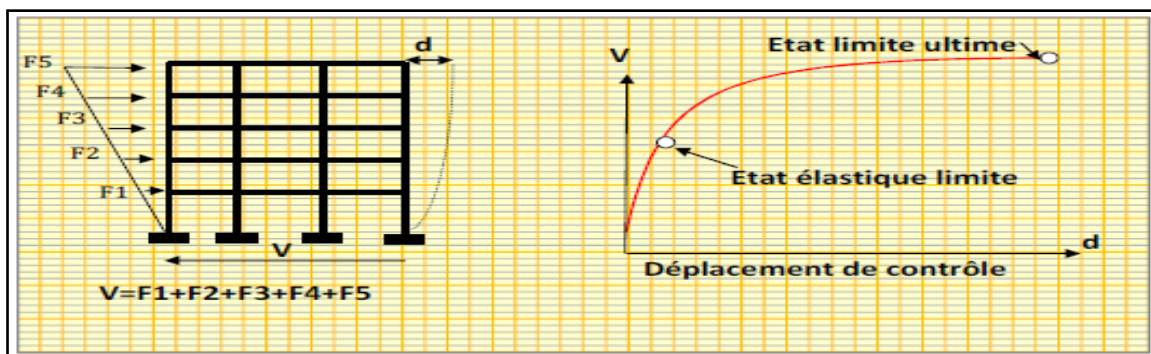


Figure VIII.5 : Courbe de capacité [4].

Cette courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à seul degré de liberté à son déplacement par l'intermédiaire des équations suivantes :

$$V = S_a \cdot M$$

$$D = S_d \cdot \Gamma$$

$$M = \Gamma \cdot m^*$$

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_i$$

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_i}$$

S_a : Accélération spectrale système 1DDL.

M : Masse totale de la structure.

S_d : Déplacement spectrale système 1DDL.

Γ : Facteur de participation modale du mode fondamental.

Φ : Amplitude du mode fondamental (1^{er} mode) au niveau au sommet de la structure.

m_i : Masse par étage de la structure.

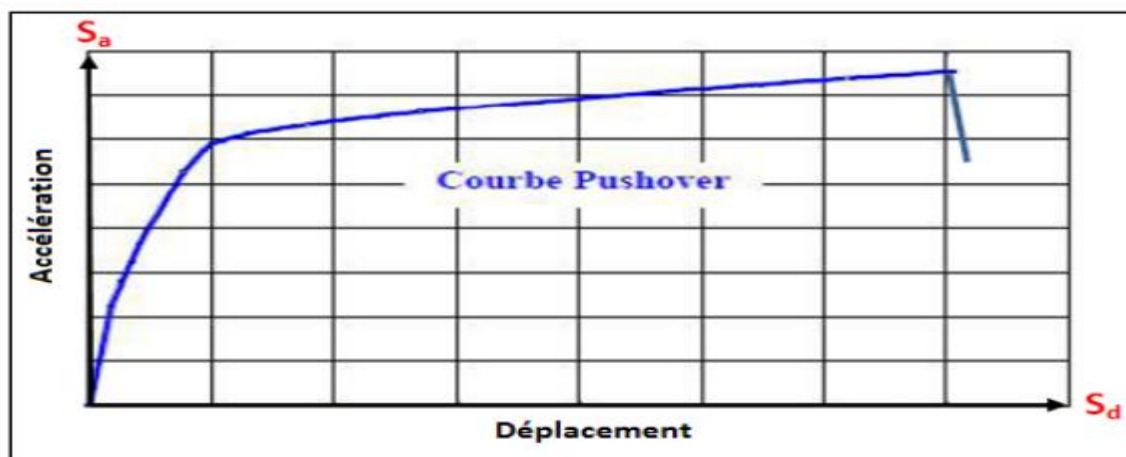


Figure VIII.6 : Courbe de capacité (S_a - S_d).

VIII.2.8 Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacement :

On peut construire une représentation équivalente ou format ADRS (Accélération_ Déplacement Réponse Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan S_a - T_n , par les transformations des périodes en déplacements spectrales en utilisant la formule suivante:

$$S_{ae} = \omega^2 \cdot S_{de} \implies S_{de} = (T^2 / (4\pi^2)) \cdot S_{ae}$$

Où S_{ae} et S_{de} représentent simultanément les accélérations et les déplacements spectraux élastiques correspondants aux périodes T .

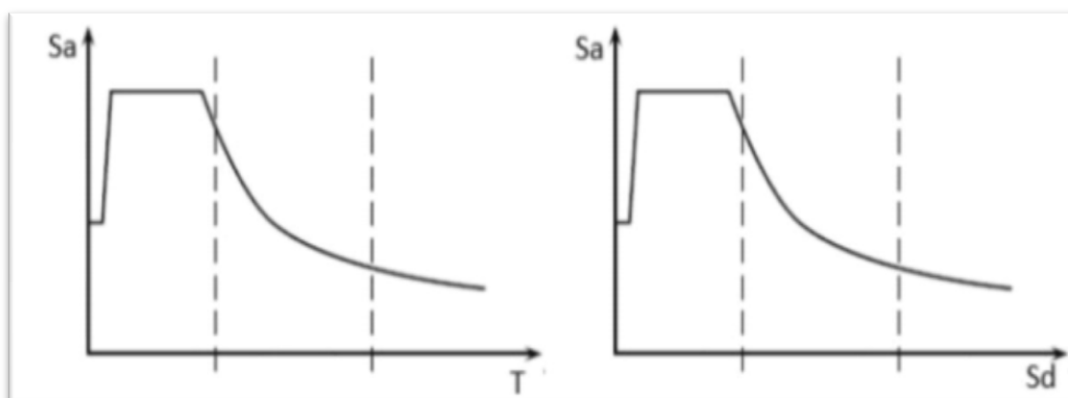


Figure VIII.7 : Transformation ADRS du spectre de réponse [9].

VIII.2.9 Détermination du spectre inélastique (spectre réduit par approche en ductilité):

Le spectre de réponse inélastique ($S_a - S_d$) est obtenu à partir du spectre de réponse élastique en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \cdot \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \frac{\mu \cdot T^2}{4\pi^2} S_a$$

Avec :

μ : La ductilité, définie comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement élastique.

R_μ : Le facteur de ductilité.

VIII.2.10 Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de la comparer à la charge d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise généralement des courbes "Spectre d'accélération S_a - Spectre de déplacement S_d ", les axes de la courbe de capacité doivent être transformés pour la représenter dans le même repère avec le spectre.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8, par exemple, permet de trouver un point de performance basé sur la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, en revanche, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas, il existe ce qu'on appelle un " point de performance " qui permet de prendre en compte plusieurs aspects de la réponse de la structure au séisme. En principe, ce point devrait correspondre au déplacement maximal qui serait obtenu par la méthode dynamique non linéaire temporelle.

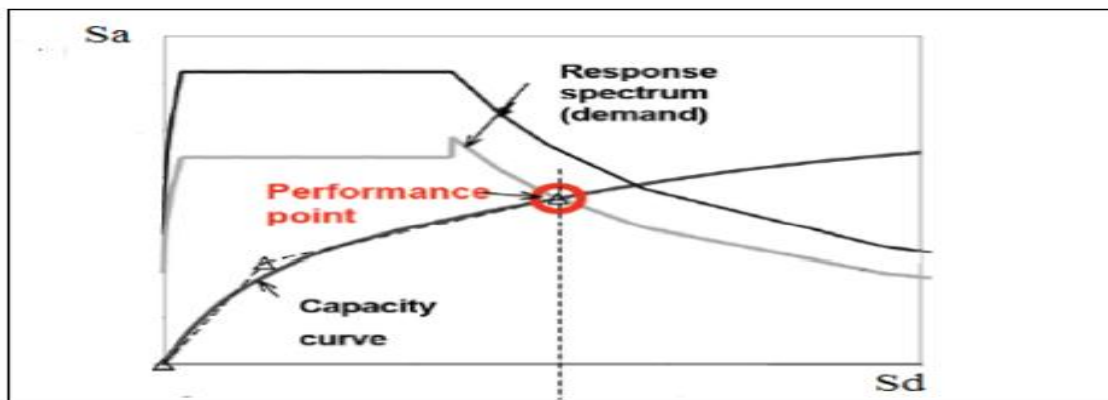


Figure VIII.8 : Point de performance.

VIII.2.11 Rotule plastique :

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,..) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément [10].

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de push over. Pour définir les propriétés du joint à rotule par le concepteur, la procédure se fera par la détermination de la courbe moment – courbure.

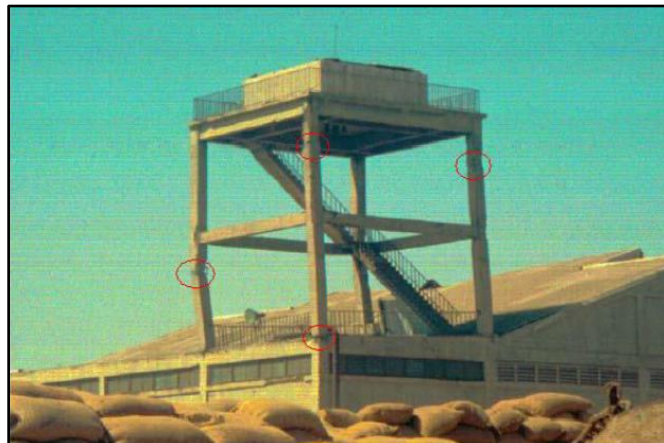


Figure VIII.9 : Endommagement d'un portique deux étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001 [11].

VIII.2.12 Niveaux de dommages :

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure VIII.10.

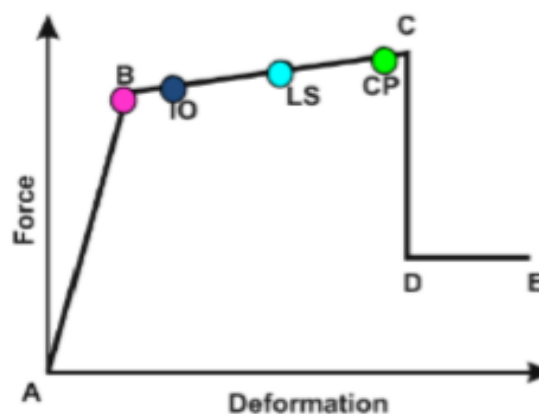


Figure VIII.10 : Courbe de déformation plastique.

- Le point (A) représente l'origine.
- Le point (B) l'initiation de la plastification (formation de la rotule plastique).
- Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse pushover.
- Le point (D) représente la résistance résiduelle pour l'analyse pushover.
- Le point (E) représente la rupture totale des éléments.

Selon le règlement FEMA 365, il y a trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section :

- **Le niveau IO (Immediate Occupancy) :**

Les dommages sont relativement limités, la section conserve une grande partie de sa raideur initiale.

- **Le niveau LS (Life Safety) :**

La section a subi des dommages importants qui pourraient entraîner des pertes importantes.

- **Le niveau CP (Collapse Prevention) :**

La section a subi d'importantes déformations post-élastiques, au-delà de ce niveau, la section est susceptible de se rompre.

VIII.2.13 Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité :

Afin de pouvoir exploiter une courbe PUSHOVER qui a un caractère non-linéaire, plusieurs codes (FEMA 356 – EC8 – ATC 40 -...) recommandent une idéalisation de la courbe force – déplacement. Cette idéalisation consiste à transformer la courbe de capacité qui est en général caractérisée par sa forme non-linéaire en une courbe bilinéaire pour pouvoir distinguer la phase élastique de la phase plastique, donc pouvoir calculer la ductilité. Dans notre travail on a décidé de faire la bi-linéarisation de la courbe PUSHOVER suivant les recommandations du FEMA 356 [12].

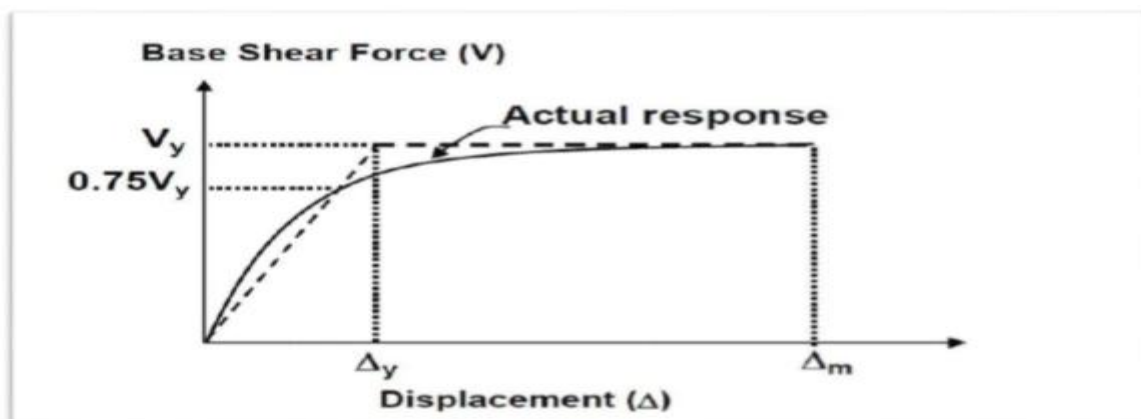


Figure VIII.11 : Idéalisation selon Pauly & Priestley.

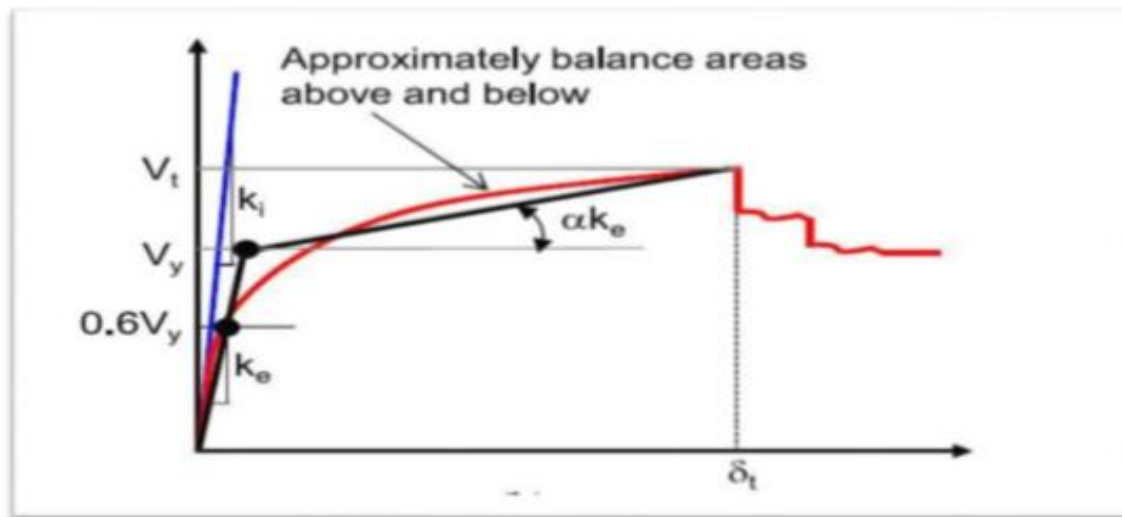


Figure VIII.12 : Idéalisation selon le FEMA - 356.

Recommande que la relation force – déplacement doit être bilinéaire, avec une pente initiale élastique (K_e) et une pente post-élastique (α). Les segments de ligne de la courbe idéalisée doivent être fixés après un calcul graphique itératif de façon à ce que les surfaces au-dessus et au-dessous de la courbe réelle soient approximativement égales.

La rigidité latérale effective K_e doit être prise comme la rigidité sécante calculée à 60% de l'effort élastique effectif (V_y).

VIII.3 Application de l'analyse de « pushover » sur notre structure :

VIII.3.1 Détermination de la courbe de capacité :

VIII.3.1.1 Définition du comportement non linéaire des éléments porteurs :

En utilisant le ferrailage des éléments poteaux poutres calculé dans le chapitre VI, leur comportement non linéaire a été déterminé pour les différents éléments et affecté au modèle de la structure établie. Ce dernier se traduit par l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

On a pris comme exemple d'application le poteau du 2^{ème} étage de dimension $(50*50) \text{ cm}^2$, d'où on a introduit les caractéristiques matérielles ainsi que les lois de comportement pour l'acier, et béton confiné par logiciel USC_RC.

La figure ci-dessous présente l'interface de ce code et les données relatives au poteau étudié.

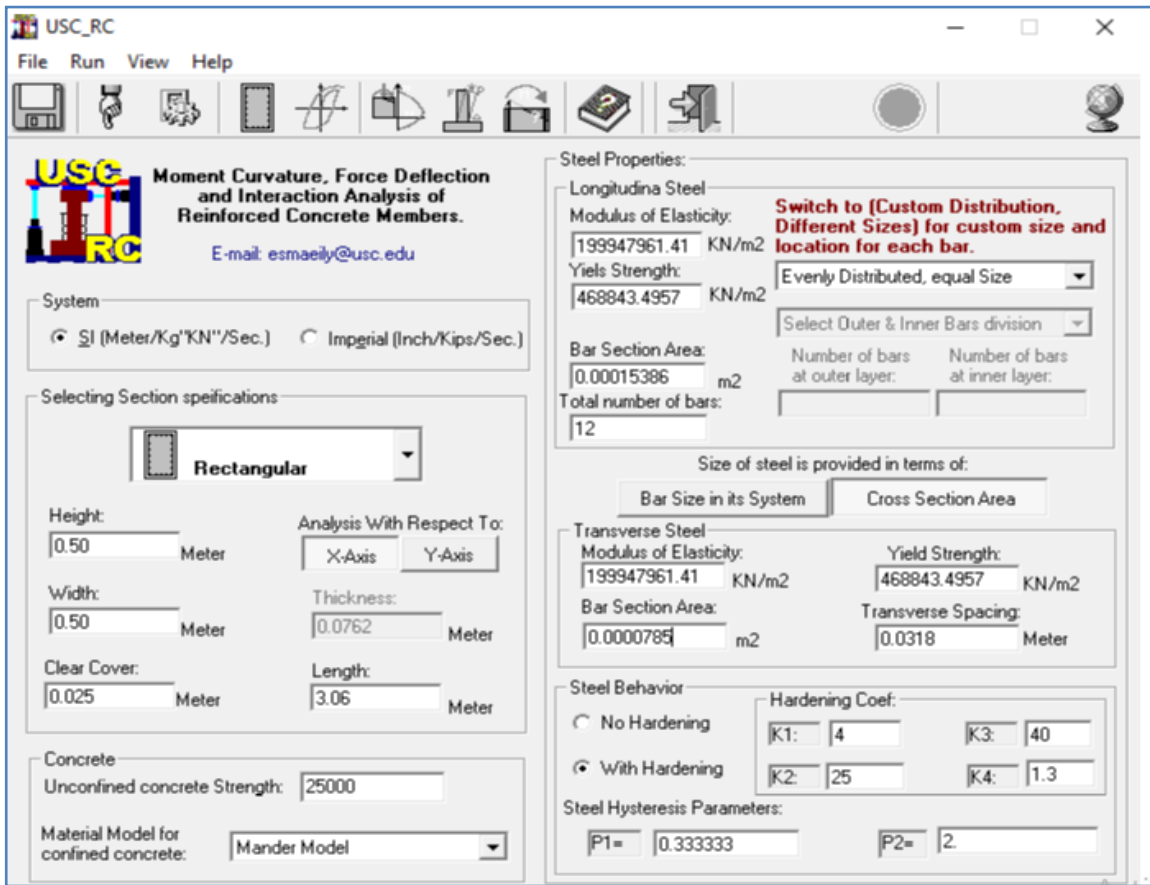


Figure VIII.13 : Fenêtre principale de USC_RC.

Une fois les données validées, on obtient la valeur du moment de courbure de l’acier et béton dans les deux états (plastiques, élastiques), la figure ci-dessous illustre bien le résultat.

Pour établir cette courbe, le modèle de contrainte-déformation de Mander pour le béton confiné et le modèle de USC-RC de l’acier pour le ferrailage ont été employés pour l’analyse.

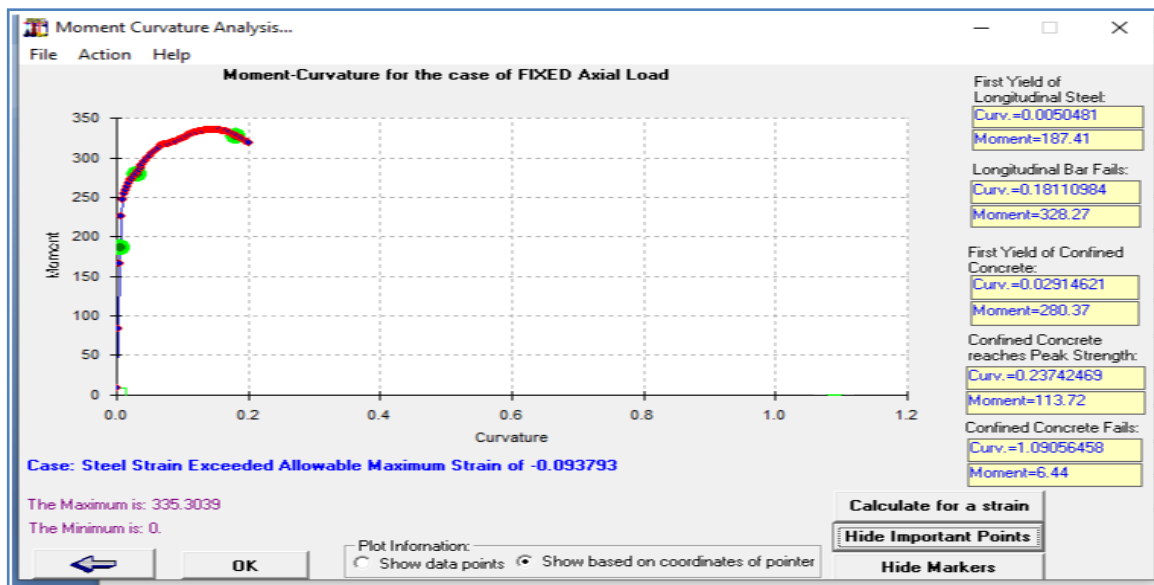


Figure VIII.14 : Courbe moment- courbure.

Pour les poteaux, on a introduit des rotules de type " P-M₂ -M₃" en suivant le chemin présenté ci-dessous :

Define / section propriete / hinge propriétés / add new propriétés / concrète / OK / Interac Ting P-M₂-M₃ / Modifier show rotation curve data.

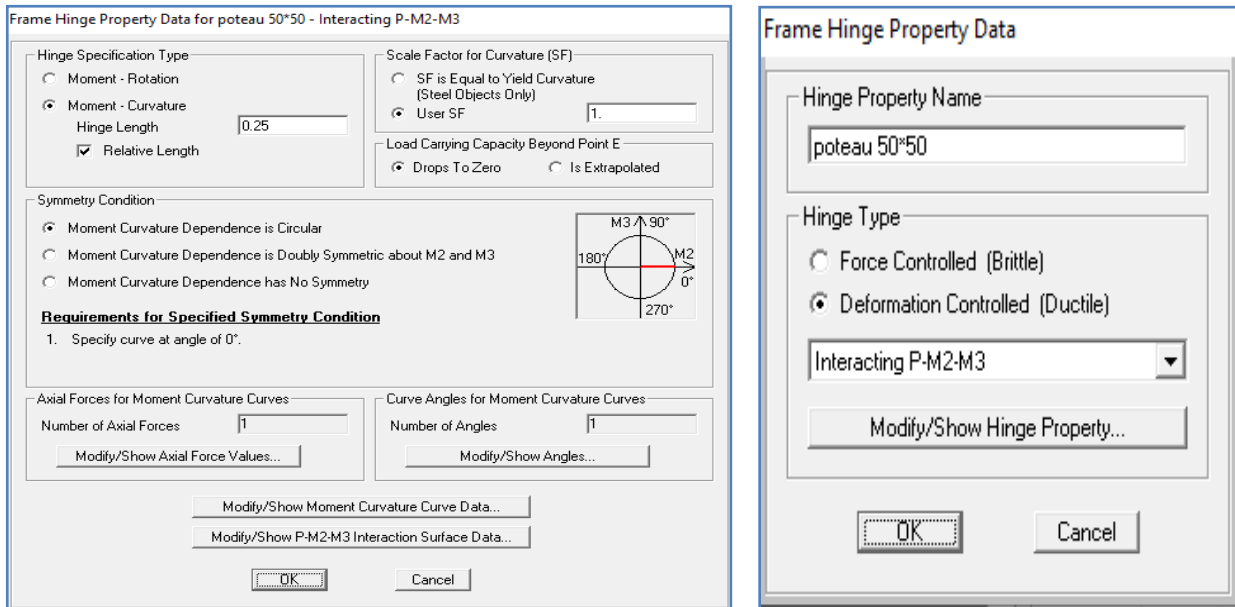


Figure VIII.15: Affectation des rotules plastiques au poteau choisi.

Dans la fenêtre qui apparait (Figure VIII.16), pour chaque type de rotule choisi "Hinge Property", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

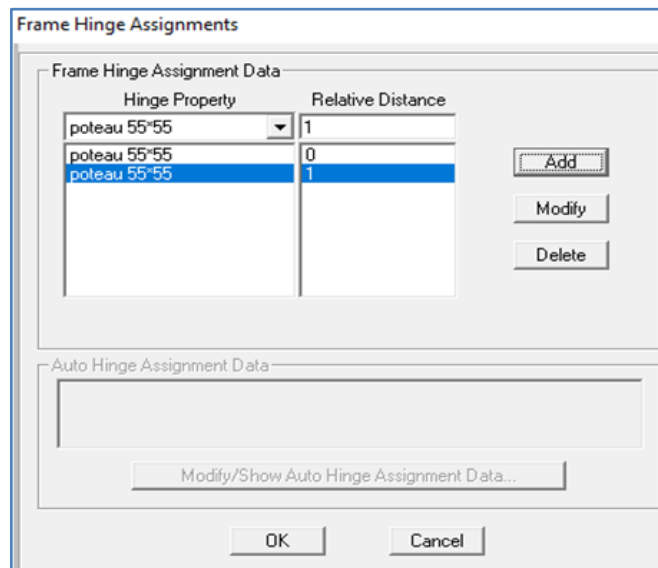


Figure VIII.16: Introduction des rotules plastiques des poteaux.

Les niveaux de dommage qui contrôlent la loi de comportement des rotules plastiques, définis précédemment sont illustrés par la figure VIII.17.

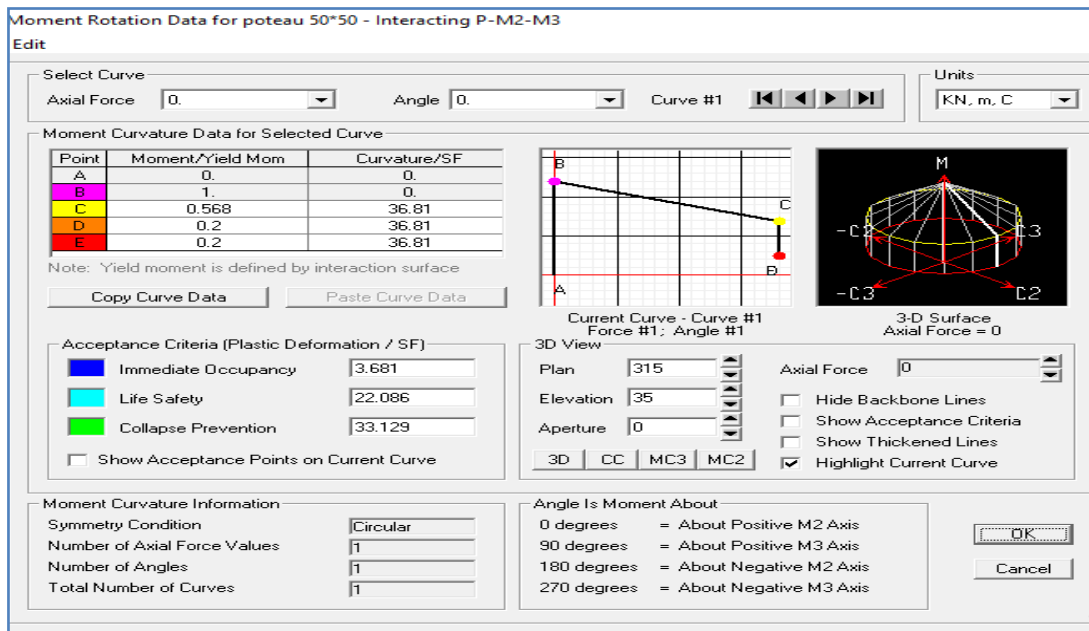


Figure VIII.17: Loi de comportement des rotules couplées de type P-M2-M3.

Concernant les poutres, les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales de ces dernière à condition de les sélectionner et choisir le même chemin que les poteaux : Assign> Frame >Hinges. Egalement, on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poutre (figure III. 18).

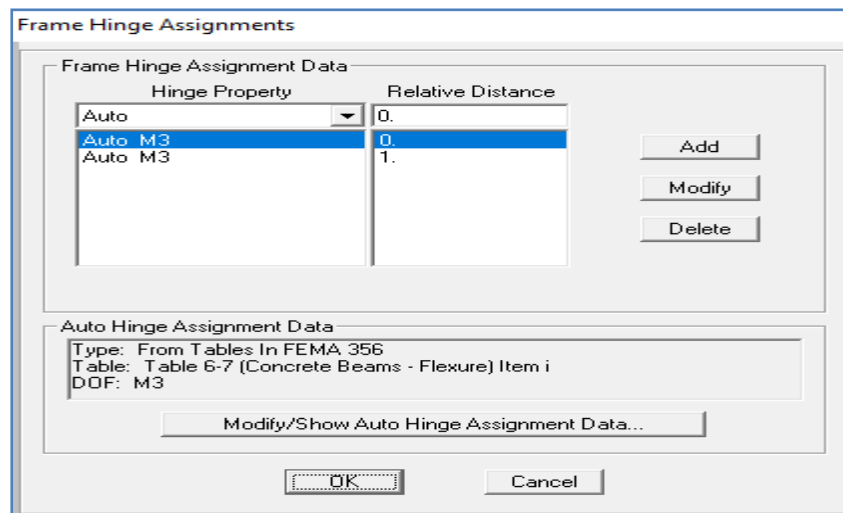


Figure VIII.18: Introduction des rotules plastiques des poutres.

VIII.3.2 Définition du comportement non linéaire des voiles :

Le SAP 2000 permet d'introduire les rotules plastiques seulement aux éléments frames. Pour les éléments de type Shell il fournit un élément non-linéaire de type (Shell – Layered /

Non-linéaire) qui permet de modéliser le comportement non-linéaire. Les étapes de modélisation sont les suivantes :

1. Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire) (figure VIII.19).
2. Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage de voile calculé dans le chapitre précédent (Figure VIII.20).
3. Définir les différentes couches avec leurs matériaux et comportement (Figure VIII.21).

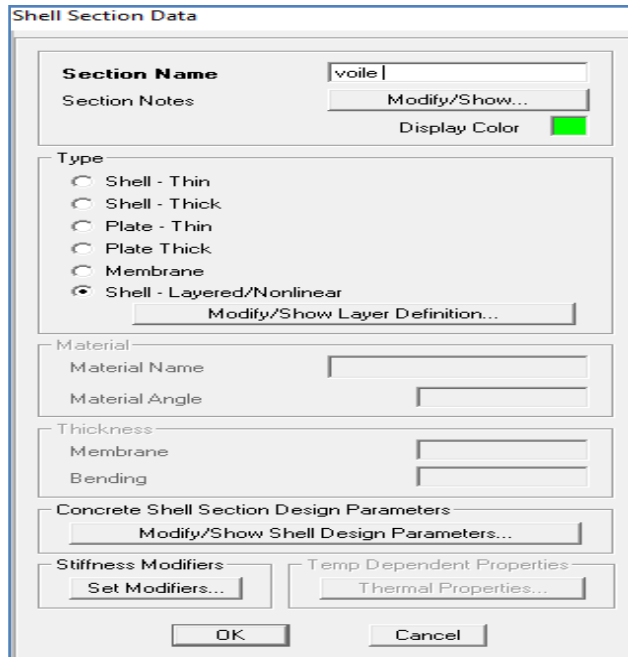


Figure VIII.19: Introduction les non linéarité des voiles.

Par la suite cliquer sur Modify/Show Layer Définition ==> Quick start

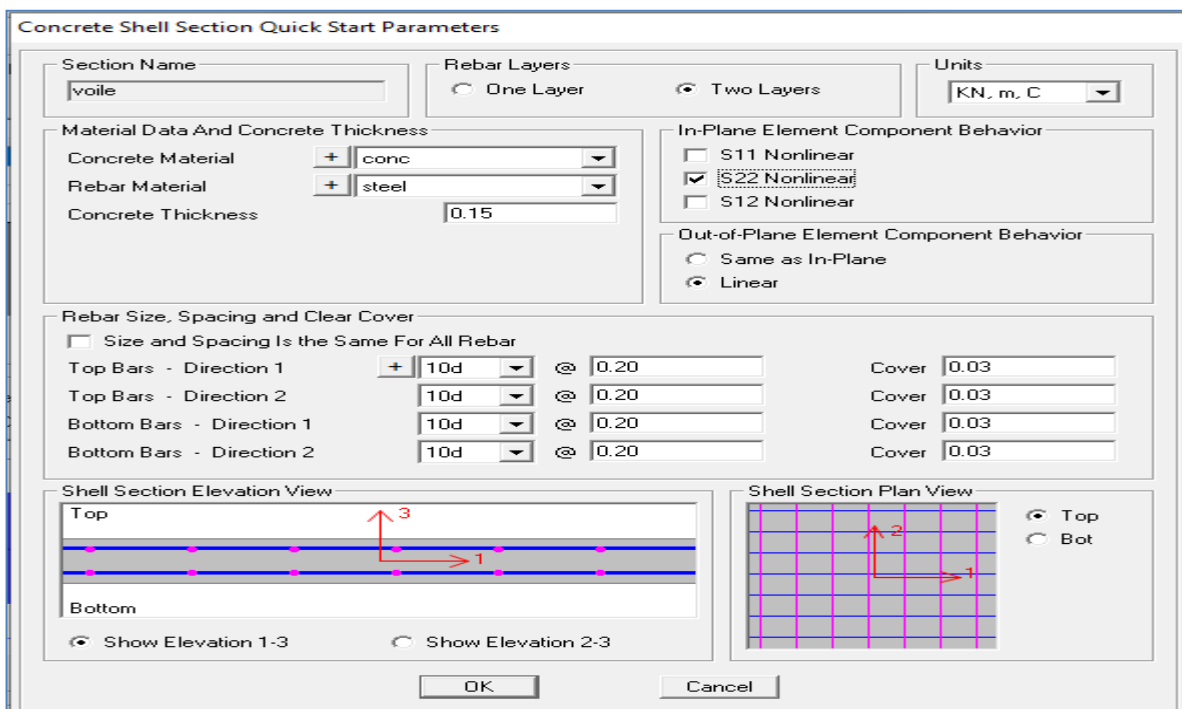


Figure VIII.20: Introduction les donnés des voiles.

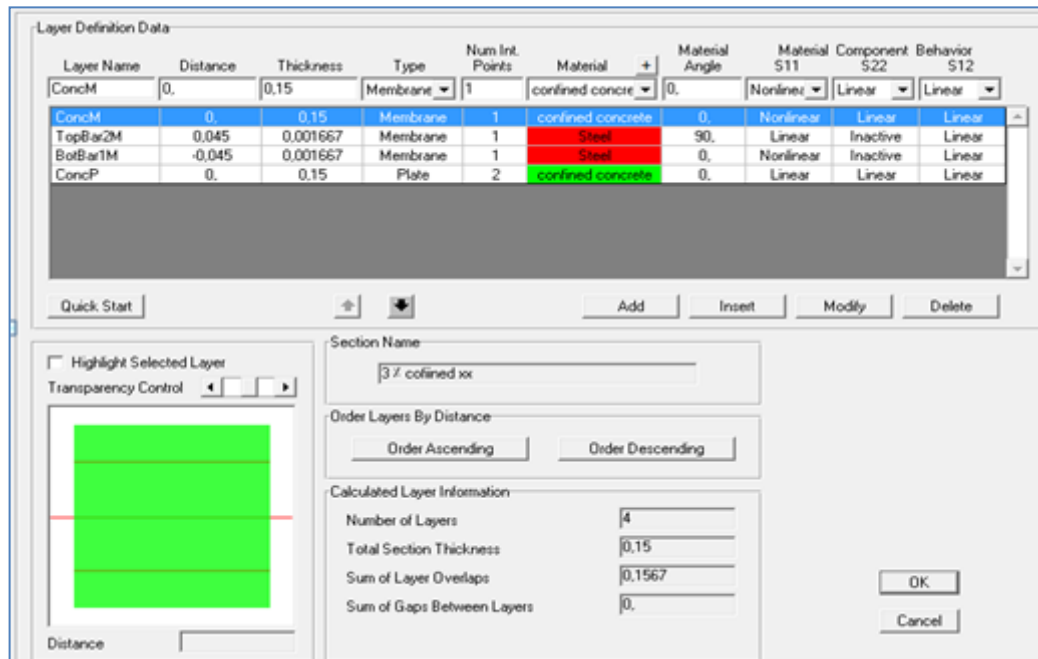


Figure VIII.21: Introduction les donnés des voiles.

VIII.3.3 Définition du chargement de l’analyse pushover :

Après la définition du comportement non-linéaire et l’introduction des rotules plastiques aux niveaux des éléments, on passe à la définition du chargement de l’analyse pushover.

Pour notre étude, on adoptera une analyse en mode "Déplacement contrôlé" c'est-à-dire que la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

a) Définition de l’analyse sous charges gravitaires :

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est :

Define > Load Cases > Dead (Modify/Show Load Case) > Static Nonlinear.

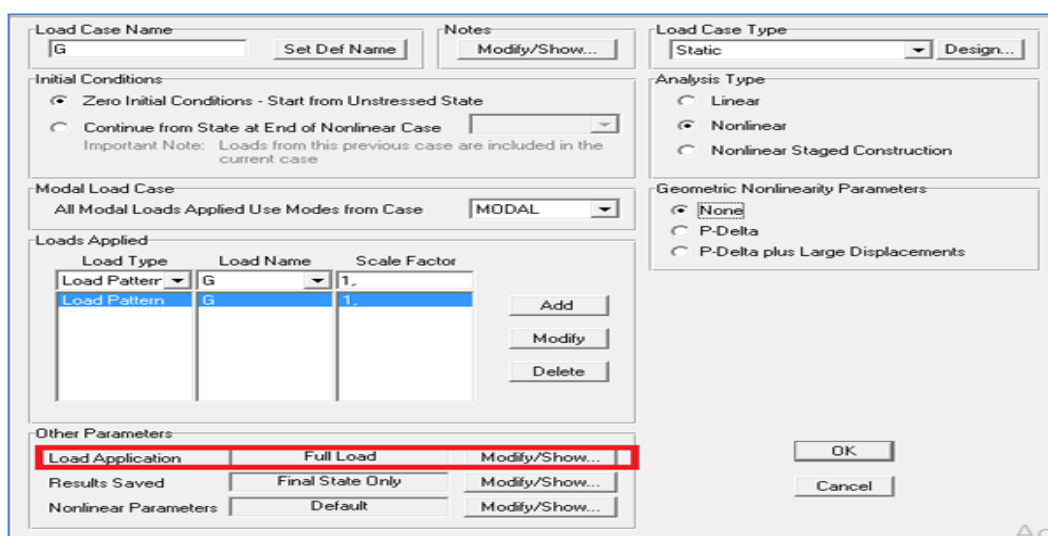


Figure VIII.22: Définition du chargement de l’analyse pushover sous charges gravitaires.

b) Définition de l'analyse sous charges horizontales :

La prochaine étape consiste à définir l'analyse pushover sous charges horizontales dans les deux sens XX et YY. Dans cette partie, nous allons présenter l'exemple du sens XX. Le chemin emprunté est le suivant :

Define > Load Cases > Add New Load Case > PUSH XX (Static Nonlinear).

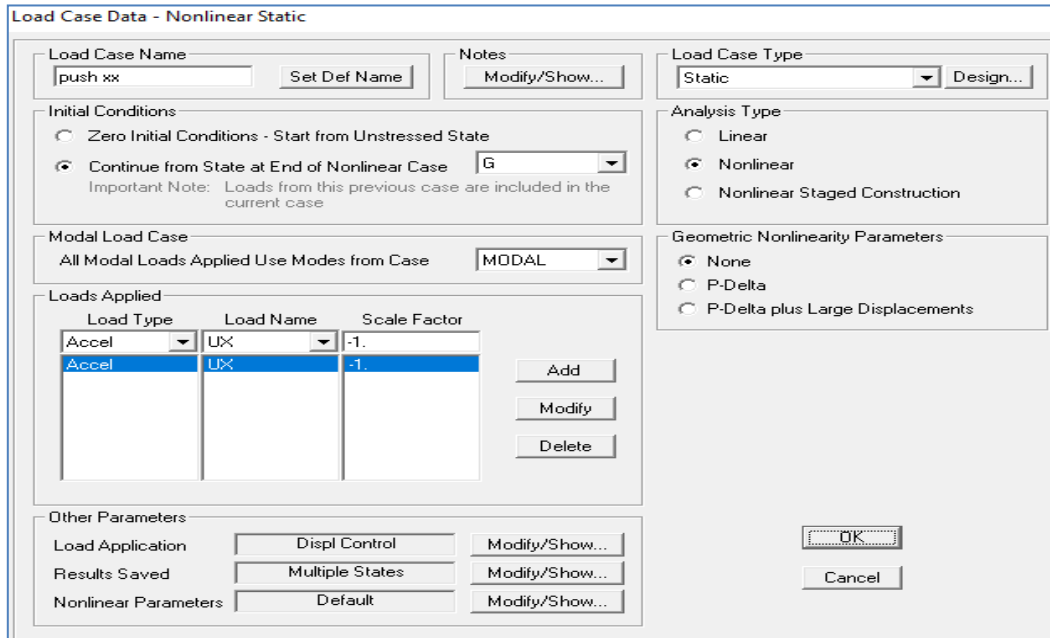


Figure VIII.23: Définition du chargement de l'analyse pushover (Sens XX).

La valeur de déplacement du point de contrôle est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

$$Dcible = h / 25 = 27,54 / 25 \rightarrow Dcible = 1,1016 m$$

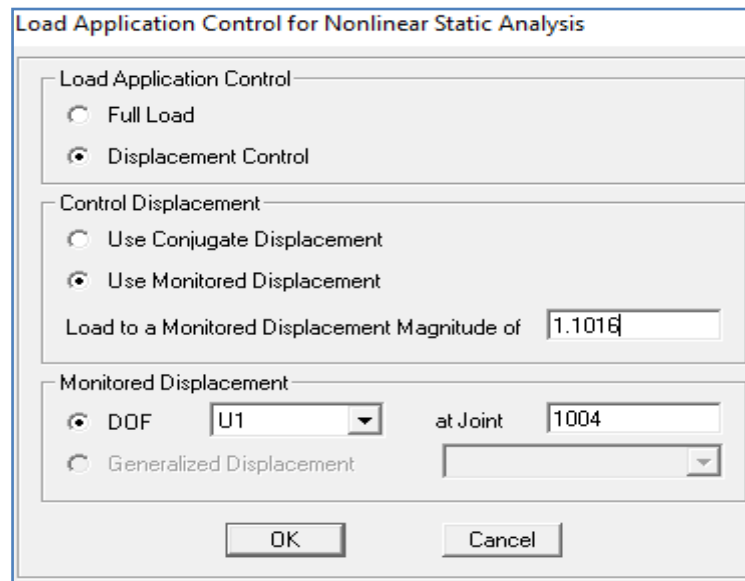


Figure VIII.24: Détermination du nœud de contrôle.

Exécution de l'analyse : Analyze > RunAnalysis.

VIII.4 Résultats de l'analyse pushover :

Dans cette partie, on va exposer nos résultats issus de l'analyse pushover selon deux directions x-x et y-y.

VIII.4.1.1 La courbe pushover de la structure :

Le résultat principal de cette analyse est la courbe de capacité du bâtiment étudié. Cette courbe est la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement calculé au sommet de la structure. Les courbes de capacité obtenues dans les deux sens sont données par les figures VIII.25 et VIII.26.

Pour visualiser la courbe de capacité : Display > Show Static Push Over Curve.

Dans la case "Static Nonlinear Case" on choisit le type de chargement PUSH XX.

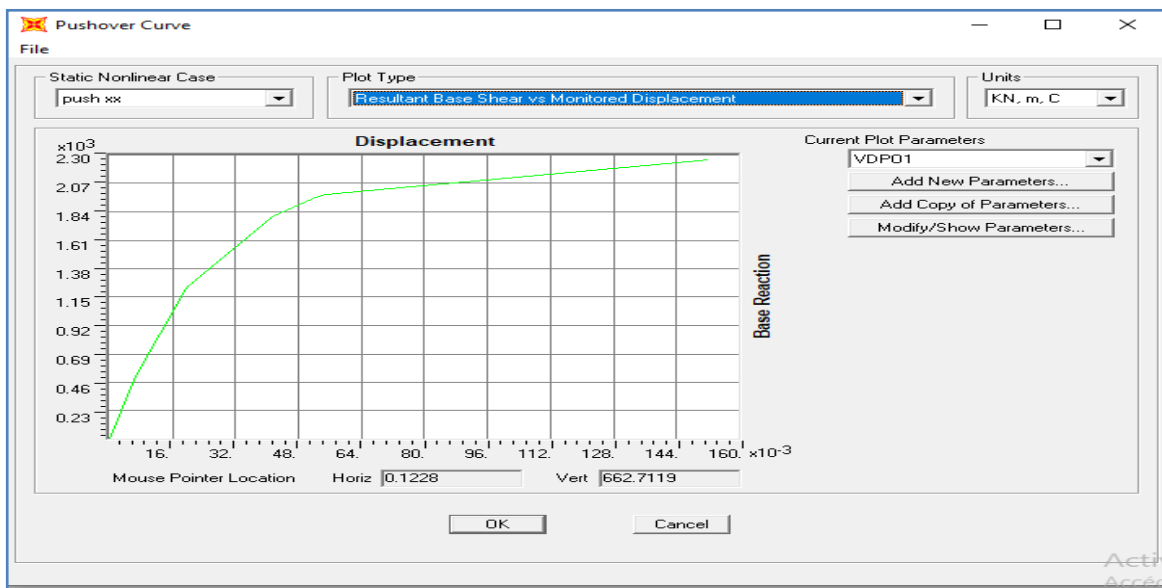


Figure VIII.25: Courbes de capacité pushover dans le sens X_X.

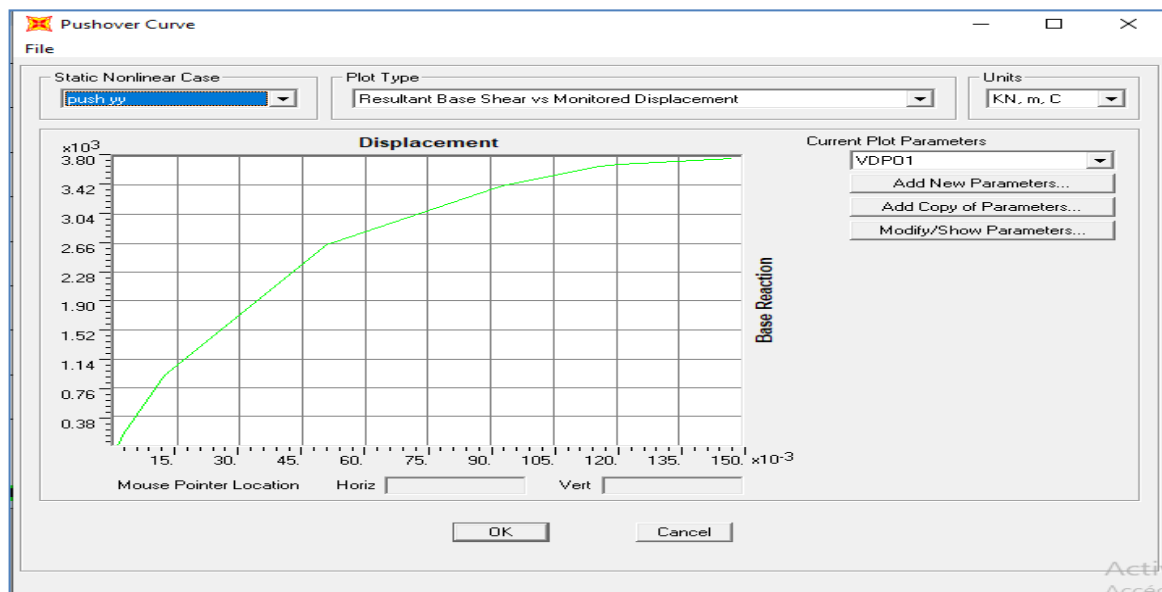


Figure VIII.26: Courbes de capacité pushover dans le sens Y_Y.

VIII.4.1.2 Courbe de capacité spectrale :

Le point de performance (Sa -Sd) du système à 1SSDDL équivalent à la structure est le point d'intersection de la courbe de capacité et le spectre réduit tracés dans le même repère. A partir de ce point on détermine le point de performance de la structure réelle (V : effort tranchant à la base - déplacement non linéaire de la structure D).

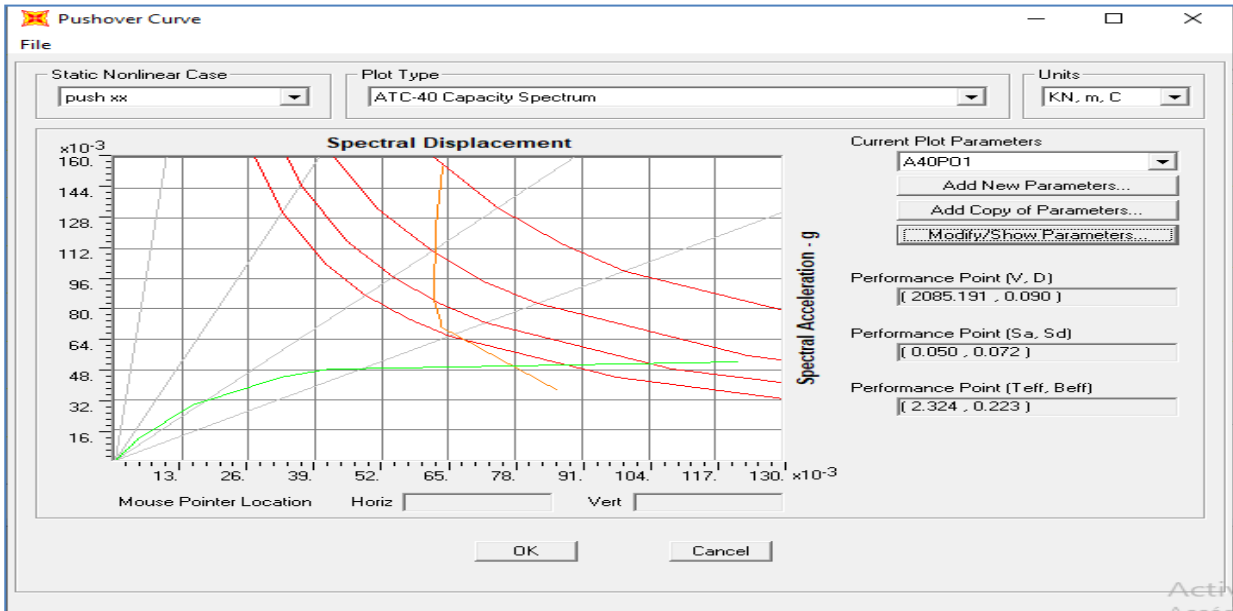


Figure VIII.27: Détermination du point de performance dans le sens X_X.

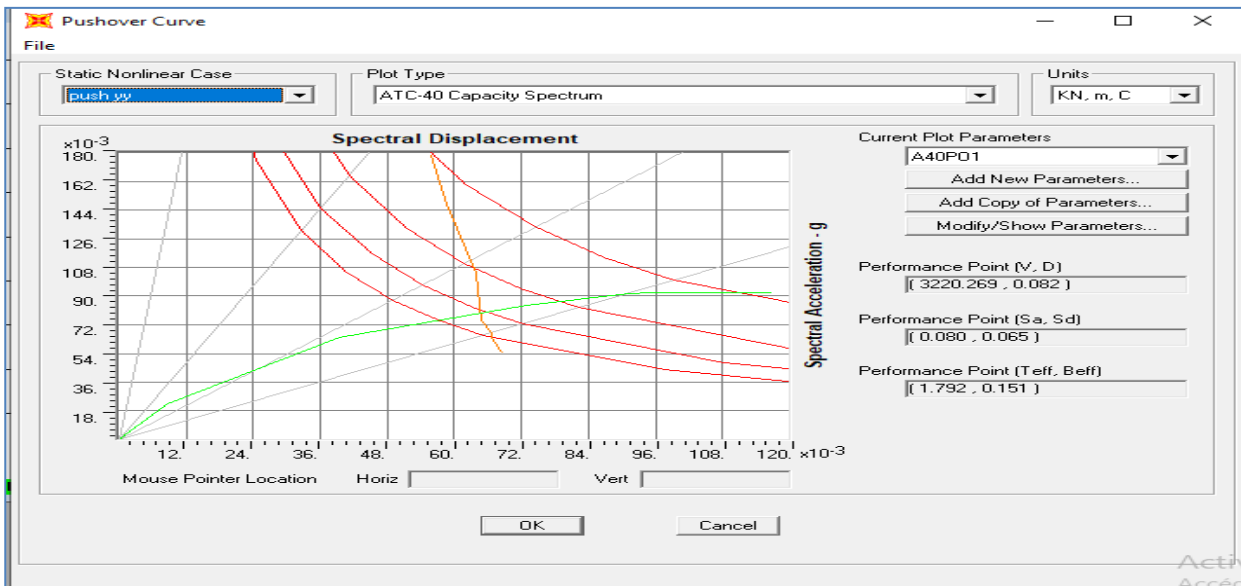


Figure VIII.28 : Détermination du point de performance dans le sens Y_Y.

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure (Figure VIII.27 et VIII.28). (V_{px}= 2085,191KN ; x= 0,090 m et V_{py}= 3220,269 KN ; y= 0,082 m).

Tableau VIII.1 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa _ Sd) dans le sens X-X

Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPphi
			m		m			
0	1.288007	0.050000	0.000000	0.000000	0.063990	0.155279	1.000000	1.000000
1	1.288007	0.050000	0.004821	0.011699	0.063990	0.155279	0.778355	1.317259
2	1.426966	0.081303	0.014949	0.029554	0.062335	0.123237	0.782588	1.298866
3	1.721997	0.150038	0.032255	0.043789	0.062198	0.084440	0.776357	1.274608
4	1.866550	0.178222	0.041669	0.048147	0.063452	0.073317	0.772951	1.269339
5	1.901036	0.187505	0.043463	0.048415	0.063433	0.070660	0.775190	1.268390
6	3.065724	0.284669	0.121454	0.052022	0.086494	0.037048	0.822464	1.253602

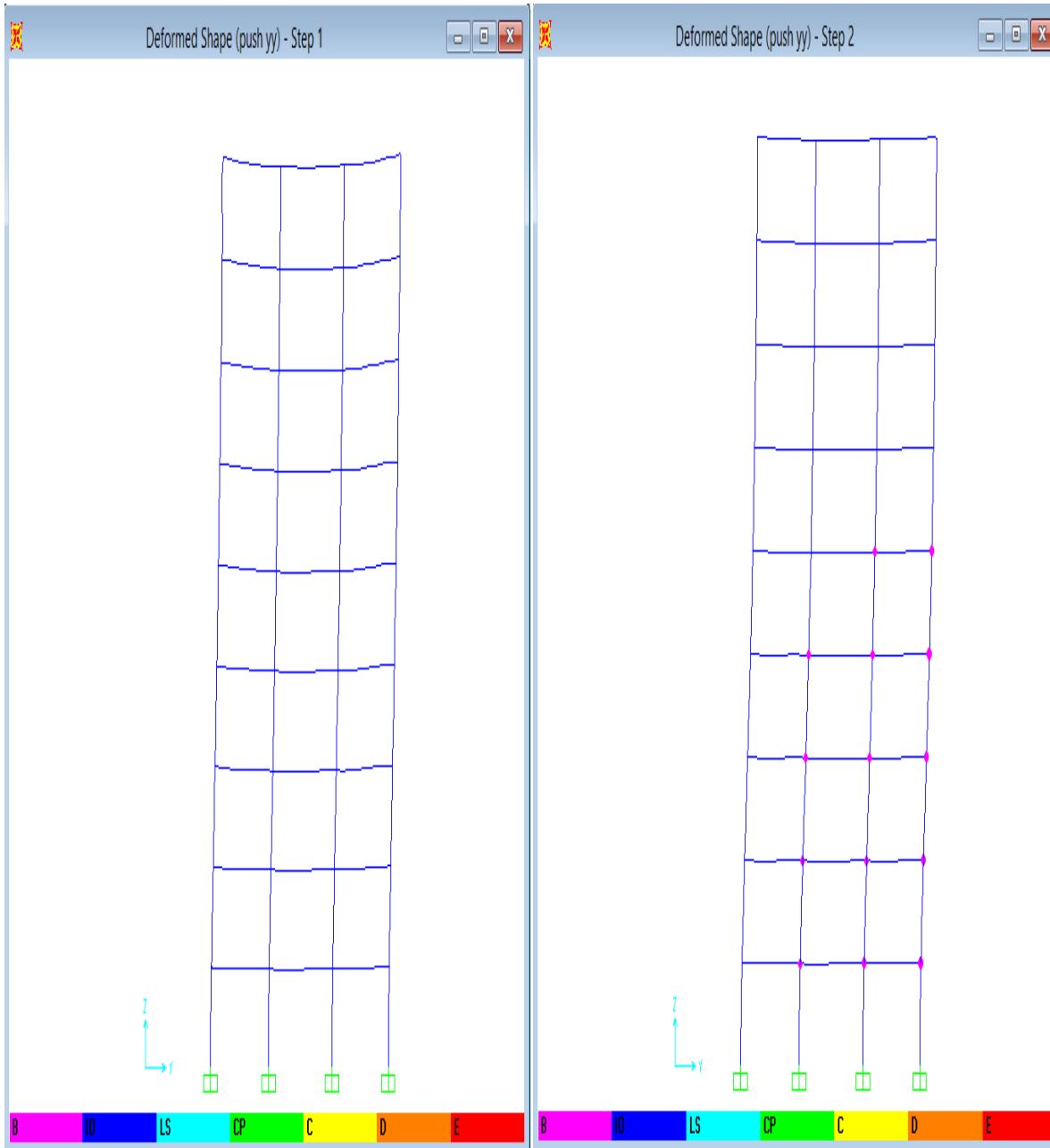
Tableau VIII.2 : La capacité spectrale de la structure dans la forme (Sa _ Sd) dans le sens Y-Y

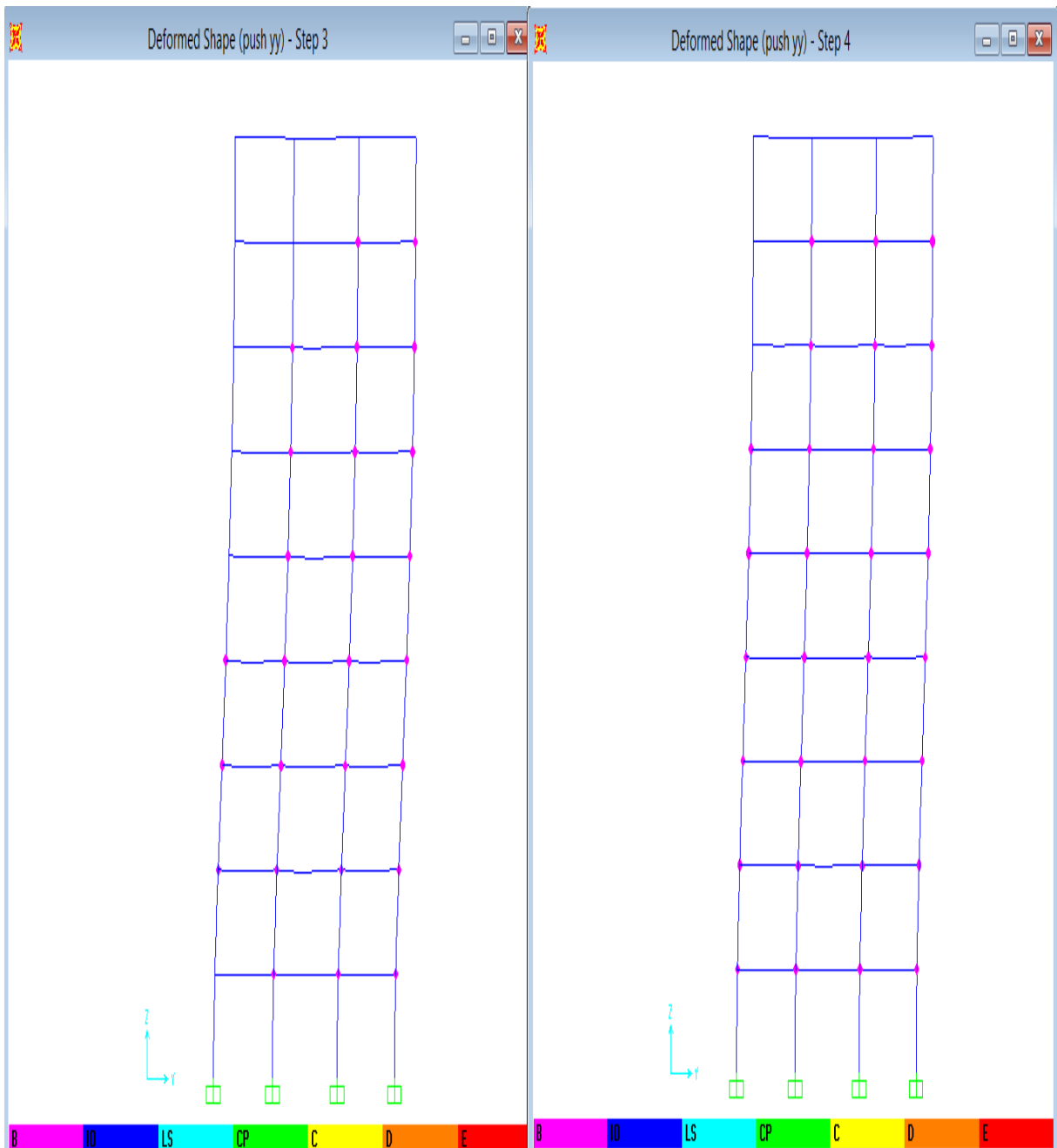
Step	Teff	Beff	SdCapacity	SaCapacity	SdDemand	SaDemand	Alpha	PFPphi
			m		m			
0	1.120808	0.050000	0.000000	0.000000	0.055683	0.178443	1.000000	1.000000
1	1.120808	0.050000	0.001215	0.003893	0.055683	0.178443	0.785716	1.305111
2	1.262390	0.065760	0.008837	0.022323	0.058452	0.147656	0.791124	1.269683
3	1.569493	0.103483	0.039386	0.064366	0.063887	0.104408	0.774356	1.270674
4	1.863137	0.168562	0.072790	0.084415	0.064893	0.075257	0.763835	1.260378
5	2.005507	0.190005	0.091231	0.091313	0.066591	0.066651	0.759659	1.260574
6	2.043699	0.198545	0.095436	0.091985	0.066750	0.064336	0.761245	1.260511
7	2.260734	0.239312	0.116872	0.092056	0.068627	0.054055	0.776265	1.257118

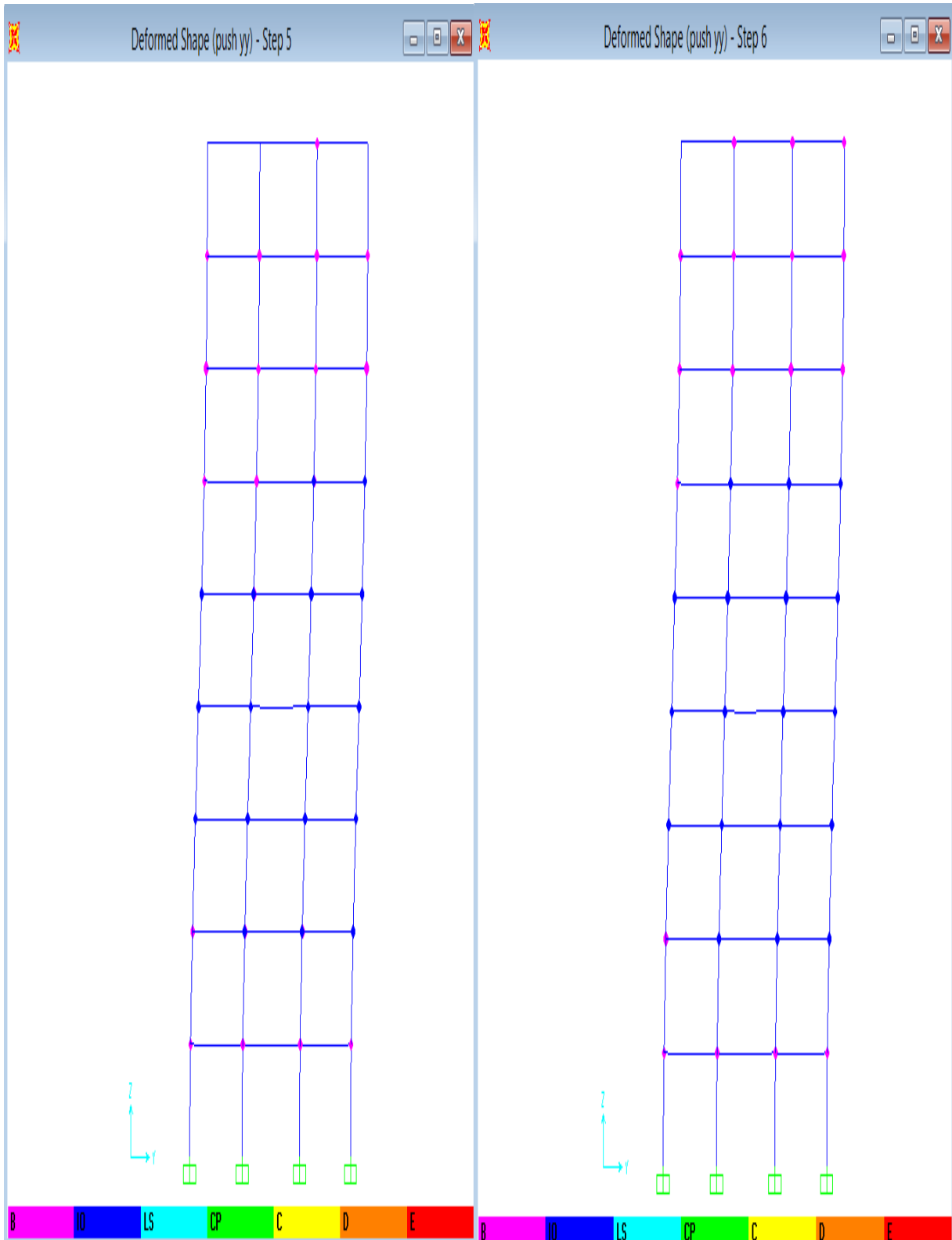
VIII.4.1.3 Mécanisme de ruine :

Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine visualiser dans les différents niveaux :

- Sens X-Z :







- Sens X-Y :



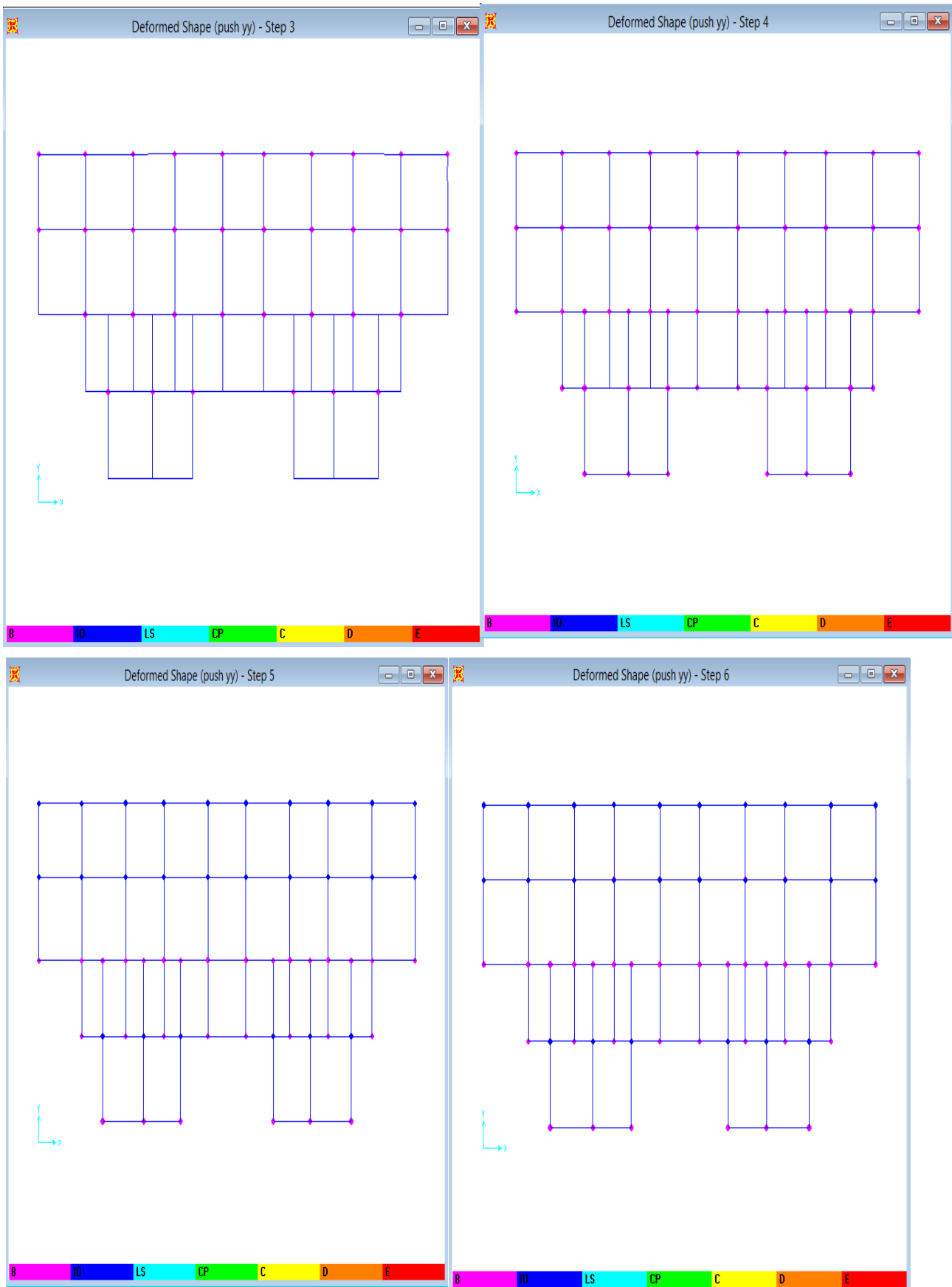


Figure VIII.29 : Mécanisme de ruine suivant les différentes directions.

Tableau VIII.3 : Les étapes de formation des rotules plastiques.

RDC	Élément	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E
1 ^{er}	Poteaux	37	23	14	0	0	0	0	0
	Poutres	21	12	3	0	0	0	0	0
2 ^{eme}	Poteaux	28	19	8	0	0	0	0	0
	Poutres	17	11	2	0	0	0	0	0
3 ^{eme}	Poteaux	35	24	12	0	0	0	0	0
	Poutres	16	13	4	0	0	0	0	0
4 ^{eme}	Poteaux	16	10	0	0	0	0	0	0
	Poutres	13	8	3	0	0	0	0	0
5 ^{eme}	Poteaux	13	8	3	0	0	0	0	0
	Poutres	9	4	0	0	0	0	0	0
6 ^{eme}	Poteaux	12	10	7	0	0	0	0	0
	Poutres	10	4	0	0	0	0	0	0
7 ^{eme}	Poteaux	14	9	6	0	0	0	0	0
	Poutres	12	7	2	0	0	0	0	0
8 ^{eme}	Poteaux	8	10	7	0	0	0	0	0
	Poutres	15	5	3	0	0	0	0	0

A partir des précédents schémas et le tableau ci-dessus qui représente les différentes étapes de formation des rotules plastiques, on voit bien que le principe des poteaux forts et poutres faibles est vérifié suite à la formulation de ces rotules plastiques dans les poutres avant les poteaux.

En conclusion, que les dommages des poteaux sont très dangereux à la structure, parce qu'ils détruisent les éléments verticaux du système structural.

VIII.4.1.4 Le déplacement cible :

Le déplacement cible peut être défini comme le déplacement attendu de la structure lors d'un séisme [13]. Le FEMA 356 exprime le déplacement cible comme suit :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Avec :

C_0 : Coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL. Ces valeurs sont regroupées dans le tableau ci- après :

g : L'accélération de la pesanteur.

S_a : Sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

Tableau VIII.4 : Valeurs du coefficient C_0 [7].

Valeurs du coefficient C_0			
Nombre d'étage	Bâtiment de cisaillement		Autres bâtiments
	Chargement triangulaire	Chargement Uniform	Tout chargement
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire.

C_1 : coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. Les valeurs de C_1 sont données par les équations citées ci-dessous.

$$C_1 = 1 \quad \text{Si} \quad T_e \geq T_e$$

$$C_1 = [1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}] / R \quad \text{Si} \quad T_e \geq T_e$$

Avec :

T_e : la période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

T_i : La période de vibration fondamentale de la structure.

K_i : La rigidité initiale de la structure.

K_e : La rigidité (pente) élastique de la structure.

T_0 : La période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

R : Un coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

C_2 : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum. Les valeurs de C_2 sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.5 : Valeurs du coefficient C_2 [7].

Valeurs du coefficient C_2				
Niveau de performance structurale	$T \leq 0.1 s$		$T > T_0$	
	Portique type 1	Portique type 2	Portique type 1	Portique type 2
Occupation immédiate	1.0	1.0	1.0	1.0
Sécurité des vies	1.3	1.0	1.1	1.0
Prévention contre la ruine	1.5	1.0	1.2	1.0

Avec :

Portique type 1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres.

Portiques type 2 : pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de C_2 sont obtenues par une interpolation linéaire [4].

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qu'une post-élastiques positives, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon la formule suivante :

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha / (R - 1)^{2/3}}{T_e}$$

➤ Sens -xx- :

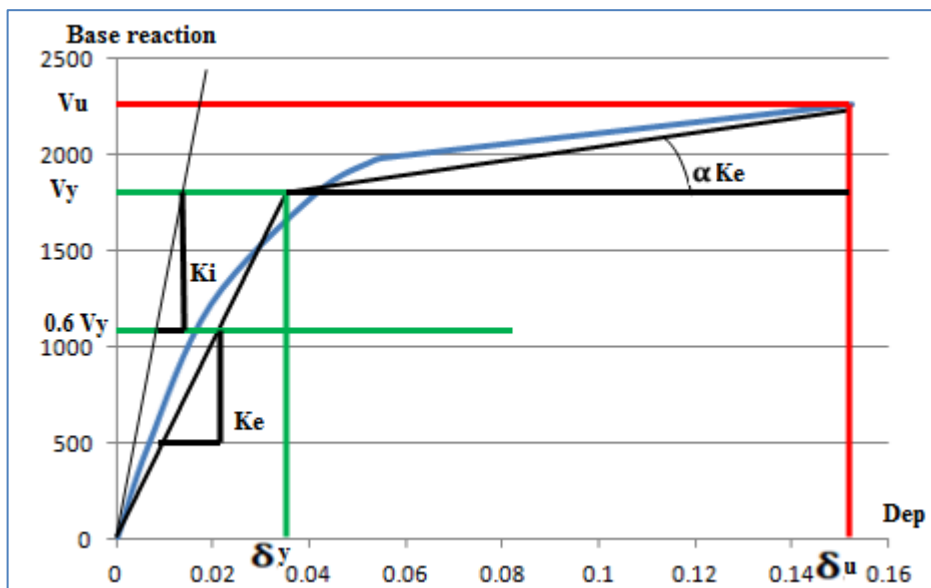


Figure VIII.30: Idéalisations selon le FEMA - 356 pour push xx.

Cette courbe bilinéaire simplifiée en noir, qui est montrée sur la figure (VIII.30), est requise pour définir les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent.

Sa ?

D'après le chapitre IV :

$$\rightarrow \begin{cases} T = 0,92s \\ T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \\ Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,20 \\ A = 0,10 \\ \eta = 0,88 \\ R = 5 \end{cases}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s} \leq T = 0,92 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \text{ donc : } Sa/g = 2.5 \times \eta \times (1.25 \times A) \times (Q) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$Sa = 0,47 \text{ m/s}^2$$

C₀ ?

Dans notre cas on a un bâtiment à 09 étages avec un chargement uniforme donc on prend :

$$C_0 = 1,2$$

C₁ ?

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0,99 \text{ s}$$

On prend $T_0 = \min(T_1, T_2) = 0,15 \text{ s}$

Nous avons : $T_e = 0,99 \text{ s} > T_0 = 0,15 \text{ s}$ alors : $C_1 = 1$

C₂ ?

$T = 0,92 \text{ s} > T_0 = 0,15$ (sécurité des vies \Rightarrow portique type 1) alors : $C_2 = 1,10$

C₃ ?

Nous avons un post-élastique positif alors : $C_3 = 1$

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1,2 \times 1 \times 1,10 \times 1 \times 0,47 \times \frac{0,99^2}{4\pi^2} \times 9,81$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15,12 \text{ cm}$$

➤ Sens -yy- :

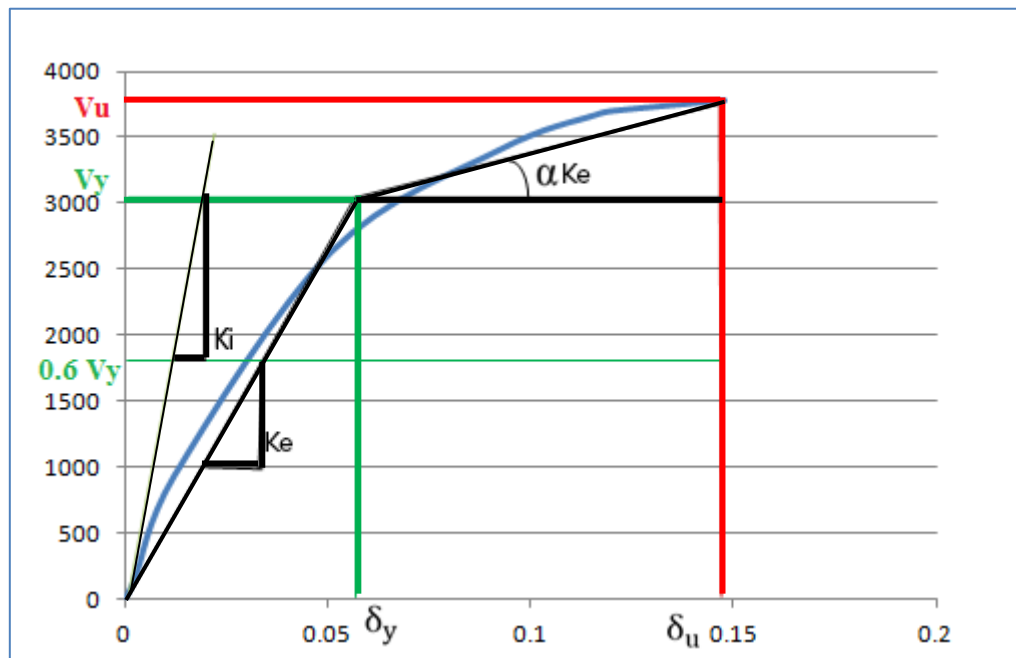


Figure VIII.31: Idéalisisation selon le FEMA - 356 pour push yy.

Sa ?

$$T_2 = 0,40 \text{ s} \leq T = 0,92 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s} \text{ donc : } Sa/g = 2,5 \times \eta \times (1,25 \times A) \times (Q) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$Sa = 0,458 \text{ m/s}^2$$

C₀ ?

Dans notre cas on a un bâtiment à 09 étages avec un chargement uniforme donc on prend :

$$C_0 = 1.2$$

C₁ ?

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 1,396 \text{ s}$$

On prend T₀ = min (T₁, T₂) = 0,15 s

Nous avons : T_e = 1,396 s > T₀ = 0,15 s alors : C₁ = 1

C₂ ?

T = 1,59 s > T₀ = 0,15 (sécurité des vies ⇒ portique type 1) alors : C₂ = 1,10

C₃ ?

Nous avons un post-élastique positif alors : C₃ = 1

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g = 1,2 \times 1 \times 1,10 \times 1 \times 0,458 \times \frac{0,99^2}{4\pi^2} \times 9,81$$

$$\Rightarrow \delta t = 14,73 \text{ cm}$$

VIII.5 Ductilité :

La ductilité est par définition, la capacité d'un matériau, un élément ou une structure à se déformer dans le domaine plastique sans rupture. La ductilité d'une structure est liée, principalement, au système de contreventement. Le RPA99 V2003 lie la valeur du coefficient de comportement R au système de contreventement.

Cette dernière est mesurée par le rapport de la déformation ultime δ_u atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_e . Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ_ε .

$$\mu_\varepsilon = \frac{\delta_u}{\delta_e}$$

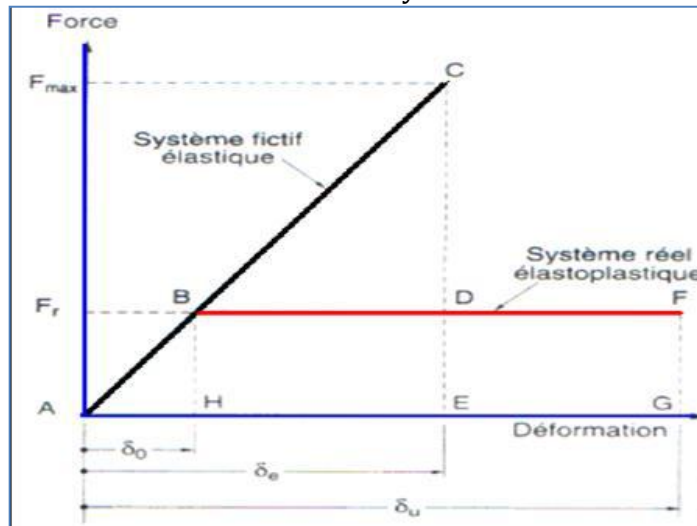


Figure VIII.32 : Ductilité en déformations.

VIII.6 Détermination du facteur de comportement :

VIII.6.1 Paramètres du Coefficient de comportement :

Plusieurs recherches ont été effectuées afin de trouver une formulation du coefficient de comportement R, des études récentes y compris celles de l'ATC-34, soutiennent une nouvelle formulation de R, c'est une formulation dans laquelle R est exprimé comme le produit de 3 facteurs, à savoir : un facteur qui compte de la ductilité, un autre qui exprime la réserve de résistance, et un troisième pour tenir compte de la redondance. Donc la formule de R est exprimée comme suit :

$$R = R_\mu R_s R_R$$

R_μ : Le facteur de ductilité.

R_s : Le facteur de sur-résistance.

R_R : Le facteur de redondance.

VIII.6.1.1 Facteur de ductilité (R_μ) :

Le facteur de ductilité est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de contreventement et non pas celle de ces éléments constitutants. Il exprime le rapport entre la force latérale maximale élastique (V_e), et l'effort tranchant maximal à la base (V_u) obtenu à partir d'une analyse non linéaire (PUSHOVER).

❖ Méthode de New mark et Hall :

La méthode de Newmark et Hall est la plus simple de toutes les méthodes. Le facteur de ductilité est en fonction de la période de vibration de l'oscillateur (T) et de sa ductilité (μ).

$$R_\mu = 1 \quad \text{Si} \quad T < 0,03$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu} - 1 \quad \text{Si} \quad 0,2 < T < 0,5$$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si} \quad T > 0,5$$

T : la période fondamentale de la structure.

Nous avons : $T = 0,92 \text{ s} > 0,5 \text{ s}$

➤ **Sens -x-** : $R_\mu = \mu = 0,15/0,038 = 3,94$

➤ **Sens -y-** : $R_\mu = \mu = 0,147/0,055 = 2,67$

VIII.6.1.2 Facteur de sur résistance (R_s) :

Le facteur de sur résistance est défini comme le rapport entre l'effort tranchant ultime calculée à l'aide d'analyses statiques et dynamiques inélastiques et l'effort tranchant de dimensionnement calculée par des méthodes élastiques linéaires.

➤ **Sens -x-** : $R_s = \frac{V_e}{V_u} = 2262,018/1874,40 = 1,31$

➤ **Sens -y-** : $R_s = \frac{V_e}{V_u} = 3777,93/1538,52 = 2,46$

VIII.6.1.3 Facteur de redondance (R_R) :

Une structure redondante doit obligatoirement être composée de plusieurs lignes verticales. Malgré cette forte demande de redondance, les gens continuent à construire les structures composées d'un nombre minimal de ligne verticales, ce qui les catégorise comme peu redondante. Ce résultat est dû principalement à la mauvaise compréhension des ingénieurs de la parasismique du rôle important que joue cette redondance dans la réponse sismique de la structure lors des séismes dévastateurs.

Quatre lignes verticales dans chaque direction, est le nombre minimal recommandé par plusieurs chercheurs (Bertero, 1986 ; whittaker&al, 1990) pour avoir une redondance adéquate.

Il devient donc possible de pénaliser les structures ayant moins de quatre lignes verticales par les valeurs regroupées dans le tableau ci-après [14].

Tableau VIII.6 : Valeurs du facteur de redondance [14].

Nombre de lignes	Facteur de redondance
2	0,71
3	0,86
4	1

Le règlement parasismique algérien RPA99 – version 2003 introduit cette pénalité à travers un coefficient de qualité égal 1.3 (majoration de l'effort tranchant de 30%), ce qui donne un coefficient. $R_R = \frac{1}{Q}$

➤ **Sens -x- :** $R_R = \frac{1}{Q} = 1/1,20 = 0,83$

➤ **Sens -y- :** $R_R = \frac{1}{Q} = 1/1,20 = 0,83$

VIII.6.2 Calcul du Coefficient de comportement :

Les résultats du facteur de comportement calculé dans les deux sens sont illustrés par le tableau suivant :

Tableau VIII.7 : Valeurs du coefficient de comportement.

	R_s	R_u	R_R	R
Valeurs (sens X-X)	1,31	3,94	0,83	4,28
Valeurs (sens Y-Y)	2,46	2,67	0,83	5,45

❖ Interprétation des résultats :

Le tableau VIII.7 montre que le facteur de comportement dépend de la direction du bâtiment. Ainsi dans le sens (X-X), la valeur du facteur de comportement reste inférieure à celui du RPA qui est fixé à 5 dans la présente étude et dans le sens (Y-Y) supérieur à celui du RPA.

VIII.7 Raideur de la structure au point de performance " K_p " et indicateur de dégradation global de la structure I_d :

➤ Sens -xx- :

Soit une raideur initiale (élastique) :

$$K_e = 64034,21 \text{ KN/m}$$

Les éléments de la structure se plastifient donc la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$V_p = 2085,191 \text{ KN}$$

$$D_p = 0.090 \text{ m}$$

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} \Rightarrow K_p = 23168,78 \text{ KN/m}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\% \Rightarrow I_d = 63,81\%$$

On constate qu'au point de performance, la plastification de la structure dans le sens xx engendre une diminution de la raideur initiale de 63,81 %.

➤ **Sens -yy- :**

Soit une raideur initiale (élastique) :

$$K_e = 56821,36 \text{ KN/m}$$

Les éléments de la structure se plastifient donc la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$V_p = 3220,269 \text{ KN}$$

$$D_p = 0,082 \text{ m}$$

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} \Rightarrow K_p = 39271,57 \text{ KN/m}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par :

$$I_d = \left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\% \Rightarrow I_d = 30,88\%$$

On constate qu'au point de performance, la plastification de la structure dans le sens -yy- engendre une diminution de la raideur initiale de 30,88%.

VIII.8 Conclusion :

Durant ce chapitre on, a fait l'application de la méthode pushover en poussé progressive sur notre model. Cette exécution permet d'évaluer la performance sismique de la structure à travers l'estimation des efforts et des déplacements susceptibles d'être atteints sous l'action d'un séisme. On a utilisé le SAP 2000 pour la détermination de la courbe de capacité où toutes les étapes ont été illustrées.

La détermination du point de performance par cette méthode est très utile car il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure, cette dernière est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes exactes complexes sous réserve d'être améliorée.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises au cours de notre cycle, d'approfondir nos connaissances à partir des documents techniques et réglementaires, d'appliquer les méthodes de calcul les plus récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception des structures des bâtiments et nous a aidés de bien maîtriser des logiciels tels que le SAP2000 et l'AUTO CAD.

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure. Le ferrailage des éléments a été calculé après extraction des efforts du logiciel SAP2000.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

Par la suite, la méthode statique non linéaire "PUSHOVER" a été appliquée au même bâtiment, cette dernière est un outil puissant et très utile qui peut aider les ingénieurs en structure à étudier plusieurs schémas de renforcement de bâtiments et à étudier de nouvelles structures qui se comporteront de manière appropriée lors de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir de l'analyse statique non linéaire en termes de capacité, de demande et la détermination du point de performance qu'il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure et le mécanisme de ruine donnent une vue d'ensemble sur le comportement réel de la structure.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Références bibliographiques

[CBA 93] Mr. BELAZOUGUI, M (président du groupe). Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.Document technique réglementaire.D.T.R.-B.C.2-41. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique. Rue Kaddour Rahim (Prolongée) B.P 2 52 Hussein-Dey-Alger.

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mougine, béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR B.C. 2.2] MELLAK, Hachemi. Charges permanentes et charges d'exploitation. Document technique réglementaire. DTR.B.C 22. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S. Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[RPA, 99/V2003] Règles Parasismique Algérienne RPA99/Version 2003.Document technique réglementaire. D.T.R B.C.2.48. Centre National de recherche appliquée, en génie parasismique C.G.S Rue Kaddour Rahim (Prolongée).B.P 252 Hussein-Dey-ALGER.

[1] Google Earth.

[2] BOULAOUAD, A. Analyse non linéaire d'une structure en voile. Mémoire d'Obtention du Diplôme du Master en Génie Civil, soutenue en Juin 2016, Université Mohamed Boudiaf, Msila, Algérie, 54p.

[3] DROUNA, K. Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP. Mémoire d'Obtention du Diplôme du Magister en Génie Civil, soutenue en Juin 2012, Université Frères Mentouri, Constantine, Algérie, 146 p.

[4] ZEBECHI, R. « Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques ». Mémoire d'Obtention du Diplôme du Master en Génie Civil, soutenue en Juin 2016, Université M'hamed Bougara, Boumerdes, Algérie, 178p.

[5] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and rétrofit of concrete buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.

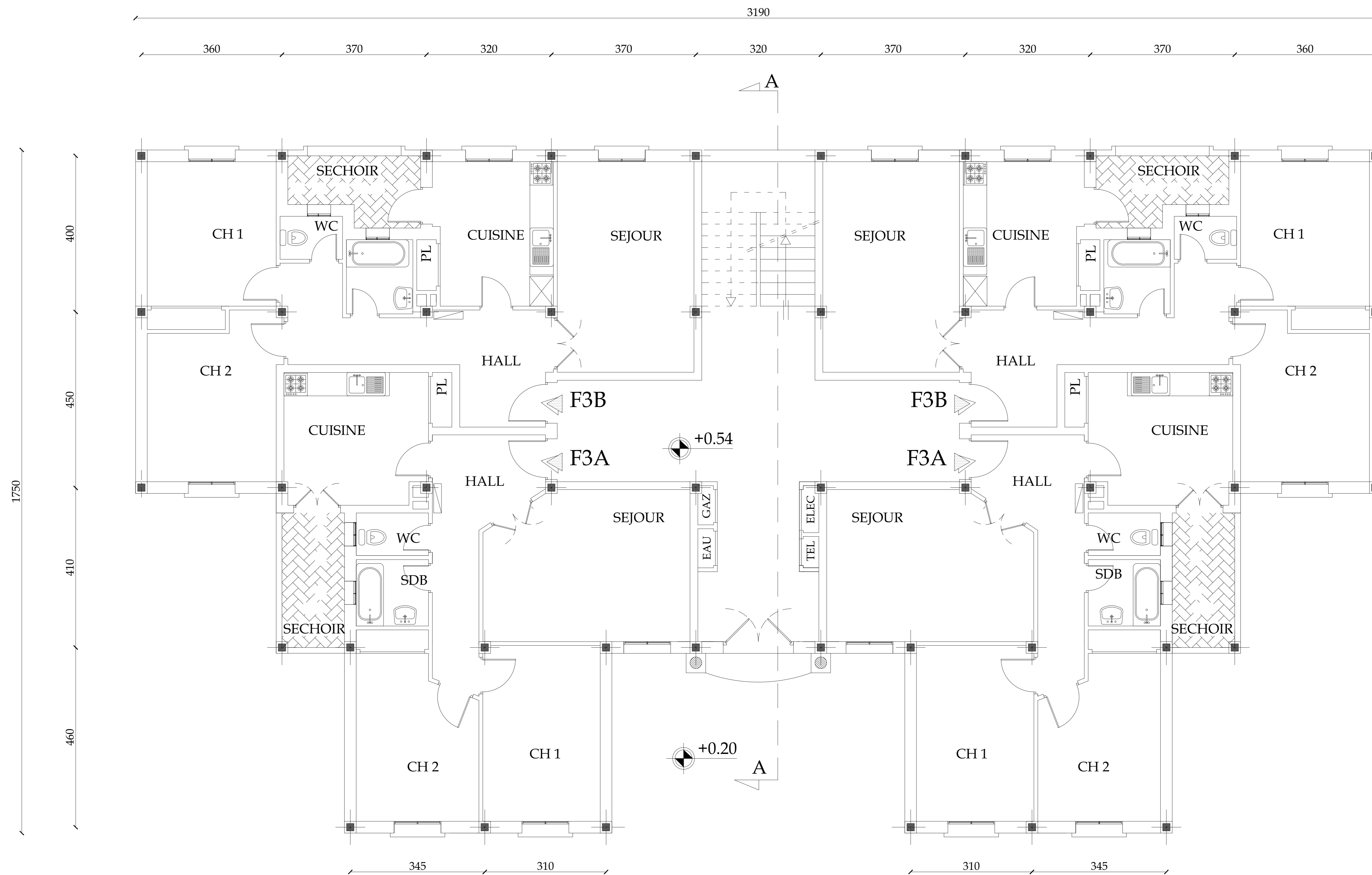
- [6] BELKHEIR, M. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments. Mémoire d'Obtention du Diplôme du Master en Génie Civil, soutenue en Juin 2017, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie, 105 p.
- [7] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Fédéral Emergency Management Agency, Washington D.C, 2000.
- [8] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and rétrofit of concrète buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.
- [9] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake résistance", Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1: 2004, 2004.
- [10] ZEBDJI, S., BEN BOUZID, M. « Analyse statique non linéaire par poussée progressive (Pushover) d'un bâtiment renforcé ». Mémoire d'Obtention du Diplôme du Magister en Génie Civil, soutenue en Juin 2008, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie, 123 p.
- [11] AIT-RAMDANE, I. Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques. Mémoire du Magister, soutenue en décembre 2014, Université Mouloud Mammeri, Tizi-Ouzou, Algérie, 96 p.
- [12] TEDJDITI, Ahmed Kamel. Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale. Mémoire d'Obtention du Diplôme du Master en génie civil, soutenue en juin 2017, Université Université Abou Bekr Belkaid, Algérie, 47p.
- [13] Dar kebira, Mohammed el arbi. Etude technique et analyse non linéaire d'un bâtiment R+8 en béton armé, soutenue en juin 2018, Université Abou Bekr Belkaid, TLEMEN, Algérie, 182p.
- [14] Applied technology council (ATC19). Structural reponse modification factors.ATC, 1995.

Cours :

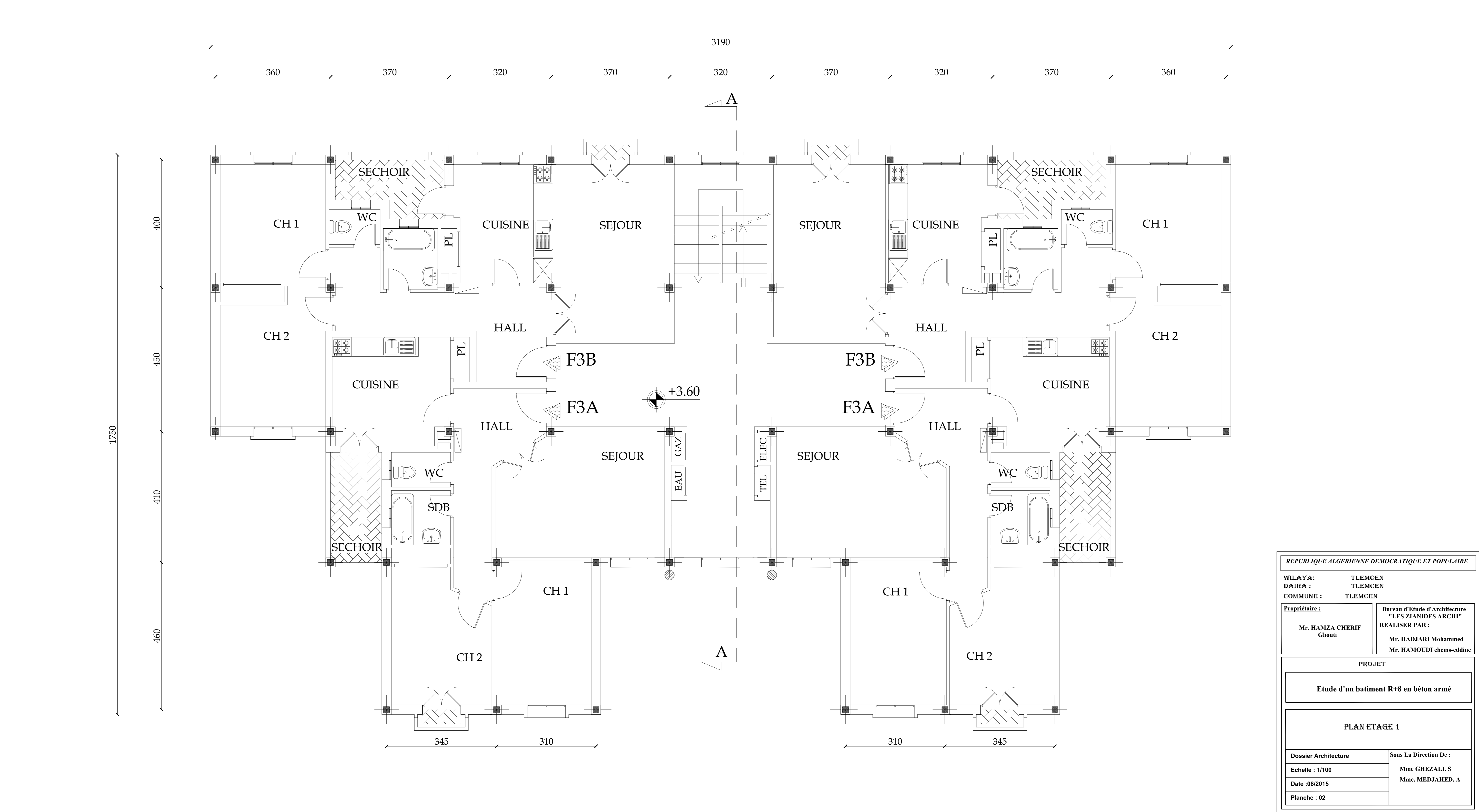
- Résistance des matériaux (deuxième année).
- Calcul des structures (troisième année).
- Béton armé (troisième année).

- Dynamique des structures (Master1).
- Génie Parasismique.
- Plasticité.

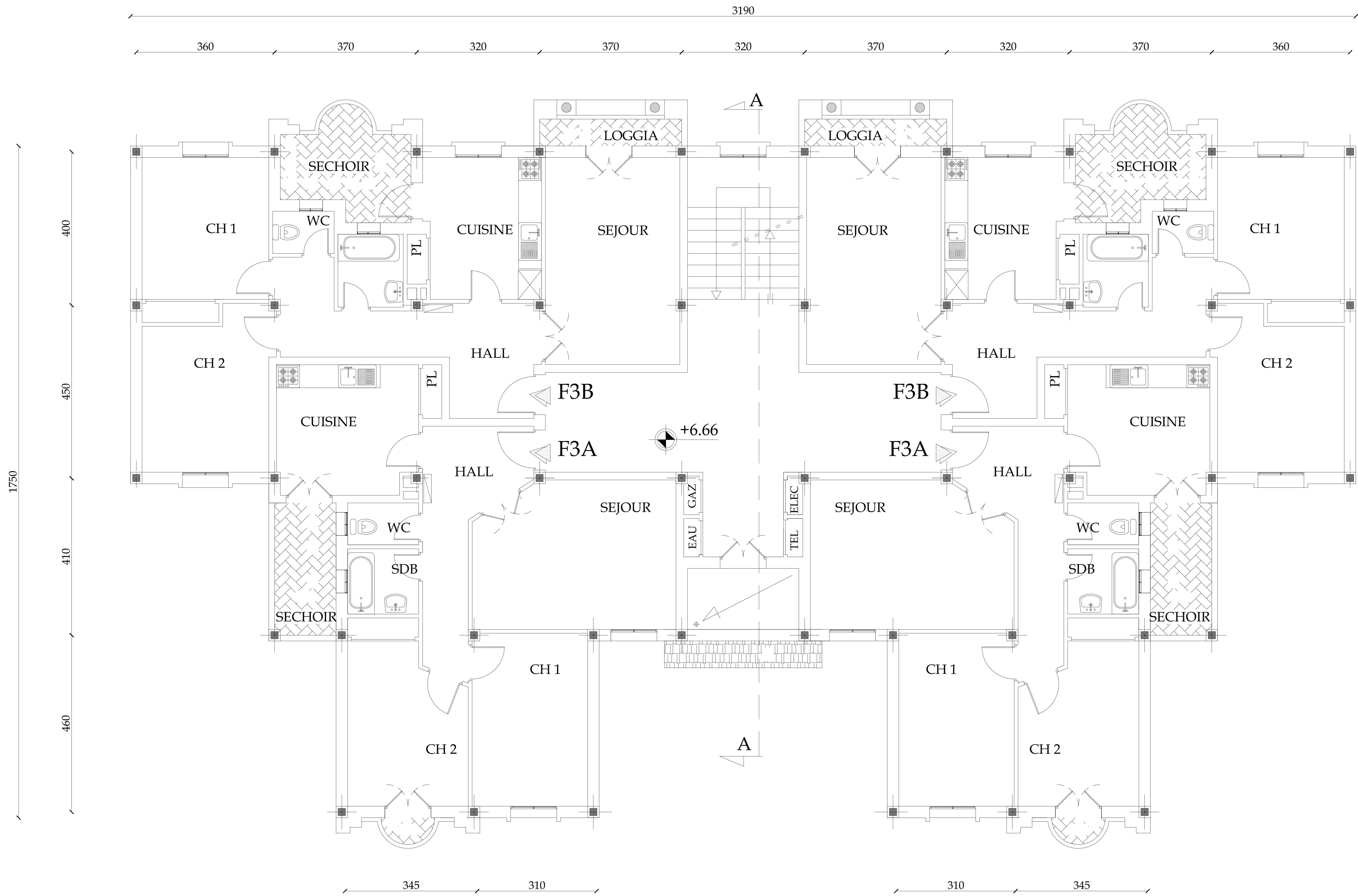
ANNEXE A



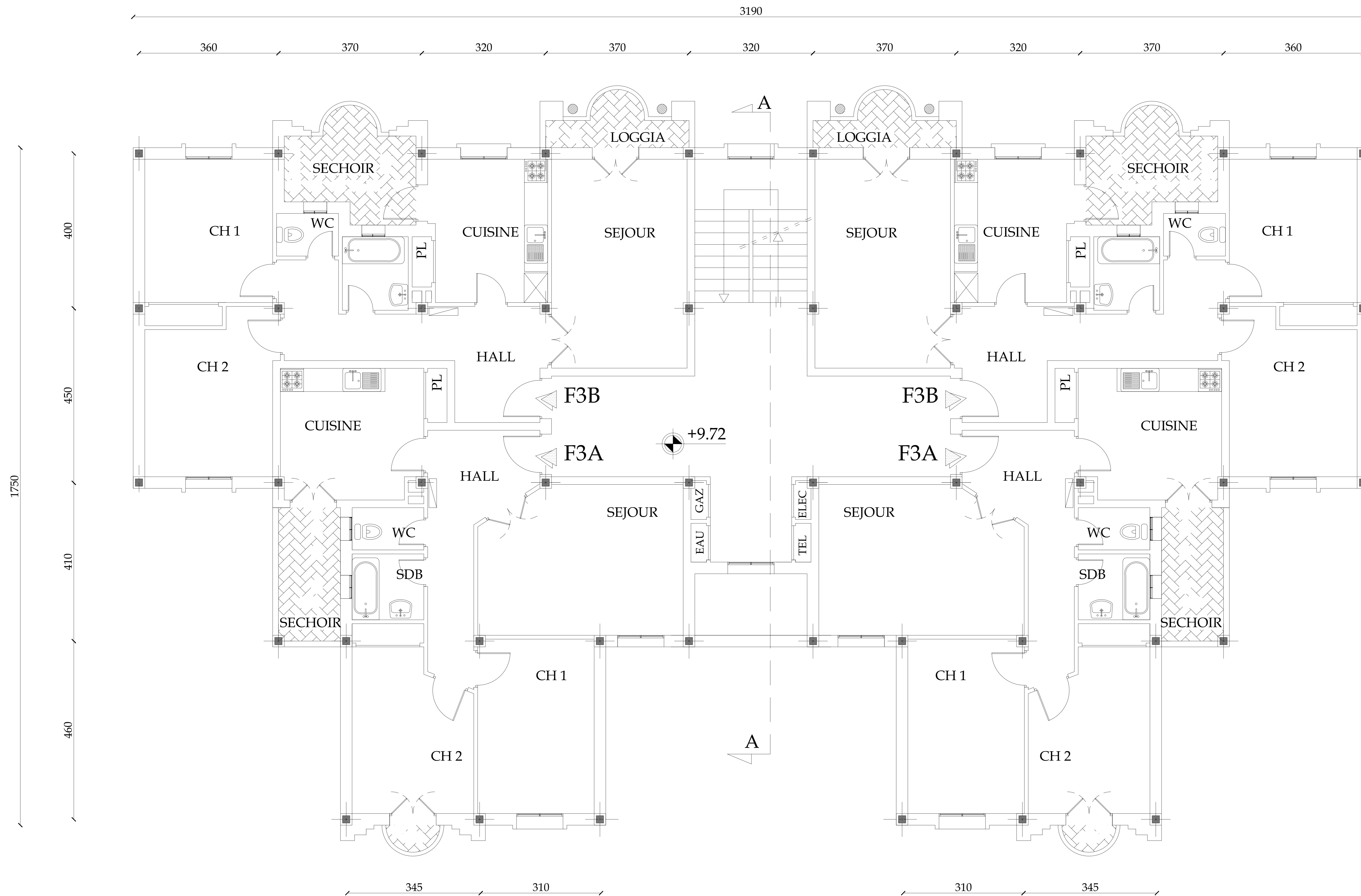
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	TLEMCCEN
COMMUNE :	TLEMCCEN
Propriétaire :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES ARCHIT"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR :
	Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé	
PLAN RDC	
Dossier Architecture	Sous La Direction De :
Echelle : 1/100	Mme GHEZALI. S
Date :08/2015	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 01	



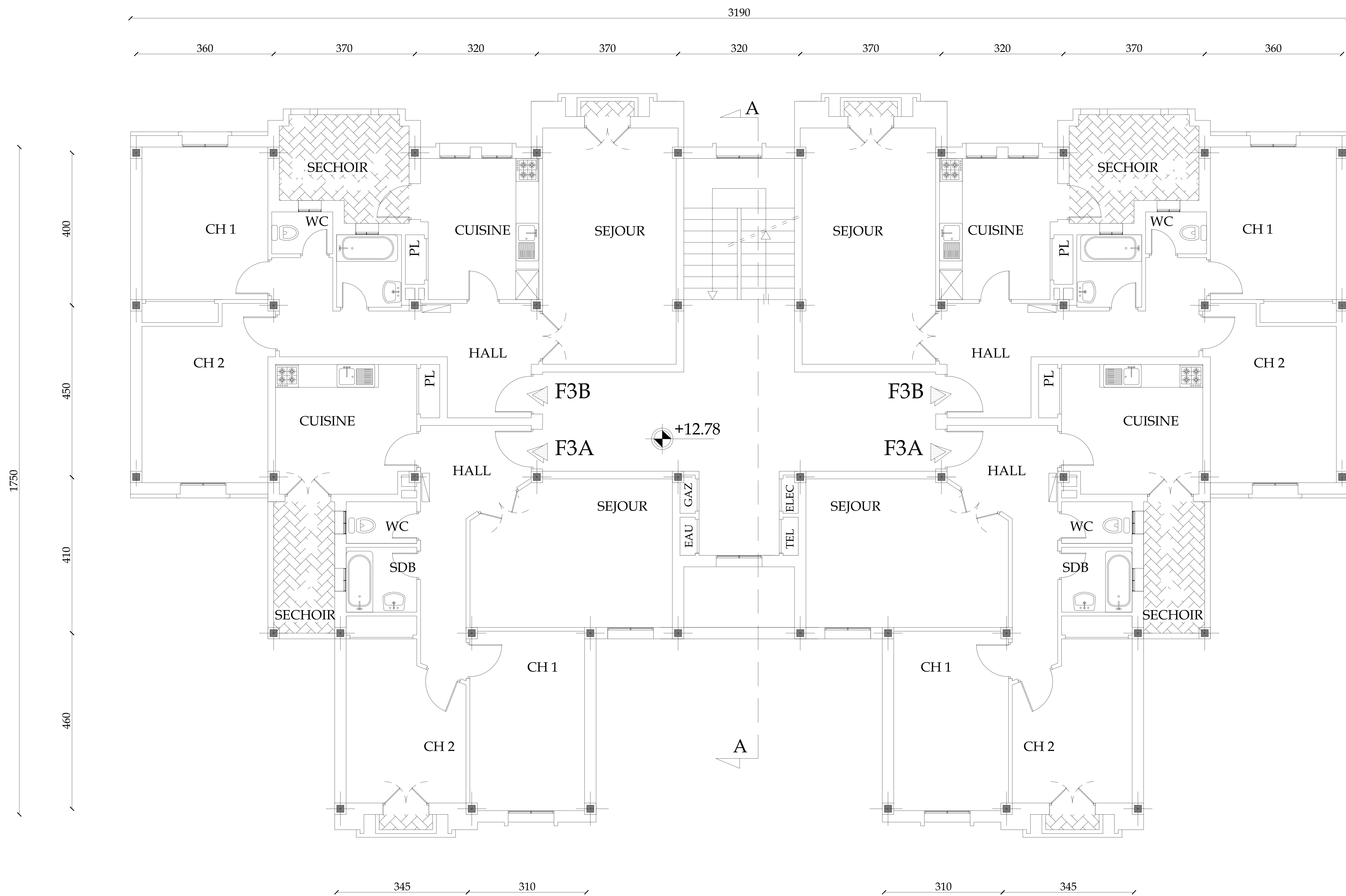
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	TLEMCCEN
COMMUNE :	TLEMCCEN
Propriétaire :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHI"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé	
PLAN ETAGE 1	
Dossier Architecture	Sous La Direction De :
Echelle : 1/100	Mme GHEZALI S
Date :08/2015	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 02	



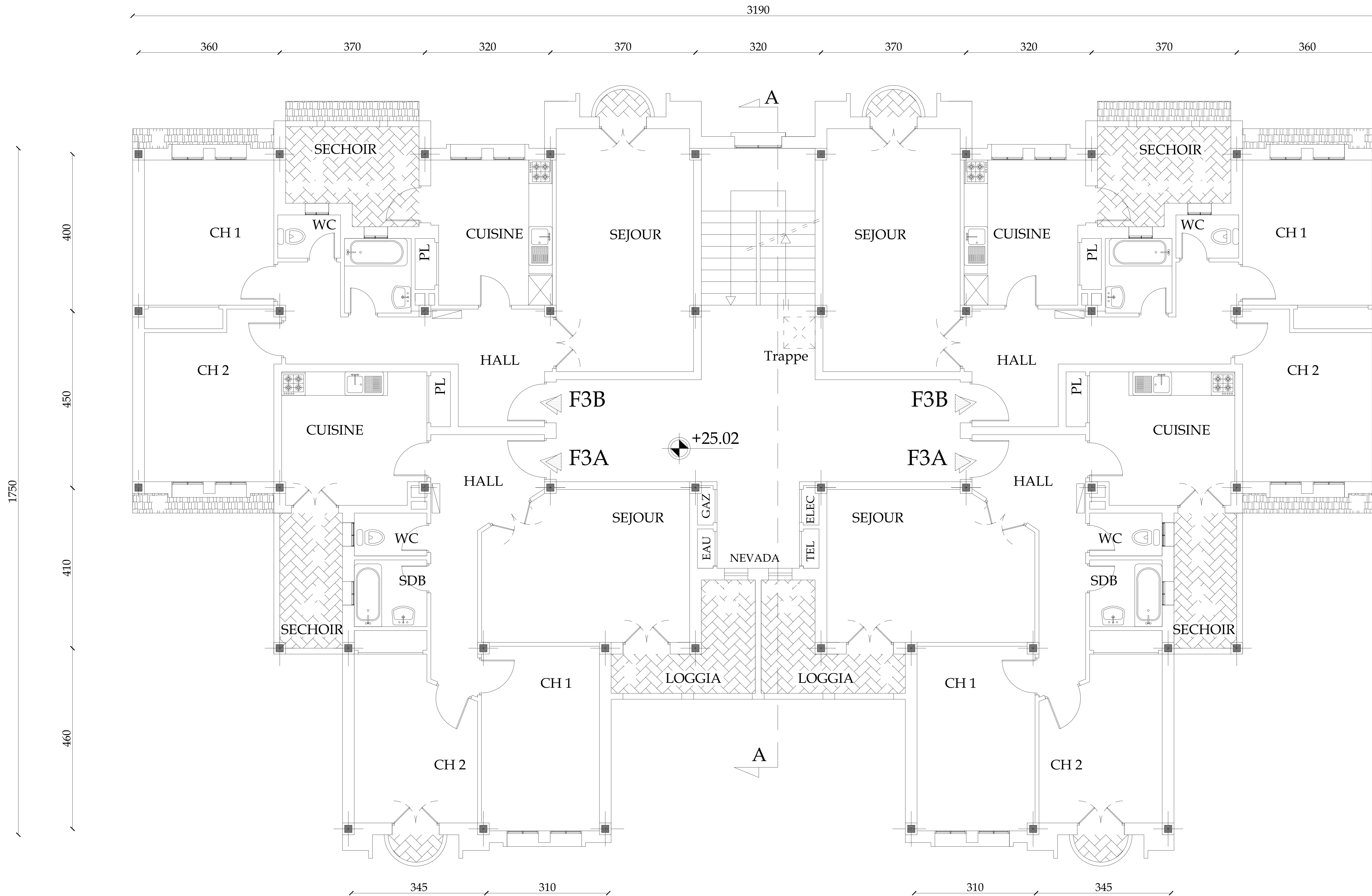
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	TLEMCEN
DAIRA :	TLEMCEN
COMMUNE :	TLEMCEN
Propriétaire :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHI"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR :
	Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé	
PLAN ETAGE 2	
Dossier Architecture	Sous La Direction De :
Echelle : 1/100	Mme GHEZALI S
Date : 08/2015	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 03	



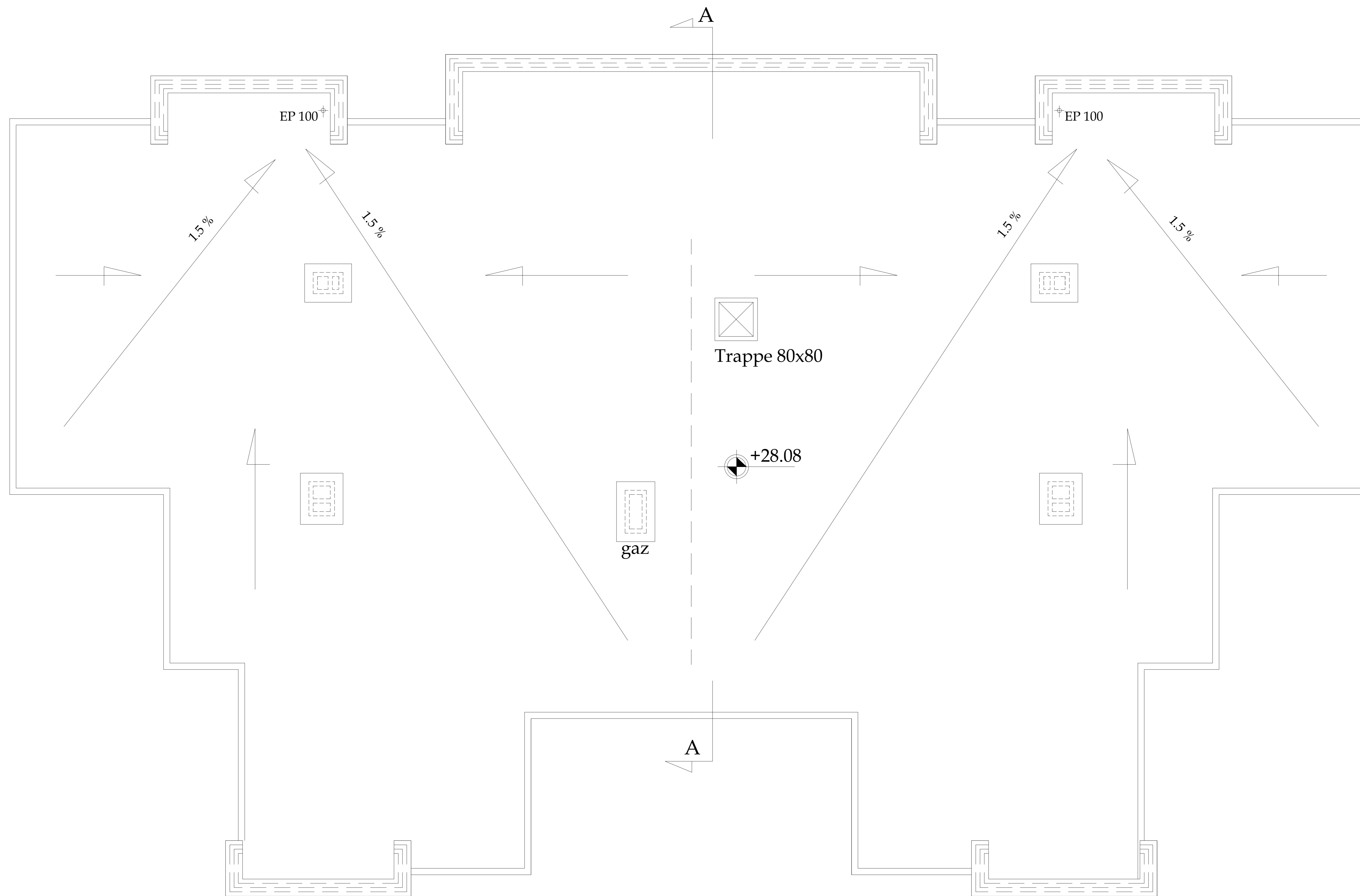
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	TLEMCEM
DAIRA :	TLEMCEM
COMMUNE :	TLEMCEM
Propriétaire :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHI"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
PLAN ETAGE 3	
Dossier Architecture	Sous La Direction De :
Echelle : 1/100	Mme GHEZALL S
Date :08/2015	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 04	



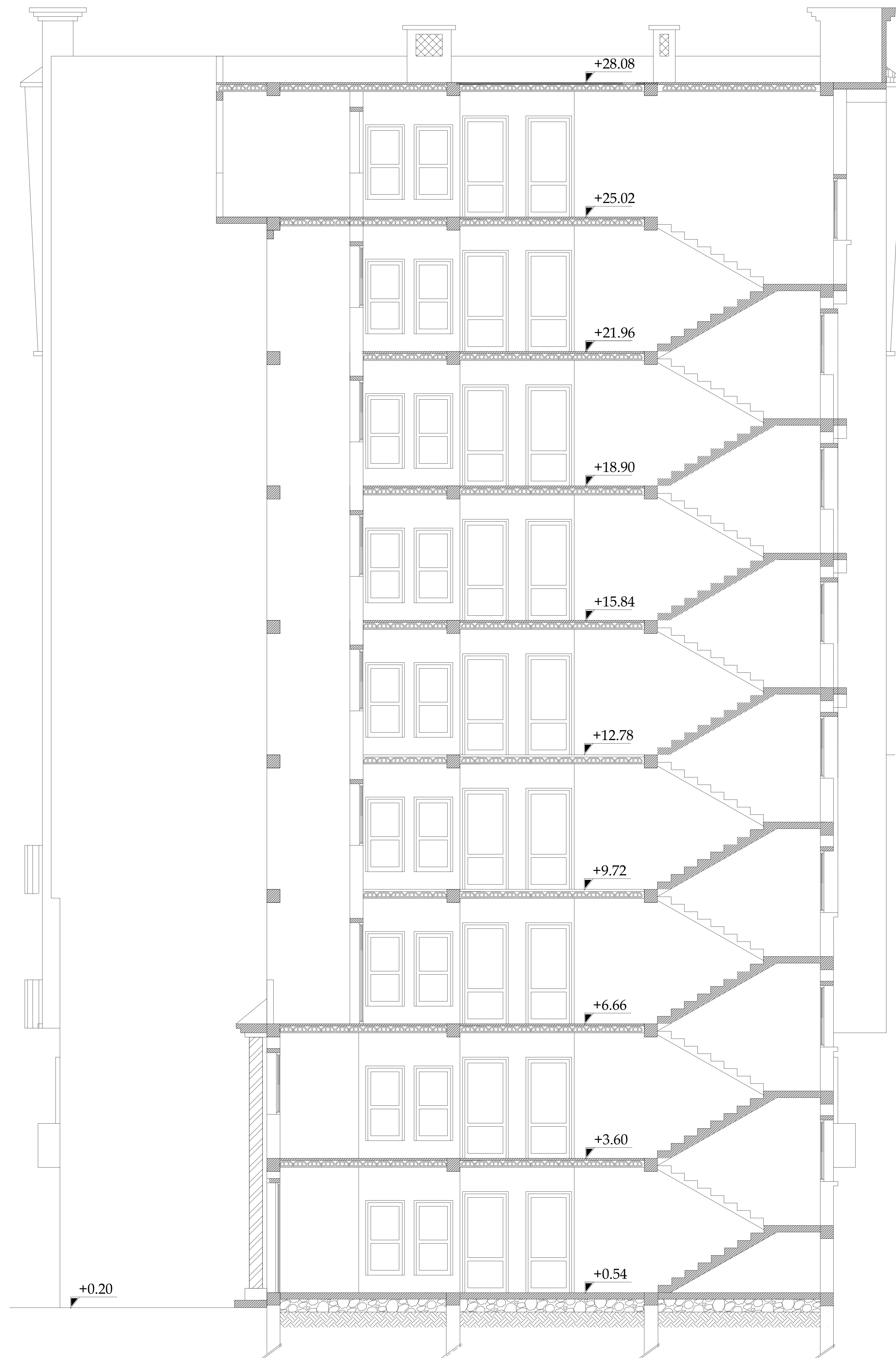
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	TLEMCEM
DAIRA :	TLEMCEM
COMMUNE :	TLEMCEM
Propriétaire :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHI"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Etude d'un batiment R+8 en béton armé	
PLAN ETAGE 4,5,6,7	
Dossier Architecture	Sous La Direction De :
Echelle : 1/100	Mme GHEZALI S
Date :08/2015	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 05	



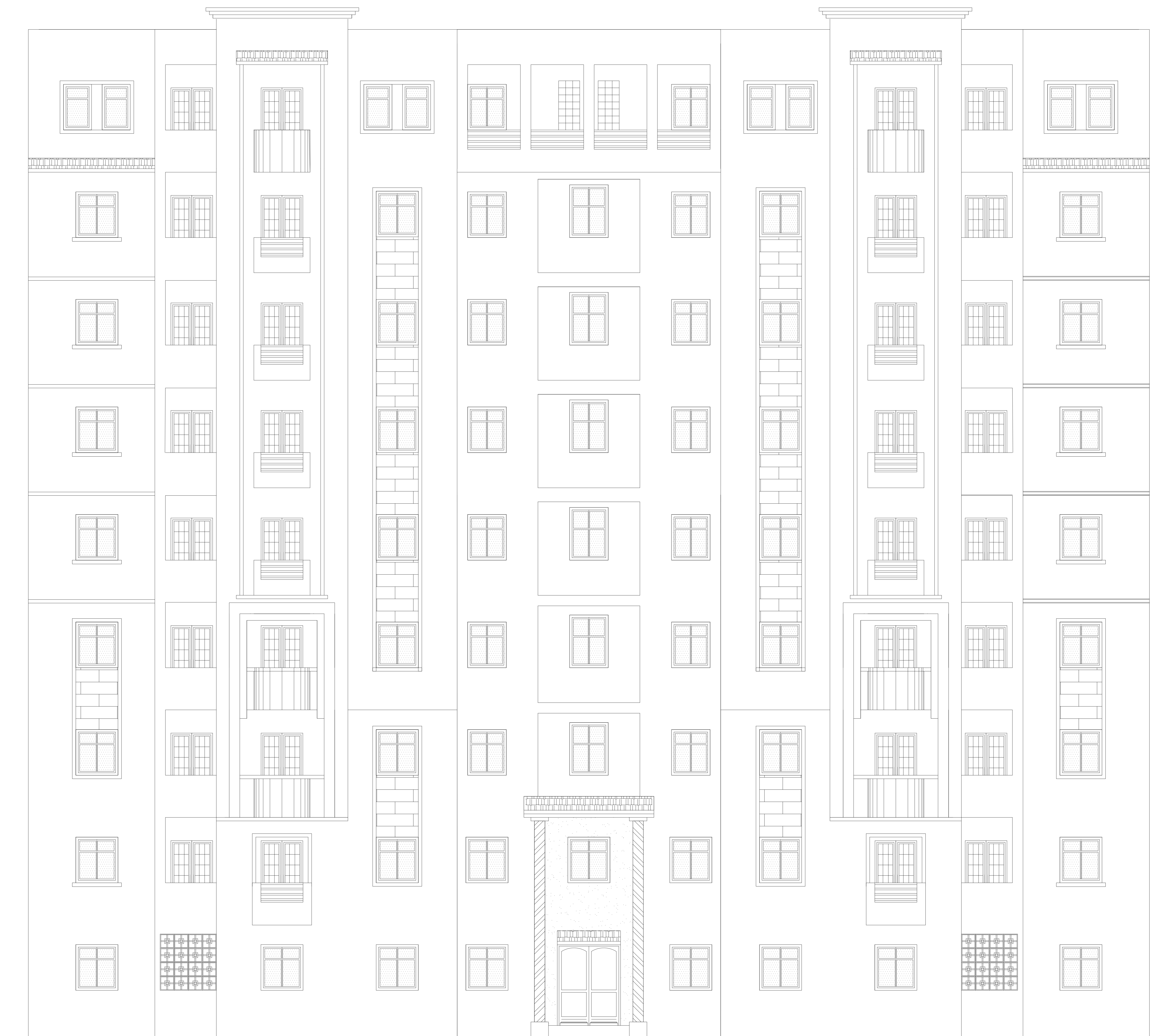
Dossier Architecture	
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	TLEMCCEN
COMMUNE :	TLEMCCEN
Propriétaire :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHI"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouthi	REALISER PAR :
	Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
PLAN ETAGE 8	
PLAN RDC	
Dossier Architecture	Sous La Direction De :
Echelle : 1/100	Mme GHEZALI S
Date :08/2015	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 06	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	TLEMCCEN
COMMUNE :	TLEMCCEN
Propriétaire :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHI"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouthi	REALISER PAR :
	Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé	
PLAN TERRASSE	
Dossier Architecture	Sous La Direction De :
Echelle : 1/100	Mme GHEZALI. S
Date :08/2015	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 07	



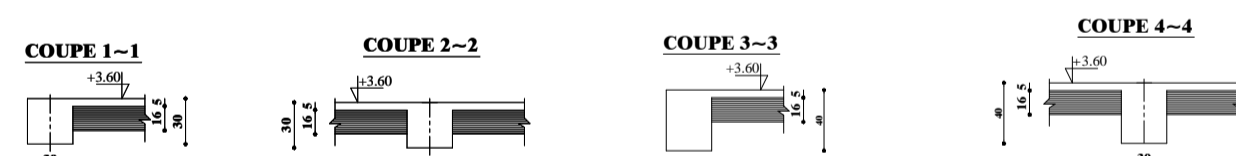
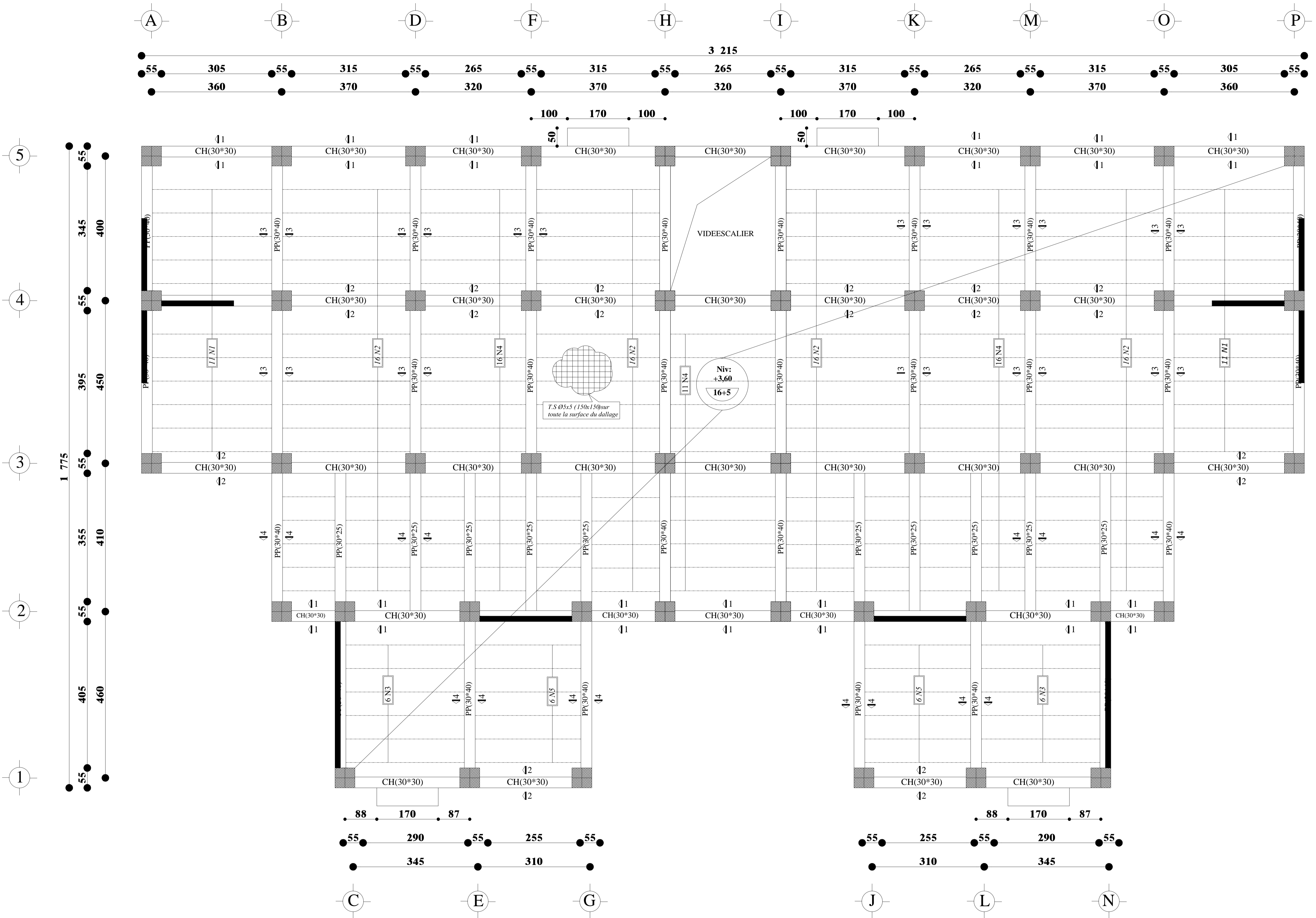
<i>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</i>	
WILAYA :	TLEMCEN
DAIRA :	TLEMCEN
COMMUNE :	TLEMCEN
Propriétaire :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHI"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouthi	REALISER PAR :
	Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé	
PLAN COUPE A-A	
Dossier Architecture	Sous La Direction De :
Echelle : 1/100	Mme GHEZALI S
Date :08/2015	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 08	



<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</p>	
<p>WILAYA : TLEMCCEN DAIRA : TLEMCCEN COMMUNE : TLEMCCEN</p>	<p>Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHI" REALISER PAR : Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine</p>
<p>PROJET</p>	
<p>Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé</p>	
<p>PLAN COUPE B-B</p>	
<p>Dossier Architecture Echelle : 1/100 Date : 08/2015 Planche : 09</p>	<p>Sous La Direction De : Mme GHEZALI S Mme. MEDJAHED. A</p>

ANNEXE B

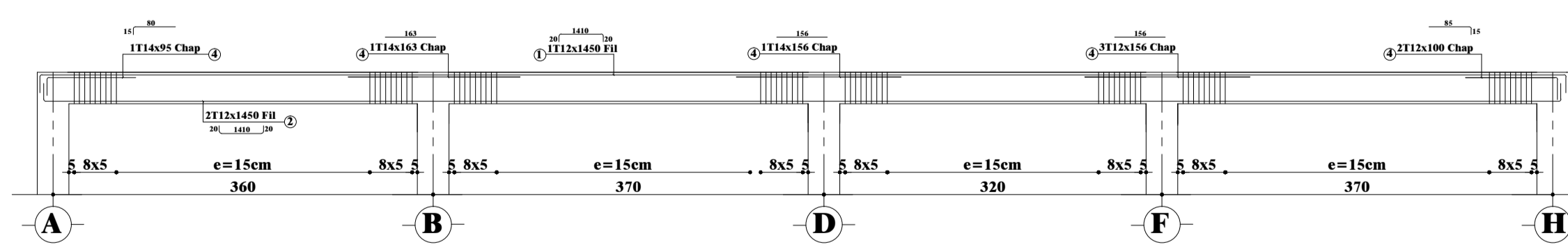
... COFFRAGE PLANCHER HAUT RDC NIV: +3.60m ...



TABLEAUX DES POUTRELLES						
REPERES	NOMBRE	LONG	FERRAILLAGE			
			①	②	③	
N1	11	360	1T12x360	360	2T12x390 15° 360 15°	etrØ6x0.55e=5x10 e=15
N2	16	370	1T12x370	370	2T12x400 15° 370 15°	etrØ6x0.55e=5x10 e=15
N3	6	345	1T12x345	345	2T12x375 15° 345 15°	etrØ6x0.55e=5x10 e=15
N4	16	320	1T12x320	320	2T12x350 15° 320 15°	etrØ6x0.55e=5x10 e=15
N5	6	310	1T12x310	310	2T12x340 15° 310 15°	etrØ6x0.55e=5x10 e=15

SCHEMA DE PRINCIPE

TABLEAUX DES CHAPEAUX			
REPERES	Ø	LONG	④
			SCHEMA
①	T14	95	18 80
②	T14	163	163
③	T14	156	156
④	T14	156	156
⑤	T14	100	85 15



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA: TLEMCCEN
DAIRA: TLEMCCEN
COMMUNE: TLEMCCEN

Réq:Rschg
Mr. HAMZA CHERIF
Ghouti

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANDES ARCHIT"
REALISER PAR:
Mr. HADJARI Mohammed
Mr. HAMOUDI chems-eddine

PROJET

Gwfg'f'wp'devlo gpy'T- : 'gp'Ø'vpp'èto ²

COFFRAGE PLANCHER NIV: +3.60m

Dossier Beton

Echelle: 1/100 1/50 1/25

Date: 08/2018

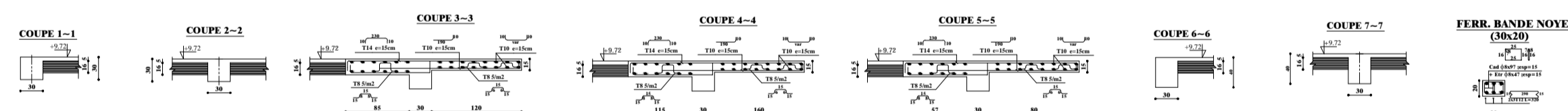
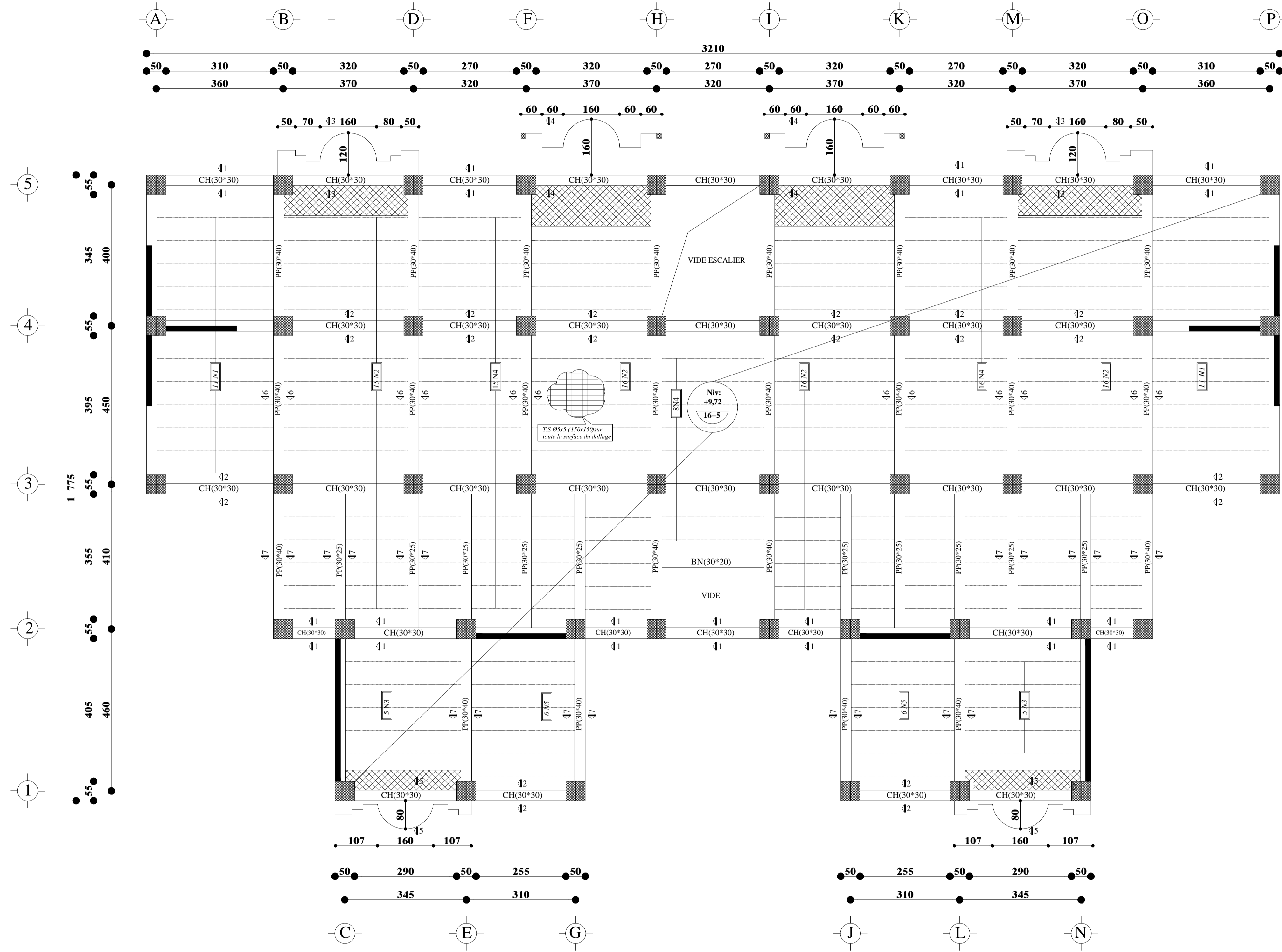
Planche: 01

Sous La Direction De:

Mme GHEZALI S

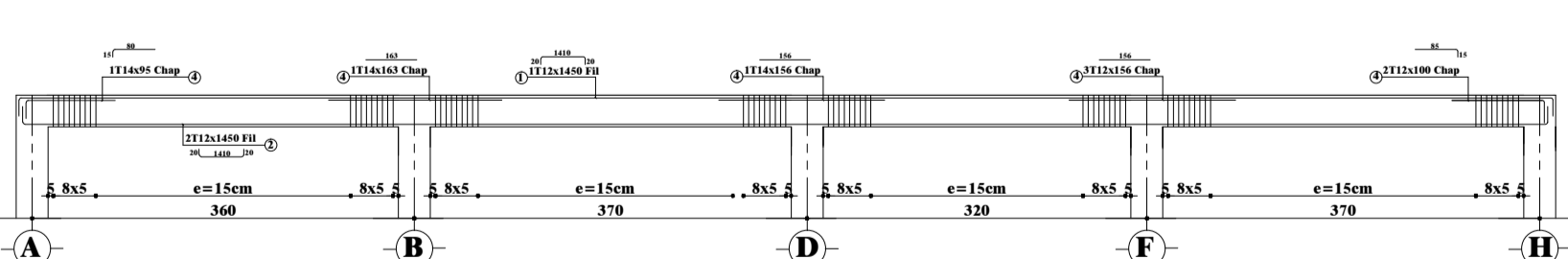
Mme. MEDJAHED. A

... COFFRAGE PLANCHER HAUT ETAGE 2 NIV: +9.72m ...



TABLEAUX DES POUTRELLES							
PROFILS	N°	LONG.	FERRAILLAGE				
			①	②	③		
N1	11	360	1T12x360	360	2T12x390	16...360...315	etr06x0.55e=5x10 e=15
N2	16	370	1T12x370	370	2T12x400	16...370...315	etr06x0.55e=5x10 e=15
N3	5	345	1T12x345	345	2T12x375	16...345...315	etr06x0.55e=5x10 e=15
N4	15	320	1T12x320	320	2T12x350	16...320...315	etr06x0.55e=5x10 e=15
N5	6	310	1T12x310	310	2T12x340	16...310...315	etr06x0.55e=5x10 e=15

TABLEAUX DES CHAPEAUX			
PROFILS	φ	LONG.	SCHEMA
①	T14	95	16 80
②	T14	163	163
③	T14	156	156
④	T14	156	156
⑤	T14	100	85 34



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA: TLEMCCEN
DAIRA: TLEMCCEN
COMMUNE: TLEMCCEN

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANDES ARCHIT"

REALISER PAR:
Mr. HADJARI Mohammed
Mr. HAMOUDI chems-eddine

PROJET

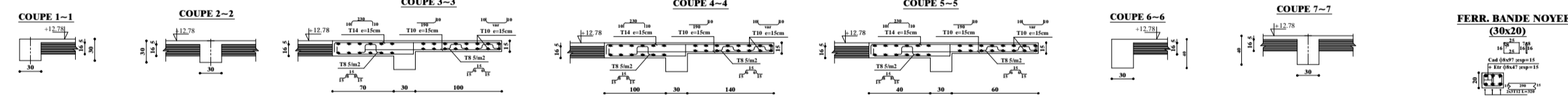
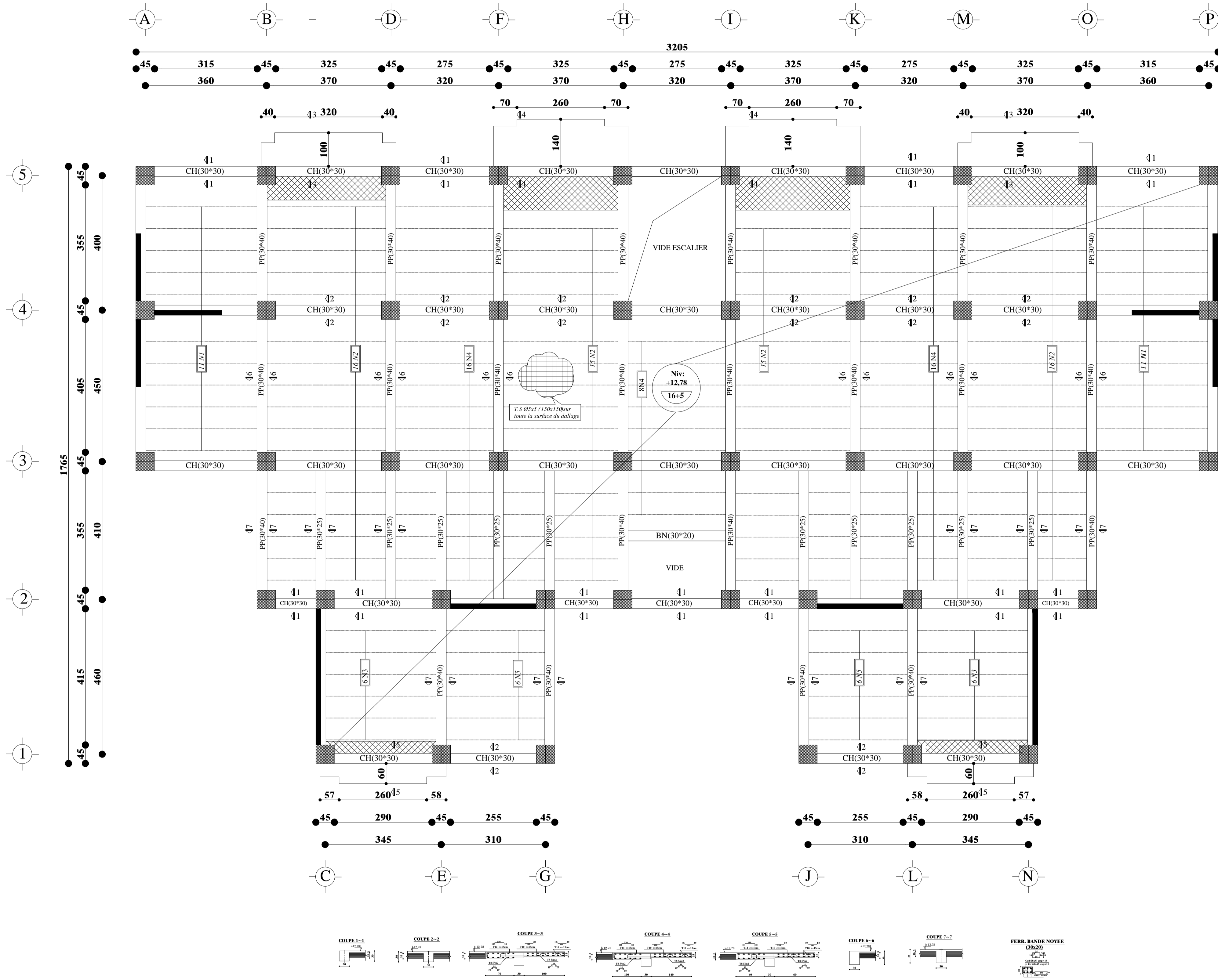
Gw'gT)wp'liclo gpvT- : 'gp'p'wp'to 2

COFFRAGE PLANCHER NIV: +9.72m

Dossier Beton
Echelle: 1/100 1/50 1/25
Date: 08/2018
Planche : 03

Bureau La Direction De :
Mme GHEZALL S
Mme. MEDJAHED. A

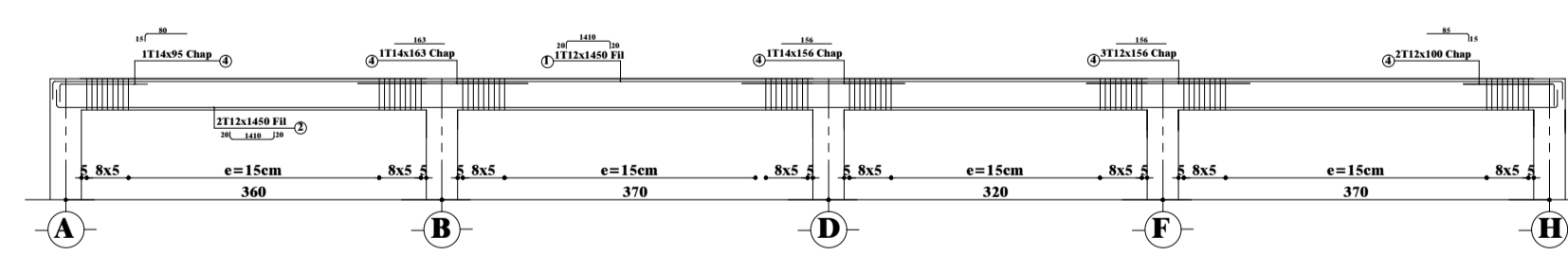
... COFFRAGE PLANCHER HAUT ETAGE 3 NIV: +12.78m ...



TABLEAUX DES POUTRELLES					
N°	LONG	FERRAILLAGE			REMARKS
		①	②	③	
N1	360	1T12x360	2T12x390	1T12x390	ent06x0.55e=5x10 e=15
N2	370	1T12x370	2T12x400	1T12x400	ent06x0.55e=5x10 e=15
N3	345	1T12x345	2T12x375	1T12x375	ent06x0.55e=5x10 e=15
N4	320	1T12x320	2T12x350	1T12x350	ent06x0.55e=5x10 e=15
N5	310	1T12x310	2T12x340	1T12x340	ent06x0.55e=5x10 e=15

SCHEMA DE PRINCIPE

TABLEAUX DES CHAPEAUX			
N°	LONG	SCHEMA	
		①	②
①	95	14	80
②	163	14	163
③	166	166	166
④	166	166	166
⑤	100	85	100



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA: TLEMCEN
DAIRA: TLEMCEN
COMMUNE: TLEMCEN

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANDES ARCHIT"
REALISER PAR:
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti
Mr. HADIARI Mohammed
Mr. HAMOUDI chems-eddine

PROJET

Gwef jwp'bccto gpvT- : 'gp' B' sup' tto 2

COFFRAGE PLANCHER NIV: +12.78m

Dossier Beton
Echelle: 1/100 1/50 1/25
Date: 08/2018
Planche: 04

Sous La Direction De:
Mme GHEZALL S
Mme. MEZIAHED. A

... COFFRAGE PLANCHER HAUT ETAGE 4,5,6,7 NIV: +15.84m, +18.9m, +21.96m, +25.02m ...

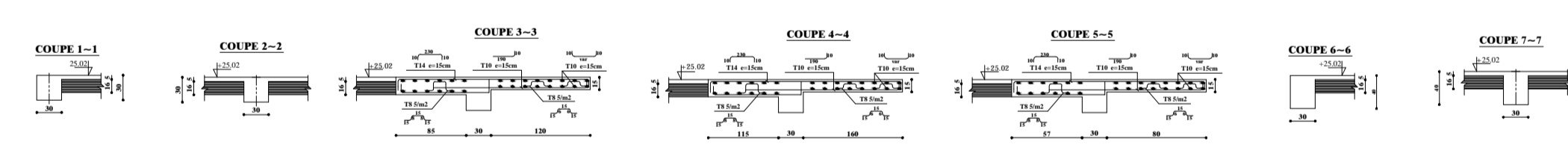
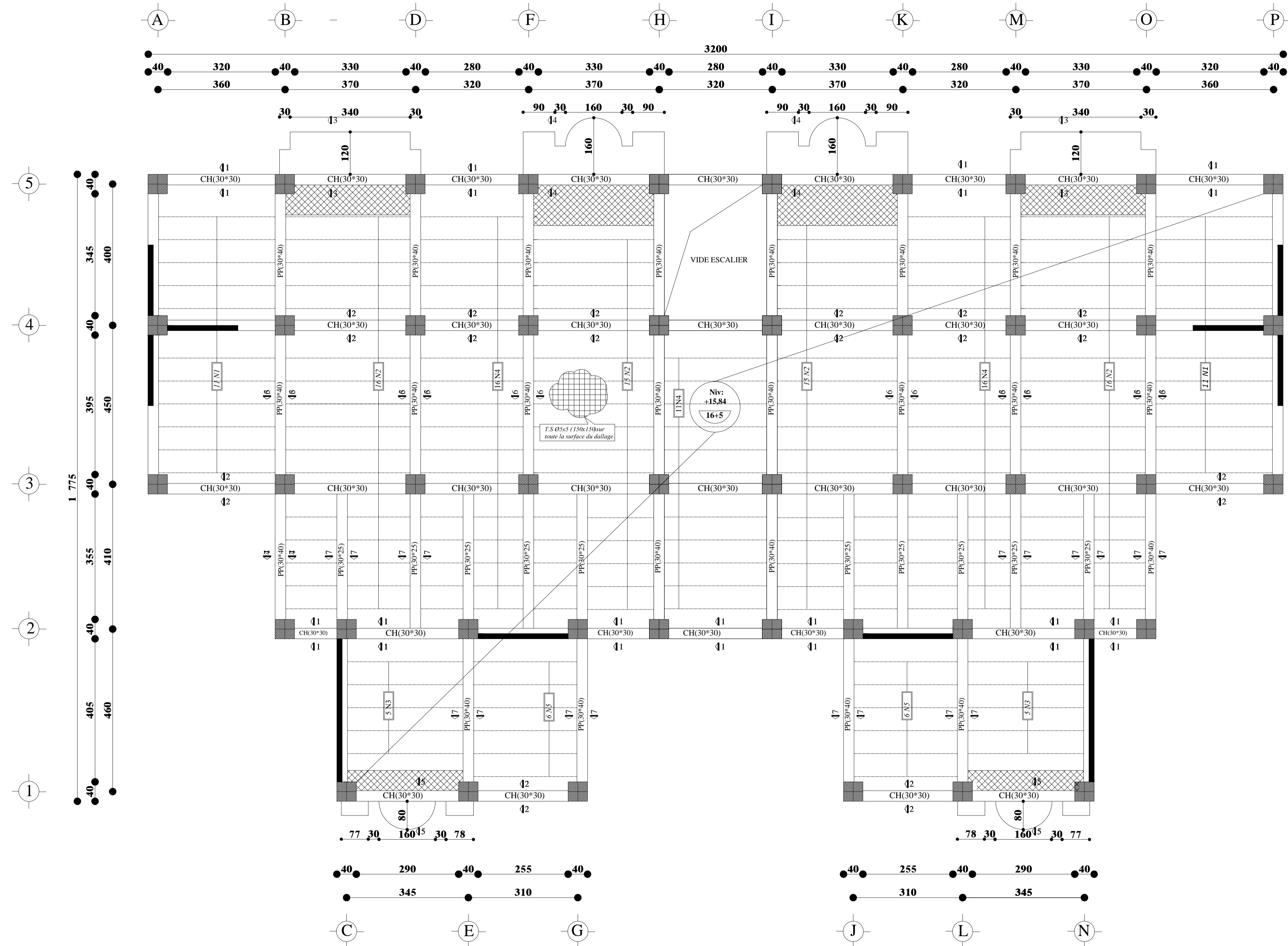
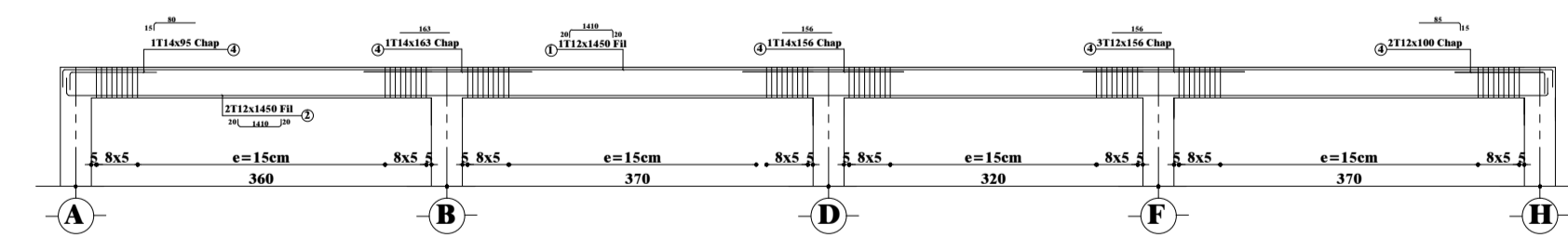
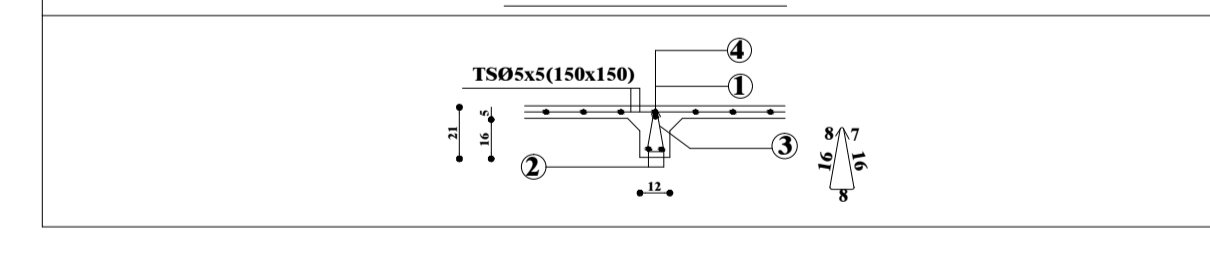


TABLEAU DES POUTRELLES						
N°	LONG	FERRAILLAGE				
		①	②	③	④	⑤
N1	360	T112x360	360	2T12x390	1x_360_34	ent06x0.55e=5x10 e=15
N2	370	T112x370	370	2T12x400	1x_370_34	ent06x0.55e=5x10 e=15
N3	345	T112x345	345	2T12x375	1x_345_34	ent06x0.55e=5x10 e=15
N4	320	T112x320	320	2T12x350	1x_320_34	ent06x0.55e=5x10 e=15
N5	310	T112x310	310	2T12x340	1x_310_34	ent06x0.55e=5x10 e=15

TABLEAU DES CHAPEAUX			
N°	Ø	LONG	SCHEMA
②	T14 163	163	163
③	T14 156	156	156
④	T14 156	156	156
⑤	T14 100	85	38



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA: TLEMCEN
DAIRA: TLEMCEN
COMMUNE: TLEMCEN

Regreté: Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZANIDS ARCHITECTURE"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti
REALISER PAR: Mr. HADJARI Mohammed
Mr. HAMOUDI chems-eddine

PROJET

GwfgT wp'Ùcbo gpv'T - : ïgp'Ù² sup'Ùto ²

COFFRAGE PLANCHER NIV: +15.84m

Dossier Beton Echelle: 1/100 1/50 1/25 Date: 08/2018 Planche: 05

Sous La Direction De: Mme GHEZALL S
Mme. MEDJABED. A

... COFFRAGE PLANCHER TERRASSE NIV: +28.08m ...

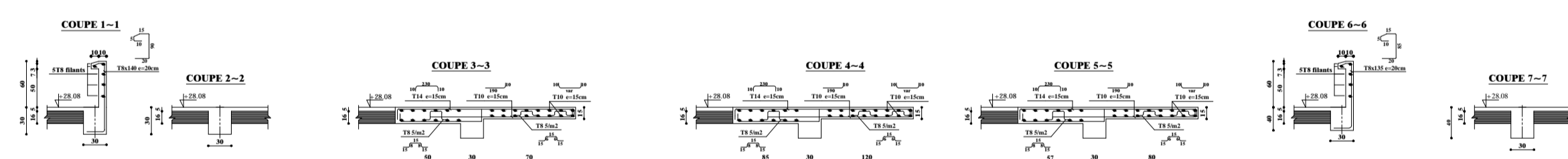
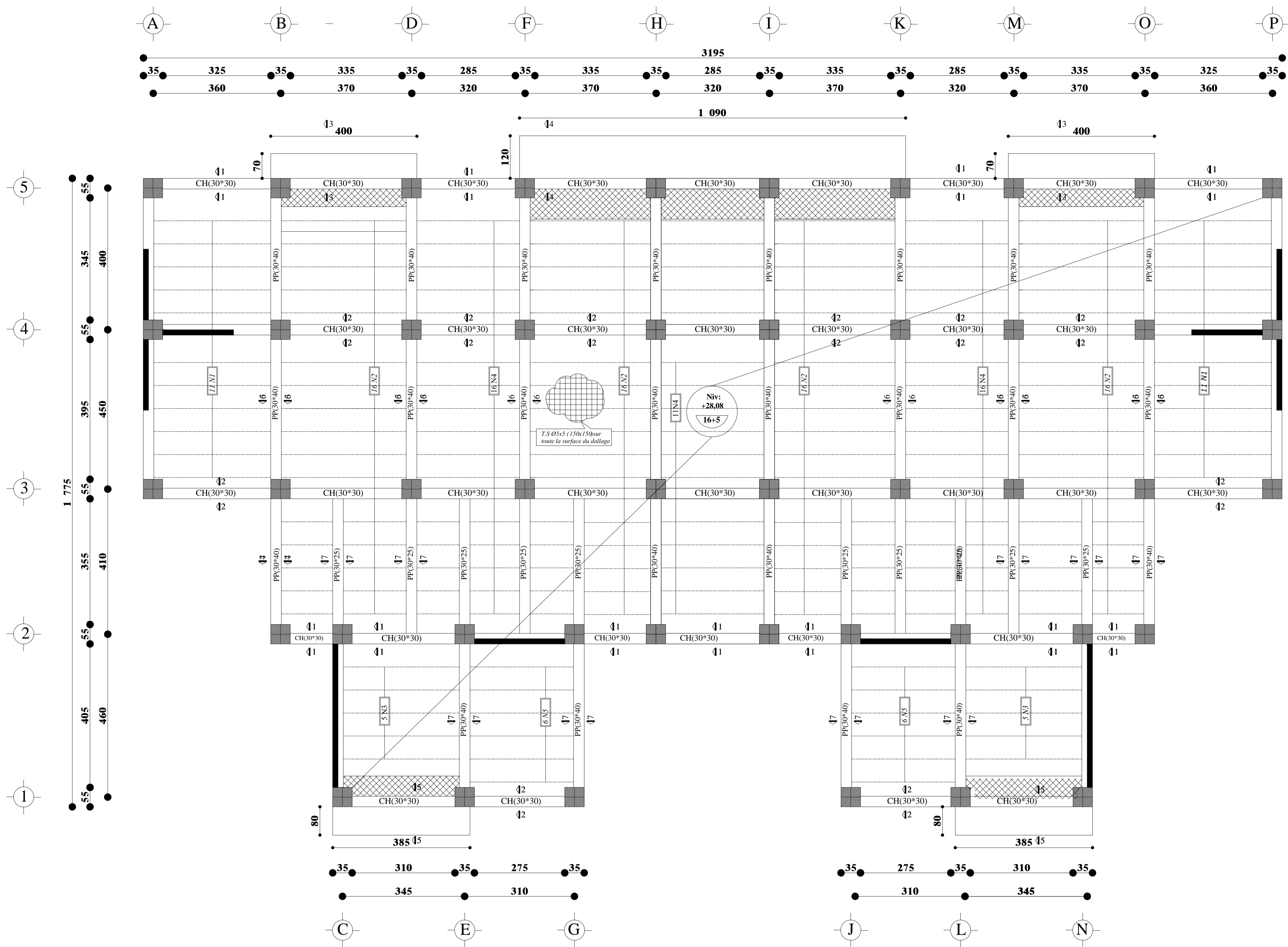
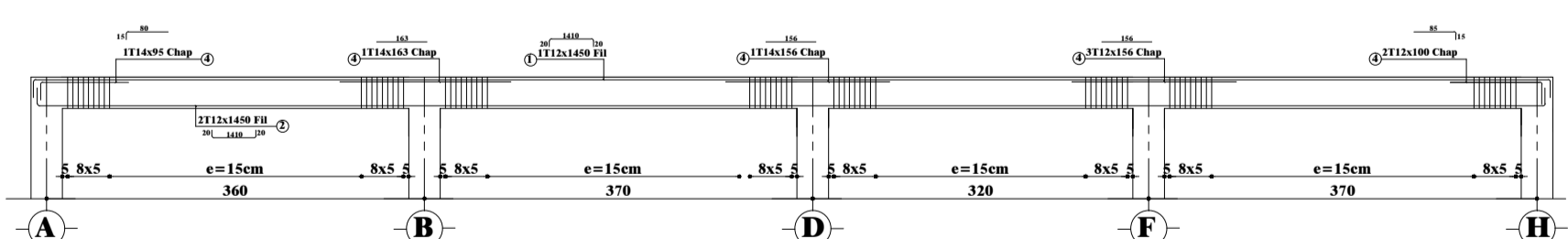


TABLEAU DES POUTRELLES						
N°	LONG	FERRAILLAGE			e	c
		①	②	③		
N1	11 360	1T12x360	360	2T12x390	11	360
N2	16 370	1T12x370	370	2T12x400	16	370
N3	5 345	1T12x345	345	2T12x375	5	345
N4	16 320	1T12x320	320	2T12x350	16	320
N5	6 310	1T12x310	310	2T12x340	6	310

Schéma de principe:

TABLEAU DES CHAPEAUX			
N°	Ø	LONG	SCHEMA
②	T14	163	163
③	T14	156	156
④	T14	156	156
⑤	T14	100	83



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA: TLEMCCEN
DAIRA: TLEMCCEN
COMMUNE: TLEMCCEN

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANDES ARCHITECTES"
REALISER PAR: Mr. HADIARI Mohammed
Mr. HAMOUDI chems-eddine

PROJET

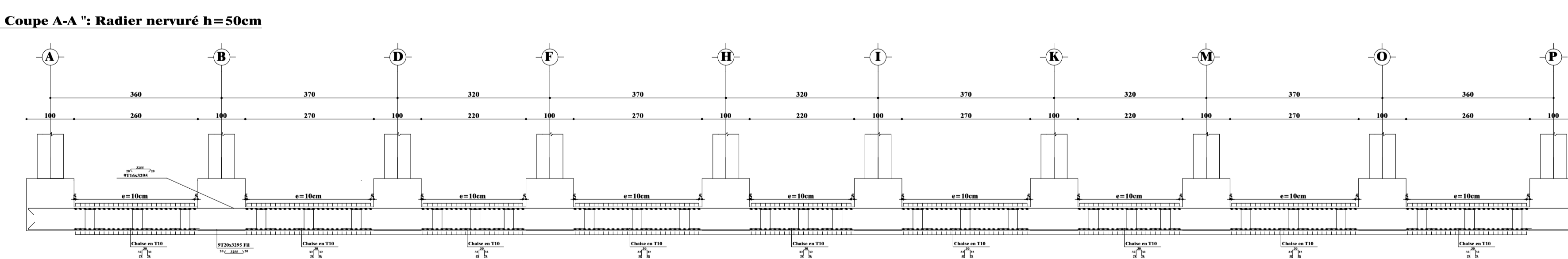
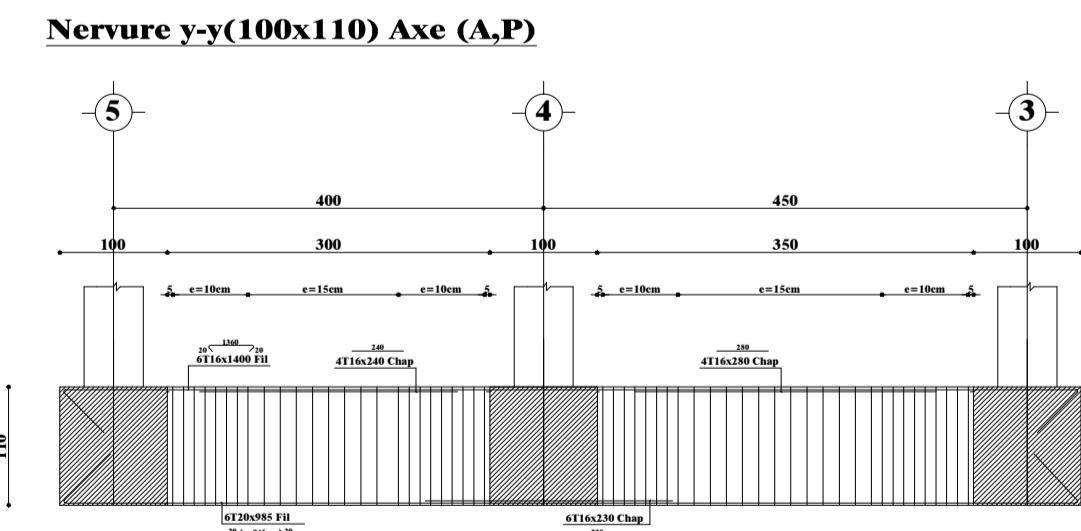
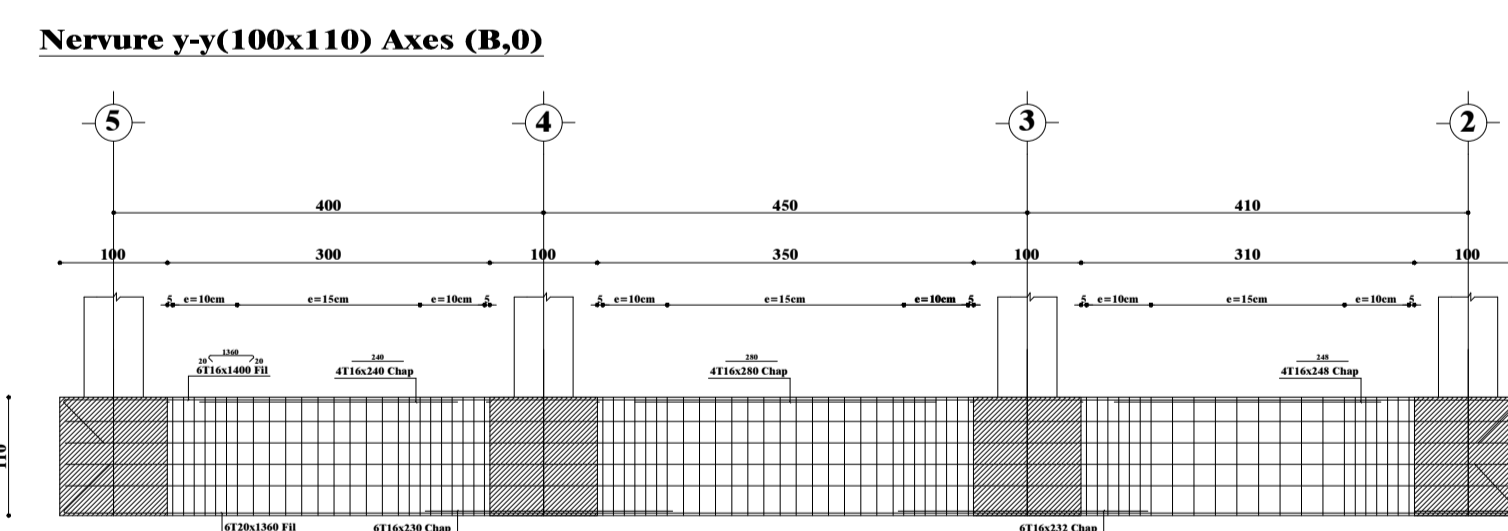
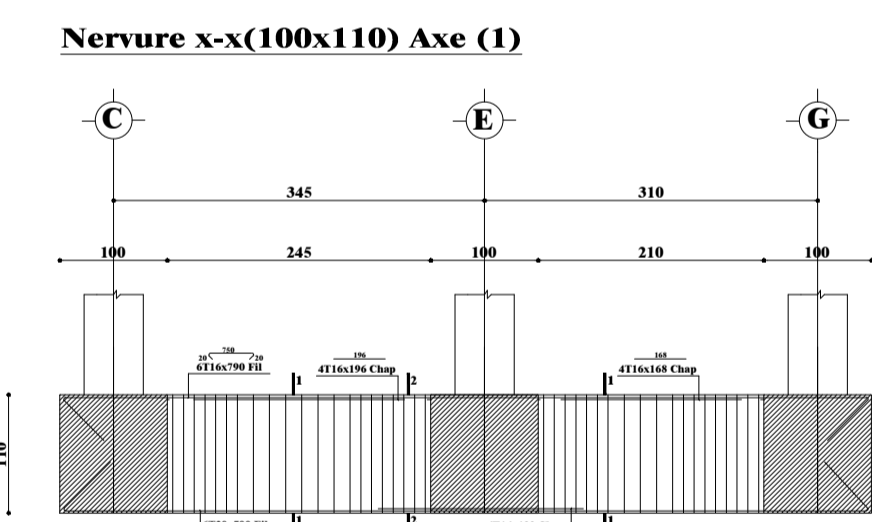
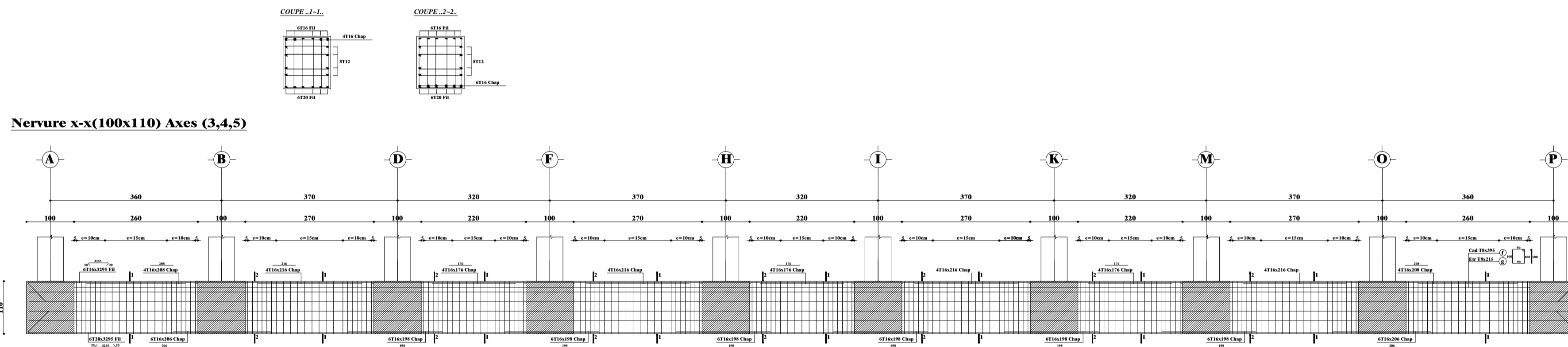
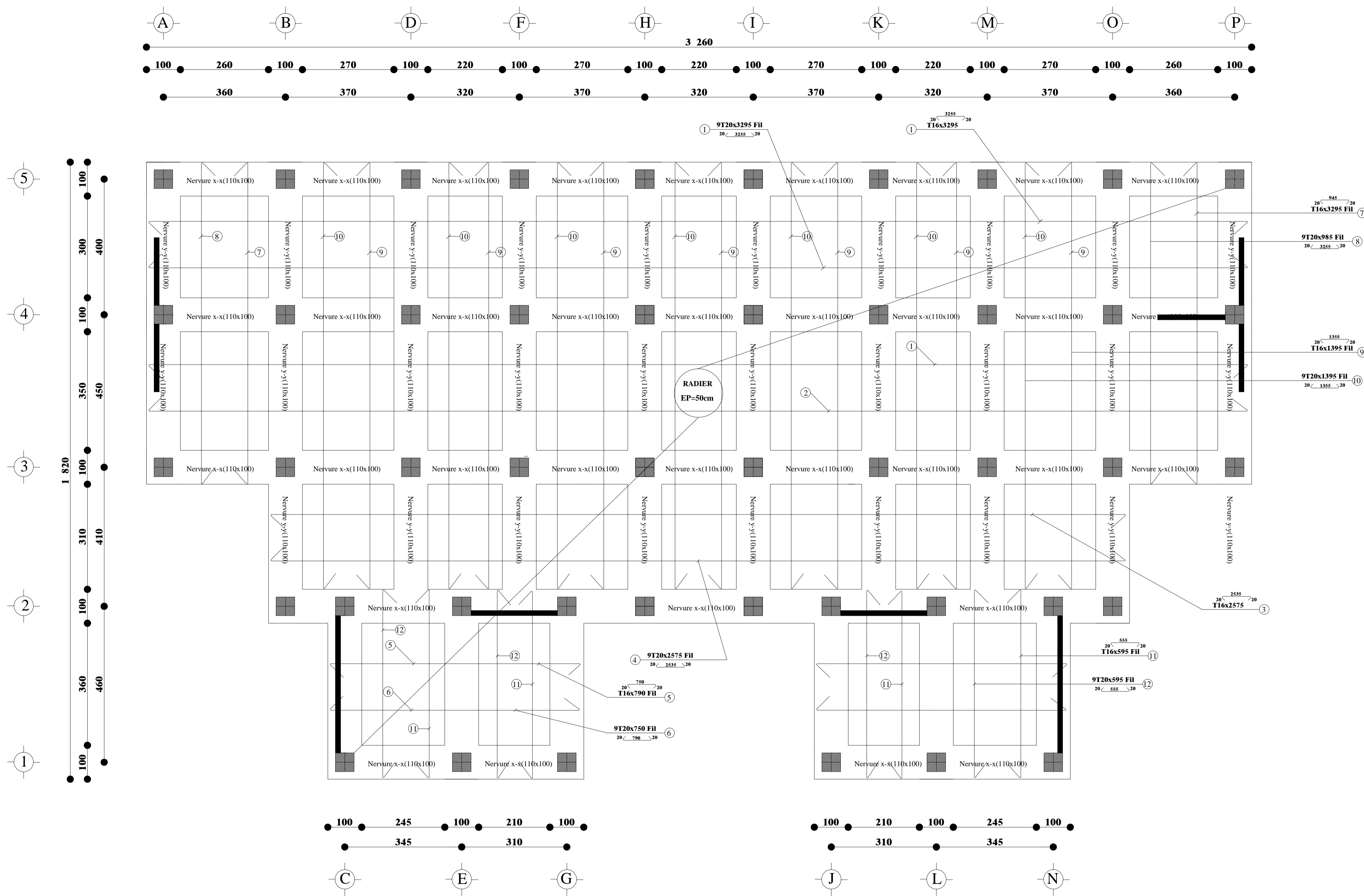
GwT gT)w'f'c'lo g'vT- : 'g'p'f' s'p'f't o 2

COFFRAGE PLANCHER NIV: +28.08m

Dossier Beton
Echelle: 1/100 1/50 1/25
Date: 08/2018
Planche: 06

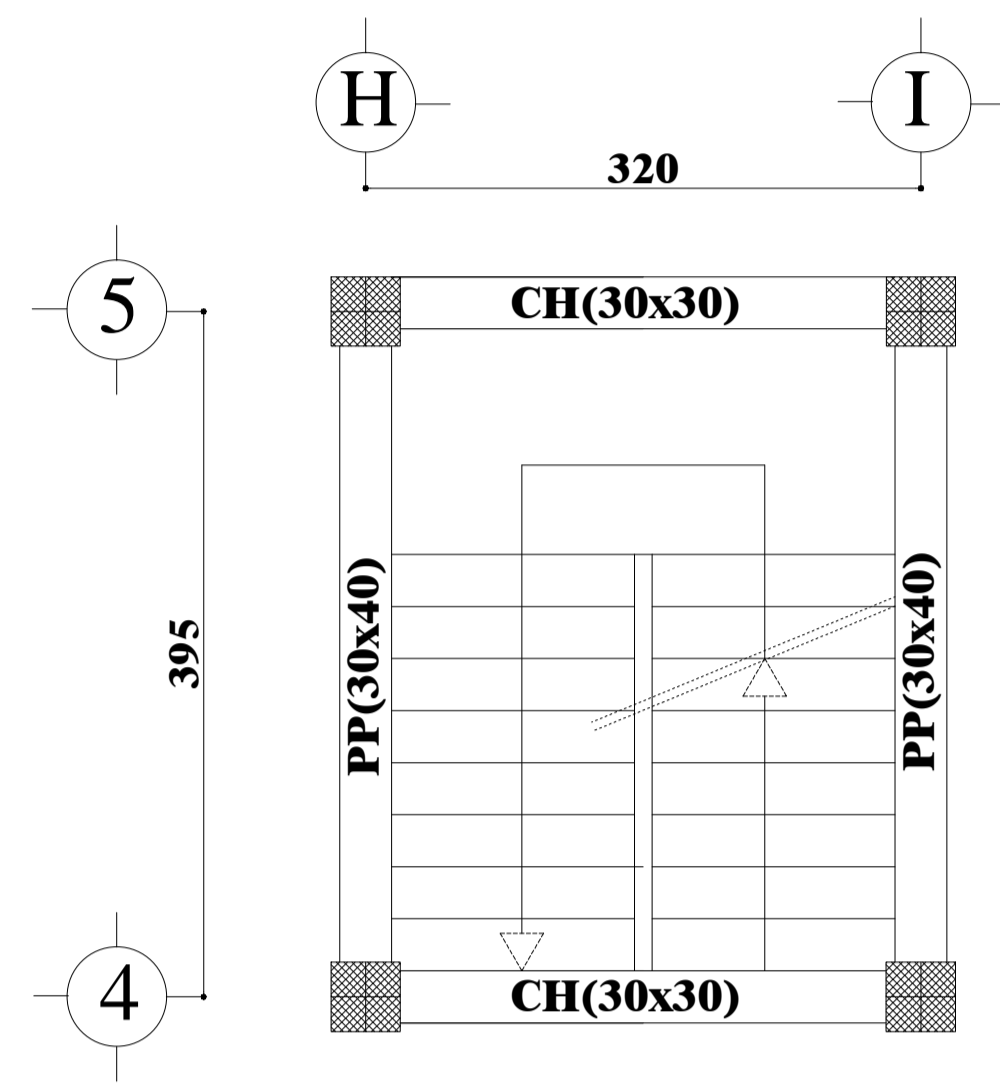
Sous La Direction De :
Mme GBEZALL S
Mme. MEDJAHED. A

... COFFRAGE FERRAILLAGE FONDATION ...

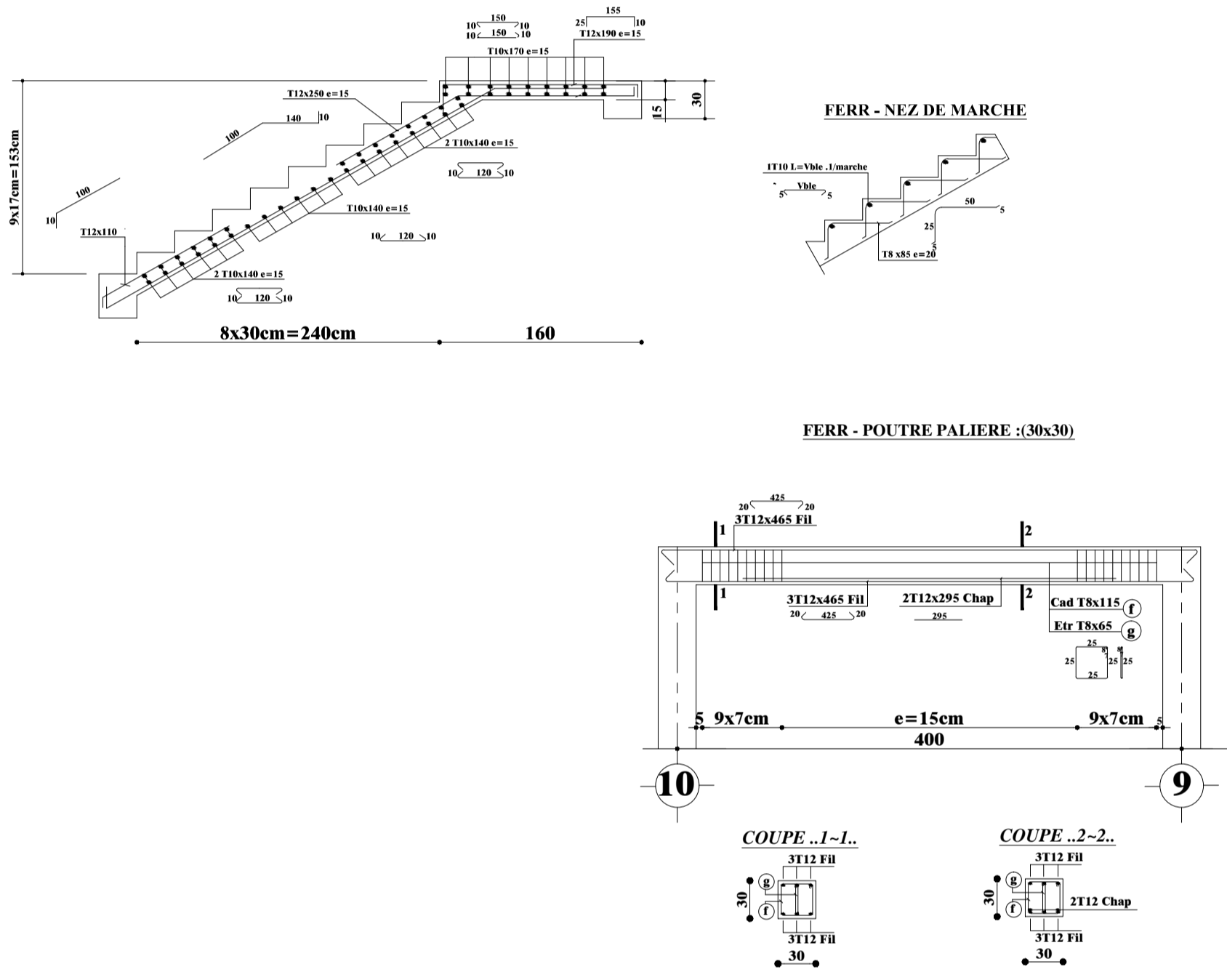


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	ILEMCEN
DAIRA :	ILEMCEN
COMMUNE :	ILEMCEN
Registres :	Bureau d'Etude d'Architecture "LES JEANDES ARCHIT"
Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	REALISER PAR : Mr. HADIARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Gwf gT wpp l'c'lo gpvT - : l'p l'p' wpp l'c'lo 2	
COFFRAGE FERRAILLAGE FONDATION	
Dossier Beton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mme GHEZALL S
Date: 08/2018	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 07	

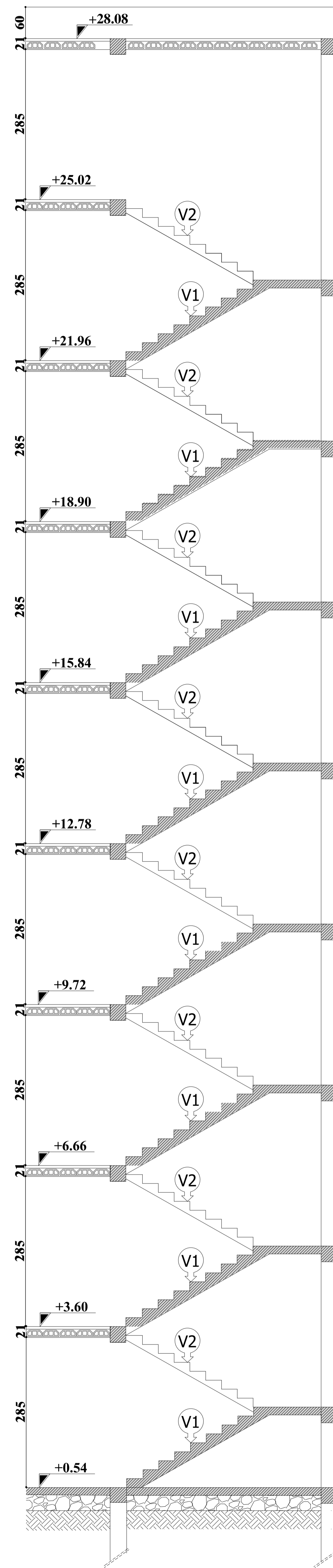
VUE EN PLAN CAGE D'ESCALIER



Ferailage Volée (1)



COUPE ESCALIER



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA :	TLEMCCEN
DAIRA :	TLEMCCEN
COMMUNE :	TLEMCCEN
Rtqrtrk'vclg'k'z Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANIDES ARCHIT" REALISER PAR : Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Gwff g'f)wp'lc'v'lo gpv'T- : 'gp'h² vqp't'o ²	
PLAN COFFRAGE FERAILLAGE ESCALIER	
Dossier Beton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mme GHEZALL S
Date: 08/2018	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 08	

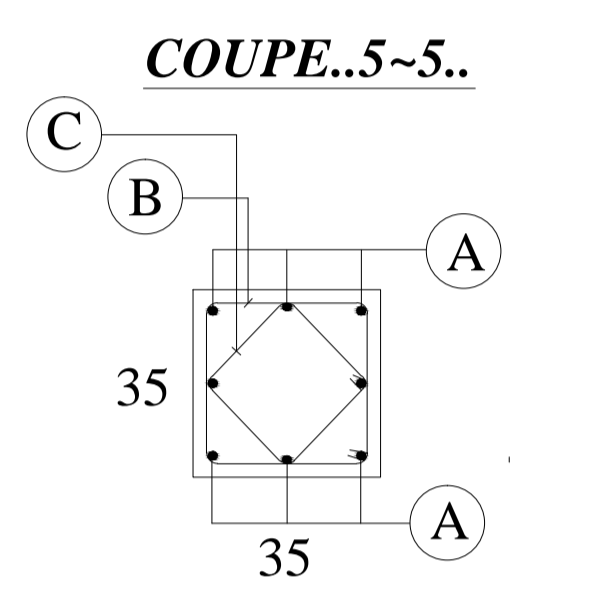
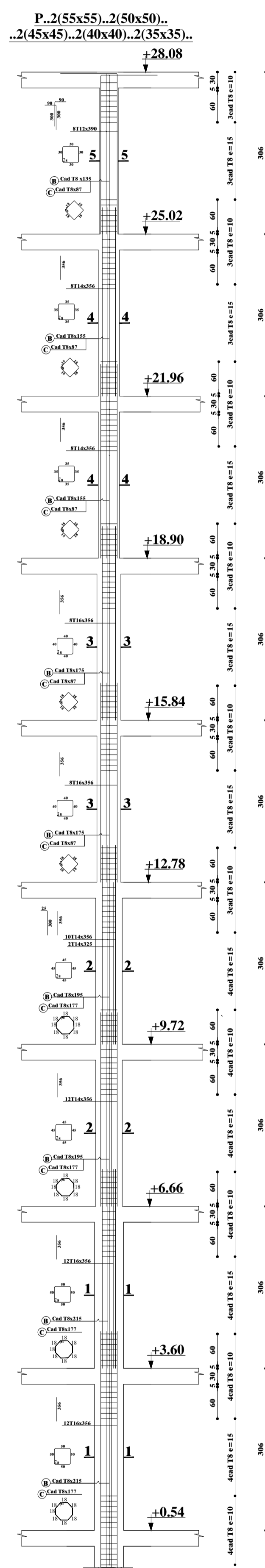


Tableau de ferrailage des poteaux			
Tgr ³ tg	Nbre		Hc±qppci g
A	8	12	
B	1	8	
C	1	8	

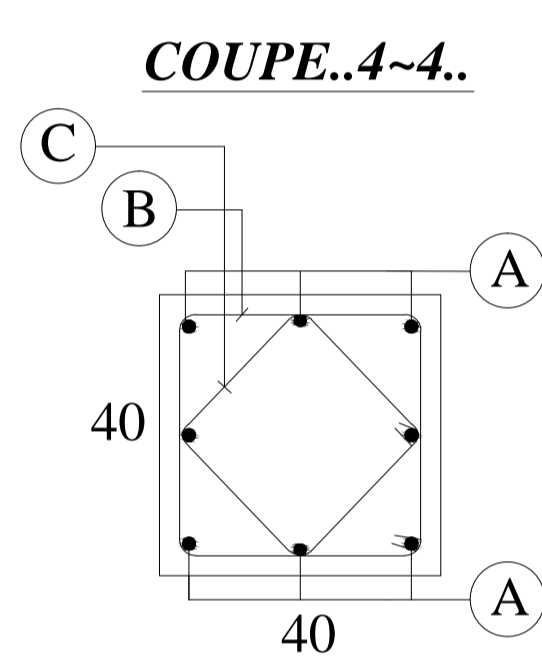


Tableau de ferrailage des poteaux			
Tgr ³ tg	Nbre		Hc±qppci g
A	8	14	
B	1	8	
C	1	8	

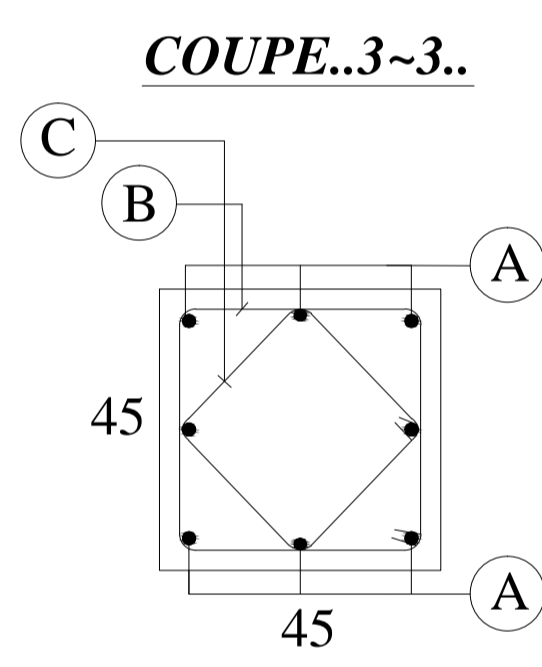


Tableau de ferrailage des poteaux			
Tgr ³ tg	Nbre		Hc±qppci g
A	8	16	
B	1	8	
C	1	8	

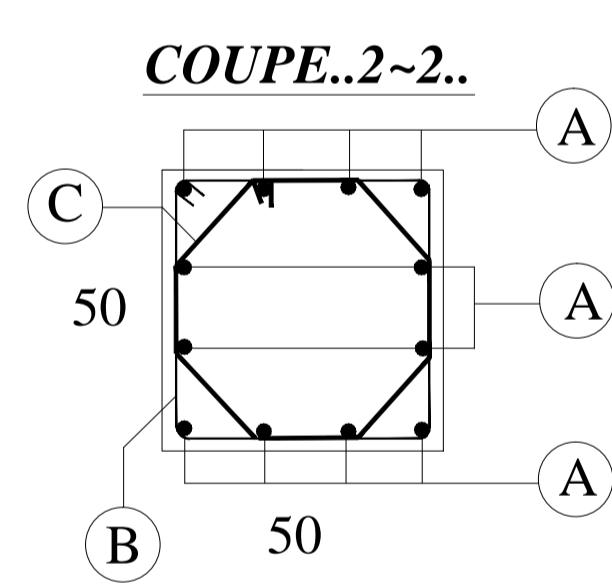


Tableau de ferrailage des poteaux			
Tgr ³ tg	Nbre		Hc±qppci g
A	12	14	
B	1	10	
C	1	10	

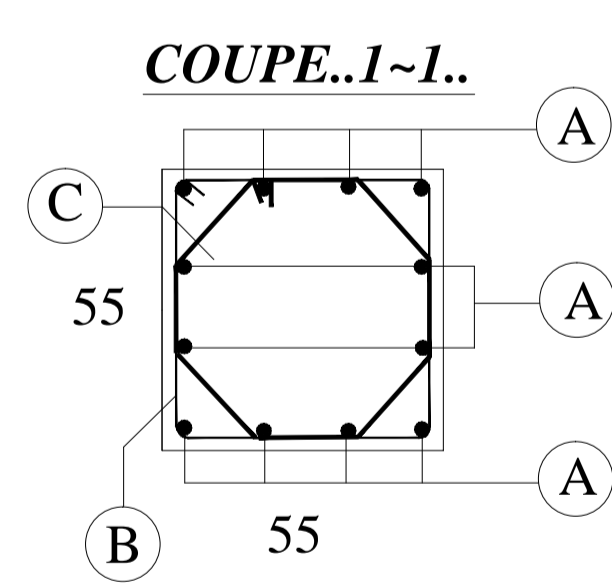


Tableau de ferrailage des poteaux			
Tgr ³ tg	Nbre		Hc±qppci g
A	12	16	
B	1	10	
C	1	10	

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA: TLEMCCEN
DAIRA : TLEMCCEN
COMMUNE : TLEMCCEN

Rqprtrvkgz: Mr. HAMZA CHERIF Ghouti

Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES ARCHI"
REALISER PAR : Mr. HADJARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine

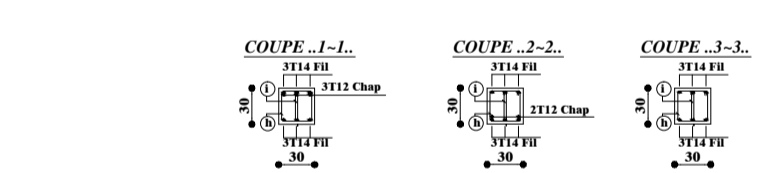
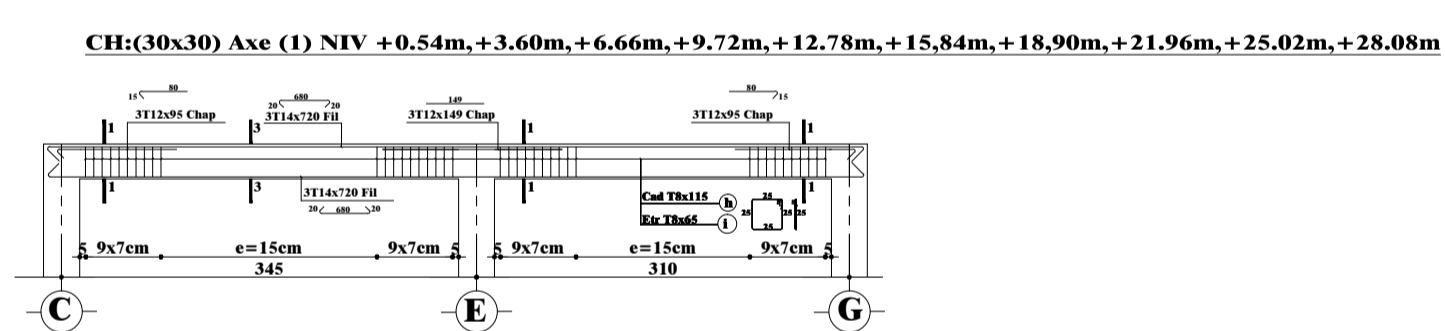
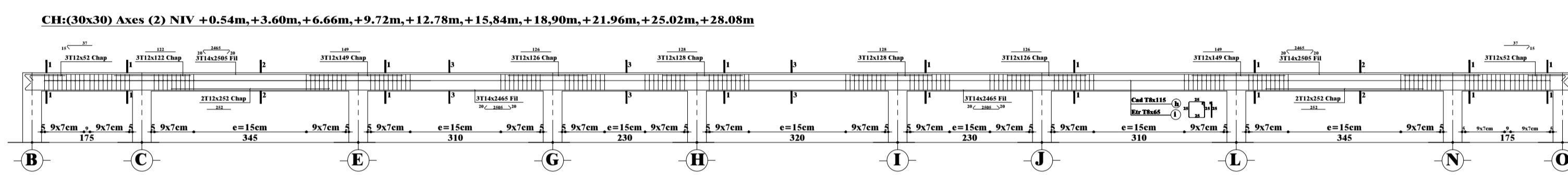
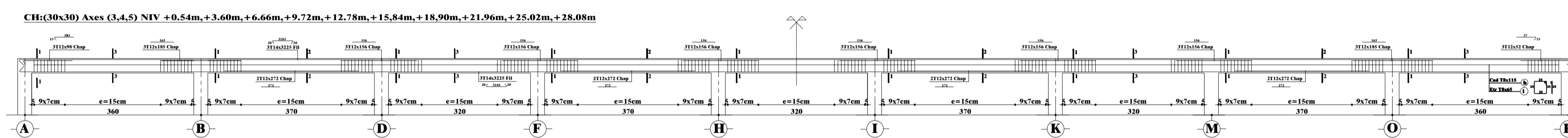
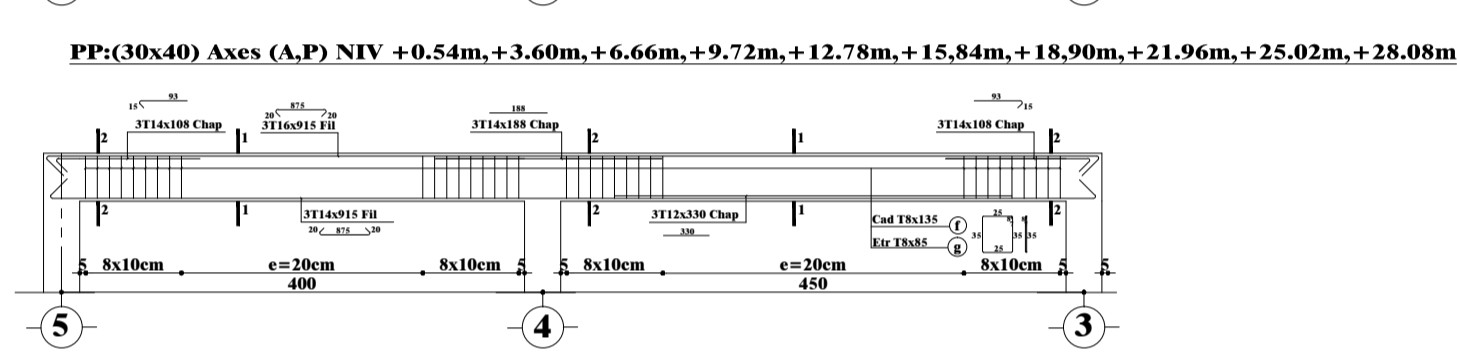
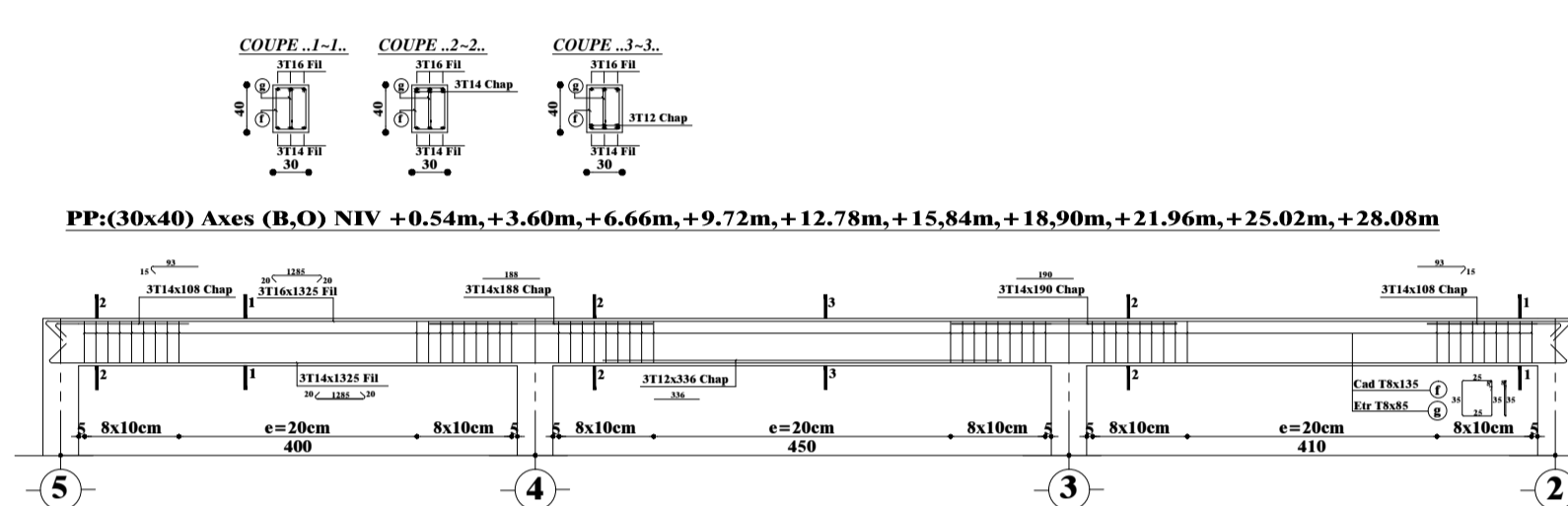
PROJET

Gwfg'f'yp'bclo gpv'T- : 'gp'f'qpp'tto ²

PLAN COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POTEAUX

Dossier Beton
Echelle: 1/100 1/50 1/25
Date: 08/2018
Planche : 09

Sous La Direction De :
Mme CHEZALL S
Mme. MEDJAHED. A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA : TLEMCEN
DAIRA : TLEMCEN
COMMUNE : TLEMCEN

Régulateur
Mr. HAMZA CHERIF
Ghouth

Bureau d'Etude d'Architecture
"LES ZIANIDES ARCHI"
REALISER PAR :
Mr. HADJARI Mohammed
Mr. HAMOUDI chems-eddine

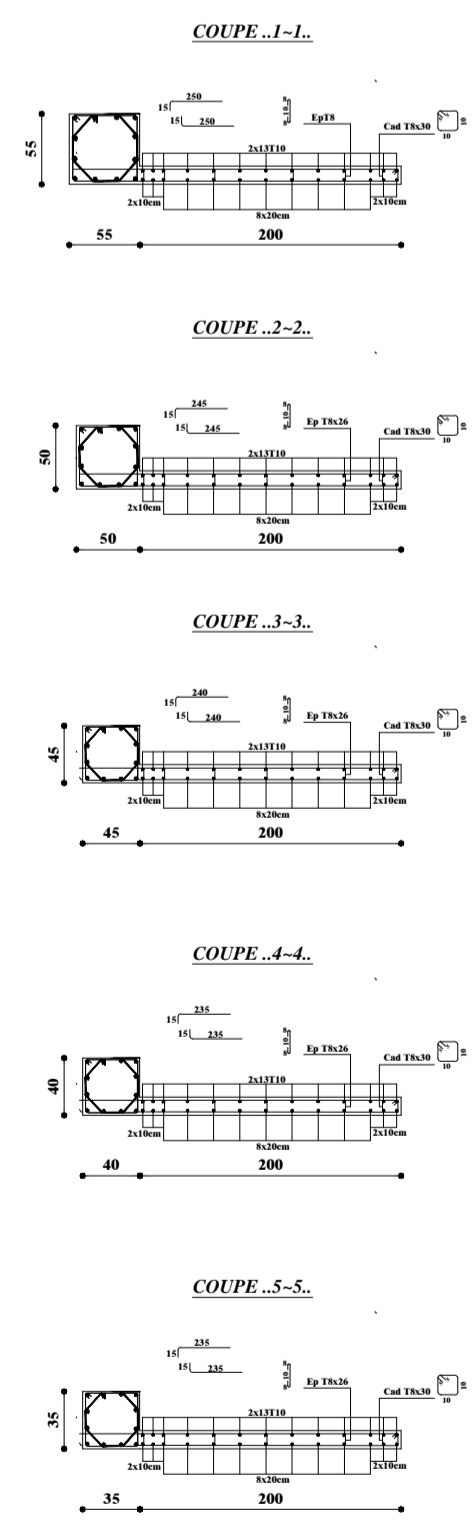
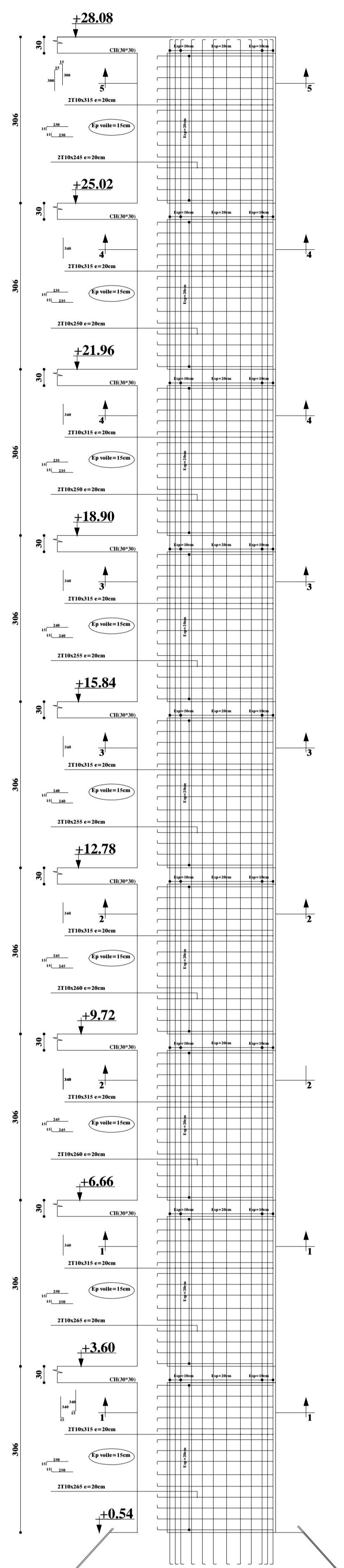
PROJET

Gwif g'f)op' l'ic'lo gpVT - : 'pp' l'f-wp' t'o 2

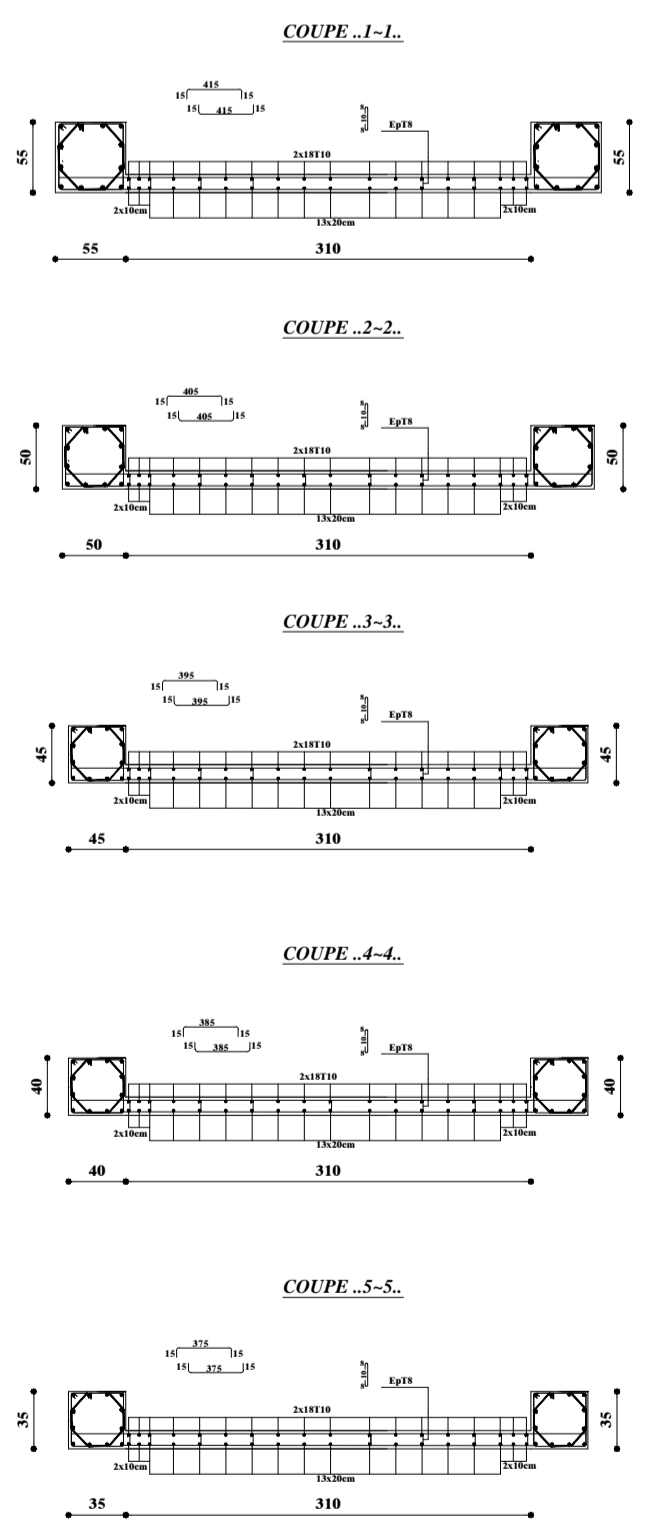
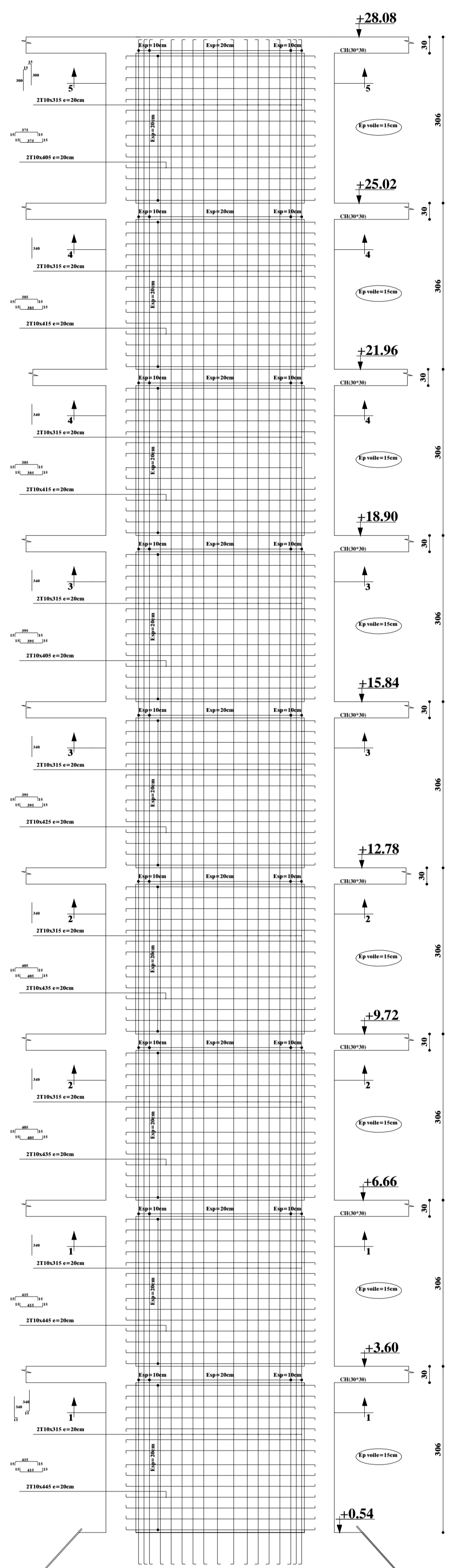
PLAN COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRES
PRINCIPALES ET SECONDAIRES

Dossier Beton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mme CHEZALL S
Date: 08/2018	Mme. MEDIAHED. A
Planche : 10	

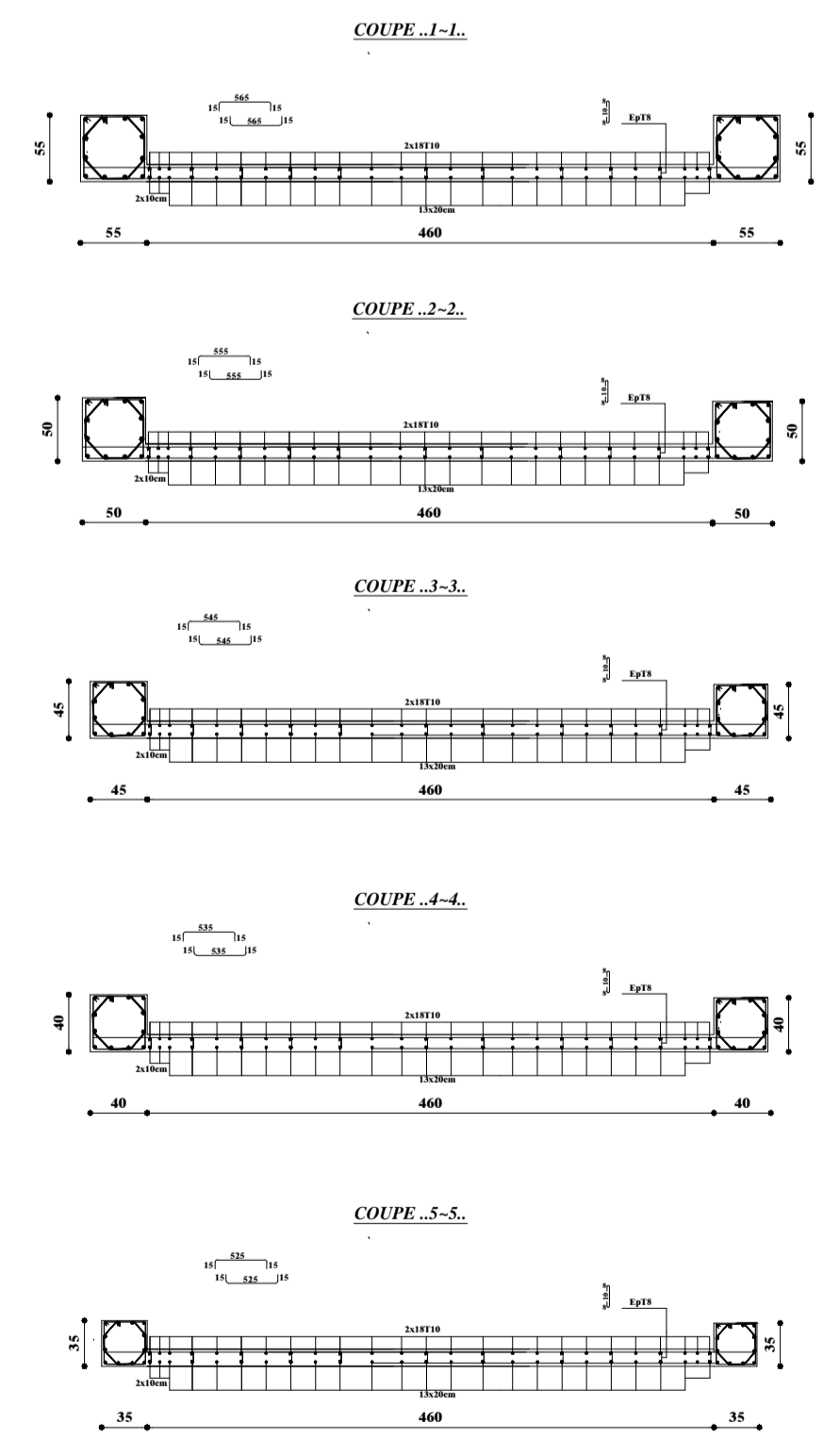
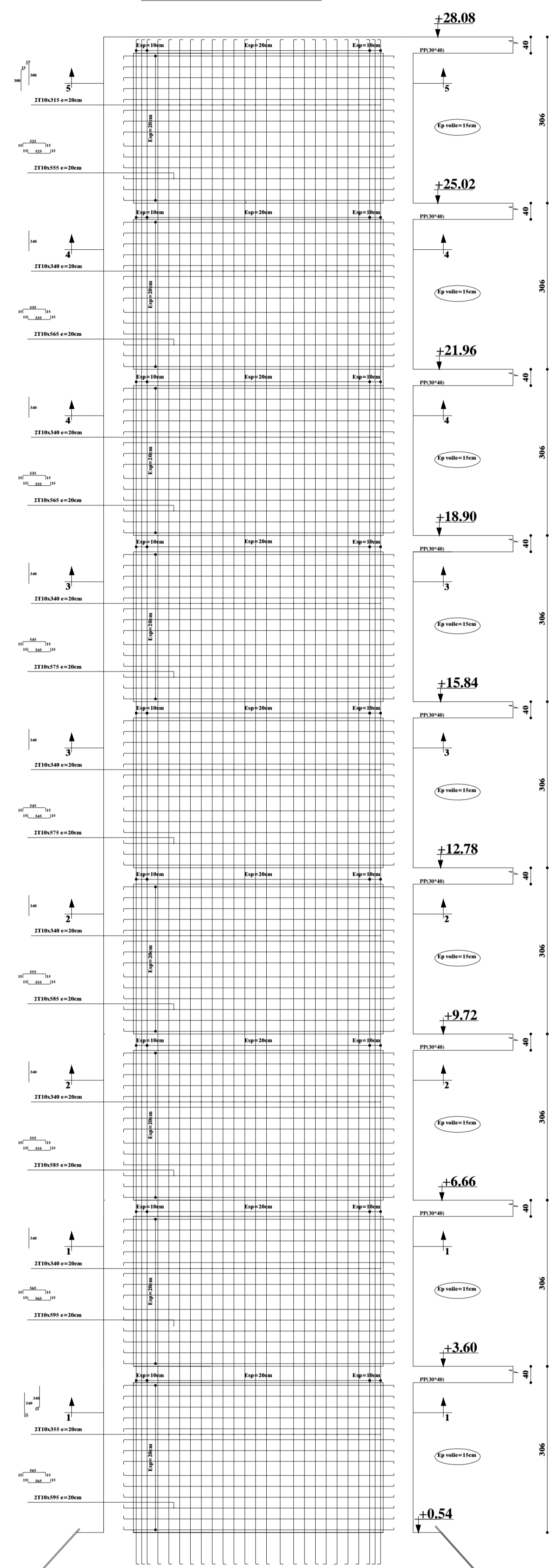
..VOILE TYPE01-EP:15cm..



..VOILE TYPE02-EP:15cm..



..VOILE TYPE03-EP:15cm..



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
WILAYA : TLEMCCEN	DAIRA : TLEMCCEN
COMMUNE : TLEMCCEN	
RqrUckg% Mr. HAMZA CHERIF Ghouti	Bureau d'Etude d'Architecture "LES ZIANDES ARCHI" REALISER PAR : Mr. HADIARI Mohammed Mr. HAMOUDI chems-eddine
PROJET	
Gwf g'l w'p'lc'lo gpv'T - : 'gp'f'v'p't'o 2	
PLAN COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT	
Dossier Beton	Sous La Direction De :
Echelle: 1/100 1/50 1/25	Mme GHEZALL S
Date: 08/2018	Mme. MEDJAHED. A
Planche : 11	