

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : TECHNOLOGIE

Département : Génie civil

Domaine : SCIENCES ET TECHNOLOGIES

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

Etude paramétrique de la variation des poteaux d'un bâtiment à usage d'habitation R+5+un entre sol

Présenté par : ABDOUL SOW Fatimata & BOUSSAADA Inès

Encadrant : DR *KEBAILI Bachir* MCA UBMA-ANNABA

Jury de Soutenance :

DR DJOUINI Chawki	MCB	UBMA-ANNABA	Président
DR KEBAILI Bachir	MCA	UBMA-ANNABA	Encadrant
DR KHELIFI Walid	MCA	UBMA-ANNABA	Examineur

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements :

Tout d'abord, nous remercions le bon dieu qui nous a permis d'effectuer ce travail en bon terme.

En second lieu nous tenons à exprimer notre gratitude envers **Dr Kebaili BACHIR** Notre Professeur et encadreur, qui a guidé nos pas tout au long de cette aventure académique. Votre dévouement, votre expertise et vos conseils éclairés ont été essentiels pour orienter nos réflexions, nous encourager à aller au-delà de nos limites et affiner nos idées. Votre patience et votre disponibilité pour discuter de nos avancées, répondre à nos questions et apporter des éclaircissements ont été inestimables.

Nous tenons également à remercier chaleureusement les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer notre projet et d'apporter ses observations constructives. Vos commentaires détaillés et pertinents seront grandement contribué à l'amélioration de notre travail, nous poussant à explorer de nouvelles perspectives et à approfondir nos recherches.

Nous souhaitons également exprimer notre reconnaissance envers nos proches, nos familles et nos amis, qui ont été un soutien inconditionnel tout au long de cette aventure. Leur encouragement constant, vos mots d'encouragement et votre confiance en nos capacités nous ont donné la force de persévérer malgré les défis et les moments de doute. Nous vous somme profondément reconnaissant de nous avoir soutenues et encouragées tout au long de ce parcours.

Enfin, Nous tenons à adresser nos remerciements à toutes les personnes qui ont participé à l'aboutissement de notre projet en tant que participants ou informateurs. Votre contribution précieuse a permis d'enrichir nos travaux et de fournir des informations essentielles à leur réussite. Votre volonté de partager vos connaissances et votre temps a été d'une valeur inestimable.

On vous adresse nos plus sincères remerciements et notre profonde gratitude.

Fatimata et Inès

Dédicaces

*À mes chers parents, ainsi qu'à toutes les personnes qui me sont chères,
Il est difficile de trouver les mots justes pour exprimer toute ma
gratitude et ma reconnaissance envers vous. Votre soutien
indéfectible, votre amour inconditionnel et votre confiance en moi ont
été les piliers de mon parcours et de la réalisation de ce mémoire. En
dédiant ce mémoire à vous, mes **chers parents**, je tiens à vous
exprimer toute ma profonde gratitude pour votre présence constante
dans ma vie, pour votre soutien inébranlable et pour les valeurs que
vous m'avez inculquées.*

*A mon défunt oncle **Sow yaghoub** qui est partie trop tôt et a toute sa
famille,*

*A ma tante **néné Kane**,*

A mes frères et sœurs,

*A mon binôme **Boussaâda Inès**, une expérience inoubliable à tes côtés*

A mes amis (es)

*A tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce projet de près ou de
Loin*

*Que cette dédicace témoigne de mon amour et de ma reconnaissance
éternels envers vous tous.*

Avec tout mon amour et ma gratitude,

Fatímata

Dédicaces

Avant tous nous tenons à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Je dédie ce modeste travail à Mes chers parents que je le remercie énormément pour leurs sacrifices, leurs encouragements durant toutes ces années ; que dieu les gardes.

Mes frères (Faten ,Mohammed,Mouaz) et surtout la famille boussaada qui s'est avéré être le bouclier du protecteur dans l'adversité et les jours difficiles

À ma tante boussaada nassira la femme qui m'aime tendrement

À le professeur A.Menadi et Dr M.Kadir sont deux anges de miséricorde loué soit dieu qui les a mis sur mon chemin

À Dr kebaili Bachir qui était le père, le professeur et l'homme expérimenté dans la vie et la source de conseils dans le domaine de l'ingénierie

À Dr menai Souad qui était la mère, Une bonne femme qui aide gratuitement et qui travaille avec une conscience professionnelle est une monnaie rare à cette époque

À tous ceux qui mon soutenus durant cette épreuve.

Ensuite, J'adresse également un grand merci à ma chère amie, ma compagne, Abdoul Sow Fatimata. Cela montre que j'ai eu la chance de travailler avec elle et de partager cette mémoire avec toutes les étapes de persévérance pour obtenir la perfection sans oublier les beaux moments après cette expérience.

Enfin, Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

Inès

Table des matières :

CHAPITRE I.....	1
I.1 Introduction :.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage et Implantation :.....	1
I.2.1 Choix des types de joint :	1
I.2.2 Présentation architecturale de bloc étudié :	2
I.2.3 Description architecturale :.....	4
I.2.4 Les caractéristiques géotechniques du site :	5
I.3 Conception de la structure du bâtiment :	5
I.3.1 Structure de contreventement :	6
I.3.2 Planchers :.....	6
I.3.3 Les Escaliers :	6
I.3.4 Maçonnerie :	6
I.3.5 Le revêtement :.....	6
I.3.6 Acrotères :.....	7
I.4 Caractéristiques des matériaux :.....	7
I.4.1 Le béton :.....	7
I.4.2 L'acier de construction :	11
I.4.3 Protection des armatures :.....	14
I.4.4 HYPOTHESES DE CALCUL :.....	14
CHAPITRE II.....	16
II.1 Pré dimensionnement :	17
II.1.1 Introduction :.....	17
II.1.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux :	17
II.1.3 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	21
II.2 Evaluation des charges	26
II.2.1 Introduction :.....	26
II.2.2 Plancher étage courant :.....	26
II.2.3 Plancher dalle pleine : balcon	27
II.2.4 Mur double parois en brique creuse :	27
II.2.5 L'Escalier :	29
II.2.6 L'acrotère :	30
CHAPITRE III	31
III.1 Introduction :	32
III.2 Modèle mathématique de calcul :	32

III.3	Modélisation de la structure :	33
III.4	Méthode de calcul :	34
III.4.1	La méthode statique équivalente :	34
III.4.2	Méthode d'analyse modale spectrale :	35
III.4.3	La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	35
III.4.4	Choix de la méthode de calcul :	36
III.5	Vérification Règlementaire : <i>Selon RPA 99/V2003</i>	36
III.5.1	Vérification de l'excentricité : (<i>Article 4.2.7 RPA99/Version 2003</i>).....	36
III.5.2	Résultats de l'analyse de modale et taux de participation des masses :.....	37
III.5.3	Vérification de l'effort réduit :	38
III.5.4	Méthode dynamiques modal spectrale :	38
III.5.5	Calcul de la force sismique totale à la base :	40
III.5.6	Résultante des forces sismiques de calcul :	43
III.5.7	Vérification des déplacements latéraux inter –étages :	43
III.5.8	Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : <i>RPA 99 (art5-9)</i> :.....	46
III.5.9	Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :	48
III.5.10	Justification de la largeur des joints sismiques :	49
III.6	Conclusion :	50
CHAPITRE IV	51
IV.1	Introduction :	52
IV.2	Ferraillage des poteaux :	52
IV.2.1	Plans de Repérage des Poteaux :.....	53
IV.2.2	Règlementation :	53
IV.2.3	Vérifications des Sollicitations tangentes :.....	54
IV.2.4	Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :	55
IV.2.5	Ferraillage :	56
IV.2.6	Schéma de ferraillage des poteaux :	60
IV.3	Ferraillage des poutres :	63
IV.3.1	Règlementation :	63
IV.3.2	Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux	63
IV.3.3	Sollicitation des poutres :	64
IV.3.4	Ferraillage :	64
IV.3.5	Schéma de Ferraillage :	69
IV.4	FERRAILLAGE DES VOILES :	72
IV.4.1	Règlementation :	72

IV.4.2	Plans de repérages des voiles :	72
IV.4.3	Les Conditions du ferrailage des voiles :	73
IV.4.4	Les sollicitations :	75
IV.4.1	Schéma de Ferrailage :	76
CHAPITRE V		79
V.1	Introduction :	80
V.2	Calcul des planchers :	80
V.2.1	Etude du plancher corps creux :	80
V.2.2	Les sollicitations :	81
V.2.3	Ferrailage longitudinale :	81
V.2.4	Vérification de la flèche admissible :	81
V.2.5	Ferrailage transversale :	82
V.2.6	Ferrailage de la dalle de compression : <i>BAEL 91 (B.6.8, 423)</i> ,	82
V.2.7	Schéma du ferrailage :	83
V.3	Etude du plancher en dalles pleine balcon :	85
V.3.2	Schéma de Ferrailage :	86
V.4	Etude de l'acrotère :	87
V.4.1	Armature longitudinal :	88
V.4.2	Armatures de Répartitions :	88
V.4.3	Schéma du ferrailage :	88
V.5	Etude de l'Escalier :	88
V.5.1	Calcul des sollicitations :	89
V.5.2	Ferrailage :	91
V.5.3	Vérification de la flèche :	92
V.5.4	Schéma de ferrailage :	93
CHAPITRE VI		94
VI.1	Introduction :	95
VI.2	Choix du type de Fondations :	95
VI.3	Calcul de la Fondation :	96
VI.3.1	Vérification du pourcentage de la fondation :	96
VI.3.2	Modélisation des semelles Filantes :	99
VI.4	Calcul du ferrailage :	99
VI.4.1	Ferrailage de la semelle filante :	99
VI.4.2	Ferrailage de la nervure :	100
VI.5	Schéma de ferrailage :	102

VI.5.1	Ferraillage de la semelle filante :	102
VI.5.2	Ferraillage de la nervure :	102
VI.6	Calcul de la longrine :	104
VI.6.1	Pré dimensionnement :	104
VI.6.2	Ferraillage :	104
CHAPITRE VII	107
VII.1	Introduction :	108
VII.2	Analyse push – over :	108
VII.2.1	Définition :	108
VII.2.2	Principe de l’analyse non linéaire Push over :	109
VII.2.3	Niveaux de dommages :	110
VII.3	Etude capacitaire du bâtiment étudié :	111
VII.3.1	Application de la méthode Push over :	111
VII.4	Analyse des résultats :	112
VII.4.1	Mécanismes de ruine :	113
VII.4.2	Comparaison des performances dynamiques des deux variantes :	114
VII.5	Conclusion :	116

Listes des Figures :

Figure I.I vue en plan de l'entre sol.....	2
Figure I.II Vue en plan de l'étage courant.....	3
Figure I.III Coupe A-A.....	4
Figure I.IV Le diagramme des contraintes-déformation de béton.....	10
Figure I.V Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS.....	11
Figure I.VI Diagramme contrainte-déformation de l'acier.....	13
Figure II.I Poutre principal.....	18
Figure II.II Poutre Secondaire.....	18
Figure II.III Coupe d'une voile en élévation.....	19
Figure II.IV Coupe d'une voile en plan a différents types de raidisseur.....	20
Figure II.V dispositions des voiles en plan.....	21
Figure II.VI dispositions des poutrelles.....	22
Figure II.VII Coupe transversal de la poutrelle.....	23
Figure II.VIII Coupe du Plancher corps creux.....	23
Figure II.IX Dalle sur trois appuis.....	23
Figure II.X Schéma d'un escalier.....	24
Figure II.XI Vue en plan de l'escalier.....	25
Figure II.XII Schéma Statique de l'escalier.....	25
Figure II.XIII Coupe de planchers étage courant.....	26
Figure II.XIV Coupe de planchers dalle pleine.....	27
Figure II.XV Schéma de la forme de pente.....	28
Figure II.XVI Coupe de l'acrotère.....	30
Figure III.I Passage du modèle réel au modèle discret d'un bâtiment.....	33
Figure III.II Schéma de la structure en 3D.....	34
Figure III.III Spectre de réponse.....	39
Figure III.IV Variation du déplacement inter étage svt x-x.....	45
Figure III.V déplacement inter étage maximal.....	46
Figure III.VI Largeur minimum du joint sismique.....	49
Figure IV.I Plans de Repérage des poteaux SS +Etages courant.....	53
Figure IV.II La longueur de la zone nodale.....	56
Figure IV.III Schéma du Ferrailage des poteaux.....	62
Figure IV.IV Schéma de ferrailage et Les Coupe.....	70

Figure IV.V	Schéma de ferrailage et les coupes	71
Figure IV.VI	Plans de repérage des voiles	73
Figure IV.VII	Schéma de ferrailage du voile	77
Figure IV.VIII	Coupe A-A.....	77
Figure IV.IX	Les Cadres	78
Figure V.I	Coupe d'une poutrelle	80
Figure V.II	Schéma de ferrailage poutrelle	84
Figure V.III	dimensions du balcon sur un mètre linéaire.....	85
Figure V.IV	Ferrailage du balcon	87
Figure V.V	Schéma statique de l'escalier	89
Figure V.VI	charges ramenées à l'Escalier sous G	90
Figure V.VII	Coupe de l'Escalier	93
Figure V.VIII	Ferrailage de l'Escalier.....	93
Figure VI.I	Vue en 3D des semelles Filantes	99
Figure VI.II	Ferrailage de la semelle filante	102
Figure VI.III	Ferrailage et Coupe de la nervure	103
Figure VI.IV	Coupe ferrailage des Longrines	106
Figure VII.I	Construction de la courbe de Capacité de la structure	109
Figure VII.II	Détermination du point de performance	109
Figure VII.III	Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages	110
Figure VII.IV	Rotule de flexion M3	112
Figure VII.V	Evolution des rotules plastiques au niveau du steps 27	113
Figure VII.VI	Evolution des rotules plastiques au niveau du steps 27	113
Figure VII.VII	Courbe de capacité SSV	114
Figure VII.VIII	Courbe de capacité SAV	114
Figure VII.IX	Comparaison des Courbes vulnérabilité des structures des deux variantes ...	114
Figure VII.X	Courbe vulnérabilité (Capacité- Demande) obtenue par la méthode FEMA440EL SSV	115
Figure VII.XI	Courbe vulnérabilité (Capacité- Demande) obtenue par la méthode FEMA440EL SSV	115

Liste des Tableaux :

Tableau I.1 Evaluation de la résistance du béton étudié à l'âge j en fonction de la résistance ..8	8
Tableau I.2 Caractéristique des aciers.....12	12
Tableau II.1 Evaluation des charges de plancher courant à corps creux26	26
Tableau II.2 Evaluation des charges du balcon27	27
Tableau II.3 Evaluation des charges des murs double parois.....27	27
Tableau II.4 Evaluation des charges du plancher de la terrasse inaccessible.....28	28
Tableau II.5 Evaluation des charges du palier.....29	29
Tableau II.6 Evaluation des charges de la volée.....29	29
Tableau III.1 Vérification de l'excentricité entre centre de masse et centre de rigidité.....36	36
Tableau III.2 Périodes, modes et facteurs de participation massique.....37	37
Tableau III.3 Vérification de l'effort réduit.....38	38
Tableau III.4 Valeurs des pénalités P_q41	41
Tableau III.5 Forces statiques et dynamiques43	43
Tableau III.6 Vérification de la résultante sismique.....43	43
Tableau III.7 Vérification de déplacement horizontal et relatif du bâtiment dans le sens X..44	44
Tableau III.8 Vérification du déplacement max suivant X.....45	45
Tableau III.9 Vérification de déplacement horizontal et relatif du bâtiment dans le sens Y ..45	45
Tableau III.10 Vérification du déplacement max suivant y.....46	46
Tableau III.11 Justification vis à vis de l'effet P delta suivant x-x.....47	47
Tableau III.12 Justification vis à vis l'effet P delta suivant y-y48	48
Tableau III.13 Justification vis à vis la stabilité au renversement.....49	49
Tableau IV.1 Caractéristique mécaniques des matériaux53	53
Tableau IV.2 Vérification des sollicitations de la tangente dans tous les étages.....54	54
Tableau IV.3 Vérification aux flambements des poteaux56	56
Tableau IV.4 Ferrailage des poteaux (45*45) dans les différents niveaux de bâtiment57	57
Tableau IV.5 Ferrailage des poteaux (45*45) dans les différents niveaux de bâtiment57	57
Tableau IV.6 Section d'armature adoptée pour les poteaux58	58
Tableau IV.7 Les armatures transversales dans les poteaux60	60
Tableau IV.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux63	63
Tableau IV.9 Section des poutres et enrobage.....63	63
Tableau IV.10 Sollicitation dans les différentes poutres.....64	64
Tableau IV.11 Ferrailage longitudinal dans les différentes poutres65	65

Tableau IV.12 Vérification des armatures minimales.....	65
Tableau IV.13 Vérification de la flèche admissible.....	66
Tableau IV.14 Longueur de recouvrement.....	66
Tableau IV.15 Vérification aux cisaillements	67
Tableau IV.16 Ferrailage transversal selon BAEL91 et Espacement	68
Tableau IV.17 Ferrailage transversal selon RPA99/V2003 et Espacement	69
Tableau V.1 Moment ramené aux poutrelles	81
Tableau V.2 Ferrailage des poutrelles	81
Tableau V.3 Vérification de la flèche des poutrelles	82
Tableau V.4 Vérification de la flèche du balcon.....	86
Tableau V.5 sollicitations dans l'escalier.....	91
Tableau V.6 Vérification de la flèche de l'escalier	92
Tableau VI.1 Effort ramené à la fondation de la file 1	97
Tableau VI.2 dimensions de semelles adoptées.....	97
Tableau VI.3 Ferrailage des nervures	101
Tableau VII.1 Résultats des différents critères de comparaison	116
Tableau VII.2 Pourcentage des efforts repris par les poteaux et voile	116

Liste des Abréviation et Symboles

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R : Document Technique Réglementaire

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G : Charge permanente

Q : charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence

R.L : Ronds Lisses

kN: kilo Newton

ml : mètre linéaire

MPa : Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

E_{vj} : Module d'élasticité différée

ν : coefficient de poisson

σ_b : Contrainte de compression du béton

f_{bu} : Contrainte de résistance du béton à l'ELU

$\overline{\sigma_b}$: Contrainte de résistance du béton à l'ELS

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS

τ_u : Contrainte de cisaillement

τ_u : Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

f_e : Limite d'élasticité de l'acier
 γ_b : Coefficient de sécurité du béton
 γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier
 N_u : Effort normal à l'ELU
 N_s : Effort normal à l'ELS
 F_t : Effort de traction
 V_u : Effort tranchant à l'ELU
 M_u : Moment fléchissant à l'ELU
 M_s : Moment fléchissant à l'ELS
 A_s : Section d'armatures
 A_{max} : Section d'armatures maximales
 A_{min} : Section d'armatures minimales
 A_r : Section d'armatures de répartitions
 A_t : Section d'armatures transversales
 \emptyset : Diamètre
 \emptyset_t : Diamètre des armatures transversales
 Δf_t : La flèche calculée
 Δf_{adm} : La flèche admissible
 St : Espacement des armatures
 c : L'enrobage
 d : Hauteur utile
 λ_g : L'élancement géométrique
 L_f : Longueur de flambement
 i : Rayon de giration
 S_f : Surface de la fondation

Résumé :

Le projet qui nous a été attribué concerne l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+5 + entre sols contreventé par un système mixte, (voiles et portiques), implanté à –ELCHABIA,- wilaya d'Annaba, classée d'après les règles parasismiques algériennes *RPA99 / version 2003* « article 3.2 » comme une zone de moyenne sismicité (IIa).

Notre étude comprendra 7 chapitres :

- ❖ Le premier chapitre se concentre sur une présentation complète du bâtiment, ainsi que la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ❖ Le deuxième chapitre aborde le pré dimensionnement des éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles, ainsi que les éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers, etc.
- ❖ Le troisième chapitre porte sur l'étude dynamique du bâtiment, incluant la détermination de l'action sismique et des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'analyse du modèle 3D de la structure est réalisée à l'aide du logiciel de calcul CSI ETABS 2017.
- ❖ Le quatrième et le cinquième chapitre concerne le calcul du ferrailage des éléments structuraux et non structuraux basé sur les résultats obtenus à partir du logiciel de calcul CSI ETABS présentés dans le troisième chapitre. Tout en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.
- ❖ Le Sixième chapitre traite l'étude de l'infrastructure
- ❖ Enfin le dernier chapitre est consacré à une analyse non linéaire (analyse push over) effectué à l'aide du logiciel de calcul CSI ETABS 2017, dans le but de déduire la capacité portante de la structure, de calculer le point de performance vis-à-vis au chargement externe ainsi que l'influence de la variation des poteaux sur une structure parasismique, suivi d'une conclusion général regroupant l'ensemble des remarques et des constatations.

ملخص:

يتعلق المشروع الذي تم تكليفنا به بدراسة مبنى للاستخدام السكني R + 5 + بين الطوابق المدعمة بنظام مختلط (أشرفة وجسور)، وتقع في -الشبيبه، -ولاية عنابة، مصنفة حسب الجزائري. قواعد الزلازل RPA99 / 2003 إصدار "المادة 3.2" كمنطقة متوسط الزلازل (IIa).

ستشمل دراستنا 7 فصول:

يركز الفصل الأول على عرض تقديمي كامل للمبنى، بالإضافة إلى تعريف العناصر المختلفة واختيار المواد التي سيتم استخدامها.

❖ يتناول الفصل الثاني التحجيم المسبق للعناصر الهيكلية مثل الأعمدة والعوارض والجدران، وكذلك العناصر غير الهيكلية مثل الحاجز، والسلالم، إلخ.

❖ يتناول الفصل الثالث الدراسة الديناميكية للمبنى، بما في ذلك تحديد الفعل الزلزالي والخصائص الديناميكية المحددة للهيكل أثناء اهتزازاته. يتم إجراء تحليل النموذج ثلاثي الأبعاد للهيكل باستخدام برنامج حساب CSI ETABS 2017.

❖ يتعلق الفصل الرابع والخامس بحساب تقوية العناصر الهيكلية وغير الهيكلية بناءً على النتائج التي تم الحصول عليها من برنامج حساب CSI ETABS المقدم في الفصل الثالث. مع مراعاة توصيات BAEL91 المعدلة 99 ولوائح الزلازل الجزائرية RPA 99/2003.

❖ الفصل السادس يتناول دراسة البنية التحتية

❖ أخيراً، تم تخصيص الفصل الأخير لتحليل غير خطي (تحليل الدفع) الذي تم إجراؤه باستخدام برنامج حساب CSI ETABS 2017، من أجل استنتاج قدرة تحمل الهيكل، لحساب نقطة الأداء مقابل التحميل الخارجي وكذلك تأثير تباين الأعمدة على بنية طفيلية، يتبعها استنتاج عام يجمع جميع الملاحظات والنتائج

Summary:

The project assigned to us involves the study of a residential building with R+5 floors and basement braced by a mixed system (shear walls and frames), located in Elchabia, Annaba province. It is classified as a zone of moderate seismicity (IIa) according to the Algerian seismic rules RPA99/version 2003, Article 3.2.

Our study consists of seven chapters:

- ❖ The first chapter focuses on a comprehensive presentation of the building, including the definition of various elements and the selection of materials to be used.
- ❖ The second chapter addresses the preliminary sizing of structural elements such as columns, beams, and shear walls, as well as non-structural elements like parapets, stairs, etc.
- ❖ The third chapter is dedicated to the dynamic analysis of the building, including the determination of seismic action and the inherent dynamic characteristics of the structure during vibrations. The 3D model analysis of the structure is performed using CSI ETABS 2017 software.
- ❖ The fourth and fifth chapters deal with the reinforcement design of both structural and non-structural elements based on the results obtained from the CSI ETABS software analysis presented in the third chapter. This is done while considering the recommendations of the revised 1991 French Structural Design Code (BAEL91) and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.
- ❖ The sixth chapter focuses on the study of the infrastructure.
- ❖ Finally, the last chapter is dedicated to a non-linear analysis (pushover analysis) performed using the CSI ETABS 2017 software. Its purpose is to determine the load-bearing capacity of the structure, calculate the performance point under external loading, and assess the influence of column variation on a seismic structure. This is followed by a general conclusion that summarizes all observations and findings.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

I.1 Introduction :

Un bâtiment se conçoit d'abord, d'une bonne conception avec quelques analyses simples qui sont souvent préférable, car les séismes entraînent des pertes en vie humaines, la destruction du patrimoine immobilier et des moyens de productions. Ces effets sont dus principalement à l'effondrement des constructions ; lors d'un tremblement de terre, du fait du déplacement du sol, les charges sismiques peuvent s'exercer sur les masses des constructions dans un sens vertical et surtout dans tous les sens horizontaux, ce qui crée des efforts spécifique.

A ce sujet, il est essentiel de prévenir les dommages sismiques graves en construisant des ouvrages résistant aux séismes et là on parle de la nécessité du contreventement. En effet, un bâtiment ne peut se justifier seulement par un calcul, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant sur le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

C'est dans cette perspective que s'insère notre travail de fin d'étude qui consiste à faire une étude d'un bâtiment à usage d'habitation en béton armé.

Un tel sujet nous donne l'occasion de peaufiner notre cursus d'étudiant à l'UMBA et dans notre spécialité.

I.2 Présentation de l'ouvrage et Implantation :

Notre projet consiste à faire une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation R + 5 + un entre sol constitué de trois bloc nous avons effectué l'étude du bloc 1, ce projet est un ouvrage courant implanté à –ELCHABIA,- wilaya d'Annaba, classée d'après les règles parasismiques algériennes *RPA99 / version 2003* « *article 3.2* » comme une zone de moyenne sismicité (IIa) ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B. Sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres.

I.2.1 Choix des types de joint :**I.2.1.1 Joint de dilation :**

Le joint de dilation tient compte de l'effet de T° (variation T°) on ne doit pas dépasser en général en Algérie 25 à 30 m.

Comme La longueur du bâtiment est 62,52 m qui est supérieur à 25 m, cette structure est constituée de trois blocs reliés par des joints de dilation ; néanmoins, nous sommes intéressés par un seul bloc.

I.2.1.2 Joint Sismiques :

Deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique ainsi nous avons adopté des joints sismiques de part et d'autre des trois blocs.

I.2.2 Présentation architecturale de bloc étudié :

- ✓ L'entre sols est constitué de deux locaux commerciaux
- ✓ L'étage courant de deux appartements F3 et un F2.

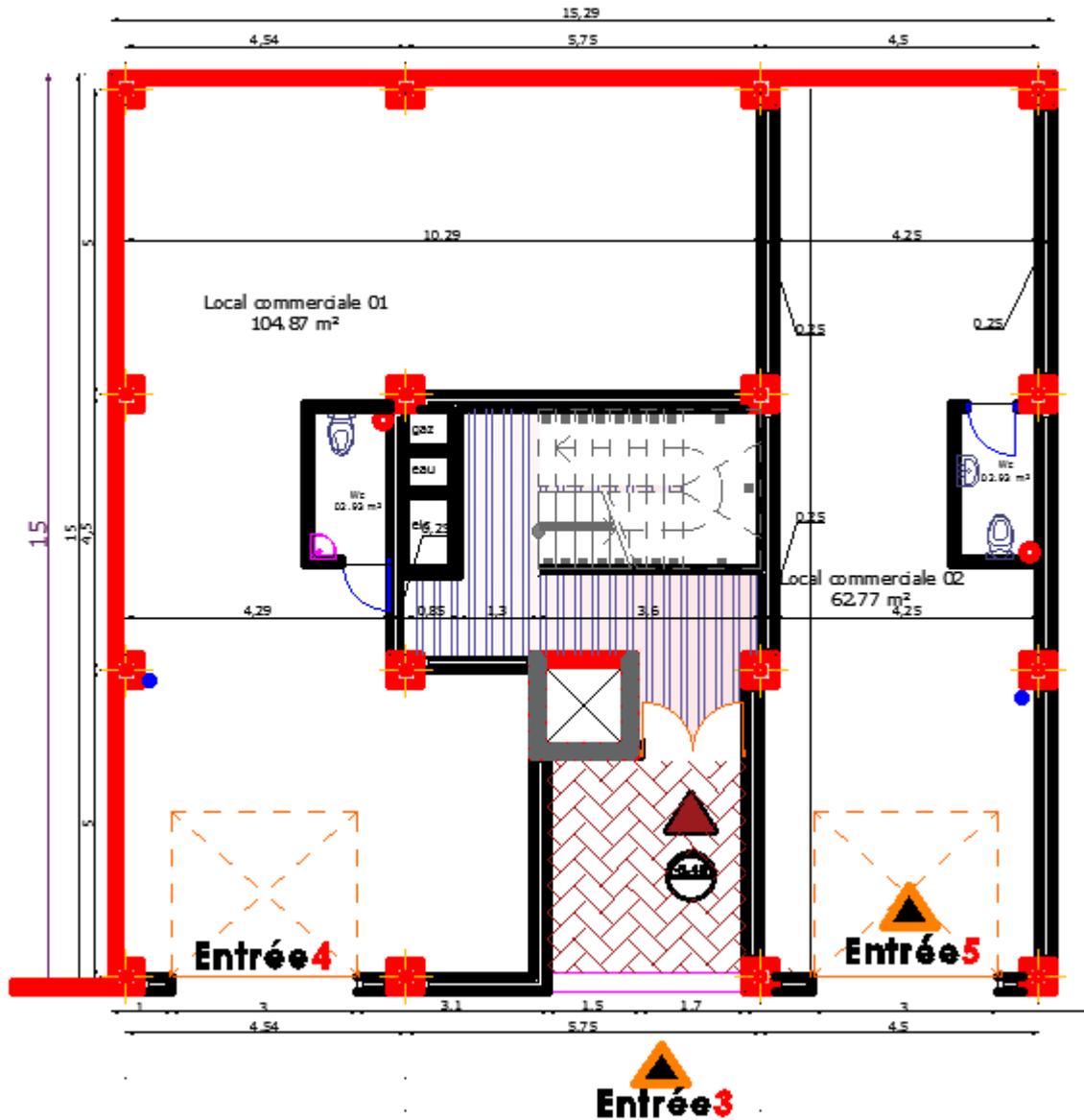


Figure I.I vue en plan de l'entre sol

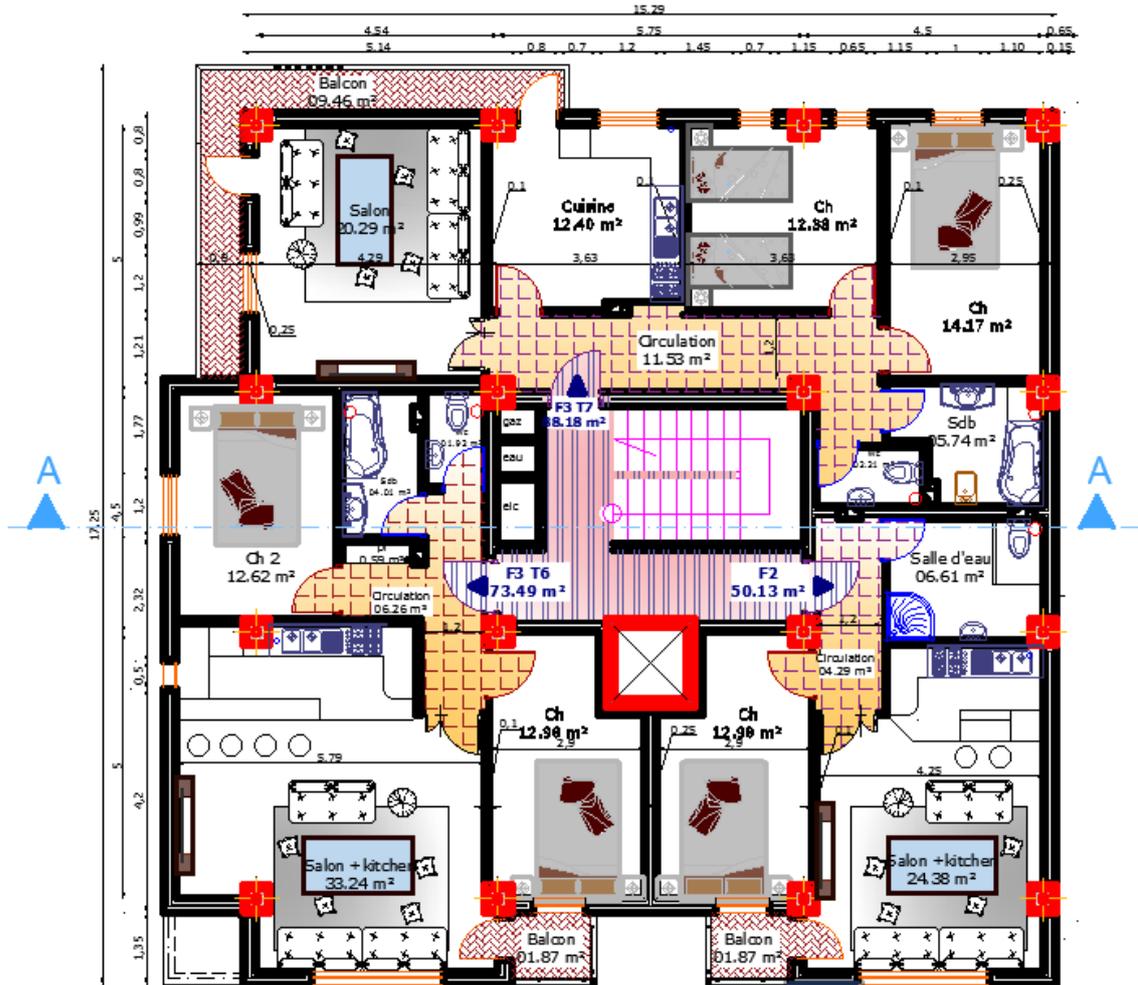


Figure I.II Vue en plan de l'étage courant

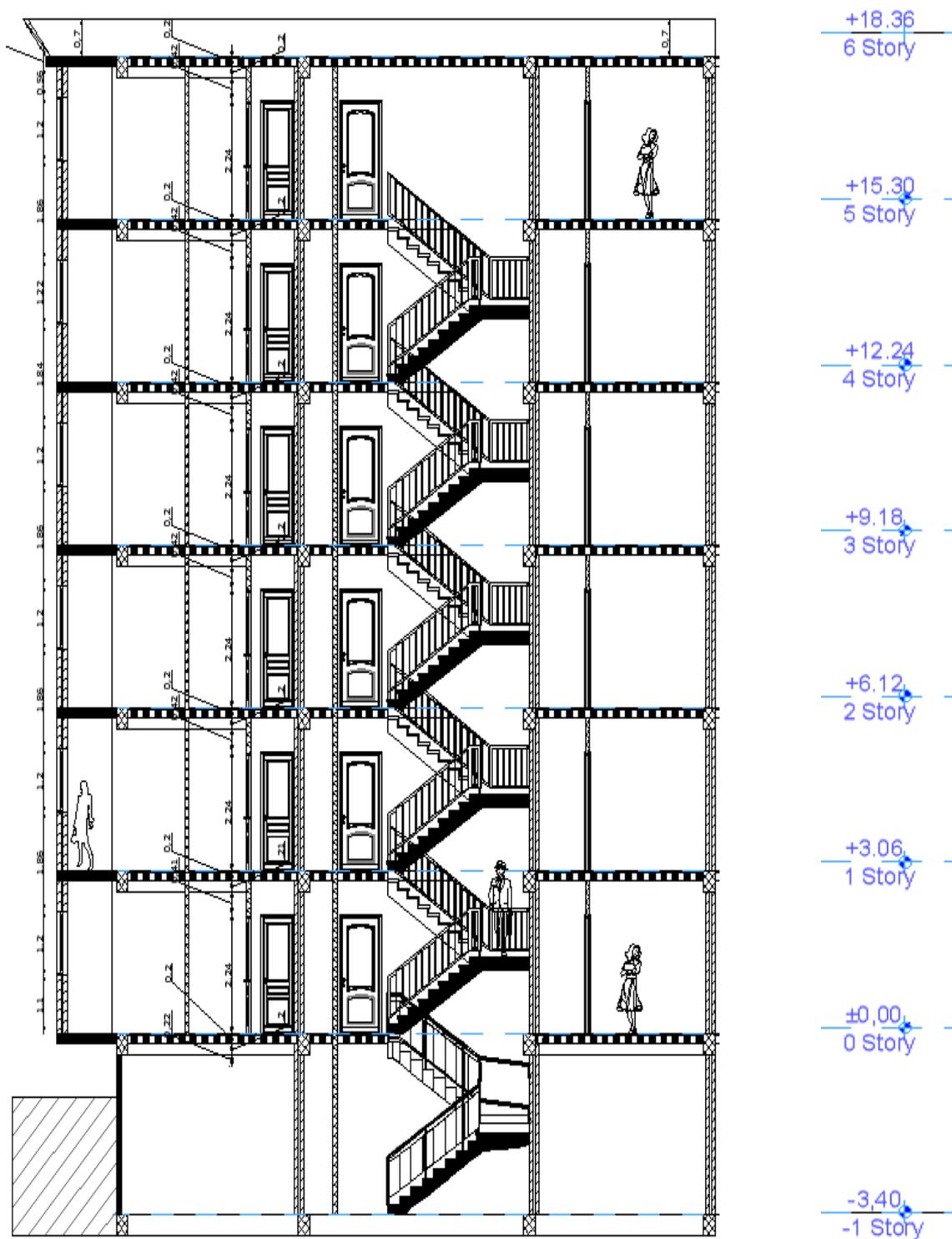


Figure I.III Coupe A-A

I.2.3 Description architecturale :

Longueur en plan.....Lx=16.79m

Largeur en plan.....	Ly=17.25m
Hauteur totale du bâtiment.....	Ht=21,76m
Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère.....	Ht=22,46m
Hauteur de l'entre sol.....	hes=3.40m
Hauteur du RDC.....	hrdc=3.06m
Hauteur des étages courants.....	hetage=3.06m
Hauteur de l'acrotère.....	hacrotère=0.7m

I.2.4 Les caractéristiques géotechniques du site :

Le terrain d'étude fait partie des terrains sédimentaires de la région d'ANNABA à savoir des argiles, des sables, et des limons.

- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars,
- La pression limite de la rupture **PI** est compris entre **12 et 14 bars** \Rightarrow **Site meuble** d'après (Art 3.3-RPA99),
- Les tassements prévisibles seront d'amplitude acceptable,
- L'agressivité de sol est de classe 3 "faible agressivité" milieu basique qui donne :
- Types de ciment **CEM II 42,5 R**
- La classe **C25/30** du béton est suffisante,

I.3 Conception de la structure du bâtiment :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels ; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Le modèle classique « construction en Béton armé », est le plus répandu dans notre pays de par les moyens matériels mis en œuvre et les compétences humaines disponibles. Ce modèle de construction est basé sur une ossature en béton armé, composée d'une structure horizontale (planchers) et une structure verticale (poteaux, voiles).

I.3.1 Structure de contreventement :

L' RPA99v2003 exige des voiles pour toute structures dépassent une hauteur de 14 mètres ou quatre niveaux pour les structures situés en zone IIa, donc le choix de contreventement dans ce bâtiment est assuré par :

- Des portiques auto stables en béton armé.
- Des voiles.

Tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.3.2 Planchers :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine (balcons)
- Dalle à corps creux

I.3.3 Les Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage en béton armé coulé sur place.

I.3.4 Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est le brique creuse, pour cette ouvrage nous avons deux types de murs :

- Les murs extérieurs «double cloisons » sont en briques creuses de 10 cm séparées par un vide de 10 cm.
- Les murs intérieurs « double cloisons » sont en briques creuses de 10 cm séparées par un vide de 5cm.

I.3.5 Le revêtement :

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en ciment pour les faces extérieur des murs de façade.
- Carrelage pour les sols et les escaliers.
- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

I.3.6 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 70cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4 Caractéristiques des matériaux :

L'ingénieur doit avoir une très bonne connaissance des matériaux afin de pouvoir les choisir dans les meilleures conditions de sécurité, d'économie et de durabilité.

La connaissance des propriétés des matériaux permet de prévoir leur capacité à résister sous des conditions diverses. Parmi ces propriétés nous pouvons en citer les principales :

- Propriétés mécaniques : contrainte, résistance, déformation, plasticité,
- Propriétés physiques : dimensions, densité, porosité,
- Propriétés chimiques : résistance à la corrosion, aux acides,
- Propriétés physicochimiques : l'absorption, retrait, gonflement, perméabilité,
- Propriétés thermiques : dilatation, résistance et le comportement au feu

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé "*BAEL91modifié 99*" et tous les règlements applicables en Algérie "*RPA 99 version 2003*" et "*CBA93*».

I.4.1 Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre ; au-dessous de 300Kg/m³ les règles du *BAEL 91* ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importante du béton frais et du béton durci .Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleur que le rapport E/C est faible.

I.4.1.1 Résistances caractéristiques du béton :

- **Résistance à la compression :** (*BAEL 91, Art. 2-1-11*)

La résistance caractéristique à la compression du béton f_c à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 kg/m^3 de ciment, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPA ($f_{c28}=25 \text{ MPA}$).

Pour $j < 28$ jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

Tableau I.1 Evaluation de la résistance du béton étudié à l'âge j en fonction de la résistance Caractéristique à 28 jours.

Age du béton en jours	Résistance caractéristique a 28 jours	Résistance à la compression a j jours
J<28	$f_{c28} < 40 \text{ MPA}$	$f_{cj} = j * f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPA}$	$f_{cj} = j * f_{c28} / (1,4 + 0,95j)$
J=28	$f_{c28} < 40 \text{ MPA}$	$f_{cj} = f_{c28}$ pour les calculs de résistance
28<J<60		$f_{cj} = j * f_{c28} / (4,76 + 0,83j)$ pour les calculs de déformations
J>60		$f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$ pour les calculs de déformations

- **Résistance caractéristique à la traction : (BAEL 91, Art. A-5-2-11)**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow f_{t28} = 2,1$$

I.4.1.2 Module de déformation longitudinale :

- **Déformation instantanée :**

Cette déformation a lieu sous l'effet des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \frac{(f_{cj})^1}{3} = 11000 \frac{(25)^1}{3}$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

• **Déformation différé :**

Ces déformations sont dues au retrait ou au fluage sous l'action de charges de longue durée d'application (supérieur à 24heures).

$$E_{vj} = 3700 \frac{(f_{cj})^1}{3} = 3700 \frac{(25)^1}{3}$$

$$E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I.4.1.3 Module de déformation transversale : (BAEL91/Art 2.1.3)

Le module de déformation transversale noté "G" et donné par la formule suivante avec :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

ν : Coefficient de poisson

E : Module de Young.

I.4.1.4 Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$\nu = 0$ Pour un calcul des sollicitations à l'état limite ultime (ELU).

$\nu = 0,2$ Pour un calcul de déformation à l'état limite de service (ELS).

I.4.1.5 Contrainte limite du béton :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise, pour le béton un diagramme conventionnel appelé « parabole rectangle ». On introduit un coefficient de sécurité γ_b qui a les valeurs suivantes :

$$\gamma_b = 1,5 \text{ cas courant}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ cas accidentelle}$$

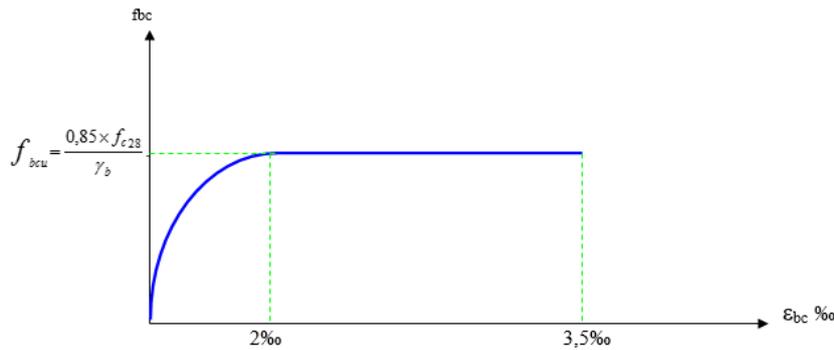


Figure I.IV Le diagramme des contraintes-déformation de béton

E.L.U :

La contrainte ultime de béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta b \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Avec :

- γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à :

$\theta = 1$ Pour les charges appliquées plus de 24heures

$\theta = 0,9$ Pour les charges appliquées entre 1 et 24heures

$\theta = 0,85$ Pour les charges appliquées entre moins d'une heure

I.4.1.6 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$

Avec :

V_u : Effort tranchant.

b_0 et d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

E.L.S :

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

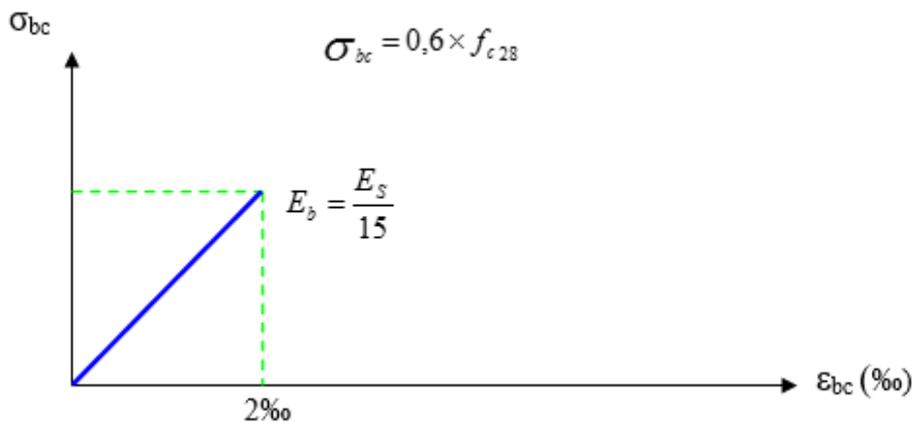


Figure I.V Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELS

I.4.2 L'acier de construction :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone

On utilise un acier ordinaire (Fe400) qui a les caractéristiques mécaniques suivantes :

- Module de YOUNG (module d'élasticité longitudinal) $E=210000$ MPA.
- Module d'élasticité transversal $G=81000$ MPA.

- La limite élastique de traction, $f_y = 235$ MPA
- La limite élastique de cisaillement, $\tau = 0.58$ et $f_y = 136.3$ MPA
- La masse volumique de l'acier : $\rho = 7850$ Kg

Afin de remédier au problème de faible résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces du béton des armatures pour reprendre ces efforts de traction. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

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

- *Acier HA FeE400* ($f_e = 400$ Mpa), pour les armatures longitudinales.
- *Acier RL FeE235* ($f_e = 235$ Mpa), pour les armatures transversales.
- *Acier TSL* ($f_e = 500$ Mpa), pour les treillis soudés.

Tableau I.2 Caractéristique des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (Mpa)	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barre	Rond lisse FeE235	RL	235	410-490	22%	1	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14%	1.6	1.5
Aciers en treillis	Trellis soudé TL520 ($\varnothing < 6$)	TS	500	550	8%	1.3	1

I.4.2.1 Contrainte limite d'aciers :

- ✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

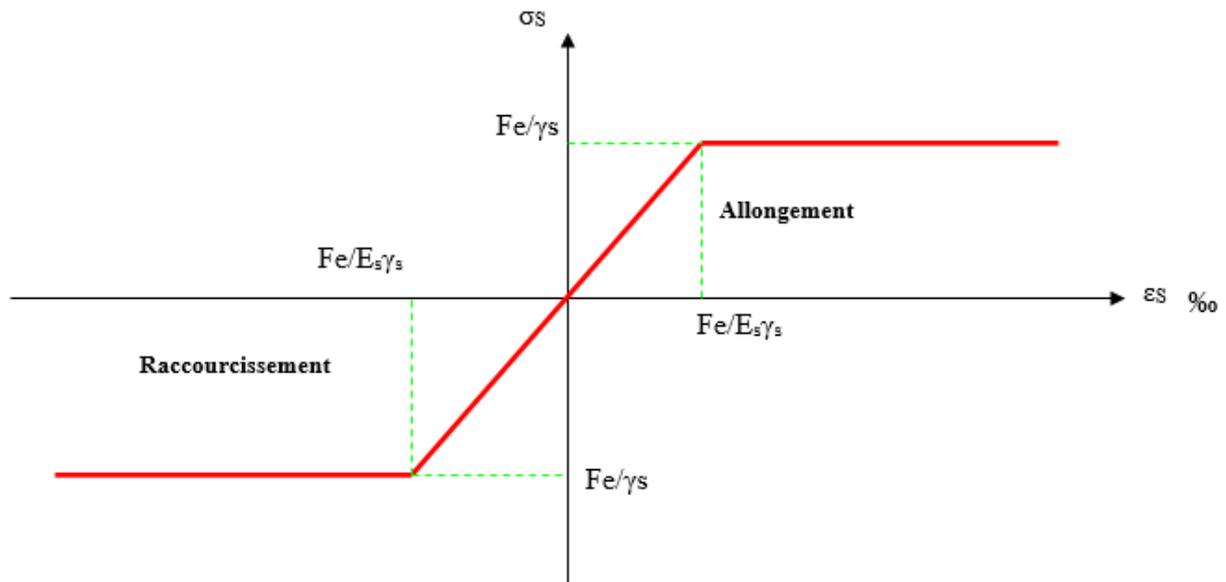


Figure I.VI Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme ci-dessus représente les variations contrainte-déformation de l'acier.

$$\text{D'où : } \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.
- $\gamma_s = 1,15$ dans cas durable ou transitoire.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à : $E_s = 2.10^5$ MPA

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

✓ **L'état limite service :**

Pour limiter l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles *BAEL 91 révisé 99* (A.4.5.3) on distingue trois cas de fissures la contrainte de traction des armatures est limitée par :

- **Fissuration peu nuisible** : pas de limitation.
- **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \nu \eta f_t \right\}$

- **Fissuration très préjudiciable** : $\overline{\sigma s} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f t} \right\}$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

I.4.3 Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agent agressifs, nous devons respecter à ce que l'enrobage « c » des armatures soit au moins égale à :

- $C \geq 5cm$...Les éléments exposés à la mer, ou aux brouillards salins.
- $C \geq 3cm$ Les éléments en contact d'un liquide (réservoir, canalisation).
- $C > 1cm$ les parois situées dans les locaux condensés.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution

I.4.4 HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

✓ **État limite ultime "ELU" :**

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOULLI).

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

- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

✓ **État limite de service "ELS" :**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.

- Par convention, le coefficient d'équivalence est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

Dans le présent rapport nous avons abordé en premier lieu à la présentation général de notre projet, ces différents éléments ainsi ces caractéristiques géométriques et mécanique, on passe ensuite au pré dimensionnement des éléments et l'évaluation de leur charge.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement et Evaluations des charges

II.1 Pré dimensionnement :

II.1.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire dans la conception d'une structure ou d'un élément de construction, elle a pour but " le pré calcul "des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du *B.A.E.L 91* et le *R.P.A 99 modifié en 2003*, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et de béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.1.2.1 Les Poutres :

Les poutres sont des éléments de construction ; généralement horizontal en béton armé ; appuyé à ses extrémités sur un mur ou un poteau, et ont pour rôle de supporter les charges verticales des planchers et les transmettre aux éléments verticaux (poteaux, voile).

Selon le règlement *B.A.E.L 91* les poutres seront pré dimensionné par la condition de flèche et vérifiées par le *R.P.A99 version 2003*.

Selon le **BAEL91 (Art A.4.14)** : $\frac{l}{16} \leq h \leq \frac{l}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

h : hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

l : la portée maximal de la poutre

Vérification selon le RPA99/V2003 (Art 7.5.1) : les dimensions adoptées doivent vérifier les

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

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

II.1.2.1.1 Les Poutres principales :

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles

Sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le *BAEL 91* :

$$L_{max} = 5,75m$$

$$\text{Condition de flèche : } \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Nous avons pris la moyenne : } h = \frac{L}{13} = \frac{575}{13} = 44,23 \rightarrow \text{On adopte } h = 45cm$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5 \rightarrow \text{On adopte: } b = 30cm$$

Vérification des conditions données par l'*RPA* :

$$b = 30 > 20cm \rightarrow \text{Verifié}$$

$$h = 45 > 30cm \rightarrow \text{Verifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Verifié}$$

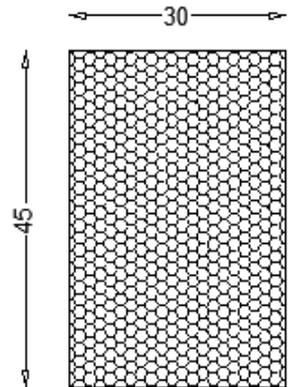


Figure II.I Poutre principale

II.1.2.1.2 Les Poutres Secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{l}{16} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$L_{max} = 5m$$

$$\text{Nous avons pris : } h = \frac{L}{15} = \frac{500}{15} = 33cm \rightarrow \text{On adopte } h = 35cm$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \rightarrow \text{On adopte: } b = 30cm$$

Vérification des conditions données par l'*RPA* :

$$b = 30 > 20cm \rightarrow \text{Verifié}$$

$$h = 35 > 30cm \rightarrow \text{Verifié}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \rightarrow \text{Verifié}$$

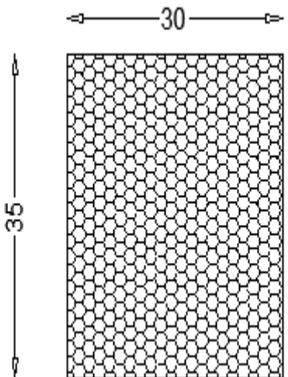


Figure II.II Poutre Secondaire

II.1.2.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont désigné par les éléments structurels verticaux utilisés pour soutenir les efforts verticaux et sismiques pour les acheminer à la base (fondation). Elle fournit la stabilité dans un bâtiment ou une structure.

Il n'y a aucune règle de pré dimensionnement pour les poteaux, dans notre cas nous avons adopté la section proposée par l'architecte (50*50) pour tous les niveaux et après calcul on déterminera la section nécessaire des poteaux à partir des efforts normal réduit donnée par le logiciel de calculs utilisés (CSI Etabs).

Tout en respectant les conditions données par le RPA99/V2003 :

Selon l'RPA 2003 (art7.4.1) : Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\checkmark \min(b1, h1) \geq 25cm$$

$$\checkmark \min(b1, h1) \geq \frac{he}{20} cm$$

$$\checkmark \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Vérification de l'effort normal : (art 7.4.3.1del'RPA99v2003) :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times fcj} \leq 0,3$$

Avec :

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

Bc : est l'aire (section brute) de cette dernière

Fcj : est la résistance caractéristique du béton.

II.1.2.3 Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA99 version 2003 (article7.7.1) les

voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$ et $amin \geq$

15cm Avec :

L : longueur de voile.

a : épaisseur du voile

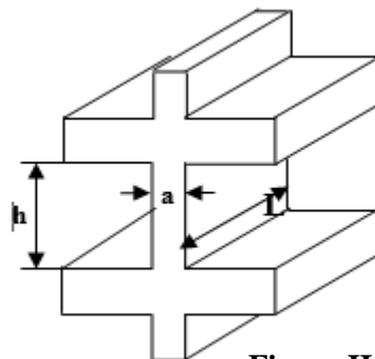


Figure II.III Coupe d'une voile en élévation

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées dans la figure suivante :

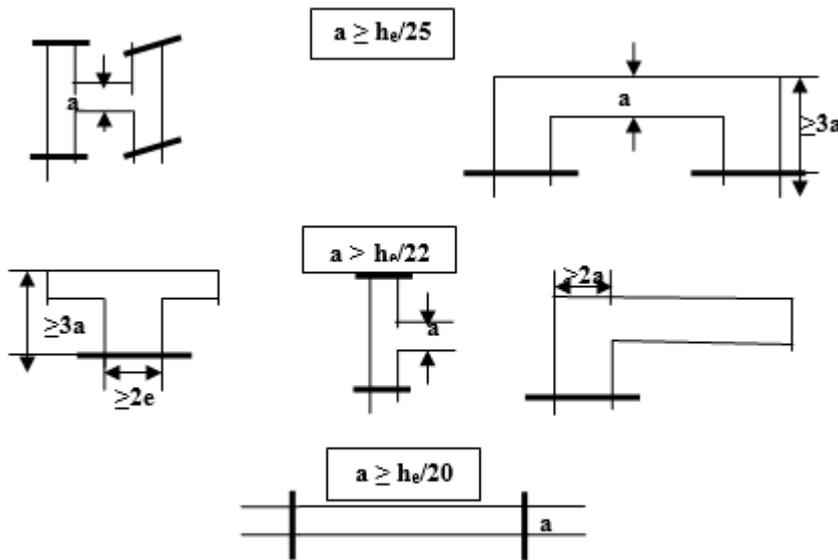


Figure II.IV Coupe d'une voile en plan a différents types de raidisseur

• **L'épaisseur :**

Pour notre cas les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes : $a_{min} \geq \max(15cm; \frac{he}{20})$

He : hauteur libre d'étage

Pour le sous-sol : $a \geq \max(15cm; \frac{he}{20}) = \max(15cm; \frac{340}{20}) \rightarrow$ On adopte: $a = 20cm$

Pour étage courant : $a \geq \max(15cm; \frac{he}{20}) = \max(15cm; \frac{306}{20}) \rightarrow$ On adopte: $a = 20cm$

La longueur : $L \geq 4a \rightarrow L_{min} = 205cm > 4 \times 20$ Condition vérifié

II.1.2.3.1 Choix de la disposition des voiles :

Lors de la conception, le plan d'architecture a été pris en compte en veillant à prévoir un nombre minimal de voiles dans chaque direction afin de déterminer une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles choisie est illustrée dans la figure suivante :

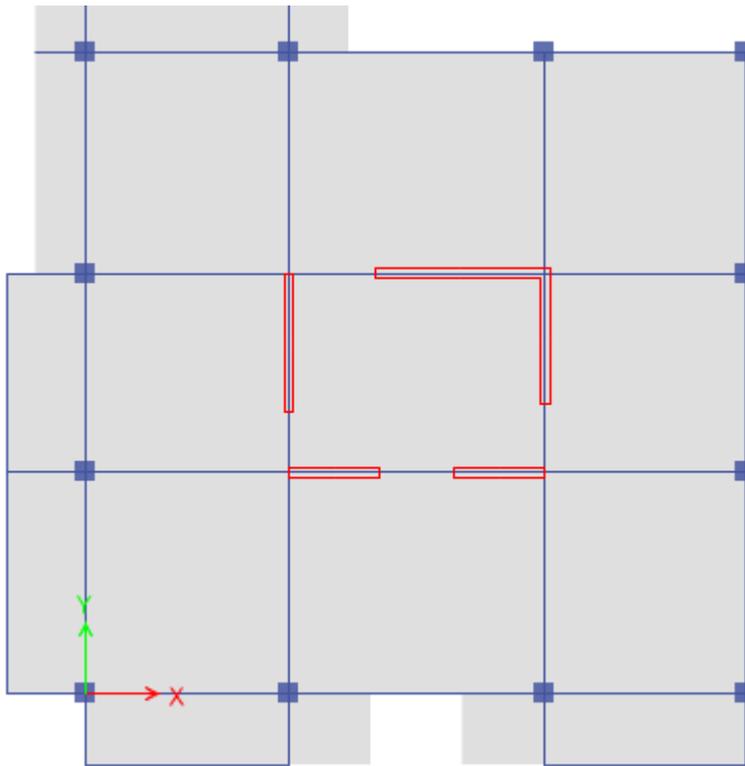


Figure II.V dispositions des voiles en plan

II.1.3 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

II.1.3.1 Les planchers :

Les planchers sont des plaques minces, qui ont une faible épaisseur par rapport à leurs dimensions, leur rôle principal est de répartir Charges excessives (poids de la structure) sur les éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort telles que l'isolation acoustique et thermiques.

II.1.3.1.1 Pré dimensionnement des planchers à corps creux :

Les planchers corps creux ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilite et rapidité d'exécution
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

✓ **Choix de la direction des poutrelles :**

Les portées maximales de chaque direction sont comparées, et la direction dont la portée est la plus petite est choisie comme le sens des poutrelles. Dans notre projet le sens des poutrelles est celle de Y :

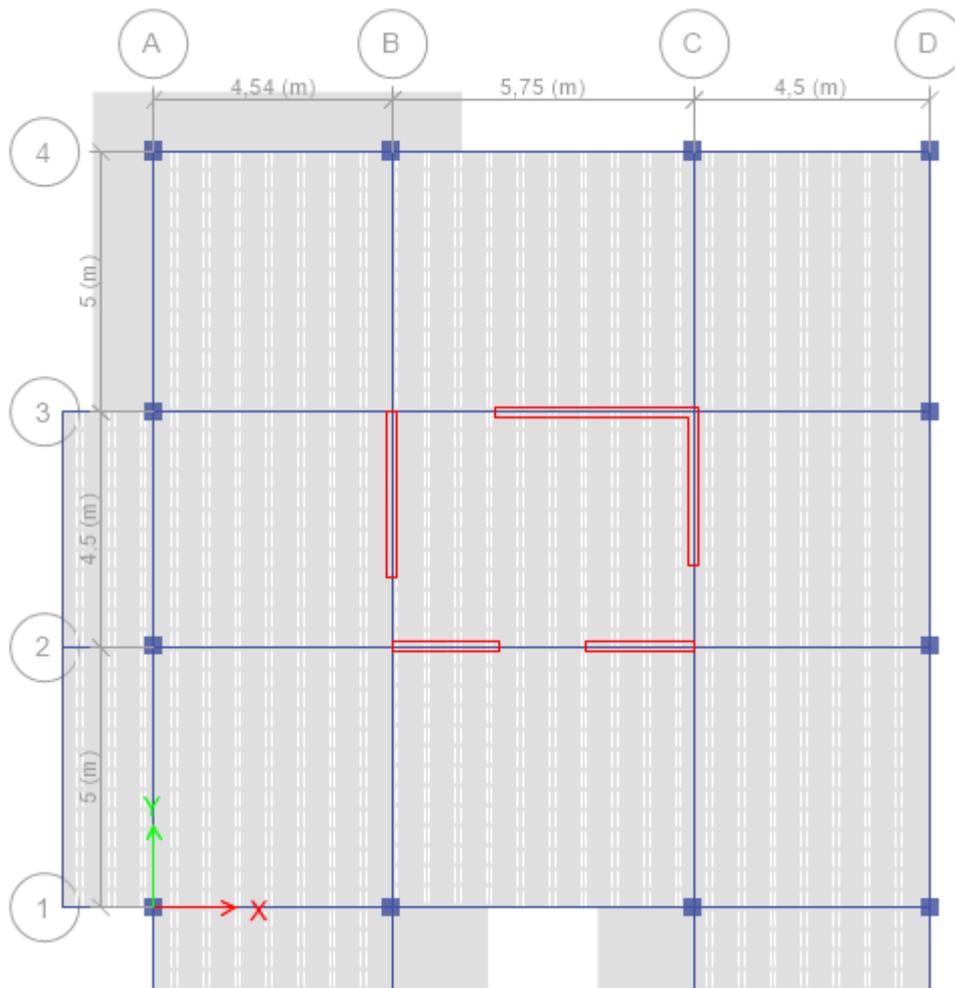


Figure II.VI dispositions des poutrelles

Pour la détermination de la hauteur du plancher on utilise la condition de flèche :
(BAEL91 modifiée 99/ B.6.8 ,424)

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

$$L_{max} = 500 - 30 = 470\text{cm}$$

$$ht \geq \frac{470}{22,5} = 20,8\text{cm} \rightarrow \text{On adopte un corps creux de } 16 + 4\text{cm}$$

16cm : Corps creux

4cm : Hauteur dalle de compression

Avec :

ht : Hauteur totale du plancher ou hauteur des poutrelles

Lmax : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

✓ **Caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$$b1 = \min\left(\frac{50}{2} = 25 \text{ cm} ; \frac{L}{10} = 210 \text{ cm}\right) = 25 \text{ cm}$$

Pour la largeur de nervure : $b = 60 \text{ cm}$

$$0.3 ht \leq b0 \leq 0.4ht \rightarrow 6 \leq b0 \leq 8$$

On adopte : $b0 = 10$

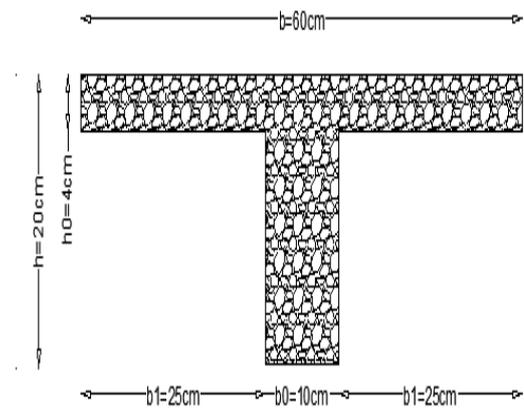


Figure II.VII Coupe transversal de la poutrelle

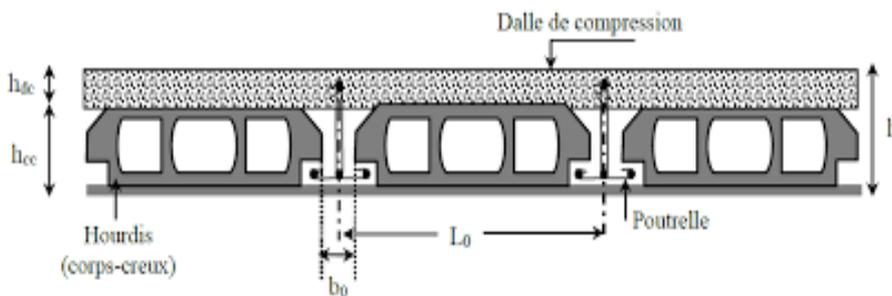


Figure II.VIII Coupe du Plancher corps creux

II.1.3.1.2 Pré dimensionnement des planchers en dalles pleine (balcon) :

Notre ouvrage contient un seul type de balcon reposant sur trois appuis :

$$Ly = 0,80m$$

$$Lx = 6,84m$$

$$\rho = \frac{Ly}{Lx} = 0,11 < 0,4 \rightarrow$$

dalle portant dans une seul sens de porté l = 0,80m

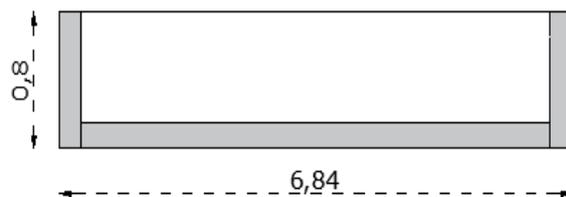


Figure II.IX Dalle sur trois appuis

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par : $\frac{1}{20} \leq e \leq \frac{1}{30}$

Nous avons pris : $e = \frac{l}{25} = \frac{80}{25} = 3,2$

On a adopté : $e = 15\text{cm}$

II.1.3.2 Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément indispensable dans tous les types des bâtiments, constituant d'une suite de marches permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, d'une manière générale, un escalier est constitué des éléments suivants :

- **La montée** : est la distance verticale entre les niveaux du départ et de l'arrivée.
- **L'emmarchement** : est la distance correspondante au passage libre utile des marches
- **Le giron « g »** : Largeur de la marche d'un escalier mesurée de nez à nez sur la ligne de foulée
- **La hauteur de marche « h »** :

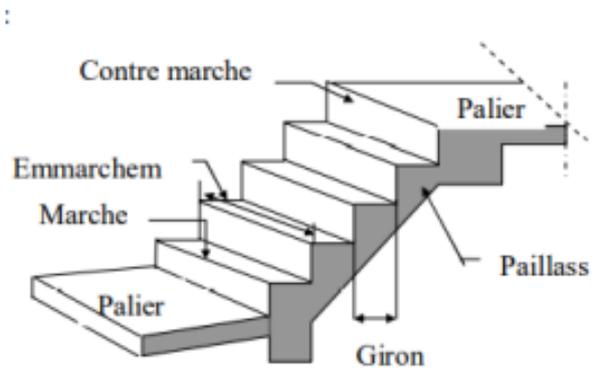


Figure II.X Schéma d'un escalier

Distance mesurée entre les faces supérieures de 2 marches consécutives d'un escalier

- **Le palier de repos** : Plateforme horizontale à l'extrémité ou entre 2 volées d'un escalier.
- **La paillasse** : est une dalle en béton armé dont la pente correspond à celle de l'escalier.

✓ Les caractéristiques de l'escalier :

Nous avons un seul type d'escalier droit à deux volets et un palier droit

- 8 marches dans chaque volée de longueur égale à 30 cm
- 9 contre marches dans chaque volé de hauteur égale à 17 cm

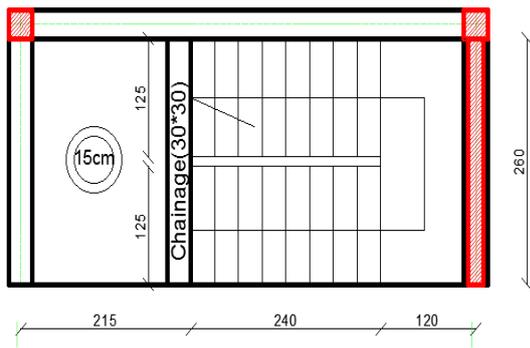


Figure II.XII Schéma Statique de l'escalier

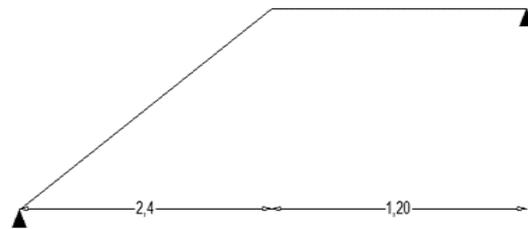


Figure II.XI Vue en plan de l'escalier

L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{H'}{L'}$$

Avec :

H' : Hauteur de l'escalier

L' : Longueur de volé sur plan

$$H' = N \times h = 9 \times 17 = 153\text{cm}$$

$$L' = m \times g = 8 \times 30 = 240\text{cm}$$

$$\rightarrow \tan(\alpha) = \frac{153}{240} = 0,63 \quad \alpha = 32,52^\circ$$

On prend $\alpha = 32^\circ$

La longueur de la volée :

$$L = \sqrt{L'^2 + H'^2} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 284,62\text{cm}$$

L'épaisseur d'escalier est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_v + L_p$$

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur des paliers (de départ et d'arrivée)

$$L = 240 + 120 = 360\text{cm}$$

$$\frac{360}{30} \leq e \leq \frac{360}{20} \rightarrow 12 \leq e \leq 18 \rightarrow \text{On adopte } e = 15\text{cm}$$

II.2 Evaluation des charges

II.2.1 Introduction :

L'évaluation des charges est une étape importante dans la conception structurale des bâtiments. Elle consiste à déterminer et à quantifier les charges qui seront appliquées sur la structure, afin de dimensionner les éléments porteurs de manière adéquate. Voici les principales charges à prendre en compte lors de l'évaluation des charges :

- ❖ Charges permanentes : Ce sont les charges qui sont présentes en permanence et qui ne varient pas significativement, telles que le poids propre de la structure (poteaux, planchers, murs), les éléments fixes (cloisons, revêtements) et les équipements permanents (systèmes HVAC, installations électriques).
- ❖ Charges d'exploitations : Les charge d'exploitation, également appelées charges de services, sont des catégories de charges qui représente les charges courantes et régulières qui sont appliquées sur une structure pendant son utilisation normale.

L'évaluation des charges s'effectuera par le DTR-BC2-G et Q :

II.2.2 Plancher étage courant :

- ✓ Plancher a corps creux

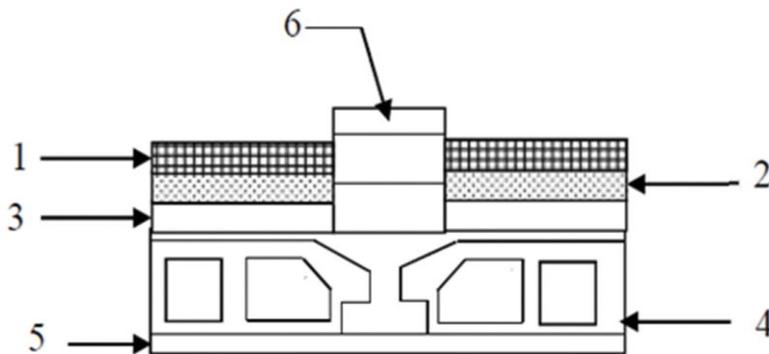


Figure II.XIII Coupe de planchers étage courant

Tableau II.1 Evaluation des charges de plancher courant à corps creux

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,4
2-Mortier de pose	2	20	0,4
3-Lit de Sable	3	18	0,54
4-Corps creux	20	/	2,8
5-Enduit plâtre	2	10	0,2
6-Cloisons	10	10	1
G totale :			5,34KN/m ²
charge permanente G adopté :			5,5KN/m ²
Charge d'exploitation Q			1,5KN/m ²

II.2.3 Plancher dalle pleine : balcon

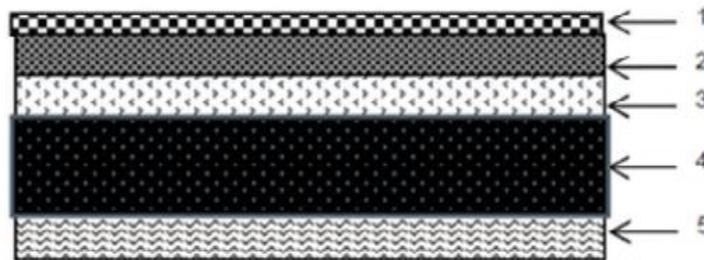


Figure II.XIV Coupe de planchers dalle pleine

Tableau II.2 Evaluation des charges du balcon

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,4
2-Mortier de pose	2	20	0,4
3-Lit de Sable	3	18	0,54
4-Corps creux	15	25	3,75
5-Enduit ciment	2	20	0,4
Charge permanente G totale :			5,5KN/m ²
Charge d'exploitation Q			3,5KN/m ²

II.2.4 Mur double parois en brique creuse :

Tableau II.3 Evaluation des charges des murs double parois

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m²)
1-Enduit ciment extérieur	2	20	0,4
2-Brique creuse extérieur	10	/	0,9
3- Lamé d'aire	5	/	/
4-Brique creuse intérieur	10	/	0,9
5-Enduit plâtre intérieur	2	10	0,2
Charge permanente G totale :			2,4KN/m²

Le poids du mur en mètre linéaire :

$$G_{mur\ ext} = G \times H_{mur}$$

$$H_{mur} = H_{etage} - H_{ps} = 306 - 35 = 271\text{cm}$$

$$G_{mur\ ext} = 2,4 \times 2,71 = 6,5\text{KN/ml}$$

Plancher terrasse inaccessible :

La forme de pente :

$$L_{max} = 10,75$$

Pente de 1%

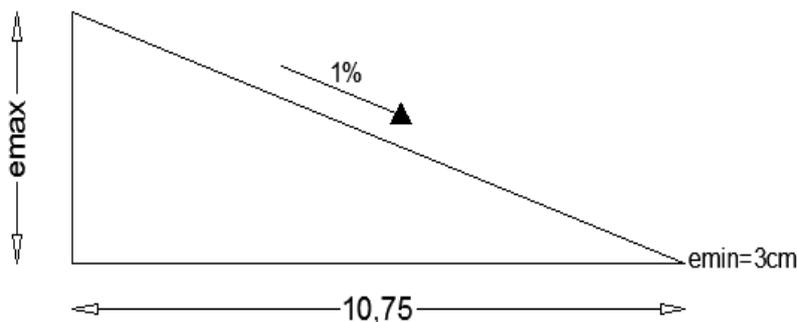


Figure II.XV Schéma de la forme de pente

$$e_{max} = e_{min} + L \times P$$

$$e_{max} = 3 + 1075 \times 0,01$$

$$e_{max} = 13,75\text{cm}$$

$$e_{moy} = \frac{e_{min} + e_{max}}{2}$$

$$e_{moy} = 8,35\text{cm} \rightarrow$$

On adopte: $e = 9\text{cm}$

Tableau II.4 Evaluation des charges du plancher de la terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Gravions de protection roulée	5	20	1
2-Etanchéité multicouche	2	/	0,12
3-Forme de pente	9	22	1,98
4-Isolation thermique	4	/	/
5-dalle corps creux	20	/	2,8
6-Enduit plâtre	2	10	0,2
charge permanente G adopté :			6,1KN/m ²
Charge d'exploitation Q			1KN/m ²

II.2.5 L'Escalier :

II.2.5.1 Palier :

Tableau II.5 Evaluation des charges du palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,4
2-Mortier de pose	2	20	0,4
3-Lit de Sable	3	18	0,54
4-Palier	20	25	5
5-Enduit ciment	2	20	0,4
Charge permanente G totale :			6,75 KN/m ²
Charge d'exploitation Q			2,5KN/m ²

II.2.5.2 Volée :

Tableau II.6 Evaluation des charges de la volée

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m3)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0,4
2-Mortier de pose	2	20	0,4
3-Lit de Sable	3	18	0,54
4-Marche	17/2=8,5	25	2,125
5-Pailleasse	20	25	5
6-Eduit ciment	2	20	0,4
7-garde-corps	/	/	0,6
Charge permanente G totale :			9,5KN/m ²
Charge d'exploitation Q			2,5KN/m ²

II.2.6 L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

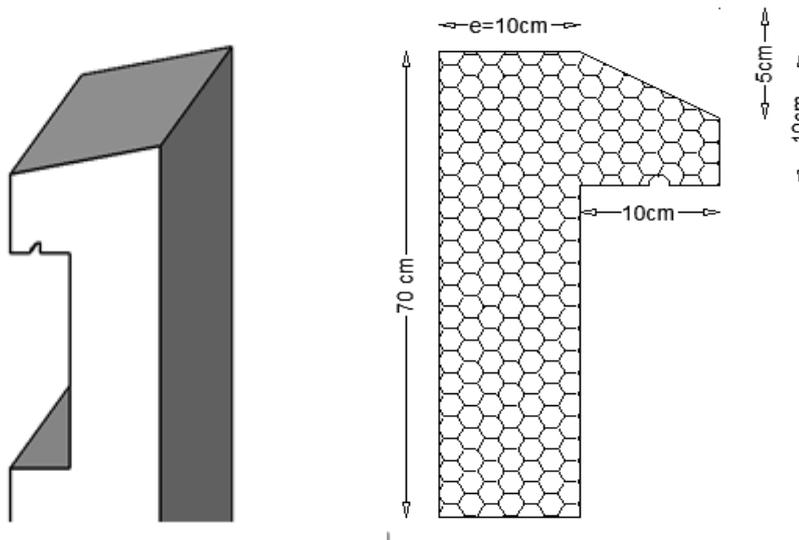


Figure II.XVI Coupe de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère :

$$P = (0,7 \times 0,1) + \left(\frac{0,05 \times 0,1}{2}\right) + (0,05 \times 0,1) = 0,0775m^2$$

$$G = P \times \rho b = 0,0775 \times 25 = \frac{1,93KN}{ml} \approx 1,95KN/ml$$

CHAPITRE III

ETUDE PARASISMIQUE

III.1 Introduction :

Les tremblements de terre sont parmi les catastrophes naturelles les plus dévastatrices pour les zones urbaines. Prévoir un tremblement de terre reste encore partiellement possible en combinant plusieurs observations empiriques. Cependant, il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'humanité. Ce que nous pouvons prédire avec certitude, c'est que plus de temps s'écoule depuis le dernier tremblement de terre, plus nous nous rapprochons du prochain. Face à ce risque imprévisible, la meilleure mesure préventive est la construction parasismique. Pour aborder cette approche, il est essentiel de formuler des critères économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Les mouvements sismiques sont causés par le déplacement relatif des plaques tectoniques constituant la croûte terrestre au niveau des zones de rencontre, appelées failles. Ces mouvements se caractérisent par des vibrations, connues sous le nom d'effet dynamique, qui sont responsables des dommages causés aux constructions.

III.2 Modèle mathématique de calcul :

Un modèle de calcul d'une structure est une représentation théorique adéquate de son système structural, conçue pour être utilisée avec des techniques de calcul appropriées afin de reproduire un comportement similaire à celui de la structure réelle. Pour les bâtiments qui répondent aux critères de régularité et de symétrie, des modèles de calcul simplifiés peuvent être utilisés en remplacement du modèle réel de la structure. Cependant, ces modèles doivent refléter de manière appropriée la répartition de la rigidité et de la masse, de sorte que les déformations principales liées à la rigidité ainsi que les forces d'inertie dues aux actions sismiques considérées soient correctement représentées. Un modèle plan, appelé modèle à masses concentrées, permet de reproduire de manière adéquate le comportement réel de ce type de bâtiments.

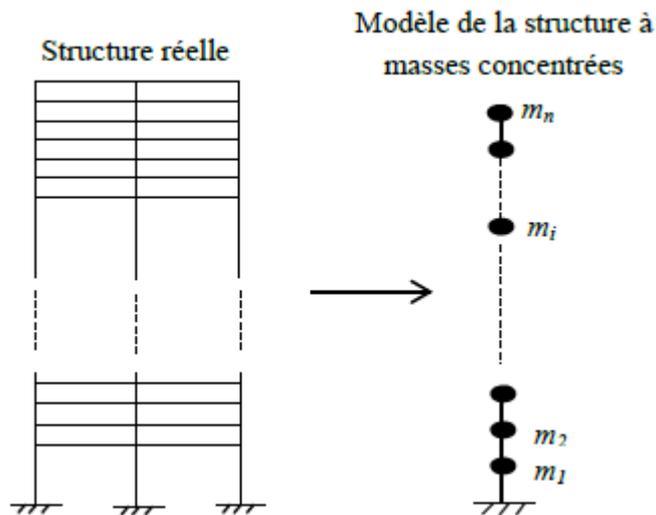


Figure III.I Passage du modèle réel au modèle discret d'un bâtiment

L'étude sismique sera effectuée par le règlement parasismique algérien *RPA99/V2003*.

III.3 Modélisation de la structure :

La modélisation a été effectuée par le logiciel de calcul *CSI ETABS 2017*.

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisée par un élément fini de type " Frame " (Poteaux- Poutres) à deux nœuds (6 ddl par noeud).
- Les voiles sont modélisés par des éléments " Shell "à quatre nœuds

Présentation de la vue en 3D :

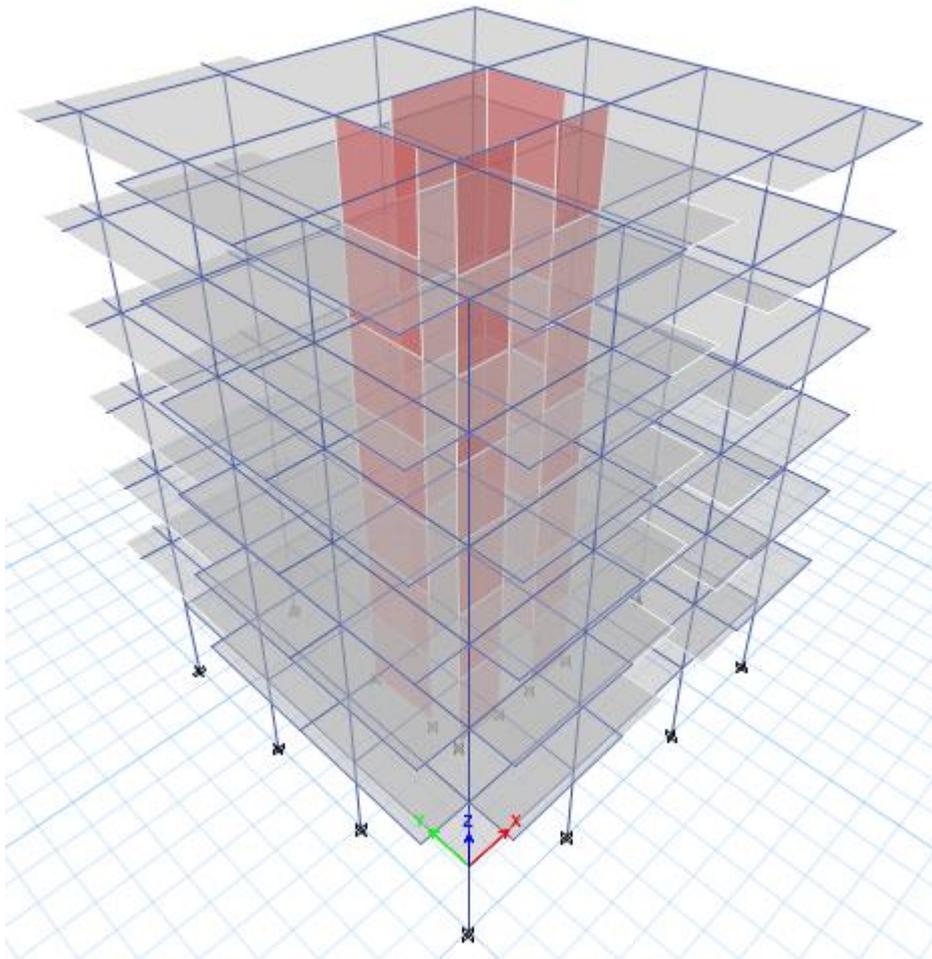


Figure III.II Schéma de la structure en 3D

III.4 Méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- ❖ Par la méthode statique équivalente.
- ❖ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

III.4.1 La méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d’usages.

Zone II : Groupe d’usage 3.

Groupe d’usage 2..... HT ≤ 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d’usage 1B.....HT ≤ 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d’usage 1A..... HT ≤ 3 niveaux ou 10 m.

Zone III : Groupe d’usage 2 et 3..... HT ≤ 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d’usage 1B.....HT ≤ 3 niveaux ou 10 m.

Groupes d’usages 1AHT ≤ 2 niveaux ou 8m.

III.4.2 Méthode d’analyse modale spectrale :

La méthode d’analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n’est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l’action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l’amortissement et des forces d’inerties.

III.4.3 La méthode d’analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d’analyse dynamique par accélérogrammes peut être employée de manière spécifique par du personnel qualifié, après avoir justifié préalablement les séismes de calcul et les lois de comportement choisies, ainsi que la méthode d’interprétation des résultats et les critères de sécurité à respecter.

III.4.4 Choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. Dans notre cas, **Annaba** est classée dans une zone de sismicité moyenne **ZONE IIa**, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en **Groupe d'usage 2**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères (4.1.2.a) exigés par le **RPA99V2003**, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

La hauteur de la structure est : $h = 18,70 \text{ m} < 65 \text{ m}$.

III.5 Vérification Règlementaire : Selon RPA 99/V2003

III.5.1 Vérification de l'excentricité : (Article 4.2.7 RPA99/Version 2003)

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1- Excentricité théorique : $e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$ et $e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$

2- Excentricité accidentelle : L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment : $e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$

L'analyse automatique par le logiciel CSI ETABS 2017 a donné les résultats qui sont illustrée dans le tableau suivant :

Tableau III.1 Vérification de l'excentricité entre centre de masse et centre de rigidité

Etages	XCM	XCR	ex0	YCM	YCR	ey0	Dx	Dy	ex/Dx	ey/Dy	Observation selon x	observation selon y
			XCM-XCR			YCM-YCR						
Story1	7,8094	7,79	0,0215	6,8702	7,9773	1,1071	15,29	15	0,14%	7,38%	Vérifié	Vérifié
Story2	6,6593	8,03	1,3697	6,6983	8,2477	1,5494	16,79	17,25	8,16%	8,98%	Vérifié	Vérifié
Story3	6,6593	8,11	1,4492	6,6983	8,2515	1,5532	16,79	17,25	8,63%	9,00%	Vérifié	Vérifié
Story4	6,6593	8,11	1,4477	6,6983	8,1511	1,4528	16,79	17,25	8,62%	8,42%	Vérifié	Vérifié
Story5	6,6593	8,06	1,405	6,6983	8,0046	1,3063	16,79	17,25	8,37%	7,57%	Vérifié	Vérifié
Story6	6,6593	8	1,3409	6,6983	7,8298	1,1315	16,79	17,25	7,99%	6,56%	Vérifié	Vérifié
Story 7	6,6148	7,95	1,3309	6,7343	7,6683	0,934	16,79	17,25	7,93%	5,41%	Vérifié	Vérifié

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, les excentricités ne dépassent pas les 15% donc aucun risque de torsion dans le cas d'un séisme (une bonne disposition des voiles) alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /v2003 est vérifiée

III.5.2 Résultats de l'analyse de modale et taux de participation des masses :

Après l'analyse automatique par le logiciel CSI ETABS 2017, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau III.2 Périodes, modes et facteurs de participation massique

Mode	Période(s)	UX	UY	RZ	Somme UX	Somme UY	Type
1	0,856	0,0281	0,187	0,5989	0,0281	0,187	Rotation selon Z
2	0,712	0,1476	0,4976	0,112	0,1757	0,6846	Translation selon Y
3	0,556	0,5805	0,0631	0,0998	0,7562	0,7477	Translation selon X
4	0,252	0,0076	0,0141	0,0879	0,7638	0,7618	Rotation selon Z
5	0,193	0,0319	0,1113	0,0038	0,7956	0,8731	Translation selon y
6	0,143	0,1063	0,0291	0,0339	0,9019	0,9022	Translation selon x
7	0,127	0,0106	0,0056	0,023	0,9125	0,9078	Rotation selon Z
8	0,088	0,0134	0,038	0,0007	0,9259	0,9457	Translation selon y
9	0,078	0,0003	0,0006	0,0148	0,9262	0,9464	Rotation selon Z

✚ Interprétation des résultats :

- ✓ Les modes 1 ; 4 ; 7 et 9 sont des modes de Rotation selon Z avec un taux de participation massique de **72,46%** dans cette direction.
- ✓ Les modes 2 ; 5 et 8 sont des modes de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de **64,69%** dans cette direction.
- ✓ Les modes 3 et 6 sont des modes de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de **68,68%**
- ✓ La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre des modes à retenir est satisfaite à partir du **6ème** mode la masse a atteint les 90% de la mase modale total
- ✓ L'analyse modal nous permet d'apprécier le sens le moins rigide pour notre cas c'est celle de Z ce qui est logique car notre structure est contreventé par un noyau central donc on a une faible rigidité torsionnel.

III.5.3 Vérification de l'effort réduit :

L'effort normal de compression de calcule sous sollicitations dues au séisme est limité par la

condition suivante avec : $V = \frac{Nd}{BC.f_{c28}} \leq 0,3$

N : l'effort normal de calcul s'exerçant sur la section de béton.

B : l'air de la section du poteau.

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

Tableau III.3 Vérification de l'effort réduit

Pot	Nd (KN)	bc (nécessaire)	b (nécessaire)	b (adopté)	h (adopté)	B (cm ²)	v	Vérification
E1, E2, E3	1514,37	2019,16	44,93506426	45	45	2025	0,3	vérifié
E4, E5, E6, E7	896,99	1195,986667	34,58304016	35	35	1225	0,29	vérifié

• Conclusion :

Les poteaux ne présentant pas un risque de rupture fragile par effort normal de compression.

III.5.4 Méthode dynamiques modal spectrale :

III.5.4.1 Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta\frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3S \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur (g=9,78 m/s²)

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

On utilise le logiciel Excel pour dessiner le spectre de réponse de notre structure afin de l'introduire dans le logiciel de calcul CSI ETABS.

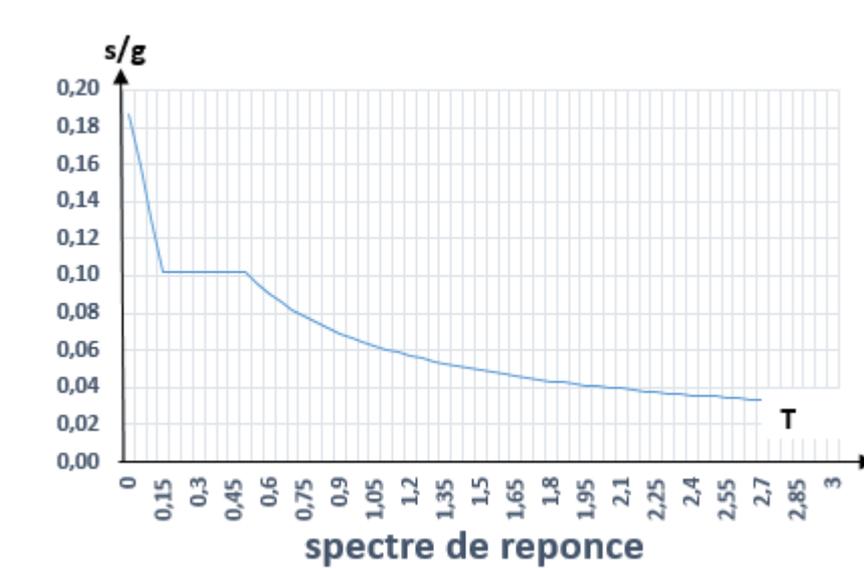


Figure III.III Spectre de réponse

III.5.5 Calcul de la force sismique totale à la base :

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule

$$\text{suivante : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W : poids total du bâtiment

❖ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Il est donné par le tableau (4.1 R.P.A 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : Pour la zone IIa et le Groupe d'usage : "2' ouvrage courantes ou d'importance moyenne" A = 0,15.

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Elle est donnée en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T2 \leq T \leq 3S \\ 2,5\eta \left(\frac{T2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3S \end{cases}$$

T2 : période caractéristique dépendant du site : pour un site meuble (S3).

$$\begin{cases} T1 = 0,15s \\ T2 = 0,50s \end{cases} \quad (\text{Tableau 4.7 R.P.A 2003}).$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{Article 4.2 R.P.A 2003}).$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages.... (tab4-2 –RPA99/V2003).

Pour un système de contreventement mixte voiles-portiques on prend $\xi = 10 \%$.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76$$

❖ Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule :

$$T = CT \cdot hN^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$hN = 21,76m$.

CT : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement du type de remplissage, donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003. Dans notre cas $CT = 0,05$

$$T = 0,05 \times 21,76^{\frac{3}{4}} = 0,50s$$

❖ Coefficient de comportement global (R) :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement pour notre cas $R = 3,5$ structure contreventé par noyau central

❖ Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{n=1}^5 Pq \quad (\text{Art 4.4 R.P.A 2003})$$

Ou : Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

❖ Valeur des pénalités :

Tableau III.4 Valeurs des pénalités Pq

Critère q	Pq	
	Observé	non observé
1-Condition minimales des files de contreventement	0	0,05
2-Redondance en plan	0	0,05
3-Regularité en plan	0	0,05
4-Regularité en élévation	0	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6-Contrôle de qualité d'exécution	0	0,1

Pour notre cas tous les critères sont observés \longrightarrow $Q=1$

❖ **Poids total de la structure W :** (Masse source)

Selon *le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)* il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, $\beta = 0,20$ bâtiment à usage d'habitation

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations

La masse source de la structure a été calculée par le logiciel *CSI ETABS v2017*, les résultats obtenus sont :

$$W_G = 18276,06 \text{ KN}$$

$$W_Q = 19567,62 \text{ KN}$$

$$W = 18276,06 + 0,2 \times 19567,62 = 22189,58 \text{ KN}$$

Après avoir introduit tous les paramètres statiques dans le logiciel de calcul *CSI ETABS* nous avons obtenu les résultats suivant :

Tableau III.5 Forces statiques et dynamiques

E stat	Edyn
1496,3106	1085,6207
1496,3106	900,2434

III.5.6 Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisées par le *RPA99/V2003* est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0.8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $c = 0,8V/V_t$.

Tableau III.6 Vérification de la résultante sismique

	E stat (KN)	Edyn (KN)	Edyn/E stat	Vérification	Coeff de majoration
Sens x	1496,3106	1085,6207	72,55%	non vérifié	1,102639697
sens-y	1496,3106	900,2434	60,16%	non vérifié	1,329694258

D'après les résultats les conditions ne sont pas vérifiées donc nous avons eu à majorer les forces sismiques dans les deux directions x et y.

III.5.7 Vérification des déplacements latéraux inter –étages :

D'après l'article (*Art 5.10*) *RPA99/V2003*, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

❖ **Principe de calcul :**

- Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

R : coefficient de comportement.

δk : déplacement dû aux forces sismiques

- Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k - 1$$

Les résultats sont représentées dans les deux tableaux suivant :

- Sens longitudinal :

Tableau III.7 Vérification de déplacement horizontal et relatif du bâtiment dans le sens X

Etage	δk (mm)	$\delta k-1$ (mm)	δk_x (mm)	R	Δk (mm)	he (mm)	delta k/he	Vérification
1	0,741	0	0,741	3,5	2,5935	3400	0,076%	vérifié
2	1,999	0,741	1,258	3,5	4,403	3060	0,144%	vérifié
3	3,469	1,999	1,47	3,5	5,145	3060	0,168%	vérifié
4	5,038	3,469	1,569	3,5	5,4915	3060	0,179%	vérifié
5	6,536	5,038	1,498	3,5	5,243	3060	0,171%	vérifié
6	7,884	6,536	1,348	3,5	4,718	3060	0,154%	vérifié
7	9,083	7,884	1,199	3,5	4,1965	3060	0,137%	vérifié

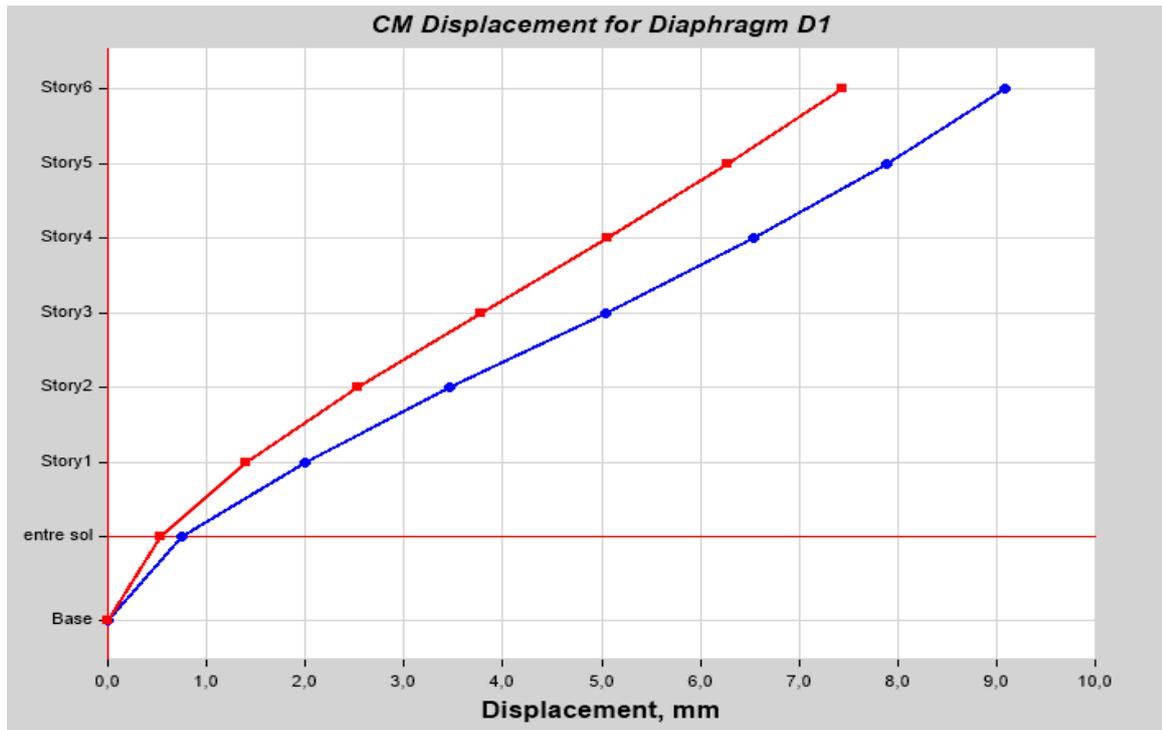


Figure III.IV Variation du déplacement inter étage svt x-x

Tableau III.8 Vérification du déplacement max suivant X

δ_k (mm)	R	Δ réel	htot (mm)	Δ reel /htot	Vérification
9,083	3,5	31,7905	21760	0,146%	Vérifié

➤ Sens transversal :

Tableau III.9 Vérification de déplacement horizontal et relatif du bâtiment dans le sens Y

Etage	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	δ_{ky} (mm)	R	Δ_k (mm)	he (mm)	delta k/he	Vérification
1	1,145	0	1,145	3,5	4,0075	3400	0,118%	vérifié
2	3,221	1,145	2,076	3,5	7,266	3060	0,237%	vérifié
3	5,801	3,221	2,58	3,5	9,03	3060	0,295%	vérifié
4	8,607	5,801	2,806	3,5	9,821	3060	0,321%	vérifié
5	11,363	8,607	2,756	3,5	9,646	3060	0,315%	vérifié
6	13,94	11,363	2,577	3,5	9,0195	3060	0,295%	vérifié
7	16,307	13,94	2,367	3,5	8,2845	3060	0,271%	vérifié

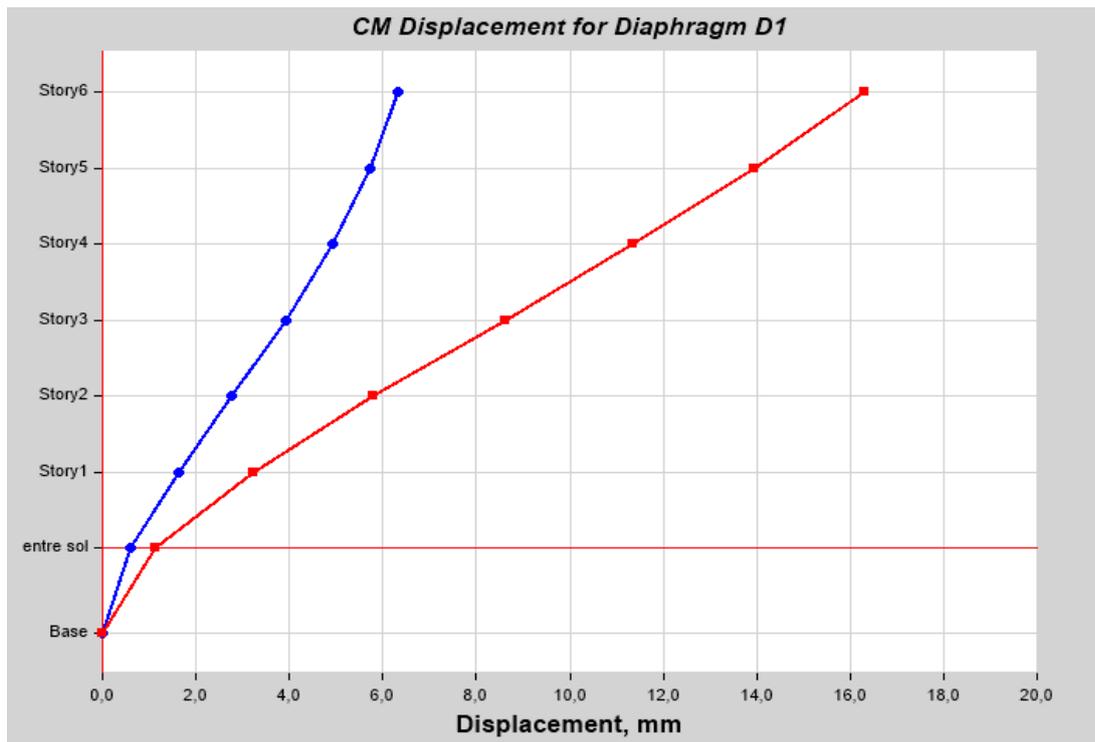


Figure III.V déplacement inter étage maximal

- **Déplacement maximal :**

Tableau III.10 Vérification du déplacement max suivant y

δ_{ek} (mm)	R	Δ réel	Htot (mm)	Δ réel /htot	Vérification
16,307	3,5	57,0745	21760	0,262%	Vérifié

- **Conclusion :**

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible (1% he), alors la condition de l’art 5.10 du *RPA/ version 2003* est vérifiée.

III.5.8 Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA 99 (art5-9) :

En génie parasismique il faut des structures aussi souples que possible pour atténuer l'effet sismique mais il faut toujours veiller au déplacement Δ .

Les effets du 2eme ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{Pk \Delta k}{Vk hk} \leq 0,1$$

Avec :

PK : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (K)

$$Pk = \sum WGi + \beta WQi$$

Tel que :

VK : l'effort tranchant d'étage au niveau K

ΔK : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K-1).

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

hK : hauteur d'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau III.11 Justification vis à vis de l'effet P delta suivant x-x

Etage	G (KN)	Q (KN)	PK (KN)	DK	Vx (KN)	Hk (mm)	téta k	Vérification
1	17828,9503	2774,4775	18383,8458	2,5935	1084,8013	3400	0,01292687	vérifié
2	15654,5676	2452,795	16145,1266	4,403	1057,8841	3060	0,02195991	vérifié
3	12899,033	2015,298	13302,0926	5,145	981,336	3060	0,02279115	vérifié
4	10216,9167	1577,801	10532,4769	5,4915	867,7874	3060	0,02178145	vérifié
5	7528,8209	1140,304	7756,8817	5,243	717,2124	3060	0,01853096	vérifié
6	4840,7251	702,807	4981,2865	4,718	519,8142	3060	0,01477508	vérifié
7	2152,6293	265,31	2205,6913	4,1965	263,5531	3060	0,01147737	vérifié

➤ Sens transversal :

Tableau III.12 Justification vis à vis l'effet P delta suivant y-y

Etage	G	Q	PK	DK	Vy	hk	téta k	Vérification
1	17828,9503	2774,4775	18383,8458	4,0075	899,3318	3400	0,02409412	vérifié
2	15654,5676	2452,795	16145,1266	7,266	871,0955	3060	0,04400983	vérifié
3	12899,033	2015,298	13302,0926	9,03	803,3946	3060	0,04886044	vérifié
4	10216,9167	1577,801	10532,4769	9,821	711,5381	3060	0,04750799	vérifié
5	7528,8209	1140,304	7756,8817	9,646	589,2477	3060	0,04149685	vérifié
6	4840,7251	702,807	4981,2865	9,0195	436,0615	3060	0,03367091	vérifié
7	2152,6293	265,31	2205,6913	8,2845	234,3049	3060	0,02548638	vérifié

- **Conclusion :**

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à 0,1

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

III.5.9 Justification vis-à-vis de l'équilibre de l'ensemble :

- **Vérification au renversement :** (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

On doit vérifier : $\frac{Ms}{Mr} \geq 1,25$

Les résultats de la vérification est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.13 Justification vis à vis la stabilité au renversement

	Ms	Mr	Ms/Mr	Vérification
x	123680,474	13812,2025	8,95443532	vérifié
y	125259,386	16944,9903	7,39211904	vérifié

• **Conclusion :**

L'ouvrage est donc stable au renversement ($Ms > 1,5 Mr$).

III.5.10 Justification de la largeur des joints sismiques :

Selon (l'art 5.8 de l' RPA 99/V3) deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40 mm$$

Avec :

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations $\delta K = R \delta ek$

Avec : δek : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement de la structure.

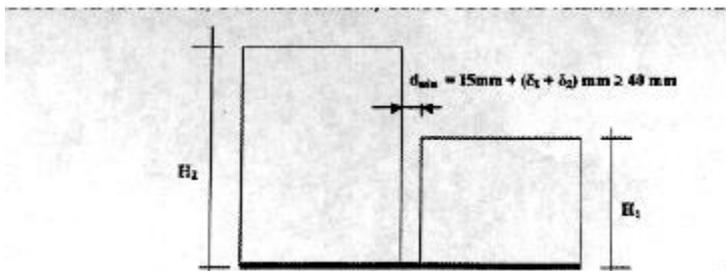


Figure III.VI Largeur minimum du joint sismique

Alors :

Le déplacement max du bloc étudié : $\delta_1 = 31,79mm$

Le déplacement max du bloc voisin : $\delta_2 = 94,51mm$

$$d_{min} = 15mm + (31,79 + 94,51)$$

$$d_{min} = 141,3mm > 40mm$$

On adopte un joint sismique de 15cm

III.6 Conclusion :

Toutes les exigences données par le *RPA99/V2003* sont vérifiées ce qui nous permet de garder notre modèle et de peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

CHAPITRE IV

FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTUREAUX

IV.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme ainsi que sa durabilité, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

Les objectifs ainsi visés sont pour assurer une protection acceptable de la vie humaine et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismique.

Le ferrailage est une étape importante dans la construction d'éléments structuraux pour l'étude du ferrailage on considère le cas le plus défavorable à l'état limité ultime « ELU » et à « ELA » nous avons utilisées le logiciel de calcul CSI ETABS qui nous a permis la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement *BAEL91/révisé 99* et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (*RPA 99/ version 2003*).

IV.2 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations .Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion «M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée et déviée (M_{yy} , M_{zz} et N).

IV.2.1 Plans de Repérage des Poteaux :



Figure IV.I Plans de Repérage des poteaux SS +Etages courant

Tableau IV.1 Caractéristique mécaniques des matériaux

	Béton			Acier Fe400		
	γ_b	f_{bu} (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	14,17	25	1,5	400	348
Situation accidentelle	1,15	18,48	25	1	400	400

IV.2.2 Règlementation :

Combinaisons Spécifiques utilisées :

1. Selon l'article 5.2 RPA 99/V2003 (Situation accidentelle)

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

✓ $G + Q + E$ (5.1)

✓ $0,8G \pm E$ (5.2)

2. Selon le BAEL 91 (Situation Fondamentale)

✓ E L U..... $1,35 G + 1,5 Q$

✓ E L S..... $G + Q$

IV.2.3 Vérifications des Sollicitations tangentes :

Selon *article 7.4.3.2 ; RPA 99V2003* la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho d . f_{c28}$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{V}{bd} ; V : \text{l'effort tranchant}$$

Avec : $\rho d = 0,075$ si $\lambda g \geq 5$

$\rho d = 0,04$ si $\lambda g < 5$

λg : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) \quad \text{art7.4.2.2 - RPA99}$$

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

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$I_{\text{poteau}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{45^4}{12} = 3,41 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poutre}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 45^3}{12} = 2,27 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{poteau}} > I_{\text{poutre}} \rightarrow l_0 = h_{ss} = 3,4 \rightarrow l_f(ss) = 3,4 \text{ m}$$

$$l_0 = \text{étage} = 3,06 \rightarrow l_f(\text{étage}) = 3,06 \text{ m}$$

Tableau IV.2 Vérification des sollicitations de la tangente dans tous les étages

Poteau	l'enrobage	b (m)	d (m)	V max (KN)	τ (MPa)	λg	ρd	$\bar{\tau}_u$	Vérification
SS (45*45)	4	0,45	0,405	25,7287	0,141	7,56	0,075	1,875	vérifié
Story 1(45*45)	4	0,45	0,405	45,1942	0,248	6,80	0,075	1,875	vérifié
Story 2(45*45)	4	0,45	0,405	57,9349	0,318	6,80	0,075	1,875	vérifié
Story 3(35*35)	3	0,35	0,315	31,8349	0,289	8,74	0,075	1,875	vérifié
Story 4(35*35)	3	0,35	0,315	34,061	0,309	8,74	0,075	1,875	vérifié
Story 6(35*35)	3	0,35	0,315	30,8211	0,280	8,74	0,075	1,875	vérifié
Story 5(35*35)	3	0,35	0,315	33,7635	0,306	8,74	0,075	1,875	vérifié

IV.2.4 Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$Nu = \alpha \times \left(\frac{Br \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL99 (Art 4.4.1)}$$

Br : Section réduite du béton

As : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

α : Coefficient fonction de l'élanement λ qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \times \frac{50^2}{\lambda} \text{ Pour } 5 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

- Exemple de calcul (Poteau entre sols (45*45)) :

$N_u = 2076,66$ KN exporté du logiciel de calcul CSI ETABS

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 34,17 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

$$S = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} = \sqrt{\frac{34,17 \times 10^4}{2025}} = 12,99 \text{ cm}$$

$L_f = 0,7l_0$ (encasturé à la base et articulé en haut)

$$L_f = 0,7 \times 3,4 = 2,38 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2,38}{12,99} = 18,32 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{18,32}{35}\right)^2} = 0,80$$

$$Br = (a - 2)(b - 2) = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section d'acier comprimé } A_s = \max \left\{ \frac{0,2 b h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right\}$$

$$A_s = \left\{ \frac{0,2 \times 45 \times 45}{100} ; \frac{8(45+45)}{100} \right\} = \{4,05 ; 7,2\}$$

$$\rightarrow A_s = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N}_u = 0,76 \times \left(\frac{1849 \times 2,5}{1,35} + 7,2 \times \frac{40}{1,15} \right) = 2792,62$$

$$N_u = 2076,66 < \bar{N}_u = 2792,62 \text{ Condition vérifié}$$

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représentés dans le Tableau suivant :

Niveau	I	λ	α	As (cm ²)	Br (cm ²)	Nu ultime(KN)	Nu (KN)	Vérification
SS	341718,75	18,32	0,81	7,2	1849	2792,62	2076,66	Vérifié
Etage 1,2	341718,75	18,32	0,81	7,2	1849	2792,62	1522,62	Vérifié
Etage 3,4	125052,08	21,20	0,79	5,6	1089	1680,7	1188,97	Vérifié
Etage 5, 6,7	125052,08	21,20	0,79	5,6	1089	1680,7	562,03	Vérifié

Tableau IV.3 Vérification aux flambements des poteaux

IV.2.5 Ferraillage :

IV.2.5.1 Ferraillage Longitudinale :

- **Recommandation de RPA (Article 7.4.2.1.1) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- **Amin = 0, 8%** de la section de béton (en zone IIa)
- **Amax = 4%** de la section de béton (en zone courante)
- **Amax = 6%** de la section de béton (en zone de recouvrement)
- **Ømin ≥ 12 mm** (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (en zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :
- $h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60cm \right)$ et $l' = 2h$

Détaille de calcul du poteau le plus sollicité : C9 qui a pour section (45*45).

Calcul de l'excentricité :

1. Excentricité du 1^{er} ordre (BAEL, A.4.3, 5)

$e_1 = e_0 + ea$ e_0 : excentricité initial

ea : excentricité accidentelle traduisant les imperfections

géométriques initiales après exécution

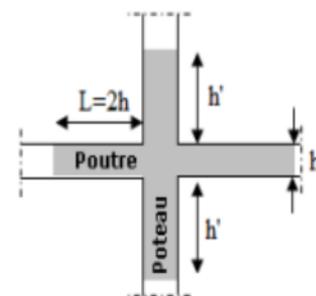


Figure IV.II La longueur de la zone nodale

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{34,97}{2076,66} = 0,016m = 1,6 \text{ cm}$$

$$ea = \max \left\{ 2cm; \frac{l}{250} \right\} \text{ Sachant que } l = h_{ss} = 3,40 \rightarrow ea = 2cm$$

$$ea = e_0 + ea = 1,6 + 2 = 3,6 \text{ cm}$$

2. Excentricité du second ordre :

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi) \quad \alpha : \text{ effet de la nature des charges}$$

$$\alpha = \frac{Mg}{Ms} = \frac{21,49}{25,46} = 0,23$$

$$\phi : \text{ effet de fluage } \phi = \frac{E_{fluage}}{E_{inst}} \approx 2 \rightarrow e_2 = \frac{3 \times 340^2}{10000 \times 45} (2 + 0,23 \times 2) = 1,89$$

$$e = e_1 + e_2 = 3,6 + 1,89 = 5,49 \text{ cm} = 0,0549 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \times e = 2076,66 \times 0,0549 = 114,008 \text{ KN.m}$$

Le calcul du ferrailage a été effectué par le logiciel de calcul "ROBOT EXPERT"

- Poteau 45*45 :

Tableau IV.4 Ferrailage des poteaux (45*45) dans les différents niveaux de bâtiment

Poteau (45 × 45)	Combinaison	Nu (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	As min RPA	As (calculé)(cm ²)
SS ; Etage 1 et 2	ELU	-2076,66	114,008	-12	16,2	3,6
	ELS	-1515,44	-14,27	3,25		
	ELA (G+Q+1,3Ey)	-1557,51	-42,34	-56,15		
	ELA (0,8G+1,3Ey)	-1097,24	-38,59	-54,43		

- Poteau 35*35 :

Tableau IV.5 Ferrailage des poteaux (45*45) dans les différents niveaux de bâtiment

Poteau (35 × 35)	Combinaison	Nu (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	As min RPA	As (calculé)(cm ²)
Etage 4 ; 5 ; 6 et 7	ELU	-1188,98	77,74	8,0293	9,8	2,9
	ELS	-867,49	8,0153	5,774		
	ELA (G+Q+1,3Ey)	-898,06	-9,4797	-45,7036		
	ELA (0,8G+1,3Ey)	-632,4208	11,1784	-40,5634		

- **Remarque :** dans chaque cas on utilise :

ELU : N max \longrightarrow M correspondant

ELS : N max \longrightarrow M correspondant

ELA (G+Q+E) : M max \longleftarrow N correspondant

ELA (0,8G+E) : N min \longrightarrow M correspondant

Les résultats du Ferraillage longitudinal, les armatures adoptés ainsi que les armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 Section d'armature adoptée pour les poteaux

Etages	Section (cm ²)		Amax RPA- (Zone courante)	Amax RPA- (Zone recouvrement)	Ferraillage adopté	Section adopté
	b	h				
SS ; Etage 1 ; 2 et 3	45	45	81	121,5	12HA14	18,47
Etage 4 ; 5 et 6	35	35	49	73,5	8HA14	12,32

IV.2.5.2 Ferraillage transversales :

- **Recommandation : RPA article.7.4.2.2**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho Vu}{h1.f_e}$$

Vu : est l'effort tranchant de calcul.

h1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

ρ=2,5.....si λg ≥ 5

ρ =3,75.....siλg< 5

λg : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

t ≤ min (10 Φ1 ; 15 cm).....Zone nodale (zone IIa).

t' < 15Φ1.....Zone courante (zone IIa).

Φ1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{At}{t} \cdot b1$ en (%) est donnée comme suite :

0.3%.....si $\lambda g \geq 5$

0.8%.....si $\lambda g \leq 3$

$3 < \lambda g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λg : L'élanement géométrique du poteau ($\lambda g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$)

a et b : Dimension de la section droite du poteau.

l_f : Longueur du flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **Exemple de calcul pour le poteau 45*45 :**

$\lambda g = 7,56 \rightarrow \rho d = 0,075$

- Zone Nodale :

$t \leq \min(10\phi l ; 15cm) \quad \phi = 14mm = 1,4cm$

$t \leq \min(14 ; 15cm) \rightarrow t = 14 cm$ On adopte $t = 15cm$

- Zone Courante :

$t' = 15\phi l = 15 * 1,4 = 21 \rightarrow$ on adopte 20cm

$Vu = 25,72KN$

$At = \frac{\phi vu}{h1.fe} t = \frac{0,075 \times 25,72 \times 15}{340 \times 40} = 0,00212 cm^2$

On adopte :

Dans la zone nodale : 4HA8=2,01 cm²

Dans la zone courante : 4HA8=2,01 cm²

- ✓ Longueur de la zone nodale :

$h' = \max\left(\frac{he}{6} ; b1 ; h1 ; 60cm\right) = \max(56,6 ; 45 ; 45 ; 60) cm$

$h' = 60cm$

- ✓ Longueur de recouvrement :

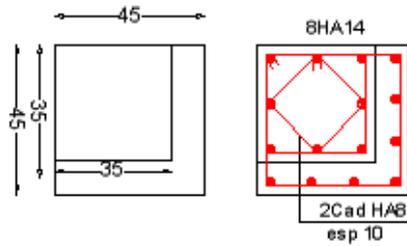
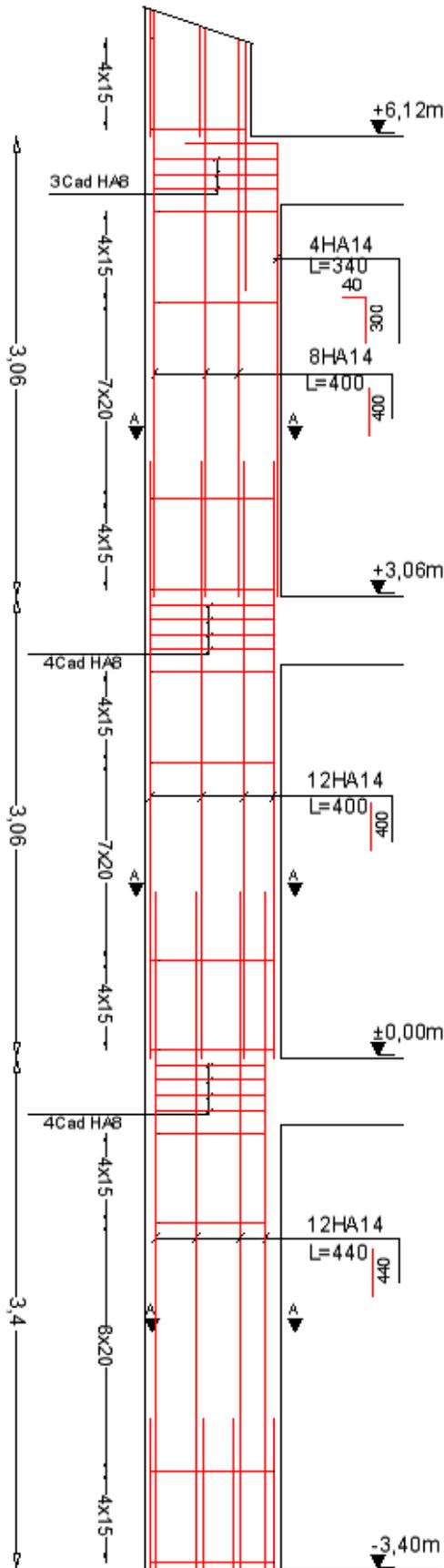
❖ **Recommandation :** La longueur minimale des recouvrements donnés par le RPA est de 40ϕ en zone IIa.

$40\phi = 40 \times 14 = 560mm = 56cm$

Tableau IV.7 Les armatures transversales dans les poteaux

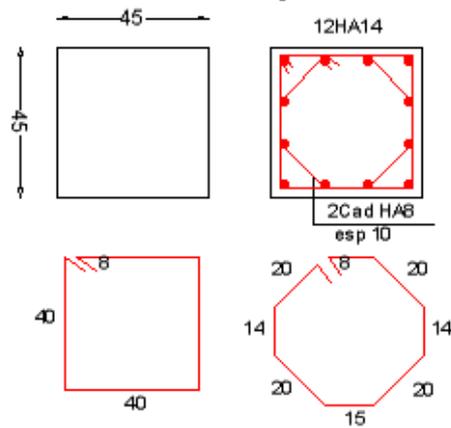
Poteau	λg	ρd	Vu (KN)	Espacement		Armatures Transversales			
				Zone nodale	Zone courante	At min RPA	At Calculé	Ferrailage adopté	At adopté (cm ²)
				t (cm)	t' (cm)				
45*45	6,80	0,075	57,9349	15	20	2,025	0,0053	4HA8	2,01
35*35	8,74	0,075	34,061	15	20	2,025	0,00317	4HA8	2,01

IV.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux :



**REDUCTION POTEAU 45X45
A 35X35**

Coupe A-A



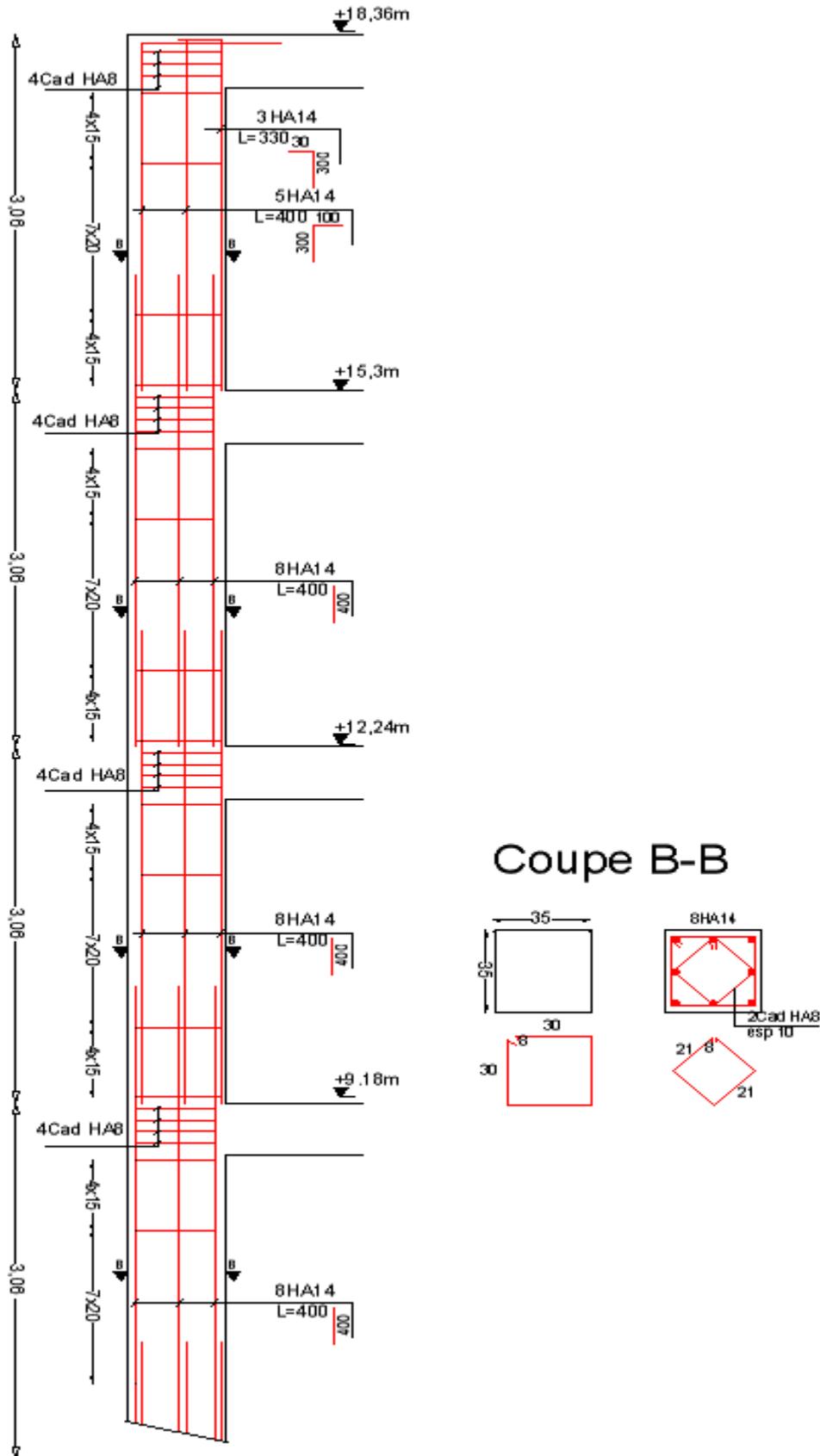


Figure IV.III Schéma du Ferrailage des poteaux

IV.3 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments de construction linéaire qui sont utilisés pour supporter des charges horizontales ou verticales dans une structure. Leur rôle en Béton armé est de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

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.

Après détermination des sollicitations (M et T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/2003** et celles données par le **BAEL91**.

IV.3.1 Règlementation :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

3. Selon **BAEL 91** :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

4. Selon le **R.P.A 99/version2003** :

$$\text{ELA} : G + Q \pm E$$

$$\text{ELA} : 0.8G \pm E \text{ (présence des voiles)}$$

IV.3.2 Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau IV.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

	Béton			Acier Fe400		
	γ_b	f_{bu} (MPa)	f_{c28} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	14,17	25	1,5	400	348
Situation accidentelle	1,15	18,48	25	1	400	400

Tableau IV.9 Section des poutres et enrobage

Plancher	Poutre	Section (cm ²)		d	Enrobage (cm)
		b	h		
Corps creux	PP	30	45	40,5	4
	PS	30	35	31,5	4
	PN	30	20	18	3
Dalle pleine	PP sens x	30	45	40,5	4
	PS sens y	30	35	31,5	4

IV.3.3 Sollicitation des poutres :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle (logiciel de calcul CSI Etabs 2017).

Vue la différence, négligeable de sollicitation des poutres dans les différents étages, on a opté, au même ferrailage pour tous les niveaux mais étant donné pour les poutres principales il y'a une différence important de sollicitation entre les travées intermédiaires et les travées de rive nous avons opté le même ferrailage pour les travées de rives et une autre pour celle des intermédiaires, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.10 Sollicitation dans les différentes poutres

Plancher	Poutre		ELU		ELS		ELA	
	Localisation		Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
Corps creux	PP	L=5,75	70,86	-96,61	51,63	-70,3	52,97	-83,86
		L=4,5 et 4,54	42,94	-62,3	31,26	-45,37	35,76	-60,29
	PS		25,61	-40,94	18,55	-29,74	21,67	-49,74
	PN		7,22	-14,83	5,24	-10,76	6,25	-17,25
Dalle pleine	PP sens x		41,56	-60,59	30,1	-43,94	38,35	-69,89
	PS sens y		25,61	-40,94	18,55	-29,74	21,67	-49,74

IV.3.4 Ferrailage :

IV.3.4.1 Ferrailage longitudinal :

Le calcul de ferrailage longitudinal a été effectué par le logiciel de calcul ROBOT EXPERT nous avons obtenus les résultats suivants :

Tableau IV.11 Ferrailage longitudinal dans les différentes poutres

Plancher	Poutre		Section calculé A_s (cm ²)		Ferrailage adopté		Section A_s adopté (cm ²)	
	Localisation		Travée	appuis	Travée	appuis	travée	appuis
Corps creux	PP	L=5,75	7	9,8	5HA14	3HA16+3HA12	7,7	9,42
		L=4,54	4,2	6,1	3HA14	6HA12	4,62	6,79
	PS		3,3	5,4	3HA12	5HA12	3,39	5,65
	PN		1,7	3,6	3HA12	3HA12	3,39	3,39
Dalle pleine	PP sens x		4	5,9	3HA14	5HA12	4,62	5,65
	PS sens y		3,3	5,4	3HA12	5HA12	3,39	5,65

• **Recommandation BAEL 91 :**

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité

suivante : $A_{min} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

Le taux d'erreur autorisé Dans le choix de l'armature adoptée est 5% de la section calculé

• **Recommandation RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton c'est-à-dire $A_{min} = 0.5\% b h$.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% de la section du béton en zone courante
- ✓ 6% de la section du béton en zone recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

IV.3.4.1.1 Vérification du ferrailage longitudinal selon les recommandations :

Tableau IV.12 Vérification des armatures minimales

Plancher	Poutre	As min (BAEL 91) (cm ²)	Condition de non fragilité	As min (RPA 99 v2003)	Vérification	As max selon RPA en cm ²	
						Zone courant	Zone de recouvrement
Corps creux	PP	1,46	vérifié	6,75	Vérifié	54	81
	PS	1,14	vérifié	5,25	Vérifié	42	63
	PN	0,65	vérifié	3	Vérifié	24	36
Dalle pleine	PP sens x	1,46	vérifié	6,75	Vérifié	54	81
	PS sens y	1,14	vérifié	5,25	Vérifié	42	63

IV.3.4.1.2 Vérification de flèche :

La flèche totale doit être inférieure à la flèche admissible : $\Delta ft \leq \Delta fadm$

$Si L \leq 500 \text{ cm} \rightarrow fadm = \frac{L}{500}$

$Si L \geq 500 \text{ cm} \rightarrow fadm = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$

La vérification de la flèche a été effectué par le logiciel de calcul Robot Expert le résultat est résumé sur le tableau suivant :

Tableau IV.13 Vérification de la flèche admissible

Plancher	Poutre	L	Mg	Mp	AS travée (cm)	As appuis (cm)	$\Delta ft(mm)$	$\Delta fadm(mm)$	Vérification
Corps creux	PP	5,75	43,93	51,63	7,7	9,42	7,5	10,8	Vérifié
	PS	5	14,82	18,55	3,39	5,65	4,3	10	Vérifié
	PN	5	4,27	5,25	3,39	3,39	5,3	10	Vérifié
Dalle pleine	PP sens x	4,54	23,96	30,1	4,62	5,65	2,5	9,1	Vérifié
	PS sens y	5	14,82	18,55	3,39	5,65	4,3	10	Vérifié

• **Longueur de recouvrement :**

Selon l’RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de $40 \varnothing$:

Tableau IV.14 Longueur de recouvrement

Barres	Longueur de recouvrement (mm)
12	480
14	560
16	640

IV.3.4.2 Ferraillage transversal :

❖ **Recommandation BAEL91/99 :**

IV.3.4.2.1 Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u prise

conventionnellement égal à: $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ Pour une fissuration préjudiciable}$$

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

Tableau IV.15 Vérification aux cisaillements

Plancher	Poutre		Vu	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérification
Corps creux	PP	L=5,75	101,18	0,833	2,5	Vérifié
		L=4,5 et 4,54	80,7	0,854	2,5	Vérifié
	PS		49,3	0,913	2,5	Vérifié
	PN		13,49	0,111	2,5	Vérifié
Dalle pleine	PP sens x		85,97	0,910	2,5	Vérifié
	PS sens y		49,39	0,523	2,5	Vérifié

• **Selon (Article A.7.2.2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par : $\varnothing t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing l \right)$

h : hauteur totale de la poutre.

b₀ : largeur de l'âme

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45 \leq \alpha \leq 90^\circ$ (dans notre cas on utilise $\alpha=90^\circ$).

L'espacement maximal à ne pas dépasser est :

$$St \leq \min(0.9d ; 40cm)$$

Section minimale A_t est donnée par : (BAEL A5.1.2.2) :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot St} \geq 0,4MPa$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot St} = \frac{2,01 \cdot 400}{30 \times 20} = 1,34 > 0,4 \quad \text{Condition vérifié}$$

Le résultat du ferrailage transversal selon BAEL91/99 est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV.16 Ferrailage transversal selon BAEL91 et Espacement

Plancher	Poutre	Section (cm ²)		l'enrobage c (cm)	Φ_t max (mm)	Φ_t (adopté)	A_t adopté	A_t (cm ²)	St max	St (adopté) en cm
		b	h							
Corps creux	PP	30	45	4	12,86	8	4HA8	2,01	36,45	20
	PS	30	35	4	10,00	8	4HA8	2,01	28,35	20
	PN	30	20	3	5,71	8	4HA8	2,01	16,2	20
Dalle pleine	PP sens x	30	45	4	12,86	8	4HA8	2,01	36,45	20
	PS sens y	30	35	4	10,00	8	4HA8	2,01	28,35	20

- **Recommandation RPA 99/2003 (Article 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \cdot St \cdot b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$St = \min(h/4, 12\Phi)$$

- En dehors de la zone nodale : $St \leq h/2$

La valeur du diamètre Φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures

comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Le résultat du ferrailage transversal selon *RPA 99/2003* est résumé dans le tableau suivant

Tableau IV.17 Ferrailage transversal selon RPA99/V2003 et Espacement

Plancher	Poutre	Section (cm ²)		L'enrobage	St max		St adopté (cm)		At min	
		b	h		Zone nodale	Zone courant	Zone nodale	Zone courant	Zone nodale	Zone courant
Corps creux	PP	30	45	4	11,25	22,5	10	20	0,9	1,8
	PS	30	35	4	8,75	17,5	10	20	0,9	1,8
	PN	30	20	3	5	10	10	10	0,9	0,9
Dalle pleine	PP sens x	30	45	4	11,25	22,5	10	20	0,9	1,8
	PS sens y	30	35	4	8,75	17,5	10	10	0,9	0,9

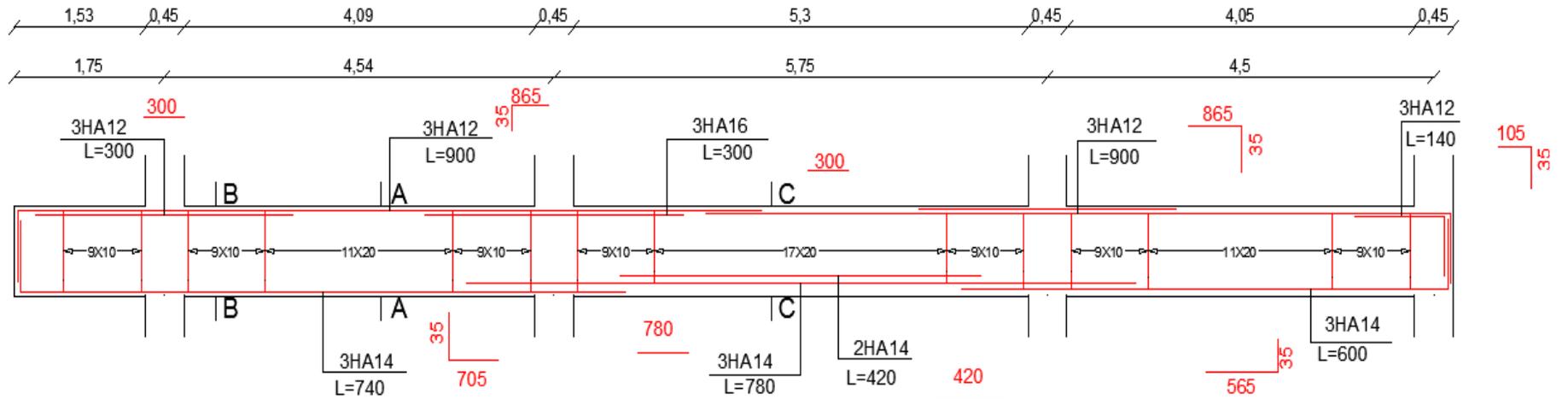
- **Remarque :**

Le nombre des cadres est calculé conformément à la longueur de la poutre.

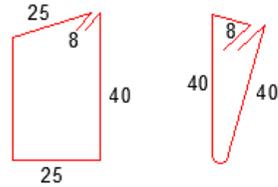
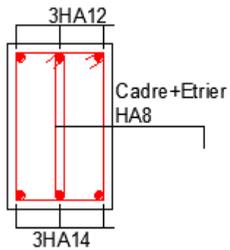
Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement (RPA99/V2003).

IV.3.5 Schéma de Ferrailage :

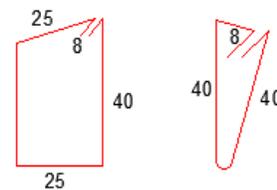
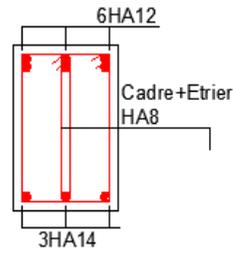
FERRAILAGE POUTRE PRINCIPAL - 30X45



Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe C-C

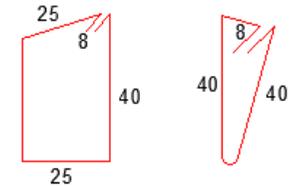
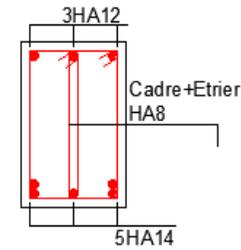
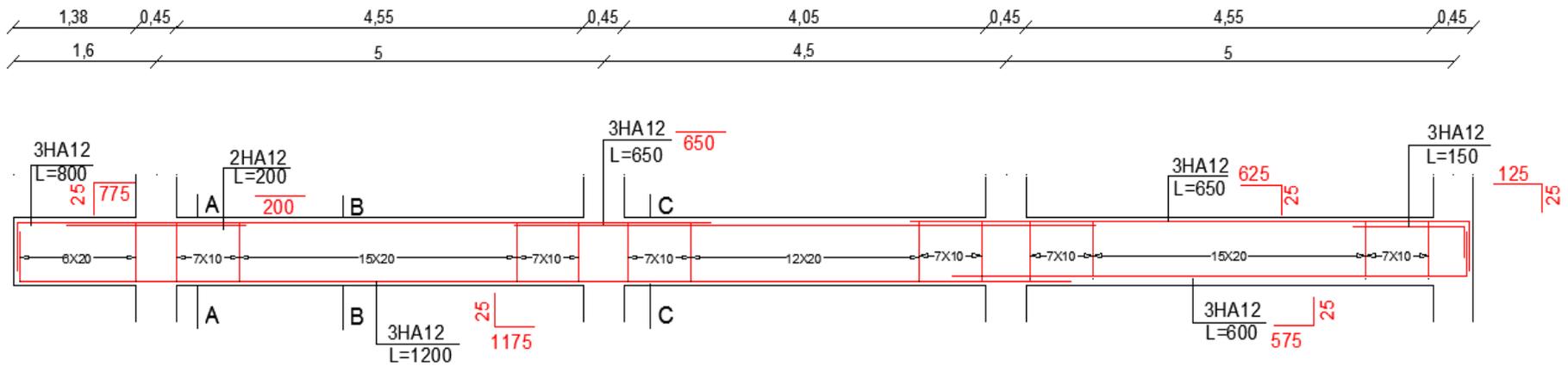
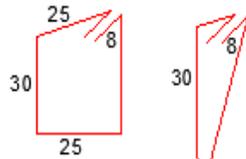
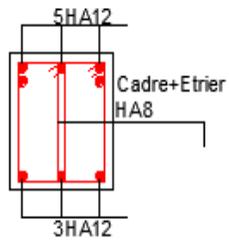


Figure IV.IV Schéma de ferrailage et Les Coupe

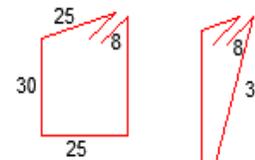
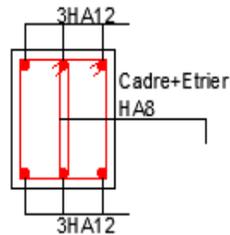
FERRAILAGE POUTRE SECONDAIRE - 30X35



Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe C-C

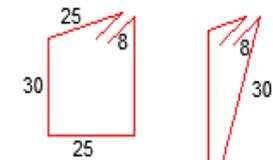
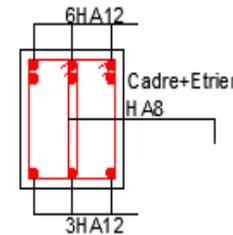


Figure IV.V Schéma de ferrailage et les coupes

IV.4 FERRAILLAGE DES VOILES :

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, dans notre bâtiment, ils sont utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et sont disposés pour :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer la stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.
- Et en majeure partie les charges horizontales du entre autre au séisme.

Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Les voiles sont sollicités en flexion composée (M et N) avec un effort tranchant V.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

IV.4.1 Règlements :

On procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le

RPA99/2003 et celle données *par le BAEL 91/99*.

Les sollicitations sont déterminées par le logiciel de calcul CSI ETABS sous les combinaisons accidentelles :

- 0,8G+E
- G+Q+E

IV.4.2 Plans de repérages des voiles :

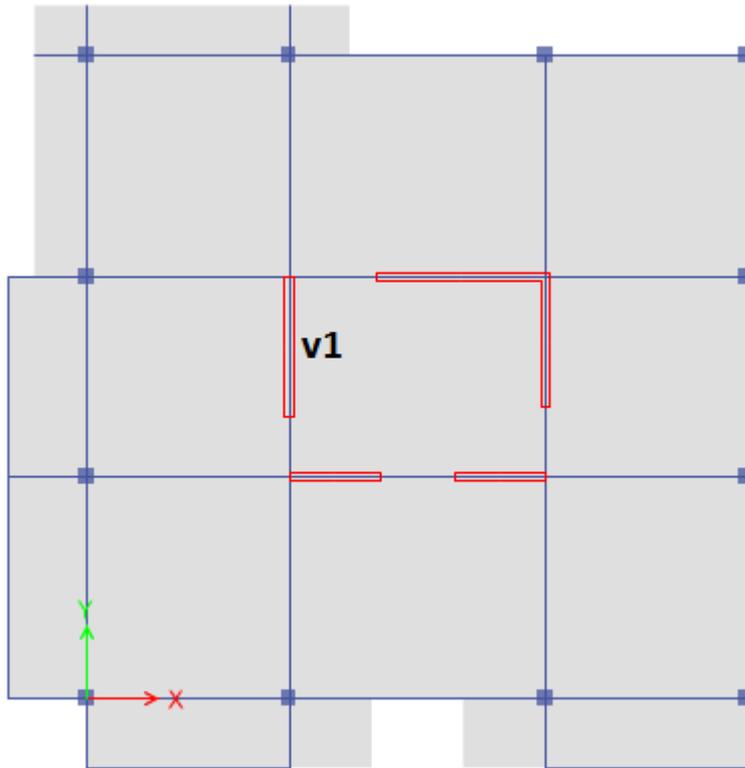


Figure IV.VI Plans de repérage des voiles

IV.4.3 Les Conditions du ferrailage des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions préconisées par le RPA99/V2003 :

❖ Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0,20%.
- La section du béton $A_{min} = 0,20\% \times I_t \times e$. Avec :
 I_t : Longueur de la zone tendue
 e : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

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).

❖ Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement. Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur 10ϕ .
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 $A_{min} = 0.15\% \times b \times h$ globalement dans la section du voile
 $A_{min} = 0.10\% \times b \times h$ en zone courante

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5e ; 30 \text{ cm})$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $< e / 10$.

❖ Les armatures transversales :

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40\phi$ en zone qui peuvent être tendue.

$L_r = 20\phi$ en zone comprimée sous l'action de toutes les combinaisons.

- Selon l'article 7.7.4.5 de l'RPA99/V2003 le ferrailage des trumeaux seront calculées en flexion composée avec effort tranchant.

Si les conditions fixées en 7.7.1 (celle du pré dimensionnement) sont vérifiées et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de BA (DTR-BC 2.4.1 CBA93).

Nous avons pris comme exemple le voile V1 qui a pour section : $20 \times 330 \text{ cm}^2$

IV.4.4 Les sollicitations :

$$M = 1398,18 \text{ KN.m}$$

$$N = 533,08 \text{ KN}$$

$$V = 217,21 \text{ KN}$$

❖ Ferrailage verticale :

Ferrailage effectuée par le logiciel de calcul Robot Expert :

$$A_s = 14 \text{ cm}^2$$

Vérification du pourcentage minimal dans la zone tendue :

$$A_{min} = 0.20\% \times I_t \times e$$

$$A_{min} = \frac{132 \times 20 \times 0,20}{100} = 5,28 \text{ cm}^2 < A_{cal} = 14 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifié}$$

La disposition des armatures a été effectuée par une configuration graphique enfin de respecter la condition donnée par l'article 7.7.41 RPA 99/2003 Cette méthode consiste à disposer en premières les barres suivant la largeur du voile enfin de respecter les espacements limités ainsi on détermine le nombre de barres nécessaire et la section d'armatures à adopter.

Espacement déterminé :

$$\text{A l'extrême : } S_t = 12,5 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur du voile : } S_t = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

On a trouvée 20 barres en fonction de l'espacement :

$$A_s = 14 \text{ HA}10 + 6 \text{ HA}8 = 14,01 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures Horizontales :

Selon RPA99V2003 :

Le pourcentage minimal d'armatures dans la section du voile globale :

$$A_{min} = 0.15\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,0015 \times 20 \times 330 = 9,9 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12HA10=9,42cm²

L'espacement :

$$St \leq \min(1,5e ; 30cm) = \min(1,5 \times 20; 30) \text{ cm}$$

Selon BAEL 91 (art A.5.1.22) :

$$\frac{At_{min}}{b_0 \times St} = \frac{0,4}{fe} \Rightarrow A_{min} = \frac{0,4}{400} \times 20 \times 30 = 0,6 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

$$St \leq \min(1,5e ; 33cm) = \min(1,5 \times 20; 33) \text{ cm}$$

On adopte : $St = 20 \text{ cm}$

❖ **Ferrailage transversal :**

Vérification des contraintes limites au cisaillement : selon l'article 7.7.2 RPA99/2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_c28 = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 d} = \frac{0,217}{0,20 \times 2,97} = 0,36 < 5 \quad \text{Condition vérifié}$$

V : Effort tranchant de calcul

b₀ : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0,9d

h : hauteur totale de la section brute

IV.4.1 Schéma de Ferrailage :

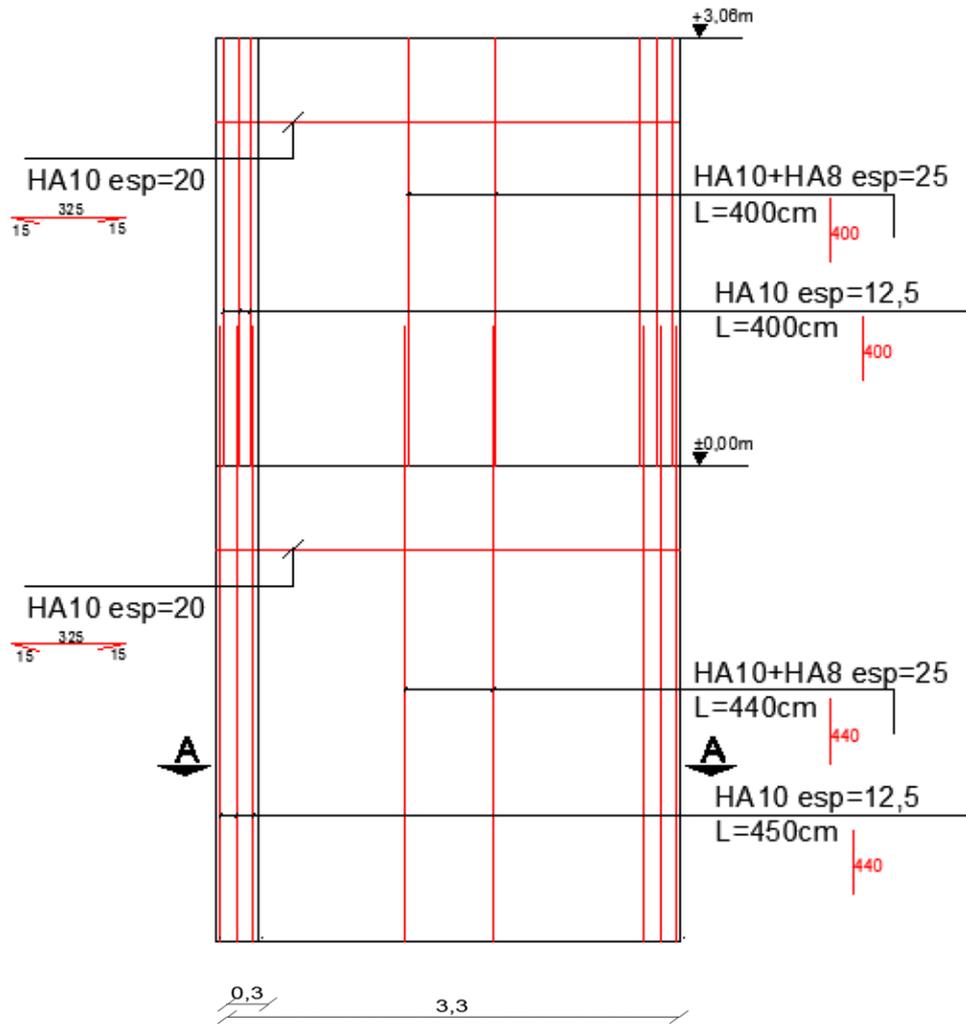


Figure IV.VII Schéma de ferrailage du voile

Coupe A-A

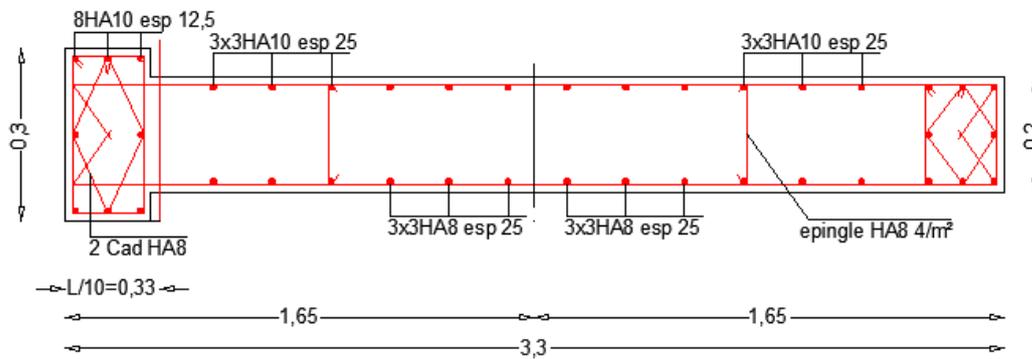


Figure IV.VIII Coupe A-A

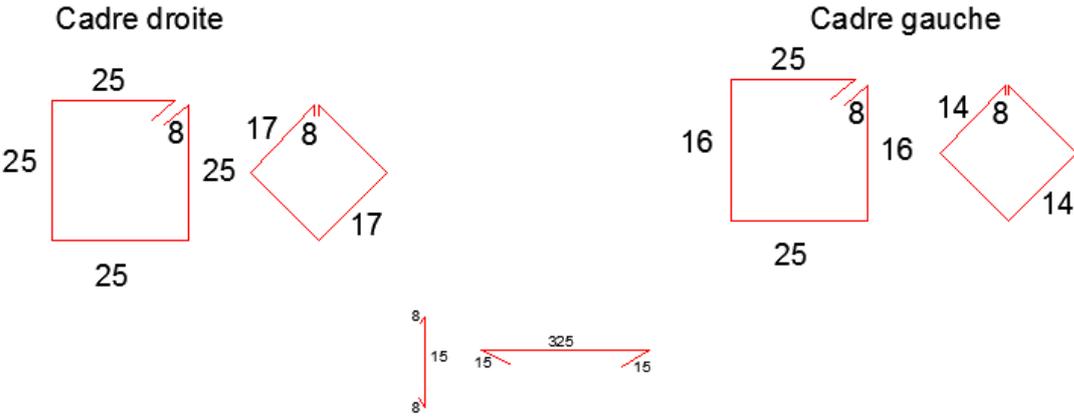


Figure IV.IX Les Cadres

CHAPITRE V

Ferraillage des Elément

Non structuraux

V.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les escaliers.
- l'acrotère.

V.2 Calcul des planchers :

Dans notre projet nous rappelons que nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

V.2.1 Etude du plancher corps creux :

Les planchers de notre structure sont en corps creux de 20cm de hauteur composés de : Poutrelles ; Hourdis de 16cm ; dalle de compression de 4 cm.

La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple ils ont pour rôle de transmettre les charges aux poutres principales et reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la charge du corps creux en entier. Donc la surface revenant à chaque poutrelle est $S = 0,60 * L$.

Le ferrailage sera fait par ces moments avec une fissuration préjudiciable par les dimensions suivant :

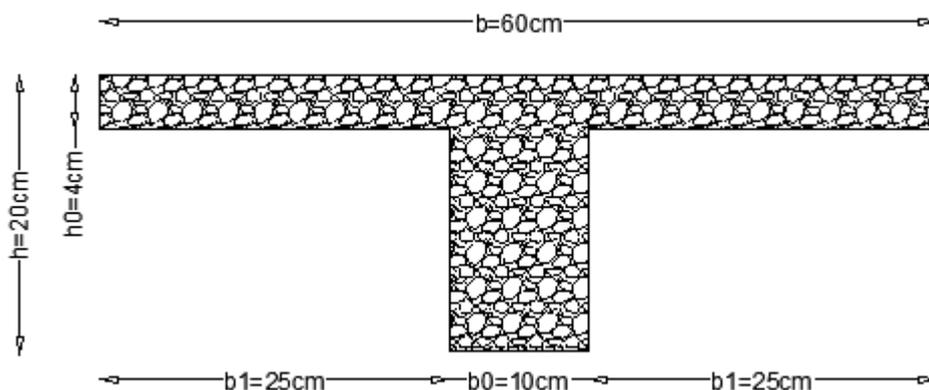


Figure V.I Coupe d'une poutrelle

V.2.2 Les sollicitations :

Les moments ont été exportés par le logiciel de calcul CSI ETABS et résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Moment ramené aux poutrelles

	Moments					
	ELU			ELS		
Appuis	18,3	*0,6	10,98	13,8	*0,6	8,28
Travée	13,2	*0,6	7,92	9,7	*0,6	5,82

V.2.3 Ferraillage longitudinale :

Effectué par le logiciel ROBOT EXPERT on obtient les Section suivantes :

Tableau V.2 Ferraillage des poutrelles

	As calculé(Cm²)	As adopté	
Appuis	2,5	2HA14	3,08
Travée	1,8	2HA12	2,26

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \text{ bo } d \frac{ft28}{fe} = 0,23 \times 10 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,21 < A_{adopté}$$

—————> Vérifié

V.2.4 Vérification de la flèche admissible :

La flèche admissible pour une poutre inférieur ou égale 5 mètres est définie par $\Delta f_{adm} = \frac{L}{500}$

La vérification a été effectuée par le logiciel de calcul Robot expert :

Tableau V.3 Vérification de la flèche des poutrelles

L (m)	Mg	Mp	AS travée (cm)	As appuis (cm)	$\Delta ft(mm)$	$\Delta f adm(mm)$	Vérification
5	3,08	5,82	2,26	4,2	9,8	10	Vérifié

V.2.5 Ferrailage transversale :

- **Vérification de l'effort tranchant :** (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau u \leq \bar{\tau u}$$

$$\tau u = \frac{vu}{bod} = \frac{11,08}{10 \times 17,5} = 0,63$$

$$Vu = 11,08 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau u} = \min \{2,5; 4 \text{ MPA}\} \rightarrow \bar{\tau u} = 2,5 \text{ MPA} \rightarrow \tau u \leq \bar{\tau u} \text{ Condition vérifié}$$

- **Choix des armatures transversales :**

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{bo}{10}; \phi l \right) = \min \left(\frac{20}{35}; \frac{10}{10}; 14 \right) = (5,71; 10; 14) \text{ mm}$$

$$\phi t = 5,71 \text{ mm}$$

$$\phi t = 8 \text{ mm} \rightarrow 2 \text{ HA8} = 1 \text{ cm}^2$$

L'Espacement : **CBA 93 (Article A.5.1.2.2)**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(15,75; 40 \text{ cm}) = 15,75 \text{ cm} \\ \frac{At fe}{0,4 b_0} = \frac{1 \times 400}{0,4 \times 10} = 100 \text{ cm} \\ \frac{0,9 \times At \times fe}{\gamma_s \times b_0 \times \tau u} = \frac{0,9 \times 1 \times 400}{1,15 \times 10 \times 0,63} = 49,68 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

On adopte $st \approx 15 \text{ cm}$

$$ft28 = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites.

V.2.6 Ferrailage de la dalle de compression : BAEL 91 (B.6.8, 423),

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm, Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 33 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

D'après (BAEL B.6.8, 423) les sections des armatures sont calculées comme suit :

$$A1 = \begin{cases} \frac{200}{f_e} \text{ si } L \leq 50\text{cm} \\ \frac{4L}{f_e} \text{ si } 50 < L < 80\text{cm} \end{cases}$$

$$A2 = \frac{A1}{2}$$

L : distance entre l'axe des poutrelles (L = 60cm).

A1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A2 : Diamètre parallèle aux poutrelles

$$A1 = \frac{4 \times 60}{400} = 0,6\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A2 = \frac{0,6}{2} = 0,3\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de TS 5/5 150 × 150

V.2.7 Schéma du ferrailage :

FERRAILLAGE Poutrelle 16+4

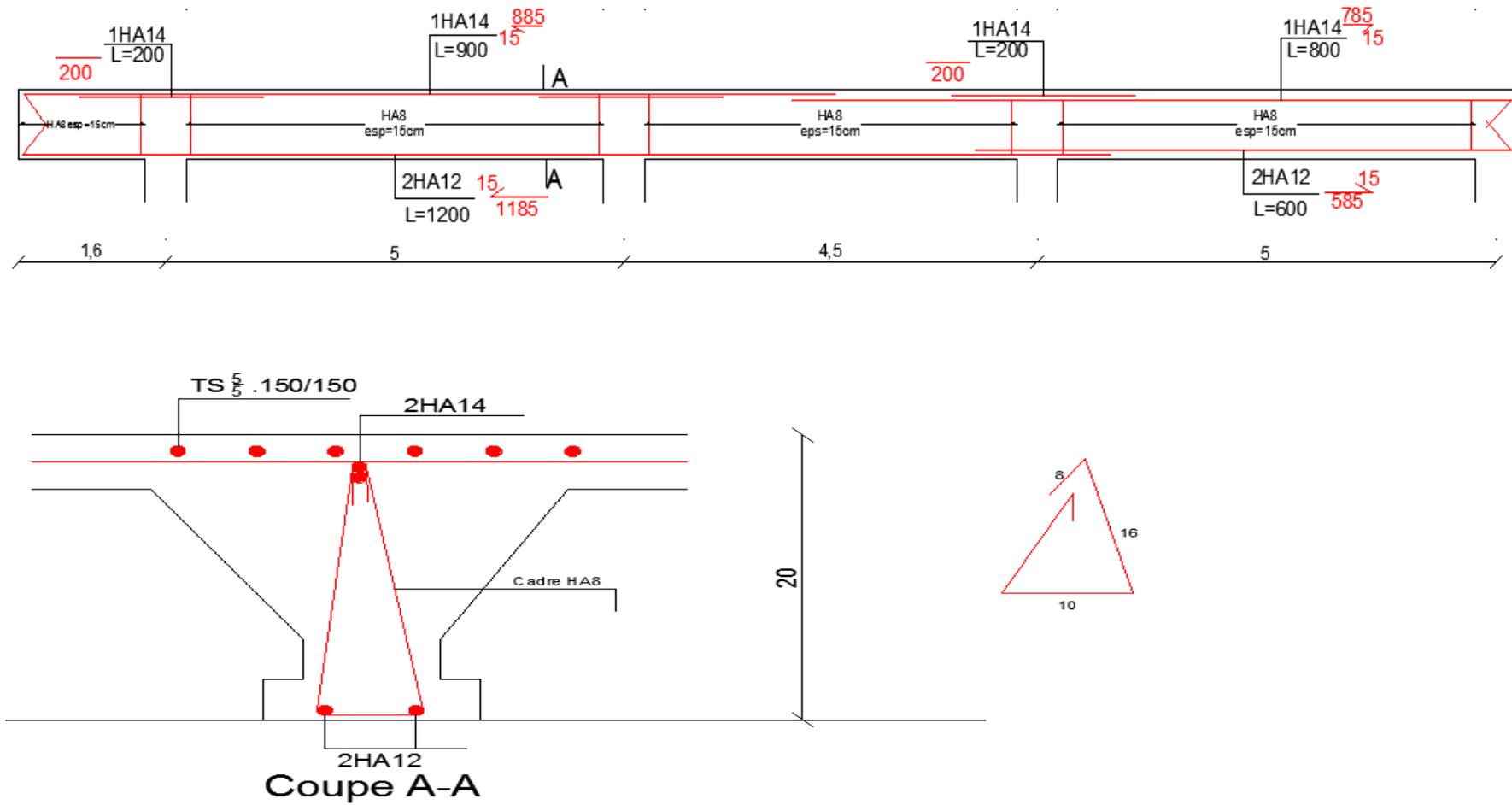


Figure V.II Schéma de ferrailage poutrelle

V.3 Etude du plancher en dalles pleine balcon :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encadrée à son extrémité par ailleurs il est soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructive spéciales.

Le ferrailage du balcon se fera en flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

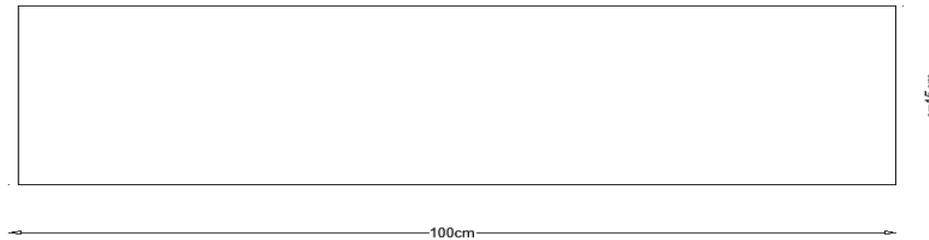


Figure V.III dimensions du balcon sur un mètre linéaire

- **Les sollicitations :**

$$ELU: M = 7,32KN/ml$$

$$ELS: M = 5,3KN/ml$$

Armature calculé par le logiciel de calcul ROBOT EXPERT :

$$As = 2,3cm^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1,5cm^2$$

Condition vérifié

$$As \text{ adopté} = 5HA8 = 2,51 cm^2$$

- **Espacement :**

$$\text{Sens x-x} : St = \frac{100}{5} = 20cm < \min(3h; 33cm)$$

$$\text{Sens y-y} : St = \frac{100}{5} = 20cm < \min(4h; 45cm)$$

V.3.1.1 Ferrailage transversale :

Vérification de l'effort tranchant (BAEL A 5.1.1) :

$$\tau u \leq \bar{\tau u}$$

$$V_u = 11,99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{11,99 \times 10^{-3}}{10 \times 17,5} = 0,092 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

V.3.1.2 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA8=2,51 cm² avec un espacement de 20cm

V.3.1.3 Vérification de la flèche :

Pour les éléments support en console la flèche admissible est égale à $\frac{L}{250}$ si $L \leq 2m$

La vérification a été effectuée par le logiciel Robot Expert :

Tableau V.4 Vérification de la flèche du balcon

L (m)	Mg	Mp	As appuis (cm)	$\Delta f_t (mm)$	$\Delta f_{adm} (mm)$	Vérification
1,1	4,5	5,3	2,51	0,4	4,4	Vérifié

V.3.2 Schéma de Ferraillage :

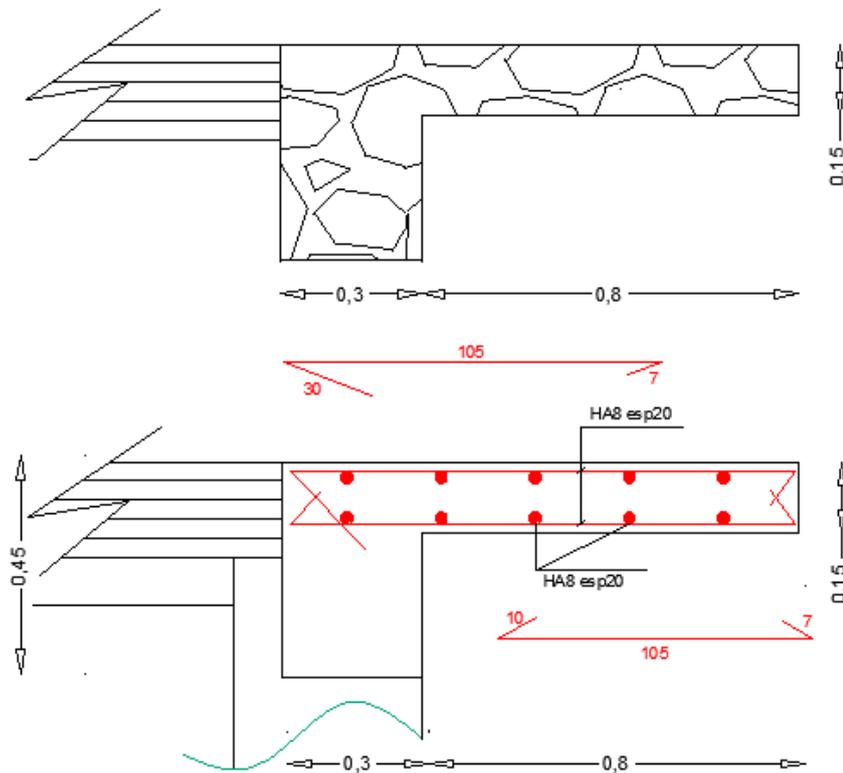


Figure V.IV Ferrailage du balcon

V.4 Etude de l'acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est sollicité à la flexion composée et est calculé comme étant une console encastree au niveau du plancher terrasse.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas d'après l'article B.5.3.1 BAEL91 :

Lorsque la longueur des éléments en béton armé extérieurs aux bâtiments est limitée à 6 m dans les régions humides et tempérées.

La section des armatures longitudinales est au moins égale à :

- 0,002 de la section de béton lorsque le béton a une résistance caractéristique à la traction f_{t28} au moins égale à 2,4 MPA (ou N/mm) et que des précautions sont prises pour éviter une dessiccation trop rapide pendant les premiers jours du durcissement ;
- 0,0025 de la même section lorsque les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites.

V.4.1 Armature longitudinal :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\longrightarrow A_{smin} = 0,0025 S$$

Le Ferraillage se fera sur une bande de 1ml

$$S = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 0,0025 \times 1000 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5HA8=2,51 cm²

Espacement :

$$S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm})$$

V.4.2 Armatures de Répartitions :

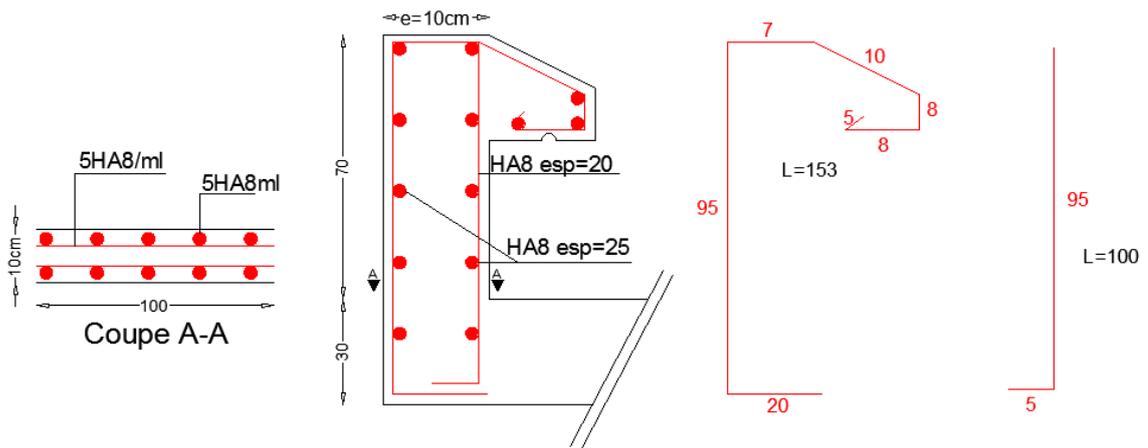
$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,6275 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8=2,01 cm²

Espacement :

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm})$$

V.4.3 Schéma du ferraillage :



V.5 Etude de l'Escalier :

Dans notre projet on a un seul type d'escalier à deux volées.

Le palier est supporté par le voile étant donné qu'elle repose directement sur celle-ci donc pas besoin de calculer la poutre palière.

Le calcul de ce genre d'escalier s'effectue en flexion simple pour une bande de 1.0 m de largeur ; Simplement appuyée sur les poutres et soumise à deux types de charges G et Q. Le calcul se fera sous les combinaisons ELU et ELS. La poutre est isostatique on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les moments fléchissant et effort tranchants. A cet effet on a effectué le calcul suivant :

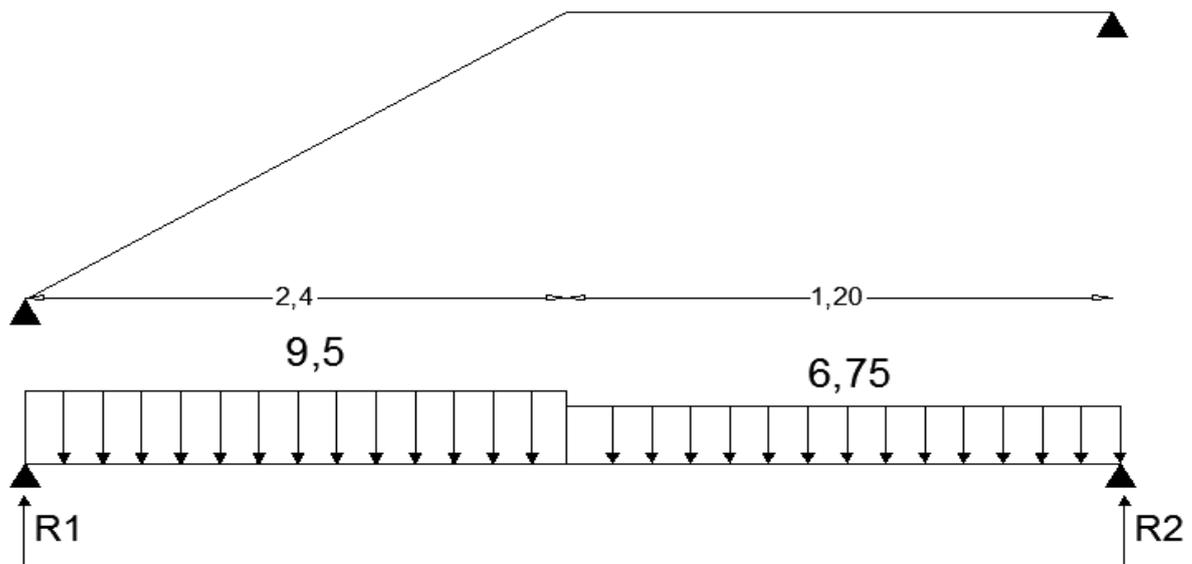


Figure V.V Schéma statique de l'escalier

$$\sum \frac{F}{z} = 0 \rightarrow R1 + R2 = 9,5 \times 2,4 + 6,75 \times 1,20$$

$$\sum \frac{F}{z} = 0 \rightarrow R1 + R2 = 30,9$$

$$\sum \frac{F}{1} = 0 \rightarrow 3,6R2 = (6,75 \times 1,2) \times 3 - (9,5 \times 2,4) \times 1,2 = 51,66$$

$$R2 = 14,35KN$$

$$R2 = 16,55KN$$

V.5.1 Calcul des sollicitations :

- Sous G :

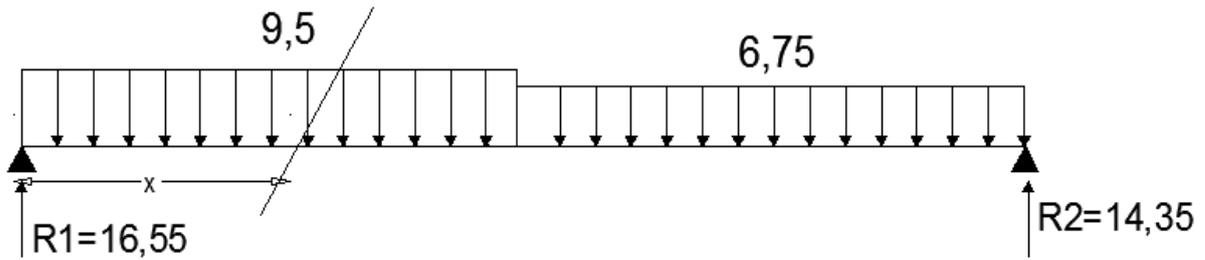


Figure V.VI charges ramenées à l'Escalier sous G

$$M(x) = 16,55x - 9,5 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M'(x) = 0 \rightarrow 9,5x = 16,55 \rightarrow x = 1,74 \approx 1,8m$$

$$M(x)_{max} = 16,55(1,8) - 9,5 \left(\frac{1,8^2}{2} \right) = 14,4KN.m/ml$$

$$vu(x) = \frac{dM}{dx} = -9,5x + 16,55$$

$$0 < x < 1,8$$

$$V(0) = 16,55KN$$

$$V(1,8) = -0,55KN$$

$$0 < x < 3,6$$

$$V(3,6) = -17,65KN$$

$$V_{max} = 17,65KN$$

- **Sous Q :**

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,6^2}{8} = 4,05KN.m/ml$$

$$V = \frac{ql}{2} = \frac{2,5 \times 3,6}{2} = 4,5KN$$

- **ELU :** $M_{max\ ultim} = 1,35 \times 14,4 + 1,5 \times 4,05 = 25,51KN.m/ml$

- **ELS :** $M_{maxs} = 14,4 + 4,05 = 18,45 KN.m/ml$

- ✓ Moment en appuis : $Ma = 0,3M0$

- ✓ Moment en travée : $Mt = 1,15M0 - 0,3M0 = 0,85M0$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 sollicitations dans l'escalier

Etats Limite	M0 (KN/m)	Ma (KN/m)	Mt (KN/m)	V(KN)
ELU	25,51	7,65	21,68	30,57
ELS	18,45	5,53	15,68	/

V.5.2 Ferrailage :

Le ferrailage est effectué par le logiciel de calcul Robot Expert avec les dimensions largeur $b=100\text{cm}$ et de hauteur $h=15\text{cm}$ (épaisseur du palier) avec un enrobage de 3 cm pour une fissuration préjudiciable.

V.5.2.1 Ferrailage longitudinal :

En travée : $A_s = 7,3\text{cm}^2$

On adopte : 5HA14=7,7cm²

En appuis : $A_s=3,5\text{cm}^2$

On adopte : 5HA10=3,93cm²

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,44\text{cm}^2$$

Condition vérifié

Vérification de l'espacement :

$$\text{En travée : } St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm})$$

$$\text{En Appuis : } St = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm})$$

V.5.2.2 Armatures de Répartitions :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92$$

On adopte : 4HA8=2,01 cm²

$$\text{En Appuis : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98$$

On adopte : 4HA8=2,01 cm²

V.5.2.3 Vérification de l'effort tranchant (BAEL A 5.1.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 30,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{30,57 \times 10}{100 \times 12} = 0,25 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié}$$

V.5.3 Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour un escalier inférieure à 5 mètres est définie par :

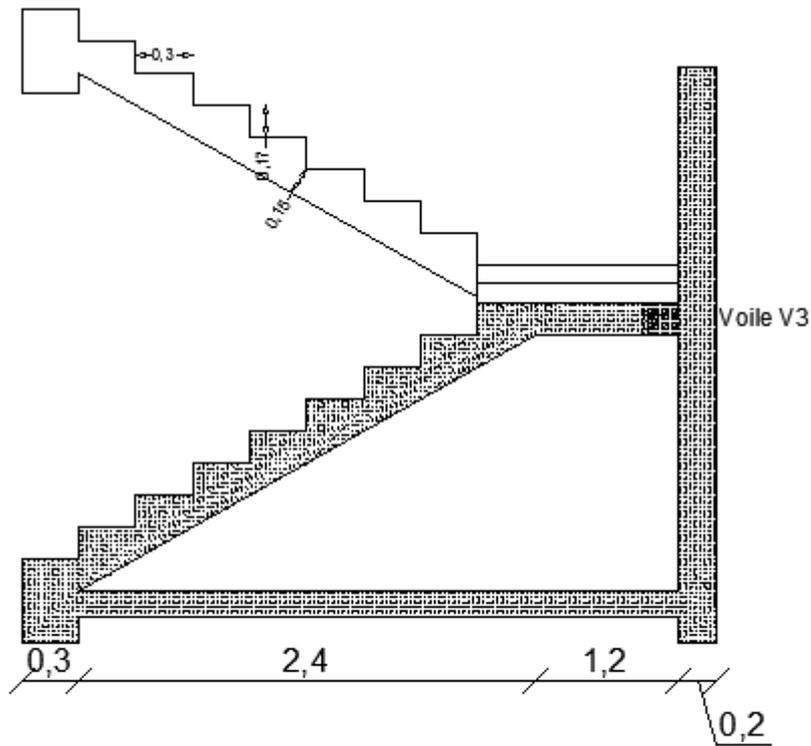
$$\Delta f_{adm} = \frac{L}{400}$$

La vérification a été effectuée par le logiciel de calcul Robot expert le résultat est résumé sur le tableau suivant :

Tableau V.6 Vérification de la flèche de l'escalier

L (m)	Mg (KN/m) ml	Mp (KN/m) ml	AS travée (cm)	As appuis (cm)	$\Delta f_t (mm)$	$\Delta f_{adm} (mm)$	Vérification
3,6	12,24	15,68	7,7	3,5	8,2	9	Vérifié

V.5.4 Schéma de ferrailage :



Coupe de l'Escalier

Figure V.VII Coupe de l'Escalier

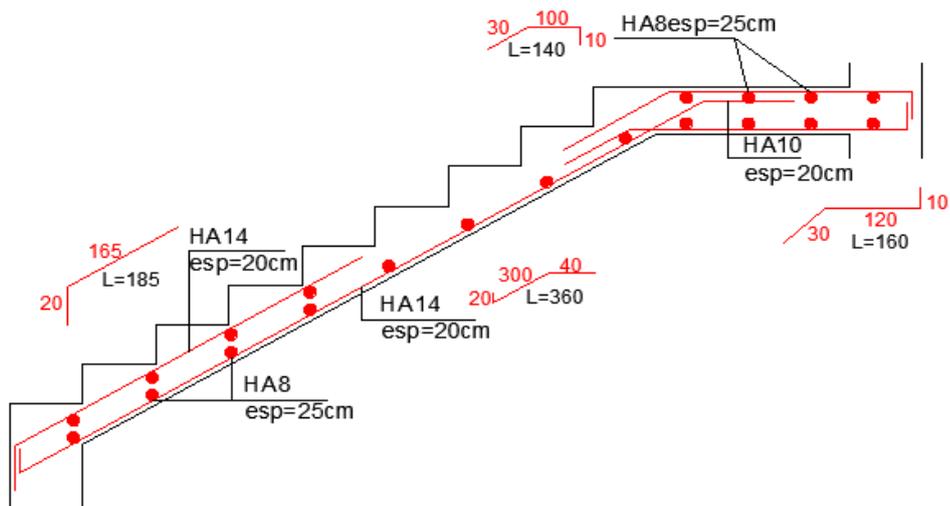


Figure V.VIII Ferrailage de l'Escalier

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations.

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la robustesse de l'ensemble.

VI.2 Choix du type de Fondations :

Le choix du type de fondation dépendra :

- Du type d'ouvrage à construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

- **Remarque :**

Après détermination de la surface du bâtiment et celle de la fondation ; nous allons procéder à une vérification pour déterminer le pourcentage que représente La fondation :

- Si : $\frac{SFondation}{Sbatiment} < 50\%$ on part vers les semelles filantes ou isolées
- $50\% \leq \frac{SFondation}{Sbatiment} \leq 60\%$ on part vers les semelles croisées
- $\frac{SFondation}{Sbatiment} > 70\%$ on part vers le radier général

- **Donnée de site :**

- La capacité portante de sol égale à 2 bars ($\sigma_{adm} = 200 \text{ KN/m}^2$) ;
- L'ancrage de notre fondation est à 4 m à partir du terrain naturel ;
- Le tassement admissible est de 1 cm ;
- L'agressivité du sol contre le béton est nulle ;
- Le site est considéré comme meuble (S3) ;

VI.3 Calcul de la Fondation :

La surface de la semelle doit être suffisante pour répartir sur le sol, les charges apportées par les porteurs verticaux.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression : $\sigma = \frac{N}{SF}$

Pour le dimensionnement de la surface au sol :

- Les semelles de fondations sont calculées à l'E.L.S ;
- La pression exercée par les fondations doit être inférieure à la capacité portante du sol

VI.3.1 Vérification du pourcentage de la fondation :

L'effort normal global distribué au sol est égal à 21050,5 KN

On inclue forfaitairement le Poids de la fondation Pour éviter de trouver une section d'armature minimal donc on majore le poids total du bâtiment de 5 à 10%.

$$\longrightarrow SF = \frac{1,05 \times N_{tot}}{\sigma_s}$$

$$S_{bat} = 245,54m^2$$

$$SF = \frac{1,05 \times 21050,5}{200} = 110,5m^2$$

$$\frac{SF}{S_{bat}} = \frac{110,5}{245,54} = 0,45 \rightarrow 45\%$$

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager des semelles Filantes comme fondation.

- **Choix de la disposition des semelles Filantes :**

Nous avons deux possibilités de choix de disposition soit dans le sens x soit dans cel de y.

Svt le sens y : nous aurons des semelles jumelé au niveau des joints et on risque de dépasser le terrain du site.

Svt le sens x : meilleurs dispositions, les fondations filantes de notre bloc sont isolées vis-à-vis au bloc voisin.

VI.3.1.1 Semelle Filante :

Pour faire la liaison de continuité entre les poteaux, la semelle à elle seule ne suffit pas car elle risque de fléchir dans la zone à mi- travée (entre les poteaux), pour cela la fondation

continue sera composée de deux éléments :

- La semelle continue.
- La poutre de rigidité : qui a pour rôle de rigidifier la zone à mi- travée vis-à-vis de la flexion et assurer une répartition équitables des contraintes au niveau du sol.

VI.3.1.1.1 Dimensionnement des semelles filantes :

$$\sigma_s = \frac{N_{tot}}{S_f} \leq \overline{\sigma_s}$$

$$S_f = A \times L \rightarrow A = \frac{N_{tot}}{L \times \overline{\sigma_s}}$$

Le tableau ci-après résume les efforts ramenés aux fondations de la file 1 exporté du logiciel de calcul CSI Etabs.

Tableau VI.1 Effort ramené à la fondation de la file 1

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FZ
				kN
Base	4	32	ELS	1005,5099
Base	8	64	ELS	1225,6457
Base	12	96	ELS	992,3331
Base	16	128	ELS	610,2361
Somme :				3833,7248
Ffond				4025,41104

Nous avons procédé au même calcul pour toutes les files ainsi que les semelles filante sous voile verticale les résultats sont résumés dans le tableau suivants :

Tableau VI.2 dimensions de semelles adoptées

Dimension	File 1	File 2	File 3	File 4	Voile vertical
L(m)	15,29	15,29	15,29	15,29	4,5
σ_s (MPa)	200	200	200	200	200
B calculé	1,32	1,72	1,80	1,74	0,93
B adopté	1,5	2	2	2	1
b (cm)	45	45	45	45	20
hs (cm)	30	40	40	40	20
hr (cm)	80	80	80	80	70

L : longueur total de la semelle

B : Largeur de la semelle

b : Coté du poteau

La hauteur utile : $d \geq \frac{B-b}{4}$

La hauteur de la semelle : $h_s = d + c$

La hauteur totale de la nervure : $\frac{l_{max}}{9} < h_r < \frac{l_{max}}{6}$

Vérification de la contrainte admissible :

$$SF = 15,29 \times (2 + 2 + 2 + 2 + 1,5) = 145,25m^2$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{1,05 \times 21050,5}{145,25} = 152,17MPA$$

$$\sigma < \bar{\sigma} = 200MPA \quad \text{Condition vérifié}$$

VI.3.1.1.2 Vérification au poinçonnement de la semelle :

D'après (l'article A.5.2.4.2) BAEL 91/V99 Des armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si :

$$Nu \leq 0,045 \times u_c \times h_r \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec :

Nu : la charge de calcul du poteau le plus sollicité exporté du logiciel de calcul CSI Etabs,

$$Nu = 4210 \text{ KN}$$

u_c : périmètre de contour cisailé 2 (L+b+2h).

h : hauteur de la nervure

$$U_c = 2(2 \times 0,45 + 2 \times 0,8) = 5 \text{ m}$$

$$N = \frac{(0,045 \times 5000 \times 800 \times 25) \times 10^{-3}}{1,5} = 3000 \text{ KN}$$

$$Nu = 4210 < 3000 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

VI.3.2 Modélisation des semelles Filantes :

VI.3.2.1 Calcul du coefficient de raideur K :

Dans les logiciel de calcul le sol est assimilé à un ensemble de ressort on modélise sous les fondations une raideur (coefficient d'élasticité K_s), leur comportement est équivalent à celui de sol, pour effectuer l'interaction sol structure.

La contrainte admissible et le tassement sont donnés dans le rapport du sol

$$F = K_s \times x$$

K_s : Coefficient de raideur

x : Tassement du sol

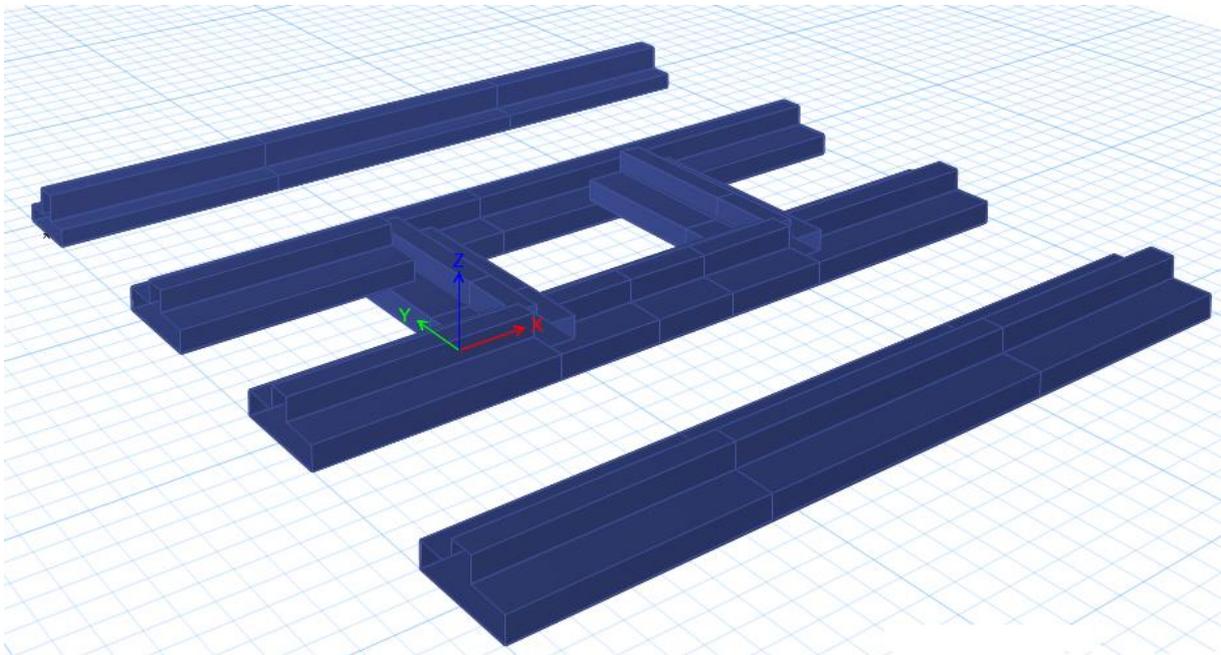


Figure VI.I Vue en 3D des semelles Filantes

Sachant que d'après le rapport du sol le tassement de 1bar correspond à $x=1\text{cm}$

$$K_s = \frac{F}{x} = \frac{100}{0,01} = 10\,000\text{KN}/\text{m}^3$$

VI.4 Calcul du ferrailage :

VI.4.1 Ferrailage de la semelle filante :

Nous avons pris comme exemple le ferrailage de la semelle de la file 1 qui a pour dimensions : (150×30)

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à L'ELS pour une fissuration préjudiciable.

VI.4.1.1 Armatures Principales :

$$A_s = \frac{N_s(B-b)}{8d\bar{\sigma}_s}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\mu ft}\right\} = \min\{206; 202\}$$

$$N_s = \bar{\sigma}_s \times B \times 1ml = 200 \times 1,5 \times 1 = 300KN/ml$$

Ns : Force ramené au sol sur 1 mètre linéaire

B : largeur de la semelle

$$A_s = \frac{300 \times (150 - 45)}{8 \times 27 \times 202} = 7,21cm^2/ml$$

$$\text{On adopte : } 5HA14 = 7,7cm^2/ml$$

Espacement :

$$e \leq \min(20cm; 15\phi l) = \min(20cm; 15 \times 1,4) = 20cm/ml$$

On adopte : e=20cm/ml

VI.4.1.2 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,92cm^2/ml$$

$$\text{On adopte : } 4HA8 = 2,01cm^2/ml$$

$$e \leq \min(20cm; 15\phi l) = \min(20cm; 15 \times 0,8) = 12cm/ml$$

On adopte : e=15cm/ml

- **Calcul de la hauteur du patin :**

H1 est donnée en fonction du diamètre des armatures longitudinal.

$$h1 \geq 6\phi l + 6cm = 6 \times 1,4 + 6 = 14,4cm$$

On adopte : 20cm

VI.4.2 Ferrailage de la nervure :

Les sollicitations ont été exportées du logiciel de calcul CSI Etabs 2017 et le ferrailage a été effectué par le logiciel de calcul Robot Expert 2010 les résultats sont résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.3 Ferrailage des nervures

File	B (cm)	hN adopté (cm)	ELS		Section calculé As (cm ²)		Ferrailage adopté		Section As adopté (cm ²)	
			Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Travée	appuis	Travée	appuis	travée	appuis
1	150	100	514,94	-383,1	28,7	21,8	15HA16	12HA16	30,16	24,13
2	200	110	689,87	-310,56	34,9	16,1	12HA20	10HA16	37,7	20,11
3	200	110	627,63	-290,45	31,7	15	15HA16	7HA16	30,16	14,07
4	200	110	736,9	-367,49	37,4	19,3	12HA20	10HA16	37,7	20,11

Nous avons augmenté la hauteur des nervures de la file 1 à 1 m et celle des autres files à 1,1 m pour diminuer le ferrailage important.

VI.4.2.1 Armature transversal :

Vérification à l'effort tranchant :

$$v_{max} = 912,16KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{912,16}{45 \cdot 90} * 10 = 2,2MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ Pour une fissuration préjudiciable}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifié}$$

Le diamètre des armatures transversales est donné par : $\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$

$$\phi_t \leq \min (28,57; 45; 16)$$

$$\phi_t \text{ adopté} = 10 \text{ mm}^2$$

$$A_t \text{ adopté} = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

L'espacement maximal à ne pas dépasser est :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (81 ; 40cm)$$

$$St_{max} = 40cm$$

$$St \leq \frac{At \times \bar{f}_e}{\tau_u \times b_0} = \frac{3,12 \times 348}{2,2 \times 45} = 10,96cm$$

On adopte $St = 10cm$

VI.4.2.2 Armatures de peau :

Le CBA93 exige pour les poutres de grande hauteur $h \geq 80cm$ La disposition en plus des armatures longitudinales des armatures de peau d'au moins $3cm^2/ml$ posées parallèlement à la fibre moyenne de la poutre.

$$h = 1m \rightarrow 1 \times 3 = 3cm^2$$

On adopte: $3HA12 = 3,39cm^2$

VI.5 Schéma de ferrailage :

VI.5.1 Ferrailage de la semelle filante :

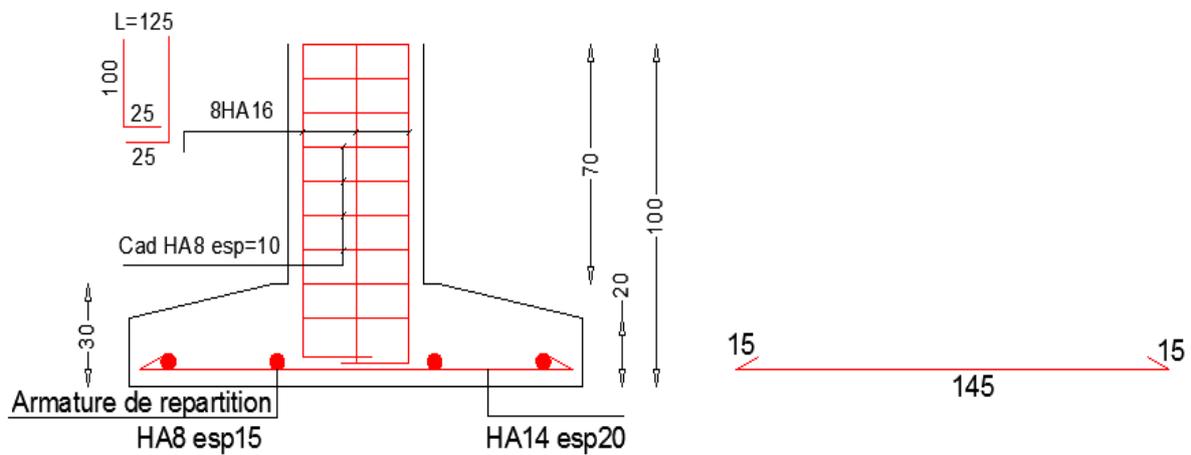
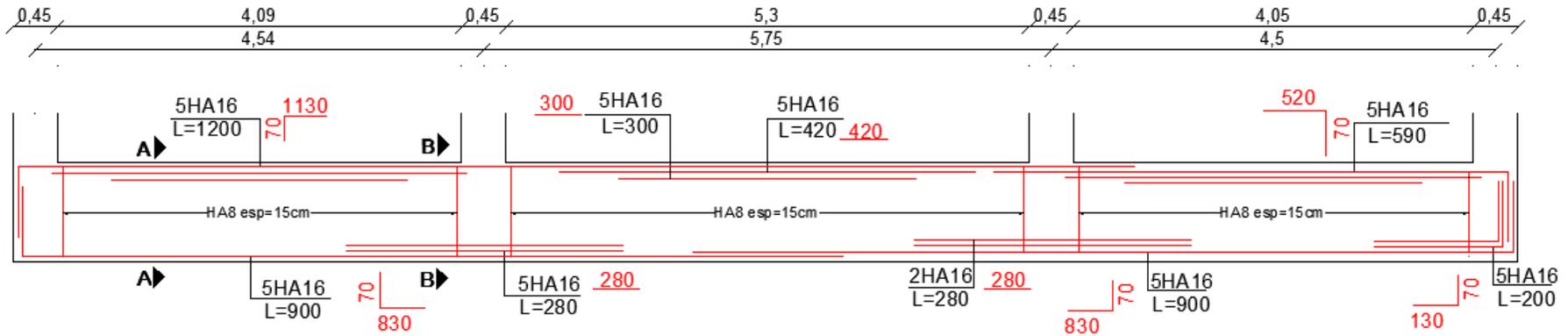


Figure VI.II Ferrailage de la semelle filante

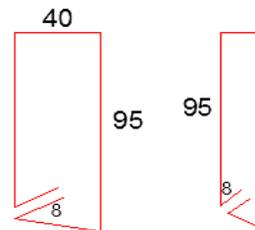
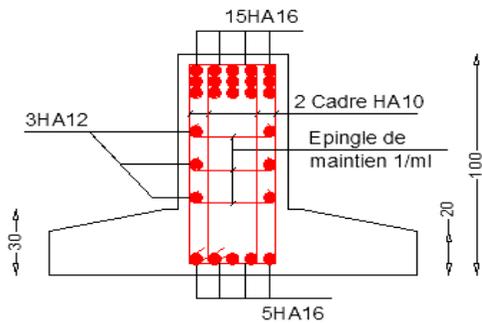
VI.5.2 Ferrailage de la nervure :

FERRAILLAGE POUTRE RIGIDE



Les coupes :

Coupe A-A



Coupe B-B

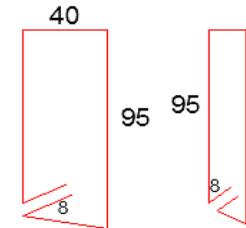
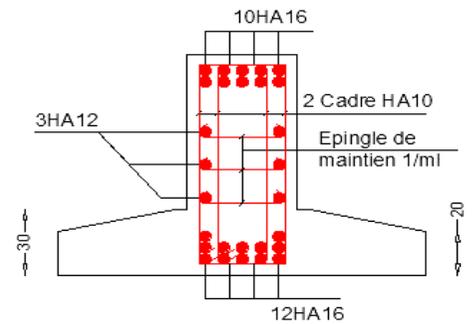


Figure VI.III Ferrailage et Coupe de la nervure

VI.6 Calcul de la longrine :

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction (F). Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres

VI.6.1 Pré dimensionnement :

D'après le règlement RPA 2003(art 10.1.1) les dimensions minimales de la section transversal des longrines est donnée par :

- (25x30) cm².....sites de catégorie S2, S3.
- (30x30) cm².....site de catégorie S4.

Pour notre cas (site meuble S3) on prend une section de (30x35) cm²

VI.6.2 Ferrailage :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

N : Effort normale du poteau le plus sollicité

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considérée

D'après (RPA99/2003) :

$$\alpha = 12 \text{ (Catégorie s3, zone IIa)}$$

$$N = 2076,66KN$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{2076,66}{12} = 173,05KN > 20 \text{ Condition vérifié}$$

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 \emptyset)

VI.6.2.1 Les armatures longitudinales :

La longrine travaille en traction simple, la résistance du béton est ainsi carrément négligée, et la totalité de l'effort F sera équilibrée uniquement par les armatures.

La section d'acier est donnée par : $A_s = \frac{N}{\sigma_s}$

$$A_s = \frac{173,05 \times 10^3}{348} = 497,27 \text{ mm}^2 = 4,97 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (BAEL91)

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Condition de RPA 99/V2003 :

Le ferrailage minimal doit être de 0.6% de la section de la longrine :

$$A_{min} = 0,006 \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{calculé} \rightarrow$ On adopte A_{min} de l'RPA

Section adopté : 6HA12 = 6,79 cm²

VI.6.2.2 Armatures transversales :

Choix du diamètre : il doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront constituées par des cadres $\phi 8 \Rightarrow \phi_t = \phi 8$

$$St \leq \min(20 \text{ cm}; 15\phi_l) \rightarrow St \leq \min(20 \text{ cm}; 15 \times 1,4)$$

On adopte : $St = 15 \text{ cm}$

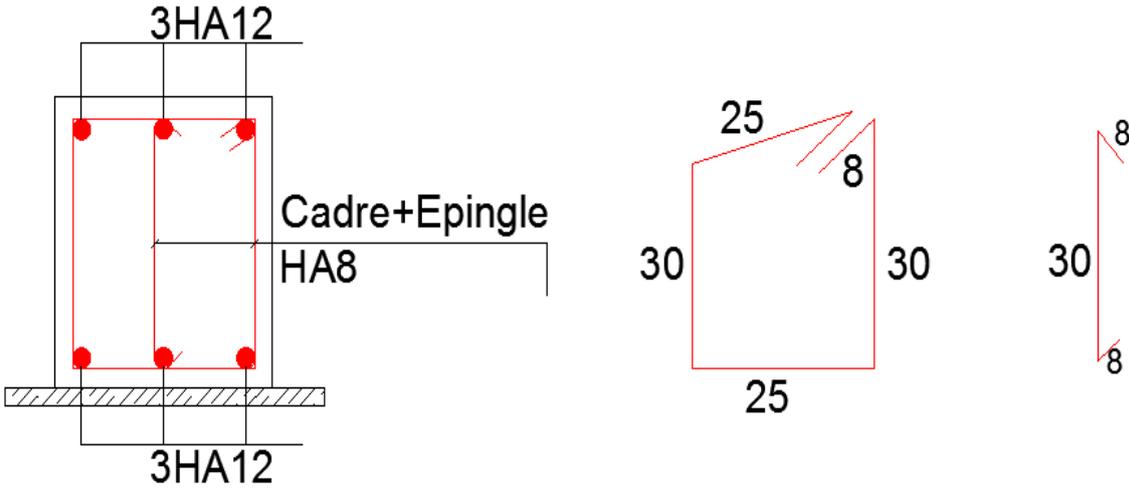


Figure VI.IV Coupe ferrailage des Longrines

CHAPITRE VII

Analyse statique non linéaire (Push over)

VII.1 Introduction :

L'analyse push over est une méthode d'analyse statique non linéaire qui a été spécialement développée pour évaluer la vulnérabilité des structures existantes face aux séismes, ainsi que la performance des structures non bâties. Elle se base sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à une charge verticale et une charge latérale (séisme) croissantes jusqu'à l'effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'évaluer la vulnérabilité de la structure.

Lorsqu'on détermine la performance sismique des structures en utilisant la méthode statique linéaire, cela tend généralement à s'éloigner de la réalité physique dans une direction défavorable. Afin de se rapprocher au maximum du comportement réel, il est essentiel de prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire en étudiant leur comportement dans le domaine plastique. C'est pourquoi notre étude de performance sera réalisée en utilisant une analyse statique non linéaire (Push over).

VII.2 Analyse push – over :

VII.2.1 Définition :

L'analyse Push over, est une méthode d'analyse non linéaire d'évaluation de structure, qui consiste à soumettre une structure à des charges latérales (séisme) selon un modèle prédéfini, en augmentant progressivement l'intensité des charges jusqu'à l'apparition des différents modes de comportement jusqu'à la ruine. Cette méthode repose sur le principe selon lequel la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en fonction de l'excitation sismiques et la réponse de la structure à cette excitation. Pour déterminer la capacité de la structure celle-ci est soumise à des charges incrémentales réparties le long de sa hauteur. Les résultats de cette analyse sont représentés graphiquement sous forme d'une courbe (Figure VII.1) appelé courbe de capacité qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

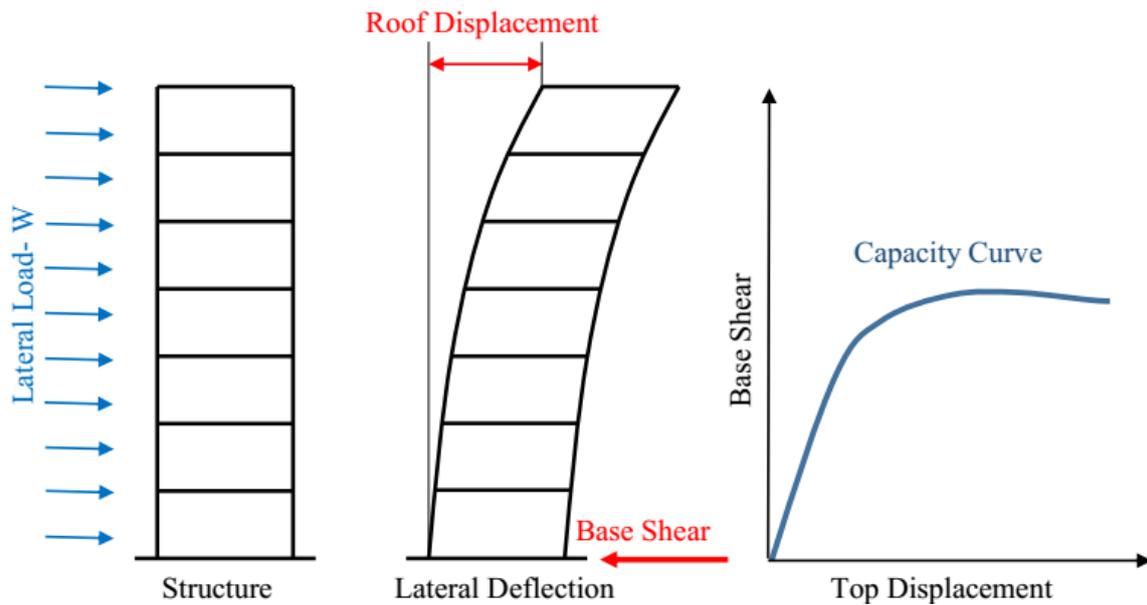


Figure VII.I Construction de la courbe de Capacité de la structure

VII.2.2 Principe de l'analyse non linéaire Push over :

Le principe de l'analyse Push over non linéaire repose sur la superposition d'une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse non linéaire avec une courbe représentant la sollicitation causée par le séisme (spectre de réponse). L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un (point de performance). Ce point permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de détérioration, dans le domaine plastique.

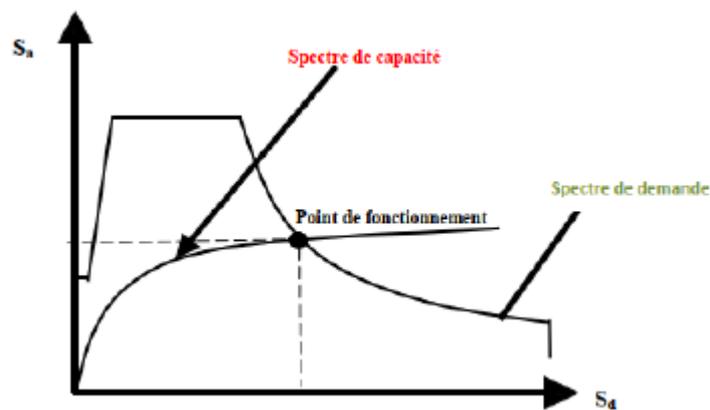


Figure VII.II Détermination du point de performance

L'objectif de cette analyse non linéaire est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres liés aux sollicitations et aux déplacements des éléments constituant la structure. Elle permet également de suivre le développement des mécanismes de ruine dans ces éléments et d'évaluer les dommages structurels. Cette méthode est

particulièrement utile pour estimer les déformations dans les éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper l'énergie transmise à la structure par les mouvements du sol. De plus, elle permet de déterminer les états des nœuds réels auxquelles ils sont soumis, les poteaux en termes de sollicitations moment effort normal, les moments au niveau des poutres, ainsi que les moments efforts normaux au niveau des voiles.

VII.2.3 Niveaux de dommages :

Lorsqu'une structure est soumise à des charges croissantes, cela entraîne la plastification des zones critiques qui provoquent la ruine de la structure. En réalité, la structure subit plusieurs stades de dommage avant d'atteindre la ruine totale. Ces différents stades de dommage peuvent être représentés par une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui indique les valeurs de plastification et de déformation plastique après plastification (*Figure VII.III*). Cette courbe est composée de cinq points essentiels :

- Point A est l'origine.
- Point B représente la limite d'élasticité.
- Point C représente la capacité ultime.
- Point D représente la résistance résiduelle.
- Point E représente la rupture totale.

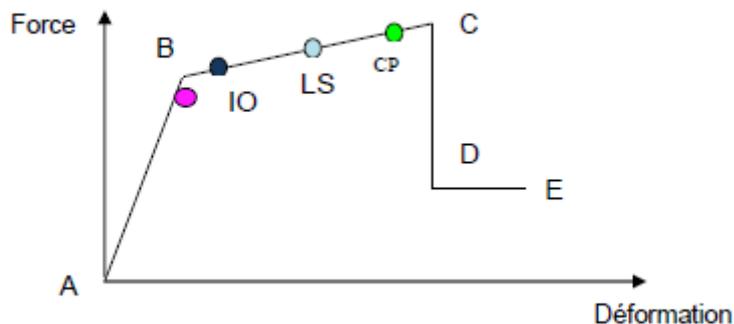


Figure VII.III Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages

Dans la Courbe force-déplacement représenté à la figure (*Figure VII.III*), L'intervalle de l'activité plastique est divisé en trois niveaux :

- IO (immédiate occupancy) : Plastification modéré sans dommage.

- LS (life safety) : Plastification moyenne nécessitant des réparations.
- CP (collapse prévention) : Plastification importante structure a démolir.

VII.3 Etude capacitaire du bâtiment étudié :

On va mettre en évidence le comportement de notre bâtiment contreventé par voiles décrit et dimensionné dans les chapitres précédent dans le but d'étudier l'influence de la variation des sections des poteaux sur un bâtiment.

Afin de comparer le comportement réel de notre structure dans le cas des poteaux constants et variables nous avons effectué deux variantes :

- Variante 1 : poteau a section constante
- Variante 2 : variation de la section des poteaux en élévation

Dans la suite, on va analyser le comportement des deux bâtiments par la méthode statique non linéaire ou Push over, qu'on a décrit précédemment, en utilisant le logiciel CSI ETABS 2017.

VII.3.1 Application de la méthode Push over :

VII.3.1.1 Comportement non linéaire des éléments structuraux :

Les éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Cependant, On introduit des rotules plastiques au niveau des sections critiques des éléments traduisant le comportement non linéaire de ces sections qui peuvent se plastifier sous chargement important. Les rotules plastiques sont des déformations irréversibles dans les zones qui sous sollicitation sismique perdent leurs capacités de résistance et deviennent une sorte d'articulation permettant la rotation de l'élément.

VII.3.1.2 Introduction des rotules plastiques :

Les rotules plastiques sont introduites au niveau de deux extrémités des éléments porteurs sous sollicitation des moments et effort tranchant selon les directions de chargement Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel CSI ETABS 2017 sont extraites des règlements américains telle que ASCE 41-13 et FEMA 440EL ainsi que, pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe Moment -Rotation (*Figure VII.IV*).

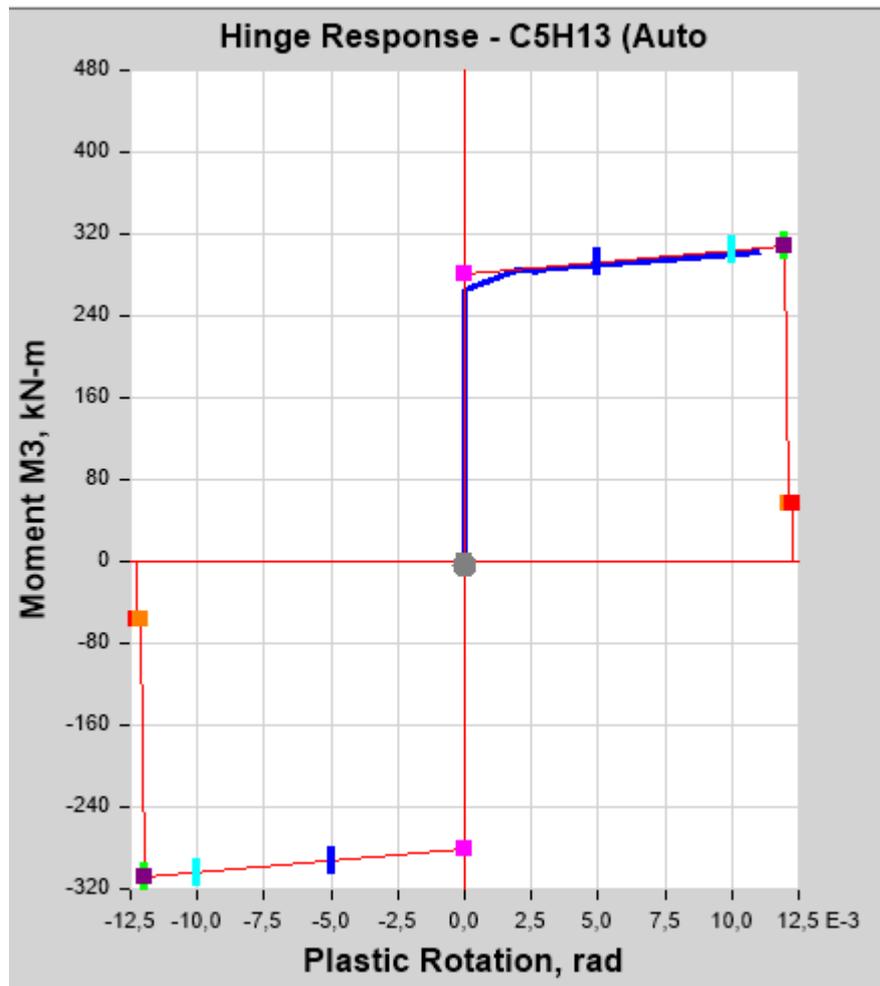


Figure VII.IV Rotule de flexion M_3

VII.4 Analyse des résultats :

Afin de déterminer les courbes de capacité représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure on s'est basée sur le mécanisme de ruine établie selon la courbe moment-rotation du code FEMA 440 EL.

Les résultats de l'analyse statique non linéaire Push over obtenus dans les deux bâtiments, seront exposés dans l'ordre suivant :

- Structure sans variation de la section des poteaux
- Structure avec variation de la section des poteaux

Les discussions qui se porteront sur ces résultats, seront comme suit :

Comparaison des résultats, selon la performance dynamique de la structure en terme de :

- De l'effort tranchant

- De déplacement
- De la ductilité
- Formation de rotule plastique
- Et de l'énergie dissipée

Ces résultats montrent la capacité de résistance, de déformation et la possibilité de formation des rotules plastiques réelles dans le bâtiment considéré avec et sans variation de poteaux.

VII.4.1 Mécanismes de ruine :

VII.4.1.1 Développement des rotules plastiques :

Le logiciel CSI ETABS 2017 nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure. Les figures (VII.XI et VII.XXI) illustre l'évolution des rotules plastiques du portique suivant l'élévation (B-B) de notre structure. Dans ce portique on observe la formation des premières rotules plastiques de type (LS) au niveau des extrémités de toutes les poutres à partir du step 6.

Lorsque la charge est augmentée au fur et à mesure par incréments on a l'évolution des rotules jusqu'au steps 25/36 apparaissent les rotules sur les poteaux de types LS et CP ainsi que dans les voiles de types LS cependant les poutres sont en ruine totale.

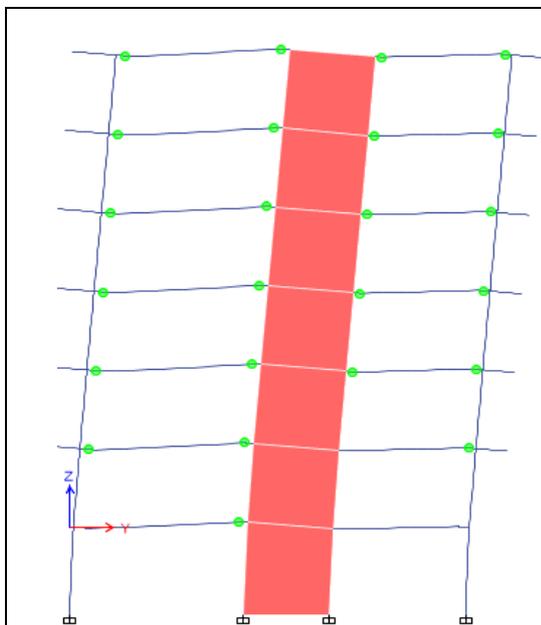


Figure VII.V Evolution des rotules plastiques au niveau du step 6

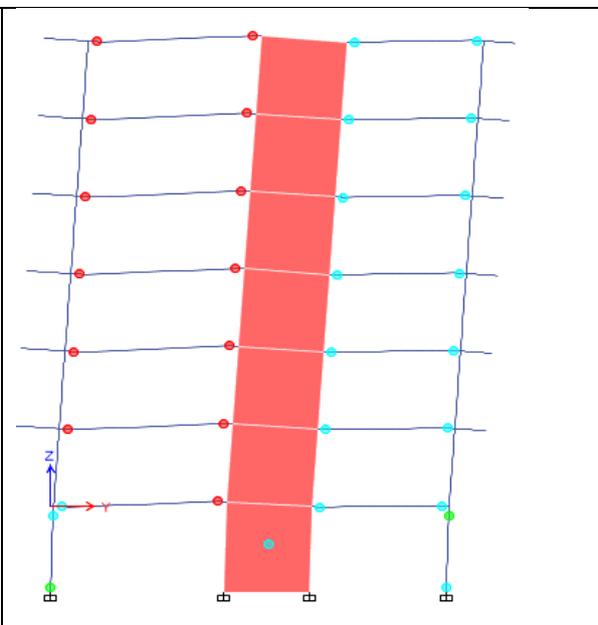


Figure VII.VI Evolution des rotules plastiques au niveau du step 36

VII.4.2 Comparaison des performances dynamiques des deux variantes :

VII.4.2.1 Courbe de capacité de la structure (V-D) :

La courbe de capacité de la structure représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement, elle est formée d'une phase à caractère élastique linéaire (Figure VII.V et Figure VII.VI), suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture.

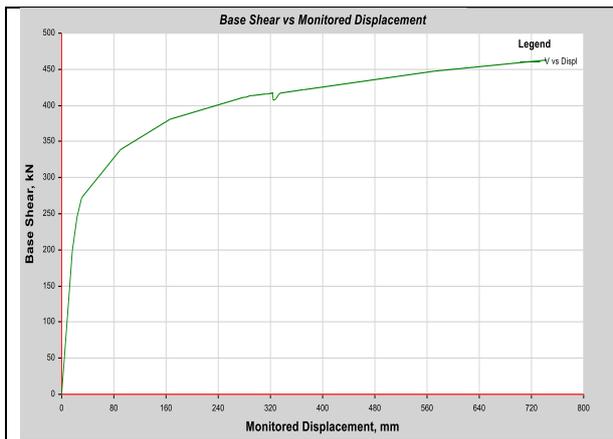


Figure VII.VII Courbe de capacité SSV



Figure VII.VIII Courbe de capacité SAV

SAV : Structure avec variation

SSV : Structure Sans variation

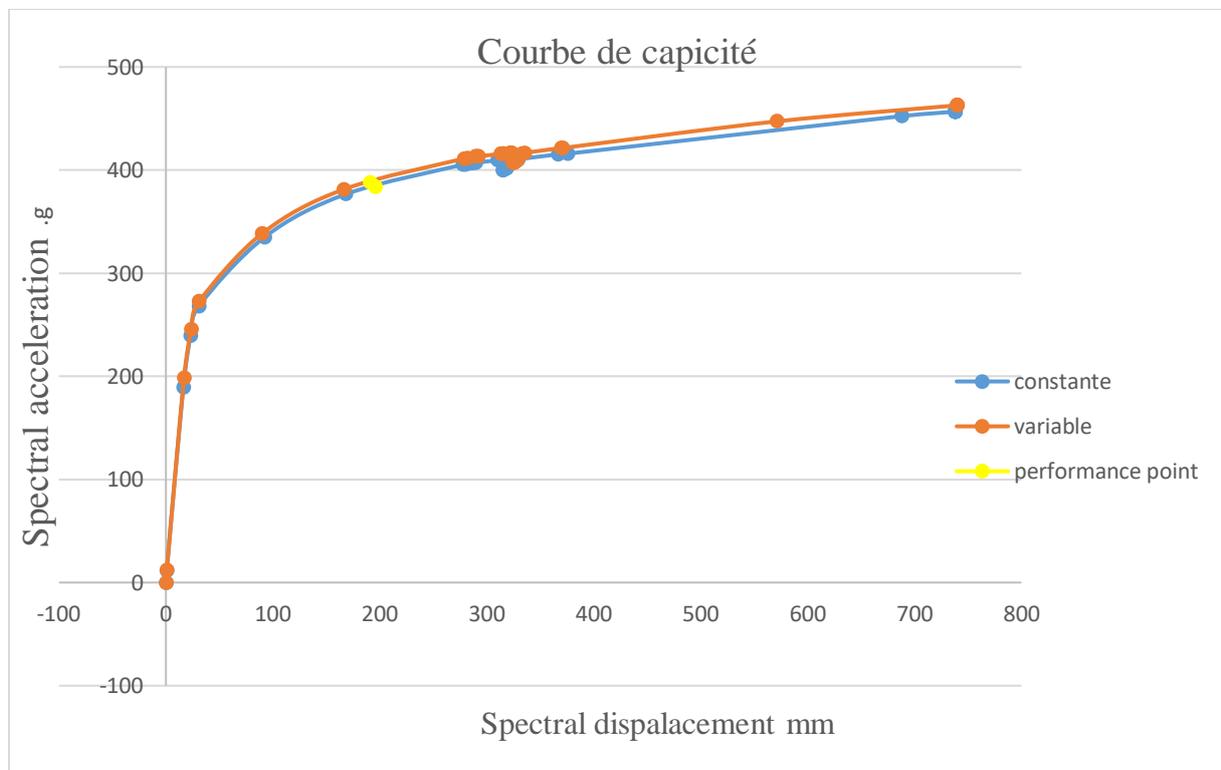


Figure VII.IX Comparaison des Courbes vulnérabilité des structures des deux variantes

Nous avons effectué la superposition des courbes des deux variantes D'après le graphe précédent nous pouvons remarquer qu'il n'y a aucune différence entre les deux réponses des variantes.

VII.4.2.2 Résultats de la vulnérabilité de la structure :

Afin d'évaluer la vulnérabilité sismique de la structure (détermination de point de performance), il faut d'abord convertir les courbes de capacité (V-D) des figures (VII.V) et (VII.VI) à des spectres de capacité (Sa –Sd) en utilisant les résultats obtenus par l'analyse modale. Ensuite on superpose ces courbes sur la courbe de demande). Pour notre cas elle a été directement exportée du logiciel de calcul CSI ETABS en utilisant les normes américaines FEMA 440EL pour le choix du type de courbe et l'ASCE 7-10 General pour un séisme donné nous avons adopté le maximum donné par ce règlement (1,25-0,5).

VII.4.2.2.1 Courbe de capacité spectrale (FEMA440 EL) :

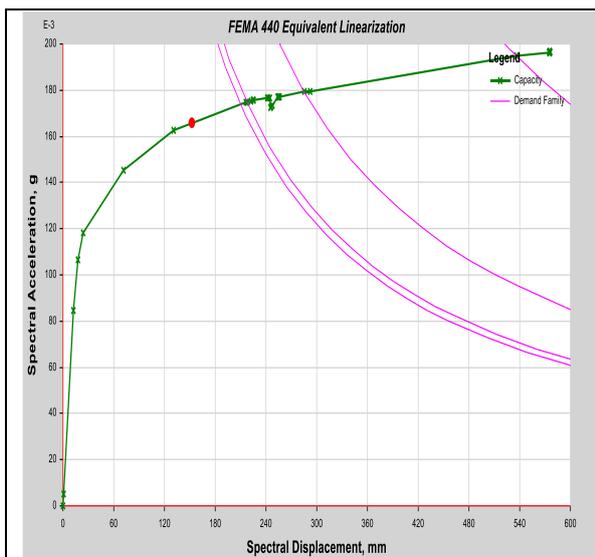


Figure VII.X Courbe vulnérabilité (Capacité- Demande) obtenue par la méthode FEMA440EL SSV

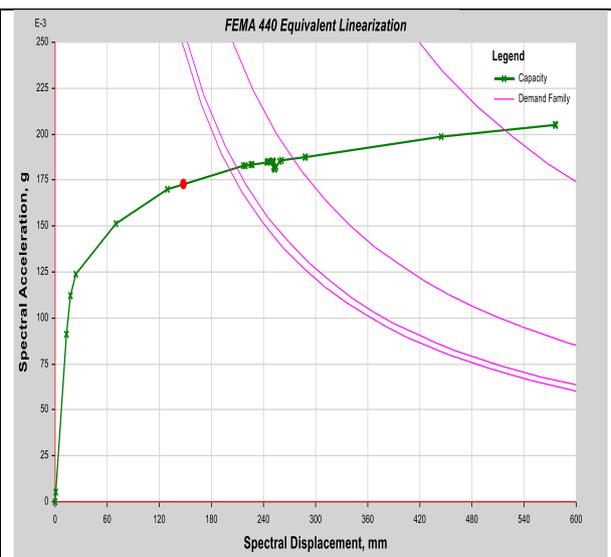


Figure VII.XI Courbe vulnérabilité (Capacité- Demande) obtenue par la méthode FEMA440EL SSV

D'après les Courbes vulnérabilités (Figure VII.X et Figure VII.XI) nous pouvons conclure que :

Le déplacement global des deux structure sont respectivement de 196,08 et 190,80 mm reste inférieur à la valeur de 0.1 H toléré par le règlement RPA99/v2003, pour cela on peut dire que notre structure est très rigide au séisme.

Selon FEMA440EL notre structure est en état stable et les dommages, restent localiser.

La discussion des résultats issus de l'analyse Push Over, afin de comparer entre la structure avec variation d'inertie des poteaux et celle sans variation d'inertie se résumera dans le Tableau suivant ci-dessous, en matière de performance dynamiques :

Tableau VII.1 Résultats des différents critères de comparaison

Structure à poteau	V (KN)	D (mm)	R	Sa	C (%)	Site
Constante	383,94	196,08	10,82	0,16g	72,5	S3
variable	387,84	190,8	10,52	0,17g	72,4	S3

V : effort tranchant

D : déplacement

R : la ductilité

C : pourcentage de dissipation d'énergie

Sa : accélération spectrale

D'après les valeurs de ce tableau (VII.1), on peut constater clairement qu'il n'y a aucune différence entre les résultats des variantes en termes d'effort tranchant, de déplacement, la ductilité ainsi que la dissipation d'énergie ce qui est parfaitement logique car notre structure est contreventé par voiles qui reprennent pratiquement tous les efforts sismiques.

Tableau VII.2 Pourcentage des efforts repris par les poteaux et voile

Effort	Voile	Poteau	pourcentage
Constante	2922	5,91	4,94%
S. Variable	2931	5,62	5,21%

On peut constater que l'effort repris par les poteaux est très inférieur par rapport à celle des voiles, ce qui confirme les résultats obtenues de notre analyse.

VII.5 Conclusion :

Les résultats de la modélisation en 3D montre que notre bâtiments avec voiles porteur (en zone IIa) Pour les deux variantes se comporte bien dans le domaine non élastique d'ici on peut

conclure que notre bâtiment malgré l'apparition des rotules dans les poteaux et voiles et la ruine des poutres elle répond aux efforts sismiques requises par le code parasismique algérien RPA99/v2003.

Ainsi nous avons pu constater que la variation de la section des poteaux n'a aucune influence sismique donc on peut se baser sur l'utilité de cette variation dans l'aspect économique.

En fin, le calcul statique non linéaire est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtis existants, d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme et de fournir ainsi des informations nécessaires comme la ductilité globale, limites élastiques et limites plastiques. De nombreux pays de par le monde ont depuis de nombreuses années introduit et mis en application cette méthode dans les codes de construction parasismique et dans les programmes des risques, par exemple aux Etats –unis (FEMA 273,356, 440EL et ATC40), en Europe (Euro code 8) et en suisse (SIA2018).

Conclusion générale

Cette étude sur le bâtiment à usage d'habitation met en évidence plusieurs éléments clés qui démontrent l'importance d'une approche réfléchie et intégrée dans la conception et la construction de ce type de structures.

- ✚ Le pré dimensionnement est une étape essentielle pour la suite de l'analyse de la structure.
- ✚ La partie dynamique de l'analyse de la superstructure est cruciale, car elle permet d'obtenir une vision réaliste du comportement de la structure après les vérifications réglementaires requises (RPA99 VERSION 2003, C.B.A 93 et BAEL 91 modifiée 99).
- ✚ La disposition des voiles de contreventement joue un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme, plus important que la quantité de voile à placer.
- ✚ Le séisme est l'une des actions les plus importantes et dangereuses à prendre en compte dans la conception et le calcul de la structure.
- ✚ Le ferrailage des poteaux a été effectué par les critères de dimensionnement minimum spécifiés par le RPA99 ce qui montre qu'elle accorde une importance primordiale à la sécurité.
- ✚ Les éléments principaux jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.
- ✚ Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et de la charge supportée par la structure.
- ✚ L'utilisation de méthodes numériques telles que le logiciel CSI ETABS, ROBOT EXPERT et le programme EXCEL permet de réduire les erreurs de calcul manuel et le temps d'étude. Cependant, la fiabilité des résultats obtenus avec le logiciel CSI ETABS dépend de la bonne modélisation de l'ingénieur et d'une bonne interprétation des résultats.
- ✚ L'utilisation de l'analyse "PUSHOVER" représente une ressource précieuse et efficace pour les ingénieurs spécialisés en structures. Elle leur permet d'explorer différentes stratégies de renforcement pour les bâtiments existants, ainsi que d'étudier de nouveaux modèles de construction capables de résister de manière optimale lors de séismes futurs.

L'utilisation de la méthode analyse non linéaire comme l'analyse Push over permet d'estimer la capacité portante de la structure ainsi que le positionnement des rotules plastiques.

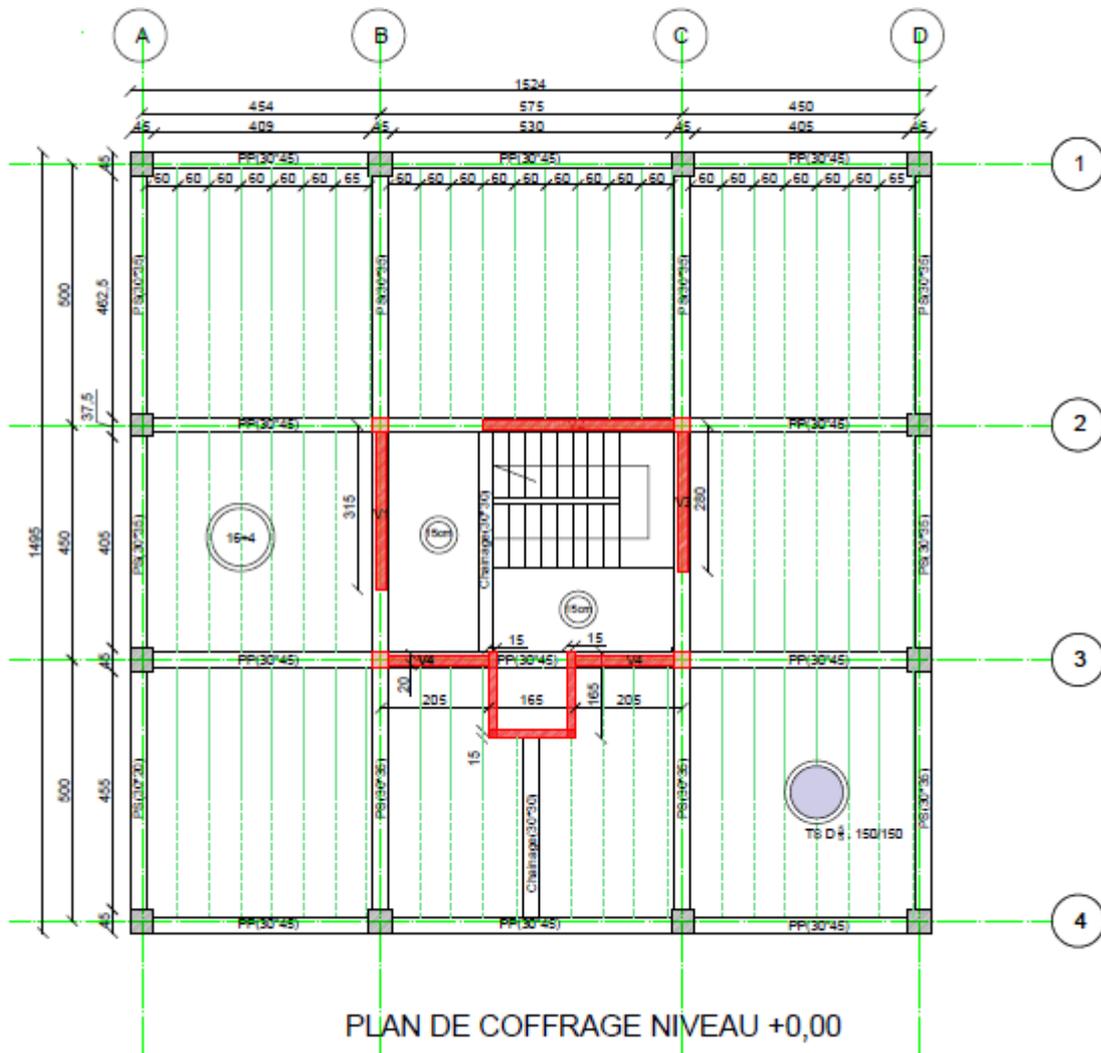
En outre, les résultats de cette étude permettent de tirer les conclusions suivantes :

- L'analyse non linéaire est essentielle pour les structures soumises aux séismes, car elles peuvent subir d'importantes déformations.
- Cette méthode présente l'avantage de suivre l'évolution du comportement de la structure étape par étape, en traçant la formation des rotules jusqu'à la rupture.
- Elle est à la base de la nouvelle approche de conception parasismique appelée "conception en performance".
- La détermination du point de performance par cette méthode est extrêmement utile, car elle fournit une estimation claire du niveau de dommage subi par la structure.

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

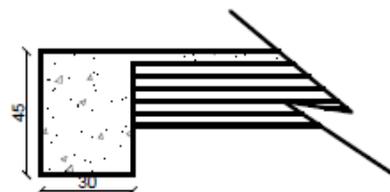
En conclusion, ce mémoire nous a offert l'opportunité de consolider nos connaissances acquises tout au long de notre parcours universitaire, de les améliorer et de les enrichir grâce à de nouveaux outils tels que le logiciel CSI ETABS, qui s'est révélé très utile dans le domaine du bâtiment, ainsi que notre capacité à interpréter et à appliquer les réglementations en vigueur. Il souligne l'importance de la rigueur et de l'attention aux détails lors de la conception d'un bâtiment, afin de garantir sa résistance sismique et sa sécurité structurelle.

Annexes –Plans de Coffrage

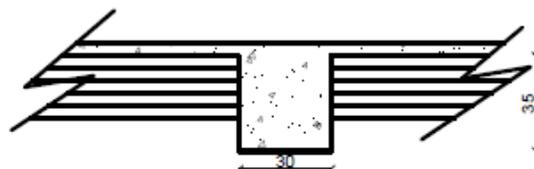


Annexes –Plans de Coffrage

COUPE A-A



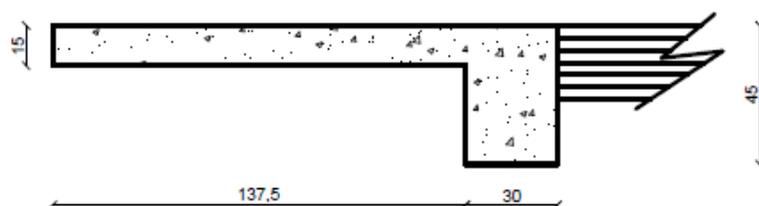
COUPE B-B



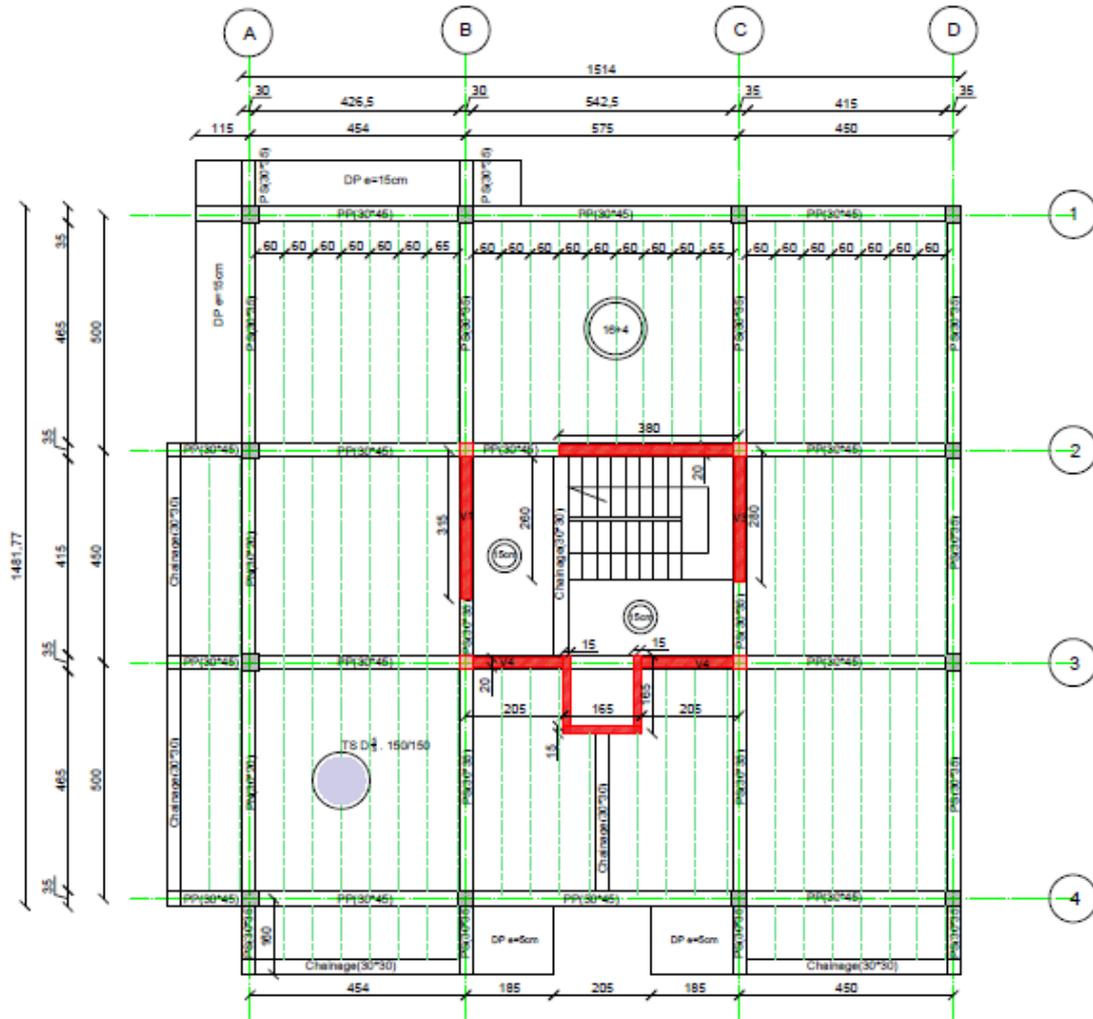
COFFRAGE COUPE C-C



COFFRAGE COUPE D-D



Annexes -plans de Coffrage



PLAN DE COFFRAGE NIVEAU +9,18m ; +12,24m; +15,30m

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Règlement :

- ❖ **BAEL91** : (Béton armé aux états limites Révisées 99)
- ❖ **DTR BC-2.48** : Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- ❖ **DTR BC-2.4**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ❖ **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1988).

Livre :

Le béton armé aux états limites (Dr KEBAILI Béchir).

Mémoire et article :

[1] MENASRI, Y., NOUAOURIA, M., & GUENFOUD, M. (2010). EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE A L'ECHELLE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME PAR L'ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER). In *Symposium international sur la construction en zone sismique, université Hassiba BEN BOUALI, Chlef (Algérie)*.

[2] Hemsas, M., & Elachachi, S. M. (2007). Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en BA soumis à une action sismique. *25e rencontres de l'AUGC, 23-25*.

[3] Samia, B. E. L. M. E. H. B. O. U. L., & Nihad, B. O. U. K. E. D. J. A. N. I. (2022). *Etude statique non linéaire d'une structure (R+ 5+ SS) en béton armé* (Doctoral dissertation, university center of abdalhafid boussouf-MILA).

Outils informatiques :

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ETABS 17 (modélisation, analyse et calcul).
- ❖ ROBOT EXPERT 2010 (calcul des ferrailages).
- ❖ Word 2013(traitement des textes).
- ❖ Excel 2013 (calcul).
- ❖ Logiciel AUTOCAD 2018 (dessin).